

UNA MEDIDA DE LA CAPACIDAD DESTRUCTIVA DE TERREMOTOS*

*Mario E Rodríguez*¹

RESUMEN

Aun cuando en la literatura se han propuesto varios parámetros para evaluar la capacidad destructiva de terremotos, la mayoría de éstos no son congruentes con el daño observado en edificaciones durante terremotos. En este estudio se propone una medida de la capacidad destructiva de terremotos, la cual emplea la energía disipada en una estructura por deformaciones inelásticas, así como un desplazamiento global de ésta. Esta medida se evalúa para tres registros típicos de aceleraciones obtenidos en terremotos severos. Los resultados que se obtienen son congruentes con el daño observado en edificaciones durante los terremotos estudiados, lo que sugiere la importancia del control de desplazamientos para minimizar el daño sísmico.

ABSTRACT

Even though a number of parameters have been proposed in the literature for measuring the capacity of earthquake ground motions to damage structures, most of them are not consistent with building damage observed during earthquakes. In this study, a parameter for measuring seismic damage capacity is proposed. It uses the energy dissipated by a structure in inelastic deformations and a structural overall drift, and it is evaluated for three typical ground motions recorded in severe earthquakes. Consistent results with building damage observed in these earthquakes are obtained, which indicates the importance of displacement control to minimize seismic damage.

* *Este artículo es una traducción fiel del publicado en inglés en la Revista Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 3, Junio 1994: "A Measure of the Capacity of Earthquake Ground Motions to Damage Structures"*

¹ *Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México*

INTRODUCCIÓN

Los criterios de reglamentos sismorresistentes típicos se basan en que una estructura debe tener resistencia lateral adecuada y que los desplazamientos en ésta no deben exceder los límites estipulados por estos reglamentos. Un criterio diferente, el cual se basa en el empleo de conceptos de energía, ha sido propuesto por Housner (1956), en este criterio se debe evaluar la capacidad de terremotos para producir daños en estructuras. Aun cuando se han propuesto diversos parámetros para evaluar esta capacidad, la mayor parte de éstos no son congruentes con el daño en estructuras observado en lugares en donde se han obtenido registros del movimiento del terreno durante terremotos (Uang y Bertero, 1988).

En este artículo se propone un parámetro para evaluar la capacidad de terremotos para producir daño en estructuras. Este parámetro se evalúa para tres terremotos importantes en los que se obtuvieron registros de aceleraciones del terreno. Los resultados del empleo de este parámetro se comparan con el daño en edificaciones típicas observado en los terremotos estudiados.

PARÁMETROS PROPUESTOS EN LA LITERATURA PARA EVALUAR LA CAPACIDAD DESTRUCTIVA DE TERREMOTOS

En la literatura es posible encontrar un número importante de parámetros que se han propuesto para evaluar la capacidad destructiva de terremotos. La mayor parte de estos parámetros se propusieron para comparar la severidad de diferentes terremotos sin tomar en cuenta los tipos específicos de estructuras que se construyen en diferentes países o regiones sísmicas. Sin embargo, también se ha intentado relacionar los resultados del empleo de algunos de estos parámetros y el daño observado durante terremotos en estructuras específicas (Housner y Jennings, 1977).

Algunos de los parámetros propuestos en la literatura han sido evaluados por varios autores (Uang y Bertero, 1988; Consenza *et al*, 1990).

En lo que sigue, se comentan brevemente algunos de los parámetros propuestos, haciendo énfasis en la relación de éstos con el daño observado en edificaciones durante los terremotos de Chile y México de 1985.

Entre las medidas propuestas para evaluar la capacidad destructiva de terremotos, la escala de Mercalli Modificada y la aceleración máxima del terreno son consideradas como medidas burdas y poco confiables para evaluar la capacidad destructiva de terremotos. Algunos inconvenientes de otras medidas como la intensidad de velocidad espectral (Housner, 1951) o la energía elástica almacenada en sistemas de un grado de libertad (Housner, 1956), han sido descritos por diversos investigadores (Arias, 1970; Uang y Bertero, 1990).

Arias (1970) ha propuesto una medida de la capacidad destructiva de terremotos, la cual se basa en el trabajo efectuado por un sistema elástico de un grado de libertad durante un terremoto. Araya y Saragoni (1984) modificaron el parámetro propuesto por Arias para tomar en cuenta el contenido de frecuencia del movimiento del terreno. Con esta modificación, el parámetro propuesto por Arias tiene una mejor correlación con el daño observado durante terremotos (Uang y Bertero, 1988).

Zahrah y Hall (1984) han propuesto una medida del potencial destructivo de terremotos, la cual emplea una forma adimensional de la energía histerética por unidad de masa que disipa un sistema de un grado de libertad durante un terremoto, E_H . Estos investigadores emplean un número de ciclos asociados a las incursiones inelásticas del mencionado sistema, N , el cual se define como la relación entre E_H y el área bajo la curva monotónica carga lateral-desplazamiento con un desplazamiento máximo igual a la requerida por la excitación sísmica. Estas consideraciones conducen a la siguiente definición:

$$N = \frac{E_H}{(r_y/m)u_y(\mu-1)} \quad (1)$$

En la expresión anterior r_y , u_y y μ son la resistencia de fluencia, desplazamiento de fluencia y factor de ductilidad de desplazamiento máximo, respectivamente, del sistema de un grado de libertad de masa m .

Osteraas y Krawinkler (1989) han propuesto otra forma adimensional del parámetro E_H como una medida de la capacidad destructiva de terremotos. En esta forma el parámetro E_H se normaliza con respecto a la cantidad $(r_y/m)u_y$. Este parámetro adimensional puede ser poco confiable, ya que resultados de análisis empleando un registro de aceleraciones típico obtenido en el terremoto de México de 1985 han mostrado que este parámetro es muy sensible al valor que se supone para r_y (Osteraas y Krawinkler, 1989). Además, otro inconveniente es que tanto este parámetro, como el propuesto por Zahrah y Hall, no toman en cuenta la capacidad de deformación de la estructura.

Park y Ang (1985) han propuesto un índice de daño que se define como sigue:

$$I_{PA} = \frac{u_m}{u_u} + \frac{\beta m E_H}{u_u r_y} \quad (2)$$

En la expresión anterior u_m es el desplazamiento máximo y u_u es el desplazamiento último en la condición de cargas laterales monotónicas. El parámetro β toma en cuenta el efecto de cargas cíclicas. Algunos inconvenientes del empleo del parámetro I_{PA} han sido mencionados en la literatura (Uang y Bertero, 1988; Cosenza *et al*, 1990). Park *et al* (1985) han propuesto la llamada "intensidad característica" como una medida de la capacidad destructiva de terremotos, la cual también se puede relacionar con el parámetro que proponen Park y Ang. Uang y Bertero (1988) han demostrado que la mencionada intensidad característica no es congruente con los daños severos observados en edificaciones en la ciudad de México durante el terremoto de 1985.

Uang y Bertero (1988) han propuesto que una medida de la capacidad destructiva de terremotos es la energía total suministrada a una estructura de un grado de libertad (energía sísmica suministrada). Estos investigadores han evaluado este tipo de energía empleando registros de aceleraciones obtenidos en varios terremotos, incluyendo el del 19 de septiembre de 1985 en México y el del 3 de marzo de 1985 en Chile. Como se puede apreciar en el trabajo de Uang y Bertero (1988), los resultados de la evaluación efectuada para la energía sísmica

suministrada correspondiente a los terremotos de México y Chile de 1985 no son congruentes con las magnitudes de daños en edificaciones observadas en estos terremotos.

MÉTODO DE ANÁLISIS

El método de análisis empleado en esta investigación se basa en el empleo de ecuaciones de energía que han sido anteriormente usadas por otros investigadores (Arias, 1970; Zahrah y Hall, 1984). Estas ecuaciones fueron desarrolladas para sistemas de un grado de libertad; sin embargo, en este estudio se propone un procedimiento que permite el empleo de una variante de estas ecuaciones para el estudio del comportamiento sísmico de edificaciones de varios niveles.

La ecuación de movimiento por unidad de masa de un sistema de un grado de libertad se puede escribir como sigue:

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega\dot{u}(t) + \frac{r(t)}{m} = -\ddot{u}_g(t) \quad (3)$$

en la expresión anterior $u(t)$ es el desplazamiento relativo de la masa m en el tiempo t con respecto al terreno, ξ es la fracción de amortiguamiento crítico, $\ddot{u}_g(t)$ es la aceleración del terreno, $r(t)$ es la fuerza restauradora del sistema de un grado de libertad en el instante t y ω es la frecuencia circular no amortiguada.

La integración de la ec (3) conduce a la ecuación de balance de energía siguiente (Zahrah y Hall, 1984):

$$E_I = E_K + E_D + E_S + E_H \quad (4)$$

los términos E_I , E_K y E_D han sido definidos anteriormente (Zahrah y Hall, 1984). La suma de la energía histerética por unidad de masa (E_H), más la energía de deformación elástica por unidad de masa (E_S), está relacionada con la siguiente expresión:

$$E_H + E_S = \int \frac{r(t)}{m} du \quad (5)$$

REGISTROS DE ACELERACIONES

En este estudio se emplearon tres registros de aceleraciones típicos obtenidos en tres terremotos bastante conocidos (ver fig 1). Estos registros son: el registro SCT-EW obtenido en la ciudad de México en el terremoto del 19 de septiembre de 1985; el registro

LLolloe-N10E obtenido en LLolloe, Chile, obtenido en el terremoto del 3 de marzo de 1985 y el registro El Centro-NS obtenido en El Centro, California, en el terremoto del 18 de mayo de 1940. El primer registro es representativo de una excitación destructiva en suelo blando, y los dos últimos registros se pueden considerar representativos de excitaciones sísmicas severas obtenidas en suelo firme.

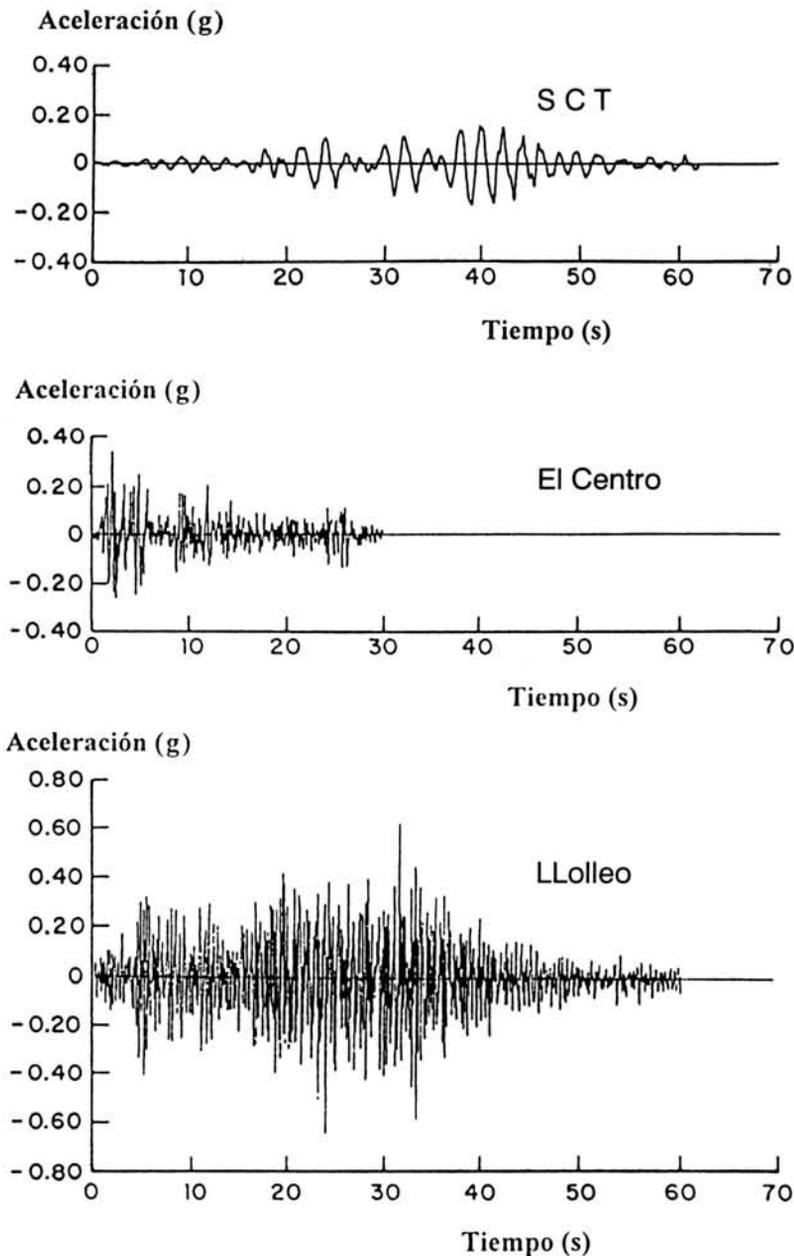


Fig 1 Registro de aceleraciones

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DE SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD Y DEL DAÑO OBSERVADO EN TERREMOTOS

Para evaluar espectros de respuesta inelásticos, así como espectros de energía histerética, se resolvieron la ecuación de movimiento (3) y la ecuación de energía (4). El procedimiento de solución de estas ecuaciones para el caso elastoplástico consistió en la integración numérica, paso a paso, empleando el criterio de variación lineal para \ddot{u}_g (Bathe y Wilson, 1976). Este procedimiento se aplicó mediante un programa de computadora desarrollado para este estudio. Para la evaluación de espectros de energía histerética, E_H , ésta se evalúa al final del movimiento del terreno y se grafica como una función del periodo fundamental, amortiguamiento y factor de ductilidad de desplazamiento.

Registro de la SCT

La fig 2 muestra el efecto de μ en la energía histerética de un sistema elastoplástico de un grado de libertad, el cual está sometido a la excitación producida por el registro SCT-EW. Se puede apreciar que las demandas de energía histerética más altas corresponden al intervalo de periodos de aproximadamente 1.5 a 2.5 s. En este intervalo, a mayor ductilidad de desplazamientos en la estructura se logra mayor reducción en las demandas de energía histerética. Por el contrario, en el intervalo de periodos menores de aproximadamente 1.5 s estas demandas aumentan para incrementos de ductilidad (fig 2).

Se empleó también el programa de análisis no lineal DRAIN-2D (Kannan y Powell, 1973) con el propósito de investigar el efecto del comportamiento histerético en las demandas de energía histerética, para lo cual se utilizó el modelo de degradación de rigidez (Takeda *et al*, 1970) que emplea el mencionado programa. Además, se aceptó la hipótesis de que el sistema tenía un valor constante del amortiguamiento viscoso. La fig 3 muestra el efecto del comportamiento histerético en un sistema de un grado de libertad sometido al registro de

la SCT. La evaluación de resultados de las figs 2 y 3 muestra que las demandas máximas de energía histerética en estructuras con comportamiento elastoplástico están asociadas a periodos cercanos a los 2 s, mientras que en estructuras con degradación de rigidez estas demandas máximas ocurren para valores de periodos cercanos a 1.5 s. Además, en estas figuras es posible apreciar que la forma de los espectros de energía histerética para ambos casos es semejante; sin embargo, el espectro obtenido a partir del modelo elastoplástico está trasladado hacia la zona de periodos altos. De acuerdo a resultados obtenidos por otros investigadores (Mahin y Bertero, 1981), las demandas máximas de energía histerética evaluadas con registros de aceleraciones obtenidas en otros terremotos, no tienen cambios significativos si se emplea cualquiera de los modelos histeréticos mencionados. Con base en estos resultados y considerando la sencillez del modelo elastoplástico, este modelo fue seleccionado para esta investigación.

La fig 4 muestra resultados estadísticos de daños severos o colapsos que ocurrieron en edificaciones de una zona de la ciudad de México durante el terremoto del 19 de septiembre de 1985 (Noreña *et al*, 1989). Los resultados de esta figura muestran que la mayor parte de edificaciones afectadas tuvieron de 9 a 12 niveles, con una incidencia de daños más grande que la correspondiente a edificaciones con menos de seis niveles. Debido a que es común considerar que el periodo fundamental de edificaciones es proporcional al número de niveles de éstas, en la fig 4 también se muestra en una segunda escala el periodo fundamental en segundos que correspondería al número de niveles de edificaciones. Estos periodos se evaluaron con la relación $n/10$, criterio que se comenta más adelante. Los resultados de la fig 4 indican que la distribución de daños y colapsos en edificaciones en el terremoto en estudio tiene una correlación pobre con las demandas de aceleraciones espectrales correspondientes al registro de la SCT, las cuales se muestran en la fig 5. Por el contrario, la distribución de daños y colapsos que se describe en la fig 4 es congruente con las distribuciones de demandas de energía histerética que se muestran en las figs 2 y 3.

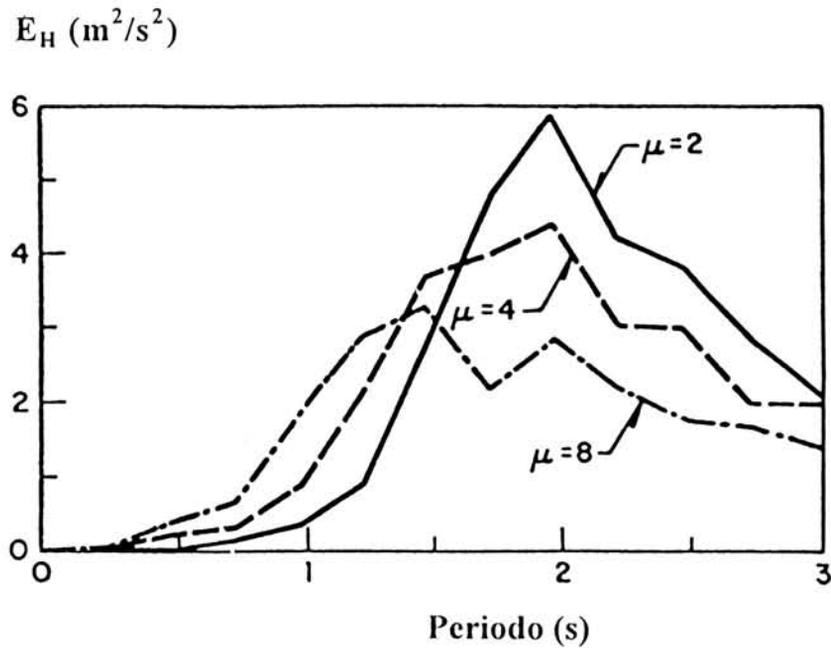


Fig 2 Demandas de energía histerética para el registro de la SCT. Modelo elastoplástico. $\mu = 2,4,8$; $\xi = 0.05$

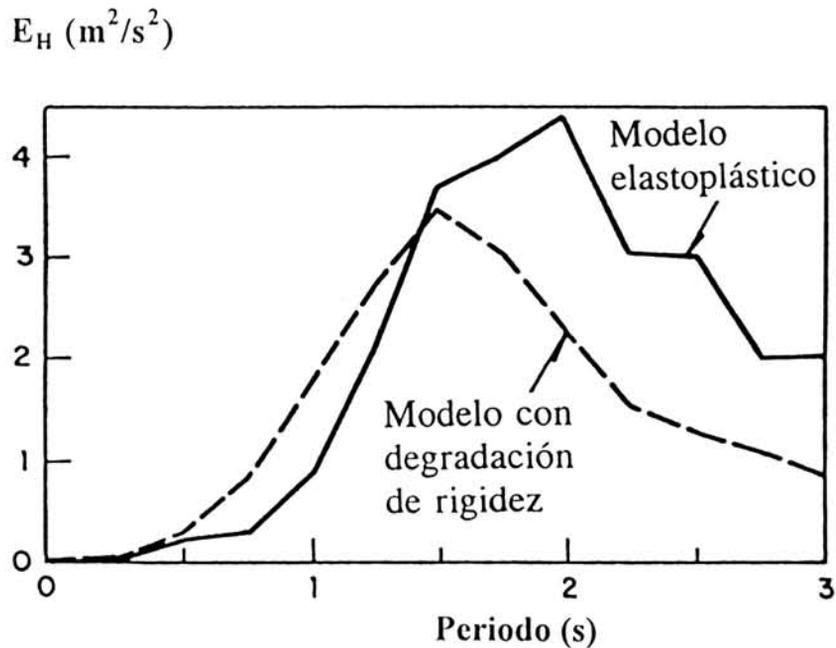


Fig 3 Efectos del comportamiento histerético en las demandas de energía histerética para el registro de la SCT. $\mu = 4$; $\xi = 0.05$

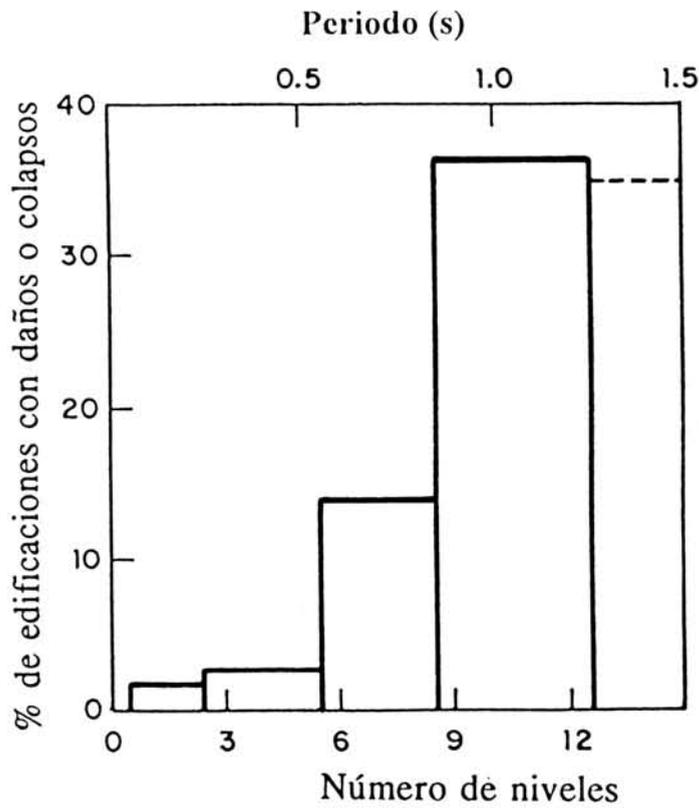


Fig 4 Estadísticas de daños severos o colapsos en edificios de la ciudad de México durante el terremoto del 5 de septiembre de 1985

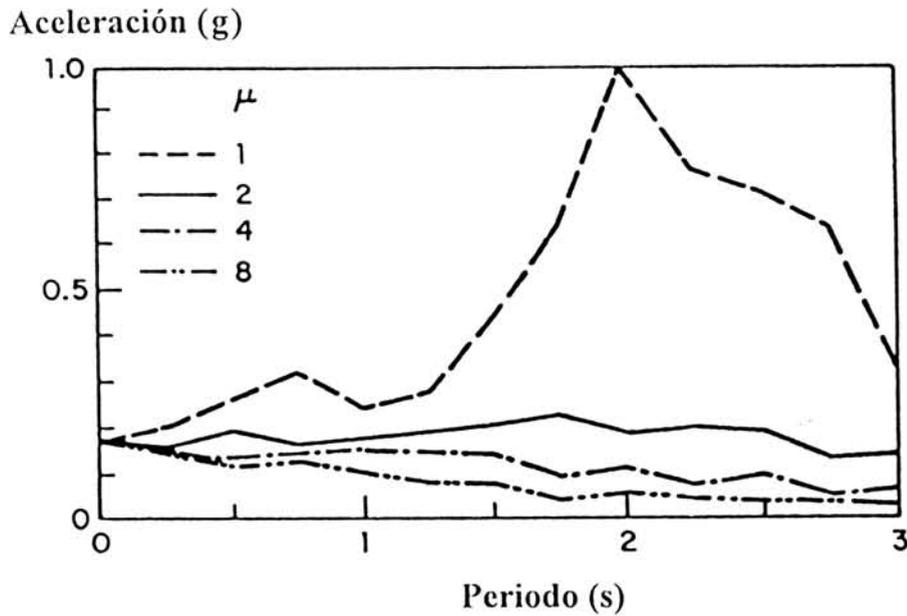


Fig 5 Espectro de aceleraciones para el registro de la SCT. $\mu = 1,2,4,8$; $\xi = 0.05$

Registro de LLolloe

El registro de LLolloe N10°E fue obtenido en LLolloe, una población pequeña de la zona epicentral del terremoto del 3 de marzo de 1985 ocurrido en Chile. Las edificaciones en esta población son en su mayor parte para vivienda, típicamente de uno o dos niveles. Esto sugiere que no sería posible relacionar la severidad de este registro con daños observados en estructuras con un intervalo amplio de periodos fundamentales de éstas. Una situación diferente al caso de LLolloe se observó en la ciudad de Viña del Mar, la cual también se ubica cerca al epicentro. En esta ciudad, un número importante de edificaciones con periodos fundamentales en un intervalo amplio tuvieron un buen comportamiento durante el terremoto en estudio. Como se menciona en la literatura, en muy pocos casos se observaron daños severos y la mayoría de las edificaciones no tuvieron daños o éstos fueron muy leves (Wood, 1991).

La evaluación del potencial destructivo de registros obtenidos en el terremoto del 3 de marzo de 1985 en Chile indica que el registro LLolloe N10°E es el más intenso, seguido por el registro S20°W obtenido en Viña del Mar (Saragoni, 1990). Además, la comparación de estos registros, tomando en cuenta duración, espectros de respuesta y contenido de frecuencias, no muestra diferencias significativas. Esto sugiere que el registro de LLolloe representa una aproximación razonablemente conservadora a las demandas sísmicas típicas que se experimentaron en Viña del Mar.

La fig 6 muestra resultados de estadísticas de daños estructurales observados en edificaciones de Viña del Mar durante el terremoto de Chile de 1985 (Wood, 1991). Esta figura también muestra, en la escala superior de abcisas, el periodo fundamental (en s) correspondiente a la escala de abcisas del número de niveles, n . El periodo fundamental se evaluó como $n/20$, criterio que se comenta más adelante.

La fig 7 muestra espectros de energía histerética obtenidos con el registro de LLolloe considerando en los análisis un comportamiento histerético del tipo elastoplástico en el modelo analizado. Como se aprecia en esta figura, el

incremento en ductilidad generalmente conduce a incrementos en las demandas de energía histerética. Además, los valores máximos de estas demandas corresponden a valores de periodos fundamentales en un intervalo de periodos de alrededor de 0.3 a 1.0 s, lo cual es congruente con el intervalo de periodos de edificaciones que tuvieron algún tipo de daño estructural en Viña del Mar (ver fig 6). Como en el caso del terremoto de México anteriormente comentado, la distribución de daños observados en edificaciones en Viña del Mar también tiene una correlación pobre con las demandas de aceleraciones espectrales inelásticas obtenidas con el registro de LLolloe, las cuales se muestran en la fig 8.

Es conocido que existen diferencias importantes en las magnitudes de daños estructurales en edificaciones de Chile y México observadas en los terremotos respectivos de 1985. Sin embargo, la comparación de demandas de energía histerética correspondientes a los registros de SCT y LLolloe (ver fig 2 y 7) muestra que las magnitudes de estas demandas no son apreciablemente diferentes. Los resultados muestran que las demandas máximas de energía histerética correspondientes al registro de la SCT están en un intervalo que varía aproximadamente entre 3 y 6 m^2/s^2 (ver fig 2), mientras que para el caso del registro de LLolloe estas demandas varían aproximadamente entre 1.5 y 3 m^2/s^2 (ver fig 7). Esto indica que el empleo de la energía histerética como única medida de la capacidad destructiva de terremotos puede llevar a resultados erróneos. Sin embargo, la correlación aceptable que existe entre la distribución de daños en edificaciones en México y Chile durante los terremotos de 1985 respectivos y las correspondientes formas de los espectros de energía histerética, indica que esta forma se debe tomar en cuenta en la definición de una medida adecuada de la capacidad destructiva de terremotos.

Registro El Centro-NS

La fig 9 muestra espectros de energía histerética correspondientes a diferentes niveles de ductilidad evaluados con el registro El Centro-NS considerando un comportamiento histerético del

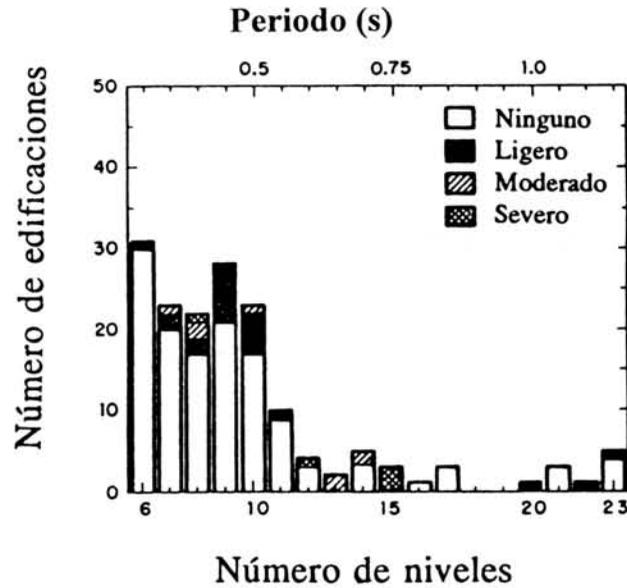


Fig 6 Estadística de daño estructural en edificaciones de Viña del Mar durante el terremoto de marzo de 1985

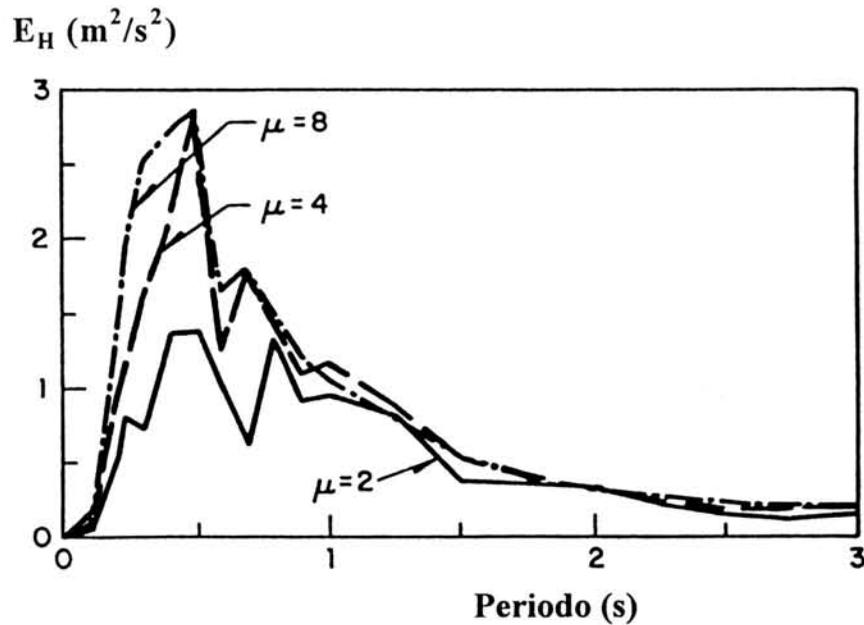


Fig 7 Demandas de energía histerética para el registro LLolleo. Modelo elastoplástico. $\mu = 2,4,8$; $\xi = 0.05$

Aceleración (g)

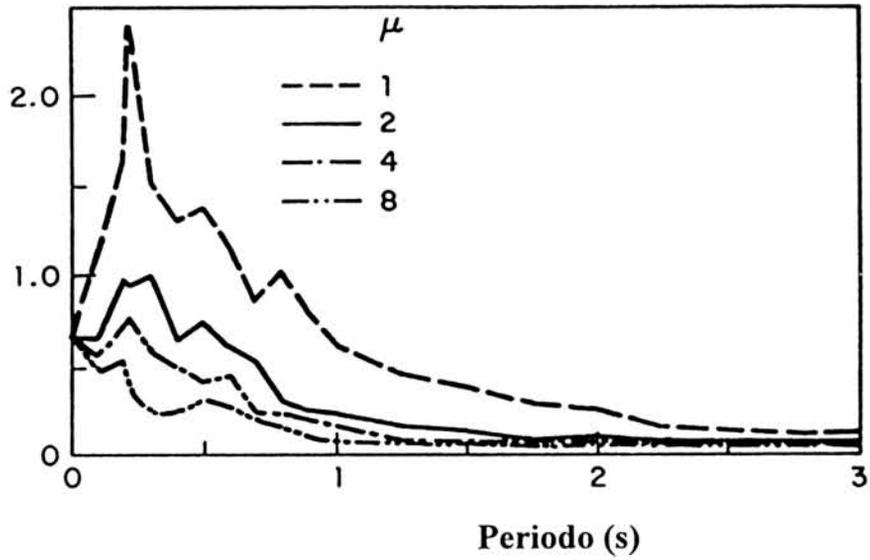


Fig 8 Espectro de aceleraciones para el registro Lolloe.
 $\mu = 1,2,4,8; \xi = 0.05$

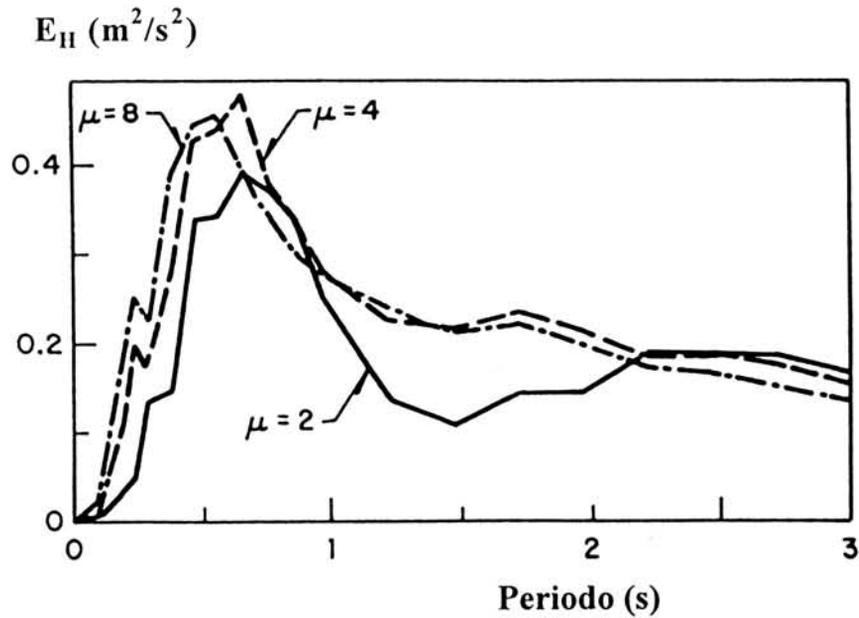


Fig 9 Demandas de energía histerética para el registro El Centro.
Modelo elastoplástico. $\mu = 2,4,8; \xi = 0.05$

tipo elastoplástico. Como se puede apreciar en esta figura, las demandas máximas de estos espectros y las de los espectros de energía histerética del registro de LLolleo (fig 7) corresponden aproximadamente al mismo intervalo de periodos; sin embargo, las demandas de energía histerética correspondientes al registro de El Centro son menores que las correspondientes al registro de LLolleo.

Debido a que no existen estadísticas de daños en edificaciones correspondientes al registro de El Centro, los resultados que se obtienen en este estudio con este registro se emplean sólo con fines de comparación con los resultados del empleo de los otros registros seleccionados.

UNA MEDIDA DE LA CAPACIDAD DESTRUCTIVA DE TERREMOTOS

Aun cuando es posible emplear análisis refinados para evaluar la respuesta sísmica de estructuras, éstos son costosos, requieren mucho tiempo y aún existen incertidumbres importantes que son inherentes a este tipo de análisis. Una alternativa atractiva es el empleo de criterios de análisis sencillos, lo que puede ser suficiente cuando se requiera una evaluación rápida de estructuras. En este estudio se emplea un criterio de este tipo y se basa en el empleo de un sistema de un grado de libertad para analizar la respuesta sísmica global de edificaciones de varios niveles. Este criterio ha sido utilizado anteriormente (Qi y Moehle, 1991) y se basa en suponer para el análisis sísmico de edificaciones de varios niveles una forma de vibrar constante. Además, como parámetro de respuesta de un sistema de un grado de libertad que representa a la estructura de varios niveles se selecciona al desplazamiento del último nivel relativo a la base, δ . En el apéndice I se describe en detalle el sistema de un grado de libertad que se emplea, así como las ecuaciones que permiten evaluar la respuesta sísmica de éste.

Uang y Bertero (1990) han evaluado energías sísmicas correspondientes a una estructura de acero de seis niveles durante ensayos en mesa vibradora. El total de la energía sísmica

suministrada que se midió en estos ensayos fue aproximadamente igual al total de energía suministrada que se evaluó considerando un sistema de un grado de libertad con masa y periodo fundamental iguales a los medidos en la estructura de seis niveles. Aun cuando podría necesitarse más información experimental, los resultados sugieren que las demandas de energía en una estructura de varios niveles, incluyendo la energía histerética, se pueden evaluar a partir de las demandas de energía de un sistema de un grado de libertad. En los apéndices I y II se muestran resultados de estudios paramétricos que demuestran la validez de este criterio. En lo que sigue se emplean estos resultados para desarrollar una medida de la capacidad destructiva de terremotos.

La fig 10 muestra la relación fuerza-deformación de una edificación de varios niveles representada por un sistema equivalente de un grado de libertad. Las ordenadas de esta figura corresponden a la función de resistencia $R^*(t)$ por unidad de masa equivalente M^* (ver apéndice I) y las abscisas corresponden al desplazamiento del último nivel, δ .

La frecuencia circular natural del sistema equivalente de un grado de libertad es ω^* , la cual se supone que es igual a la frecuencia circular natural ω del sistema original de un grado de libertad, cuya ecuación de movimiento fue definida por (3). Se considera además que el factor de ductilidad global de desplazamiento máximo que alcanza el sistema equivalente de un grado de libertad es μ_m , el cual se define como sigue:

$$\mu_m = \frac{\delta_m}{\delta_y} \quad (6)$$

En la expresión anterior δ_m y δ_y son los desplazamientos del último nivel máximo y de fluencia, respectivamente. Como se puede ver en el desarrollo del apéndice I, se supone que μ_m y el factor de ductilidad de desplazamiento para el sistema de un grado de libertad, μ , son iguales. Además, se emplea el parámetro E_H^* , el cual se define como la energía histerética por unidad masa equivalente disipada por el sistema equivalente de un grado de libertad no lineal. El parámetro δ_d que se muestra en la fig 10 se define como el desplazamiento

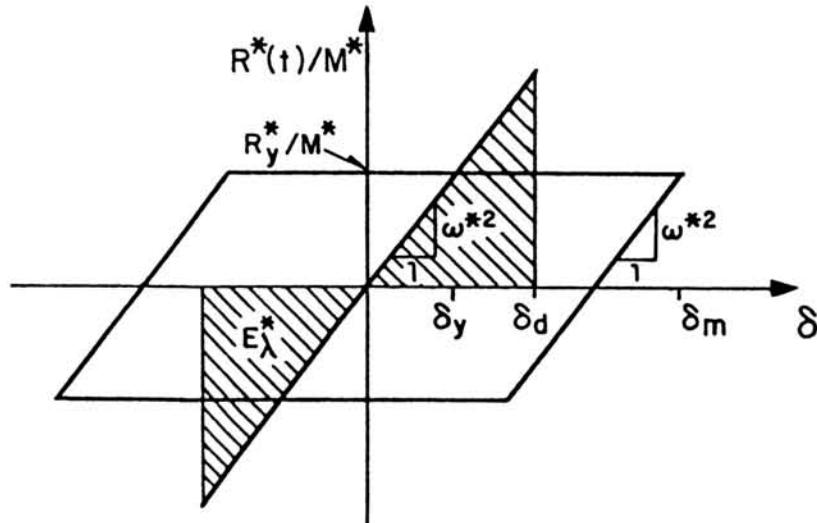


Fig 10 Relaciones fuerza-deformación para estructuras equivalentes lineal y no lineal

máximo del último nivel de la edificación que se podría aceptar para considerar un comportamiento adecuado de ésta durante un terremoto importante.

La fig 10 también muestra la relación fuerza-deformación de un sistema elástico equivalente de un grado de libertad considerando que la frecuencia circular natural y fracción de amortiguamiento crítico de este sistema son iguales a los parámetros respectivos del sistema no lineal equivalente. Como se aprecia en esta figura, se admite la hipótesis que este sistema elástico alcanza un desplazamiento máximo igual a δ_d .

El parámetro E_λ^* que se indica en la fig 10 se define como la energía total por unidad de masa equivalente que el sistema elástico equivalente de un grado de libertad absorbe en un ciclo completo (con desplazamientos máximos por ciclo iguales a $+\delta_d$ y $-\delta_d$). Esta energía se puede evaluar mediante la siguiente expresión:

$$E_\lambda^* = (\omega^* \delta_d)^2 \quad (7)$$

El parámetro que se propone para evaluar la capacidad de terremotos para producir daño en estructuras, I_D , se define con la expresión siguiente:

$$I_D = \frac{E_H^*}{E_\lambda^*} \quad (8)$$

De acuerdo a la expresión anterior, I_D se puede interpretar como el número de ciclos completos del sistema elástico equivalente de un grado de libertad (con máximos $+\delta_d$ y $-\delta_d$) que son necesarios para absorber una cantidad de energía igual al total de energía histerética, E_H^* , que disipa el sistema equivalente no lineal. Con esta definición, el parámetro E_H^* se relaciona con el máximo desplazamiento aceptable del último nivel de una edificación, δ_d , el cual se considera un parámetro importante para el control del daño estructural durante un terremoto importante.

En el apéndice II se demuestra que E_H^* se puede relacionar con la energía histerética disipada por un sistema de un grado de libertad, esto se consigue mediante el empleo de la siguiente expresión:

$$E_H^* = \gamma^2 E_H \quad (9)$$

En la expresión anterior el parámetro γ se define como sigue:

$$\gamma = \frac{L^*}{M^*} = \frac{\delta(t)}{u(t)} \quad (10)$$

los parámetros L^* y M^* se definen en el apéndice I. Es conveniente relacionar δ con el desplazamiento relativo del último nivel, D_r , el cual se define como sigue:

$$D_r = \frac{\delta}{H} \quad (11)$$

en la expresión anterior H es la altura de la edificación. De manera análoga, δ_d se relaciona con D_{rd} mediante la siguiente expresión:

$$D_{rd} = \frac{\delta_d}{H} \quad (12)$$

Además, se define el parámetro α como sigue:

$$\alpha = \omega^* H \quad (13)$$

Si se combinan las ecuaciones (7), (12) y (13), el parámetro E_λ^* se puede evaluar con la siguiente expresión:

$$E_\lambda^* = (\alpha D_{rd})^2 \quad (14)$$

Si adicionalmente se substituyen las expresiones (9) y (14) en la (8) se obtiene:

$$I_D = \frac{\gamma^2 E_H}{(\alpha D_{rd})^2} \quad (15)$$

En lo que sigue, se analizan los parámetros α , γ y D_{rd} de la expresión anterior.

Análisis de γ

Si en los casos de marcos regulares con comportamiento elástico se supone una configuración de vibrar constante y lineal, y si además se emplean procedimientos tradicionales de análisis dinámico (Clough y Penzien, 1993), es posible evaluar valores del parámetro γ correspondientes a estos casos. Por ejemplo, los valores de γ varían entre 1.36 y 1.46 para los casos de marcos regulares de 5 y 20 niveles, respectivamente. Qi y Moehle (1991) han efectuado análisis no lineal de marcos de concreto reforzado de 5 y 10 niveles, los cuales estaban sometidos a cargas laterales del tipo monotónico creciente, los resultados de estos análisis dieron valores para γ que variaron en el intervalo de 1.2 a 1.3. Estos resultados indican que el valor de 1.5 para γ en marcos regulares de más de cinco niveles

es una estimación conservadora. Riddell y Vásquez (1992) han sugerido para los casos de edificaciones a base de muros estructurales el valor de 1.6 para γ .

Análisis de D_{rd}

Aun cuando la evaluación del desplazamiento relativo del último nivel, D_r , no permite obtener información de la distribución del daño en la estructura, con el empleo de este parámetro es factible obtener una medida aproximada de la respuesta global de la estructura y puede ser una herramienta eficaz para efectuar una evaluación rápida y sencilla del daño producido por terremotos (Powell y Allahabadi, 1988). Con este criterio, en la literatura comúnmente se sugiere que edificaciones a base de muros estructurales pueden tener un comportamiento sísmico adecuado si el desplazamiento relativo del último nivel, D_r , de éstas no supera el valor 0.01 (Wood, 1991).

Una revisión de resultados de ensayos ante cargas laterales de subestructuras viga-columna indica que marcos de concreto reforzado diseñados de acuerdo a reglamentos de construcción, no alcanzarían el colapso si los desplazamientos relativos de entrepiso son menores que 0.02 (Qi y Moehle, 1991). Debido a que en la filosofía de reglamentos sismo-resistentes se acepta la ocurrencia de daño estructural sin llegar al colapso de la estructura durante un terremoto importante, una estimación aproximada del desplazamiento máximo de entrepiso que se puede considerar aceptable durante un terremoto importante es el valor 0.02 anteriormente comentado. Sin embargo, este valor puede ser alto si durante un terremoto importante se espera en una edificación un nivel de daños pequeño. Aun cuando se acepta que la relación entre el valor máximo del desplazamiento relativo de entrepiso y el correspondiente valor de D_r depende de las características de la estructura y de las acciones sísmicas, en algunos marcos regulares de concreto reforzado se considera que el valor 2.0 puede ser representativo de esta relación (Moehle, 1992). En estos casos, un desplazamiento relativo de entrepiso máximo de 0.02 correspondería a un valor de D_r igual a 0.01. Por consiguiente, un comportamiento aceptable

durante un terremoto importante de marcos regulares de concreto reforzado y edificaciones a base de muros estructurales estaría asociado a desplazamientos relativos del último nivel menores que 0.01.

Análisis de α

Dada una edificación regular con n niveles, altura de entrepiso constante, h , y periodo fundamental, T^* , la siguiente expresión ha sido usada para evaluar T^* :

$$T^* = \frac{n}{\lambda} \quad (16)$$

El parámetro λ depende generalmente del tipo de sistema estructural y se comenta más adelante. Además, en lo que sigue se emplea la siguiente expresión:

$$H = nh \quad (17)$$

Si se considera la definición $\omega^* = 2\pi/T^*$ y se sustituyen las expresiones (16) y (17) en la (13) se obtiene

$$\alpha = 2\pi\lambda h \quad (18)$$

La inspección de la ecuación (18) indica que la variabilidad de α depende principalmente de la variabilidad del parámetro λ . Se considera que para edificaciones a base de muros estructurales, como las de la práctica chilena, una buena estimación de λ es 20 (Wood, 1991; Wallace y Moehle, 1992). En los casos de edificaciones a base de marcos o a base del sistema dual (muro-marco) diseñadas de acuerdo a reglamentos de construcción de los Estados Unidos, comúnmente se ha empleado el valor de 10 para λ . Un valor semejante se ha sugerido para λ en los casos de edificaciones típicas de concreto reforzado construidas antes de 1985 en la zona de suelo firme de la ciudad de México; sin embargo, en edificaciones de concreto reforzado situadas en la zona de lago de esta ciudad se han medido valores menores del parámetro λ (Meli, 1989), lo cual es causado principalmente por rotación de la base de edificaciones debido a la flexibilidad del suelo. Aun cuando esta característica de suelo blando conduce a

aumentos de desplazamientos del último nivel de edificaciones, respecto a los de edificaciones en suelo firme, los valores de desplazamientos relativos de entrepiso y el daño asociado no necesariamente aumentan (Moehle, 1992). Por consiguiente, el empleo de valores de λ correspondientes a edificaciones en suelo firme de la ciudad de México puede ser suficiente para la evaluación del daño causado por terremotos en esta ciudad.

Comentarios finales

Los análisis previos sugieren que en los casos de edificaciones regulares típicas construidas con un tipo específico de sistema estructural, los parámetros α , γ y D_{rd} tienen valores típicos. Si se toma en cuenta esta característica, la inspección de la definición del parámetro I_D que se da en la expresión (15) indica que este parámetro se puede evaluar como el producto de valores de las ordenadas del espectro de energía histerética y de una constante apropiada. Por consiguiente, una gráfica de I_D versus periodo y una gráfica de los espectros de energía histerética correspondientes pueden tener la misma forma, lo que anteriormente se ha mencionado que es una característica deseable en una medida adecuada de la capacidad destructiva de terremotos.

EVALUACIÓN DE I_D PARA TRES TERREMOTOS

Los tres terremotos seleccionados en este estudio fueron evaluados empleando el parámetro I_D que se define en la ecuación (15). Los valores que se supusieron para α , γ y D_{rd} se comentan a continuación. Para el parámetro γ se consideró el valor 1.5 en los casos de marcos o sistemas muro-marco, en los casos de edificaciones a base de muros estructurales se consideró para γ el valor 1.6. Además, en todos los casos se supuso el valor 0.01 para D_{rd} . El parámetro α se evaluó con la ecuación (18), suponiendo un valor constante de h e igual a 2.70 m. En el caso del análisis del terremoto de Chile se supuso para λ el valor de 20, para los casos de los terremotos de México y California el valor de λ se supuso igual a 10. Los valores correspondientes de

α para los terremotos mencionados fueron 339 y 170 m/s, respectivamente.

Los resultados de evaluar el parámetro I_D en función del periodo fundamental considerando factores de ductilidad de desplazamientos específicos se muestran en las figuras 11 a la 13, correspondiente a los registros SCT, LLolloe y El Centro, respectivamente.

Como se ha mencionado anteriormente, una gráfica de I_D en función del periodo fundamental y el espectro de energía histerética correspondiente tienen la misma forma. Por consiguiente, el efecto del nivel de ductilidad en I_D , así como la correlación entre I_D y la distribución de daño observado en edificaciones en función del periodo fundamental tienen las mismas características que las comentadas en los análisis anteriores de espectros de energía histerética.

para este tipo de edificaciones factores de ductilidad de desplazamiento global que varían en el intervalo de dos a tres. Resultados de análisis aproximados de edificaciones típicas a base de marcos de concreto reforzado en la ciudad de México, sugieren un valor cercano a dos como representativo de la capacidad del factor de ductilidad global de desplazamientos en edificaciones a base de marcos de concreto reforzado que se vieron afectadas por el terremoto de 1985 en esta ciudad (Rodríguez, 1990).

Los resultados de las figuras 11 y 12 permiten comparar los valores del parámetro I_D correspondientes a los terremotos de 1985 en México y Chile considerando valores del factor de ductilidad global de desplazamientos en el intervalo de dos a tres. La comparación indica que la capacidad de daño del terremoto en la ciudad de México fue alrededor de 10 a 15 veces la capacidad de daño del terremoto

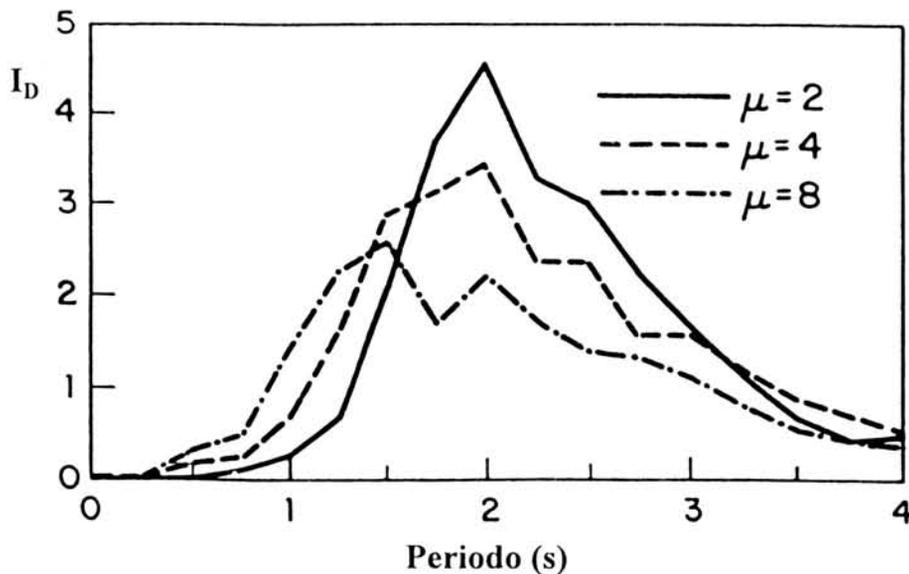


Fig 11 Medida de la capacidad destructiva del registro de la SCT

Es relevante verificar si I_D tiene una correlación aceptable con la magnitud del daño observado durante terremotos, lo que se comenta en lo que sigue.

Wallace y Moehle (1993) han efectuado estudios de la respuesta sísmica de edificaciones a base de muros estructurales durante el terremoto de Chile de 1985, los resultados encontrados por estos investigadores sugieren

chileno. Estas importantes diferencias son congruentes con las diferentes magnitudes de daño en edificaciones observadas en los terremotos de la ciudad de México y de Viña del Mar de 1985.

La evaluación de demandas de energía histerética correspondientes a los registros de LLolloe y El Centro, anteriormente comentada, muestra importantes diferencias en éstas; sin

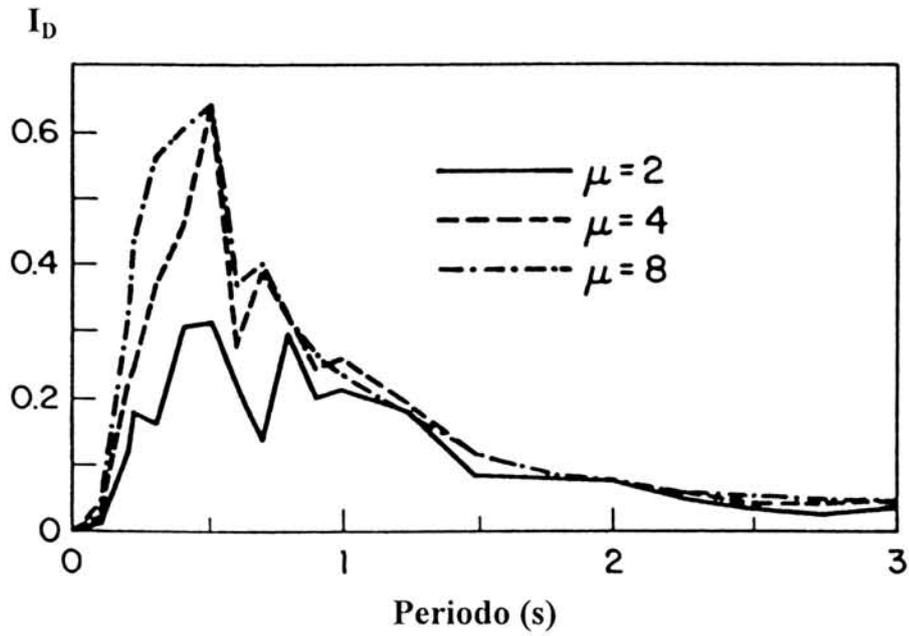


Fig 12 Medida de la capacidad destructiva del registro LLolleo

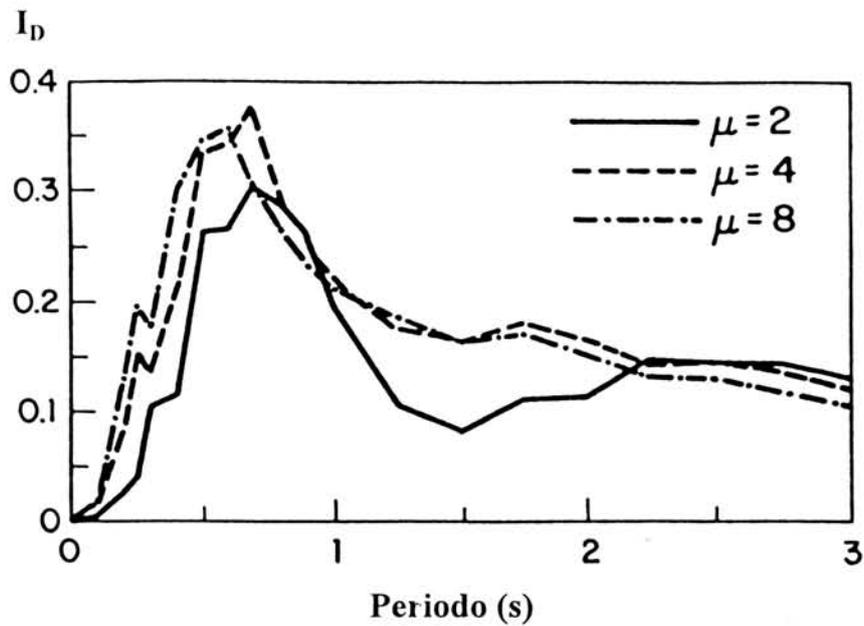


Fig 13 Medida de la capacidad destructiva del registro El Centro

embargo, cuando esta comparación se efectúa en el intervalo seleccionado para la ductilidad de desplazamiento, las figuras 12 y 13 no muestran diferencias importantes en las capacidades destructivas asociadas a estos registros.

Forma alternativa de la ecuación (15)

Con el propósito de comprender mejor la influencia de diversos parámetros que intervienen en la evaluación del parámetro I_D , éste se puede definir de la manera siguiente:

$$I_D = \frac{E_H}{(\mu \omega^* u_y)^2} \left(\frac{D_{rm}}{D_{rd}} \right)^2 \quad (19)$$

La ecuación (19) en realidad es otra forma de expresar la ecuación (15). Esto se puede demostrar combinando las ecuaciones (13) y (19), así como empleando la siguiente definición para el desplazamiento máximo relativo del último nivel, D_{rm} :

$$D_{rm} = \mu_m D_{ry} \quad (20)$$

el parámetro D_{ry} se define como sigue (ver ecuación (11)):

$$D_{ry} = \frac{\delta_y}{H} \quad (21)$$

y δ_y se define de la manera siguiente (ver apéndice I):

$$\delta_y = \gamma u_y \quad (22)$$

El primer cociente de la ecuación (19) es la energía histerética normalizada, este cociente también se puede definir como N_e , empleando la siguiente expresión:

$$N_e = \frac{E_H}{(\mu_m \omega^* u_y)^2} \quad (23)$$

En la expresión anterior N_e es el número de ciclos completos en el sistema elástico de un grado de libertad (con desplazamientos máximos $\pm \mu_m u_y$) que son requeridos para absorber una cantidad de energía igual a E_H . Se debe mencionar que Fajfar (1992) ha propuesto un procedimiento de diseño sísmico que intenta

tomar en cuenta el efecto de daño sísmico acumulado, el cual emplea el parámetro $\sqrt{N_e}$.

La inspección de las ecuaciones (19) y (23) muestra que N_e , D_{rm} y D_{rd} son parámetros importantes en la definición del parámetro I_D . En lo que sigue se comentan algunos valores típicos de los parámetros N_e y D_{rm} .

Las figuras 14 y 15 muestran resultados de la evaluación del parámetro N_e en función del periodo fundamental y corresponden a factores de ductilidad de desplazamientos de dos y cuatro, respectivamente. Los resultados muestran que los valores máximos del parámetro N_e correspondientes al terremoto en la ciudad de México son mayores que los máximos del mencionado parámetro correspondientes a los registros de Llolle y El Centro.

Si se combinan las ecuaciones (13) y las (20) a la (22), la ecuación (20) se puede escribir en la forma siguiente:

$$D_{rm} = \mu_m \frac{\gamma}{\alpha} \omega^* u_y \quad (24)$$

Los valores máximos del parámetro D_{rm} se pueden evaluar mediante el empleo de la ecuación (24). Las figuras (16) y (17) muestran valores espectrales del parámetro D_{rm} , en función del periodo fundamental, correspondientes a valores específicos del amortiguamiento y del factor de ductilidad de desplazamiento, μ_m . En la obtención de los resultados de las figuras (16) y (17), se empleó para μ_m los valores de dos y cuatro, respectivamente. Estos resultados indican que en un intervalo amplio de periodos, los desplazamientos máximos relativos del último nivel de edificaciones calculados con el registro de la SCT son mayores que los correspondientes a los registros de Llolle y El Centro.

Debido a que la relación D_{rm}/D_{rd} es bastante importante en la evaluación del parámetro I_D , es útil evaluar valores típicos para esta relación. Si se supone para D_{rd} el valor 0.01, los resultados de las figuras 16 y 17 indican que en el caso del registro de Llolle, la relación D_{rm}/D_{rd} excede el valor 0.5 en sólo un intervalo reducido de periodos. Por el contrario, en el caso del registro de la ciudad de México esta relación excede el valor 1.0 en la mayor parte

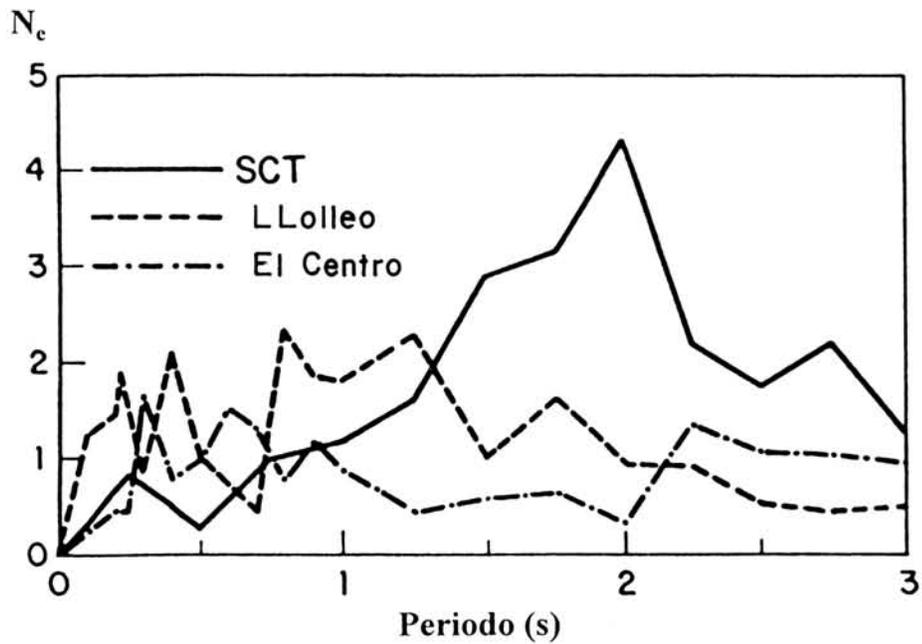


Fig 14 Número de ciclos N_c versus período fundamental para los registros de la SCT, LLolloe y El Centro. $\mu = 2$; $\xi = 0.05$

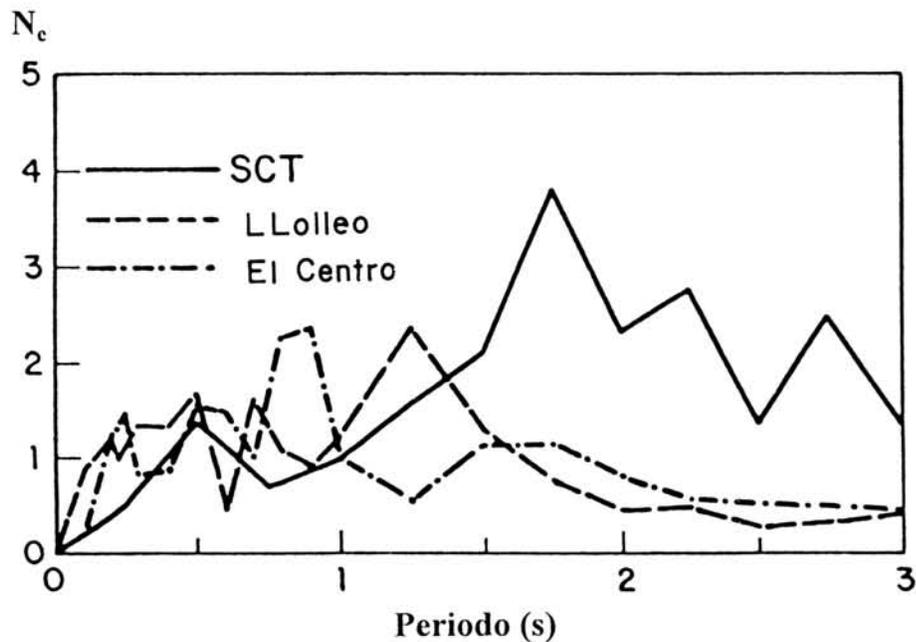


Fig 15 Número de ciclos N_c versus período fundamental para los registros de la SCT, LLolloe y El Centro. $\mu = 4$; $\xi = 0.05$

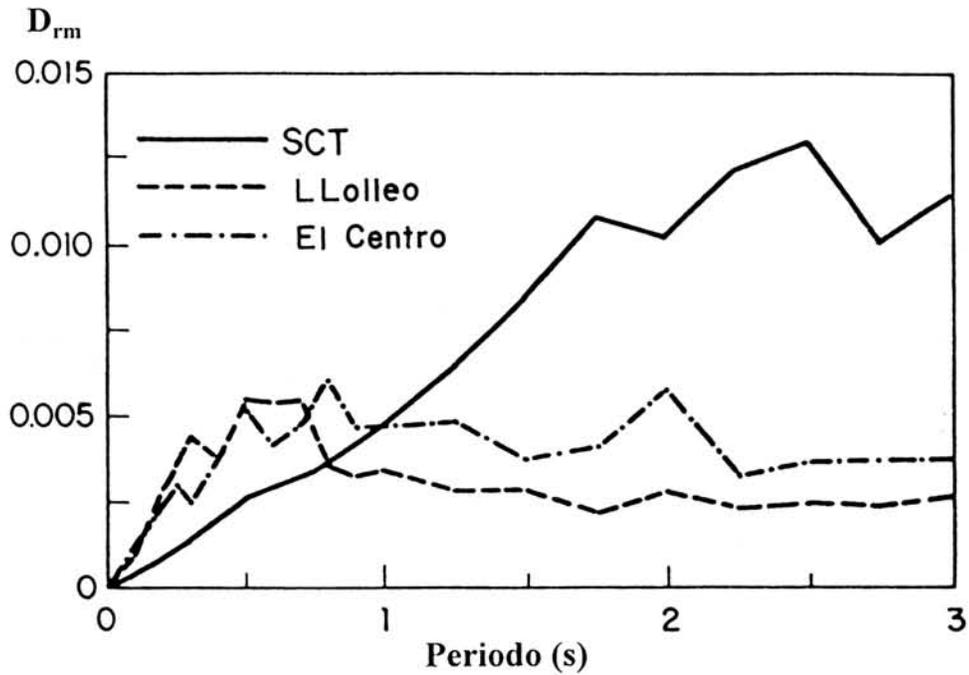


Fig 16 Desplazamiento relativo máximo versus período fundamental para los registros de la SCT, LLolleo y El Centro. $\mu = 2; \xi = 0.05$

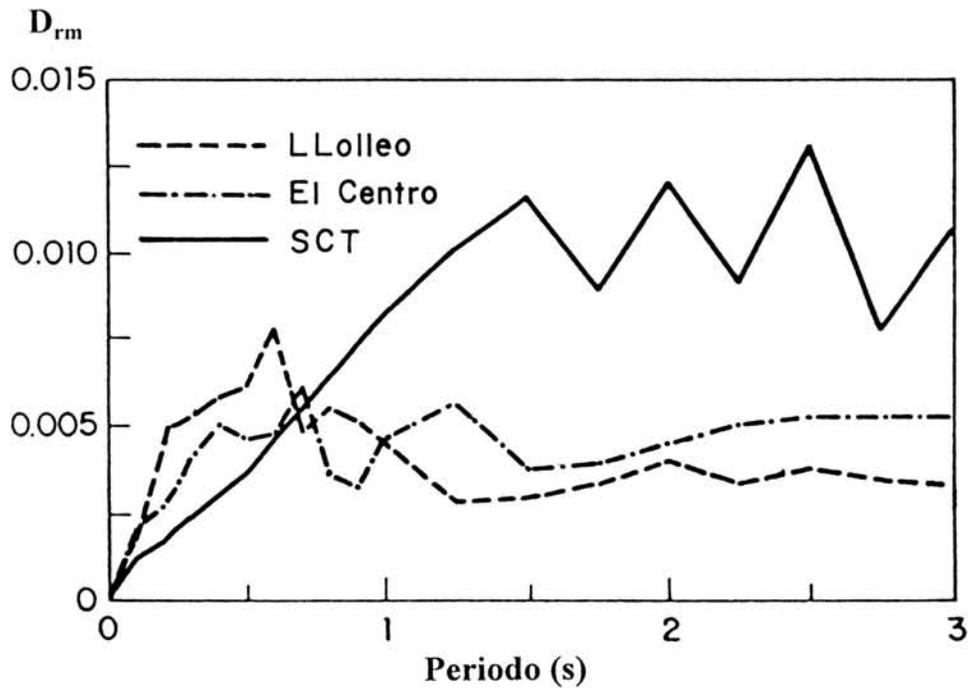


Fig 17 Desplazamiento relativo máximo versus período fundamental para los registros de la SCT, LLolleo y El Centro. $\mu = 4; \xi = 0.05$

de casos de estructuras con periodos en el intervalo entre 1.5 y 3 s (ver fig 16 y 17). Si se toma en cuenta que el parámetro propuesto I_D es directamente proporcional al cuadrado de D_{rm}/D_{rd} , estos resultados sugieren la importancia del control de desplazamientos para minimizar el daño en estructuras causado por terremotos.

El análisis del parámetro I_D también sugiere que este parámetro puede emplearse como una herramienta importante de un enfoque energético para el diseño sísmico de estructuras nuevas o con el propósito de definir una estrategia de rehabilitación sísmica de estructuras. Una consideración básica de este criterio sería minimizar tanto I_D como el costo de la estructura. El parámetro I_D también se puede utilizar para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes, mediante la selección adecuada de los parámetros que intervienen en la evaluación de I_D .

CONCLUSIONES

En este estudio se propone un parámetro para medir la capacidad de terremotos de producir daño en estructuras. Los resultados del empleo de este parámetro con registros de aceleraciones típicos obtenidos en los terremotos de 1985 en Chile y México son congruentes con el daño en edificaciones observado en estos terremotos.

Los parámetros de la respuesta de una estructura que intervienen en la medida propuesta de la capacidad destructiva de terremotos son una energía histerética adimensional, un valor aceptable del desplazamiento máximo relativo del último nivel de la edificación (D_{rd}) y el valor máximo durante un terremoto del desplazamiento relativo del último nivel (D_{rm}). El análisis de estos parámetros para los casos de los registros sísmicos empleados indica la importancia del control de desplazamientos para minimizar el daño en estructuras causado por terremotos.

AGRADECIMIENTO

El autor agradece al Instituto de Ingeniería y a la Dirección General de Apoyo al Personal

Académico (DGAPA) de la Universidad Nacional Autónoma de México por el patrocinio a este estudio. Se agradece también a Andrés Sánchez y Marta Zapata por su colaboración en los cálculos y la elaboración de resultados aquí presentados, así como a los revisores anónimos de la revista *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* por la revisión crítica del manuscrito.

APÉNDICE I: ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS DE VARIOS NIVELES USANDO UN SISTEMA EQUIVALENTE DE UN GRADO DE LIBERTAD

Este apéndice describe brevemente un criterio simplificado para relacionar la respuesta sísmica de un edificio de varios niveles y la de un sistema de un grado de libertad (Qi y Moehle, 1991; Clough y Penzien, 1993), para lo cual se emplea la forma dimensional de las ecuaciones de movimiento correspondientes. Se empieza admitiendo la hipótesis de que el edificio de varios niveles tiene una forma de vibrar constante $\{\phi\}$. Por consiguiente, el vector de desplazamientos relativos a la base, $\{U(t)\}$, se puede escribir como

$$\{U(t)\} = \{\phi\} \delta(t) \quad (25)$$

en donde $\delta(t)$ es el desplazamiento lateral del último nivel respecto a la base.

Si se sustituye la ecuación (25) en la ecuación de movimiento de un edificio sometido a un movimiento sísmico, se obtiene, (Clough y Penzien, 1993):

$$\ddot{\delta}(t) + 2\xi\omega^* \dot{\delta}(t) + \frac{R^*(t)}{M^*} = -\gamma \ddot{u}_g(t) \quad (26)$$

en la cual ω^* es la frecuencia circular fundamental del edificio, además

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{\phi\} \quad (27)$$

$$R^*(t) = \{\phi\}^T \{R(t)\} \quad (28)$$

$$\gamma = \frac{L^*}{M^*} \quad (29)$$

$$L^* = \{\phi\}^T [M] \{1\} \quad (30)$$

en donde [M] es la matriz diagonal de masas y {R(t)} es el vector de resistencia cuyos términos están asociados a cada grado de libertad lateral.

Solución de la ecuación (26) en el intervalo $\delta \leq \delta_y$

Los términos de las fuerzas restauradoras de las ecuaciones (26) y (3) se pueden escribir, respectivamente, de la manera siguiente:

$$\frac{R^*(t)}{M^*} = \omega^{*2} \delta(t) \quad (31)$$

$$\frac{r(t)}{m} = \omega^2 u(t) \quad (32)$$

Si se sustituye la ecuación (31) en la (26) se obtiene:

$$\ddot{\delta}(t) + 2\xi\omega^* \dot{\delta}(t) + \omega^{*2} \delta(t) = -\gamma \ddot{u}_g(t) \quad (33)$$

La comparación de la ecuación (33) y la combinación de las ecuaciones (32) y (3) muestra que cuando $\omega = \omega^*$, si $u(t)$ es la solución de la ecuación (3), entonces $\gamma u(t)$ sería la solución de la ecuación (33), es decir:

$$\delta(t) = \gamma u(t) \quad (34)$$

A partir de la ecuación (34) se puede escribir

$$\delta_y = \gamma u_y \quad (35)$$

la combinación de las ecuaciones (31), (32) y (34), cuando $\omega = \omega^*$ conduce a la siguiente expresión:

$$\frac{R^*(t)}{M^*} = \gamma \frac{r(t)}{m} \quad (36)$$

Solución de la ecuación (26) en el intervalo inelástico

Para resolver la ecuación (26) en el intervalo inelástico se supone que el factor de ductilidad global de desplazamiento y el factor de ductilidad de desplazamiento del sistema de un grado de libertad son iguales, por consiguiente, se puede escribir la siguiente expresión

$$\frac{\delta(t)}{\delta_y} = \frac{u(t)}{u_y} \quad (37)$$

La ecuación (34) también se puede obtener combinando las ecuaciones (35) y (37), por lo tanto, si $u(t)$ es la solución de la ecuación no lineal (3), entonces, $\gamma u(t)$ será la solución de la ecuación (26) en el intervalo inelástico.

Si se sustituye la ecuación (36) en la (26) se obtiene la siguiente ecuación:

$$\ddot{\delta}(t) + 2\xi\omega^* \dot{\delta}(t) + \gamma \frac{r(t)}{m} = -\gamma \ddot{u}_g(t) \quad (38)$$

La inspección de las ecuaciones (3) y (38) muestra que la solución de la ecuación de movimiento del sistema no lineal equivalente de un grado de libertad está dada por la ecuación (34), lo cual demuestra que la expresión (36) también es válida en el intervalo no lineal.

APÉNDICE II: ECUACIONES DE ENERGÍA PARA EDIFICIOS DE VARIOS NIVELES

La integración de la ecuación diferencial de movimiento del sistema equivalente de un grado de libertad, ecuación (38), con respecto a $d\delta$ conduce a la siguiente ecuación:

$$\int \ddot{\delta}(t) d\delta + 2\xi\omega^* \int \dot{\delta}(t) d\delta + \int \gamma \frac{r(t)}{m} d\delta = -\int \gamma \ddot{u}_g(t) d\delta \quad (39)$$

Si se combinan las ecuaciones (34) y (39) se obtiene:

$$\begin{aligned} \gamma^2 \int \ddot{u}(t) du + 2\xi\omega^* \gamma^2 \int \dot{u}(t) du + \gamma^2 \int \frac{r(t)}{m} du = \\ = -\gamma^2 \int \ddot{u}_g(t) du \end{aligned} \quad (40)$$

El tercer término del lado izquierdo de la ecuación anterior representa la energía histerética (E_H^*) más la energía de deformación (E_S^*) del sistema equivalente de un grado de libertad, por lo tanto:

$$E_H^* + E_S^* = \gamma^2 \int \frac{r(t)}{m} du \quad (41)$$

Si se combinan las ecuaciones (5) y (41) se obtiene

$$E_H^* + E_S^* = \gamma^2 (E_H + E_S) \quad (42)$$

Si se emplea la definición de energía histerética, a partir de la ecuación (42) se puede escribir:

$$E_H^* = \gamma^2 E_H \quad (43)$$

REFERENCIAS

- R. Araya y G. Saragoni, 'Earthquake Accelerogram Destructiveness Potential Factor', Proc. Eight world conf. earthquake eng., 835-842, EERI, San Francisco, CA (1985).
- A. Arias, 'A measure of earthquake intensity', en Seismic Design for Nuclear Power Plants (Ed. R. Hansen), Massachusetts Institute of Technology Press, Cambridge, MA, 438-469, 1970.
- K. Bathe y E. Wilson, "Numerical Methods in Finite Elements Analysis", Prentice Hall, 1976.
- R. Clough y J. Penzien, 'Dynamics of Structures', McGraw-Hill, New York, 1993
- E. Cosenza, G. Manfredi y R. Ramasco, 'An Evaluation of the Damage Functionals in Earthquake-Resistant Design', Proc. Ninth european conf. earthquake eng., 9, 303-312, Moscu, (1990).
- P. Fajfar, 'Equivalent ductility factor, taking into account low-cycle fatigue', Earthquake eng. and struct. dyn. 21, 837-848 (1992).
- G. Housner, 'Intensity of Ground Motions During Strong Earthquake', Calif. Inst. of Technology, Earthquake Research Lab, Agosto 1952.
- G. Housner, 'Limit Design of Structures to Resist Earthquakes', Proc. 1st world conf. earthquake Eng., Berkeley, California, 5-1 to 5-13 (1956).
- G. Housner y P.C. Jennings, 'The Capacity of Extreme Earthquake Motions to Damage Structures', in Structural and Geotechnical Mechanics. (Editado por W.J. Hall). Prentice-Hall, 102-116, 1977.
- A. Kannan y G. Powell, 'DRAIN-2D: A general purpose computer program for dynamic analysis of inelastic plane structures', Report No UCB/EERC-73/6. Earthquake Eng. Res. Center, Univ. de California, Berkeley, CA, 1973.
- S. Mahin y V. Bertero, 'An Evaluation of Inelastic Seismic Design Spectra', J. struct. div. ASCE 107, 1777-1795 (1981)
- R. Meli, 'Modificaciones a la practica de diseño sísmico de estructuras de concreto', Revista Ingenieria Sísmica 36, 19-33, (1989).
- J. Moehle, 'Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes', J. Earthquake Spectra 8, 403-428 (1992).
- F. Noreña, C. Castañeda y J. Iglesias, 'The Mexico Earthquake of September 19, 1985-Evaluation of the Seismic Capacity of Buildings in Mexico City', J. Earthquake Spectra 5, 19-24, (1989).
- J. Osteraas y H. Krawinkler, 'The Mexico Earthquake of September 19, 1985-Behavior of Steel Buildings', J. Earthquake Spectra 5, 51-87, (1989).
- Y. Park y A. Ang, 'Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete', J. struct. div, ASCE 111, 722-739 (1985)
- Y. Park, A. Ang y Y. Wen 'Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings', J. struct. div, ASCE 111, 740-757 (1985)
- G. Powell y R. Allahabadi, 'Seismic damage prediction by deterministic methods:

- concepts and procedures', Earthquake eng. struct. dyn. 16, 719-734 (1988).
- X. Qi y J. Moehle, 'Displacement Design Approach for Reinforced Concrete Structures Subjected to Earthquakes', Report No UCB/EERC-91/02, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley, CA, 1991
- R. Riddell y J. Vasquez, 'Shear wall buildings: A type of construction less vulnerable to earthquakes?', Proc. International Symposium on Earthquake Disaster Prevention, Mexico DF, 1992.
- M. Rodriguez, 'Strength and Ductility in Reinforced Concrete Frames Designed with Mexican Codes', Bull. of the New Zealand Nat. Soc. for Earth. Eng. 23, 184-197 (1990).
- R. Saragoni, 'Response Spectra and Earthquake Destructiveness', Proc Fourth US nat. conf. on Earthquake eng., Palm Springs, California, 35-43 (1990).
- T. Takeda, M. Sozen y N. Nielsen, 'Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes', J. struct. div, ASCE 96 , 2557-2573 (1970).
- C. Uang y V. Bertero, 'Implications of recorded earthquake ground motions on seismic design of building structures'. Report No UCB/EERC-88/13, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 1988.
- C. Uang y V. Bertero, 'Evaluation of Seismic Energy in Structures', Earthquake eng. struc. dyn. 19, 77-90 (1990).
- S. Wood, 'Performance of Reinforced Concrete Buildings During the 1985 Chile Earthquake. Implications for the Design of Structural Walls'. J. Earthquake Spectra 7, 607-637 (1991).
- J. Wallace y J. Moehle, 'An Evaluation of Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Buildings Using Data from the March 3, 1985, Chile Earthquake', J. Earthquake Spectra 9, 137-156 (1993)
- J. Wallace y J. Moehle, 'Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Buildings', J. struct. div. ASCE 118, 1625-1644 (1992).
- T. Zahrah y W.J. Hall, 'Earthquake Energy Absorption in SDOF Structures', J. struct. div. ASCE 110, 1757-1772 (1984).