

Desarrollos recientes en el diseño sísmico de estructuras de concreto en el Japón *

por H. Aoyama y S. Otani **

Abstract: Each damaging earthquake produces certain aftershocks to earthquake engineering and research communities. The 1968 Tokachi-Oki earthquake triggered a series of research works in Japan. One significant accomplishment is the development of the methods to evaluate the earthquake resisting capacity of buildings. This paper describes a three-level procedure for existing low- to medium- rise (up to six stories high) reinforced concrete buildings. The higher is the level of procedure, the more complicated is the analysis, and the more reliable is the result. The earthquake resisting capacity is evaluated by the strength and ductility of all earthquake resisting elements. The strength and ductility of different types of elements were formulated on the basis of statistically analyzed experimental data and engineering judgements. The sequence of failure from stiff brittle elements to flexible ductile elements are taken into consideration. A good correlation was observed between the calculated capacity indexes and degrees of observed earthquake damage.

Resumen: Cada sismo severo produce ciertas consecuencias en la ingeniería estructural y en el ambiente de la investigación. El sismo de Tokachi-Oki de 1968 dio lugar a una serie de trabajos de investigación en el Japón. Un logro significativo de dichas investigaciones ha sido el desarrollo de métodos para evaluar la capacidad sísmo-resistente de edificios. Este artículo describe un procedimiento con tres niveles de refinamiento para edificios existentes de concreto reforzado de baja o mediana altura (hasta seis pisos). Mientras más alto es el nivel del procedimiento, más complicado se vuelve el análisis y más confiables los resultados. La capacidad sísmo-resistente se calcula a partir de la resistencia y ductilidad de todos los elementos que resisten el sismo. Los métodos para el cálculo de resistencia y ductilidad de los diferentes tipos de elementos se determinaron con base en datos experimentales analizados estadísticamente y en el criterio ingenieril. Se toma en consideración el tipo de falla considerando, desde elementos rígidos y frágiles, hasta elementos dúctiles y flexibles. Se ha obtenido una buena correlación entre los índices de capacidad calculados y los grados de daño observados a raíz de sismos.

*El artículo está basado en una contribución preparada por los autores para la Convención del Instituto Americano del Concreto en Washington D.C. en noviembre de 1979. Traducción y adaptación de Roberto Meli y Enrique Bazán

**Profesores, Facultad de Ingeniería, Universidad de Tokyo, Japón.

1. INTRODUCCION

Los rápidos avances que se han tenido recientemente en sismología, especialmente los de una teoría conocida como tectónica de placas, han hecho posible estimar la localización probable de un terremoto futuro a partir de mediciones a largo plazo de los movimientos de las placas tectónicas.

Los terremotos ocurren principalmente a lo largo de crestas, valles y otros bordes de placas geológicas, cuando la resistencia de la roca llega a ser insuficiente para soportar las deformaciones que se han generado en ella lentamente.

Algunos grupos de sismólogos detectaron una gran acumulación de deformaciones a lo largo de un valle y pronosticaron la ocurrencia de un sismo de magnitud ocho, en este siglo en la costa de Tokai, Shizuoka, aproximadamente 200 km al suroeste de Tokyo. Respondiendo a este aviso, el gobierno regional de Shizuoka ha establecido recomendaciones especiales para el diseño de las estructuras nuevas y ha ordenado también la evaluación de la capacidad sismo-resistente de los edificios públicos importantes que existen en el área.

Se ha exigido a los ingenieros estructurales que comprueben la capacidad sismo resistente, antes de someter los documentos finales de diseño a la autoridad municipal para su aprobación.

Una de las limitaciones importantes de los procedimientos actuales de diseño sísmico en el Japón, es que el Código exige para todas las estructuras, una misma resistencia, independientemente de si estas son dúctiles o frágiles; además, no existe la revisión del desempeño de las estructuras existentes. La evaluación de este último punto ha sido posible, después del temblor de Tokachi-Okai de 1968, a

través del conocimiento analítico y experimental del comportamiento de miembros de concreto reforzado, de sus conjuntos y de la estructura completa.

El objetivo de este artículo es describir los avances recientes de la ingeniería sísmica en Japón. Una contribución importante de los investigadores a la comunidad de ingenieros Japoneses ha sido el desarrollo de un método de evaluación del desempeño sísmico de edificios existentes de baja o mediana altura de concreto reforzado (de menos de siete pisos de altura). En consecuencia, se pone énfasis especial en describir dicho método de evaluación y sus antecedentes.

Los autores se disculpan porque este artículo no puede cubrir otros desarrollos significativos en el Japón.

2. CARACTERISTICAS DE LOS MOVIMIENTOS SISMICOS

En el Japón hay instalados cerca de 1000 sismógrafos para recolectar los acelerogramas del movimiento del suelo y las respuestas estructurales; el número de registros obtenidos durante temblores importantes es limitado y la mayoría de los registros corresponden a temblores relativamente pequeños. Las características de los sismogramas medidos pueden resumirse como sigue:

- a) La forma de la onda sísmica es diferente de un sitio a otro, aún para un mismo sismo, y es diferente de un sismo a otro, aún para el mismo sitio. Por tanto, debe darse a una estructura la capacidad para resistir diferentes movimientos sísmicos.
- b) La amplitud de la aceleración medida en la estructura a nivel del suelo es menor de la medida en el terreno libre de la misma estructura

(ref 1).

- c) Las amplitudes medidas en los sótanos son menores que las observadas en la superficie libre (ref 1), y la amplificación de la respuesta espectral de un acelerograma medido en el sótano es menor que la respuesta medida en la superficie libre (ref 2).
- d) Los acelerogramas medidos en suelos compresibles contienen componentes de período largo que dan lugar a menores amplificaciones de la respuesta en estructuras rígidas.
- e) La máxima aceleración que se induce en un sistema elástico lineal de período corto es aproximadamente tres o cuatro veces mayor que la amplitud máxima del movimiento del suelo, excepto cuando el sistema se encuentra sobre una cimentación flexible.

En un sismo severo, la aceleración máxima del suelo puede ser hasta 0,3 a 0,4 g. En consecuencia la aceleración máxima de una estructura elástica lineal de período corto puede ser tan grande como 1,0 g.

En el pasado se han registrado amplitudes de aceleración mayores que 0,4 g, durante diversos terremotos; sin embargo, estos acelerogramas fueron medidos en estaciones localizadas sobre superficie del suelo. El suelo bajo la cimentación de una estructura está sujeto a esfuerzos altos por el peso de la construcción y puede ser incapaz de transmitir el movimiento sísmico total a la superestructura, debido a los sobreesfuerzos locales.

En adición, una parte sustancial de la energía de vibración de una estructura pesada de concreto reforzado se transmite por radiación al medio que la soporta. Esta energía radiante reduce la amplitud de la respuesta y tiene el efecto de aumentar la

capacidad global de amortiguamiento. Si este amortiguamiento adicional no se toma en cuenta en el diseño, puede reducirse la intensidad de la aceleración del suelo, para dar lugar a una respuesta estructural comparable. De un análisis aproximado de los acelerogramas sísmicos en el Japón, se concluye que un criterio de diseño para edificios de baja o mediana altura debería proporcionar a la estructura una resistencia y ductilidad tal es que los desplazamientos impuestos no excedan a la capacidad de desplazamiento para un movimiento sísmico que provoque una aceleración de 1,0 g en un sistema elástico lineal.

3. RESPUESTA SISMICA INELASTICA

Es necesario entender la relación que existe entre la resistencia de un sistema inelástico y la consiguiente demanda de ductilidad que se presenta en un movimiento sísmico. Los desplazamientos máximos de un sistema dependen de sus características histeréticas y debe usarse un modelo histerético capaz de simular las principales características de la relación carga-deformación de las estructuras de concreto reforzado.

3.1 Modelos histeréticos para el concreto reforzado.

Un miembro de concreto reforzado, en el que dominan las deformaciones de flexión, tiene lazos histeréticos gruesos que absorben una gran cantidad de energía; los lazos de histéresis para una misma amplitud de desplazamiento más allá de la fluencia permanecen aproximadamente constantes aún después de diversas repeticiones de carga.

En consecuencia, la energía de vibración de un ele

mento puede disiparse sin pérdida de la capacidad resistente.

Se ha propuesto un modelo, llamado modelo trilineal con deterioro (fig 1), para simular el comportamiento predominantemente de flexión del concreto reforzado (ref 3). La curva esqueleto tiene una forma trilineal con cambios de rigidez al agrietamiento por flexión y a la fluencia. Hasta la fluencia, el modelo se comporta en la misma forma que un modelo común bilineal con un cambio de rigidez en el punto de agrietamiento. Cuando la deformación excede a la de fluencia, el modelo se comporta como un sistema perfectamente plástico. El punto de descarga se trata como un nuevo punto de fluencia y las rigideces en la descarga que corresponden a las etapas pre y postagrietadas se reducen proporcionalmente, de una manera que el comportamiento se vuelve de tipo bilineal en un intervalo entre los puntos de fluencia positivos y negativos.

El factor de amortiguamiento equivalente, que es un índice de la disipación de la energía histerética, se vuelve constante en la etapa de fluencia. Al contrario de la histéresis en flexión, cuando el cortante domina en un elemento, los lazos histeréticos muestran un adelgazamiento y disipan solo una pequeña cantidad de energía. La resistencia para un mismo desplazamiento disminuye en cada ciclo de repetición de carga. Un miembro que falla en esta forma puede usarse para resistir sismos importantes, solo si se confía exclusivamente en su alta resistencia. Un modelo, llamado modelo histerético orientado al origen (fig 2), simula el comportamiento de un muro estructural y de una columna corta que fallan en cortante (ref 4).

La curva esqueleto es también de forma trilineal

con cambios de rigidez al agrietamiento por cortante y a la fluencia. Si se carga más allá de un punto ya alcanzado previamente, la curva de respuesta sigue la curva esqueleto. Si se comienza la descarga, el punto de respuesta se mueve hacia el origen. El comportamiento es elástico lineal hasta que la respuesta alcanza la curva esqueleto. El comportamiento real de un muro de concreto y de una columna corta es diferente del comportamiento de este modelo. Sin embargo, este modelo representa adecuadamente la característica de que la energía de disipación es pequeña y de que la rigidez se deteriora al aumentar la amplitud de los desplazamientos.

3.2 Respuesta de sistemas de un grado de libertad

Se estudiaron los desplazamientos de un sistema de un grado de libertad (SDF) con modelos de comportamiento trilineal con deterioro y con modelos orientados al origen, para diferentes niveles de resistencia (ref 2). La fig 3 muestra la variación de respuesta máxima de estructuras para distintos períodos iniciales y ante el efecto de un sismo particular. Las propiedades carga-deformación se determinaron a partir de los resultados de ensayos de elementos de concreto reforzado realizados en el Japón; así, la rigidez inicial del modelo trilineal con deterioro es dos veces la rigidez secante a la fluencia; para el modelo orientado al origen la resistencia a la fluencia en cortante es 1.9 veces la resistencia al agrietamiento, y los desplazamientos a la fluencia son diez veces los desplazamientos al agrietamiento. Se varió el nivel de resistencia de los dos modelos. La resistencia del modelo orientado al origen debe ser sustancialmente mayor que la del modelo trilineal con deterioro debido a que el primero tiene escasa capaci-

dad de disipación de energía.

Las tendencias observadas pueden resumirse como sigue:

- a) La deformación inelástica máxima es aproximadamente la misma que la de la respuesta elástica para el mismo período inicial, si este es mayor que aproximadamente 0.5 seg;
- b) La respuesta inelástica máxima es mayor que la respuesta elástica para períodos menores que 0.5 seg;
- c) Para este segundo intervalo de períodos, la respuesta inelástica aumenta rápidamente al disminuir la resistencia.

Cuando la resistencia a la fluencia es menor que el producto de la masa por la máxima aceleración del suelo, el desplazamiento máximo de un modelo trilineal con deterioro tiende a un valor constante.

Las observaciones anteriores se hicieron con base en la respuesta a uno o dos movimientos sísmicos. Las características de los movimientos del terreno varían grandemente de un a otro terremoto.

Por tanto, los dos modelos histeréticos en estudio se sometieron también al efecto de movimientos sísmicos generados artificialmente, de manera que las incertidumbres en las características del movimiento sísmico pudiese tratarse en forma probabilista (ref 5). Los movimientos del terreno representaban:

- a) Un límite superior del movimiento del terreno esperado cerca de una falla que provoca un temblor;
- b) movimientos cercanos a una falla en un terremoto de magnitud 7;
- c) movimientos en la región epicentral de un sismo de magnitud 5.5;

- d) movimientos que se presentan en la inmediata vecindad de una falla de un sismo de magnitud 4.5, con una profundidad focal pequeña.

Se concluyó que la resistencia necesaria para un sistema que implica una demanda de ductilidad dentro de una probabilidad de excedencia especificada, es independiente de la elección del tipo de sismo, como se muestra en la fig 4, en la cual la abscisa es la resistencia necesaria.

Para obtener una relación más cuantitativa, la resistencia a la fluencia de un modelo trilineal con deterioro y las demandas de ductilidades resultantes para el movimiento de cuatro sismos reales se han dibujado en la fig 5 (ref 6). Los movimientos del terreno han sido normalizados con respecto a la aceleración máxima. La aceleración sísmica de fluencia, a_y , o sea la resistencia de fluencia dividida entre la masa, se expresa en términos de la ductilidad resultante, μ , y de la aceleración elástica máxima, a_e , en la forma siguiente:

$$a_y = 0.75 (1 + 0.05\mu) a_e \sqrt{2\mu - 1} \quad (1)$$

Esta expresión proporciona un límite superior para el desplazamiento que se induce en un sistema con una resistencia dada a la fluencia, o una resistencia mínima necesaria para limitar el desplazamiento máximo a un valor especificado. Esta expresión es válida cuando la demanda de ductilidad es menor que cinco.

3.3 Respuesta de sistemas inelásticos compuestos

La mayoría de las estructuras consisten de más de dos sistemas que fallan para desplazamientos distintos. Con base en observaciones en estructuras de concreto reforzado, el ángulo de rotación (o sea el desplazamiento lateral dividido entre la longitud del

elemento) que corresponde a la falla de diferentes elementos verticales, es aproximadamente el siguiente:

- a) Falla por cortante de columnas cortas 1/500
- b) Falla por cortante de muros estructurales 1/250
- c) Fluencia por flexión de muros dúctiles 1/250
- d) Fluencia por flexión de columnas dúctiles 1/150

Cuando un sistema rígido, fuerte pero frágil, falla durante un sismo, la respuesta puede verse afectada significativamente por esa pérdida súbita de resistencia. Considérese una estructura compuesta de un sistema frágil y uno dúctil.

Cuando la resistencia del sistema frágil es relativamente alta, parte de la energía del sismo debe de ser disipada por dicho sistema antes de la falla.

Al mismo tiempo, es razonable esperar que la parte restante del movimiento sísmico, que debe ser resistida por el sistema dúctil, será pequeña.

Por tanto, la respuesta de desplazamiento de esta estructura debe ser menor que la de una estructura formada por un sistema dúctil. Se estudió la respuesta de dos sistemas inelásticos paralelos (ref 7). Las características carga-deformación del sistema frágil (muro) se representaron por un modelo orientado al origen y las del sistema dúctil (marco) por un sistema trilineal con deterioro. Los dos modelos se conectaron en paralelo. Las propiedades de rigidez se escogieron de acuerdo a lo siguiente:

la resistencia a la fluencia del modelo trilineal con deterioro era dos veces su resistencia al agrietamiento y el desplazamiento de fluencia cuatro veces el desplazamiento de agrietamiento. Pa-

ra el modelo orientado al origen, la resistencia a la fluencia era 1.9 veces la resistencia al agrietamiento, y el desplazamiento de fluencia cuatro veces el desplazamiento al agrietamiento. Se supuso que el modelo orientado al origen fallaba cuando el desplazamiento alcanzaba un valor del doble del desplazamiento de fluencia, y no se consideró ninguna resistencia después de la falla. El desplazamiento último del modelo orientado al origen era $2/3$ del desplazamiento de fluencia del modelo trilineal con deterioro; la masa del sistema era constante para todos los sistemas. El período se varió entre 0.1 y 0.6 seg. Las resistencias (resistencia de fluencia dividida entre la masa) del modelo trilineal con deterioro (marco) y la del modelo orientado al origen (muro) para los cuales se obtenía el mismo desplazamiento máximo se muestran en la fig 6.

Las envolventes pueden aproximarse por un elipse cuando la ductilidad del marco es mayor que dos. Sin embargo, cuando la ductilidad del marco es menor que dos las envolventes se desvían de la elipse y se aproximan a una relación lineal.

La envolvente para la falla del muro se representa aproximadamente por una línea recta, cuando la resistencia del marco es mayor que 0.2.

Por lo anterior, la demanda de resistencia para falla del marco se idealiza con una elipse. Debido a que la aproximación de la envolvente por medio de un elipse no es buena cuando la ductilidad del marco es menor que dos y cuando la resistencia del marco es mayor que 0.2, la aproximación se mejora reemplazando la elipse por una línea recta, para falla de muro, en un intervalo en que la línea recta se encuentra incluida por la elipse, como se muestra en la fig 7.

4. EVALUACION DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE ELEMENTOS DE CONCRETO

Resulta necesario evaluar la resistencia y deformación de una estructura para poder formar los modelos de comportamiento usados en el análisis.

Se han ensayado a la falla miles de elementos de concreto reforzado en todo el mundo. Se han propuesto distintas expresiones empíricas y analíticas para evaluar las características carga-deformación de un elemento. Las expresiones deben ser simples para que puedan emplearse en la práctica. Las siguientes fórmulas burdas semi-empíricas han sido propuestas para calcular la resistencia última de diversos tipos de elementos de concreto reforzado que fallan de diferentes maneras. Debido a que estas fórmulas son semi-empíricas, reflejan la práctica particular de construcción en el Japón.

4.1 Sección rectangular

El momento flexionante resistente M_u , de una sección de concreto reforzado rectangular depende del nivel de la carga axial que actúa perpendicularmente a la sección:

(a) $P_o \geq P \geq 0.4 bhf'_c$: Falla por Compresión

$$M = (0.8A_s f_y h + 0.12bh^2 f'_c) (P_o - P) / (P_o - 0.4bhf'_c) \quad (2-a)$$

(b) $0.4bhf'_c \geq P \geq 0$: Falla por Tensión

$$M = 0.8A_s f_y h + 0.5Ph(1 - P/bhf'_c) \quad (2-b)$$

(c) $0 > P \geq -(A_s + A'_s) f_y$: Carga axial neta de tensión

$$M_u = 0.8A_s f_y h + 0.4Ph \quad (2-c)$$

en que

$$P = bhf'_c + (A_s + A'_s) f_y;$$

$$A_s = \text{Area de refuerzo de tensión (mm}^2\text{)};$$

A'_s = área de refuerzo de compresión (mm²);

b = ancho de la sección (mm);

h = peralte de la sección (mm);

f'_c = resistencia en compresión del concreto (MPa);

f_y = resistencia en tensión del refuerzo longitudinal (MPa);

Partes del diagrama de interacción en flexocompresión pueden aproximarse por líneas rectas representadas por las ecs 2a y 2c. La segunda expresión puede aplicarse también a una viga. Los momentos de fluencia observados en muchas pruebas de vigas y columnas se compararon con los calculados por la segunda ecuación y se encontró que 90 por ciento de todos los datos se predecían con una aproximación del 20 por ciento (ref 8). La ecuación no incluye la contribución al momento del refuerzo en lechos intermedios.

Las cargas de falla en cortante de mas de 1200 vigas se analizaron estadísticamente y se propuso una expresión empírica conocida como la fórmula de Arakawa (ref 9). La ecuación se modificó para reflejar el efecto de la carga axial en la forma siguiente (ref 6):

$$V_u = 0.8 \left\{ \frac{0.053 \rho^{0.23} (f'_c + 17.7)}{M/Vd + 0.12} + 0.85 \sqrt{\rho_h f_{hy}} + 0.1 P/bh \right\} bh \quad (3)$$

En la cual:

M/Vd = relación de claro de cortante a peralte;

P = carga axial en la columna (N);

V_u = fuerza cortante resistente (N);

f_{hy} = resistencia en tensión del refuerzo lateral (MPa);

ρ = cuantía del refuerzo de tensión;

ρ_h = cuantía del refuerzo transversal;

El valor P/bh debe ser menor que 7.9 MPa. La rela-

ción claro de cortante a peralte no debe ser menor que uno, ni mayor que tres. La cuantía de refuerzo transversal no debe excederse de 0.012.

En 95 por ciento de los casos, los resultados experimentales analizados tuvieron resistencia mayor que la proporcionada por la expresión.

4.2 Columnas con muros adyacentes

Si no hay un muro adyacente en el lado que se encuentra en compresión bajo el efecto de la flexión, el conjunto muro-columna debe analizarse como una columna rectangular, ignorando la contribución del muro a la resistencia. La capacidad última en flexión puede calcularse aproximadamente con las expresiones siguientes (ref 6):

(a) Si $P < \{0.5\alpha_e(0.9+\beta) - 1300\rho\} bhf'_c$:

$$M_u = (0.9 + \beta) A_s f_y h + 0.5 P h \left\{ 1 + 2\beta - \frac{P}{\alpha_e bhf'_c} \left(1 + \frac{A_s f_y}{P} \right)^2 \right\} \quad (4-a)$$

(b) Si $P > \{0.5\alpha_e(0.9+\beta) - 1300\rho\} bhf'_c$:

Debe remplazarse P en la ecuación (4-a) por la expresión,

$$P = \{0.5\alpha_e(0.9+\beta) - 1300\rho\} bhf'_c \quad (4-b)$$

En donde

ρ = Cuantía de refuerzo de tensión de la columna;

α_e = área total de la sección transversal del conjunto dividida entre bl_w (veáse fig 8);

b = ancho de la sección de la columna (mm);

l_w = longitud exterior del conjunto columna-muro (mm);

β = longitud del muro adyacente en el lado de compresión, dividida entre el peralte total h de la columna.

La resistencia en cortante de una columna con muros adyacente en ambos extremos se calcula en forma aproximada con la expresión (ref 6);

$$V_u = 0.25 \sqrt{f'_c} (l_w/h_o) A + 0.5 \left\{ \rho_h f_{hy} + \rho_w f_{wy} \frac{t(l_w-h)}{bh} \right\} bh + 0.1 P \quad (5)$$

En la cual:

A = área de la sección transversal total de columnas y muros (mm^2);

A_w = área del refuerzo transversal del muro (mm^2);

f_{hy} = esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal de la columna (MPa);

f_{wy} = esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal del muro (MPa);

s = espaciamiento del refuerzo transversal del muro (mm);

t = espesor del muro (mm);

h_o = altura libre de columna (mm);

ρ_h = cuantía del refuerzo transversal de la columna;

ρ_w = cuantía del refuerzo transversal del muro;

4.3 Muros con columnas de borde

La resistencia en flexión de un muro con columnas de borde en ambos extremos se calcula, de manera aproximada, con la expresión (ref 10);

$$M_u = A_s f_y l + 0.5 A_{sw} f_{wy} l + 0.5 P l_w \quad (6)$$

En la cual:

A_s = área total de refuerzo longitudinal en la cara de tensión de la columna (mm^2);

A_{sw} = área total del refuerzo vertical en el muro (mm^2);

f_{wy} = esfuerzo de fluencia del refuerzo vertical en el muro (MPa)

f_y = esfuerzo de fluencia en el refuerzo longitudinal en la columna (MPa);

l_w = distancia entre centroides de las columnas de borde (mm);

La resistencia en cortante de un muro con columnas de borde puede calcularse aproximadamente con la expresión siguiente (ref 10), que es similar a la ec 3:

$$V = 0.8 \left\{ \frac{0.053 \rho^{0.23} (f'_c + 17.7)}{\sqrt{M/Vd + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\rho_w f_{wy}} \right\} b_e l + 0.1N \quad (7)$$

En donde:

A_s = área total de refuerzo longitudinal en columna del lado de tensión (mm^2);

A_w = área del refuerzo transversal (mm^2);

b_e = ancho promedio de muro y columna (mm);

f_{wy} = esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal del muro (MPa)

l = distancia exterior entre las dos columnas de borde (mm);

s = espaciamiento del refuerzo lateral (mm);

$\rho = A_s / b_e l$

$\rho_w = \frac{A_w}{b_e s}$

Si hay una abertura en el muro, la resistencia en cortante debe reducirse por un factor γ que es igual a

$$\gamma = 1 - \sqrt{\frac{\text{Área vertical de huecos}}{h l_w}} \quad (8)$$

en que h es la altura de piso. El factor de reducción es aplicable cuando su valor es mayor que 0.6. Se analizó con la ec 7, la resistencia de 168 muros de concreto que fallaron en cortante y la relación promedio entre las resistencias observadas y calculadas fue 0.92 con una desviación estándar de 0.21 (ref 10).

5. EVALUACION DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACION

La capacidad de deformación de un elemento de concreto no puede calcularse con precisión en la actualidad. Se han hecho algunos esfuerzos para desarrollar expresiones empíricas cualitativas para calcular la deformación de columnas de concreto reforzado con falla de flexión.

Es deseable que se desarrollen en el futuro expresiones para miembros que fallen en cortante.

5.1 Vigas y Columnas

Se ensayó una serie de columnas de concreto reforzado como parte del Proyecto para el Desarrollo de Nuevos Métodos de Diseño Sismo-Resistente patrocinado por el Ministerio de Construcción del Japón. El comité responsable de la evaluación del trabajo experimental llegó a las siguientes conclusiones (ref 11) para columnas que fallaron después de grandes inversiones de desplazamientos superiores al de fluencia:

- Hay un límite en la eficiencia del refuerzo transversal. Para prevenir la falla por cortante y por anclaje, deben controlarse las relaciones claro de cortante a peralte, el esfuerzo axial y la cuantía de refuerzo longitudinal;
- El refuerzo transversal es efectivo para retrasar la falla en cortante. La eficiencia se puede incrementar usando refuerzo espiral para confinar el concreto y también usando grapas adicionales para restringir el refuerzo longitudinal exterior;
- El uso de concreto de mayor resistencia y/o de grapas adicionales es efectivo para retrasar la falla por desgarramiento a lo largo del refuerzo longitudinal;
- El refuerzo transversal convencional (con espaciamiento menor de 10 cm usando varillas de

10 mm de diámetro,) es suficiente para impedir el pandeo del refuerzo longitudinal;

- e) En la práctica se emplean diferentes cantidades de refuerzo transversal cerca de los extremos del elemento y en el centro de las columnas. Los ensayos mostraron que la capacidad de deformación no se afectaba de manera significativa aún cuando la cantidad en el centro se reduce a 2/3 de la cantidad en los extremos del elemento. Algunos de los parámetros importantes para determinar la capacidad de desplazamiento son la relación claro de cortante a peralte, la cuantía de refuerzo transversal, el nivel de carga axial, la cuantía de refuerzo longitudinal y las resistencias del concreto y del refuerzo.

Para reducir el número de variables, se consideraron como parámetros principales: el esfuerzo cortante promedio en la etapa última y la relación entre la resistencia última a cortante (suponiendo que no hay fluencia en flexión. Los resultados experimentales del comité de columnas cortas (ref 11) se muestran en la fig 9. Los especímenes que fallaron por desgarramiento a lo largo del esfuerzo longitudinal se excluyeron de esa figura.

Las tendencias generales observadas en esta figura son las siguientes:

- a) La ductilidad de desplazamiento es grande si la resistencia en cortante es mayor que la fuerza cortante que actúa en el momento en que se alcanzaba la resistencia en flexión;
- b) Si el esfuerzo cortante promedio es menor que un décimo de la resistencia en compresión del

concreto, el factor de ductilidad es mayor que 4;

- c) Sin embargo, no se pueden desarrollar grandes

ductilidades si ocurre pandeo del refuerzo debido al excesivo espaciamiento de los estribos;

- d) Aún cuando la relación claro de cortante a peralte es menor que uno la ductilidad puede ser mayor que cuatro.

La ductilidad de desplazamiento, μ , de una columna de concreto reforzado se expresó de la manera siguiente (ref 6):

$$\mu = \mu_0 - k_1 - k_2 < 5 \quad (9)$$

En donde:

μ_0 = Ductilidad básica, dada por $10 (V_s/V_u - 1)$;

V_s = Resistencia en cortante de la columna (N)

V_u = Fuerza cortante al alcanzarse la resistencia en flexión (N);

k_1 = Factor de corrección para tomar en cuenta el espaciamiento de los estribos = 2; el valor puede ser cero si el espaciamiento de estribos es menor que ocho veces el diámetro del refuerzo longitudinal;

k_2 = Factor de corrección para tomar en cuenta el esfuerzo cortante promedio = $30 (V_u/f'_c - 0.1)$ pero no menor que cero;

V_u = esfuerzo cortante promedio al alcanzarse la resistencia en flexión.

No pueden esperarse grandes ductilidades cuando la carga axial es mayor que la carga balanceada de la sección de la columna, o cuando el esfuerzo cortante promedio es mayor que 0.2 veces la resistencia del concreto en compresión, o cuando la cuantía del refuerzo de tensión es mayor que 1 por ciento, o cuando la relación de claro libre a peralte es menor que dos.

5.2 Muros de flexión

Las investigaciones sobre el comportamiento de muros estructurales no son suficientes para estimar la resistencia de un muro y menos aún su capacidad

de deformación. La investigación existente se puede resumir con lo siguiente (ref 10):

a) Si el esfuerzo cortante promedio al alcanzarse la resistencia en flexión excede a 0.2 veces la resistencia en compresión del concreto, la ductilidad es pequeña debido a la falla frágil en cortante en el alma del muro, independientemente de la cantidad de refuerzo transversal;

b) Por otra parte si el esfuerzo cortante promedio es menor que ese valor, pueden alcanzarse factores de ductilidad tan grandes como seis u ocho con un refuerzo transversal adecuado.

Los datos experimentales no son suficientes para expresar la ductilidad en términos de la geometría y de las propiedades del material de un muro.

6. EVALUACION DE LA CAPACIDAD SISMO-RESISTENTE

Después del sismo de Tokachi-Oki de 1968, hubo necesidad de desarrollar un procedimiento para evaluar la capacidad sismo-resistente de estructuras existentes. Los funcionarios y los investigadores del Ministerio de Construcción del Japón propusieron un procedimiento para edificios gubernamentales (ref 12). Más tarde, el procedimiento fue ampliado por Okada (ref 13). Se formó un comité para revisar los procedimientos existentes y se propuso un método especial para edificios de concreto de mediana o baja altura (ref 6). Yamada y Kawamura propusieron un procedimiento que empleaba el concepto de capacidad de resonancia (ref 14). En esta sección se resume el procedimiento propuesto en la ref 6.

La relación entre la resistencia y la demanda de ductilidad puede obtenerse por ejemplo en la forma expresada por la ec 1 para un modelo trilineal con deterioro. Dicha ecuación puede rescri-

birse en la forma:

$$a_e = a_y \sqrt{2\mu - 1} / 0.75 (1 + 0.05\mu) \quad (10)$$

Esta expresión dice que si un sistema de un grado de libertad tiene una resistencia a_y y una ductilidad μ , puede sobrevivir un movimiento sísmico hasta una intensidad que causa una aceleración elástica a_e . Si el valor a_e es mayor que la aceleración espectral de diseño, la estructura es segura. En otras palabras el valor a_e puede ser un índice de la capacidad sismo-resistente. Para edificios de baja o mediana altura cuyo período fundamental es usualmente menor que 0.6 seg, la aceleración espectral elástica es aproximadamente constante y no depende del período. Por tanto, la resistencia a sismos puede tratarse de manera independiente del período de la estructura.

La ec 10 fue deducida para un modelo trilineal con deterioro; en general la capacidad sismo-resistente puede expresarse como el producto de funciones de resistencia y ductilidad:

$$E_o = \emptyset \times C \times F \quad (11)$$

En donde:

E_o = índice estructural básico;

\emptyset = índice de entrepiso;

C = índice de resistencia;

F = índice de ductilidad.

El índice de entrepiso se introdujo para establecer una relación simple entre la respuesta de un sistema elástico de un grado de libertad y el coeficiente de cortante para el i -ésimo piso, c_i (cortante de entrepiso dividido entre el peso total arriba de ese piso), suponiendo una distribución uniforme de masas y alturas de entrepiso y considerando una forma lineal para los modos de vibración:

$$a_e = c_i \times 2 (2n + 1) / 3 (n + i) \quad (12)$$

en donde n es el número total de entrepisos. Por

tanto el índice de entrepiso resulta:

$$\emptyset = a_e/c_i = 2(2n + 1)/3(n + 1) \quad (13)$$

La forma lineal para los modos y otras hipótesis empleadas en la ec 12 no son realistas. Más aún, el cortante de entrepiso tiene contribuciones de modos superiores especialmente en los niveles más altos. En consecuencia, el índice de entrepisos se modifica a:

$$\emptyset = c_1/c_i = (n + 1)/(n + i) \quad (14)$$

esta ecuación relaciona el coeficiente de cortante de entrepiso con el coeficiente de cortante basal en lugar de la aceleración del sistema de un grado de libertad. El empleo de la ec 14 es más conservador debido a que el coeficiente de cortante basal es usualmente menor que la aceleración del sistema de un grado de libertad.

Si una estructura tiene vigas débiles y columnas fuertes, y también permite rotaciones en la base de un muro, la forma lineal del modo de vibración es una hipótesis razonable, por tanto puede usarse la ec 13.

6.1 Índice sísmico de una estructura

Actualmente se está proponiendo un procedimiento con tres niveles de refinamientos para calcular la capacidad sismo-resistente, dependiendo del grado que se desee de complejidad y de confiabilidad. Mientras mayor es el nivel del procedimiento, más complicado es el análisis y más confiable el resultado. El índice sísmico I_s para la capacidad sismo-resistente global de un entrepiso en cada dirección principal, se define por el producto de cuatro índices:

$$I_s = E_o \times G \times S_D \times T \quad (15)$$

en donde:

E_o = índice básico estructural definido por la ec 11;

G = índice geológico local;

S_D = índice de diseño estructural;

T = índice de tiempo.

El método para evaluar los cuatro índices es distinto de uno a otro nivel de procedimiento. Los significados de los tres índices se describen brevemente a continuación:

Índice geológico. Este índice se introdujo para tomar en cuenta la amplificación local del movimiento del suelo debida a la cimentación y al subsuelo, pero se toma igual a uno tentativamente debido a falta de información.

Índice de diseño estructural. Una estructura de forma irregular causa una concentración de esfuerzos y atrae más daño a raíz de un sismo. Este índice se introdujo para tomar en cuenta los efectos de una distribución no uniforme de rigideces en planta y de la complejidad de la forma estructural. Los efectos se cuantificaron sobre la base del daño sísmico observado y del juicio ingenieril.

Índice de tiempo. La calidad de una estructura se deteriora con la edad por (a) grietas debidas a contracción y a sobrecargas pasadas, (b) deformaciones debidas a asentamientos diferenciales de la cimentación, (c) deterioro del material estructural, (d) daños pasados debidos a incendio y (e) exposición a agentes químicos. Este índice se introdujo para evaluar la pérdida de resistencia por deterioro.

6.2 Elementos resistentes críticos

Los elementos estructurales verticales toman las cargas de gravedad. Si a raíz de un temblor estos elementos tienen un daño tal que no pueden soportar más las cargas gravitacionales, la estructura falla

a menos que las cargas de la gravedad puedan ser transferidas con éxito a otros elementos verticales íntegros. Llamemos a estos elementos, elementos estructurales críticos. El análisis tridimensional se vuelve necesario para examinar con precisión la transferencia de la carga vertical. A continuación se describe un procedimiento aproximado que ha sido propuesto:

- a) Inicialmente se calcula la carga total debida a la gravedad que es soportada por el elemento vertical en estudio, sobre la base del área tributaria y de la carga unitaria de entrepiso;
- b) Se calculan todas las fuerzas cortantes que pueden ser tomadas por las vigas conectadas al elemento vertical suponiendo fluencia por flexión en los extremos de cada viga;
- c) Las cortantes que pueden ser tomadas por muros que estén colocados inmediatamente arriba del elemento vertical se estiman de manera aproximada como $3.0 MP$ por el área transversal del muro;
- d) La suma de las cortantes que pueden ser transmitidas por las vigas y los muros debe ser mayor que la carga de gravedad del elemento vertical.

Este cálculo es necesario solo para aquellos elementos en los cuales la capacidad de carga axial se pierde automáticamente cuando fallan debido a cargas laterales; por ejemplo una columna corta que falla en cortante.

6.3 Índice estructural básico

El índice estructural básico está compuesto de un índice de resistencia, C , de un índice de ductilidad, F , y de un índice de entrepiso, \emptyset . El índice de resistencia es el coeficiente de cortante

de entrepiso, definido como la capacidad de soportar carga lateral dividida entre el peso total arriba de dicho entrepiso. El índice de ductilidad se relaciona con la capacidad de desplazamiento que corresponde al mecanismo de falla supuesto en la evaluación de la capacidad lateral del piso. El índice de entrepiso relaciona la aceleración de un sistema de un grado de libertad con el coeficiente de cortante de entrepiso resultante.

La evaluación del índice de capacidad estructural básica comienza por la clasificación de todos los elementos estructurales verticales en grupos de acuerdo a su flexibilidad y ductilidad. Los índices de ductilidad se asignan a cada grupo; los grupos se numeran a partir del que tiene la menor ductilidad. Los índices estructurales básicos se calculan a la falla para cada grupo de elementos y el valor mayor se emplea para la evaluación final del índice sísmico de entrepiso.

Supongamos que los elementos estructurales están clasificados en tres grupos. El coeficiente de cortante de entrepiso C a la falla del grupo 1 es igual a la suma de los coeficientes de cortante de entrepiso, C_1 , de los miembros del grupo 1 y de las resistencias $\alpha_2 C_2$ y $\alpha_3 C_3$ de los miembros de los grupos 2 y 3, como se muestra en la fig 10. Los coeficientes α_2 y α_3 indican cuales son las fracciones de los coeficientes de cortante de entrepiso C_2 y C_3 de los grupos 2 y 3 que se han alcanzado cuando ocurre la falla de los miembros del grupo 1. Si se supone que el índice de ductilidad del grupo 1 es F_1 , entonces el índice estructural básico a la falla del grupo 1 se calcula como:

$$E_o = \emptyset \times C \times F = \emptyset (C_1 + \alpha_2 C_2 + \alpha_3 C_3) \times F_1 \quad (16)$$

Si los miembros del grupo 3 fallan después de la pérdida de los miembros del grupo 1 y 2 debe tomar

se en cuenta la contribución de los miembros previamente fallados a la resistencia sísmica total. Si se extrapolan los resultados del estudio de la respuesta de sistemas inelásticos compuestos de dos modelos paralelos, al caso de modelos inelásticos compuesto de tres sistemas, el índice estructural básico puede aproximarse en forma burda por la expresión siguiente:

$$E_0 = \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + E_3^2} \quad (17)$$

en la cual:

$$E_i = \emptyset \times C_i \times F_i \quad i = 1, 2, 3 \quad (18)$$

Para justificar este concepto, los resultados mostrados en la fig 6 se volvieron a graficar en el dominio $E_1 - E_2$ en la fig 11. El empleo de este concepto parece razonable para fines prácticos, aunque sería necesario un estudio más detallado para mejorar el método de evaluación.

6.4 Procedimiento de primer nivel

La eficiencia de los muros como elementos sismo-resistentes ha sido puesta en evidencia repetidamente después de muchos sismos, y en la fig 12 se muestra que existe una buena correlación entre el daño sísmico y la cantidad de muros relativa al área total del piso o relativo al peso de la estructura (ref 15, 16). Este procedimiento evalúa la resistencia de un piso sobre la base de la resistencia unitaria y del área de la sección transversal de los elementos que resisten la carga lateral, y examina si la estructura tiene suficiente resistencia para soportar el movimiento sísmico sin requerir ductilidad alguna.

Los elementos estructurales verticales se califican en tres grupos:

- a) Columnas cortas con una relación altura a peralte menor que dos;
- b) Columnas;
- c) Muros.

La resistencia lateral unitaria de cada grupo de miembros es 1.5 MPa para columnas cortas, 3.0 MPa para muros con dos columnas extremas, 1.0 MPa para muros sin columnas extremas y 1.0 MPa para columnas con una relación claro a peralte menor que 6. Estos valores han elegido de manera conservadora estudiando dimensiones típicas, resistencia de materiales y cuantías de refuerzo usadas en el Japón.

El índice estructural básico se calcula con la ec 16. Una columna corta (grupo 1) falla normalmente a un desplazamiento de entrepiso menor que el de los muros (grupo 2) y que el de las columnas (grupo 3). El índice de ductilidad de columnas cortas se supone de 0.8, y los valores de α_2 y α_3 se proponen como 0.7 y 0.5. Si no existe una columna corta en un entrepiso, el índice de ductilidad de muros (grupo 1) es 0.8 y el valor de α_2 para columnas es de 0.7 (grupo 2).

Este procedimiento es pobre, si la resistencia de los elementos del grupo 1 es relativamente pequeña como se muestra en la fig 13. Aún después de la falla de los elementos del grupo 1, los elementos más flexibles y dúctiles pueden proporcionar una resistencia mayor. Al mismo tiempo, una estructura dúctil pero menos resistente puede también sobrevivir a un sismo. En consecuencia si se juzga que una estructura es insegura, desde el punto de vista de la resistencia, es recomendable usar el procedimiento de siguiente nivel.

6.5 Procedimiento de segundo nivel

Se sabe que la fluencia en flexión de las vigas es

un modo de falla más conveniente para una estructura que la falla de las columnas, desde el punto de vista de una gran capacidad de disipación de energía, de una resistencia estable ante alternaciones de carga y de la estabilidad estructural. Contrariamente a esta filosofía, se ha observado mayor daño en elementos verticales que en horizontales a raíz de sismos.

En el procedimiento de segundo nivel, se supone que la viga es infinitamente rígida e infinitamente fuerte, para poder así realizar un análisis sencillo y reflejar el daño que se ha observado en elementos verticales. La flexibilidad y la ductilidad se suponen normalmente menores que los valores reales. La resistencia de un elemento se calcula sobre la base de la geometría y las propiedades aproximadas de los materiales. Este procedimiento distingue los siguientes cinco tipos de elementos verticales: a) columnas de flexión (columnas en las cuales la fluencia en flexión precede la falla por cortante), b) muros de flexión (muros en los que la fluencia por flexión precede la falla por cortante), c) columnas de cortante (columnas en las que la falla por cortante precede la fluencia en flexión, excepto en columnas extremadamente frágiles como se definirá más adelante), d) muros de cortante (muros en los que la falla por cortante precede la fluencia en flexión), e) columnas extremadamente frágiles (columnas muy cortas que tienen una relación altura libre a peralte menor que dos). El índice estructural básico se valúa con los pasos siguientes:

a) La resistencia se calcula usando las ecs 2 a 8. La capacidad de carga lateral por flexión de una columna se calcula suponiendo que se alcanza la capacidad máxima en flexión de los extre-

mos de la altura libre de la columna. La capacidad de carga lateral en flexión en un muro se estima suponiendo un punto de inflexión a media altura entre el piso en estudio y el extremo superior del muro. El valor de la resistencia en cortante última y el de la capacidad de carga lateral, se comparan para determinar si el miembro falla primero en cortante o en flexión.

b) Se calcula el índice de ductilidad de cada elemento vertical. Para columnas en flexión el factor de ductilidad se calcula con la ec 9 y el índice de ductilidad con la expresión siguiente:

$$F = \sqrt{2\mu - 1} / 0.75 (1 + 0.05\mu) \quad (19)$$

Sin embargo, el índice de ductilidad debe tomarse como 1.0 si la carga axial durante el sismo es mayor que la carga de falla balanceada o si el esfuerzo cortante promedio al alcanzarse la resistencia en flexión es mayor que 0.2 veces la resistencia en compresión del concreto, o si la cuantía del refuerzo longitudinal de tensión es mayor que 1 por ciento, o si la relación claro libre a peralte es menor que dos.

Para un muro de flexión, el índice de ductilidad debe tomarse como un valor entre 1 y 2 usando la expresión siguiente:

$$F = 1.0 + 10 (V_s/V_u - 1.3) \text{ para}$$

$$1.3 < V_s/V_u < 1.4$$

en donde:

V_s es la resistencia en cortante de un muro;

V_u es la capacidad de carga lateral cuando se alcanza la resistencia en flexión del muro.

Para muros de cortante y columnas, los índices de ductilidad se toman como 1.0, y para columnas extremadamente frágiles, el valor es 0.8.

- c) Todos los elementos estructurales verticales se clasifican en grupos, de acuerdo a sus índices de ductilidad. Se consideran tres grupos que tienen los menores índices de ductilidad y se calcula la capacidad de carga lateral de cada grupo.
- d) El índice estructural básico se calcula usando las ecs 16 y 17. El índice de entrepiso se calcula con la ec 14. Los valores de α_2 y α_3 se eligen como sigue: cuando una columna extremadamente frágil falla, las columnas de flexión desarrollan 50 por ciento de su resistencia y los muros de flexión, así como las columnas de cortante y los muros de cortante desarrollan 70 por ciento de su resistencia; cuando falla una columna de cortante o un muro de cortante, las columnas de flexión desarrollan 70 por ciento de su resistencia y los muros de flexión su resistencia total. Si las columnas extremadamente frágiles no son elementos resistentes críticos, el índice estructural básico puede también calcularse con la ec 16, ignorando las columnas extremadamente frágiles. Se asignará el mayor valor encontrado al índice estructural básico.

Este procedimiento no toma en cuenta la contribución de las vigas a la flexibilidad y a la ductilidad de la estructura y subestima el índice estructural básico de una estructura que tiene vigas débiles y columnas fuertes.

6.6 Procedimiento de tercer nivel

Una estructura en que se pueden desarrollar articulaciones plásticas por flexión en los extremos de las vigas, disipa la energía de vibración por medio de ciclos de histéresis de flexión, y alcanza una gran ductilidad. La base de muro puede ser levantada debido al momento de volteo por un sismo importante, antes de que ocurra la fluencia por flexión. Este levantamiento no es siempre indeseable debido a que tiene un efecto similar a la fluencia en flexión en cuanto a que limita la carga lateral que puede introducirse en la estructura ya que puede provocar más deformación lateral.

Para considerar de manera realista este comportamiento estructural, el procedimiento de tercer nivel reconoce tres tipos adicionales de elementos en adición a los cinco tipos usados en el procedimiento de segundo nivel. Estos son f) vigas de flexión-columnas (columnas conectadas a vigas en las cuales la fluencia por flexión precede la falla por cortante), g) vigas de cortante (columnas conectadas a vigas en las cuales la falla por cortante precede la fluencia en flexión), h) muros que se levantan (muros en los que el levantamiento precede la fluencia en flexión y falla por cortante). La carga lateral máxima que se introduce en un elemento formado por vigas de flexión o viga de cortante y columnas depende de la resistencia de las vigas que se conectan. La carga lateral máxima que se introduce en un muro que se levanta está limitada por el momento flexionante para el cual este levantamiento comienza. El índice de ductilidad de los tres tipos de miembros se seleccionó como 3.0 en vigas de flexión-columnas, 1.5 para vigas de cortante-columnas 3.0 para muros que se levantan.

También en este procedimiento la estructura debe ser idealizada. Los marcos se representan por ejes que pasan por los centros de la sección. Se supone que las conexiones viga-columna son rígidas. Un tablero de muro de un piso de altura se supone limitado por los ejes de columna y de viga. Si un muro tiene una abertura cuyo factor de reducción, definido por la ec 8, es menor que 0.6, el muro debe analizarse como parte de las vigas y columnas adyacentes. También deben tomarse en cuenta las contribuciones de las losas a las resistencias de las vigas.

Inicialmente debe calcularse la resistencia en flexión y cortante de todos los miembros usando las ecs 2 a 8; después debe determinarse cada modo en que puede fallar el elemento, suponiendo la posición de los puntos de inflexión a la mitad del claro de cada elemento y comparando los momentos que corresponden a los dos modos de falla. La localización de los puntos de inflexión se puede modificar, reflejando la resistencia en cada uno de los extremos de cada miembro. Este análisis sencillo proporciona los máximos cortantes y momentos en cada elemento.

Como segundo paso, las sumas de los momentos en las vigas y en las columnas deben compararse en cada junta y deben determinarse los modos de falla (falla de viga o falla de columna). La distribución de momentos a cada lado de una conexión viga-columna puede establecerse satisfaciendo el equilibrio y utilizando los puntos de inflexión supuestos. Se supone que un muro gira alrededor del extremo de compresión, si va a ocurrir el levantamiento. Se asigna un índice de ductilidad a cada elemento vertical, dependiendo del modo de falla.

Finalmente, los coeficientes de cortante de entre piso se determinan comparando los cortantes de todos los pisos con la configuración de distribución de cargas laterales supuesta. El índice de entre piso para calcular el índice estructural básico, es el que se define en la ec 13.

6.7 Aplicaciones

Se estudiaron siete edificios de concreto reforzado para escuelas, usando el procedimiento de segundo nivel. Todos los edificios habían estado sujetos al sismo de Tokachi-Oki de 1968. Dos edificios habían sido seriamente dañados tanto en la dirección longitudinal como en la transversal. Una de las estructuras había soportado el sismo sin daño; los índices sísmicos de estos edificios se muestran en la fig 14.

El índice sísmico de acuerdo al procedimiento de segundo nivel era por lo menos 0.7, para que una estructura pudiera sobrevivir este sismo particular sin daño. La correlación entre los valores del índice sísmico y los grados de daño estructural es satisfactoria.

Debe notarse que el hecho de haber sobrevivido un temblor no puede tratarse con base únicamente en el índice sísmico, debido a que este índice describe solamente la capacidad de una estructura. Debe desarrollarse un índice sísmico para definir también la intensidad del temblor. La seguridad de una estructura ante un sismo particular debe juzgarse comparando el índice sísmico resistente y el índice sísmico actuante.

REFERENCIAS

1. Osawa, Y., Murakami, M., Minami, T., y Ishida, K., "Observational Studies on the Earthquake of Buildings in Japan", Proceedings, International Symposium on Earthquake and Structural Engineering, St. Louis, Missouri, Ago. 1976.
2. Umemura, H., Earthquake Resistant Design of Structures, -- from Wooden Frame to High-Rise (In Japanese), Revised Edition, Kozai Club, Tokyo, Jul, 1977, 124 pp.
3. Fukada, Y., "Study on the Restoring Force Characteristics of Reinforced Concrete Buildings (In Japanese)", Proceedings, Kanto District Symposium, AIJ, No. 40, Nov. 1969, pp. 121-4.
4. Shiga, T., Shibata, A., Ogawa, J., y Abe, Y., "Modelling of Reinforced Concrete Restoring Force Characteristics and Earthquake Response -1- (in Japanese)", Proceedings, Tohoku District Symposium, AIJ, No. 12 Dic. 1968, pp. 33-6.
5. Murakami, M. y Penzien, J., "Non linear Response Spectra for Probabilistic Seismic Design and Damage Assessment of Reinforced Concrete Structures", Report, EERC 75-38, University of California at Berkeley, Nov. 1975, 83 pp.
6. Japan Special Building Safety Center, Evaluation of Seismic Capacity of Existing Reinforced Concrete Buildings (en Japonés), Japan Association for Building Disaster Prevention, Abr. 1977, 131 pp.
7. Hisano, M. y T. Okada, "Earthquake Response of Low-Rise Reinforced Concrete Buildings with Structural Wallas (SDF Parallel Wall-Frame System]" (en Japonés), Transactions, Annual Convention of AIJ, Oct. 1975, pp. 481-2.
8. Sugano, S., "Study on Inelastic Stiffness of Reinforced Concrete Structures -3-"(en Japonés), Proceedings, Kanto District Symposium, AIJ, No. 39, Jun. 1968, pp. 223-6.
9. Arakawa, T., "Allowable Unit Shearing Stress and Design Method of Shear Reinforcement of Reinforced Concrete Beams--Analysis of Existing Data-" (en Japonés). Concrete Journal, Vol. 8, No. 7, JNCC, Jul. 1970, pp. 11-20.
10. Hirose, M., "Past Experimental Results on Reinforced Concrete Shear Walls and Analysis on Them " (en Japonés), Kenchiku Kenkyu Shiryo, No. 6, Building Research Institute, Ministry of Construction, Mar. 1975, 276 pp.
11. Higashi, Y., et al., "Synthetic Experimental Research on Improving Ductility of Reinforced Concrete Columns Under Cyclic Lateral Loads", Committee on Reinforced Concrete Column, Building Center of Japan, Concrete Journal, Vol. 13, No. 1, JNCC, Ene. 1975, pp. 2-18.
12. Miki, T., Homma, T., y Hirose, M., "Evaluation of Earthquake Resistance Properties and Strengthening of Existing Buildings", Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Jun. 1973, Paper No. 108.
13. Okada, T. y Bresler, B., "Strength and Ductility Evaluation of Existing Low-Rise Reinforced Concrete Buildings--Screening Method", Report EERC 76-1, University of California, Berkeley Feb. 1976, 149 pp.
14. Yamada, M. y Kawamura, H., "Response Capacity Crition for Evaluation of the Aseismic Capacity of Reinforced Concrete Structures", ACT Publication SP-53, Reinforced Concrete Structu-

- res in Seismic Zones, ACI, 1977, pp. 81-108.
15. Shiga, T., Shibata, A., y Takahashi, T., "Earthquake Damage and Wall Ratio of Reinforced Concrete Buildings" (en Japonés), Proceedings, Tohoku District Symposium, AIJ, No. 12, Dic. 1968, pp. 29-32.
16. Umemura, H., "Dynamic Earthquake Resistant Design for Reinforced Concrete Buildings" (en Japonés), Giho-Do, Tokyo, 1973, 420 pp.

- Fig. 12. Relación entre densidad de muros y cantidad de daños del sismo de Tokachi-Oki de 1968 (ref 15 y 16)
- Fig. 13. Estructuras con miembros del grupo I con resistencia baja.
- Fig. 14. Índices sísmicos y daños de edificios escolares en el sismo de Tokachi-Oki de 1968 (procedimiento de segundo nivel) (ref 2).

LISTA DE FIGURAS

- Fig. 1. Modelo de histéresis trilineal con deterioro (ref 3).
- Fig. 2. Modelo de histéresis orientado al origen (ref 4).
- Fig. 3. Respuesta máxima de modelos inelásticos de un grado de libertad (ref 2).
- Fig. 4. Resistencia necesaria para una demanda específica de ductilidad con una confiabilidad de 85 por ciento (ref 5)
- Fig. 5. Resistencia a la fluencia y demanda de ductilidad resultante para modelos trilineales con deterioro.
- Fig. 6. Respuesta sísmica de sistemas inelásticos compuestos (ref 7).
- Fig. 7. Idealización de la resistencia necesaria de sistemas inelásticos compuestos.
- Fig. 8. Notación para columnas con muros adyacentes.
- Fig. 9. Ductilidad de columnas observadas experimentalmente (ref 11)
- Fig. 10. Relación carga lateral-desplazamiento para miembros con diferentes ductilidades (ref. 6)
- Fig. 11. Índices básicos estructurales para sistemas inelásticos compuestos.

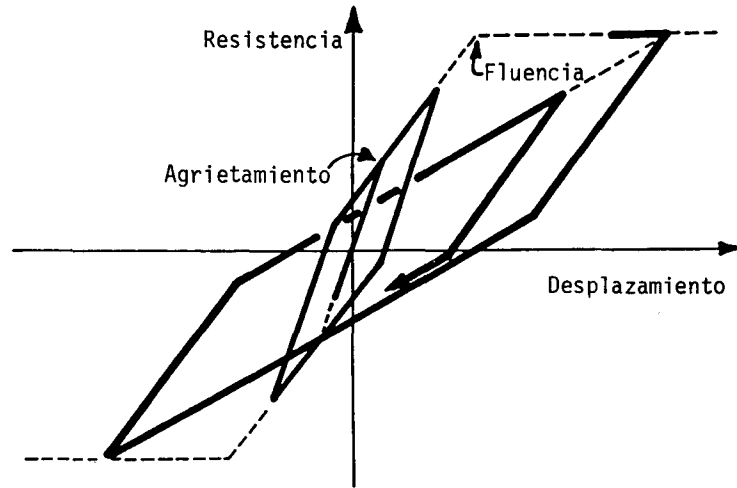


Fig 1. Modelo de histéresis trilineal con deterioro (ref 3)

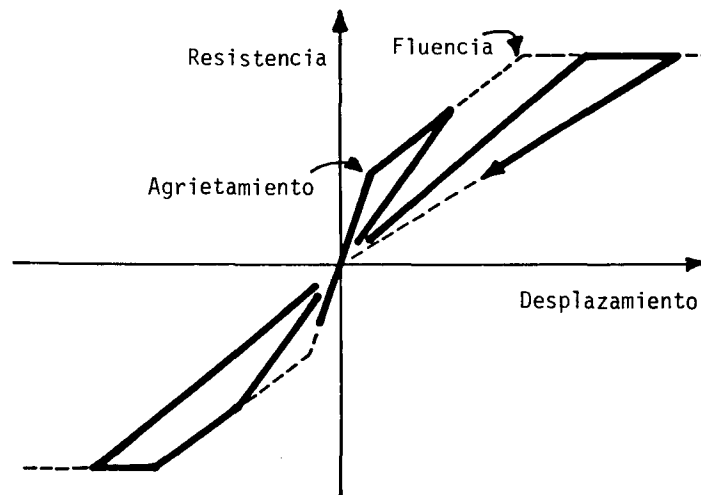


Fig 2. Modelo de histéresis orientado al origen (ref 4)

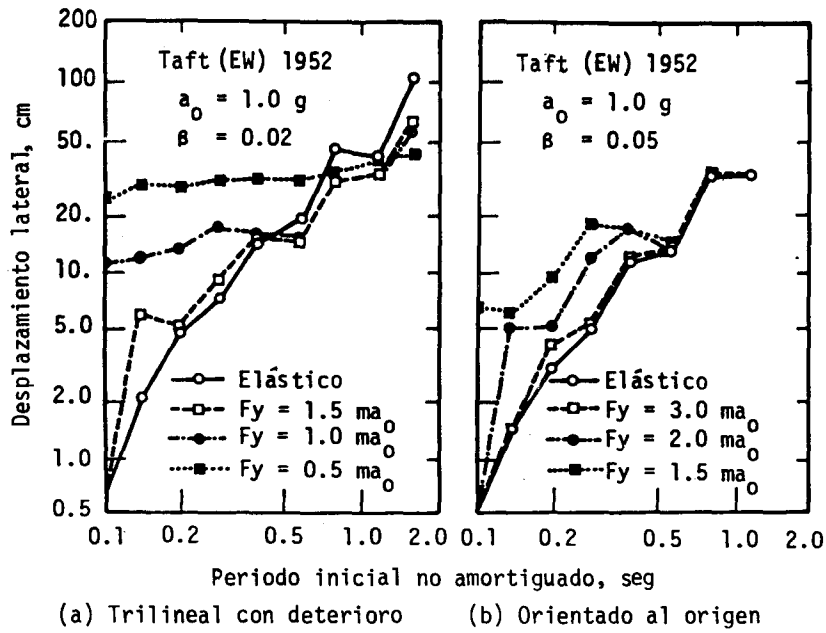


Fig 3. Respuesta máxima de modelos inelásticos de un grado de libertad (ref 2)

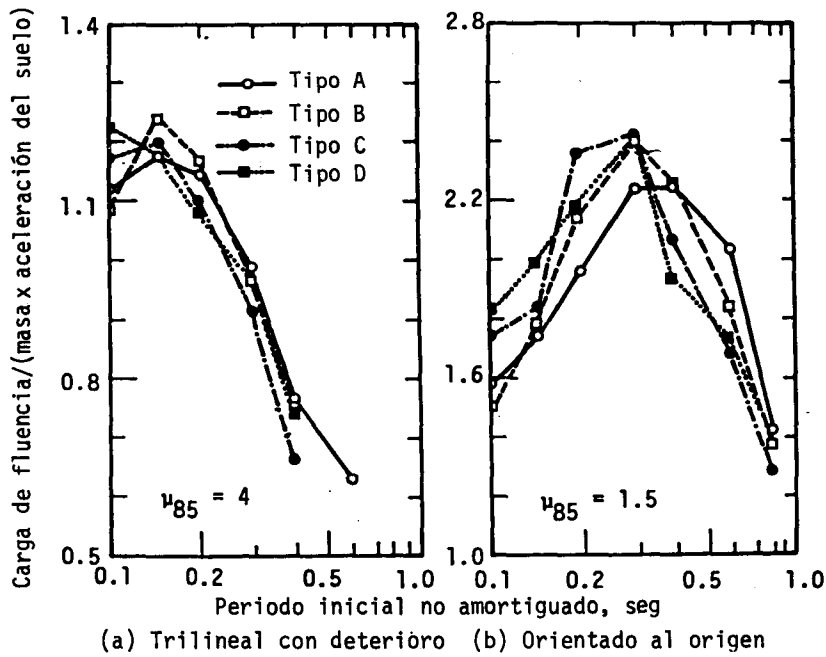


Fig 4. Resistencia necesaria para una demanda de ductilidad prefijada, con 85 por ciento de confiabilidad (ref 5)

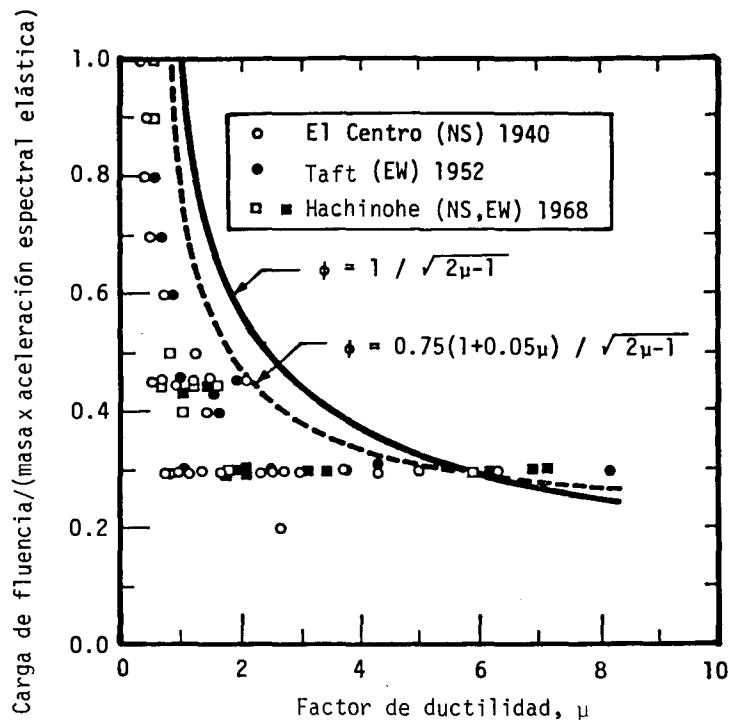


Fig 5. Resistencia a la fluencia y demanda de ductilidad resultante para modelos trilineales con deterioro

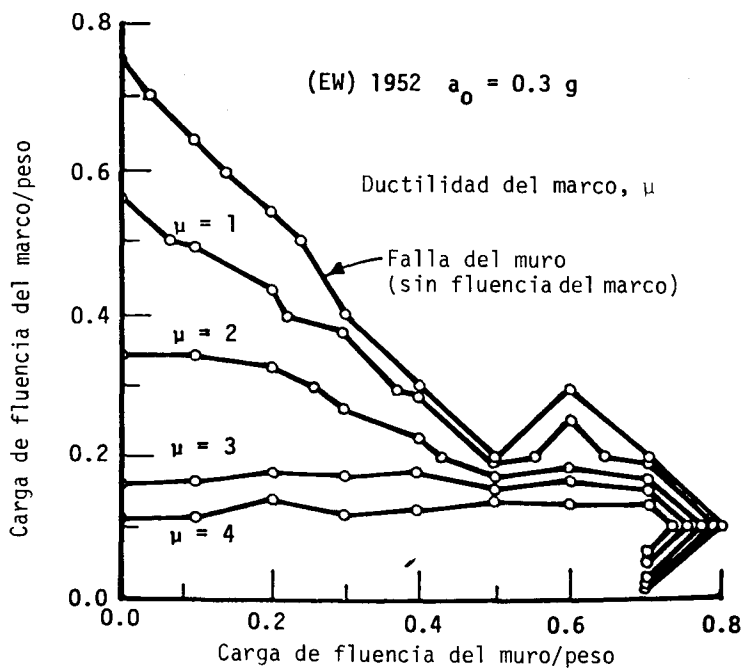


Fig 6. Respuesta sísmica de sistemas inelásticos compuestos (ref 7)

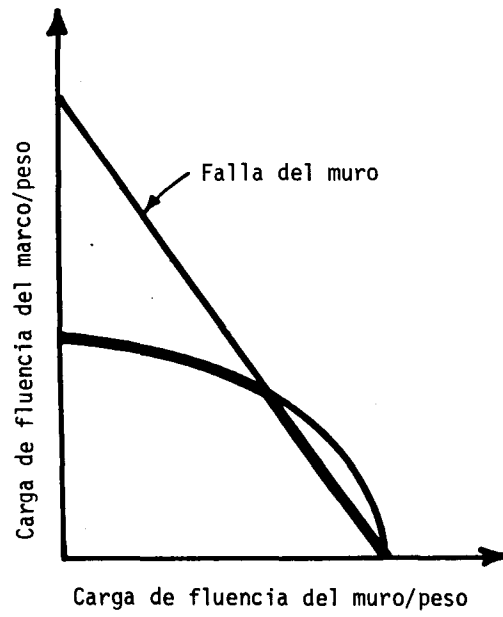


Fig 7. Modelo de la resistencia necesaria para un sistema inelástico compuesto

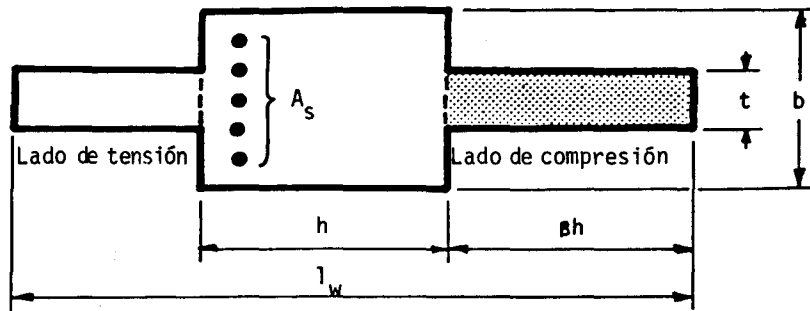


Fig 8. Notación para columnas con muros adyacentes

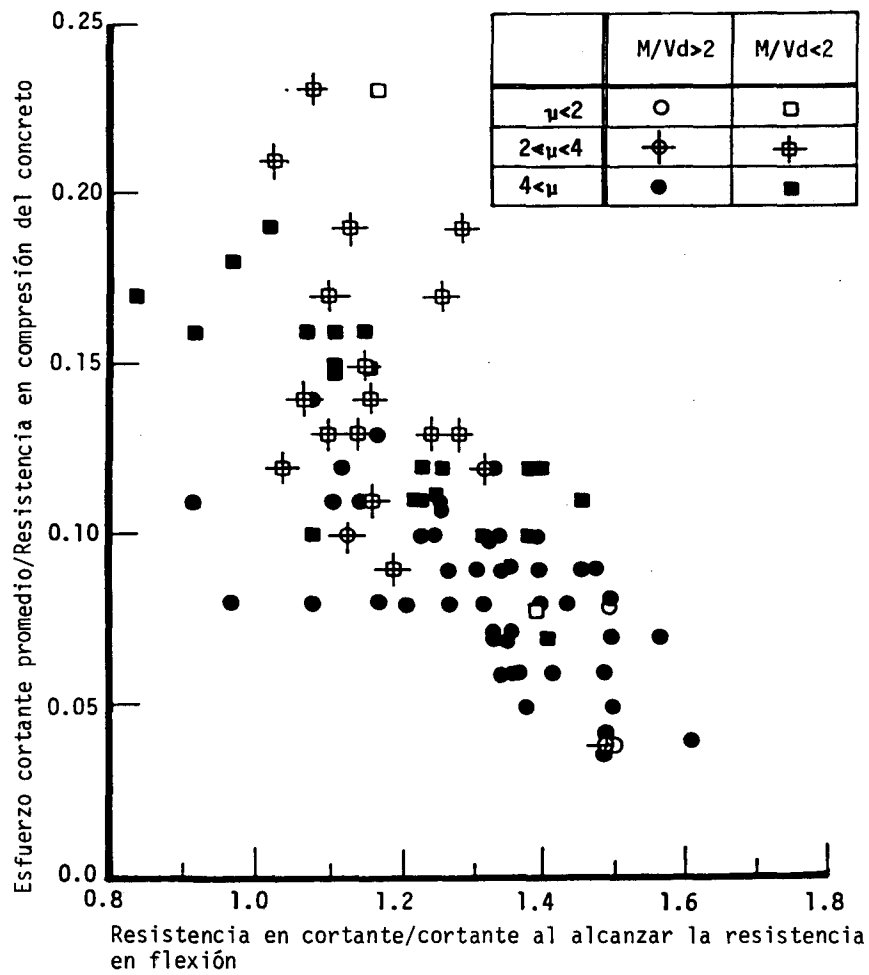


Fig 9. Ductilidad de columnas observadas experimentalmente (ref 11)

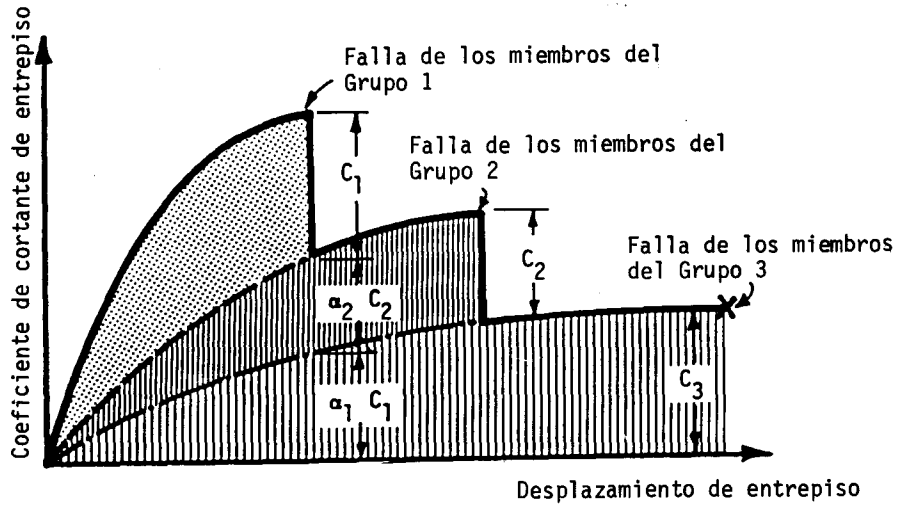


Fig 10. Relación carga lateral-desplazamiento para miembros de diferente ductilidad

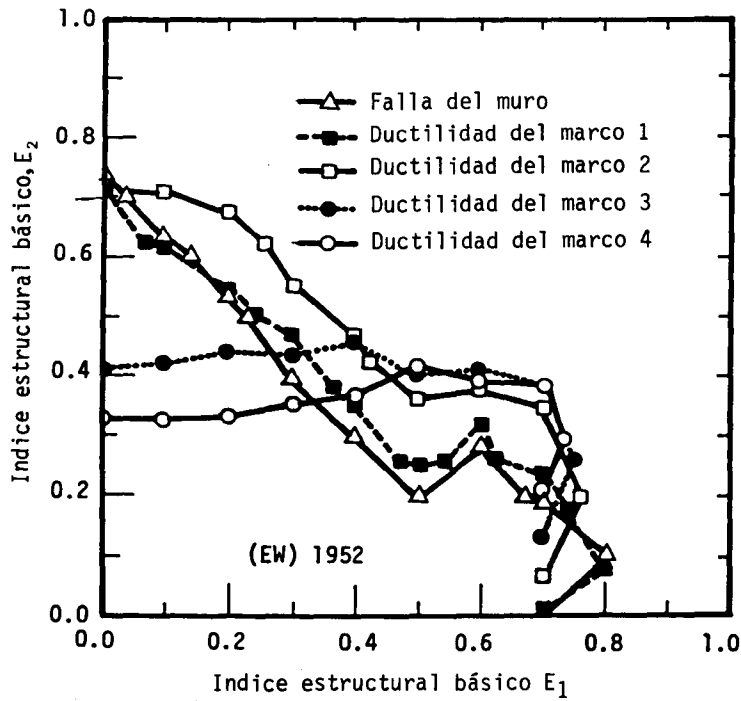


Fig 11. Índices estructurales básicos para sistemas inelásticos compuestos

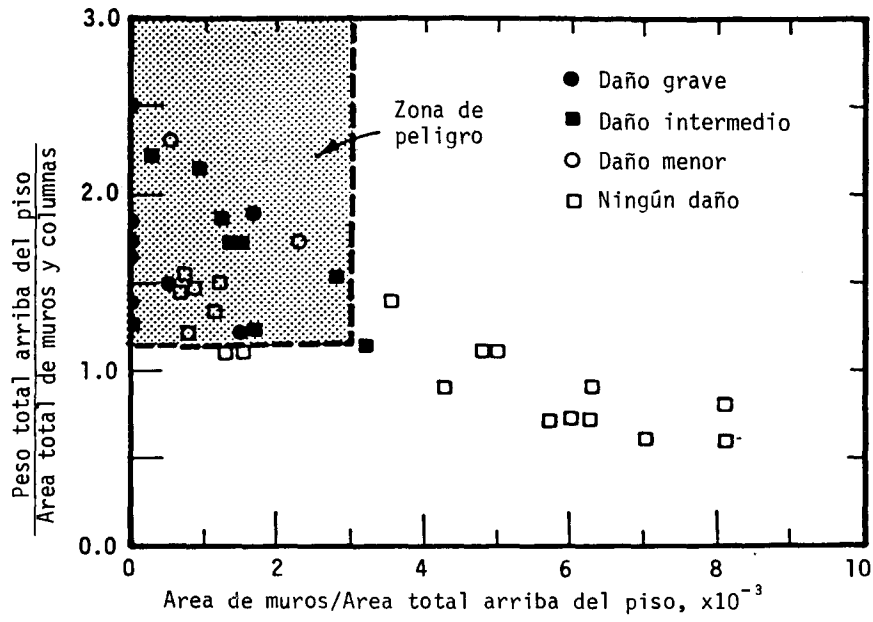


Fig 12. Relación entre densidad de muros y cantidad de daños por el sismo de Tokachi-Oki (ref 15, 16)

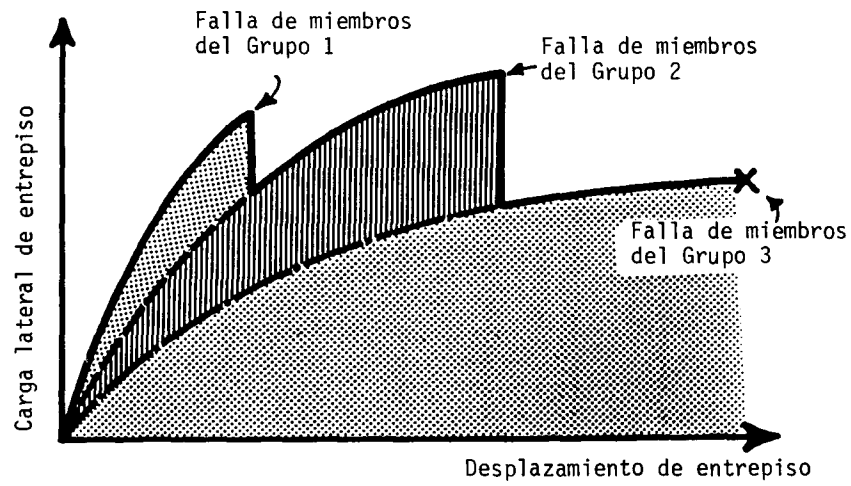


Fig 13. Estructuras con miembros del Grupo 1 con resistencia baja

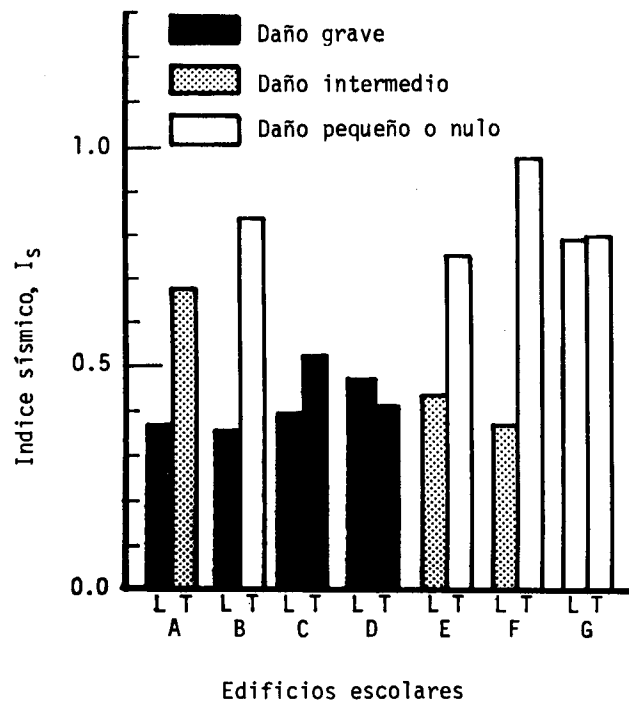


Fig 14. Índices sísmicos y daños de edificios escolares en el sismo de Tokachi-Oki (procedimiento de segundo nivel) (ref 2)