

ESTUDIO COMPARATIVO DE DEMANDAS DE DUCTILIDAD
EN MARCOS DE CONCRETO REFORZADO

G. Rafael Aranda H.*
J. Ramón González A.**

RESUMEN

Se estudia la respuesta inelástica de marcos de concreto reforzado, irregulares en elevación, y se compara con la correspondiente a los regulares. El comportamiento no lineal de los elementos estructurales se representa con un diagrama momento-curvatura trilineal y la histéresis se simula con las reglas de Takeda.

La duración del registro sísmico se define con un criterio basado en la Intensidad de Arias; la compatibilidad entre la máxima aceleración registrada en el terreno y la que se emplea en el análisis dinámico se obtiene empleando información estadística de la Ciudad de México.

A partir de los resultados obtenidos se dan lineamientos útiles para definir factores de ductilidad de diseño en edificios irregulares en elevación.

ABSTRACT

The inelastic response of R/C frames irregular in elevation is analysed and compared to that of regular buildings. The non-linear behavior of structural elements is idealized by means of a trilinear bending moment-rotation diagram and the hysteretic behavior is simulated by using the model introduced by Takeda.

* Jefe de la División de Ciencias Básicas, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, D.F.
** Becario, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.

The duration of the seismic record is defined through a criterion based on the Intensity of Arias. The compatibility between the maximum acceleration recorded at the ground and that utilized in the dynamic analysis is obtained by using statistical data from Mexico City earthquake records.

From numerical results useful recommendations are given to define ductility factors for seismic design of buildings irregular in elevation.

INTRODUCCION

Los edificios de concreto reforzado tienen comportamiento inelástico cuando se someten a un régimen de esfuerzos intensos; esa ha sido la conclusión al observar los estados límite, de resistencia y de servicio, alcanzados por algunas estructuras reales cuando han sido afectadas por la acción de sismos severos.

El análisis sísmico de edificios de concreto reforzado con comportamiento inelástico involucra el manejo de parámetros cuyo conocimiento y definición es complejo. Al desarrollar modelos simples el objetivo ha sido incluir los rasgos principales de la respuesta no lineal y determinar el comportamiento estructural de una manera global.

La formulación de los sistemas inelásticos debe tomar en cuenta el comportamiento histerético. Los modelos más representativos que se han empleado para ello son los de Otani (ref 1) y Aziz (ref 2), que se basan en correlacionar un sistema de varios grados de libertad con un modelo de viga de cortante que representa la estructura, y en ellos se supone que los elementos tienen un comportamiento trilineal en flexión inelástica (agrietamiento, primera fluencia en el acero a tensión y aplastamiento del concreto a compresión) y bilineal para simular

adherencia (primera fluencia en el acero a tensión y aplastamiento del concreto a compresión). El comportamiento histerético lo representan con las reglas de Takeda (ref 3).

En el presente trabajo se estudia la respuesta de marcos de concreto reforzado irregulares en elevación sometidos a movimientos sísmicos en su base. Los datos que se requieren en el análisis inelástico se fijan al diseñar preliminarmente los edificios de acuerdo con el método estático del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, ref 4). Para ello se supone que los edificios están diseñados con distintos factores de ductilidad para las zonas I y III establecidas en dicho Reglamento. Como excitación se emplean registros de sismos reales con una duración definida con la Intensidad de Arias (ref 5). La compatibilidad entre la máxima aceleración registrada en el terreno y la máxima empleada en los análisis dinámicos se obtiene por medio de un factor de escala calculado a partir de la respuesta sísmica máxima probable para suelos de la Ciudad de México (ref 6).

La discusión detallada de la respuesta inelástica y su modificación debido al efecto de diversos factores se hace en el Cap 5; las conclusiones y recomendaciones se presentan en el Cap 6.

ANALISIS NUMERICO

En el análisis de marcos de concreto reforzado se requieren simplificaciones en cuanto a la modelación geométrica de los elementos, la naturaleza intrínseca del material (ley constitutiva y relaciones carga-desplazamiento) y la solución e integración, en el tiempo, de las ecuaciones de equilibrio dinámico. Aún cuando se puede incluir el efecto de la interacción suelo-estructura, es usual suponer que los edificios están empujados en su base y que la excitación sísmica ocurre justamente en los apoyos.

En este trabajo se admite que la estructura se forma con marcos planos de concreto reforzado, unidos por sistemas de piso infinitamente rígidos en su plano. La masa del edificio se concentra convenientemente en los niveles de piso de tal forma que representa el peso total de la estructura (en edificios de cortante la matriz de masas resulta diagonal cuadrada). No obstante que el análisis se limita a deformaciones pequeñas, se incluye el efecto $P-\Delta$ reemplazando las acciones debidas a carga gravitacional por una fuerza ficticia que actúa en cada nivel y que se obtiene al establecer el equilibrio en el entrepiso.

Para el amortiguamiento se emplea un enfoque simplista que consiste en asignar a la estructura amortiguamiento viscoso proporcional a las masas (constantes) y rigideces (que varían durante la ocurrencia del sismo); la constante de proporcionalidad se fija de acuerdo con criterios establecidos para sistemas de comportamiento lineal (ref 7). Se supone que las fuerzas de amortiguamiento actúan horizontalmente en los niveles y dependen de la velocidad relativa del piso.

Para la integración numérica de las ecuaciones de equilibrio dinámico se emplea el método de Newmark, con variación lineal de la aceleración en cada intervalo, ya que su aplicación no está restringida a sistemas lineales (ref 8).

Características de miembros estructurales

A fin de representar la variación de la rigidez causada por el agrietamiento progresivo del concreto, la fluencia del acero de refuerzo longitudinal y la falla por adherencia, los miembros se modelan como una viga-columna prismática que tiene en cada extremo un resorte para representar la relación momento-rotación inelástica, otro para simular la adherencia y una zona rígida (fig 1).

El elemento viga-columna prismático sirve para describir el comportamiento elástico; sus propiedades se definen con las hipótesis de la viga de Euler-Bernoulli.

Las características del resorte para flexión se obtienen con la hipótesis que la rotación en el extremo del elemento viga-columna a flexión depende de la distribución de momentos que se supone lineal y con punto de inflexión localizado a la mitad del claro; además, se admite que la relación momento-rotación en el extremo del elemento flexible es equivalente a la de un miembro simplemente apoyado con longitud igual a la mitad de la del elemento original. Las rotaciones correspondientes al agrietamiento, primera fluencia del acero de tensión y al aplastamiento del concreto a compresión se calculan como se indica en la ref 9.

Emplear resortes equivalentes para representar la flexión no es lo más adecuado, ya que con ello la rotación en un extremo se vuelve independiente del momento que actúa en el otro, lo cual estrictamente no es válido; no obstante, la aproximación es razonable si se considera que el punto de inflexión se encuentra en una zona no muy distante de la mitad del claro y si las características del resorte se determinan con la localización promedio. Se han desarrollado investigaciones tendientes a incluir la variación del punto de inflexión, pero las soluciones numéricas han sido inestables cuando se tienen pequeñas variaciones de momentos en los extremos. En edificios esbeltos el punto de inflexión se encuentra cerca de los extremos de las columnas; lo mismo sucede con las vigas exteriores. Sin embargo, si se someten los miembros a grandes esfuerzos, el momento en un extremo alcanzará el valor de fluencia, lo cual provoca una redistribución de momentos y esto a su vez que el punto de inflexión se mueva hacia la mitad del claro, por lo que la hipótesis resultará razonable, no así para estructuras con muros de cortante ya que el punto de inflexión no se encuentra en el muro de cada entrepiso.

Además de las deformaciones por flexión que causa la sollicitación dinámica, también puede provocar rotación debido a la falla por adherencia en los extremos. Es posible representar ese efecto con resortes de junta (nudo o unión) siempre que la relación momento-rotación se haga depender de la longitud de anclaje, de la distribución de esfuerzos en el refuerzo, la fuerza de adherencia generada por fricción dentro de la junta, y de la cuantía de acero en ella. En esta investigación no se incluyó la falla por adherencia ya que se considera que para ello se requiere un estudio más profundo.

En cuanto a las zonas rígidas en cada extremo, se supone que la parte donde se unen columnas y traveses es infinitamente rígida en flexión; la longitud de esa zona depende de las dimensiones de los elementos que concurren al nudo.

Método de análisis

En el análisis de estructuras de concreto reforzado con comportamiento inelástico sometidas a la acción sísmica se debe tomar en cuenta que las características de rigidez y de absorción de energía varían continuamente, lo que implica que existe una relación no lineal entre fuerzas y desplazamientos. En el análisis no lineal conviene emplear el procedimiento de integración paso a paso que consiste en evaluar la respuesta estructural para una serie de incrementos de tiempo Δt . Al calcular las nuevas propiedades al final de cada intervalo, el comportamiento no lineal se aproxima como una secuencia de sistemas lineales cuyas propiedades no varían en el incremento de tiempo dado. Con la integración paso a paso se puede obtener la respuesta estructural en cualquier tiempo deseado; la respuesta (velocidad y desplazamiento) de los puntos estructurales de interés (niveles) obtenida en un intervalo será condición inicial del siguiente.

Para seleccionar el incremento de tiempo en el método de varia

ción lineal de la aceleración, Newmark propuso que se escogiera entre $1/6$ y $1/10$ del periodo menor de vibración de la estructura cuando se tratara de obtener la respuesta elástica; para comportamiento inelástico se ha sugerido emplear $1/20$ (ref 10) y hasta $1/50$ (ref 11) del periodo menor. En esta investigación se encontró que en los edificios irregulares la respuesta era estable con un incremento de tiempo del orden de $1/10$ del periodo menor; sin embargo, se considera que es de suma importancia tomar en cuenta la coincidencia de los periodos dominantes en el espectro de respuesta elástica del sismo con los periodos naturales de vibración de la estructura, para definir correctamente ese valor.

Matrices de rigideces

Si a un miembro se le aplican momentos en los extremos tal como se indica en la fig 2, la rotación en el apoyo A' se calculará como la suma de las rotaciones de los resortes (con flexibilidad instantánea f_A y j_A) y la rotación en el extremo del elemento viga-columna con rigidez EI y longitud ℓ' . En forma incremental se puede escribir.

$$\Delta\theta'_A = (\ell'/3EI + f_A + j_A) \Delta M'_A - (\ell'/6EI) \Delta M'_B$$

y para el apoyo B' la ecuación será análoga.

En forma matricial se puede escribir.

$$\begin{Bmatrix} \Delta M'_A \\ \Delta M'_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k'_{11} & k'_{12} \\ k'_{21} & k'_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\theta'_A \\ \Delta\theta'_B \end{Bmatrix}$$

donde las k'_{ij} son coeficientes de rigidez del elemento viga-columna.

Los incrementos de momentos ΔM_A y ΔM_B en los extremos de un miembro, incluyendo la zona rígida, se relacionan con $\Delta M'_A$ y $\Delta M'_B$ al considerar distribución lineal de momentos en el claro, y los incrementos de rotación en los extremos, con los de rotación dentro de las juntas, por medio de una matriz de continuidad. Con esto se obtiene

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_A \\ \Delta M_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \theta_A \\ \Delta \theta_B \end{Bmatrix}$$

donde las k_{ij} son coeficientes de rigidez del miembro, incluyendo la zona rígida.

En una viga en la que su eje longitudinal coincide con el eje global de referencia no se necesita transformación de coordenadas; en cambio, para una columna sí se requiere ya que el eje local no coincide con el global. Al considerar relaciones incrementales fuerza-desplazamiento, se obtiene la ecuación matricial para columnas:

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_A \\ \Delta M_B \\ \Delta F_A \\ \Delta F_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \theta_A \\ \Delta \theta_B \\ \Delta U_A \\ \Delta U_B \end{Bmatrix} \quad (1)$$

donde F_A y F_B representan a las fuerzas laterales en los extremos de las columnas; $\Delta U_{A,B}$ y $\Delta \theta_{A,B}$ son los incrementos de desplazamiento y de rotación, respectivamente, en los nudos A y B en

coordenadas globales.

La existencia de una articulación en el extremo se representa asignando un momento, M_A o M_B , nulo en la ec 1. La matriz de rigidez total de la estructura se obtiene considerando las acciones y desplazamientos generalizados en cada nudo; las fuerzas que actúan en un nudo deben estar en equilibrio con todas las fuerzas en los extremos de los miembros que concurren a él, y los desplazamientos del nudo deben ser compatibles con los de los miembros. Por conveniencia se ha escogido el sistema global con eje positivo horizontal paralelo a la línea basal y eje rotacional con sentido positivo en dirección de las manecillas del reloj.

Las relaciones fuerza-desplazamiento se reducen a una forma compacta al suponer que en la dirección horizontal, los nudos de un piso se desplazan la misma cantidad, y que la fuerza lateral se calcula como la suma de las fuerzas horizontales en todos esos nudos. Esta condensación estática conduce a la ecuación

$$\begin{Bmatrix} \Delta F \\ \Delta M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta U \\ \Delta \theta \end{Bmatrix}$$

donde las K_{ij} son submatrices de rigideces condensadas, expresadas en el sistema global.

Al admitir que ΔM es nulo en los extremos del miembro, se obtiene

$$\Delta F = K_{11} \Delta U + K_{12} \Delta \theta + \overline{\Delta F}$$

$$0 = K_{21} \Delta U + K_{22} \Delta \theta + \overline{\Delta M}$$

donde $\overline{\Delta F}$ y $\overline{\Delta M}$ son fuerzas de desequilibrio en los nudos, generadas en cada incremento de tiempo por la corrección en la re-

lación fuerza-desplazamiento especificada para el comportamiento inelástico del miembro.

De las ecuaciones anteriores se tiene que

$$\Delta F' = K \Delta U$$

donde

$$K = K_{11} - K_{12} K_{22}^{-1} K_{21}$$

$$\Delta F' = \Delta F - \Delta F + K_{12} K_{22}^{-1} \Delta M$$

a K se le conoce como la matriz de rigidez estructural condensada.

Efecto P- Δ

Las cargas gravitacionales originan comportamiento no lineal en los miembros deformados, lo cual modifica la respuesta estructural. En esta investigación el efecto P- Δ (momentos en columnas) se toma en cuenta por medio de fuerzas laterales ficticias que actúan en el nivel i y se obtienen de las condiciones de equilibrio (fig 3). Para una estructura el vector F de fuerzas ficticias horizontales se puede expresar como

$$F = K_p X$$

donde K_p es la "matriz de rigidez geométrica" y se debe sumar a la de rigidez instantánea de la estructura; es una matriz tri-diagonal constante cuyos elementos se calculan de acuerdo con lo siguiente:

Para el elemento del renglón i -ésimo de la diagonal principal,

$$-\frac{P_{i+1}}{h_{i+1}} + \frac{P_i}{h_i} ;$$

Para el elemento del renglón i -ésimo a la izquierda de la diagonal principal, $-\frac{P_i}{h_i}$, y para el elemento del renglón i -ésimo a la derecha de la diagonal principal: $-\frac{P_{i+1}}{h_{i+1}}$

Fuerzas generalizadas de desequilibrio

La respuesta estructural se obtiene en forma incremental al integrar la ecuación de movimiento en función de los desplazamientos horizontales de piso. Los incrementos de rotación en los nudos del marco se calculan con la rigidez instantánea, los desplazamientos horizontales de piso y los momentos de desequilibrio conocidos al inicio de cada intervalo. Las rotaciones en los extremos de una viga, en coordenadas locales, se consideran iguales a las de los nudos en la estructura y las rotaciones en las columnas se calculan considerando los desplazamientos de entrepiso y las rotaciones en los nudos.

Puede darse el caso que la respuesta estructural calculada en un intervalo no satisfaga la relación fuerza-desplazamiento especificada, debido a que se aproxima por medio de una rigidez lineal instantánea, por lo que debe hacerse una corrección.

En el programa de computadora que se utilizó en esta investigación el cálculo de los momentos flexionantes en los extremos de los miembros se hizo empleando la rigidez elástica instantánea, los desplazamientos de extremo y la geometría inicial; en seguida se modificaron los momentos en los resortes (fig 4), de un momento M_1 a otro M_2 especificado en la curva momento-rotación, empleando la rotación calculada θ^j en el resorte. Con el momento M_2 se determinó la rotación θ^f en el resorte de flexión, utilizando la rigidez instantánea; cuando fue necesario se modificó M_2 por un valor M_3 a fin de ajustar la curva momento-rotación especificada del resorte de flexión empleando θ^f . La suma de las rotaciones modificadas que se obtuvieron

2

con el elemento viga-columna, el resorte de nudo y el de flexión debió ser menor que la rotación dada; la diferencia que existió entre ellas se tomó como el nuevo incremento de rotación. El proceso se repitió hasta que la diferencia se hizo prácticamente despreciable; sin embargo, debido a que la relación momento-rotación de los resortes es seccionalmente lineal, normalmente no se requirieron más de dos ciclos en la iteración para cada miembro. Cuando los momentos modificados no satisficieron el equilibrio en los nudos de la estructura se generó un momento de desequilibrio que, por conveniencia, se trató como una fuerza externa al sistema en el inicio del siguiente intervalo de integración.

CARACTERISTICAS Y DISEÑO DE LOS EDIFICIOS IRREGULARES ESTUDIADOS.

En una serie de proyectos de investigación desarrollados en el Instituto de Ingeniería se estudió la respuesta elástica de edificios irregulares en elevación. El objetivo principal de esos proyectos fue proponer una metodología de análisis que, a la vez de ser sencilla de aplicar, proporcionara resultados satisfactorios en comparación con los que se obtienen con el análisis dinámico modal espectral. Los criterios propuestos también dieron buenos resultados cuando se consideró que los edificios tenían comportamiento elastoplástico tomado en cuenta con espectros de diseño reducidos por ductilidad (ref 12).

La experiencia ganada con esos estudios condujo a recomendaciones que podrían incluirse en un futuro próximo en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Sin embargo, se juzgó conveniente realizar estudios empleando modelos numéricos que incluyeran mecanismos de disipación de energía, lo cual es necesario considerar si se quiere asegurar la sobrevivencia de estructuras sometidas a sismos intensos que se espera puedan ocurrir durante su vida útil.

Se escogieron dos tipos usuales de edificios irregulares en elevación; aquellos constituidos por marcos rígidos que poseen un primer entrepiso flexible y los que tienen reducción de la planta en pisos superiores (fig 5). En el diseño de las estructuras se aplicaron las normas para concreto reforzado del Reglamento (ref 13), considerando que pudieran estar desplantadas en las zonas I y III del Distrito Federal (DF); los factores de ductilidad admitidos fueron de 1 y 4, y se supuso que los edificios pertenecían al grupo B y eran de tipo 1. En la fig 5 se indican las dimensiones en planta para calcular las cargas muerta, viva y las reducidas por sismo; ahí también se muestran las masas que se obtuvieron. Los cálculos detallados de diseño se presentan en otro documento (ref 14).

El análisis por cargas gravitacionales se hizo considerando que la estructura estaba sometida a cargas cuyos valores nominales se asignaron de acuerdo con lo establecido en el Reglamento; las acciones en trabes y columnas se obtuvieron con un análisis elástico convencional y se combinaron con los efectos sísmicos más desfavorables. Con fines comparativos se realizó el análisis sísmico estático de las estructuras suponiendo que en todo caso el cortante basal era igual al producto del coeficiente sísmico por el peso total de la estructura, dividido entre el factor de ductilidad; en estos análisis, interesaba en especial conocer el valor de los desplazamientos de entrepiso, para compararlos con los obtenidos en el análisis inelástico y observar si se rebasaban o no los valores permitidos por el citado reglamento.

SELECCION DE REGISTROS DE SISMOS REALES

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal admite la integración paso a paso de la respuesta a temblores específicos como alternativa de análisis dinámico de edificios; puede acudir a acelerogramas de temblores reales o simulados, o a combinaciones de estos, siempre que se usen no menos de

cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que consigna el Reglamento, y que se tenga en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

Se considera que un registro sísmico es representativo del movimiento que se espera pueda ocurrir en un sitio si se toman en cuenta los aspectos concernientes con la macro y microregionalización sísmica (causas que los originan; la naturaleza y tipo de las ondas sísmicas; la distribución geográfica; la intensidad, duración, distancia y profundidad focal).

Para los fines de este trabajo se escogieron dos sismos reales registrados en el D F durante los últimos años; uno de ellos es el del 14 de marzo de 1979 y el otro del 24 de octubre de 1980 (ref 15). Del primero se emplearon las componentes NOOE registradas en Ciudad Universitaria (terreno firme) y en la SAHOP* (terreno compresible); para el segundo se utilizó la componente NOOE en Ciudad Universitaria y la componente N90W en la SAHOP. Con respecto a los registros sísmicos, vale la pena hacer el comentario siguiente.

Cuando los acelerogramas se emplean con sus condiciones iniciales para calcular la respuesta estructural, pueden presentarse ciertas anomalías en el análisis; se ha señalado (ref 16) que los acelerogramas dejan de ser fidedignos, fundamentalmente por causas de tipo instrumental, en cierto intervalo inicial. Los efectos desfavorables ocurren a frecuencias inferiores a las que pueden ser de interés para la mayoría de los casos de aplicación en ingeniería; sin embargo, cuando los acelerogramas se emplean directamente para obtener la respuesta no elástica, los inconvenientes pueden tornarse más serios. A fin de remover esa parte, en este trabajo se ha optado por cal

*Explanada del conjunto de edificios de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas

cular la intensidad del sismo de acuerdo con el criterio de A. Arias (ref 5) y utilizar en el análisis la parte del registro donde se defina el 90 por ciento de esa intensidad. Con ello se pretende evitar los problemas en la parte inicial de los acelerogramas y cortar la excitación cuando ya no es significativa. A manera de ilustración, en la fig 6 se presenta la curva de Intensidad de Arias para uno de los sismos que se empleó en el análisis.

La compatibilidad entre la máxima aceleración registrada en el terreno, durante cierto temblor, y la aceleración máxima empleada en los análisis dinámicos se obtuvo con un criterio probabilista para obtener las respuestas sísmicas máximas de la Ciudad de México (ref 6), que consiste en calcular la probabilidad marginal de que para un solo evento la aceleración no supere un valor previamente asignado. En este trabajo se fijaron los niveles de aceleración de 0.75 m/seg^2 , en terreno duro, y 1.5 m/seg^2 , en terreno blando, a los cuales corresponde una probabilidad de casi cien por ciento de no ser excedidos durante la vida útil de las estructuras, que se supuso de 50 años. Los registros sísmicos se hicieron compatibles por medio de factores de escala, obtenidos al igualar esos niveles de aceleración con las máximas aceleraciones registradas en el terreno.

RESPUESTA INELASTICA

En la ref 14 se indican las propiedades de las estructuras irregulares y regulares que se analizaron. Por conveniencia se hicieron los diseños buscando que el refuerzo positivo y el negativo en trabes fueran iguales; además, se supuso que las secciones estaban reforzadas adecuadamente por cortante. Para formar la matriz de amortiguamientos viscosos se asignó dos por ciento del amortiguamiento crítico en los dos primeros modos; la idea de fijar una cantidad pequeña fue la de permitir un mecanismo de disipación de energía esencialmente por histéresis.

Con fines ilustrativos, en la fig 7 se presenta el desplazamiento máximo relativo de entrepiso, en valor absoluto, para una de las estructuras, considerando distintos factores de ductilidad y un registro sísmico (14 de marzo de 1979). Con fines comparativos se indican el valor correspondiente al estado límite por desplazamiento horizontal (art 242 del Reglamento) y los obtenidos con el análisis sísmico estático y dinámico espectral. Puede observarse claramente para qué casos se rebasan esos valores; sin embargo, la predicción de desplazamientos relativos de entrepiso y del nivel superior podría ser poco aproximada debido a que el modelo empleado no toma en cuenta aspectos como el endurecimiento por deformación o la degradación en resistencia y rigidez.

En las figs 8 y 9 se muestran las demandas de ductilidad en trabes y columnas para el modelo K_c-3 y el sismo citado anteriormente; se observa que la demanda en trabes exteriores es ligeramente mayor que en las interiores; para columnas la demanda es casi siempre mayor en las interiores.

Además de las demandas de ductilidad locales, de elementos, se consideró conveniente obtener las de los entrepisos, y a partir de ellas la global como se describe a continuación. Se sabe que en un marco de varios niveles las articulaciones plásticas se desarrollan en las secciones críticas, pero no todas bajo la misma carga, por lo que la relación carga lateral-desplazamiento no será bilineal sino que tendrá curvatura debido a la degradación de rigideces de miembros; sin embargo, para evaluar la demanda de ductilidad de entrepiso se puede suponer que la curva es aproximadamente bilineal, considerando que el desplazamiento correspondiente a la primera cedencia es aquel que se tiene cuando actúa la carga de diseño sísmico estático, aplicada al marco que se comporta elásticamente; ese desplazamiento no deberá estar afectado del factor de seguridad involucrado al emplear los factores de carga en las sollicitaciones y los factores de reducción en las resistencias.

Con este criterio también se puede definir la demanda de ductilidad global como el cociente del mayor desplazamiento horizontal obtenido en el análisis inelástico entre el correspondiente a la primera cedencia cuando actúan las cargas sísmicas estáticas. En la fig 10 se presentan las demandas de ductilidad de entrepiso.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Del estudio realizado en este trabajo se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- a) En la mayoría de los marcos diseñados con factor de ductilidad igual a 4 el desplazamiento máximo de los niveles rebasa el estado límite que marca el RCDF (art 242).

Esto hace pensar en la conveniencia de realizar futuras investigaciones con el objeto de revisar ese valor del estado límite de desplazamiento en edificios irregulares, y establecer lineamientos que mejoren el diseño de este tipo de edificios.

- b) En los sistemas irregulares el mayor desplazamiento se obtiene cerca o en el propio nivel en donde se encuentra la irregularidad.

El tipo y la localización de irregularidad tiene especial influencia en la magnitud de la respuesta; así, los desplazamientos que se presentaron cuando la irregularidad se encontraba en el primer nivel (modelo K_c-1 , no mostrado en este trabajo pero para ello puede consultarse la ref 14 fueron de mayor magnitud que cuando se localizaba en los niveles superiores (modelo K_c-3). Al respecto, también se encontró que para ciertas estructuras las respuestas de los edificios irregulares eran menores que las correspondientes a

los edificios regulares, sobre todo cuando el suelo de cimentación era firme. Por lo tanto, en el futuro sería conveniente realizar investigaciones sobre la influencia que presenta la posición de la irregularidad en la respuesta estructural. Ello también ayudaría a definir en forma más adecuada lo que debe ser un modelo equivalente, que represente adecuadamente el comportamiento del irregular real.

- c) Las trabes exteriores presentaron la mayor demanda de ductilidad, y en los edificios no regulares se desarrolló la máxima cerca de los niveles en donde se localizaba la irregularidad.

En casi todos los edificios irregulares diseñados en suelo compresible con factor de ductilidad superior a 1 se generaron demandas de ductilidad mayores a dicho factor. En terreno firme, los edificios regulares exhibieron demandas más grandes que la de los irregulares, pero se rebasó el factor de ductilidad de diseño. Cuando se empleó un Q igual a 1, el comportamiento de trabes, de los modelos regulares, fue elástico.

- d) La mayor demanda de ductilidad en columnas se presentó en las interiores. En casi todos los edificios irregulares, la máxima demanda en columnas se presenta en los primeros niveles y llega a ser en algunos casos, el doble del factor de ductilidad de diseño. Esto es peligroso porque indica la posibilidad de formación de articulaciones con las cuales se generaría un mecanismo de colapso en traslación, llamado de "piso suave", que debería evitarse para edificios de más de tres niveles.

Este tipo de mecanismo se minimiza cuando el diseño se basa en el criterio de columna fuerte - viga débil. A ese respecto, en el Reglamento del D F no se especifica cuánto más resistentes deberían ser las columnas que las vigas; por lo tanto, se recomienda hacer estudios al respecto.

- e) La demanda de ductilidad de entrepiso y la global, en todos los modelos, tanto regulares como irregulares, diseñados con factor de ductilidad de 4, es mayor que la demanda de vigas y columnas, lo que indica que puede presentarse un mecanismo de colapso en traslación del entrepiso, no obstante que el diseño de elementos se haya hecho atendiendo las normas que marca el Reglamento.
- f) Al comparar la respuesta que han generado ambos sismos se observó que el sismo del 14 de marzo de 1979 provocó mayores valores; esto se debe, entre otras cosas, a la relación que existe entre los periodos naturales de vibración de los edificios y el periodo dominante del sismo.

RECONOCIMIENTO

Este trabajo se terminó gracias al apoyo brindado por el Instituto de Ingeniería y la División de Ciencias Básicas de la Facultad de Ingeniería, al Sr. José Ramón González Arvizu para elaborar su tesis profesional.

Los autores desean expresar su reconocimiento al M. en I. Belzay Martínez Romero por la revisión del trabajo, al Profesor Arturo Arias S. sus críticas constructivas, a la Sra. Rosa Ma. Arenas por la ayuda otorgada con la mecanografía del texto, y al Sr. Alfredo Arenas la elaboración de dibujos.

REFERENCIAS

1. Otani, S, "Inelastic analysis of R/C framed structures", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 100, N° ST7, pp 1433-1449, julio, 1974.
2. Aziz, TS, "Inelastic dynamic analysis of building frames", Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, N° R76-37, Cambridge, agosto, 1976

3. Takeda, T, "Study of the load-deflection characteristics of reinforced concrete beams subjected to alternating loads", Transactions Architectural Institute of Japan, Vol 76, septiembre, 1962
4. "Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras. Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, 400, julio, 1977
5. Comunicación personal con Arturo Arias, Instituto de Ingeniería, UNAM, septiembre, 1982
6. Faccioli, E, y Ramírez-Flores, J, "Respuestas sísmicas máximas probables en las arcillas de la Ciudad de México", Instituto de Ingeniería, UNAM, 359, noviembre, 1975
7. Wilson, EL, y Penzien, J, "Evaluation of orthogonal damping matrices", International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol 4, pp 5-10, diciembre, 1970
8. Bathe, K J, y Wilson, EL, *Numerical methods in finite element analysis*, Prentice-Hall, Nueva Jersey, 1976
9. Park, R, y Paulay, T, *Estructuras de Concreto reforzado*, Ed. LIMUSA, México, 1979
10. Saiidi, M, y Hodson Jr, KE, "Analytical study of irregular R/C structures subjected to in-plane earthquake loads", College of Engineering, N° 59, University of Nevada Reno, Nevada, mayo, 1982
11. Otani, S, "SAKE. A computer program for inelastic analysis of R/C frames to earthquake", Civil Engineering Studies, Structural Research Series, N° 413, Universidad de Illinois, Urbana, noviembre, 1972

12. Aranda, GR, Rascón, OA, y Díaz, OJ, "Análisis sísmico de edificios irregulares en elevación con espectros reducidos por ductilidad", Ingeniería Sísmica, N° 28, pp 1-29, diciembre, 1982
13. "Diseño y construcción de estructuras de concreto. Normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, 401, julio, 1977
14. Aranda, GR, y González, JR, "Análisis sísmico de marcos de concreto reforzado irregulares en elevación con comportamiento inelástico", Informe de Investigación, Instituto de Ingeniería, UNAM, agosto, 1984
15. Archivo de información sísmica del Instituto de Ingeniería, UNAM, proporcionado por E. Mena S., 1982
16. Husid, R, *Terremotos. Análisis espectral y características de acelerogramas como base del diseño sísmico.* Editorial Andrés Bello, Santiago, Chile, 1973

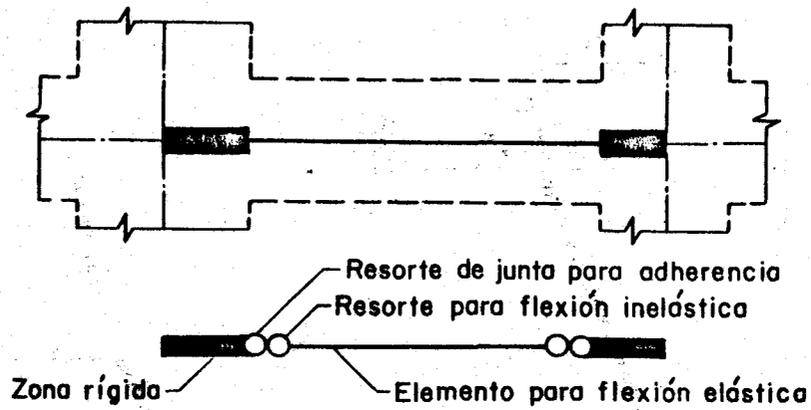


Fig 1. Idealización de un miembro estructural

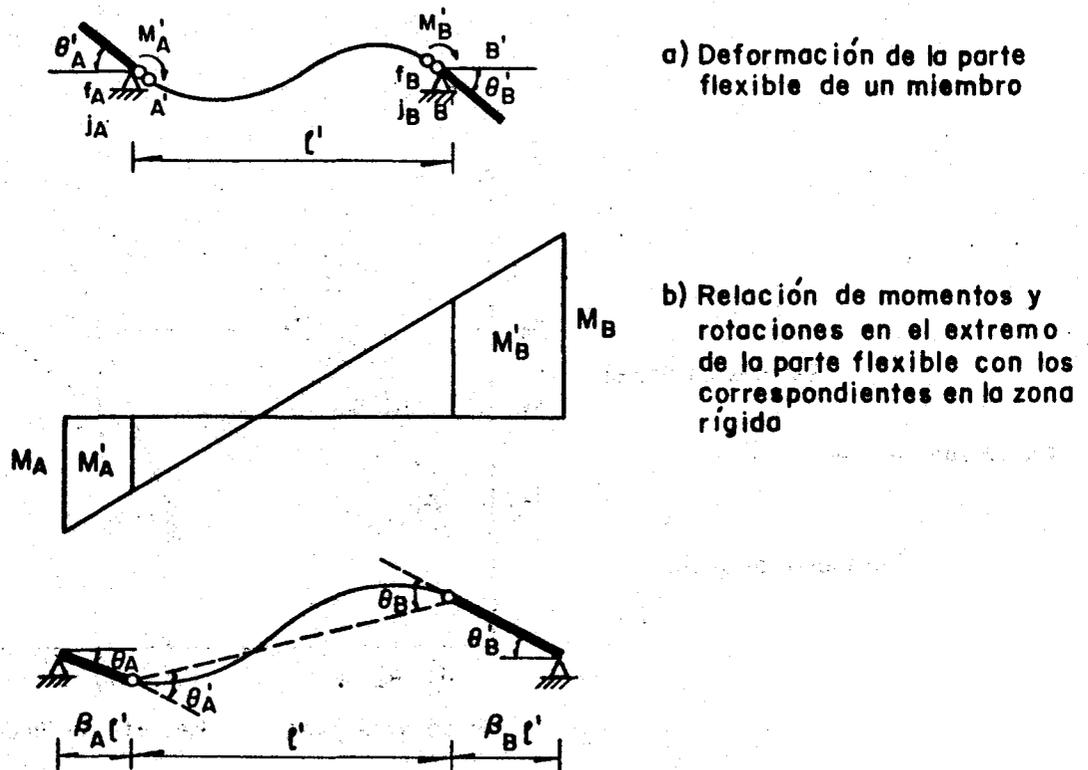


Fig 2 Deformación de un miembro estructural

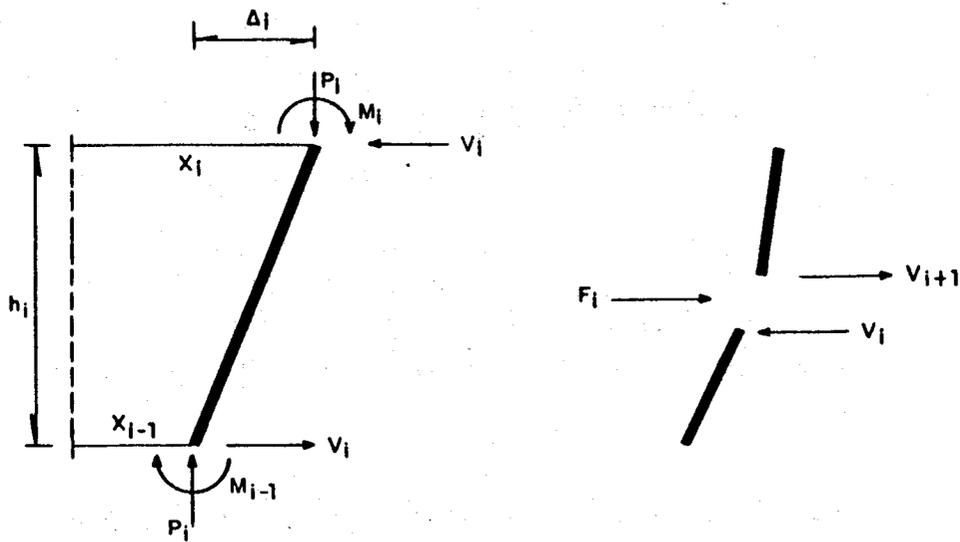


Fig 3 Fuerza lateral equivalente para el efecto P- Δ

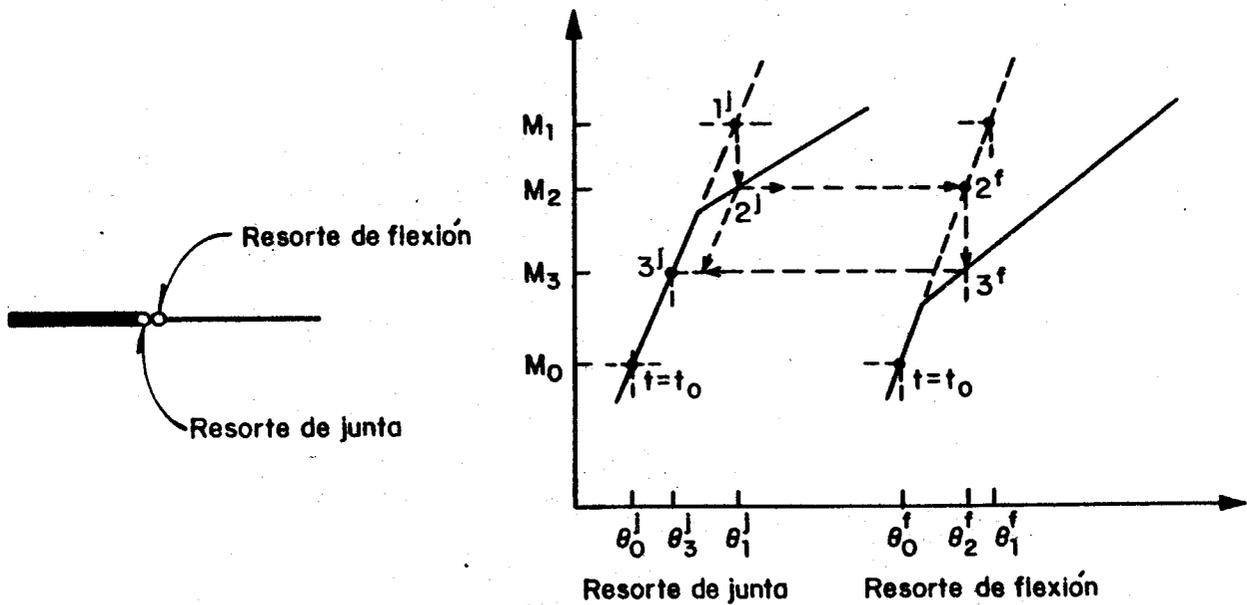


Fig 4 Corrección de la relación momento - rotación en los resortes de junta y de flexión

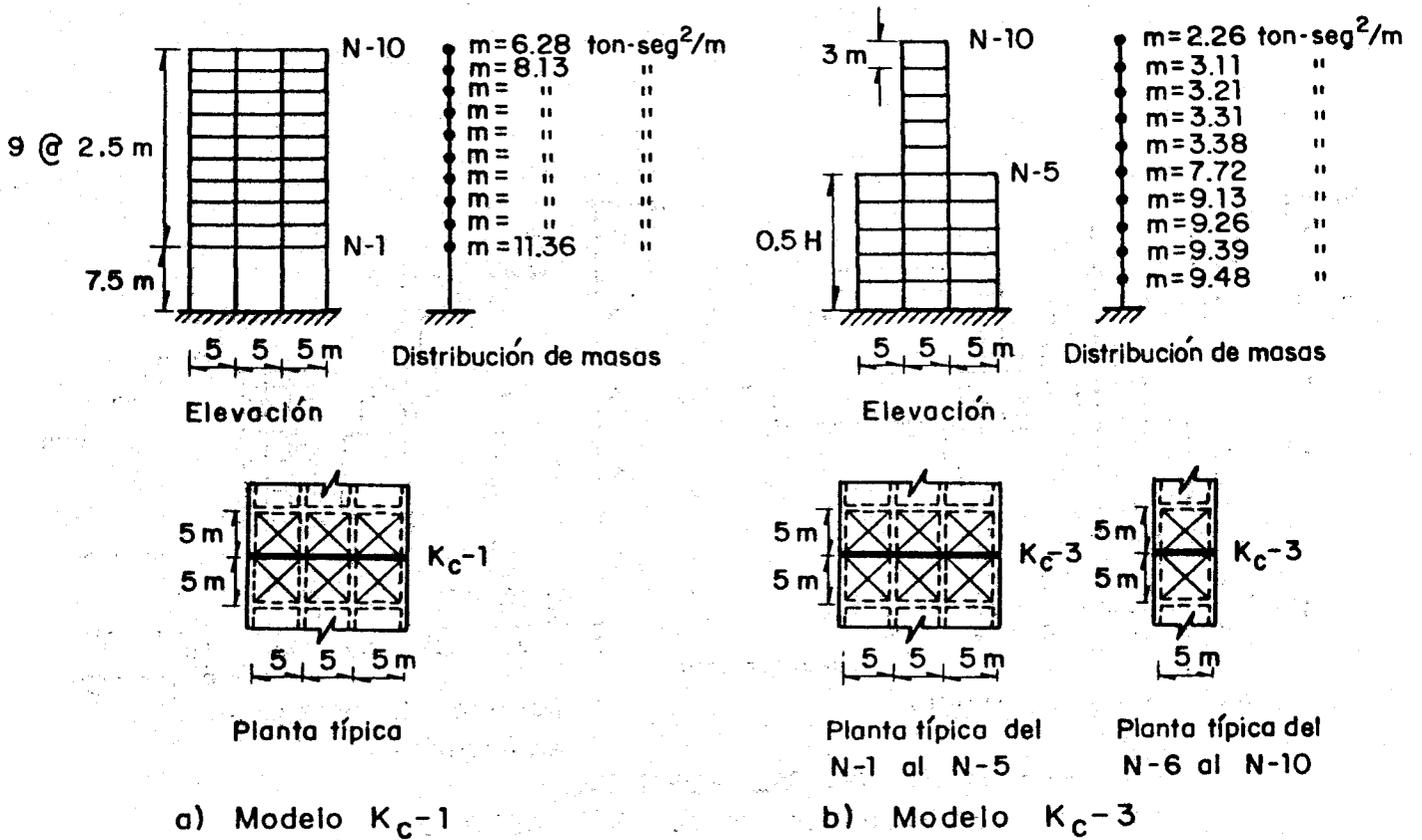
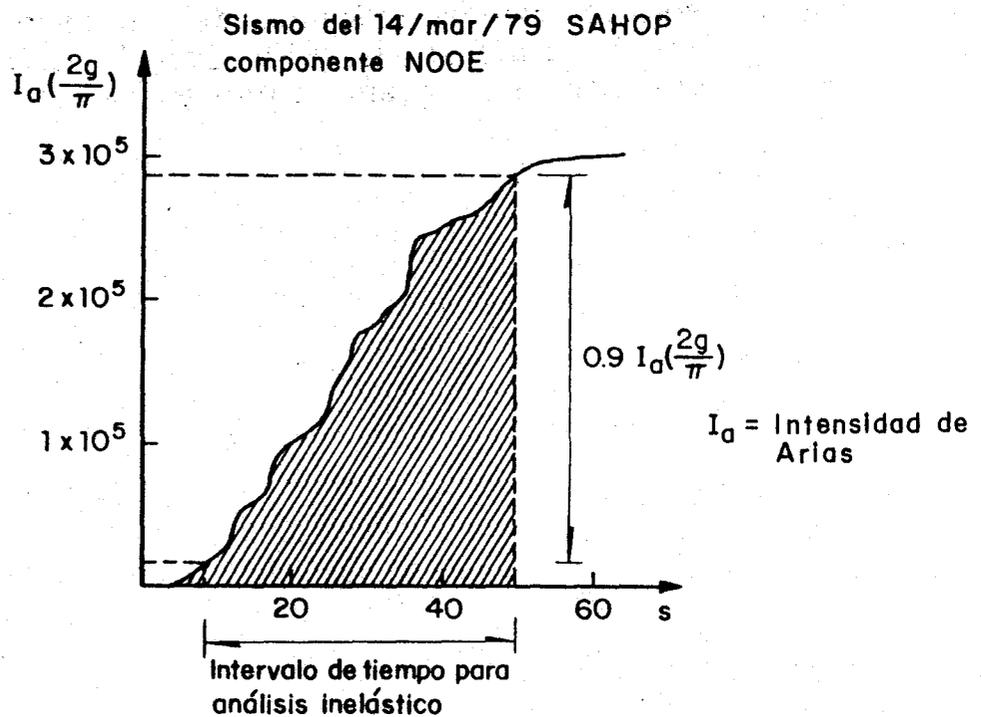
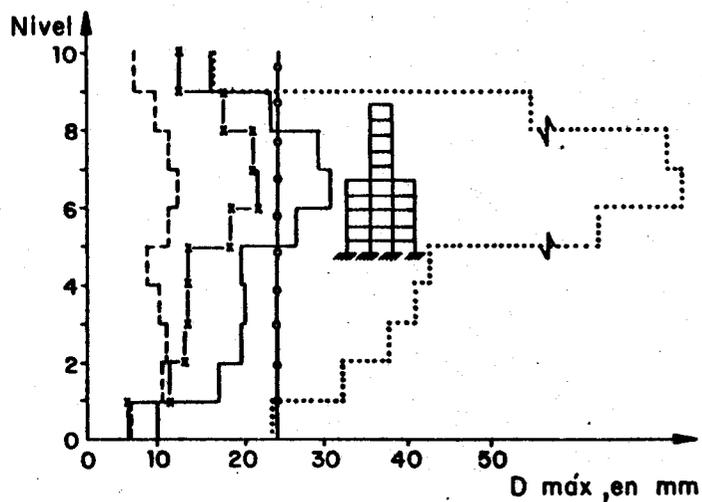


Fig 5 Marcos rígidos irregulares en elevación

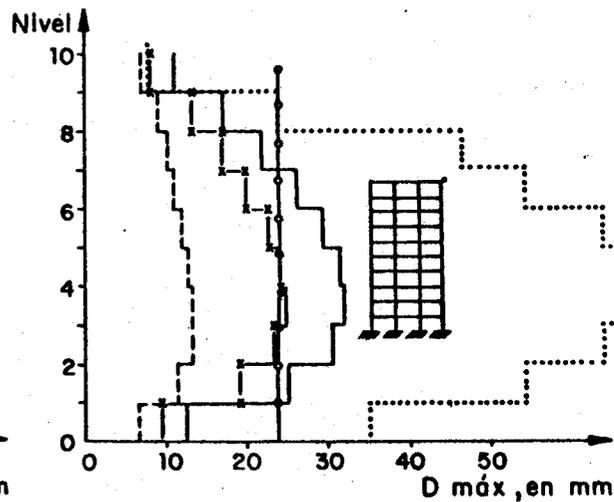


b)

Fig 6 Obtención de la duración del acelerograma para análisis inelástico



a) Modelo K_C-3 irregular



b) Modelo K_C-3 regular
equivalente

- $h_i/125$ Art 242 RDF 1976
- - - - - Sismo SAHOP 14 de marzo 1979 $Q=1$
- Sismo SAHOP 14 de marzo 1979 $Q=4$
- Sismo estático (elástico)
- x-x-x-x-x- Dinámico modal espectral (elástico)

Fig 7 Desplazamientos máximos de entrepiso con el sismo del 14 de marzo de 1979 para las estructuras diseñadas en terreno compresible

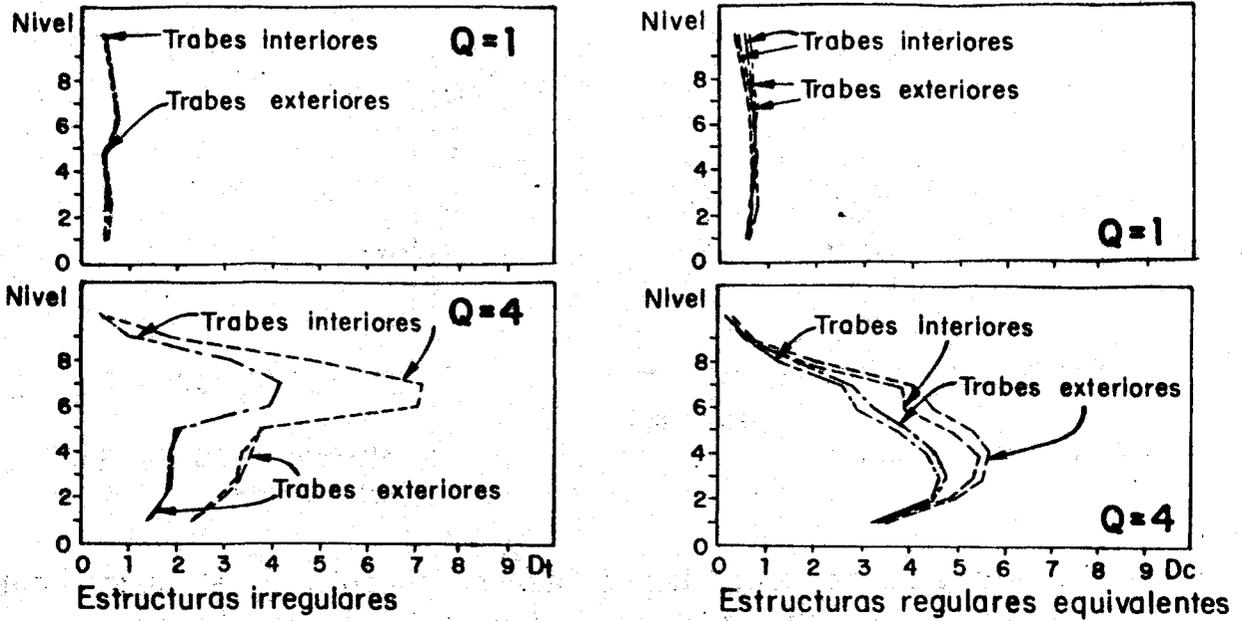


Fig 8 Demandas de ductilidad en trabes para el modelo K_C-3 desplantado en terreno compresible

----- SAHOP NOOE (14 de marzo 1979)
 _____ SAHOP N90W (24 de octubre 1980)

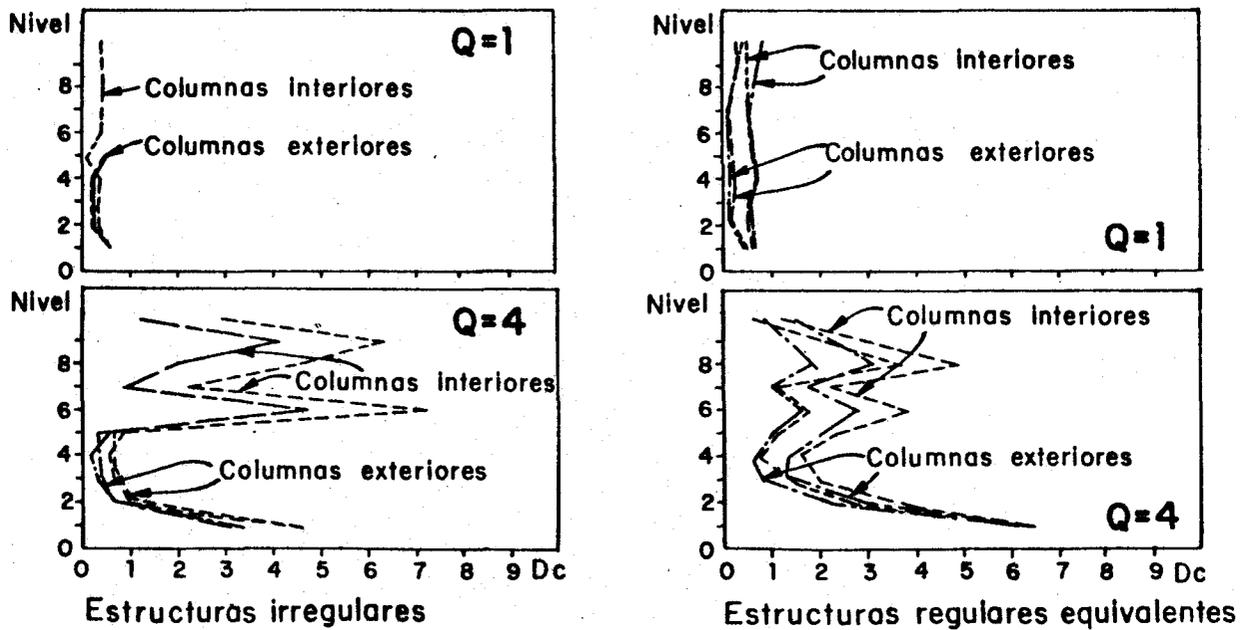
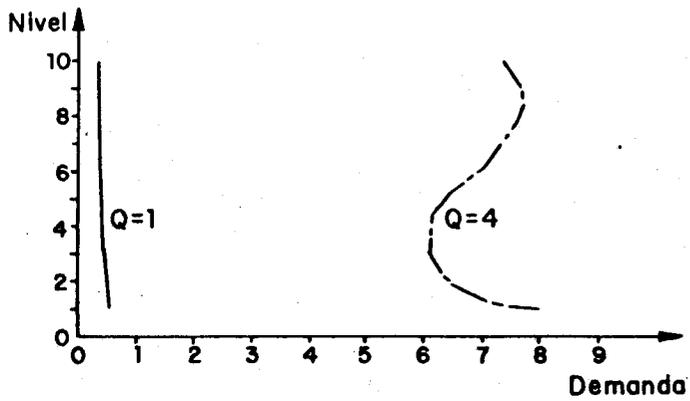
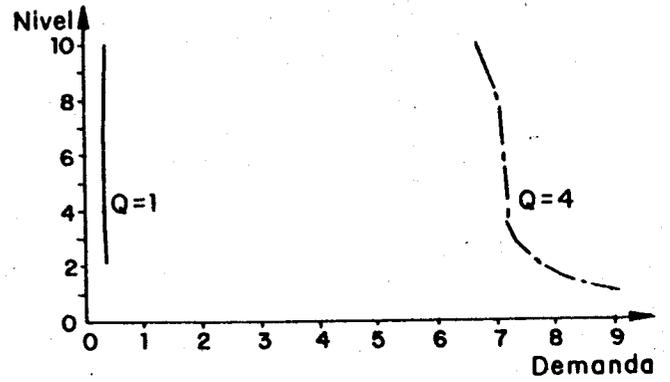


Fig 9 Demandas de ductilidad en columnas para el modelo K_C-3 desplantado en terreno compresible



a) Modelo K_C-3 irregular



b) Modelo K_C-3 regular
equivalente

Fig 10 Demandas de ductilidad de entrepiso con el sismo del 14 de marzo de 1979 para las estructuras diseñadas en terreno compresible