

Homenaje a  
Rodrigo Flores Álvarez  
AUCH, 5ª serie, Nº 21 (1989): 375-409

## CONTROL DEL DESPLAZAMIENTO LATERAL PARA MITIGAR LOS DAÑOS DE TERREMOTOS

PATRICIO BONELLI\*

### RESUMEN

Se propone controlar los daños que provocan los terremotos en edificios de hormigón armado limitando los desplazamientos laterales mediante una adecuada elección de la rigidez del sistema sismorresistente de la estructura. Se comentan estos conceptos mediante el análisis de un edificio sencillo, diseñado con diferentes sistemas estructurales que consideran el muro en un extremo, los marcos en el otro, tomando algunos casos intermedios. Los diseños resultantes de aplicar las normas actualmente vigentes en Chile se evalúan mediante la aplicación de métodos de análisis dinámico no lineal, utilizando registros del terremoto del 3 de marzo de 1985 obtenidos en Viña del Mar, Valparaíso y Lolleo, y el registro del terremoto de El Centro 1940 como referencia. Se calculan los desplazamientos laterales, se evalúan las resistencias reales a acciones laterales de los edificios que resultarían de la aplicación de estas normas, se comparan los resultados con valores obtenidos para edificios reales, se determinan los valores del factor de modificación de respuesta  $R$  y las razones de ductilidad asociada. Se discute el problema de la destructividad de un terremoto y su relación con el diseño, proponiéndose métodos alternativos para un diseño sismorresistente conceptual.

\*Universidad Técnica Federico Santa María.

## INTRODUCCIÓN

En estudios posteriores al terremoto del 3 de marzo de 1985, algunos de ellos presentados en las Quintas Jornadas de Achisina (1, 2, 3 y 4); se ha podido notar la tendencia a estudiar el comportamiento sísmico de una estructura preocupándose más de los desplazamientos inducidos por el sismo y los daños asociados que de los esfuerzos internos calculados elásticamente a partir de los niveles de sollicitaciones recomendados por las normas.

Una de las variables más importantes de considerar para evaluar la respuesta de un edificio a un temblor es el costo total involucrado que incluye además del costo inicial y de mantención el costo de reparación de los daños. Se ha observado en muchos edificios que han resistido sin llegar al colapso, que el daño producido por un sismo se puede correlacionar con su deformación lateral. Los desplazamientos laterales entre dos pisos consecutivos, divididos por la altura del piso correspondiente dan una buena correlación. Generalmente se utiliza la razón de ductilidad como un índice de daños. No es conveniente relacionar razón de ductilidad con daños directamente para todos los casos. Valores altos de la razón de ductilidad no necesariamente se traducen en daños importantes, especialmente en estructuras muy rígidas donde los desplazamientos de fluencia son muy pequeños y por lo tanto, desplazamientos no muy grandes pueden quedar asociados a grandes razones de ductilidad.

Los desplazamientos reales que la estructura experimenta durante el terremoto son mucho mayores que los desplazamientos laterales calculados de acuerdo a lo establecido en una norma, careciendo de sentido físico. El cálculo mediante métodos no lineales, no es posible de efectuar en una oficina de proyectos, tanto por razones económicas, como de plazo (5). Una buena discusión de este tema se puede encontrar en los trabajos de Sozen y Shimazaki (6, 7). En ellos se concluye que el desplazamiento lateral que se calcula para una estructura se puede utilizar como un índice para juzgar la eficiencia del sistema estructural elegido en el control de los daños durante un terremoto.

Para explicar e ilustrar estas ideas se presenta en este trabajo un estudio de la influencia del sistema estructural en la respuesta sísmica de un edificio, mostrando la manera de poder controlar los desplazamientos laterales máximos y por lo tanto el daño, mediante una elección acertada del elemento sismorresistente. Los resultados obtenidos se comparan con valores estimados para edificios reales que se estudiaron después del terremoto del 3 de marzo de 1985, calculándose los requerimientos de ductilidad, resistencias máximas logradas a acciones laterales y desplazamientos reales que las estructuras habrían experimentado.

## ESTRUCTURAS ESTUDIADAS

Observando la estructura de varios edificios construidos en Viña del Mar (8), se decidió estudiar los sistemas estructurales que se muestran en la Fig. 1. En esta figura la estructura A está formada sólo por muros como muchos edificios en Chile: en el caso B se usó una combinación de marcos y muros, y en el último caso sólo marcos. En estas plantas se indicaron las armaduras calculadas para el primer piso en cada caso. Mayores detalles se pueden consultar en la memoria de título de Pablo Maggi (9).

## ANÁLISIS LÍMITE

Para evaluar la resistencia a carga laterales, los desplazamientos laterales asociados y la secuencia de fallas en cada sistema estructural, cada modelo se sometió a dos distribuciones de fuerzas laterales, una uniforme y otra triangular invertida, que se aumentaron hasta producir el mecanismo de colapso. El programa de computación utilizado permite considerar tres grados de libertad por piso, dos traslaciones y una rotación, imponiendo la compatibilidad de los desplazamientos laterales de cada subestructura plana. A medida que las secciones alcanzan su momento resistente se insertan rótulas para calcular los efectos de los incrementos de carga en la estructura, de ahí su denominación de análisis incremental. Se supone en este método una relación momento curvatura elastoplástica perfecta, con una zona lineal inicial con rigidez  $EI$  igual a la razón  $M_y/\Phi_y$  (momento de fluencia dividido por la curvatura de fluencia). El punto de fluencia equivalente se definió para un momento último  $M_u$  correspondiente a un acortamiento máximo del hormigón de 0,004, según se indica en la Fig. 2.

La máxima capacidad resistente a cargas laterales se puede obtener directamente analizando el mecanismo de falla, según se ilustra en la Fig. 3. El valor de la carga lateral que produce el colapso se puede obtener aplicando el principio de desplazamientos virtuales, igualando el trabajo realizado por las fuerzas externas con el trabajo realizado por las fuerzas internas.

Se suele definir como coeficiente sísmico a la razón entre el corte basal y el peso de la estructura. El corte basal debido a un sismo no se puede calcular directamente a partir de las recomendaciones que dan las normas. Las estructuras reales durante un sismo generan esfuerzos mucho mayores a las especificadas en las normas, porque los esfuerzos reales dependen de la resistencia que los elementos sismorresistentes poseen. Al aplicar los conceptos de diseño por capacidad, se puede aceptar que los esfuerzos máximos que pueden existir en cada elemento de una estructura corresponden a los esfuerzos asociados al instante de la formación de un mecanis-

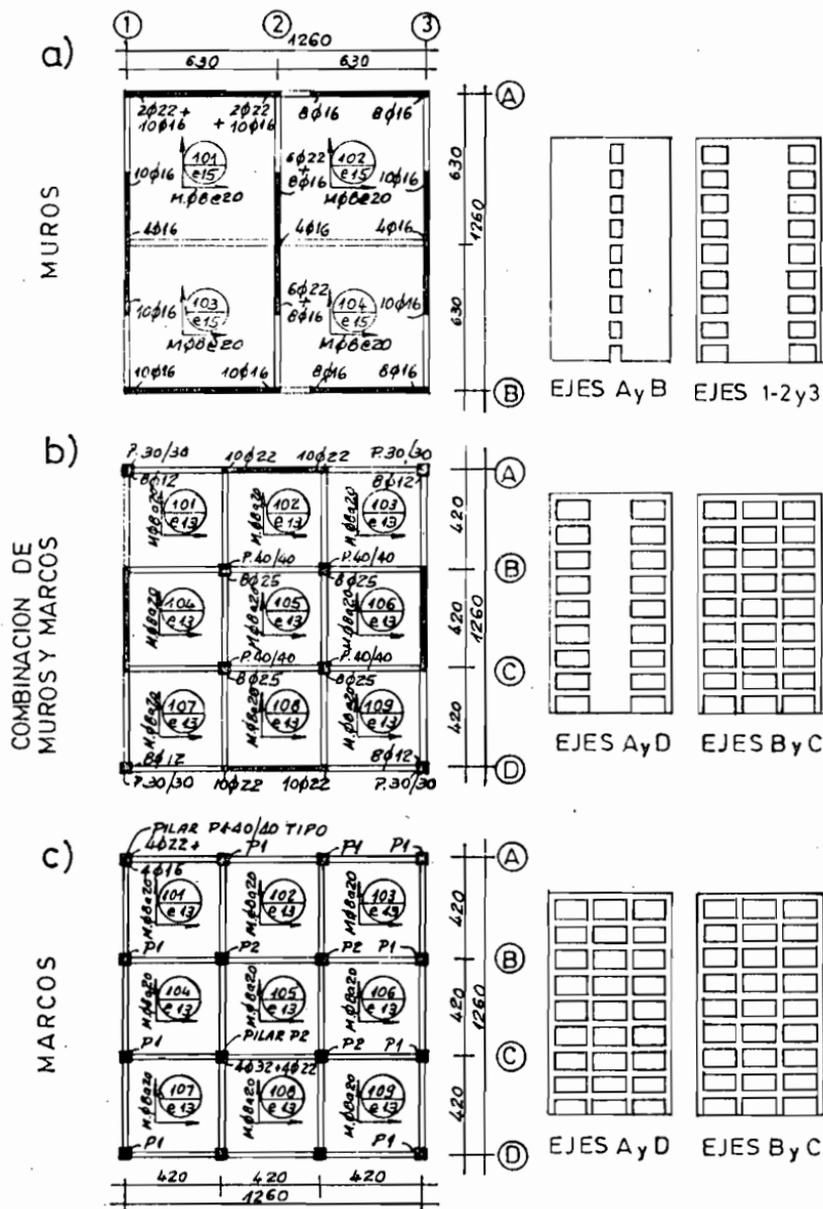


Fig. 1. Diferentes estructuraciones estudiadas para una misma planta.

considera es la real en el momento del temblor. Los valores de Cr calculados para los mecanismos de colapso se incluyen en la Fig. 3.

Estos valores se pueden adoptar como una estimación de la resistencia real de una estructura a fuerzas laterales, para determinar la resistencia que es necesario suministrar a cada elemento para permitir que se forme un mecanismo de falla por flexión sin fallas frágiles prematuras.

En la Tabla 1 se muestran para los casos estudiados: los períodos fundamentales calculados mediante un análisis dinámico lineal, la densidad de muros empleada en cada caso, y la resistencia máxima a acciones laterales calculadas con un análisis incremental expresados en función del corte basal, tanto como para una distribución uniforme de fuerzas laterales como para una triangular invertida. En la última columna se incluyeron las aceleraciones de cálculo de la norma. En este trabajo no se consideró el aumento de la resistencia debido al efecto espacial proveniente de la restricción al levantamiento de la base de los muros impuesto por los elementos perpendiculares al plano al rotar el muro en torno a sus aristas. Las diferencias han sido del orden del 8% para un edificio ensayado en Berkeley (10).

En la Tabla 1 se puede notar que la resistencia máxima a cargas laterales determinada con un análisis incremental no necesariamente resulta igual a la estimación hecha para un mecanismo de colapso dado (ver Fig. 3).

En la Fig. 4, tomada de la (2), se dibujaron los espectros de respuesta suavizada para la componente S 20W registrada en Viña del Mar y los espectros no lineales para  $\mu = 2$  y 3 derivadas del elástico mediante el

TABLA I  
RESISTENCIAS MÁXIMAS, ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Caso	Período (seg)	A muro A planta	Corte basal máximo				Espectro acelerac. Nch 433-72 Sa/g (%)
			distribución uniforme		distribución triangular		
			V (Ton)	$C = \frac{V}{W}$ %	V (Ton)	$C = \frac{V}{W}$ %	
1	0,29	0,028	636	44,0	500,0	35,0	9,5
2	0,4	0,022	650,0	45,0	520,0	36,0	8,0
3	0,66	0,011	454,0	30,0	334,0	23,0	6,0
4	1,15	marcos	280,0	20,5	250,0	18,0	6,0

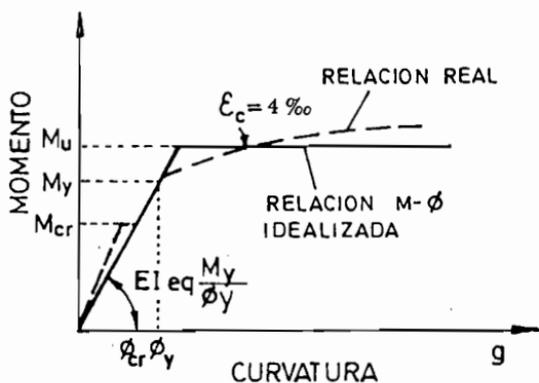


Fig. 2. Relación idealizada momento curvatura.

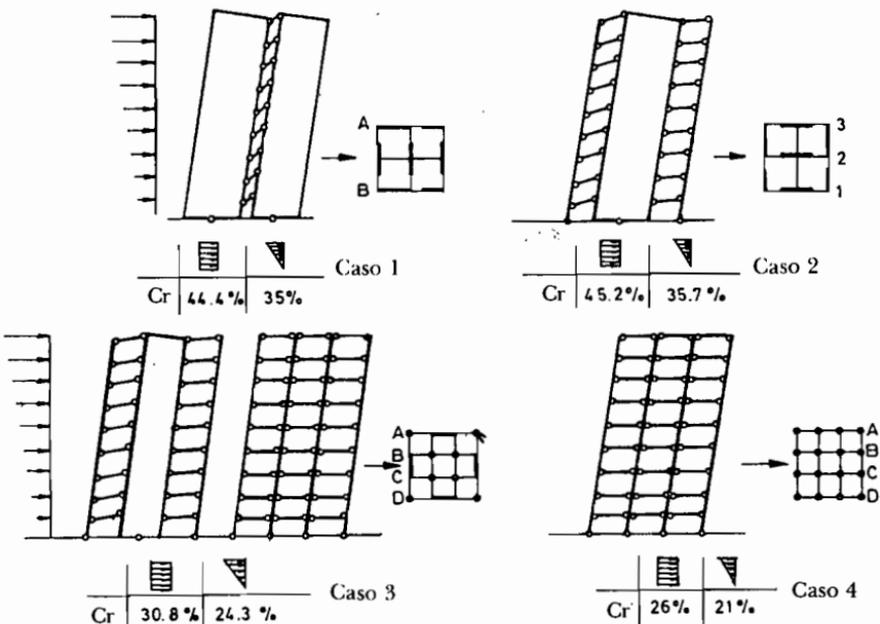


Fig. 3. Mecanismos de colapso y resistencias reales para cargas laterales uniforme y triangular creciente.

mo de falla. Esta situación se denomina como colapso incipiente. El corte basal en el instante de formación del posible mecanismo de falla se puede asociar a un coeficiente sísmico, que para distinguirlo del coeficiente sísmico de la norma, se llamará  $Cr$ , atendiendo a que la resistencia que se

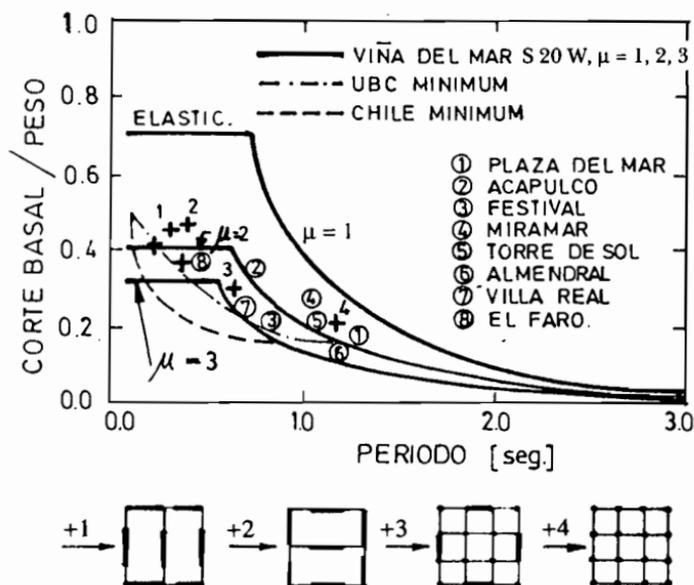
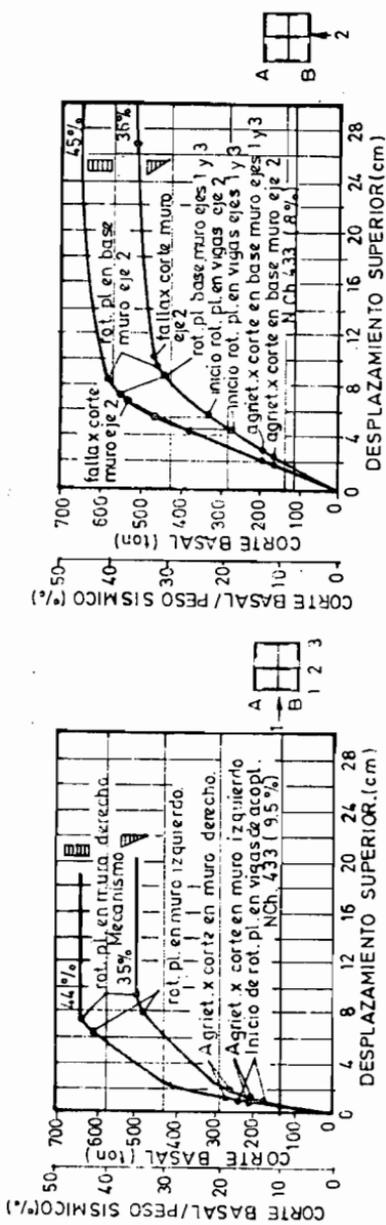


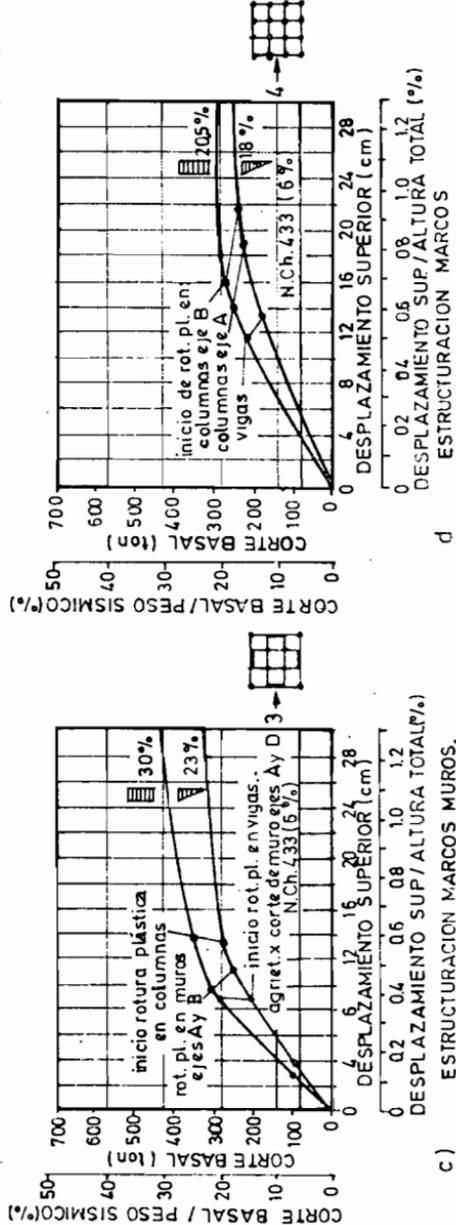
Fig. 4. Resistencias calculadas para edificios de Viña del Mar (2).

procedimiento de Newmark. En los círculos se indican las resistencias máximas a acciones laterales de los edificios enumerados en la Fig. 4. Sobre esta figura se agregaron los valores calculados para estas estructuras teóricas, comprobándose que se sigue la tendencia obtenida en proyectos de edificios reales. La variable fue el sistema estructural empleado, permaneciendo constante el número de pisos y las dimensiones de las plantas. El período fundamental varió entre 0,29 seg y 1,15 seg, y las resistencias máximas entre un 45% del peso y un 20,5%. Suponiendo que podría ocurrir un terremoto tan severo que llevara a los diferentes edificios a deformaciones laterales muy grandes, no se podrían desarrollar esfuerzos internos mayores que los asociados a las fuerzas máximas de la Fig. 4. Un sistema de marcos como el estudiado "no sería sometido" a fuerzas mayores que el 20,50% de su peso, en cambio, al adoptar el muro como en el caso 1, es necesario resistir en sus elementos esfuerzos de corte asociados a fuerzas laterales del orden del 45% de su peso para poder lograr la formación del mecanismo de colapso. Este es el concepto involucrado en el llamado diseño por capacidad, los esfuerzos que se desarrollan en cada elemento dependen de la resistencia que se les haya otorgado.

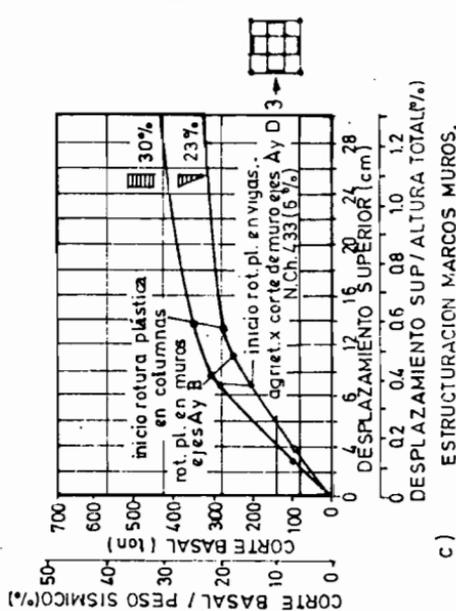
El sistema estructural elegido (densidad de muros), que define la rigidez y el período natural, determina la resistencia a fuerzas laterales



a) ESTRUCTURACION MUROS, CASO SIMETRICO DIR. X.



b) ESTRUCTURACION MUROS CASO SIMETRICO. DIR. Y



c) ESTRUCTURACION MARCOS MUROS.

Fig. 5. Relaciones corte-basal. Desplazamiento en el techo y danos asociados.

(ver los espectros de respuesta reales y utilizados en las normas) que es necesario suministrar a la estructura para que sobreviva a un sismo con un nivel razonable de daños. Definida la resistencia real a fuerzas laterales que la estructura posee es necesario determinar la resistencia que debe poseer cada elemento.

En la Fig. 5 se dibujaron las relaciones corte basal versus deformación lateral del techo obtenidas para los 4 casos estudiados mediante un análisis incremental suponiendo la relación momento-rotación de la Fig. 2. Se puede ver que la máxima resistencia a acciones laterales se desarrolla para deformaciones del orden del 0,4% de la altura en el sistema más rígido, y para un 1% en el más flexible. El desplazamiento máximo que ocurre durante un sismo depende de las características del temblor entre muchas variables, desconocido en la etapa de proyecto.

El análisis incremental permite además estimar una secuencia para los daños posibles (5), a pesar que en estricto rigor depende de las características del registro de aceleraciones. Teniendo esta información se puede decidir entre aceptar el diseño tal cual resultó de la aplicación de la norma de cálculo o modificarlo para controlar la secuencia de daños aumentando la resistencia de algunos elementos para retardar su falla. También es útil para detectar las secciones que requieran detalles especiales de confinamiento o armaduras especiales.

#### *Estimación de los desplazamientos laterales que desarrollan los sistemas estructurales durante un sismo*

Para calcular la repuesta dinámica se decidió utilizar tres registros del terremoto de Chile del 3 de marzo de 1985, correspondientes a las componentes horizontales de aceleración de tres estaciones costeras: Viña del Mar, Valparaíso (Universidad Santa María) y Lloleco (11), y además la componente norte sur del terremoto de El Centro de 1940 con el fin de comparar los resultados con valores familiares dado su extenso uso en diversas investigaciones. En la Tabla 2 se resumen sus características principales.

El análisis dinámico no lineal se realizó con el conocido programa de computación de Powell, Drain 2D (12), que incluye el modelo de histéresis de Takeda (13) resumido en la Fig. 6.

La enorme cantidad de resultados que entrega un análisis dinámico hace difícil seleccionar todos los puntos relevantes. Para comparar las respuestas en el tiempo se dibujaron en la Fig. 7 los desplazamientos laterales calculados para el techo con el registro de Viña del Mar, para los cuatro casos de la Fig. 1. Los máximos desplazamientos ocurrieron en

TABLA 2  
REGISTROS DE ACELERACIONES HORIZONTALES UTILIZADOS

Registro	Tipo de suelo	Componente	duración(s)	a max. suelo (g)	IMM	DH (Km)	P.D. (10 g.s.)
Valparaíso (UTESM)	roca volcánica	N70E	80	0,179	VI-VII	81	5,89
Viña del Mar	arena aluvial	S20W	120	0,356	VII	84	117,81
Llolleo	arenisca volcánica	N10E	120	0,667	VIII	45	196,22
El Centro		NS	30	0,348		11	48,32

IMM = Intensidad de Mercalli Modificada.

DH = Distancia Hipocentral.

P.D. = Potencial destructivo definido por Araya y Saragoni (14, 15).

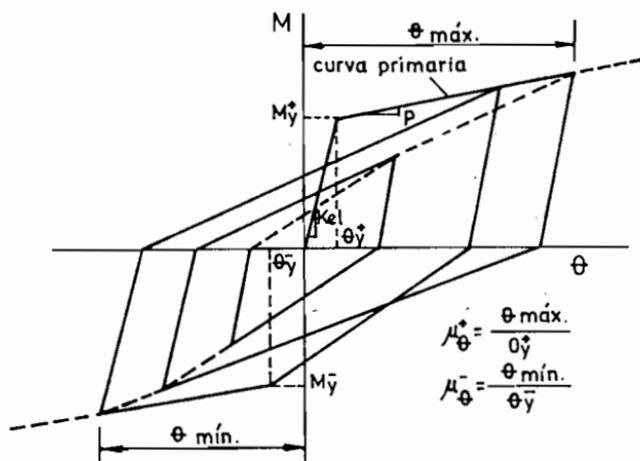


Fig. 6. Modelo de histéresis.

tiempos parecidos en los cuatro casos. La diferencia en los desplazamientos experimentados por los distintos sistemas estructurales puede ser dramática. Para visualizarlo mejor y comparar las respuestas a diferentes registros se dibujaron las envolventes en la Fig. 8.

Se puede notar la influencia del suelo. La Fig. 8a) muestra los envolventes de desplazamientos para las estructuras fundadas en roca, en cambio, la Fig. 8c) muestra como habrían respondido los edificios a movimientos del suelo similares al registrado en la Plaza de Viña del Mar. La Fig. 8d) corresponde al registro obtenido en la estación más cercana al epicentro, y la Fig. 8b) al sismo El Centro 1940.

Analizando el máximo desplazamiento lateral entre dos pisos consecutivos se pueden estimar los daños que podría producir el sismo. En la Fig. 9 se dibujaron los máximos desplazamientos para los cuatro sistemas estudiados dinámicamente. En estos gráficos se puede ver la variación en la altura dependiendo del sistema estructural seleccionado y las diferencias relativas. Los mayores desplazamientos relativos, como era de esperar, se obtuvieron para el registro de Lolleo, siendo los máximos iguales a un 1,2% para el sistema de marcos en el segundo piso, levemente superior a un seis por mil para la combinación de marcos y muros sobre el cuarto piso, y de un ocho por mil para los muros sin marcos en los pisos superiores. Se puede apreciar en estos gráficos el buen control de desplazamientos laterales que se puede lograr combinando marcos con muros.

Para los registros de Valparaíso (UTFSM) en roca, y El Centro, las diferencias relativas se mantienen. En el caso de Viña del Mar, sobre

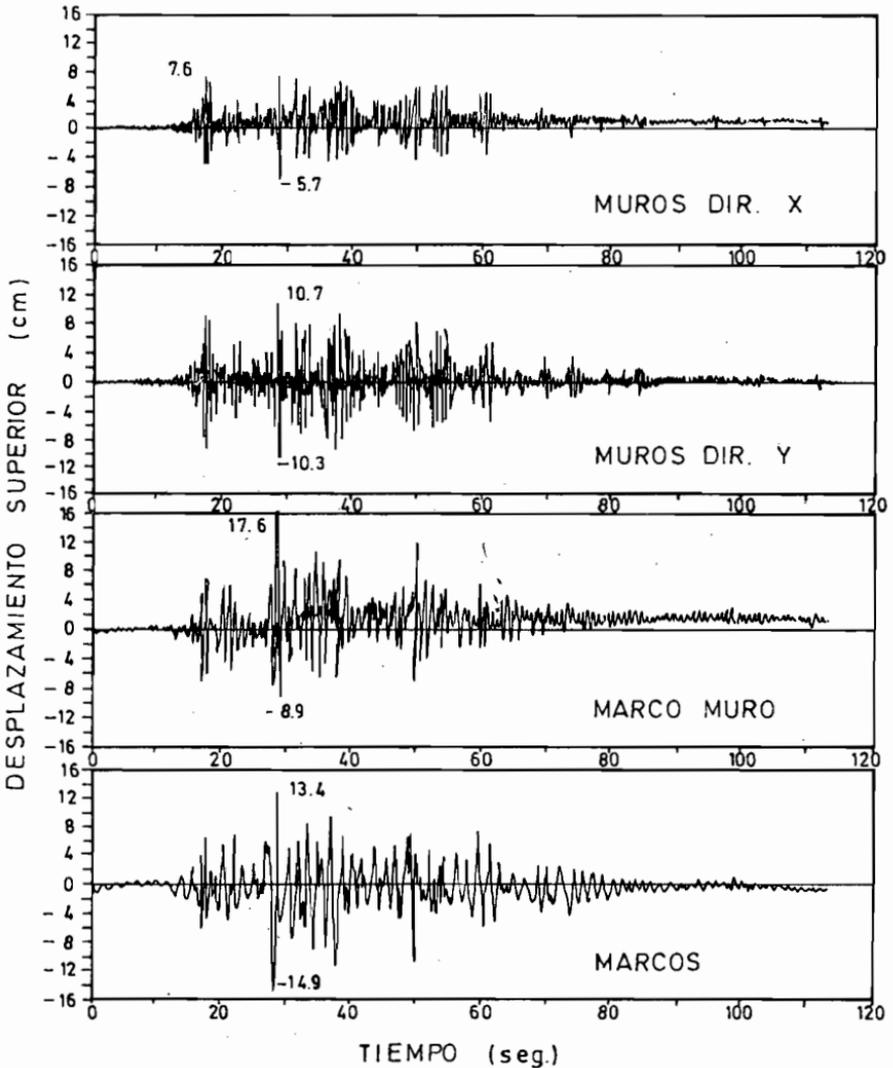


Fig. 7. Desplazamientos en el techo, registro Viña S20W.

arena, los mayores desplazamientos de entresuelo se obtuvieron para la combinación de marcos y muros en los pisos superiores, siendo el muro el mejor para un buen control de daños al quedar bajo el seis por mil. A este nivel de desplazamiento se pueden esperar daños importantes en elementos intencionalmente no estructurales que no estén aislados eficientemen-

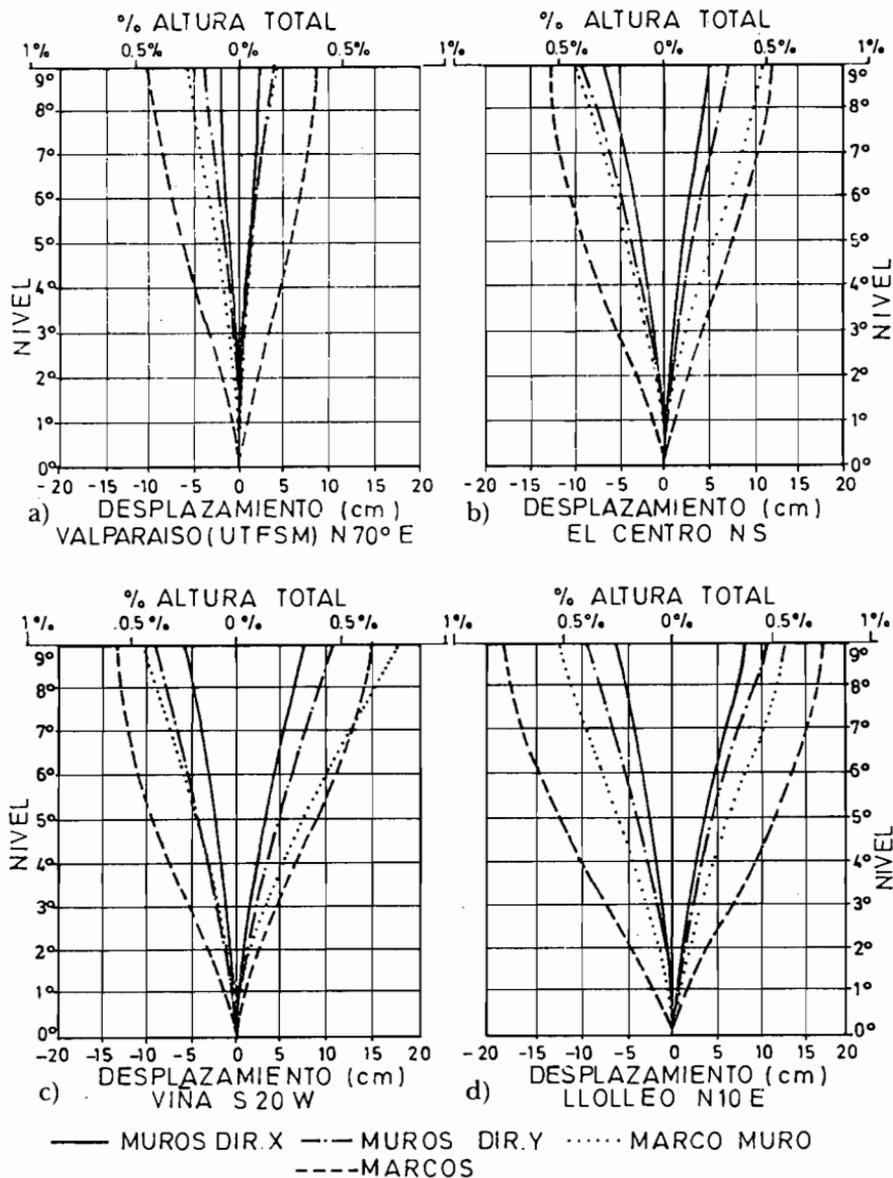


Fig. 8. Envolturas de desplazamientos laterales.

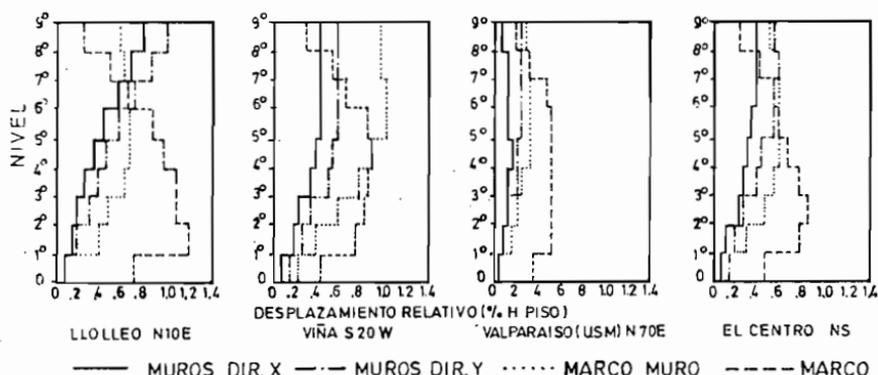


Fig. 9. Desplazamientos Relativos.

te, como se comprobó después del terremoto del 3 de marzo de 1985 en Viña del Mar.

En edificios de marcos o en edificios con menor densidad de muros, el daño no estructural habría sido mayor, esperándose quizás cierto daño estructural moderado para deformaciones del orden del 1% (4). En estudios posteriores al terremoto se pudo concluir que algunos edificios altos habrían experimentado desplazamientos laterales del orden del uno por ciento con daños ligeros (2, 3, 4, 16), pudiendo sostener algunos de ellos deformaciones mayores al 1,5%, sin colapsar (4).

El desplazamiento lateral máximo del techo se puede estimar sin necesidad de realizar el análisis dinámico no lineal. El método fue propuesto por Shimazaki (6) y presentado en detalle por Sozen (1), en su conferencia en las 5<sup>as</sup> Jornadas de Achisina. Para el profesor Sozen es muy importante "el sentido común", la observación cuidadosa de las estructuras y su entorno. Relacionado con observaciones de terremotos anteriores, el desplazamiento lateral entre dos pisos consecutivos es un buen parámetro que considerar para seleccionar un sistema estructural o elegir las dimensiones de sus elementos. En este contexto, el desplazamiento lateral es esencial, pero no requiere ser calculado. Predecir el desplazamiento lateral es tan difícil como caracterizar un terremoto. El procedimiento consiste en comparar entre diferentes sistemas estructurales más que en un cálculo exacto de sus respuestas.

Una buena estimación del desplazamiento lateral, además de la necesidad de un registro del terremoto, requiere considerar la respuesta no lineal, violando el principio de proporcionalidad entre la bondad de los resultados y el costo del cálculo si se aplica el actual estado del arte, no

teniendo sentido incorporarlo en la etapa de proyecto (5). Aun cuando los métodos de cálculo están relacionados con fuerzas, el principal objetivo de un proyecto debería ser el controlar los desplazamientos laterales (1). Controlando las deformaciones y previniendo fallas por corte o de anclajes de las armaduras mediante detalles adecuados basados en las recomendaciones de las normas (17), que se basan en consideraciones estáticas, las aceleraciones y fuerzas locales ya no son tan importantes.

Para poder juzgar la eficiencia relativa de un sistema estructural, Shimazaki (6) estudió los resultados de una serie de ensayos y de cálculos numéricos. En el estudio computacional se consideró la respuesta de sistemas de un grado de libertad a diferentes tipos de movimientos del suelo. Como parámetros se consideraron la rigidez inicial, el tipo de respuesta histerética y la resistencia. Se observó que los resultados se podían generalizar utilizando los siguientes parámetros.

DR = Desplazamiento calculado con análisis no lineal/desplazamiento lineal.

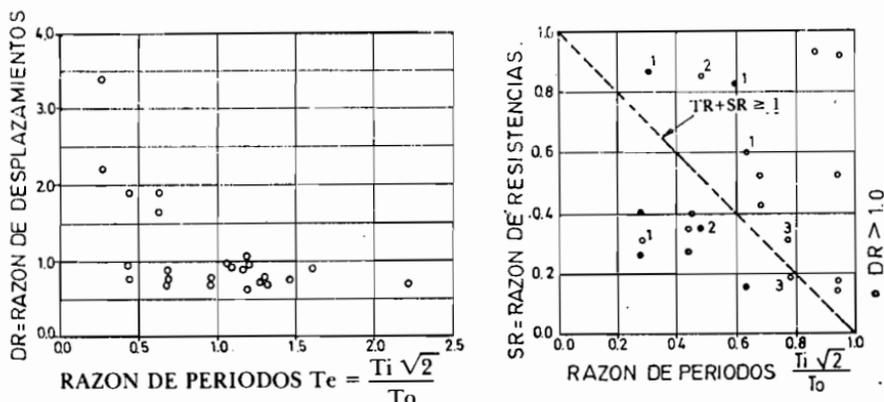
SR = Resistencia a fuerzas laterales/corte basal elástico lineal.

TR = Período efectivo de la estructura/período que caracteriza el movimiento del suelo.

La razón de desplazamientos DR, normaliza la respuesta no lineal en desplazamientos respecto al desplazamiento que ocurriría en un sistema lineal sometido al mismo movimiento del suelo. Se usa una razón de amortiguamiento igual al 2%.

La razón de resistencia SR expresa la resistencia nominal del edificio en función del corte basal que se desarrollaría si la estructura tuviera que responder elásticamente, referido al espectro de respuesta elástica de aceleraciones para un 2% de razón de amortiguamiento. La razón de períodos TR refleja el efecto del contenido de frecuencias del suelo respecto a la rigidez de la estructura. Si se supone que durante el terremoto la rigidez degrada a la mitad del valor inicial, se puede considerar un período efectivo multiplicando el período de la estructura calculada como lineal por un factor 1,41. Para distinguir entre suelos duros y blandos se establece un período del suelo  $T_0$ . Shimazaki (6) usó espectros de energía y supuso que  $T_0$  correspondería al período para el cual la energía comienza a disminuir. Para efectos prácticos se propone tomar 0,6 seg para suelos duros y 1,2 seg para suelos blandos (1). Este valor coincide con el período para el cual la rama de velocidad constante de un espectro lineal se encuentra con la rama de aceleración constante.

En la Fig. 10 se graficaron sobre los resultados obtenidos por Shimazaki (6) los valores obtenidos para las estructuras que se presentan en



a) razón de desplazamientos      b) razón de resistencia. Los círculos negros indican los casos donde DR fue mayor que la unidad.

Fig. 10. Valores de DR y SR en función de TR (Sozen y Shimazaki (1, 6)).

este trabajo (9). Los círculos negros indican los casos en que DR fue mayor que 1.

De esta figura se puede concluir que para valores de  $TR \geq 1$ , la razón de desplazamientos siempre es menor o igual a la unidad. Tomando sólo los valores de TR menores a uno se dibujó la Fig. 10b) denominada triángulo de Shimayaki. En ella se puede observar que para todos los edificios que tengan puntos fuera de él, es decir,  $SR + TR \geq 1$ , la razón de desplazamiento DR resulta mayor que la unidad. Estos resultados indican que es posible utilizar el espectro lineal de respuesta para elegir entre diferentes sistemas estructurales estimando a partir de él los desplazamientos, a pesar de no ser necesariamente reales los valores así calculados.

En la Tabla 3, se muestran los valores de SR y TR para las estructuras estudiadas. Se incluyó también el período elástico, el desplazamiento máximo calculado mediante un análisis dinámico no lineal y el desplazamiento estimado entrando en el espectro elástico de desplazamiento con el período efectivo (Fig. 11).

Sólo la estructura más rígida tuvo desplazamientos mayores a los estimados por este método. En general, se puede decir que los valores son satisfactorios.

Para un mismo terremoto, dependiendo del lugar (tipo de suelo, condiciones locales, distancia al epicentro, etc.), los desplazamientos laterales pueden variar entre 2,3 cms y 8,1 cms para una estructura rígida (0,1% y 0,35%), y entre 9,9 cms y 18 cms para una flexible (0,43% y 0,8%). Para un mismo edificio en cuanto a altura y dimensiones de la planta, el

TABLA 3  
DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN EL TECHO

Registro	Estructura	δ techo máx.		Sd( $T\sqrt{2}$ , n = 2%)		SR	TR
		(cms)	%H	(cms)	%H		
Valpso. 3/3/85 N70E T <sub>o</sub> = 0,6	1	2,3	0,1	2,8	0,12	0,83	0,63
	2	4,0	0,17	4,6	0,2	0,91	0,94
	3	5,5	0,24	6,9	0,3	0,91	1,56
	4	9,9	0,43	11,7	0,51	1,66	2,71
Viña 3/3/85 S20W T <sub>20</sub> = 1,2	1	7,6	0,33	3,2*	0,14	0,83	0,31
	2	10,7	0,47	12,3	0,54	0,83	0,47
	3	17,6	0,77	20,0	0,87	0,27	0,78
	4	14,9	0,65	19,2	0,84	0,5	1,3
Llolleo 3/3/85 N10E T <sub>o</sub> = 1,2	1	8,1	0,35	7,5*	0,33	0,29	0,31
	2	10,3	0,45	16,5	0,72	0,33	0,47
	3	12,9	0,56	19,7	0,86	0,3	0,78
	4	18,4	0,80	21,8	0,95	0,38	1,3
Centro 1/940 NS T <sub>o</sub> = 0,6	1	6,5	0,28	3,2*	0,14	0,59	0,63
	2	9,1	0,40	9,0	0,39	0,91	0,94
	3	11,1	0,48	16,7	0,73	0,43	1,56
	4	12,8	0,56	16,0	0,70	0,59	2,71

donde:

SD: Ordenada espectral de desplazamiento relativo elástico para una razón de amortiguamiento del 2% y período efectivo igual a  $\sqrt{2}$  veces el período inicial.

\*Sd < δ

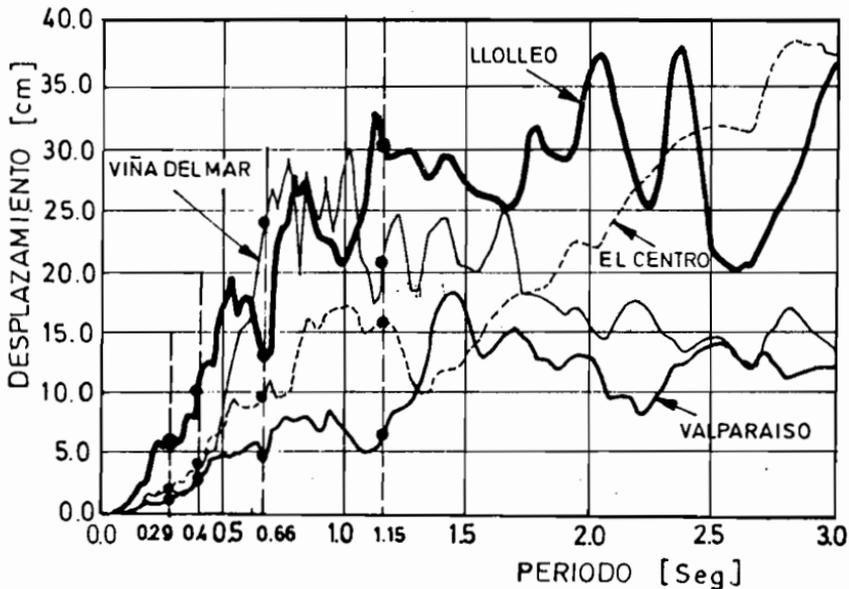


Fig. 11. Espectros elásticos de desplazamientos para un 2% de amortiguamiento.

desplazamiento puede variar entre 8,1 cms y 18,4 cms (0,35% y 0,8%) en Lolloo, mostrándose la importancia del sistema estructural empleado en el control de la deformación lateral.

#### *Validez de un Análisis Incremental*

Mediante un análisis dinámico no lineal se obtuvieron las relaciones corte basal desplazamiento lateral del techo para todas las estructuras y registros utilizados (9). Por razones de espacio se muestran en la Fig. 12 sólo los resultados para el registro de Viña del Mar, componente S20W. En ella se indicaron mediante un círculo los máximos de fuerza y de desplazamientos, superponiendo en esta figura las curvas provenientes del análisis incremental de la Fig. 5.

En la Fig. 13 se resumieron los resultados para todos los casos, indicándose sólo estos dos valores extremos. Con ellos se puede estimar el requerimiento de ductilidad del terremoto del 3 de marzo de 1985 a partir del desplazamiento máximo. En estas figuras se puede ver la bondad del análisis incremental para acotar los valores extremos obtenidos dinámicamente.

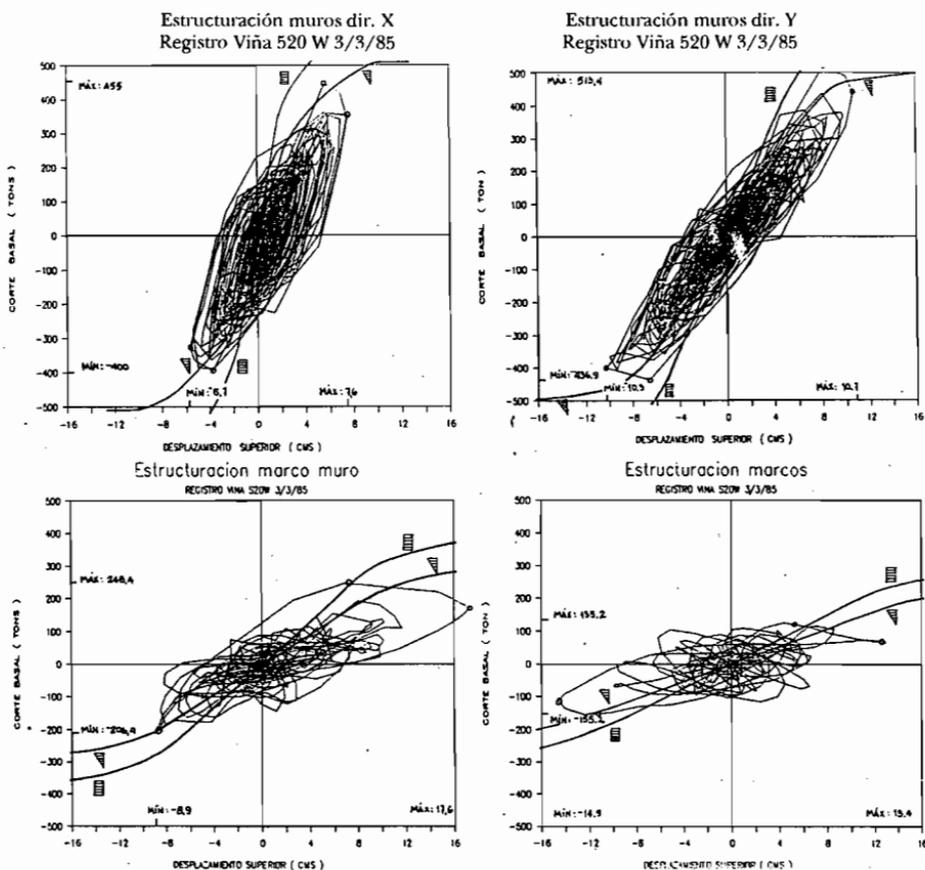


Fig. 12. Corte basal vs. desplazamiento en el techo, registro Viña S20W.

### Estimación del Requerimiento de Ductilidad Global y Factores de Reducción de Respuesta

Si la resistencia máxima de la estructura no es suficiente para responder dentro del rango lineal, se puede estimar el requerimiento global de ductilidad utilizando espectros no lineales de respuesta de acuerdo al método de Newmark y Hall.

En la Fig. 14 se muestran los espectros no lineales calculados por Moehle (2), para la componente S20W del registro de Viña del Mar (marzo, 1985), utilizando un modelo elastoplástico perfecto (Fig. 14a), y uno bilineal con un 20% de endurecimiento (Fig. 14b). El cálculo se hizo para los cuatro registros usados en este trabajo y sus resultados han sido extensamente publicados (18, 16, 19).

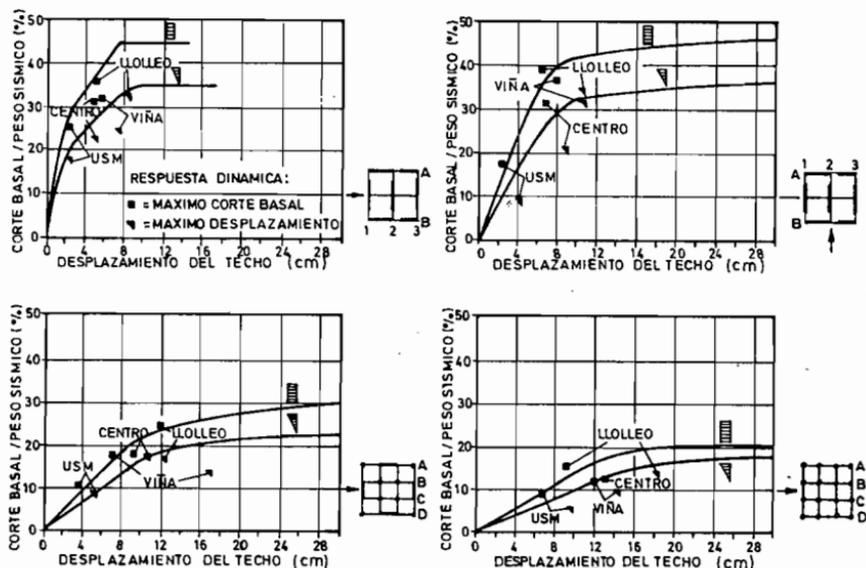
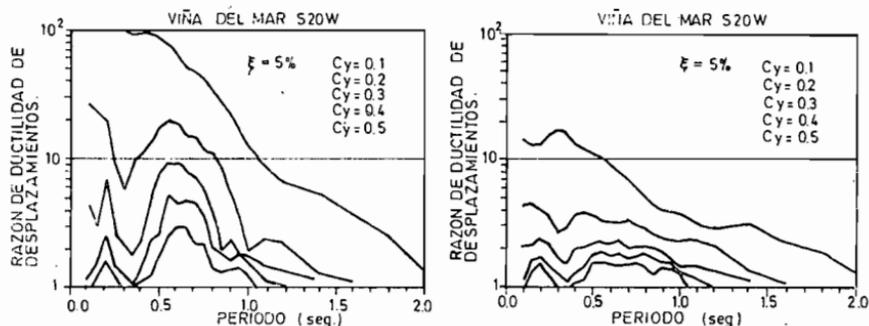


Fig. 13. Máximos de corte basal y de desplazamientos.



a) Modelo elastoplástico perfecto.

b) Modelo bilineal con 20% de endurecimiento.

Fig. 14. Espectros de respuesta no lineales para la componente S20W del registro del terremoto del 3 de marzo de 1985, Viña del Mar (Moehle, 2).

Con estos gráficos se puede estimar en función del período, la razón de ductilidad global que queda asociada a una resistencia dada a fuerzas laterales (Resistencia de fluencia en sistemas elastoplásticos de un grado de libertad).

En la Tabla 4 se presentan los valores de  $C_r$ , considerando como resistencia última el corte basal máximo calculado con el método incre-

TABLA 4  
RESISTENCIAS Y FACTORES DE REDUCCIÓN

Registro	Caso	T (seg)	C = V/W %	Sa elást g%	C norma % W.	R	Cr % W	Rr	$\mu\delta$
UTFSM	1	0,29	18,8	50,0	9,5	5,3	44,0	1,2	1,1
	2	0,4	16,8	50,0	8,5	6,2	45,0	1,1	1,1
	3	0,66	9,8	34,0	6,0	5,6	30,0	1,1	1,2
	4	1,15	7,2	12,0	6,0	2,0	21,0	0,6	1,0
Viña	1	0,29	31,7	53,0	9,5	5,6	44,0	1,2	1,4
	2	0,40	35,9	54,0	8,5	6,7	45,0	1,2	1,4
	3	0,66	17,3	110,0	6,0	18,0	30,0	3,7	2,5
	4	1,15	11,4	41,0	6,0	6,8	21,0	2,0	3,0
Llolleo	1	0,29	35,6	150,0	9,5	15,9	44,0	3,4	6,0
	2	0,4	39,6	133,0	8,5	14,1	45,0	3,0	3,5
	3	0,66	23,1	100,0	6,0	16,6	30,0	3,3	3,0
	4	1,15	16,5	54,0	6,0	9,0	21,0	2,6	3,0
Centro 1940	1	0,29	31,4	76,0	9,5	8,0	44,0	1,7	1,7
	2	0,4	31,4	50,0	8,5	6,2	45,0	1,1	1,5
	3	0,66	17,0	68,0	6,0	11,3	30,0	2,3	2,1
	4	1,15	12,6	35,0	6,0	5,8	21,0	1,7	1,5

donde:

Sa/g: Ordenada espectral de aceleración absoluta para una razón de amortiguamiento del 5% en función de g.

R = Sa elást./C norma: Factor de reducción de respuesta asociado al valor de cálculo.

Rr = Sa elást./Cr: Reducción del espectro elástico respecto a la resistencia real de la estructura.

$\mu\delta$ : Ductilidad de desplazamiento para oscilaciones de un C.D.L. perfectamente elastolásticos, de resistencia de fluencia igual a la resistencia máxima real del edificio Cr.

W = Peso sísmico.

V = Corte basal.

mental, cuyos valores se muestran en la Fig. 5. La razón de ductilidad global de desplazamientos se incluyó en la última columna.

En las normas de cálculo se utilizan los llamados factores de modificación de respuesta  $R$ , definido como la razón entre la resistencia a fuerzas laterales necesaria para responder elásticamente y la resistencia especificada por la norma y el factor de tipo estructural  $R_w$ , referido a la resistencia de la estructura asociada a una fluencia generalizada. En los trabajos de Saragoni (20) y Ridell (21), se presentan estudios al respecto con el fin de introducirlos en la norma chilena. En la Tabla 4 se incluyeron la razón entre la ordenada del espectro elástico de aceleraciones del terremoto y la ordenada del espectro de la norma chilena Nch 433, denominada como  $R$ , y la razón entre el espectro elástico y la resistencia real del edificio tomada de la Fig. 5, llamada  $R_r$ . La razón de ductilidad global queda asociada a  $R_r$ , pues la diferencia entre la norma y  $R_r$  se debe a la sobrerresistencia que posee la estructura.

Para el terremoto del 3 de marzo de 1985 los valores de  $R$  oscilaron entre 5,3 y 15,9 para la estructura rígida, y entre 2 y 9 para la más flexible. Para un edificio de diez pisos de marcos y muros de hormigón armado (sistema mixto), el  $R$  varió entre 5,6 y 18,0. Las razones de ductilidad asociadas estuvieron entre 1,1 y 6 para el edificio más rígido y entre 1 y 3 para el más flexible. Estos resultados están de acuerdo con las conclusiones de Moehle (2), obtenidas del estudio de varios edificios reales.

Se puede observar el amplio rango de variación para los valores de  $R$  para un mismo edificio con diferentes sistemas estructurales, y el bajo requerimiento de ductilidad global, menor que 3,5 en todos los casos excepto en el edificio más rígido sometido al movimiento registrado en Llolleo, que fue igual a 6. Para el edificio más rígido, un  $R = 16$  tiene asociada una razón de ductilidad global igual a  $\mu = 6$ , en cambio para  $R = 6$  (Viña del Mar), la razón de ductilidad es  $\mu = 1,4$ . Para la estructura que combina marcos con muros,  $R = 16$  corresponde a  $\mu = 3$ ,  $R = 5,6$  para  $\mu = 1,2$ . Se puede concluir que para estos casos se puede tomar valores para  $R$  cercanos a 16, para razones de ductilidad global del orden de 3.

#### *Requerimientos de ductilidad en muros*

La razón de ductilidad global es un parámetro que se utiliza para decidir los valores de resistencia que se exigirá en las normas, pero no se puede utilizar directamente en el diseño de los elementos. En la etapa de proyecto interesa estimar la capacidad de rotación que debe tener un muro. Para ello es útil especificar la razón de ductilidad de curvatura esperada, con ella se puede determinar la máxima curvatura que el muro debe ser capaz

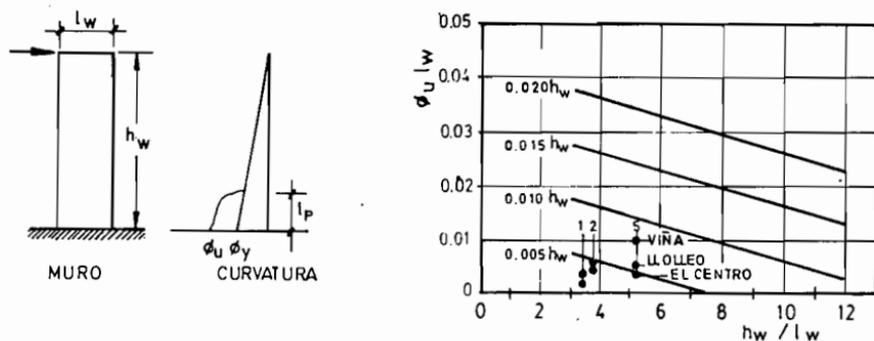


Fig. 15. Relaciones entre el desplazamiento lateral y la curvatura última en la base de un muro en voladizo.

de desarrollar en una sección dada. Es necesario entonces relacionar este parámetro  $\mu_\phi$  con el desplazamiento lateral del edificio. Aplicando los principios básicos del cálculo de deformaciones (22) se pueden dibujar las relaciones aproximadas de la Fig. 15, válidas para elementos en voladizo con un valor supuesto de longitud de rótula plástica (2). Hay diferentes proposiciones para su cálculo (22). En el trabajo de Wallace y Moehle (16) se estimó conveniente utilizar.

$$l_p = 0,4 \ell + 0,05 h_w, \text{ y}$$

$$l_p = 0,2 \ell + 0,075 h_w$$

Esto define un rango posible de razones de curvatura. Con estos valores se dibujó el gráfico de la Fig. 15. Para estimar la razón de ductilidad de curvatura requerida se necesita conocer la deformación lateral máxima del techo.

Las longitudes de rótula plástica  $l_p$  son valores equivalentes válidos para curvaturas últimas con acortamientos del hormigón en la fibra más comprimida iguales al acortamiento último  $\epsilon_{cu}$ . Para valores menores de curvatura es necesario ajustar los valores de  $l_p$ . Como los muros no alcanzaron su curvatura última, no se pueden tomar los valores experimentales de  $l_p$  mostrados en las expresiones anteriores. En este trabajo las curvaturas alcanzadas se estimaron a partir de los diagramas momento curvatura, entrando con el momento máximo obtenido del análisis dinámico no lineal. Matemáticamente el procedimiento es consistente. En la Tabla 5 se incluyeron las razones de ductilidad para los muros en los tres primeros casos, y para las columnas en el edificio de marcos. En la última columna se agregó el acortamiento máximo esperado en el hormigón en

TABLA 5  
RAZONES DE DUCTILIDAD REQUERIDAS

Registro	Caso	T (seg)	R <sub>r</sub>	$\mu$	Muros $\mu\phi$	$\epsilon_c$ máx. 0/00	$\mu\phi$ en vigas
UTFSM	1	0,29	1,2	1,1	< 1,0	0,3	5,3
3/3/85	2	0,4	1,1	1,1	< 1,0	0,5	1,1
N70E	5	0,66	1,1	1,2	< 1,0	0,6	< 1,0
	6	1,15	0,6	< 1,0	< 1,0*	1,0	< 1,0
Viña	1	0,29	1,2	1,4	1,5	1,1	18,8
3/3/85	2	0,40	1,2	1,4	2,0	1,1	4,4
S20W	5	0,66	3,7	2,5	3,0	2,4	4,1
	6	1,15	2,0	3,0	1,0*	1,6	2,0
Llolleo	1	0,29	3,4	6,0	2,4	1,5	21,0
3/3/85	2	0,4	3,0	3,5	2,2	2,3	4,6
N10E	5	0,66	3,3	3,0	3,5	2,4	3,0
	6	1,15	2,6	3,0	1,2*	1,6	3,3
Centro 1940	1	0,29	1,7	1,7	< 1,0	0,9	17,2
1940	2	0,4	1,1	1,5	1,3	1,3	4,2
NS	5	0,66	2,3	2,1	2,0	2,0	2,3
	6	1,15	1,7	1,5	< 1,0*	1,6	2,0

donde:

R<sub>r</sub> : Reducción del espectro elástico respecto a la resistencia real de la estructura.

$\mu$  : Razón de ductilidad de desplazamiento para osciladores de un G.D.L. perfectamente elasto-plásticos, de resistencia de fluencia igual a la resistencia máxima del edificio.

$\mu\phi$  : Razón de ductilidad de curvatura.

$\epsilon_c$  máx : Acortamiento máximo del hormigón comprimido, en 0/00.

\*Para los marcos se incluyó la razón de ductilidad esperada en una de las columnas del primer piso.

el borde más comprimido, para los registros de los terremotos considerados.

Se puede apreciar una buena correlación entre el factor de reducción del espectro elástico R<sub>r</sub> (respecto a la resistencia máxima de la estructura), y la razón de ductilidad de desplazamiento  $\mu$ .

En muros los requerimientos de ductilidad de curvatura  $\mu\phi$ , fueron bajos, menores que 3,5. Las bajas cargas axiales en muros de edificios de mediana altura como los estudiados hacen que curvaturas de este orden se puedan obtener con acortamientos unitarios del hormigón menores a un 3 por mil, no siendo necesario confinar los bordes comprimidos.

Para ilustrar los requerimientos de ductilidad en la base de los muros, se dibujaron sus diagramas momento-curvatura, indicándose en ellos los puntos correspondientes a diferentes acortamientos del hormigón. Para terremotos que impongan sobre la estructura desplazamientos laterales que se traduzcan en curvaturas que exijan acortamientos del hormigón mayores a un 0,4%, se requiere armadura de confinamiento en los bordes. En ninguno de los casos estudiados se obtuvieron acortamientos unitarios mayores al 3 por mil.

En la Fig. 16 se muestran dos de los gráficos obtenidos. Se incluyeron en ellos los puntos de agrietamiento del hormigón, fluencia de la armadura traccionada, y una tabla que muestra la curvatura  $\mu_{\phi}$ , el momento  $M$ , la profundidad de la línea neutra  $x$  y la razón de ductilidad de curvatura  $\mu_{\phi}$  correspondiente, para diferentes valores del acortamiento del hormigón  $\epsilon_c(0/00)$ .

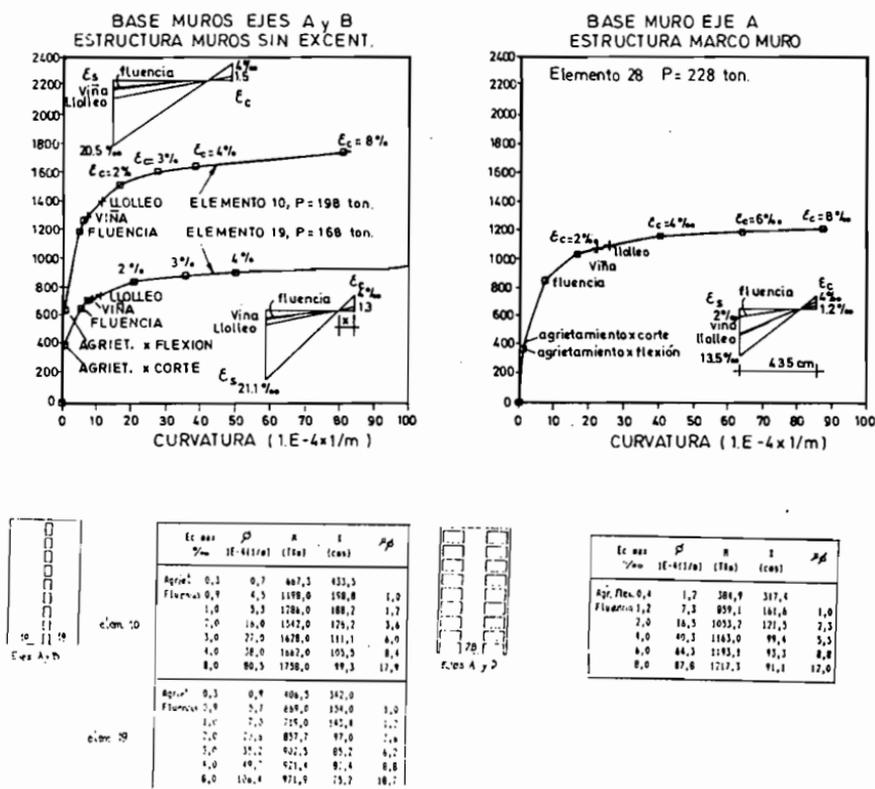


Fig. 16. Diagramas momento curvatura y requerimientos de ductilidad.

El registro de Valparaíso, obtenido en suelo rocoso en la Universidad Santa María, prácticamente no requirió un comportamiento no lineal en los modelos. Sólo los dinteles del sistema de muros acoplados desarrollaron rotaciones no lineales alcanzando razones de ductilidad de curvaturas mayores que cinco.

Frente a movimientos más severos, como los de Viña y Llole, en elementos de acoplamiento de muros se obtuvieron  $\mu_{\phi}$  elevadas, del orden de 20. El hormigón alcanzó acortamientos bajo el 0,3% y el acero en tracción alargamientos de un 5%, lejanos a la rotura.

Un mayor detalle de las razones de ductilidad y de curvatura para las secciones de los elementos principales, se pueden encontrar en la memoria de título de Pablo Maggi (9).

#### CONCLUSIONES

Las estructuras resultantes de aplicar la actual norma chilena Nch433 of. 72 para determinar las sollicitaciones de diseño, y el ACI 318-83 (17) para las armaduras y sus detalles, tienen una alta resistencia a acciones laterales, entre 3 y 4 veces mayor que el valor especificado por la norma, debido a los factores de mayoración de cargas y minoración de resistencia utilizados. Hay otras causas no consideradas generalmente en los modelos de análisis que contribuyen a aumentar la resistencia, como la contribución de la losa en la rigidez de las vigas y su armadura en la resistencia a flexión y el comportamiento espacial del edificio (10).

Los desplazamientos alcanzados por un edificio durante un sismo dependen fundamentalmente del sistema estructural empleado. El control de desplazamientos sólo se puede lograr a través de una adecuada estructuración, siendo la resistencia requerida por el sismo en cada caso dependiente del sistema estructural utilizado y de la resistencia real suministrada.

En estructuraciones de mayor rigidez y resistencia, como las de muros, los desplazamientos son menores pero a cambio de un mayor requerimiento de resistencia. A pesar del alto valor de resistencia que se suele lograr, es menor que la necesaria para responder dentro del rango elástico.

Las demandas de ductilidad en estructuras que se puedan representar como los modelos aquí estudiados habrían sido bajas en el último terremoto del 3 de marzo de 1985.

En las estructuras con muros se obtuvieron razones de ductilidad de curvatura entre 2 y 4 en la base de los muros, valores que se asocian a daños ligeros agrietamiento leve por flexión y corte, y acortamientos

máximos del hormigón inferiores al 0,4%, no siendo necesario el confinamiento de los bordes de los muros o la utilización de elementos especiales de borde.

Las vigas de acoplamiento de muros son centros importantes de disipación de energía. En los casos aquí estudiados se alcanzaron razones de ductilidad de curvatura del orden de 20. Para lograrlas es necesario un detalle cuidadoso, con estribos cercanos para dar un buen confinamiento al hormigón y un refuerzo al corte suficiente para impedir la falla frágil.

En cuanto a la resistencia al corte, los esfuerzos de cálculo especificados para muros en el ACI 318 no son suficientes para impedir este tipo de falla frágil. El factor de sobrerresistencia necesaria al corte respecto a la de cálculo alcanzó valores entre 3 y 4 para los casos estudiados. La cuantía mínima de refuerzo del alma dispuesta por el ACI ( $\rho = 0,025$ ; doble malla  $\phi$  8 a 20) suministró en este caso una capacidad nominal al corte levemente superior a la requerida para alcanzar el estado último y para resistir los movimientos de mayor intensidad de Llolleo y Viña. Las fuerzas mayoradas de diseño y el factor  $\phi$  de minoración de resistencia no son suficientes. Se debe cuantificar el corte necesario para alcanzar la máxima capacidad a flexión del muro. De aquí la necesidad de un análisis al límite para estimar el corte real que puede ser resistido para lograr la formación del mecanismo.

Para los registros de los movimientos estudiados las columnas del sistema de pórticos tuvieron comportamiento elástico, excepto en las columnas del primer piso en el caso de Llolleo, con razones de ductilidad de curvatura inferiores a 2. Los acortamientos en el hormigón no superaron el 0,2%. La fluencia se concentró en los extremos de vigas, pero con razones de ductilidad de curvatura igualmente bajas, entre 3 y 4.

La resistencia a flexión de las columnas de la estructura de marcos no fue suficiente para impedir que se produzcan en ellas rótulas plásticas antes que en las vigas al formarse el mecanismo de colapso. La falla por corte no se produce porque el ACI en este aspecto introduce el concepto de diseño por capacidad.

Los grandes desplazamientos relativos entre pisos alcanzados en los niveles inferiores (más del 1,2% de la altura del piso) hacen necesario aislar los elementos no estructurales, siendo difícil evitar el daño tanto estructural como no estructural.

El uso del muro estructural como sistema combinado con marcos tiene muy buen comportamiento al restringir los desplazamientos en los pisos inferiores y ser el marco el que restringe las deformaciones impuestas por el muro en los pisos superiores.

El efecto de la torsión se estudió comparando la respuesta a cargas

laterales de dos estructuras con iguales elementos resistentes pero diferentes dispuestos en planta. Las resistencias últimas a fuerzas laterales fueron similares para ambos sistemas. Sin embargo, la torsión produjo desplazamientos mayores en los ejes perimetrales originando mayores requerimientos de ductilidad a nivel de elementos, pudiendo ser excesivo ante terremotos severos (23).

El desplazamiento lateral máximo de una estructura frente a un terremoto dado se puede estimar a partir del espectro elástico de desplazamientos utilizando un período efectivo igual a  $\sqrt{2}$  veces el período inicial elástico de la estructura (considera una reducción de la rigidez igual a la mitad debido al agrietamiento).

El análisis incremental permite establecer la secuencia de daños más probable, detectar mecanismos de colapsos prematuros o no deseables y evaluar la resistencia máxima de la estructura a cargas laterales. La envolvente dinámica queda bien acotada por las curvas corte basal-desplazamiento en el techo del análisis incremental. Para evaluar el máximo corte dinámico se recomienda utilizar una distribución uniforme de cargas laterales, y una distribución triangular invertida para el máximo desplazamiento. Este sencillo método de análisis estático no lineal es una herramienta útil para un diseño conceptual.

#### COMENTARIOS

De los resultados presentados en este trabajo, obtenidos en edificios muy simples, se pueden hacer algunas observaciones:

—En las Figs. 12 y 13, que muestran las relaciones entre el corte basal y las deformaciones laterales, se puede apreciar que los requerimientos reales de deformaciones por parte de un terremoto y las resistencias a acciones laterales que se obtuvieron para estas estructuras aplicando los procesos de cálculo descritos son mucho mayores que lo obtenido normalmente en una oficina de proyectos.

Las deformaciones laterales reales que ocurren durante un terremoto como el del 3 de marzo de 1985 en edificios altos en zonas similares a Viña del Mar y barrio El Almendral pueden ser del orden del uno por ciento de la altura. En los cálculos los valores obtenidos para edificios de mediana altura estructurados con muros de hormigón armado suelen ser menores al uno por mil. Existe una tendencia a sofisticar los modelos matemáticos empleados en el análisis suponiendo un comportamiento lineal elástico y manteniendo los valores de cálculo a niveles irreales que carecen de sentido.

En el procedimiento de diseño no se hace ninguna consideración respecto al número de incursiones no lineales, forma de los ciclos de

histéresis, capacidad de disipación y absorción de energía, degradación de la resistencia y de la rigidez, número de ciclos que los elementos deben desarrollar sin pérdidas importantes de rigidez y resistencia, etc. Todo esto queda implícito y no se le presta atención.

—La metodología actualmente aceptada es utilizar los espectros de aceleraciones obtenidos para sistemas de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico. Los espectros no lineales se obtienen directamente para diferentes valores de la resistencia de fluencia o aplicando técnicas de reducción de los espectros elásticos. Al elegir el espectro de respuesta como criterio para determinar la resistencia a acciones laterales que una estructura debe poseer, se está aceptando tácitamente que el daño que puede producir un sismo está asociado al espectro de respuesta y que a mayor resistencia existe mayor control del daño. Araya y Saragoni (15), introdujeron el concepto de potencial destructivo pudiendo ordenar los acelerogramas de temblores fuertes según el daño observado. Saragoni, Holmberg y Sáez (24), verificaron que el potencial destructivo sirve como medida del daño observado al estar correlacionado con la intensidad de Mercalli modificada. No necesariamente un terremoto con espectros de respuesta con ordenadas altas es más destructor que otro con espectros menores. El espectro de respuesta no es una buena caracterización de un terremoto por sí sólo. Tampoco lo es la razón de ductilidad asociada a los espectros no lineales. Saragoni ha encontrado que la capacidad de un terremoto de producir daño no está asociada a la aceleración máxima del suelo, por ejemplo el terremoto del 3 de marzo de 1985 tuvo grandes aceleraciones y el daño sobre estructuras modernas no fue importante, en cambio, el terremoto de México, el 19 de septiembre de 1985, con aceleraciones máximas menores, tuvo un nivel considerable de destrucción. Según Saragoni (14), la destructividad de los terremotos medida en términos de requerimientos de ductilidad en oscilador elastoplásticos de un grado de libertad depende esencialmente de la energía esperada y de la intensidad de cruces por cero, actuando ambos parámetros simultáneamente. Más que un problema de la cantidad de energía que la estructura absorbe y disipa durante el terremoto, es un problema de cómo la energía se entrega en el tiempo, es un problema de potencia (25).

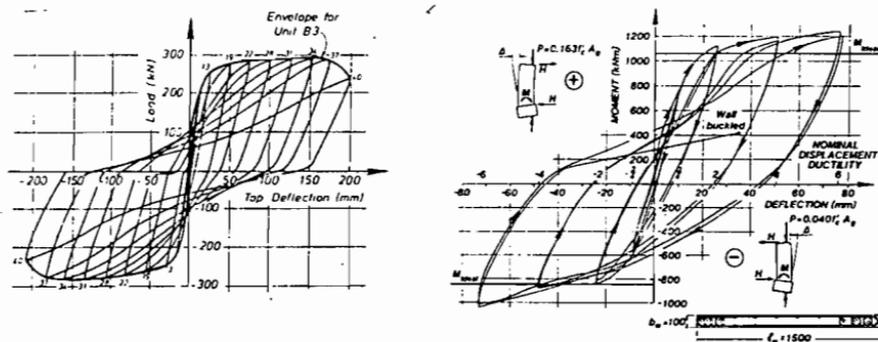
—Caracterizar un sismo es muy difícil, y más aún estimar su capacidad destructiva. En el diseño por capacidad es posible independizarse en cierta forma del terremoto (26). Se trata de lograr que la estructura pueda disipar energía en zonas claramente predefinidas mostrando así un comportamiento dúctil. Esto implica que debe evitarse la falla frágil o mecanismos de falla que no tengan una capacidad suficiente de disipación de

energía. Para lograrlo, se puede diseñar de manera que los muros, en el caso de edificios con muros, respondan elásticamente, o estableciendo fallas sucesivas si el comportamiento no lineal es aceptado.

La principal fuente de disipación de energía en un muro en voladizo sometido a cargas laterales está en la fluencia de la armadura a flexión en las zonas de rótulas plásticas, generalmente concentradas en su base. Es necesario evitar modos de falla por tensión diagonal o compresión diagonal provocada por corte, por inestabilidad de paredes delgadas por pandeo de la armadura comprimida, hay que evitar también fallas por deslizamientos a lo largo de las juntas de construcción y fallas de corte y adherencia en traslapes y anclajes.

En muros cuya respuesta está controlada por el corte, la reducción de resistencia es severa siendo muy baja su capacidad de disipación de energía. En la Fig. 17a) se puede ver la degradación de la rigidez en un muro diseñado convencionalmente, sin ninguna consideración especial para lograr un aumento en la energía disipada. A pesar de la alta resistencia lograda al final del ensayo de este muro, no se pudo volver a alcanzar esta resistencia a bajas amplitudes al aplicar nuevamente la carga. La envolvente del ensayo cíclico es similar a la curvatura carga-deformación de un ensayo estático, pero la energía disipada es muy distinta.

En el estudio de edificios se usan modelos que representan ciclos de histéresis como los mostrados en la Fig. 17a), suponiendo que la naturaleza del hormigón armado hace inevitable la degradación de la rigidez y de la resistencia (26). Con un detalle cuidadoso de la armadura en zonas críticas se pueden lograr mejoramientos importantes, obteniéndose respuestas excelentes, según se muestra en la Fig. 17b). Esta curva se logró a partir de un modelo a escala 1:3, presenta ciclos estables para razones de



a) Muro con deformaciones de corte importantes. b) Respuesta estable de un muro dúctil.

Fig. 17. Ciclos histéricos de muros de hormigón armado en voladizo (ref. 26).

ductilidad de desplazamientos del orden de cuatro. La falla ocurrió por inestabilidad a deformaciones laterales correspondientes a una razón de ductilidad de desplazamientos de 6 después de dos ciclos, con una deformación lateral de un tres y medio por ciento de la altura.

#### IDEAS RESPECTO A UN FUTURO MÉTODO RACIONAL DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

Se pueden considerar las siguientes etapas:

i) Elección del Sistema Estructural. En este paso es fundamental el trabajo conjunto con el arquitecto y la experiencia e intuición de los profesionales que deberán tomar las decisiones. Es muy importante conocer la tradición en ingeniería sismorresistente y haber estudiado casos de interés que hayan sufrido daños graves en terremotos anteriores. Resultan de gran ayuda trabajos como el de Ridell (8), y el encuentro con profesionales con experiencia en Jornadas de Ingeniería y Congresos. Se debería alentar a los arquitectos, constructores e ingenieros a intercambiar sus experiencias mediante artículos en revistas especializadas, foros y conferencias.

En la correcta elección del sistema estructural es conveniente considerar las lecciones aprendidas en terremotos anteriores, siendo interesantes los trabajos de Dowrick, Meli y Arnold (27, 28, 29).

De acuerdo a lo mostrado en este trabajo, el máximo desplazamiento lateral durante un terremoto queda determinado por el sistema estructural, ya definido en esta etapa del proyecto, y las características del sismo. Mediante un análisis dinámico lineal se pueden determinar las propiedades dinámicas de la estructura, como períodos naturales y modos de vibrar. Alternativamente se pueden aplicar métodos aproximados. Con estas propiedades es posible estimar las deformaciones laterales mediante los espectros de desplazamientos suavizados, como los mostrados en la Fig. 11. Si los desplazamientos entre pisos consecutivos resultaran excesivos sería necesario modificar la estructura. La experiencia y la intuición del jefe de proyecto, uno de los aspectos más importantes y necesarios en diseño sismorresistente, evitará tener que repetir el procedimiento pues la estructura elegida seguramente satisfará los requisitos previamente definidos.

ii) Una vez elegida la estructura es necesario determinar su resistencia a acciones laterales. Existe una relación entre resistencia de la estructura (Figs. 3, 4, 5), resistencia a nivel de elemento (Fig. 16), y requerimiento de ductilidad global. La idea sería operar a la inversa de como actualmente se hace: a partir de la ductilidad disponible a nivel de elementos se intentaría

determinar el requerimiento global de ductilidad y con él la resistencia necesaria (30). Para ello es necesario continuar investigando en esta línea, de acuerdo a la metodología mostrada en este trabajo. Los valores de resistencia a acciones laterales se pueden expresar en función de la ductilidad usando curvas como las mostradas en la Fig. 14b), correspondientes a los espectros no lineales de respuesta obtenidos para sistemas de un grado de libertad con comportamiento bilineal para considerar la influencia del escalón de endurecimiento de las armaduras. Es decir, el dato es la razón de ductilidad disponible a nivel de elementos. Con él, para una estructura particular, se determina la resistencia a acciones laterales del edificio. Este valor tiene asociado una razón de ductilidad global, sin sentido físico, pero que puede servir como referencia.

iii) Conocida la resistencia a acciones laterales que debe poseer la estructura justo antes de la formación del mecanismo de falla (ver Fig. 3), es necesario identificar los posibles elementos que podrían fallar al sufrir una sobrecarga y las zonas críticas de anclajes de armaduras o de elementos indeseables en que el corte controle su rotura, a este nivel real de esfuerzo.

Para aplicar este procedimiento se requiere desarrollar una investigación analítico-experimental que tienda a contestar múltiples interrogantes. El punto de partida es el conocimiento de los requerimientos del sismo a nivel de elementos. Además de la ductilidad disponible, que depende de la resistencia, es necesario definir la cantidad total de energía y disipar y absorber, y su distribución en el tiempo. Con este dato se puede estimar el número de ciclos que la sección debe soportar sin una degradación importante de resistencia y rigidez y por supuesto, sin fallar. Asociado a ello existe un nivel de daños cuya aceptación también es necesario definir.

Por el momento, ante el desconocimiento de la sollicitación, por los problemas inherentes a la caracterización de un sismo, y por la falta de datos y estudios que definan la energía que una estructura recibe y su distribución en el tiempo (al decir estructura se está haciendo referencia a su fundación y al suelo que la rodea), es necesario pensar en un procedimiento alternativo. Para ello no se puede dejar de considerar la tradición y el actual estado de la práctica.

#### —PROPOSICIÓN DE UN MÉTODO DE DISEÑO CONCEPTUAL

Se proponen las siguientes etapas.

A) Continuar transitoriamente con el actual procedimiento de diseño en

que se especifican los espectros de aceleraciones a utilizar en un análisis elástico considerando factores de reducción de la respuesta al aceptar un comportamiento no lineal.

Al definir los espectros de respuesta elástico y proponer los factores de reducción  $R$  deben considerarse los comentarios respecto a destructividad de los terremotos y la pobre correlación existente entre daños y espectros elásticos. Estos valores deben considerarse como índices de referencia teniendo en cuenta la experiencia previa, sin olvidar las altas resistencias que se están obteniendo en los edificios de hormigón armado, Fig. 4 (2), y el poco daño observado en estructuras modernas correctamente diseñadas y construidas.

B) Dada las limitaciones del análisis lineal elástico aquí comentadas, se deberá evitar sofisticaciones innecesarias en los métodos de cálculo tendiendo a lo simple. Un análisis estático con distribuciones de fuerzas laterales triangular-invertida y uniforme pueden dar una excelente información para decidir la resistencia que se deberá suministrar a nivel de elementos. El corte basal resultante deberá estar de acuerdo con los espectros de diseño propuestos en A.

En caso de variaciones importantes de rigidez, más que un análisis dinámico lineal recomendaría una verificación del mecanismo de falla identificando posibles zonas de fallas prematuras (Fig. 5) y puntos de interés.

C) En esta etapa ya se conoce la resistencia a suministrar en cada elemento. A partir del espectro elástico de desplazamientos se podrán estimar los desplazamientos laterales máximos esperados entrando en él con el período fundamental modificado por el factor  $\sqrt{2}$  (considera la mitad de la rigidez elástica). De no ser aceptables los desplazamientos obtenidos se deberá modificar el sistema estructural.

D) Se procede al diseño cuidadoso de los elementos dotándolos de una ductilidad adecuada, según lo ya comentado, aplicando los conceptos del diseño por capacidad (26 y 22).

Si se quiere evitar proveer de ductilidad excesiva a los elementos de edificios que tengan una alta densidad de muro, deberá estimarse mediante un análisis incremental las curvaturas en la base de los muros para las deformaciones laterales esperadas, calculando para estos valores de deformación los correspondientes acortamientos máximos del hormigón, definiendo así si es necesario o no confinar.

Para diseñar vigas y columnas bastará aplicar las actuales disposiciones del Apéndice A del ACI 318-83 (17).

## RECONOCIMIENTOS

Los cálculos presentados en este trabajo son parte de la memoria de título de Ingeniero Civil de don Pablo Maggi. El proyecto fue financiado por la Universidad Técnica Federico Santa María, a través del proyecto 89.26.05, y por Conicyt en el proyecto FONDECYT N° 585-88.

## REFERENCIAS

1. SOZEN, M.A. *Respuesta Sísmica de Edificios con Muros Robustos*, Revista Chilena de Ingeniería, Vol. 405, Instituto de Ingenieros de Chile, pp. 21-28. Santiago de Chile, marzo 1990.
2. MOEHLE, J.P., I.W. WALLACE. *Ductility and Detailing Requirements of Shear wall Buildings*, 5<sup>as</sup> Jornadas de Achisina, pp. 131-150. Santiago de Chile, agosto 1989.
3. WOOD, S.L. *A Rationalization of the Collapse of the El Faro Building During the 1985 Chile Earthquake*, 5<sup>as</sup> Jornadas de Achisina, pp. 205-226. Santiago de Chile, agosto 1989.
4. WIGFIT, J.K. *Ductility of Reinforced Concrete Structural Walls with Staggered Door Opening*, 5<sup>as</sup> Jornadas de Achisina, Santiago de Chile, pp. 191-204, agosto 1989.
5. GUENDELMAN, T. *Análisis Sísmico de Edificios de Hormigón Armado*, Revista Chilena de Ingeniería, Vol. 405, pp. 31-38. Instituto de Ingenieros de Chile, mayo 1990.
6. SHIMAZAKI, K. y M.A. SOZEN. *Seismic Drift of Reinforced Concrete Structures*, Research Reports, Hazama-Gumi Ltd., Tokyo, pp. 145-166, 1984.
7. SOZEN, METE. *A Frame of Reference*, Peck Symposium, University of Illinois, Urbana, June 1987.
8. RIDDELL, R., S.L. WOOD e I. DE LA LLERA. *The 1985 Chile Earthquake; Structural Characteristics and Damage Statistics for the Buildings Inventory in Viña del Mar*, Civil Engineering Studies, Structural Research Series N° 534, 265 p. University of Illinois, Urbana, April 1987.
9. MAGGI, P. *Estudio Comparativo de Diferentes Estructuraciones para un mismo edificio*. Memoria para optar al título de Ingeniería Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Casilla 110-V, Valparaíso, marzo 1990.
10. BERTERO, U., A.E. AKTAN, F.A. CIARNEY y R. SAME. *U.S. Japan Cooperative Earthquake Research Program: Earthquake Simulation Test and Associated Studies of a 1/15<sup>th</sup> Scale Model of a 7 Story Buildings*. Report N° UCB/EERC-84/05, June 1984.
11. SARAGONI, R., M. FRESARD, P. GONZÁLEZ. *Análisis de los Acelerogramas del terremoto del 3 de marzo de 1985*, 2<sup>a</sup> Parte, Publicación SES I 4/1985(199), Universidad de Chile, Santiago 1985.
12. POWELL, G.H. *Drain-2D User's Guide*, Report N° EERC 73/22. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1973.

13. TAKEDA, T., M.A. SOZEN, N.N. NIELSEN. *Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes*, Journal of the Structural División, Proceeding of the American Society of Civil Engineers, Vol. 96, N° ST12, pp. 2557-2573, December 1970.
14. ARAYA, R., R. SARAGONI. *Capacidad de los Movimientos Sísmicos de Producir Daño Estructural*. Publicación SES I 7/80 (156), Sección Ingeniería Estructural, Depto. de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, agosto 1980.
15. ARAYA, R. y R. SARAGONI. *Earthquake Accelerogram Destructiveness Potencial Factor*, 8<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, USA, 1984.
16. WALLACE, J., J. MOEHLE. *The 1985 Chile Earthquake: An Evaluation of Structural Requirements for Bearing Wall Buildings*, Earthquake Research Center, Report N° UCB/EERC-89/05, University of California at Berkeley, July 1989.
17. American Concrete Institute Committee 318, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-83*, Box 19150, Redford Station, Detroit, Michigan, 1983.
18. Lecciones del Sismo del 3 de marzo de 1985. Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón, pp. 26-29, Chile, 1989.
19. CRUZAT, G. *Respuesta Sísmica de Estructuras y Terremotos de Diseño*, Memoria de Título, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile 1988.
20. SARAGONI, R., I. CALCAGNI. *Estimación del Espectro de Diseño Sísmico para las Condiciones Epicentrales del Terremoto de Valparaíso, Chile 1985*. 5<sup>as</sup> Jornadas de Achisina, Vol. 2, pp. 833-842. Santiago de Chile, agosto 1989-1.
21. RIDELL, R., P. HIDALGO, E. CRUZ. *Factor de Reducción de Respuesta para el Diseño de Estructuras Rígidas*, 5<sup>as</sup> Jornadas de Achisina, Vol. 2, pp. 843-852, Santiago de Chile, agosto 1989, pp. 843-852.
22. PARK, R. y T. PAULAY. *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, 1975.
23. WOOD, S.L. *Minimum Tensile Reinforcement Requirements in Walls*. Structural Journal, American Concrete Institute, August 1989-2.
24. SARAGONI, R., A. HOLMBERG y A. SÁEZ. *Potencial Destructivo y Destructividad del Terremoto de Chile de 1985*, 5<sup>as</sup> Jornadas de Achisina, Vol. 1, pp. 369-378, Santiago de Chile, agosto 1989-2.
25. DÍAZ, H. y R. SARAGONI. *Velocidad del Daño Sísmico*, 5<sup>as</sup> Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Vol. 1, pp. 415-426, Santiago de Chile, agosto de 1989.
26. PAULAY, T. *The Design of Ductile Reinforced Concrete Structural Walls for Earthquake Resistance*, Earthquake Spectra, Vol. 2, N° 4, pp. 783-824. October, 1986.
27. DOWRICK, D.I. *Earthquake Resistant Design, a Manual for Engineers and Architects*, John Wiley & Sons, 1977.
28. MELI, R. *Diseño Sismorresistente*, Ed. Limusa, 1985.
29. ARNOLD, C. y R. REITHERMAN. *Building Configuration and Seismic Desing*, John Wiley & Sons, New York, N.Y., 1982.
30. KRAWINKLER, H. *Improvements to Present Seismic Codes Design*, Conferencia ofrecida en la UTFSM, junio 1990.