

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA

01161
/
2ej

**EVALUACION DE LA CAPACIDAD DESTRUCTIVA
DE TERREMOTOS**

JUAN CARLOS ARISTIZABAL CORREA

TESIS

PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE
POSGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)

DIRECTOR DE TESIS: MARIO RODRIGUEZ RODRIGUEZ

CIUDAD UNIVERSITARIA, OCTUBRE DE 1995

FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

INDICE

INDICE	i
LISTA DE TABLAS	iv
LISTA DE FIGURAS	v
NOMENCLATURA	viii
1 INTRODUCCION	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivos y alcances	2
2 TERREMOTOS Y REGISTROS UTILIZADOS	4
2.1 Terremotos y registros de aceleración utilizados	4
2.2 Daños observados en los diferentes terremotos	5
2.2.1 México, Septiembre 19 de 1985	5
2.2.2 México, Abril 25 de 1989	7
2.2.3 Chile, Marzo 3 de 1985	7
2.2.4 California, Mayo 18 de 1940	9
2.2.5 Loma Prieta, Octubre 17 de 1989	9
2.2.6 Northridge, Enero 17 de 1994	10
2.2.7 Japón, Julio 12 de 1978	11
2.2.8 Japón, Enero 17 de 1995	12
2.2.9 San Salvador, Octubre 10 de 1986	13
2.2.10 Rumania, Marzo 4 de 1977	13
2.2.11 Perú, Octubre 3 de 1974	15

3	DIFERENTES CRITERIOS PARA LA EVALUACION DE LA CAPACIDAD DESTRUCTIVA DE TERREMOTOS	28
3.1	Intensidad de Mercalli Modificada (IMM)	28
3.2	Aceleración Máxima del Terreno (A_{max})	29
3.3	Intensidad de Housner (S_I)	30
3.4	Intensidad de Arias (I_A)	31
3.5	Potencial Destructivo (P_D)	33
4	METODO DE ANALISIS EN EL DESARROLLO DEL PARAMETRO I_D	38
4.1	Evaluación de la energía y del comportamiento inelástico	38
4.2	Análisis de resultados de los espectros de energía histerética y espectros inelásticos de resistencia	43
4.3	Evaluación de desplazamientos en estructuras	44
4.4	Evaluación del parámetro D_m	50
4.5	Desarrollo del Parámetro I_D	54
5	EVALUACION DE LA CAPACIDAD DESTRUCTIVA DE TERREMOTOS UTILIZANDO EL PARAMETRO I_D	86
5.1	Resultados de la evaluación del parámetro I_D en los diferentes terremotos	86
5.2	Importancia del sistema estructural en la reducción del daño sísmico	92
5.3	Análisis comparativo del parámetro I_D con los diferentes parámetros analizados: P_D , I_A , S_I y A_{max}	94
6	CONCLUSIONES	108
7	REFERENCIAS	111

APENDICE A	ANALISIS SISMICO DE UN SISTEMA DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD EMPLEANDO UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD	116
APENDICE B	RELACION ENTRE ECUACIONES DE ENERGIA DE UNA ESTRUCTURA DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD Y LA DE UNA ESTRUCTURA DE UN GRADO DE LIBERTAD (Rodríguez, 1992)	121
APENDICE C	ESCALA DE MERCALLI MODIFICADA (IMM) (Sauter, 1989)	124

LISTA DE TABLAS

- Tabla 2.1 Características de los terremotos y registros de aceleración estudiados
- Tabla 2.2 Resumen estadístico del daño en edificios en la ciudad de México durante el terremoto del 19-IX-1985 (Instituto de Ingeniería, 1985).
- Tabla 2.3 Porcentaje de colapsos y daño severo en la ciudad de México durante el terremoto del 19-IX-1985 (Instituto de Ingeniería, 1985).
- Tabla 2.4 Periodos y daños en edificios altos en Viña del Mar. Modificada de Riddell (1989)
* Medidos por Calcagni y Saragoni (Calcagni y Saragoni, 1985)
** Calculados (Riddell et al., 1989)
- Tabla 2.5 Inventario de edificios en Viña del Mar (Vázquez et al., 1993).
- Tabla 3.1 Cálculo del potencial destructivo de Araya y Saragoni, P_D .
- Tabla 3.2 Valores de P_D calculados para algunos registros
- Tabla 4.1 Momentos de inercia efectivos en elementos de CR (Paulay y Priestley, 1992)
- Tabla 4.2 Comparación de periodos calculados con la propuesta de Paulay y Priestley y la fórmula para calcular el periodo natural en marcos de CR, $T=N/10$. Modificada de Carr y Tabuchi (1993).
- Tabla 4.3 Valores de desplazamiento relativo de entrepiso máximo, DRE, propuestos por algunos reglamentos de diseño (Bertero et al., 1991; Algan, 1982; AIJ, 1994).

LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1 Registros de aceleración del terreno.
- Figura 2.2 Mapa de la zonificación de la ciudad de México después del terremoto del 19-IX-1985. Modificado de Iglesias (1989).
- Figura 2.3 Mapa de la ciudad de México, mostrando la zona donde se presentó la mayor destrucción en edificios, (Instituto de Ingeniería, 1985).
- Figura 2.4 Distribución del daño estructural según la altura (Riddell et al., 1993).
- Figura 2.5 Mapa de la región de Los Angeles mostrando las zonas afectadas por el terremoto de Northridge. Modificado de Norton et al. (1995).
- Figura 2.6 Mapa de parte de la Bahía de Osaka mostrando las zonas afectadas por el terremoto Hyogo-ken-Nanbu. Modificado de Muguruma et al. (1995).
- Figura 2.7 Mapa de las calles de la ciudad de Bucarest mostrando la ubicación de algunos edificios que llegaron al colapso. Modificado de EERI (1977).
- Figura 3.1 Evaluación de registros empleando la intensidad de Mercalli modificada, IMM.
- Figura 3.2 Evaluación de registros empleando la aceleración máxima del terreno, A_{max} .
- Figura 3.3 Evaluación de registros empleando la intensidad de Housner, S_i .
- Figura 3.4 Evaluación de registros empleando la intensidad de Arias, I_A .
- Figura 3.5 Evaluación de registros empleando el potencial destructivo de Araya y Saragoni, P_D .
- Figura 4.1 Desplazamiento espectral, S_d (cm), (para $\xi = 5\%$; $\mu = 1, 2, 4$ y 8).
- Figura 4.2 Coeficiente sísmico C_v (S_i/g), (para $\xi = 5\%$; $\mu = 1, 2, 4$ y 8).
- Figura 4.3 Energía por unidad de masa introducida por el movimiento, E/m (cm/s)², (para $\xi = 5\%$; $\mu = 1, 2, 4$ y 8). Escalas máximas empleadas para E_i : SCT: 250,000 (cm/s)²; KOB, SYL, BUC, LLO, VM, SS y MY: 100,000 (cm/s)²; registros restantes: 20,000 (cm/s)².

- Figura 4.4 Energía histerética por unidad de masa E_H/m (cm/s)², (para $\xi=5\%$; $\mu= 2, 4$ y 8). Escalas máximas empleadas para E_H : SCT: 60,000 (cm/s)²; KOB, SYL, BUC, LLO, VM, SS y MY: 40,000 (cm/s)²; registros restantes: 10,000 (cm/s)².
- Figura 4.5 Distribución de la demanda de disipación de energía para los registros de los sismos de: a) "El Centro" California (1940) y b) componente E-O del registro de la SCT de septiembre de 1985 en México. (Modelo elastoplástico), (Rodríguez y Sánchez, 1989).
- Figura 4.6 Relación E_H/E_i para los 15 registros analizados
- Figura 4.7 Esquema de desplazamientos laterales para: a) estructura a base de marcos y b) estructuras a base de muros de CR.
- Figura 4.8 Forma de vibrar de un edificio.
- Figura 4.9 Estructura equivalente de un grado de libertad.
- Figura 4.10 Relación fuerza-deformación de una estructura no lineal, con comportamiento elastoplástico, y de una estructura lineal equivalente.
- Figura 4.11 Periodos medidos en edificios chilenos en Santiago y Viña del Mar versus número de pisos. Modificada de Riddell y Vásquez (1992).
- Figura 4.12 Periodos medidos en edificios de construcción compuesta de acero y concreto reforzado en la ciudad de Sendai a) antes y b) después del terremoto de Miyagi-ken-Oki. Modificada de Algan (1982).
- Figura 4.13 Periodos medidos en edificios de concreto reforzado en la ciudad de Sendai: a) antes y b) después del terremoto de Miyagi-ken-Oki. Modificada de Algan (1982).
- Figura 4.14 Periodos medidos en edificios a) durante el terremoto de San Fernando en 1971 y b) en edificios de CR antes y después del mismo terremoto. Modificada de Algan (1982).
- Figura 4.15 Relación entre el periodo natural, T , y el número de niveles, N , en edificios ubicados en terreno blando de la ciudad de México (Rodríguez, 1992).
- Figura 4.16 Relación entre el periodo natural, T , y el número de niveles, N , en edificios en la ciudad de México para: a) marcos en suelo firme; b) marcos en suelo blando; c) sistema dual en suelo firme; d) sistema dual en suelo blando. Modificada de Muriá y González (1993).
- Figura 4.17 Desplazamiento relativo global máximo, D_m , (para $\xi= 5\%$; $\mu= 1, 2, 4$ y 8).

- Figura 4.18 Cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso considerando: a) piso suave, b) forma de vibrar lineal. D_{rms} = desplazamiento relativo correspondiente a la formación de piso suave. Modificada de Uang y Bertero (1988).
- Figura 4.19 Desplazamiento relativo que afecta los elementos no estructurales, considerando: a) desplazamiento con distorsión y b) desplazamiento sin distorsión. Modificada de Moehle (1992).
- Figura 4.20 Deformación tangencial relativa. Parámetro relacionado con la deformación y el daño en sistemas a base de muros de estructurales de CR. Modificada de Algan (1982).
- Figura 4.21 Energía histerética normalizada, N_c . Parámetro empleado en la evaluación del parámetro I_D .
- Figura 5.1 Espectros del parámetro I_D (para $\xi = 5\%$; μ de 2, 4 y 8) considerando el sistema estructural más empleado en la zona afectada. Escalas máximas empleadas para I_D . SCT: 10; KOB, SYL, BUC, LLO, VM, SS y MY: 4; registros restantes: 1.
- Figura 5.2 Comparación del parámetro I_D en diferentes registros para a) $\mu=2$ y b) $\mu=4$.
- Figura 5.3 Registros organizados según el parámetro I_D considerando el sistema estructural más empleado en la zona afectada para: a) $\mu=2$, b) $\mu=4$ y c) los valores máximos de los casos anteriores.
- Figura 5.4 Registros organizados según el parámetro I_D normalizado considerando un mismo sistema estructural.
- Figura 5.5 Espectros del parámetro I_D para sistemas de marcos y sistemas de muros estructurales, considerando un valor de μ igual a 2.
- Figura 5.6 Espectros del parámetro I_D para sistemas de marcos y sistemas de muros estructurales, considerando un valor de μ igual a 4.
- Figura 5.7 Resultado de ordenar los registros estudiados de acuerdo a I_D y comparación empleando P_D , S_1 , I_A y A_{max} .
- Figura 5.8 Comparación de parámetro I_D con los parámetros: a) I_D vs P_D , b) I_D vs S_1 , c) I_D vs I_A y c) I_D vs A_{max} .

NOMENCLATURA

- A_{max} : aceleración máxima del terreno.
BUC : clave para el registro Bucharest.
CEN : clave para el registro el Centro.
CR : concreto reforzado.
 C_v : coeficiente sísmico, (S_a/g).
DRE : desplazamiento relativo de entrepiso con relación a la altura del piso.
 D_{rm} : desplazamiento relativo global máximo
 D_{rms} : desplazamiento relativo global máximo asociado a la formación de piso suave.
 D_{ry} : desplazamiento relativo global asociado a la fluencia de la estructura.
 E_D : energía disipada por amortiguamiento.
 E_H : energía histerética.
 E_H^* : energía histerética por unidad de masa disipada por la estructura de 1GDL equivalente.
 E_H/E_i : relación entre la energía histerética y la energía introducida por el sismo.
 E_i : energía por unidad de masa introducida por el sismo.
 E_K : energía cinética.
 E_S : energía de deformación elástica.
 E_{λ}^* : energía máxima por unidad de masa de la estructura de 1GDL elástica equivalente.
 g : aceleración de la gravedad.
 h : altura constante de entrepiso.
 H : altura de la estructura.
 I_A : intensidad de Arias.
 I_D : índice de daño propuesto por Rodríguez.
IMM : intensidad de Mercalli modificada.
KOB : clave para el registro JMA en Kobe.
 L^* : factor de excitación asociado a la forma de vibrar constante.
LM : clave para el registro las Gardenias en Lima.
LLO : clave para el registro Llolleo en Chile.
 m : masa
 M^* : masa equivalente
MY : clave para el registro Tohoku en la ciudad de Sendai durante el terremoto de Miyagi-ken-Oki
 N : número de niveles de la estructura.
NCC : número de cruces por cero.
 N_c : energía normalizada.
OK : clave para el registro de Oakland Harbor.
 P_D : potencial destructivo de Araya y Saragoni.
RM : clave para el registro de la colonia Roma en la ciudad de México.
 $r(t)$: función de fuerza restauradora por unidad de masa del sistema de 1GDL.

- $R'(t)$: función de fuerza restauradora por unidad de masa de la estructura de 1GDL equivalente.
 SCT : clave para el registro de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
 S_d : desplazamiento espectral.
 S_I : intensidad espectral de Housner.
 SM : clave para el registro de Santa Mónica.
 SS : clave para el registro CIG en San Salvador.
 S_v : velocidad seudoespectral.
 SYL : clave para el registro Sylmar.
 T : periodo fundamental de vibración.
 t_d : duración del registro.
 UN : clave para el registro la Unión.
 $u(t)$: desplazamiento relativo a la base del sistema de 1GDL.
 $\ddot{u}_g(t)$: aceleración del terreno.
 u_y : desplazamiento de fluencia del sistema de 1GDL.
 VGDL : varios grados de libertad.
 VI : clave para el registro Viveros.
 VM : clave para el registro Viña del Mar.
 α : parámetro que depende de la frecuencia y de la altura de la estructura.
 $\delta(t)$: desplazamiento de la azotea relativo a la base de la estructura de VGDL.
 δ_d : desplazamiento no lineal de la estructura de VGDL asociado un comportamiento aceptable durante un terremoto intenso.
 δ_m : desplazamiento máximo de la azotea de la estructura de VGDL durante un terremoto.
 δ_y : desplazamiento de la azotea de la estructura de VGDL asociado a la fluencia.
 ξ : razón de amortiguamiento crítico.
 $\{\phi\}$: forma de vibrar constante.
 λ : parámetro que depende de la rigidez del sistema estructural.
 γ : parámetro que relaciona la respuesta de un sistema de 1GDL con la respuesta de la estructura de VGDL.
 μ : factor de ductilidad global de desplazamiento.
 μ_m : factor de ductilidad global de desplazamiento máximo de la estructura.
 ν_o : número de cruces por cero por segundo.
 ω : frecuencia angular no amortiguada.
 ω^* : frecuencia angular del sistema de la estructura de 1GDL equivalente.

1 INTRODUCCION

1.1 Antecedentes

En sismos recientes se ha observado la gran destrucción que éstos causan en los centros urbanos provocando daños cuantiosos en las obras civiles, principalmente en edificios. Esto muestra la deficiencia que aún persiste en las metodologías de análisis y diseño de estructuras ante terremotos. Un paso importante en el desarrollo de una mejor metodología es la selección de sismos de diseño. Para lograr este objetivo, se debe cuantificar de manera racional el potencial destructivo de los diferentes movimientos esperados teniendo en cuenta las características de la excitación y de la estructura. En la literatura se encuentran varios parámetros para este fin; sin embargo, muchos de ellos no son congruentes con los daños observados.

Algunas medidas de la capacidad de producir daño tales como la Intensidad de Mercalli Modificada son de carácter subjetivo y están muy influenciadas por la calidad, tipo y densidad de construcción. También se encuentran medidas instrumentales, como la aceleración máxima registrada en el terreno por un acelerógrafo, parámetro que no ha mostrado buena correlación con los daños observados. Otras, de carácter analítico, como la propuesta por Arias (1970), o la de Arias modificada por Araya y Saragoni (1984), consideran sólo las características del registro sísmico. Otras emplean, además, alguna propiedad de la estructura, por ejemplo, la intensidad espectral de Housner (1956) emplea las ordenadas espectrales elásticas de la pseudovelocidad. Algunos investigadores (Housner, 1956; Arias, 1970; Zahrah y Hall, 1984; Bertero y Uang, 1988), han sugerido que una medida más racional de la capacidad de daño se logra al considerar enfoques energéticos y relacionar específicamente la energía disipada por deformaciones inelásticas con la capacidad de producir daño de un terremoto.

En este trabajo se describe un parámetro desarrollado por Rodríguez (1994), I_D , para medir la capacidad destructiva de terremotos, el cual considera características de la excitación y de la

estructura. El parámetro se basa en criterios energéticos y de desplazamientos.

Para analizar la capacidad destructiva de un registro con el parámetro I_D se evalúa la energía histerética disipada por un sistema de un grado de libertad. Para este análisis se utiliza un modelo de un grado de libertad equivalente para representar la respuesta global de edificios regulares de varios niveles sometidos a una excitación sísmica. Para esto se supone un perfil constante de deformación y una coordenada generalizada correspondiente al desplazamiento máximo en la azotea. El parámetro I_D emplea una energía histerética adimensional y un valor de desplazamiento relativo global admisible, correspondiente al desplazamiento de la azotea dividido por la altura del edificio asociado a un nivel de daño. En la evaluación de dicho parámetro se considerarán diferentes tipos de estructuras como son: a base de marcos, a base de muros y a base de marcos y muros combinados (sistema dual), dependiendo de cual es el sistema estructural más empleado en la zona afectada.

1.2 Objetivos y Alcances

El principal objetivo de este trabajo es la evaluación del potencial destructivo de terremotos utilizando el parámetro I_D propuesto por Rodríguez y comparar los resultados con los daños observados en los terremotos estudiados. También se evalúa el potencial destructivo utilizando otros parámetros de medida propuestos en la literatura tales como: Intensidad de Mercalli Modificada, IMM; Aceleración Máxima del Terreno, A_{max} ; Intensidad de Arias, I_A ; Intensidad de Housner, S_I y Potencial Destructivo, P_D , y se comparan los resultados obtenidos con los daños observados y con el parámetro I_D . También se muestra que el parámetro I_D sirve como una herramienta útil para la evaluación global de comportamiento sísmico de los diferentes sistemas estructurales y de la vulnerabilidad de estos sistemas.

Para alcanzar estos objetivos, se evaluó la capacidad destructiva de 15 registros de aceleración del terreno tomados durante 11 diferentes terremotos, la mayor parte de ellos intensos. Los terremotos estudiados fueron los ocurridos en: México 1985, México 1989, Chile 1985, California 1940, Loma Prieta 1989, Northridge 1994, San Salvador 1986, Japón 1978, Japón 1995, Rumania 1977 y Perú 1974. Se evaluó la capacidad destructiva de los diferentes registros

utilizando el parámetro I_D , y los otros parámetros propuestos en la literatura (IMM , A_{max} , I_A , S_i , y P_D). En la evaluación de I_D se consideraron estructuras a base de marcos, de muros y los sistemas denominados duales, asociando a cada terremoto el sistema estructural más empleado en la zona afectada. Los registros chilenos y japoneses se evaluaron considerando las características de alta rigidez de sus edificios. Los resultados de la evaluación de la capacidad destructiva de los registros utilizando los parámetros mencionados se comparan con el daño observado en la zona afectada por el terremoto.

2 TERREMOTOS Y REGISTROS DE ACELERACION ESTUDIADOS

2.1 Terremotos y registros de aceleración estudiados

Para analizar los diversos criterios existentes en la literatura para la evaluación de la capacidad destructiva de terremotos se analizaron 15 registros de aceleración del terreno. Estos registros se obtuvieron durante 11 terremotos, la mayor parte de ellos intensos, que han afectado a una gran variedad y tipo de estructuras en diversas partes del mundo. Los registros seleccionados poseen características diferentes de duración, amplitud, tipo de suelo, distancia al epicentro y contenido de frecuencias, entre otras, lo que hace a este conjunto de registros una muestra representativa. Se estudiaron en esta investigación los siguientes terremotos: México 1985 con los registros de las estaciones la Unión, Viveros y SCT; México 1989 con el registro de la colonia Roma; Chile 1985 con los registros Llolleo y Viña del Mar; Northridge 1994 con los registros Sylmar y Santa Mónica; Loma Prieta 1989 con el registro de Oakland Harbor; California 1940 con el registro El Centro; San Salvador 1986 con el registro del Centro de Investigaciones Geotécnicas, (CIG); Miyagi-ken-Oki, Japón 1978 con el registro obtenido en el edificio de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Tohoku en la ciudad de Sendai; Hyogo-ken-Nanbu, Japón 1995 con el registro del observatorio JMA de la marina de Kobe; Rumania 1977 con el registro Bucharest; y Perú 1974 con el registro obtenido en las Gardenias en la ciudad de Lima. En la tabla 2.1 se muestran las características de los diferentes terremotos y registros estudiados. En la figura 2.1 se pueden ver los registros de aceleración del terreno utilizados.

En la cuarta columna de la tabla 2.1 se presenta una clave que identifica a cada registro: SCT (SCT), Viveros (VI), La Unión (UN), Colonia Roma (RM), Llolleo (LLO), Viña del Mar (VM), El Centro (CEN), Oakland Harbor (OK), Sylmar (SYL), Santa Mónica (SM), Miyagi (MY), Kobe (KOB), CIG (SS), Bucharest (BUC) y Las Gardenias (LM). Esta notación se seguirá empleando a lo largo del trabajo para designar al registro correspondiente.

Se debe aclarar que la duración original de los registros se redujo según el siguiente criterio: el tiempo de duración de los registros empleados en este estudio representa el tiempo para un intervalo del registro en el cual el valor de la Intensidad de Arias, I_A , es mayor o igual al 95 % del valor de I_A correspondiente al registro original. Esto se hizo con el fin de ahorrar tiempo en el proceso de cómputo y bajo la hipótesis de que la fase intensa del movimiento es la que produce las respuestas más importantes. En la tabla 2.1 aparecen las duraciones de los registros consideradas en el estudio.

2.2 Daños observados en los diferentes terremotos

La gran diferencia en los daños observados durante un evento sísmico, en las regiones que éstos afectan, indica la naturaleza local de tales eventos. Se ha observado que para un mismo terremoto el daño que éste produce varía mucho en una zona dependiendo de las condiciones locales del suelo, de la topografía, de la distancia a la fuente y del tipo de falla que produzca el movimiento. La dificultad de evaluar la capacidad destructiva de un terremoto asociando los daños observados a un registro en particular recae en el hecho de seleccionar el registro más representativo de la zona afectada. En esta investigación se cuenta con registros que se consideran característicos de cada terremoto. Sin embargo, en algunos casos los registros podrían no ser los que más se relacionan con el daño observado.

Se pretende en esta sección evaluar los movimientos que se analizaron con base en informes de daños que se encuentran en la literatura. Esta información es de carácter general y no pretende explicar en forma detallada los daños observados.

2.2.1 México, Septiembre 19 de 1985

El terremoto que afectó a México el 19 de septiembre de 1985 se originó en las costas de los estados de Michoacán y Guerrero, en el Pacífico mexicano, por la subducción de la placa de Cocos por debajo de la de Norte América. Este movimiento fue registrado por estaciones de acelerógrafos en la zona epicentral y por estaciones en la ciudad de México. A pesar de su gran magnitud, 8.1 Ms, no se presentaron muchos daños en la zona epicentral. Sin embargo, el efecto devastador de este terremoto se observó en la ciudad de México a 400 km del epicentro,

específicamente en la zona de suelo blando, figura 2.2, (Iglesias, 1989). Como consecuencia de este movimiento, en la ciudad de México 210 edificios llegaron al colapso y muchos otros fueron seriamente dañados, además se presentó un alto costo en pérdidas humanas; se habla de 10,000 muertos aproximadamente, (Rosenblueth y Meli, 1986; Esteva, 1988).

Cerca al epicentro el terremoto tuvo un efecto entre moderado a bajo, no tan perjudicial como en la ciudad de México (Rosenblueth et al., 1988). Las aceleraciones máximas registradas por las estaciones cerca al epicentro estuvieron de alrededor de 12 a 17% g (Instituto de Ingeniería, 1990; Terán y Bertero, 1992). El registro que se analizó para la zona epicentral fue el obtenido en la estación la Unión ubicada a 100 km aproximadamente del epicentro. El registro fue analizado en su componente S00E, la cual presenta una aceleración máxima de 0.17 g. El bajo nivel de daño observado en la zona concuerda con el valor de IMM asignado para la zona, V-VI (Saragoni, 1993).

Los efectos más perjudiciales de este terremoto se observaron en la ciudad de México, específicamente en la zona de suelo blando (figura 2.2). De la ciudad de México se cuenta con los registros obtenidos en la estación Viveros y en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT. El registro Viveros se obtuvo en la zona de transición del Distrito Federal, figura 2.2, en donde el nivel de daño observado fue bajo. El registro de la SCT se obtuvo en la zona de suelo blando del D.F, figura 2.2, donde se observó la mayor cantidad de daños, figura 2.3, (Instituto de Ingeniería, 1985). En general la mayor destrucción en la ciudad de México se concentró en un área de 6 kms² (Rosenblueth et al., 1988).

El registro de Viveros fue analizado en su componente N00E, la cual presenta un aceleración máxima de 0.045g. El registro de la SCT fue analizado en su componente E000, la cual presenta un valor de aceleración máxima de 0.17g. Este registro presenta características muy especiales debido a su alto contenido de frecuencias bajas, alrededor de 0.5 Hz; su larga duración de la fase intensa y el gran nivel de destrucción observado en la zona.

El terremoto causó daños severos y colapsos en un gran número de edificios en la ciudad de México. Excepto las residencias de uno o dos niveles construidas con pobres especificaciones y materiales de baja calidad, los casos de daños y colapsos se concentraron en edificios de más

de 4 niveles. En general, las edificaciones de mampostería se comportaron mejor que los sistemas a base de marcos de concreto reforzado, (CR). Las edificaciones más vulnerables estuvieron en el intervalo de 7 a 15 niveles, con un gran número de edificaciones a base de marcos de CR seriamente dañadas y colapsadas en el intervalo de 9 a 12 niveles (Rosenblueth y Meli, 1986), ver tabla 2.2 (Instituto de Ingeniería, 1985). Muchas de estas estructuras estaban construidas utilizando un sistema de piso a base de losa plana reticular, bastante flexibles (Rosenblueth y Meli, 1986; Terán y Bertero, 1992; Rodríguez y Santiago, 1993). En la tabla 2.3 se aprecian los porcentajes de colapsos y daños severos en la ciudad de México en relación con el número de niveles (Instituto de Ingeniería, 1985). Esta tabla presenta el porcentaje de estructuras colapsadas y con daños severos respecto al inventario total de estructuras en la ciudad en el mismo intervalo de niveles. El total 1.4 se refiere a que sólo el 1.4% del inventario total de estructuras en la ciudad de México presentaron colapsos o daños severos (Rosenblueth y Meli, 1986). Esta cifra, sin embargo, es engañosa ya que en el distrito Cuauhtemoc, que fue uno de los más afectados, en el intervalo de estructuras más vulnerables de 7 a 15 niveles, de un total de 2076 estructuras en ese intervalo el 21% de ellas, aproximadamente, presentaron colapsos o daños severos. Más dramático resulta si se considera sólo a las estructuras entre 9 a 12 niveles, en el mismo distrito, en donde el número de colapsos y daños severos representan el 36% de las estructuras en ese intervalo de niveles (Noreña et al., 1989).

2.2.2 México, Abril 25 de 1989

Este movimiento se originó en la costa del Pacífico mexicano por el efecto de la subducción de la placa de Cocos por debajo de la de Norte América. El sismo de magnitud moderada, 6.9 Ms, fue sentido en la ciudad de México donde fue registrado por varias estaciones acelerográficas. De este sismo se cuenta con el registro obtenido en la colonia Roma en la zona de suelo blando de la ciudad de México, figura 2.2. En la ciudad de México no se informó de daños graves, limitando los daños a aquellos del tipo no estructural a lo sumo.

2.2.3 Chile, Marzo 3 de 1985

El terremoto chileno del 3 de marzo de 1985, de magnitud 7.8 Ms, se originó en el mar a unos 20 km de la costa chilena entre las localidades de Valparaíso y Algarrobo; producto de la

subducción de la placa de Nazca por debajo de la placa continental de Sur América (Saragoni et al., 1993). Este movimiento ha sido uno de los más destructivos en la zona durante este siglo, con la excepción del terremoto de Valparaíso en 1906 (Saragoni et al., 1993). El movimiento fue registrado por más de 35 estaciones de acelerógrafos, registrando eventos con valores altos de aceleración y de larga duración. El terremoto afectó a varias ciudades, observándose algunos casos de colapsos y daños graves en Santiago, Valparaíso y Viña del Mar, entre otras poblaciones.

Los movimientos registrados en Llole y Viña del Mar corresponden a los movimientos de mayor intensidad, los que además tuvieron larga duración (Saragoni et al., 1993). Los valores más altos de aceleración se registraron en Llole: 0.85g vertical y 0.67g horizontal en su componente N10E (Flores, 1993), la que se utilizó para su análisis. El registro de Viña del Mar también registró valores altos de aceleración, observándose en su componente S20O un valor de aceleración máxima de 0.36g. El registro de Viña de Mar se analizó en esta investigación para su componente S20O.

El terremoto chileno a pesar de su gran intensidad y duración se caracterizó por su nivel de daño moderado en la zona epicentral (Saragoni, 1993). La mayoría de los daños de gravedad, en viviendas, se observaron en casas de adobe o mampostería sin refuerzo de los barrios antiguos de las ciudades. Tal es el caso de Valparaíso, San Antonio, Llole y el sector poniente de Santiago (Flores, 1993).

En la población de Viña del Mar se observó, en general, un nivel de daño moderado (Saragoni et al., 1993; Wood, 1991). En esta población había un buen número de edificios altos en el momento del terremoto. La tabla 2.5 muestra un inventario de los edificios mayores de 5 niveles en Viña del Mar realizado por Riddell, Wood y De la Llera, donde se aprecia que el mayor número de edificios estaban en el intervalo de 5 a 15 niveles (Vásquez et al., 1993). Los edificios más afectados por el terremoto en Viña del Mar se ubicaron en el intervalo de 8 a 15 niveles, tabla 2.4, figura 2.4 (Ridell et al., 1993). Los edificios mayores de 16 niveles no presentaron daños o estos fueron leves. En la figura 2.4 se aprecia la distribución del daño estructural con relación a la altura y número de niveles del edificio. Para edificios de 5 niveles hay que tener en cuenta que el 94% de estas construcciones lo constituía, en el momento del

sismo, los edificios del complejo habitacional Canal Beagle, los cuales sufrieron daños severos y colapsos atribuidos a un fenómeno de amplificación local del movimiento del terreno por las características singulares de la topografía del sitio (Riddell et al., 1993). Del total de edificios, excepto los del complejo Canal Beagle, tan sólo 6 presentaron daños estructurales importantes (Vásquez, et al., 1993); tabla 2.4. De estos edificios los daños más importantes se observaron en los edificios Hanga-Roa, Acapulco y en el Faro, el cual llegó al colapso. El edificio San José se destacó principalmente por daños severos en elementos no estructurales (Vásquez et al., 1993). El buen comportamiento de los edificios se debe, al parecer, al tipo de estructuración a base de muros de estructurales de CR empleado en Viña del Mar. Una característica importante de estas estructuras, en Viña del Mar, es que presentan una alta densidad de muros respecto al área de la planta (entre 4 y 8% de área transversal de muros en una dirección respecto al área de la planta). Este tipo de construcción, debido a su gran rigidez, ayudó a prevenir el posible daño en esta ciudad (Wallace y Moehle, 1993).

2.2.4 California, Mayo 18 de 1940

No se encontró mucha información sobre daños en edificaciones durante este terremoto, principalmente por que la zona urbana afectada era pequeña y tenía pocas edificaciones en la época que ocurrió el terremoto. El registro analizado es el denominado El Centro. Este registro fue ampliamente conocido en la literatura, antes de 1985, como un movimiento fuerte y de larga duración. Varios de los registros obtenidos a partir de 1985 lo superan en intensidad y duración, tabla 2.1. Debido a que este registro ha sido muy utilizado en la literatura, se utiliza en el presente trabajo con fines comparativos.

2.2.5 Loma Prieta, Octubre 17 de 1989

El daño ocasionado por este terremoto se extendió en un área de 8000 km² causando grandes pérdidas económicas estimadas en 8 mil millones de dólares (EERI, 1990). La pérdida más relevante durante este evento fue el colapso del viaducto Cypress Street en Oakland, a lo largo de 1.5 km del paso elevado. Se observó, en general, un buen comportamiento de las estructuras durante el evento. Sin embargo, se presentaron muchos daños no estructurales, con un alto costo de reparación, debido a deformaciones excesivas. El daño en las construcciones varió con las

condiciones locales del suelo y con la calidad del diseño y construcción.

El registro que se analizó fue el obtenido en la estación ubicada en el muelle de Oakland, componente 305° (N55O). Este registro es importante dado su cercanía con la zona del viaducto que llegó al colapso, y del puente que sobre la bahía comunica a Oakland con San Francisco, en el cual un tramo del puente llegó al colapso, debido a la falla en los conectores. Una característica importante de este movimiento fue la corta duración de su fase intensa, factor que ayudó para mitigar el posible potencial de daño (Bertero y Terán, 1993)

2.2.6 Northridge, Enero 17 de 1994

El terremoto de Northridge el 17 de enero de 1994, de magnitud 6.8 Ms, tuvo su epicentro en la comunidad de Northridge, en el valle de San Fernando, aproximadamente a 35 km del centro de Los Angeles, figura 2.5 (Norton et al., 1994). El terremoto presentó niveles de aceleración del terreno altos, mayores de 0.4 g, en varias de las estaciones que registraron el evento en el área de Los Angeles y alrededores, cerca al epicentro. Se obtuvieron registros de aceleraciones bastante fuertes cerca a la zona de ruptura, con aceleraciones máximas alrededor de 0.9g, valores que exceden los niveles de diseño en la zona. Los mayores daños se observaron dentro de un radio de 10 km alrededor del epicentro. Cerca de 4,000 construcciones, incluyendo casas, fueron seriamente dañadas y 11,300 presentaron daños de consideración como para ser desalojadas por reparación (Norton et al., 1994).

En esta investigación, se analizaron los registros obtenidos en estaciones de acelerógrafos ubicadas en Santa Mónica y Sylmar, figura 2.5. El registro de Santa Mónica se obtuvo a 24 km del epicentro, aproximadamente, en los límites de una de las zonas donde se observó mayor daño (Norton et al., 1994). Este registro se analizó para su componente E-O, la que presenta un valor de aceleración máxima del terreno de 0.88g. El registro de Sylmar se obtuvo a 15 kms del epicentro, en una zona donde no hay muchas construcciones de importancia excepto el hospital Sylmar County antiguamente llamado Olive View Medical Center. El registro se tomó en campo libre, en la zona de estacionamientos del hospital Sylmar County. Este registro se analizó en su componente N-S, la cual presenta un valor máximo de aceleración de 0.82 g (EERI, 1994). Este hospital, a pesar de la gran intensidad del movimiento del terreno, tuvo un comportamiento

satisfactorio debido a su alta rigidez y resistencia. Cerca del hospital se presentó un edificio de departamentos, construido en madera, seriamente dañado (EERI, 1994).

El daño en edificios fue severo y distribuido a lo largo de la zona afectada. Aunque el terremoto afectó una amplia gama de estructuras, los efectos se manifestaron con mayor rigor en estructuras de madera de 2 a 4 niveles, correspondientes a complejos multifamiliares y centros comerciales. Se presentaron daños en estructuras preesforzadas del tipo estacionamientos que van desde un nivel de daño bajo hasta incluso algunos colapsos. El daño a estructuras de CR fue entre moderado a severo. Las estructuras de CR anteriores a 1970 fueron las más afectadas, aunque algunas estructuras nuevas y algunas reparadas después del terremoto de San Fernando en 1971 también presentaron daños de consideración. Las estructuras de CR que basaban su resistencia lateral en muros de CR observaron un mejor comportamiento que su contraparte de marcos, a pesar de que se presentaron grietas en las vigas de acoplamiento y en las bases de los muros. Un gran número de estructuras de acero presentaron daños en las soldaduras de las conexiones, en sistemas de marcos; al igual que fallas por pandeo local y global en diagonales. Los informes de daños en las estructuras de acero han ido en aumento después del evento, (EERI, 1994; Norton et al., 1994).

2.2.7 Japón, Julio 12 de 1978

Este terremoto de magnitud 7.4 Ms afectó principalmente a la provincia de Miyagi, a la cual pertenece la ciudad de Sendai, en donde se observaron los mayores daños. El registro que se analizó fue tomado en la base del edificio de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Tohoku, en la ciudad de Sendai. Este edificio, a pesar de que sufrió agrietamientos en algunos muros, presentó un buen comportamiento estructural durante el sismo. Se presentaron serios daños y algunos colapsos en estructuras de CR, especialmente en las zonas donde la calidad del suelo era mala. La mayoría de los edificios que resultaron seriamente dañados presentaban el primer piso más flexible que los superiores, además estaban diseñados con las normas anteriores a la revisión hecha al reglamento sismoresistente en 1971. En general, las estructuras con muros estructurales de CR se comportaron mejor que las estructuras que presentaban marcos (NBS, 1980). Teniendo en cuenta la gran cantidad de estructuras en Sendai y que los edificios que presentaron daño severo y colapsos presentaban pobres especificaciones, el comportamiento de

las estructuras en esta ciudad fue satisfactorio (NBS, 1980).

2.2.8 Japón, Enero 17 de 1995

El terremoto Hyogo-Ken-Nambu que afectó a Japón el 17 de Enero de 1995, de magnitud 6.9 Ms, es considerado como el terremoto más destructivo en ese país desde el terremoto que afectó a las ciudades de Tokyo y Yokohama en 1923 (EERI, 1995). El movimiento se inició bajo el océano en la bahía de Osaka, entre la ciudad de Kobe y la isla de Awaji y la ruptura de las fallas corrió en dirección nor-este, justamente bajo la ciudad de Kobe (Kaminosono, 1995). Este terremoto causó gran destrucción afectando principalmente la zona localizada en la parte norte de la isla Awaji y en centros urbanos costeros de la prefectura de Hyogo, la cual bordea la bahía de Osaka, figura 2.6, (Muguruma et al., 1995). Estos centros urbanos incluyen a: Akashi, Ashiya, Nishinomiya, Amagasaki y Kobe, siendo esta última una de las más afectadas. Según estadísticas, en los primeros días después del desastre se informaba de 5,500 personas muertas, 30,000 heridos y más de 56,200 construcciones, incluyendo casas, seriamente dañadas (EERI, 1995; Kaminosono, 1995; Muguruma et al., 1995). Al parecer el gran nivel de destrucción de este terremoto se debe a la cercanía de la zona de ruptura con los centros urbanos afectados, aproximadamente a 10 km de Kobe, figura 2.6 (EERI, 1995).

De este terremoto se cuenta con el registro tomado en la cima de una colina, de alrededor de 20 m de altura, en el observatorio JMA de la marina de Kobe (Kaminosono, 1995). El registro fue analizado en su componente N-S, la cual presenta un valor máximo de aceleración del terreno de 0.82 g. El registro a pesar de estar tomado en la cima de una colina, (posibles efectos de amplificación), parece ser un registro característico para asociarlo al daño observado (Kaminosono, 1995).

Este terremoto afectó muchos tipos de estructuras, tales como: casas, edificios pequeños, medianos y sistemas de puentes elevados, principalmente en la ciudad de Kobe. En general, las estructuras construidas antes del reglamento sísmico para el Japón de 1981 fueron las más afectadas. Las construidas después de 1981 tuvieron un mejor comportamiento (Kaminosono, 1995; Muguruma et al., 1995). El mayor daño se observó en las residencias tradicionales japonesas construidas con marcos de madera, de paredes débiles y techos pesados, así como en

edificios pequeños de hasta 3 niveles, también de marcos de madera o acero, con el primer piso más flexible que los niveles superiores. Los edificios medianos entre 4 a 15 niveles, de marcos de CR o sistemas combinados con muros de CR, tuvieron también daños severos, así como colapsos parciales y totales. En estos edificios el colapso de primer piso más flexible que los pisos superiores, así como el colapso parcial de algún entrepiso fue un modo típico de falla; los problemas de licuación de arena también llevaron a muchos edificios al colapso. Los edificios más altos, superiores a 15 niveles, tuvieron un mejor comportamiento. Este terremoto también tuvo un impacto perjudicial en el sistema de transporte de Kobe. Prácticamente todas las columnas del viaducto Hanshin Expressway en su trayecto por Kobe se dañaron (EERI, 1995).

2.2.9 San Salvador, Octubre 10 de 1986

Este terremoto a pesar de ser de magnitud moderada, 5.4 Ms, causó serios daños en la ciudad de San Salvador dada su proximidad al epicentro (Bertero, 1992). El registro que se analizó fue tomado en la estación del Centro de Investigaciones Geotécnicas, CIG. Este registro presenta corta duración, 9 s, con un valor alto de aceleración del terreno, 0.69 g. En toda la ciudad se observó, en general, un gran nivel de daño en estructuras de CR, a base de marcos. Sin embargo, la zona más afectada fue el centro de la ciudad en donde varios edificios llegaron al colapso o fueron seriamente dañados. El daño en casas viejas construidas de bahareque con mala calidad en la construcción fue extenso: En edificios los más afectados fueron los edificios bajos entre 3 a 6 niveles. Muchos de estos edificios que llegaron al colapso tenían sistema de piso a base de losa plana reticular (Anderson, 1984).

Una causa importante de la gran cantidad de daños en San Salvador fue la mala calidad en la construcción y supervisión de las estructuras, además de problemas típicos de estructuración. En general, los edificios más rígidos a base de muros de concreto reforzado tuvieron mejor comportamiento que los edificios a base de marcos (Bertero, 1992).

2.2.10 Rumania, Marzo 4 de 1977

Este terremoto se originó en la región de Vrancea en las montañas Cárpatos. Afectó a varias poblaciones en un área de 80,000 km², en Rumania y Bulgaria, dejando como saldo 1,570

pérdidas humanas, 11,300 heridos y dejó a 35,000 familias sin hogar (NCR y EERI, 1977). El movimiento más fuerte se registró en la ciudad de Bucarest, capital de Rumania, ubicada a 170 km del epicentro y en donde se observaron la mayor cantidad de daños y colapsos en estructuras.

El registro que se analizó se obtuvo en la base de un edificio de un nivel, de CR, en el Instituto de Investigaciones para Edificios (INCERC) ubicado al Este de la ciudad, figura 2.7. El registro fue analizado en su componente N-S, la cual se caracteriza por tener un pulso con una amplitud de 0.2g, y con un periodo de 1.6 s aproximadamente, figura 2.1, (NCR y EERI, 1977). La estación que lo registró está a un poco más de 5 km de la zona donde se observaron la mayor cantidad de daños y colapsos en estructuras. A pesar de esto, el registro estudiado resulta ser de características intensas lo que permite relacionarlo con el daño observado.

La capital rumana fue seriamente afectada por este movimiento; treinta y cinco edificios llegaron al colapso y muchos otros presentaron daño estructural y no estructural de consideración. Excepto tres de los edificios que llegaron al colapso, todos fueron construidos antes del reglamento sísmico propuesto luego del terremoto que afectó la ciudad en 1940. Las edificaciones anteriores a 1940 eran en su mayoría estructuras a base de marcos de CR, de 7 a 14 niveles, con planta baja "suave" en comparación a los niveles superiores, los cuales presentaban muros de mampostería. Además, la calidad del concreto era pobre y los elementos de concreto, vigas y columnas mal detallados (NCR y EERI, 1977). Muchos de estos edificios habían sido dañados durante el terremoto de 1940 y el daño acumulado pudo haber contribuido a que fallaran. Los edificios modernos construidos después de 1940 y que cumplían las especificaciones sismoresistentes presentaron un mejor comportamiento, manifestándose a la sumo daño estructural de carácter leve a moderado. Sin embargo, el daño no estructural fue extenso en estos edificios, observándose agrietamiento de muros interiores y exteriores. De los edificios modernos dos estructuras llegaron al colapso total y una presentó un colapso parcial. Estas estructuras eran el centro de cómputo, edificio de 3 niveles de CR, y dos edificios de departamentos ubicados lejos del centro de la ciudad.

Bucarest presenta gran cantidad de edificios de departamentos construidos a base de marcos o de muros de CR que combinan elementos prefabricados. La mayor cantidad de estructuras de este tipo en el momento del terremoto eran estructuras a base de marcos de CR entre 9 y 15

niveles. Estos edificios presentaron daño no estructural y en algunos casos daño estructural. Las estructuras rígidas presentaron, en general, mejor comportamiento que las estructuras flexibles (NCR y EERI, 1977).

2.2.11 Perú, Octubre 3 de 1974

Este fue un terremoto característico de las zonas de subducción de América del Sur. Afectó a varias poblaciones entre ellas la ciudad de Lima, capital peruana. El registro que se analizó fue obtenido en suelo firme en la estación Las Gardenias. Este registro presentó un valor de aceleración del terreno máximo de 0.2g. En la zona donde se obtuvo el registro no se presentaron muchos daños. En general, el daño en Lima estuvo concentrado en edificaciones no mayores de 4 niveles y en casas con mala calidad de construcción, en zonas de suelo blando (Bariola, 1992).

Tabla 2.1 Características de los terremotos y registros de aceleración estudiados

TERREMOTO	REGISTRO	COMP.	CLAVE	TIPO DE SUELO	DIST. EPICEN. (Kms)	DURACION td (seg)	M _s	IMM	A _{max} (g)
MEXICO 19-IX-1985	SCT	E00W	SCT	BLANDO (ARCHILOGO LACUSTRE)	400	62.0	8.1	VIII-IX	0.17
	VIVEROS	N00E	VI	TRANSICION (ZONA DE TRANS. D.F.)	400	60		V-VI	0.045
	LA UNION	S00E	UN	FIRME	100	40		V-VI	0.17
MEXICO 25-IV-1989	ROMA	N22W	RM	BLANDO (ARCHILOGO LACUSTRE)	350	70	6.9	V-VI	0.036
CHILE 3-III-1985	LLOLLEO	N10E	LLO	ARENOSO	45	60	7.8	VIII	0.67
	VIÑA DEL MAR	S20W	VM	ARENOSO	84	60		VI-VII	0.36
CALIFORNIA 18-V-1940	EL CENTRO	N00W	CEN	FIRME	11	30	7.0	VII-VIII	0.35
LOMA PRIETA 17-X-1989	OAKLAND HARBOR	305° (N550)	OK	BLANDO (LADO DE LA BAHIA)	90	40	7.1	VI-VII	0.27
NORTHRIDGE 17-I-1994	SYLMAR	360° (N00S)	SYL	FIRME	15	20	6.8	VIII-IX	0.84
	SANTA MONICA	90° (E000)	SM	BLANDO	24	30		VIII-IX	0.88
MIYAGI-KEN-OKI JAPON 12-VII-1978	TOHOKU SENDAY	N00S	MY	ALUVION	100	40	7.4	VII-VIII	0.26
HYOGOKEN-NANBU JAPON 17-I-1995	KOBE JMA	N00E	KOB	DEPOSITO ALUVIAL	10	40	6.9	VIII-IX	0.84
SAN SALVADOR 10-X-1986	CIG	E00W	SS	FIRME	9	9.0	5.4	VIII-IX	0.69
RUMANIA 4-III-1977	BUCHAREST	N-S	BUC	BLANDO	170	16.2	7.1	VIII	0.20
PERU 3-X-1974	LAS GARDENIAS LIMA	T	LM	FIRME	80	60	7.3	VI-VII	0.21

Tabla 2.2 Resumen estadístico del daño en edificios en la ciudad de México durante el terremoto del 19-IX-1985 (Instituto de Ingeniería, 1985).

TIPO DE ESTRUCTURA	NIVEL DE DAÑOS	AÑO DE CONSTRUCCION			NUMERO DE PISOS				TOTAL
		(1957	57-76)1976	(5	6-10	11-15)16	
Marcos de Acero	Colapsos	7	3	0	4	3	1	2	10
	Severo	1	1	0	0	0	2	0	0
Marcos de CR	Colapsos	27	51	4	27	46	8	1	82
	Severo	16	23	6	10	28	6	1	45
Marcos de CR con sist. de piso de losa reticular	Colapsos	8	62	21	36	49	5	1	91
	Severo	4	22	18	5	26	12	1	44
Edificios de Mampostería	Colapsos	6	5	2	11	2	0	0	13
	Severo	9	13	1	22	1	0	0	23
Otros	Colapsos	4	8	2	12	2	0	0	14
	Severo	0	4	2	2	4	0	0	6
Total	Colapsos +Severo	82	192	56	129	161	34	6	330

Tabla 2.3 Porcentaje de colapsos y daño severo en la ciudad de México durante el terremoto del 19-IX-1985 (Instituto de Ingeniería, 1985).

NUMERO DE PISOS	PORCENTAJE DE CASOS DE COLAPSOS Y DAÑO SEVERO
1-2	0.9
3-5	1.3
6-8	8.4
9-12	13.6
> 12	10.5
TOTAL	1.4

Tabla 2.4 Periodos y daños en edificios altos en Viña del Mar. Modificada de Riddell (1989)

* Medidos por Calcagni y Saragoni (Calcagni y Saragoni, 1985)

** Calculados (Riddell et al., 1989)

EDIFICIO	Nº DE PISOS	PERIODOS	T=N/20	DAÑO ESTRUCTURAL	OBSERVACIONES
PLAZA DEL MAR	23	1.13-1.29 *	1.15	MUY LEVE	
TORRES DEL SOL	22	0.79-1.18 **	1.1	LEVE	
QUINTA CLAUDE	22	0.75-0.84 *	1.1	NINGUNO	4 EDIFICIOS
TORRES DE MIRAMAR	21	1.06-1.06 *	1.05	NINGUNO	2 EDIFICIOS
PORTAL ALAMOS	21	0.93-1.02 *	1.05	NINGUNO	
MARINA REAL	18	0.90-0.95 *	0.9	LEVE	
TORRES DEL PACIFICO	17	0.55-0.80 *	0.85	NINGUNO	2 EDIFICIOS
ACAPULCO	15	0.88-1.67 **	0.75	SEVERO	
HANGA-ROA	15	0.56-0.84 **	0.75	SEVERO	
TAHITI	15		0.75	SEVERO	
DON JOSE	14		0.7	SEVERO	
FESTIVAL	14	0.61-0.72 *	0.7	MODERADO	
CORAL	12		0.6	SEVERO	
EL FARO	8	0.30-0.57 **	0.4	SEVERO	

Tabla 2.5 Inventario de edificios en Viña del Mar (Vázquez et al., 1993).

NUMERO DE PISOS	NUMERO DE EDIFICIOS
5	183
6-7	78
8-9	78
10-11	39
12-15	21
16-19	5
20-23	11
TOTAL (5-23)	415

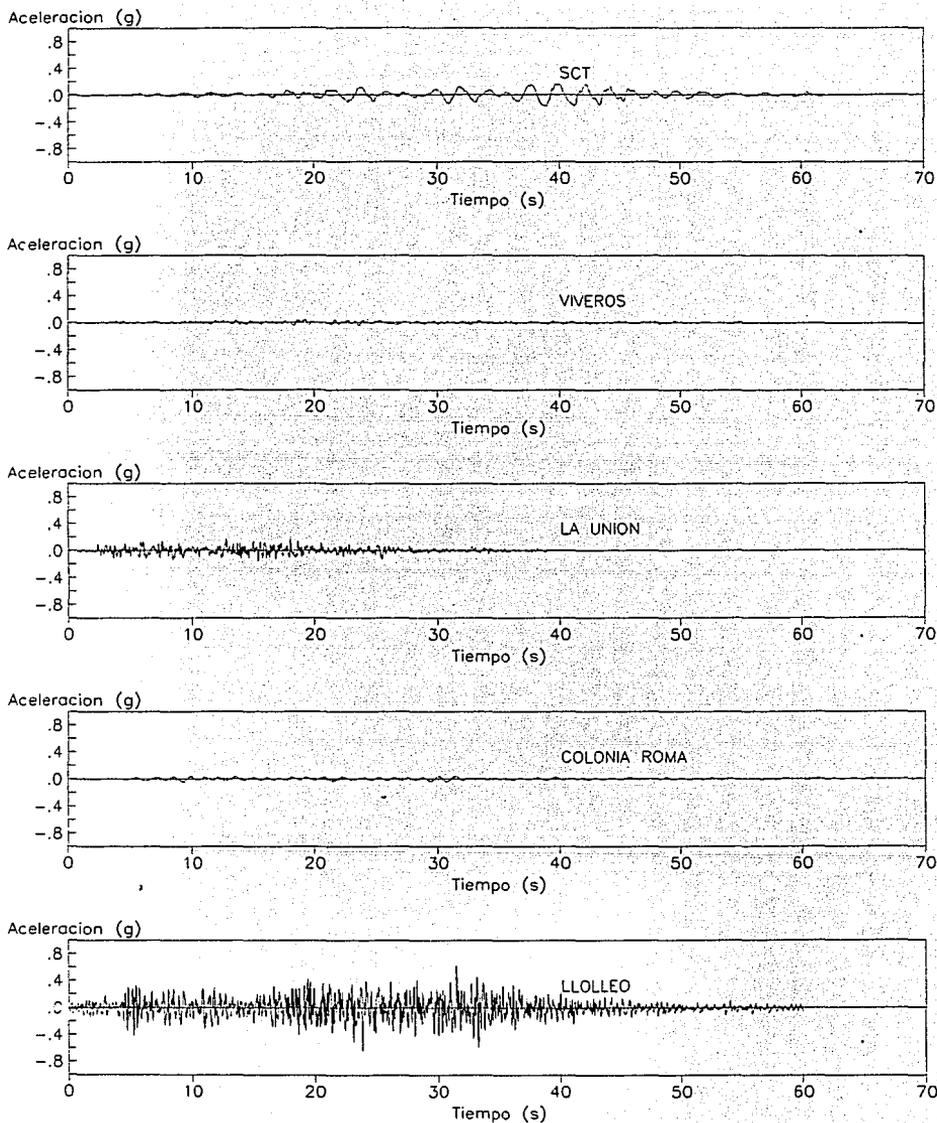


Figura 2.1 Registros de aceleración del terreno.

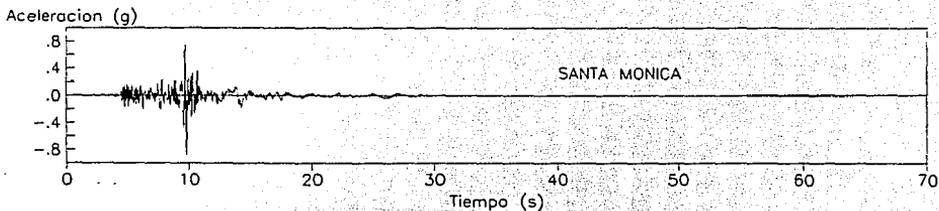
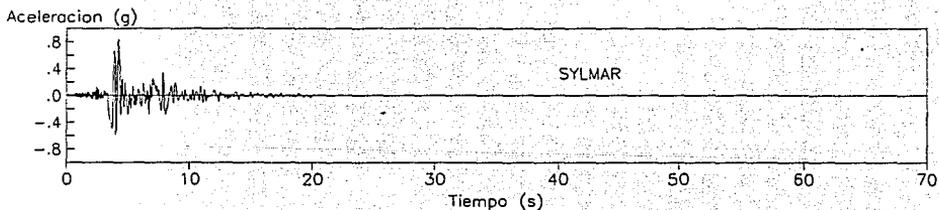
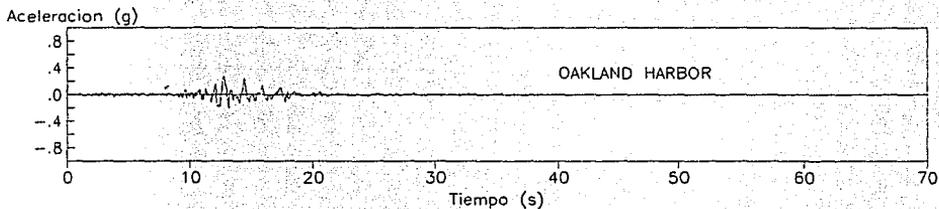
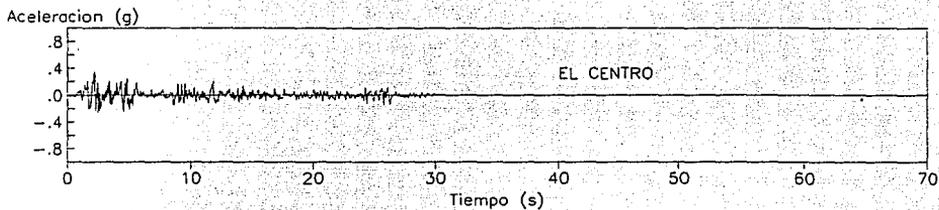
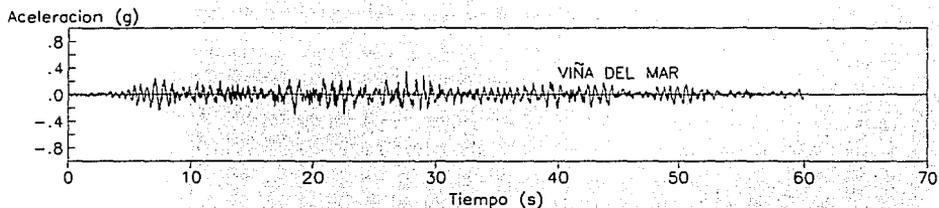


Figura 2.1 Registros de aceleración del terreno (continuación).

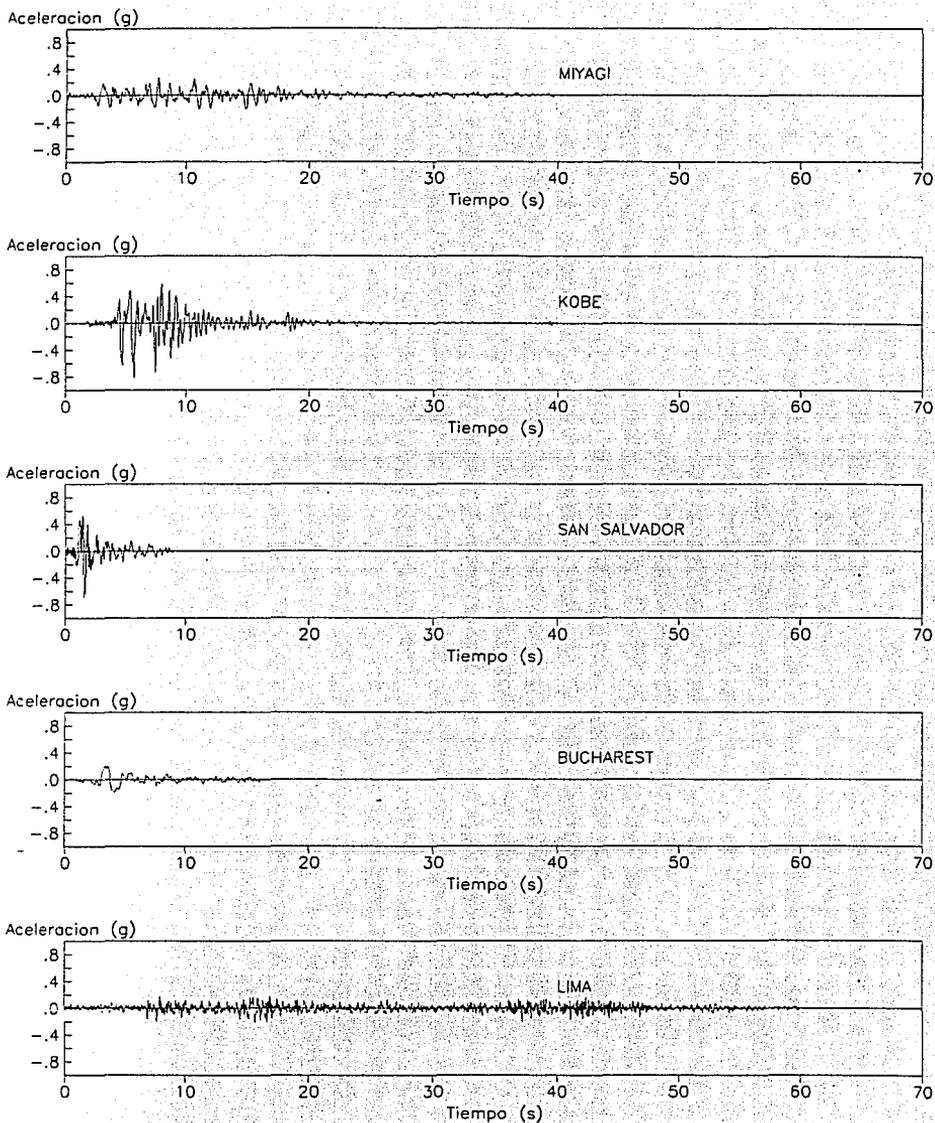


Figura 2.1 Registros de aceleración del terreno (continuación).

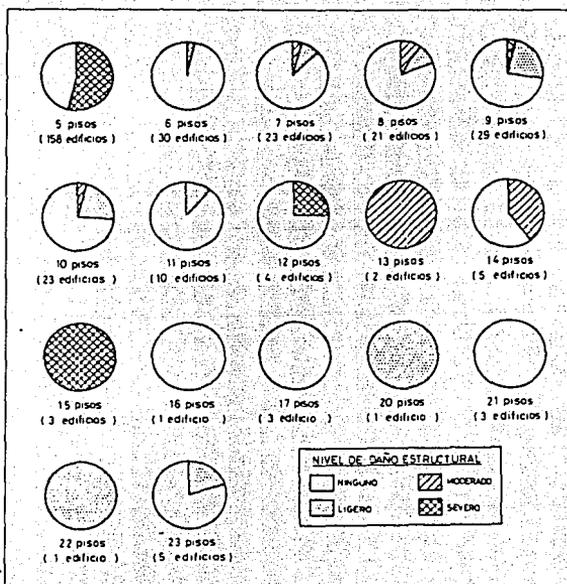


Figura 2.4 Distribución del daño estructural según la altura (Riddell et al., 1993).

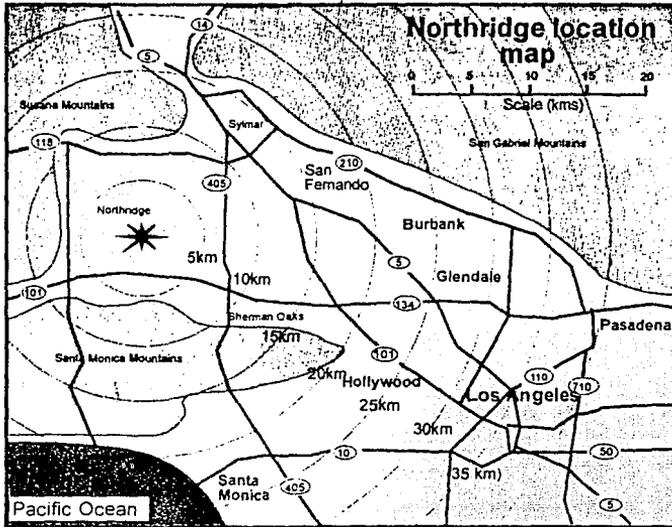


Figura 2.5 Mapa de la región de Los Angeles, mostrando las zonas afectadas por el terremoto de Northridge. Modificado de Norton et al. (1995).

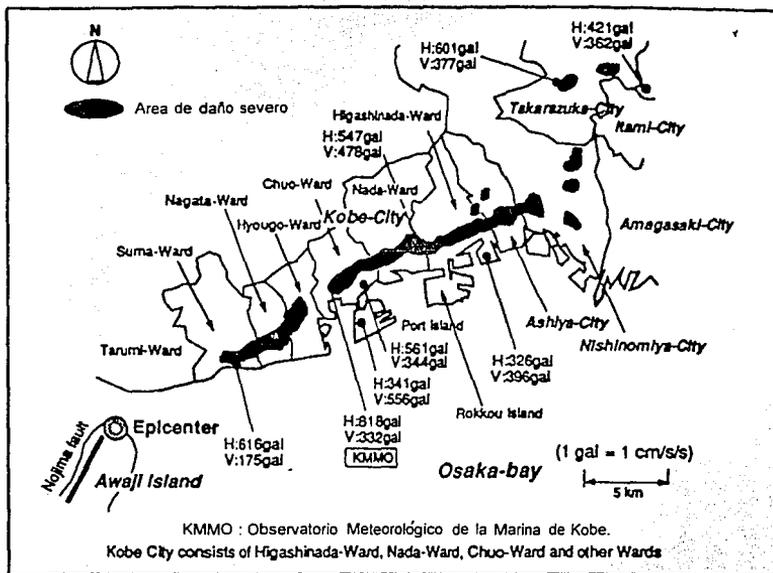


Figura 2.6 Mapa de parte de la Bahía de Osaka mostrando las zonas afectadas por el terremoto Hyogo-ken-Nanbu. Modificado de Mugaruma et al. (1995).

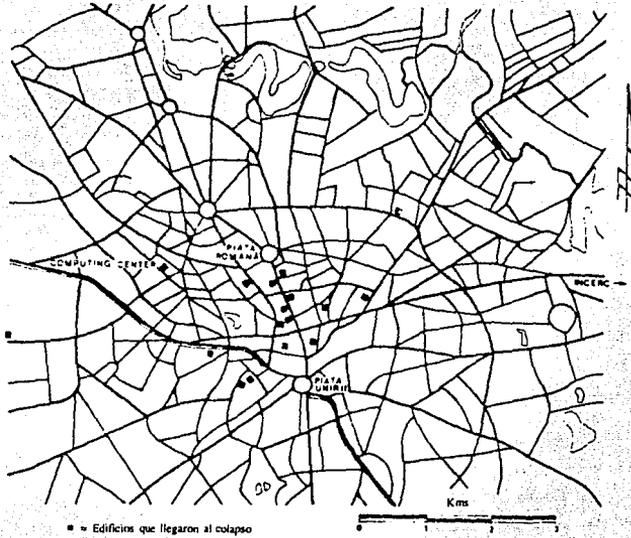


Figura 2.7 Mapa de las calles de la ciudad de Bucharest, mostrando la ubicación de algunos edificios que llegaron al colapso. Modificado de EERI (1977).

3 DIFERENTES CRITERIOS PARA LA EVALUACION DE LA CAPACIDAD DESTRUCTIVA DE TERREMOTOS

En la literatura se han propuesto varios parámetros para medir la capacidad destructiva de terremotos; sin embargo, muchos de ellos no son congruentes con los daños observados. Varios de estos parámetros fueron desarrollados para comparar la severidad de los diferentes movimientos, sin considerar los tipos de estructuración existentes en las diferentes regiones y/o países con problemas sísmicos. En la literatura se puede encontrar algunos estudios analíticos de diferentes parámetros propuestos (Uang y Bertero, 1988). Algunos de estos parámetros son comentados a continuación y se comparan con los daños observados en los diferentes terremotos estudiados.

3.1 Intensidad de Mercalli Modificada (IMM)

Esta es una forma subjetiva para medir la severidad de un movimiento. Se mide desde el grado I al XII y cada grado representa la forma de cómo fue sentido el movimiento por las personas, de sus efectos y de los daños ocasionados por el evento (Sauter, 1989). Esta medida está muy influenciada por la calidad de los diseños y de la construcción de las obras civiles.

En términos generales, para esta escala de medida los grados de I-IV se asignan por la percepción individual; los grados del VII-X, según la severidad de los daños causados a las obras civiles; en los grados superiores del XI - XII, según los efectos y cambios geológicos producidos por el evento. Para mayor claridad de esta medida se presenta en el apéndice C la escala de Intensidad de Mercalli Modificada (Sauter, 1989).

En la figura 3.1 se encuentran organizados los registros estudiados según los valores de IMM asignados para cada registro. En general, se puede apreciar tres grupos de registros. El primer grupo conformado por los registros obtenidos en las estaciones SCT, KOB, SYL, BUC, SS, SM y LLO con valores de IMM superiores a VIII y que corresponden a registros asociados a un

gran nivel de daño estructural y colapsos. El segundo grupo conformado por los registros obtenidos en OK, CEN, MY y VM, con valores de IMM entre VI-VIII, corresponden a registros asociados a daño no estructural y en algunos casos daño estructural y colapsos. El tercer grupo el cual lo conforman los registros obtenidos en las estaciones UN, RM, LM y VI, con valores de IMM menor o igual a VI, corresponden a movimientos en los que no se observaron daños de consideración. Esta clasificación permite cuantificar en forma global el daño asociado a cada registro; sin embargo, hay que anotar que esta medida está influenciada por la calidad y densidad de construcción. Construcciones pobres en calidad y diseño pueden estar seriamente afectadas durante un terremoto incrementando la estimación de este parámetro.

3.2 Aceleración máxima del terreno (A_{max})

La aceleración máxima registrada en el terreno ha sido ampliamente utilizada para evaluar la capacidad destructiva de un terremoto, ya que las fuerzas inerciales dependen directamente de la aceleración (Uang y Bertero, 1988). Los valores máximos de este parámetro están asociados con impulsos cortos de alta frecuencia, y son altamente influenciados por las condiciones locales del suelo y de la topografía (Uang y Bertero, 1988). Aunque en algunos casos valores altos de este parámetro están asociados con daños severos, este parámetro muestra poca correlación con los daños observados en los movimientos estudiados.

En la figura 3.2 se encuentran organizados los registros estudiados según este parámetro. Se observa como los registros obtenidos en SM, SYL, KOB, SS y LLO de acuerdo a este parámetro resultarían ser los más destructivos; con valores del aceleración de terreno superiores alrededor de 0.6g. Estos valores altos de aceleración registrados pueden estar asociados con los daños observados durante algunos de los movimientos; sin embargo, se presentan algunas incongruencias. Los registros SCT y BUC con valores de aceleración menores que los anteriores, 0.17 y 0.20 g, respectivamente, y que están asociados a un nivel de daño considerable, especialmente en el caso del registro de la SCT, presentan capacidades de daño que no son congruentes con este parámetro. Por otro lado registros con aceleraciones del terreno considerables, superiores a 0.25g, como por ejemplo los registros de LLO, VM, CEN y OK, no están asociados a un nivel de daño tan severo. Estos resultados muestran que el daño en estructuras durante terremoto no es un problema exclusivo de las fuerzas inducidas por la

aceleración, si no más bien, un problema que involucra tanto características de la excitación como de la estructura.

3.3 Intensidad de Housner (S_I)

La severidad de la vibración experimentada por un oscilador simple puede ser determinada por el espectro de respuesta de pseudovelocidades, $S_v(T, \xi)$, correspondiente a un periodo T y a un valor de amortiguamiento crítico ξ . Una medida de la severidad del movimiento considerando su efecto en estructuras elásticas está dada por la intensidad espectral de Housner, S_I , (Housner, 1956; Wiegel, 1970) definida de la siguiente forma

$$S_I = \int_{0.1}^{2.5} S_v(T, \xi) dT \quad (3.1)$$

Este parámetro es un buen indicador del potencial destructivo si se emplea para comparar movimientos de aproximadamente igual duración y contenido de frecuencias (Wiegel, 1970).

En los registros estudiados en esta investigación se calculó la Intensidad de Housner para un valor de ξ igual a 5%. La Intensidad de Housner, como se puede apreciar en la figura 3.3, muestra para algunos registros una buena correlación con los daños observados ordenándolos en forma satisfactoria. Los seis primeros registros SYL, KOB, SCT, BUC, SS y LLO, representan los registros más destructivos, lo que concuerda, en general, con los daños observados; además, los registros con bajo nivel de destrucción, UN, RM, LM, VI, están al final de la figura. Sin embargo, los registros de SYL y KOB están sobre el registro obtenido en la SCT, el cual fue bastante destructivo.

Un aspecto importante que se observa al emplear la intensidad de Housner es la diferencia en capacidad destructiva que se obtiene para registros de un mismo terremoto, pero obtenidos en diferentes estaciones. Este es el caso de los terremotos de Northridge, México 1985 y Chile. Los registros de SYL y SM, con valores de aceleración del terreno máximos similares presentan, de acuerdo a S_I , una diferencia apreciable de capacidad destructiva. Los registros de la SCT, VI, UN también presentan una gran diferencia en S_I , siendo el registro de la SCT el de mayor potencial destructivo de los tres, lo que concuerda con el daño observado.

Estos resultados muestran que el parámetro S_i presenta resultados satisfactorio para registros de aproximadamente igual duración y contenido de frecuencias. Además, el criterio de integrar el espectro de pseudovelocidades, abarcando una población amplia de estructuras, parece ser adecuado para proponer parámetros de medida de la capacidad destructiva de terremotos.

3.4 Intensidad de Arias (I_A)

Una forma de medir la capacidad destructiva de terremotos la constituye la intensidad de Arias (Arias, 1970). El objetivo de esta escala es obtener una medida simple de la intensidad sísmica basada en la capacidad de daño de un sismo, independientemente de si existen o no estructuras en la zona y sin importar el tipo o calidad de las construcciones que puedan existir (Sarria, 1990).

Arias encontró que la intensidad en una dirección dada, evaluada en un punto, varía en función del cuadrado de la aceleración de acuerdo con:

$$I_{xx}(\xi) = \frac{f(\xi)}{g} \int_0^{t_d} \ddot{u}_g^2(t) dt \quad (3.2)$$

En donde

I_{xx} = intensidad en un punto a lo largo del eje x

$$f(\xi) = \cos^{-1} \left[\frac{1}{\sqrt{1-\xi^2}} \right]$$

$\ddot{u}_g(t)$ = aceleración del suelo según la dirección x , en el instante t .

t_d = duración total del acelerograma.

Para los valores de amortiguamiento que se utilizan en los problemas prácticos, ξ varía entre 0.02 y 0.20, $f(\xi)$ varía a su vez entre 1.57 y 1.4, valores que pueden transformarse a $\pi/2$, (Arias, 1970).

Dentro del intervalo de valores prácticos de amortiguamiento, ξ , para un determinado registro, I_{xx} prácticamente no varía con ξ ; Arias selecciona entonces $\xi = 0$ para evaluar la intensidad

(Arias, 1970). Con esto se obtiene

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_d} \ddot{u}_g^2(t) dt \quad (3.3)$$

El parámetro I_A representa la suma de la energía total almacenada en una población de osciladores lineales, no amortiguados, distribuidos en relación a su frecuencia, hasta el final del movimiento. Aunque este parámetro es una medida de la energía introducida por un terremoto en un sistema elástico, éste tiende a sobrestimar la intensidad para un terremoto con larga duración, con valores de aceleración altos y con amplio contenido de frecuencias (Uang y Bertero, 1988).

En esta investigación se evaluó el parámetro I_A para los diferentes registros, figura 3.4, con la ec. 3.3; considerando para t_d un valor igual al correspondiente para obtener un valor de I_A igual o mayor al 95 % del valor de I_A asociado al registro original. En la figura 3.4 se ordenan los registros estudiados según este parámetro. Se puede apreciar que algunos registros parecen estar bien organizados en relación al nivel de daño observado, especialmente registros de duración y contenido de frecuencias parecido. Este es el caso de los registros de KOB, SYL, SM y SS. Otros grupos los constituyen los registros de LLO, VM, y LM y los registros de SCT, BUC y RM. Sin embargo, como se mencionó anteriormente, para registros de larga duración, con valores altos de aceleración y amplio contenido de frecuencias, como LLO, VM y LM, sus intensidades tienden a estar sobrestimadas. Los registros de LLO y VM aunque están asociados a un nivel de daño menor que los de SCT, KOB y SYL, figura 3.4, presentan, de manera incorrecta, un valor de I_A mayor. El registro de LM, el cual está asociado a un bajo nivel de destrucción, se encuentra ubicado sobre los registros de CEN, OK y BUC, los cuales fueron más destructivos. Lo anterior muestra que aunque el parámetro involucra características de la excitación, como son duración y registro de aceleraciones, éste en algunos casos lleva a resultados incorrectos en la evaluación de la capacidad destructiva de terremotos. Se sugiere entonces que este parámetro sea usado en registros de características similares de duración y contenido de frecuencias.

3.5 Potencial Destructivo (P_D)

Araya y Saragoni (1984) definen el potencial destructivo de un sismo como

$$P_D = \frac{\pi \int_0^{t_d} \ddot{u}_g^2(t) dt}{2g \nu_o^2} = \frac{I_A}{\nu_o^2} \quad (3.4)$$

Para comparar registros distintos desde el punto de vista de su potencial destructivo hay que tener en cuenta la influencia de la aceleración máxima, la duración de la fase intensa del movimiento y contenido de frecuencias (Araya y Saragoni, 1984). Los primeros dos factores se tienen en cuenta con I_A , y el último por la intensidad de cruces por cero, ν_o . En estudios realizados por Uang y Bertero (1988), este parámetro mostró una buena correlación con los daños observados, por lo que estos investigadores sugieren que este parámetro es adecuado para medir la capacidad destructiva de terremotos.

En la tabla 3.1 se muestran los valores calculados de P_D y en la figura 3.5 se ilustra como quedan ordenados los registros con estos resultados. Se observa que el parámetro P_D ordena en forma aceptable los registros estudiados, agrupando registros bastante destructivos como SCT y KOB en los primeros lugares y dejando los registros menos destructivos como VI, LM y UN, en los últimos lugares. Sin embargo, al utilizar este parámetro se observan algunas discrepancias entre el nivel de la capacidad destructiva, figura 3.5 y el daño observado. De acuerdo a los daños observados en los terremotos estudiados los registros obtenidos en SYL y SM, al igual que el de BUC, están asociados a un nivel de daño mayor que el correspondiente a los registros de LLO y VM; sin embargo, estos últimos presentan un potencial de daño, según P_D , más alto (figura 3.5). El registro de RM, el cual no presenta un nivel de daños de importancia, se encuentra por encima de OK, SM y CEN, figura 3.5, los cuales fueron más destructivos, lo que no concuerda tampoco con el nivel de daño observado. Además se aprecia en la figura 3.5 la gran diferencia entre el valor de P_D calculado para el registro de la SCT y los demás registros, incluso con registros bastante destructivos como los de KOB, SYL y LLO. Esto permite suponer que el parámetro P_D tiende a sobrestimar registros de larga duración con contenido de frecuencias bajas.

Un aspecto que es de interés comentar y que sugiere un aspecto desfavorable del parámetro P_D es la diferencia de este parámetro que se presenta para algunos registros cuando el cálculo se efectúa considerando el registro con la duración original o el registro con la duración reducida. Esta variación se debe principalmente a la variación en el cálculo del número de cruces (NCC), influenciando el número de cruces por cero por segundo, ν_0 . En la tabla 3.2 se observa valores de P_D calculados para algunos registros en donde se puede apreciar este efecto. En la tabla se observa cómo para los registros de SYL y SM el calcular el P_D con el tiempo del registro con la duración reducida resulta en un valor menor de este parámetro. Para los registros de VM y KOB este efecto no es significativo.

Tabla 3.1 Cálculo del potencial destructivo de Araya y Saragoni, P_D .

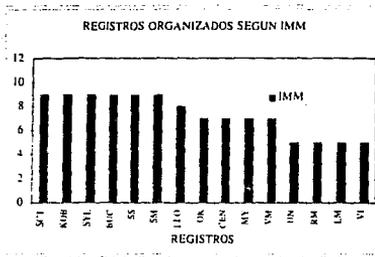
REGISTRO	Td (s)	IA (m/s)	NCC	v_o (NCC/s)	PD (m.s)
SCT	62	2.33	74	1.2	1.61
KOB	40	8.35	260	6.5	0.20
LLO	60	15.15	538	8.97	0.19
MY	40	2.22	155	3.87	0.15
VM	60	5.49	412	6.87	0.11
SS	9	2.48	48	5.3	0.09
SYL	20	4.98	152	7.6	0.09
BUC	16.2	0.82	54	3.34	0.07
RM	70	0.16	107	1.52	0.07
OK	40	1	181	4.52	0.05
SM	30	2.83	233	7.76	0.05
CEN	30	1.79	231	7.7	0.03
VI	60	0.11	145	2.42	0.02
LM	60	2.04	724	12.07	0.01
UN	40	1	379	9.475	0.01

Tabla 3.2 Valores de P_D calculados para algunos registros

REGISTRO	Td (s)	IA (m/s)	NCC	v_o (NCC/s)	PD* (m.s)	PD** (m.s)
SYL	59.98	5.01	391	6.52	0.12	0.09
SM	59.98	2.9	353	5.88	0.08	0.05
VM	112.64	5.7	795	7.06	0.11	0.11
KOB	149.98	8.36	887	5.91	0.24	0.20

* registro original

** registro modificado



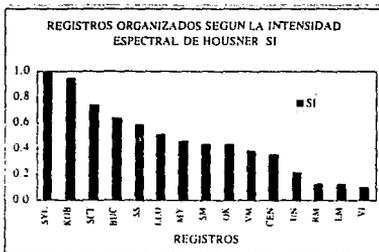
REGISTROS	IMM
SCT	VIII-IX
KOB	VIII-IX
SYL	VIII-IX
BUC	VIII-IX
SS	VIII-IX
SM	VIII-IX
LLO	VIII
OK	VI-VII
CEN	VI-VII
MY	VI-VII
VM	VI-VII
UN	V-VII
RM	< VI
LM	< VI
VI	< VI

Figura 3.1 Evaluación de registros empleando la intensidad de Mercalli modificada, IMM.



REGISTROS	Amax (g)	Am /Amax
SM	0.88	1.00
SYL	0.84	0.95
KOB	0.84	0.95
SS	0.69	0.78
LLO	0.67	0.76
VM	0.36	0.41
CEN	0.35	0.40
OK	0.27	0.31
MY	0.26	0.30
LM	0.21	0.24
BUC	0.20	0.23
SCT	0.17	0.19
UN	0.05	0.05
VI	0.04	0.04
RM	0.02	0.02

Figura 3.2 Evaluación de registros empleando la aceleración máxima del terreno, A_{max} .



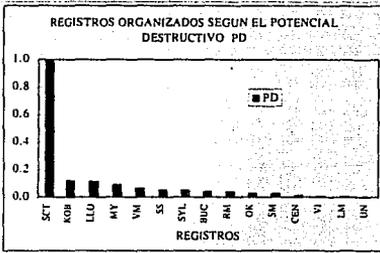
REGISTROS	SI (g.seg ²)	SI/SImax
SYL	0.39	1.00
KOB	0.37	0.95
SCT	0.29	0.74
BUC	0.25	0.64
SS	0.23	0.59
LLO	0.20	0.51
MY	0.18	0.46
SM	0.17	0.44
OK	0.17	0.44
VM	0.15	0.38
CEN	0.14	0.36
UN	0.09	0.22
RM	0.05	0.13
LM	0.05	0.13
VI	0.04	0.10

Figura 3.3 Evaluación de registros empleando la intensidad de Housner, S_i .



REGISTROS	IA (m/s)	IA / IA _{max}
LLO	15.15	1.00
KOB	8.35	0.55
VM	5.70	0.38
SYL	4.98	0.33
SM	2.83	0.19
SS	2.48	0.16
SCT	2.33	0.15
MY	2.22	0.15
LM	2.04	0.13
CEN	1.79	0.12
OK	1.00	0.07
UN	1.00	0.07
BUC	0.81	0.05
RM	0.16	0.01
VI	0.11	0.01

Figura 3.4 Evaluación de registros empleando la intensidad de Arias, I_A .



REGISTROS	PD (m/s)	PD/PD _{max}
SCT	1.61	1.00
KOB	0.20	0.12
LLO	0.19	0.12
MY	0.15	0.09
VM	0.11	0.07
SS	0.09	0.05
SYL	0.09	0.05
BUC	0.07	0.04
RM	0.07	0.04
OK	0.05	0.03
SM	0.05	0.03
CEN	0.03	0.02
VI	0.02	0.01
LM	0.01	0.01
UN	0.01	0.01

Figura 3.5 Evaluación de registros empleando el potencial destructivo de Araya y Saragoni, P_D .

4 METODO DE ANALISIS EN EL DESARROLLO DEL PARAMETRO I_p

4.1 Evaluación de la energía y del comportamiento inelástico

El potencial destructivo de un sismo se manifiesta por la cantidad de daños que éste produce en los diferentes tipos de estructuras. Por esto, para una estimación aceptable del potencial destructivo de un terremoto es importante considerar tanto las características de la excitación (como son: la intensidad, duración y contenido de frecuencias), así como las características dinámicas de la estructura. Además, el daño involucra respuestas inelásticas por lo que es necesario considerar comportamiento no lineal en las estructuras para estimar adecuadamente la capacidad de daño de un terremoto. Un método prometedor en la solución de este problema es considerar enfoques energéticos. Un enfoque de este tipo ha sido propuesto anteriormente por Housner (1956), el cual se ha retomado por varios investigadores. Por ejemplo, se ha sugerido que la energía suministrada por un sismo es un buen indicador de su potencial destructivo (Zahrah y Hall, 1984; Uang y Bertero, 1988).

La cantidad de energía impartida a las estructuras durante un terremoto está relacionada con el potencial de daño del movimiento. La energía transmitida a la estructura se transforma en diferentes tipos de energía: energía cinética, energía disipada por amortiguamiento, energía de deformación elástica y energía disipada en ciclos histeréticos de deformación inelástica. Este último tipo de energía es de importancia relevante ya que es la que está directamente relacionada con el daño que una estructura puede presentar durante un terremoto (Uang y Bertero 1988; Rodríguez, 1992).

Para la evaluación de la respuesta inelástica y energética, en esta investigación, se utilizó un modelo de un grado de libertad con comportamiento no lineal del tipo elastoplástico. La respuesta asociada a cada registro analizado se calculó utilizando un programa de cómputo desarrollado por Rodríguez y Sánchez (1989). El programa utiliza para la solución inelástica la

integración paso a paso, con variación lineal de la aceleración, según el método β de Newmark. Un criterio básico en el análisis no lineal llevado a cabo por el programa mencionado es considerar que la estructura debe tener una resistencia de fluencia tal que el factor de ductilidad de desplazamientos, μ , sea igual al seleccionado para el caso en estudio.

Como resultado del programa empleado se obtiene la historia de los desplazamientos, velocidades, aceleraciones y resistencias de la estructura. A partir de estas respuestas se obtienen las distribuciones en el tiempo de la energía suministrada por el movimiento (E_I), así como las demandas de disipación de energía histerética (E_H), de amortiguamiento (E_D), cinética (E_K), y la de deformación elástica (E_S). Además, con el programa mencionado es posible obtener los valores máximos antes mencionados, para la elaboración de los diferentes espectros.

Con la información anterior se elaboraron espectros de respuesta de desplazamiento S_d , de coeficiente sísmico, C_s , de energía por unidad de masa introducida por el movimiento E_i y de energía histerética por unidad de masa E_H ; figuras 4.1, 4.2, 4.3 y 4.4, respectivamente. Estos espectros se evaluaron para un valor de razón de amortiguamiento crítico, ξ , de 5 %; y para valores de ductilidad de desplazamiento, μ , de 1, 2, 4 y 8. El periodo varió desde 0.1 a 1 s, cada 0.1 s, y de 1 a 3 s cada, 0.25 s. Las respuestas así obtenidas utilizando este modelo sencillo de 1GDL, son luego relacionadas con sistemas regulares de varios grados de libertad, VGDL, bajo condiciones que se mencionarán más adelante.

Para la evaluación de los diferentes tipos de energía, antes mencionados, utilizando el sistema de 1GDL, se sigue el siguiente procedimiento (Zahrah y Hall, 1984; Uang y Bertero, 1990). Partiendo de la ecuación de movimiento de un sistema de 1GDL, por unidad de masa, sometido a excitación en los apoyos, se tiene

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega\dot{u}(t) + \frac{r(t)}{m} = -\ddot{u}_g(t) \quad (4.1)$$

donde $u(t)$ es el desplazamiento relativo de la masa m con respecto al suelo, ω es la frecuencia angular no amortiguada, ξ es la razón de amortiguamiento crítico, $\ddot{u}_g(t)$ es la aceleración del terreno y $r(t)$ es la función de fuerza restauradora del sistema de 1GDL.

Integrando la ec. 4.1 con respecto al desplazamiento $u(t)$ como describen Zahrah y Hall (1984), se tiene

$$\int \ddot{u}(t) du + 2\xi\omega \int \dot{u}(t) du + \int \frac{r(t)}{m} du = - \int \ddot{u}_g(t) du \quad (4.2)$$

pero

$$du = \dot{u}(t) dt \quad (4.3)$$

reemplazando la ec. 4.3 en la 4.2 se tiene

$$\int_0^t \dot{u}(t) \dot{u}(t) dt + 2\xi\omega \int_0^t [\dot{u}(t)]^2 dt + \int_0^t \frac{r(t)}{m} \dot{u}(t) dt = - \int_0^t \ddot{u}_g(t) \dot{u}(t) dt \quad (4.4)$$

De la expresión anterior se puede definir

$$E_I = - \int_0^t \ddot{u}_g(t) \dot{u}(t) dt \quad (4.5)$$

$$E_K = \int_0^t \dot{u}(t) \dot{u}(t) dt \quad (4.6)$$

$$E_D = 2\xi\omega \int_0^t [\dot{u}(t)]^2 dt \quad (4.7)$$

$$E_H + E_S = \int_0^t \frac{r(t)}{m} \dot{u}(t) dt \quad (4.8)$$

Estos términos representan la energía suministrada por el movimiento, E_I ; la energía cinética, E_K ; la energía disipada por amortiguamiento, E_D ; la energía histerética, E_H y la energía de deformación elástica, E_S , todas por unidad de masa. Esto lleva a la ecuación de balance de energía siguiente:

$$E_i = E_K + E_D + E_S + E_H \quad (4.9)$$

Si se analizan los diferentes términos de la ec. 4.9 para un sistema que inicialmente se encuentra en reposo y se evalúa la integral en el momento en que el sistema, al final del movimiento, vuelve a su estado de reposo, se llega a la siguiente expresión.

$$E_i = E_D + E_H \quad (4.10)$$

Los términos primero y tercero de la ec. 4.9 que corresponden a la energía cinética y a la energía de deformación elástica tienden a cero al final del movimiento (figura 4.5), (Rodríguez y Sánchez, 1989).

En la figura 4.3 se presentan los espectros de energía por unidad de masa introducida por el movimiento, E_i , para los 15 registros estudiados. La gráfica presenta una escala para el registro SCT con un valor máximo de 250,000 (cm/s)²; otra para los registros KOB, SYL, BUC, LLO, VM, SS y MY con un valor máximo de 100,000 (cm/s)²; los registros restantes presentan un valor máximo de 20,000 (cm/s)². El registro con mayor cantidad de E_i suministrada corresponde al registro de la SCT con valores máximos, correspondientes al comportamiento elástico, cercanos a 250,000 (cm/s)². Los registros de KOB y VM presentan valores máximos de E_i , también para comportamiento elástico, alrededor de los 100,000 (cm/s)². Los registros de SYL, LLO, MY presentan valores máximos de E_i entre 20,000 y 40,000 (cm/s)². Los demás registros presenta valores de E_i menores a 20,000 (cm/s)². Se observa como este parámetro presenta una relación aceptable con los daños observados en los diferentes terremotos. Sin embargo, los registros de VM, LLO y MY, con valores considerables de E_i , no están relacionados con daños tan severos.

El registro de la SCT presenta los máximos valores del parámetro E_i para un valor de ductilidad de desplazamiento μ de 1, caso elástico, para un intervalo de periodos entre 1.5 a 3.0 s. El valor de E_i es bastante sensible al valor de μ para este registro. Se observa en la figura 4.3 que cuando se considera comportamiento inelástico se reduce la respuesta elástica considerablemente en un rango de periodo mayores de 1.5 s, siendo más notorio este efecto para un periodo de 2 s. En el intervalo de periodos menores a 1.5 s los valores de E_i se incrementaron al aumentar el valor de μ .

Los registros de KOB, VM y SYL representan también registros intensos desde el punto de vista de E_1 . El registro de KOB presenta las demandas máximas de E_1 en un intervalo de periodos entre 0.5 y 1.5 s, con una demanda máxima asociada a un periodo de 0.7 s para un valor de μ igual a 1. En este registro se presenta una reducción de la respuesta de E_1 al considerar comportamiento dúctil, para periodos superiores a 0.6 s; sin embargo, esta reducción no es tan apreciable como en el caso del registro de la SCT. El aumento de los valores de E_1 para periodos menores de 0.6 s, aunque se presenta, es despreciable. El registro de VM presenta un intervalo corto de periodos en los cuales se presentan los valores máximos de E_1 , entre 0.5 a 1.0 s, con un valor máximo correspondiente a un periodo de 0.7 s, para el caso elástico. En este intervalo de periodos la reducción de la respuesta al considerar comportamiento inelástico es apreciable; sin embargo, para valores de periodos mayores o menores que los límites del intervalo mencionado la reducción o la amplificación de la respuesta, respectivamente, es despreciable y tiende a parecerse a la elástica. Para el caso de SYL se presentan valores similares de E_1 en el intervalo de periodos menores de 1.3s, aproximadamente, para los valores de ductilidad considerados; sin embargo, para periodos mayores que este valor la reducción de la respuesta de E_1 al considerar comportamiento inelástico es apreciable. Se ve con esto que la variación de la E_1 depende del valor de ductilidad de desplazamiento y del periodo según el registro en estudio.

En la figura 4.4, en la que se grafican los espectros de E_H por unidad de masa, se observa la misma tendencia observada en los espectros de E_1 , explicados anteriormente. Esto sugiere una relación entre E_H y E_1 . La relación E_H/E_1 se muestra en la figura 4.6. Se aprecia que aunque esta relación depende del periodo y del valor de ductilidad, existen algunas características en esta relación que merecen ser comentadas. La relación E_H/E_1 es menor para μ de 2 que para μ de 4. Esto indica que al aumentar la ductilidad se disipa mayor cantidad de energía, respecto a la suministrada por el movimiento. En todos los registros estudiados la relación E_H/E_1 presenta mayor variación para periodos cortos menores a 1.0 s, aproximadamente. En general, se observa que la disipación de E_H respecto a E_1 está en un intervalo entre el 40 y 80 %. Esta cantidad parece no depender de la intensidad del movimiento. Los registros que presentaron la mayor relación de E_H/E_1 fueron los registros de SCT y BUC con un valor de esta relación alrededor del 70 %. La mayoría de los registros presentaron una relación de E_H/E_1 entre el 50 al 60 %. Los registros de LLO, VM y LM presentaron la relación de E_H/E_1 más baja, alrededor

del 40 %.

La energía histerética es la porción de la energía introducida por el movimiento que se disipa por comportamiento inelástico de la estructura y está directamente relacionada con el daño. Resulta entonces más realista considerar los espectros de E_H si se quiere relacionar la respuesta con el daño de la estructura. Esta porción de la E_I es la que se toma en cuenta en el índice de daño propuesto por Rodríguez (1994).

4.2 Análisis de resultados de los espectros de energía histerética y espectros inelásticos de resistencia

El enfoque tradicional en los procedimientos de diseño sísmico se basa en conceptos de ductilidad y resistencia dejando a un lado otros parámetros de respuesta como el de energía histerética, que puede ser muy importante para entender el comportamiento sísmico de estructuras. Los espectros de resistencia representados por el coeficiente sísmico de diseño, C_y , aunque son importantes desde el punto de vista del diseño, no reflejan la severidad del comportamiento inelástico de las estructuras. Los espectros para E_H representan mejor la severidad del comportamiento inelástico y el posible daño esperado.

Al comparar los espectros de resistencia, C_y , y de energía histerética, E_H , figuras 4.2 y 4.4, se pueden apreciar algunas diferencias entre estos dos tipos de respuesta. En los espectros de resistencia al aumentar los valores de ductilidad, μ , las ordenadas de C_y se reducen respecto a la respuesta elástica en todo el intervalo de periodos estudiados. En el registro SCT, figura 4.2, por ejemplo, se aprecia que para valores de μ igual a 2 la reducción de la respuesta respecto a la elástica es del orden seis para periodos entre 1.5 a 2.5 s, aproximadamente. En general, se observa que el considerar comportamiento dúctil reduce la respuesta significativamente, sin embargo, la diferencia de la reducción de la respuesta para ductilidades mayores que dos, en este caso μ de 4 y 8, respecto a la respuesta considerando μ igual a 2 no es tan significativa, figura 4.2.

En los espectros de energía histerética la reducción de la respuesta respecto a la elástica al aumentar la ductilidad se presenta sólo para cierto rango de periodos, dependiendo del registro

analizado. Para el registro de la SCT, figura 4.4, por ejemplo, el incremento de la ductilidad reduce la respuesta de E_H para periodos mayores a 1.5 s, aproximadamente. Sin embargo, para periodos menores que 1.5 s el incremento de ductilidad conduce a respuestas mayores. Este comportamiento se aprecia en todos los registros analizados, figura 4.4. Para el registro de Lolloe, como caso particular, el incremento de ductilidad condujo a respuestas mayores prácticamente en todo el intervalo de periodos estudiados, siendo más notorio en el intervalo de periodos entre 0.1 a 0.8 s, aproximadamente, figura 4.4.

Si se relaciona la severidad del movimiento respecto a las demandas de resistencia, el registro obtenido en Santa Mónica parece ser el más severo, seguido por SYL, KOB, LLO y SS; dejando al registro de la SCT en el séptimo lugar, figura 4.2. El registro obtenido en la SCT está asociado con daños severos y gran cantidad de colapsos de edificios en la ciudad de México (capítulo 2), característica que no concuerda con el parámetro anterior. Sin embargo, si se relaciona la severidad del movimiento respecto a las demandas de energía histerética el registro de la SCT resulta ser el más severo, seguido de KOB, VM y LLO. Este parámetro de respuesta parece estar más relacionado con la severidad y la capacidad de destructiva de un movimiento. Sin embargo, en algunos casos este parámetro no se relaciona adecuadamente con los daños observados. Este es el caso del registro obtenido en Viña del Mar en el cual a pesar de sus altos niveles de demanda de energía histerética el daño observado fue moderado. Esto se puede explicar, en parte, si se observa el espectro de E_H para este registro, figura 4.4, en el que se presenta una banda estrecha de periodos, entre 0.4 a 1.0 s, en los cuales se concentra el comportamiento histerético. Por otro lado, el comportamiento de edificaciones en Viña del Mar sugiere que la demanda de energía histerética durante un terremoto no es un parámetro suficiente para definir la capacidad destructiva de este terremoto lo que además sugiere la importancia del tipo de sistema estructural en las demandas sísmicas en estructuras. Esta característica también se presentó en los registros de LLO y MY.

4.3. Evaluación de desplazamientos en estructuras

Los desplazamientos que una estructura experimenta durante un movimiento sísmico están estrechamente relacionados con los daños estructurales y no estructurales que pueda presentar la estructura. Los desplazamientos en términos de deformaciones relativas de entrepiso (DRE),

también conocidos como distorsión angular, nos indican en forma más clara la distribución de daños en el edificio. Los DRE se definen como la diferencia entre desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos dividida por la altura del entrepiso. El índice de daño propuesto por Rodríguez (1994), I_D , toma en cuenta el desplazamiento relativo global, el cual corresponde a la deformación lateral del último nivel dividida por la altura total de la estructura, en la evaluación del daño y los relaciona con los DRE suponiendo, en forma simplista, un perfil de deformación lineal.

Aunque el desplazamiento relativo global no nos proporciona información de la distribución de daño en la estructura, éste lleva a una buena aproximación de la respuesta global y puede servir de herramienta para la evaluación rápida y sencilla del nivel de daño estructural. Para un perfil constante de deformación, el desplazamiento del último nivel corresponde a la sumatoria de los desplazamientos relativos de los diferentes niveles. Sin embargo, la distribución de estos desplazamientos relativos no es constante en la altura del edificio y tiende a concentrarse en ciertos niveles, dependiendo de como se deforme lateralmente el sistema estructural, figura 4.7.

En un procedimiento de evaluación del comportamiento sísmico de estructuras, que considere a los desplazamientos como parámetro fundamental, debe ser posible la estimación de éstos cuando la estructura se somete a un movimiento fuerte del terreno. Resulta atractivo poder emplear enfoques sencillos y con niveles de precisión aceptables para analizar no sólo una estructura específica, sino también un grupo amplio de edificaciones que tengan un tipo de estructuración común. Este tipo de enfoque ha sido anteriormente utilizado en la literatura (Clough y Penzien 1975; Uang y Bertero, 1988; Qi y Moehle, 1991) y es el que se presenta en el, Apéndice A. El método consiste en el empleo de un sistema de un grado de libertad equivalente para analizar la respuesta sísmica global de edificios de varios niveles, con características regulares.

En la figura 4.8 se muestra una forma de vibrar en el intervalo no lineal de un marco de varios niveles, con altura de entrepiso, h , y altura total H . El desplazamiento de la azotea relativo a la base es δ . El parámetro δ_m corresponde al desplazamiento máximo de la azotea durante el terremoto, figura 4.9. El método de análisis se basa en la hipótesis de que la forma de vibrar

es constante y se selecciona a δ como el parámetro que describe la respuesta de la estructura de varios niveles. Esta estructura se analiza empleando una estructura de un grado de libertad equivalente, la que se muestra en la figura 4.9. La masa de esta estructura es M^* y tiene una frecuencia circular de vibración igual a ω^* . La figura 4.10 ilustra para el caso elastoplástico la relación fuerza-deformación de la estructura no lineal equivalente que se muestra en la figura 4.9.

Sea $u(t)$ el desplazamiento lateral respecto a la base de una estructura de un grado de libertad de masa m , cuando ésta se somete a un movimiento sísmico. Se puede demostrar (Clough y Penzien, 1975), Apéndice A, que $\delta(t)$ se relaciona con $u(t)$ mediante

$$\delta(t) = \gamma u(t) \quad (4.11)$$

el parámetro γ se define como (Apéndice A)

$$\gamma = \frac{L^*}{M^*} \quad (4.12)$$

Como se comentara más adelante una aproximación para los valores de γ en edificios de más de cinco niveles a base de marcos y de muros estructurales es 1.5; este valor, sin embargo, puede ser un poco excesivo en el caso de marcos.

Se define D_{ry} como

$$D_{ry} = \frac{\delta_y}{H} \quad (4.13)$$

El parámetro δ_y es el desplazamiento de la azotea asociado a la deformación de fluencia en la estructura. Si u_y es el desplazamiento de fluencia de la estructura de un grado de libertad de masa m , con base en la ec. 4.11 se puede escribir

$$\delta_y = \gamma u_y \quad (4.14)$$

Se define el desplazamiento relativo global máximo, D_{rm} , como

$$D_{rm} = \mu_m D_{ry} \quad (4.15)$$

en donde μ_m es la ductilidad global máxima de desplazamiento de la estructura de varios niveles.

Combinando las ecs. 4.13, 4.14 y 4.15 se obtiene

$$D_{rm} = \mu_m \frac{\gamma}{H} u_y \quad (4.16)$$

Interesa que la ec. 4.16 se pueda escribir de manera diferente, expresando el parametro H en función de otros parámetros, para ser evaluada en una población amplia de estructuras. Esto se puede conseguir con otra forma de la ec. 4.16, la que a continuación se desarrolla (Rodríguez, 1994).

Sea α el parámetro que se define como

$$\alpha = \omega \cdot H \quad (4.17)$$

α tiene unidades de velocidad. A partir de las ecs. 4.16 y 4.17 se obtiene

$$D_{rm} = \mu_m \frac{\gamma}{\alpha} \omega \cdot u_y \quad (4.18)$$

Con esta ecuación es posible analizar una población amplia de sistemas estructurales. La principal dificultad en este cálculo, como lo comenta Bertero et al. (1991), radica en la estimación del periodo fundamental de vibración traslacional del sistema estructural que se quiere evaluar. La variabilidad de la evaluación del periodo radica en la buena estimación de la rigidez lateral equivalente. El periodo de la estructura depende de la rigidez de la estructura y se puede relacionar con la altura del edificio y con el número de niveles, como se comenta más adelante. A continuación se analizan los parámetros γ y α empleados en la ec 4.18 para estimar D_{rm} .

Análisis de γ

Como se mencionó anteriormente, y se describe en detalle en el Apéndice A, el parámetro γ relaciona la respuesta de un sistema de IGDL con sistemas regulares de VGDL asociados a un

perfil constante de deformación y bajo condiciones elásticas. En marcos con distribución uniforme de masas y rigidez, con forma de vibrar del tipo lineal, se puede demostrar que γ vale 1.36 para estructuras de cinco niveles y 1.46 para las de veinte niveles (Clough y Penzien, 1975). Estos valores se obtienen al utilizar la siguiente fórmula, la que resulta de considerar una forma del tipo lineal.

$$\gamma = \frac{3N}{(2N+1)} \quad (4.19)$$

donde N representa el número de niveles.

En edificios regulares a base de marcos de CR diseñados con resistencias de las columnas mayores que las de vigas como lo sugieren reglamentos sísmicos de construcción típicos, Qi y Moehle (1991) sugieren para γ valores que varían entre 1.15 y 1.25 para estructuras de cinco y diez niveles, respectivamente, considerando comportamiento no lineal. Para edificios regulares a base de muros de CR como se estila en la practica chilena Riddell y Vásquez (1992), sugieren para γ el valor de 1.6. Este valor se obtuvo suponiendo un comportamiento elástico y un perfil de deformación de viga en voladizo. Algunos investigadores (Wallace y Moehle, 1992) sugieren utilizar el valor de 1.5 para analizar estos sistemas.

Análisis de α

En un edificio regular de N niveles, con altura de entrepiso constante, h, se tiene

$$H = N h \quad (4.20)$$

También en la literatura es usual encontrar que la relación entre N y el periodo fundamental de un edificio, T^* , se puede expresar como

$$T^* = \frac{N}{\lambda} \quad (4.21)$$

El parámetro λ depende de la rigidez del tipo de sistema estructural. Más adelante se comentan algunos valores típicos que en la literatura se sugieren para λ .

Combinando las ecs. 4.17, 4.20 y 4.21 y considerando la definición $\omega^* = 2\pi/T^*$ se obtiene

$$\alpha = 2 \pi \lambda h \quad (4.22)$$

La ec. 4.22 sugiere que las posibles variaciones de α radican principalmente en la variabilidad de λ .

En edificios a base de muros de concreto reforzado, como los que se emplean en la práctica chilena, se sugiere para λ valores entre 15 y 20 (Riddell y Vásquez, 1992; Wallace y Moehle, 1992), tabla 2.4. En la figura 4.11 se muestran los resultados de mediciones de vibración ambiental en edificios en Santiago y Viña del Mar realizadas por Midorikawa (Riddell, 1989), después del terremoto de 1985, donde se aprecia que el valor de λ igual a 20 resulta en una buena aproximación para representar los edificios chilenos a base de muros estructurales. En mediciones hechas en edificios en la ciudad de Sendai, antes y después del terremoto de Miyagi-Ken-Oki, figura 4.12 y 4.13, se aprecia que el valor de λ se acerca a los valores entre 15 y 20 (Algan, 1982). Basados en requisitos de diseño sísmico establecidos por reglamentos de diseño sísmico del Japón se sugiere utilizar para T el valor de 0.02 H (Aoyama, 1981), con el fin de estimar el periodo fundamental traslacional en edificios japoneses. Este criterio da lugar a un valor de $T = N/\lambda$ para considerar el número de niveles donde λ se puede aproximar a 16. Teniendo en cuenta lo anterior en las figuras 4.12 y 4.13 se trazaron las líneas: $T = N/16$ y $T = N/11$, para aproximar los periodos antes y después de terremoto, respectivamente. Estas aproximaciones presentan una correlación aceptable con las mediciones en estructuras de CR en la ciudad de Sendai, figura 4.13; sin embargo, para estructuras de construcción combinada de acero y concreto reforzado la correlación es pobre, sugiriendo que estas estructuras son más rígidas, figura 4.12. En edificios construidos en California a base de marcos de CR es práctica común considerar para λ el valor de 10. En la figura 4.14, se muestran resultados de mediciones hechas en edificios en California, antes y después del terremoto de San Fernando de 1971, donde se aprecia que el valor de 10 para λ resulta en una aproximación aceptable. Wallace y Moehle (1992) proponen este valor en sistemas de marcos de CR y sistemas de muros y marcos combinados, conocidos como duales, para representar los edificios californianos. En general, en edificios a base de marcos de CR construidos sobre base rígida el considerar un valor de λ igual a 10, para evaluar el periodo fundamental del edificio, lleva a valores aceptables.

En edificios típicos de la zona de suelo blando de la ciudad de México que tuvieron algún tipo de daño en el terremoto de Septiembre de 1985, puede considerarse que una aproximación razonable para λ es el valor de 7. Este valor se obtuvo del análisis de resultados de mediciones de vibración ambiental hechas por Rodríguez (1987) que se muestra en la figura 4.15, (Rodríguez y Sánchez, 1989). Los resultados de esta figura corresponden a medidas de periodos naturales efectuadas poco tiempo después del terremoto de 1985 en edificios de diferente tipo que tuvieron diversos niveles de daños en ese terremoto. En la mayor parte de los casos estos edificios tuvieron algún tipo de reforzamiento después del terremoto. En la figura 4.16 se ven otros resultados de mediciones en 58 edificios, con sistemas de marcos y marcos-muros, en suelo blando y suelo firme de la ciudad de México, realizadas por Muria y González, (1993). En estas mediciones, en edificios a base de marcos, se llegó a valores de λ de 8 para suelo blando y 10 para suelo firme. Para los sistemas de marco-muro se llegó a valores de 10 y 17 para suelo blando y firme, respectivamente.

Los resultados de las figuras 4.15 y 4.16 incluyen el efecto de la flexibilidad de la cimentación, característica típica de edificios en la zona de el lago de la ciudad de México. Este efecto, aunque aumenta el periodo fundamental de vibración, no contribuye en las deformaciones relativas de entrepiso de un edificio ya que no representa la flexibilidad del sistema estructural, lo que se debe tomar en cuenta en el análisis del comportamiento sísmico de este tipo de estructuras (Moehle, 1992).

En el análisis que aquí se realiza se toma en cuenta los valores obtenidos del análisis de vibración ambiental, que aunque no son representativos de un sismo intenso, permiten evaluar la rigidez y periodo inicial de la estructura. Los valores de λ evaluados con este criterio son los anteriormente comentados y para considerar la degradación de rigidez durante un sismo intenso posteriormente se afecta a este valor con el factor $\sqrt{2}$, el cual se analiza más adelante.

4.4 Evaluación del parámetro D_m

Los desplazamientos relativos globales máximos, D_m , se evaluaron para los diferentes registros utilizando la ecuación 4.18. Los desplazamientos se evaluaron considerando sistemas estructurales a base de marcos, de muros y los sistemas duales; dependiendo del tipo de sistema

estructural más empleado en la zona afectada por el terremoto en estudio. Se supuso una altura de entrepiso constante, h , igual a 2.7 m; sin embargo, este valor puede ser muy bajo para algunos países; en los Estados Unidos de Norteamérica, por ejemplo, es común encontrar alturas de los entrepisos superiores alrededor de los 3 metros. El parámetro λ se tomó igual a 20 para representar sistemas construidos a base de muros estructurales de CR o estructuras bastante rígidas. En los registros de LLO, VM y LM se analizaron los desplazamientos relativos globales considerando λ igual a 20. Se consideró un valor de λ igual a 16 para analizar los edificios japoneses, por lo cual en los registros MY y KOB se empleó este valor. El valor de λ igual a 10 se utilizó para representar los sistemas de marcos de CR y sistemas duales. Este valor se empleó en los demás registros. El parámetro γ se consideró igual a 1.5 para todos los casos.

Algunos autores proponen utilizar un periodo calculado considerando algún porcentaje de degradación de rigidez que sufre la estructura durante un evento sísmico. Freeman et al. (1980) propone algunos valores para estimar la rigidez efectiva de acuerdo a la intensidad del movimiento. En general, en caso de movimientos intensos que lleven a la estructura más allá de su límite elástico la rigidez de un edificio de CR es menor que la que se obtendría considerando las propiedades de la sección no agrietada (Freeman et al., 1980). Freeman recomienda que se calcule la rigidez efectiva considerando el 50 % de las propiedades de la sección no agrietada para el calcular el periodo fundamental. Priestley y Paulay (1990) proponen una serie de recomendaciones para el cálculo de rigideces efectivas en los diferentes elementos estructurales de CR para tener una estimación global de la rigidez lateral de estructuras de CR (Tabla 4.1). Carr y Tabuchi (1993) utilizaron el procedimiento anterior, considerando casos extremos de máxima flexibilidad de edificios permitida por el reglamento de Nueva Zelanda, para el cálculo de rigideces efectivas en 3 modelos de marcos planos de CR de 4, 8 y 12 niveles. Estos autores llegaron a valores de periodos calculados en algunos casos 100% mayores que los obtenidos si se hubiera utilizado la fórmula para estimar el periodo fundamental en estructuras a base de marcos, $T=N/10$, tabla 4.2. Wallace y Moehle (1992) sugieren calcular la rigidez equivalente de la estructura utilizando el 50% de las propiedades de la sección no agrietada para el cálculo del periodo de estructuras sometidas a sismos intensos.

Tomando en cuenta los comentarios anteriores, en esta investigación se supuso una rigidez equivalente calculada considerando el 50% de las propiedades de la sección no agrietada. Esta

hipótesis conduce a un factor igual a $\sqrt{2}$ por el que hay que multiplicar el periodo calculado con los valores comentados anteriormente, T igual a: $N/20$, $N/16$ y $N/10$, para considerar la degradación de rigidez durante un movimiento intenso. Esta modificación en el periodo lleva a los valores siguientes para T igual a: $N/14$, $N/11$ y $N/7$, para el caso de edificios a base de muros de CR, edificios japoneses y edificios a base de marcos y duales de CR, respectivamente. Estos valores llevan a su vez a valores de α de 237.5, 186.6 y 118.7 m/s, para sistemas de muros de CR, edificios japoneses y sistemas a base de marcos de CR o duales, respectivamente.

En la figura 4.17 se muestran los valores de D_{rm} calculados de acuerdo a los criterios antes mencionados variando respecto al periodo, para valores de μ de 1, 2, 4 y 8, y considerando para ξ el valor de 5%. Se debe tener en cuenta que los D_{rm} no representan las deformaciones máximas que se pueden presentar en un entrepiso y se deben tomar como valores mínimos, ya que por lo general se presentan concentraciones de la deformación dependiendo del sistema estructural. Moehle (1992), en el caso de marcos bien diseñados sugiere, multiplicar los desplazamientos relativos máximos globales por un factor de 2 para relacionarlos con los valores máximos de DRE.

Se aprecia en la figura 4.17 que en algunos casos para cierto intervalo de periodos, como en el caso de los espectros de E_H , un aumento en ductilidad conduce a respuestas mayores de D_{rm} . En el registro de la SCT, por ejemplo, figura 4.17, para periodos menores a 1.5 s, aproximadamente, el aumento de μ conduce a respuesta mayores de D_{rm} . Esto se aprecia también, figura 4.17, para los registros de KOB, SYL, BUC y SS, entre otros. Sin embargo, para cierto rango de periodos el aumento de μ conduce a valores menores de D_{rm} , por ejemplo, en el caso del registro de la SCT para periodos mayores de 1.5 s se apreciar este comportamiento. La reducción en los valores de D_{rm} por el incremento de μ en el registro de la SCT es significativa respecto a la respuesta elástica; sin embargo, para incrementos en la ductilidad superiores a 2 la reducción respecto a la respuesta considerando μ igual a 2 no es tan apreciable y tiende a no depender de ésta, figura 4.17.

En la figura 4.17 también se aprecia que, principalmente, en los casos de los registros de SCT, KOB, SYL y BUC, se presentan demandas de D_{rm} bastante superiores a 0.01. El valor de 0.01 es considerado como un valor de desplazamiento relativo global asociado a un nivel de daño

aceptable durante un movimiento intenso. Sin embargo, este valor depende del tipo de estructura; en estructuras mal detalladas y con comportamiento frágil este valor puede ser menor. Más adelante se analiza este valor.

El registro de la SCT presenta valores de D_m muy superiores a 0.01 en su respuesta elástica, para un rango de periodos entre 1.5 a 3.0 s. Estos valores exceden los límites permisibles. Para valores de μ de 2, 4 y 8 los valores de D_m son cercanos a 0.015. Se aprecia que en el caso del registro de la SCT, un comportamiento dúctil ayuda a controlar los desplazamientos en un rango de periodos superiores a 1.5 s. El valor de D_m calculado para el registro de la SCT con las consideraciones antes mencionadas puede resultar en una cota inferior de D_m . Terán y Bertero (1992), han evaluado el valor de D_m para el caso del registro de la SCT, considerando $T = N/5$ y un perfil deformado que está representado por un función seno, para representar sistemas a base de marcos de CR y con sistema de piso a base de losa plana. Con estas consideraciones se llega a valores de D_m del orden de 0.025, para periodos mayores de 1.5 s y considerando comportamiento dúctil.

Los registros de SYL y KOB presentan valores de D_m bastante altos. El registro de KOB presenta valores de D_m entre 0.01 a 0.02 en un intervalo amplio de periodos, figura 4.17. Esto también se aprecia en el registro de SYL, el cual presenta demandas de D_m entre 0.02 y 0.03. Estos dos registros están asociados a un nivel de daño severo, lo que es explicable al analizar las grandes demandas en desplazamientos de estos movimientos.

Los registros de LLO y VM presentan valores de D_m en la mayor parte de los casos menores que 0.01, lo que indica demandas de desplazamientos menores que para los casos anteriores. El bajo nivel de desplazamientos está asociado al sistema estructural empleado en Chile, el cual es a base de muros de CR, bastante rígidos. Si se toma en cuenta una relación de 2 para los valores de D_m asociados a los sistemas a base de marcos y muros de CR, se concluye que para estos dos registros el utilizar sistemas a base de marcos de CR, en su análisis de desplazamientos, hubiera conducido a demandas de desplazamiento relativo global superiores a 0.01.

Se puede observar también en la figura 4.17 que los registros que presentaron demandas de D_m superiores a 0.01, SCT, KOB, SYL, BUC, SS, OK y SM, están asociados a daños considerables

en estructuras y en algunos casos colapsos. Esto sugiere la buena correlación de éste parámetro con el daño que presentan estructuras durante un terremoto.

Una de las fallas más comunes durante terremotos es debida al llamado efecto de "piso suave". Este problema se presenta en edificios, principalmente en sistemas a base de marcos, en los cuales los pisos superiores con muros ligados a la estructura resultan ser mucho más rígidos que el primero, usado generalmente con fines comerciales o para estacionamientos. En este tipo de configuración estructural la disipación de energía y los desplazamientos tienden a concentrarse en el primer piso, más flexible, con la consecuente concentración de daño en ese nivel o incluso llevar a la estructura al colapso.

Este tipo de falla fue característico en muchos de los terremotos analizados. Para estimar en forma sencilla los desplazamientos relativos asociados al piso suave se sigue el siguiente procedimiento, (Uang y Bertero, 1988). El valor del parámetro D_{rm} se calcula concentrando toda la deformación en el primer nivel como se ve en la figura 4.18. Los pisos superiores permanecen sin deformación. Esta hipótesis lleva a valores de D_{rm} , considerando piso suave, N veces mayores que en el caso de no considerarlo, (N representa el número de niveles); esto suponiendo de manera simplista una altura de entrepiso constante, figura 4.18. Esto puede explicar, en cierta manera, una de las causas del gran nivel de daño en Kobe, en donde un número importante de estructuras fallaron por esta causa. Sin embargo, es importante aclarar que este enfoque no explica la gran cantidad de colapsos en pisos intermedios, el cual fue un modo típico de falla en edificios entre 4 y 8 niveles en ciudad de Kobe durante el terremoto Hyogo-ken-Nanbu.

Por otro lado, si se considera de manera simplista una forma de vibrar del tipo lineal, figura 4.18b, se observa como los desplazamientos relativos se distribuyen en la altura del edificio ayudando a reducir el daño. Con esta forma de vibrar se obtiene una cota inferior para los desplazamientos relativos de entrepiso (Uang y Bertero, 1988).

4.5 Desarrollo del Parámetro I_p

En la figura 4.10 se muestra la relación fuerza-deformación de una estructura de varios niveles

con comportamiento no lineal en la que la deformación lateral se mide empleando el parámetro δ . Las ordenadas de la figura 4.10 corresponden a la función de resistencia $R^*(t)$, por unidad de masa, M^* , del sistema equivalente de un grado de libertad que representa a la estructura de varios niveles. Las características de este sistema equivalente se describen en el Apéndice A. La frecuencia circular inicial de esta estructura es ω^* y alcanza un desplazamiento máximo $\mu_m \delta_y$, en el que μ_m es el factor de ductilidad global de desplazamiento máximo de la estructura. La relación entre δ y el desplazamiento de la azotea asociada a la fluencia de la estructura, δ_y , se puede tomar como una medida de la ductilidad global de la estructura (Miranda y Bertero, 1991). La energía por unidad de masa equivalente (M^*), que esta estructura disipa por deformaciones inelásticas durante el terremoto es E_H^* (Apéndice B). Además, en esta estructura se define el valor del desplazamiento no lineal, δ_d , al cual están asociados daños que pueden considerarse aceptables en un terremoto importante. Más adelante se amplía el significado de δ_d .

También en la figura 4.10 se muestran las características de la respuesta de una estructura elástica con un desplazamiento máximo igual a δ_d . Esta estructura tiene rigidez y coeficiente de amortiguamiento crítico iguales a la rigidez inicial y coeficiente de amortiguamiento crítico de la estructura no lineal anteriormente descrita, ω^{*2} y ξ , respectivamente. La energía máxima por unidad de masa (M^*) que esta estructura elástica absorbe por deformaciones en una incursión completa ($+\delta_d$ y $-\delta_d$) es E_λ^* , y se define como

$$E_\lambda^* = (\omega^* \delta_d)^2 \quad (4.23)$$

Se define el índice de la capacidad de daño de un terremoto, I_D , como (Rodríguez, 1994).

$$I_D = \frac{E_H^*}{E_\lambda^*} \quad (4.24)$$

La ec. 4.24 indica que I_D es el número de ciclos que son necesarios en la estructura elástica anteriormente descrita, para absorber por deformaciones una cantidad de energía igual a la energía E_H^* de la estructura no lineal de varios niveles con la cual se relaciona.

En el Apéndice B se demuestra que con la hipótesis de una configuración única de vibrar se tiene

$$E_H^* = \gamma^2 E_H \quad (4.25)$$

Es conveniente expresar δ_d en términos del desplazamiento global relativo del último nivel, D_{rd} , el cual se define como

$$D_{rd} = \frac{\delta_d}{H} \quad (4.26)$$

donde H es la altura de la edificación.

Combinando las ecs. 4.23, 4.24, 4.25 y 4.26 se obtiene

$$I_D = \frac{\gamma^2 E_H}{(\omega^* H D_{rd})^2} \quad (4.27)$$

La ec. 4.27 permite evaluar I_D para un registro específico y una estructura específica, en la que además de E_H se conocen los diversos parámetros que intervienen en dicha ecuación. Sin embargo, la ec. 4.27 no permite evaluar la demanda de I_D para una población amplia de estructuras. Esto se puede conseguir con otra forma de la ec. 4.27, la que a continuación se desarrolla.

Utilizando nuevamente la ec. 4.17 y combinándola con la ec. 4.27 se obtiene

$$I_D = \frac{\gamma^2 E_H}{(\alpha D_{rd})^2} \quad (4.28)$$

Esta ecuación permite evaluar el parámetro I_D en una población de estructuras tipo, en nuestro caso estructuras a base de marcos de CR o duales, edificios japoneses y muros de CR.

Análisis de D_{rd}

Como se mencionó anteriormente este parámetro corresponde a un valor de desplazamiento global relativo admisible, asociado a un nivel de daño aceptable durante un movimiento intenso. Los valores de este parámetro pueden variar de acuerdo al tipo de estructura, detallado que se tenga en el diseño y cuidado en la construcción. El parámetro D_{rd} para estructuras de mampostería así como para estructuras con pobres especificaciones será menor que para estructuras con buena capacidad de deformación. El valor de D_{rd} propuesto en esta investigación

representa a estructuras diseñadas conforme a códigos sismoresistentes vigentes.

En investigaciones llevadas a cabo en la Universidad de Illinois empleando un grupo de modelos estructurales a base de sistemas de marcos, muros y duales, se analizó la influencia de estos sistemas en la distribución de los desplazamientos relativos de entrepiso, DRE, (Algan, 1982). En general, se observó que las estructuras a base de marcos tienden a concentrar sus desplazamientos relativos de entrepiso máximos en los primeros niveles y van disminuyendo con la altura. Los sistemas a base de muros de CR, al contrario, tienen sus deformaciones máximas de entrepiso en los niveles superiores. En la figura 4.7 se puede ver el perfil de deformación de estructuras regulares a base de marcos y a base de muros. Aunque los sistemas a base de muros de CR no mejoran la distribución de los desplazamientos relativos de entrepiso (Algan, 1982), sí presentan niveles de desplazamientos menores, debido a su gran rigidez. Un aspecto importante en el tipo de deformación de muros es que aunque presenta deformaciones relativas de entrepiso mayores en los niveles superiores, no presenta tanta distorsión en los paneles no estructurales, factor que ayuda a controlar el daño no estructural, figura 4.19 (Moehle, 1992). En los sistemas a base de marcos donde la deformación de las vigas y las columnas contribuyen al valor total de la DRE la distorsión en el panel no estructural es importante, figura 4.19, factor que contribuye al daño no estructural. En sistemas duales donde se combinan el comportamiento de los marcos y de los muros, la distribución del desplazamiento relativo de entrepiso es más homogénea y tiende a distribuirse en forma constante (Moehle, 1984).

En la literatura se utiliza el valor de desplazamiento relativo de entrepiso en relación con la altura del piso (deformación relativa de entrepiso, DRE), para relacionar el daño de una estructura sin considerar el sistema estructural. Sin embargo, algunos autores sugieren que para muros es más correcto utilizar el criterio de desviación tangencial, figura 4.20, (Algan, 1982). Este criterio propone que hay que considerar el comportamiento a flexión característico de muros en voladizo en su análisis de deformación. Considerando el modelo discretizado por niveles para definir las deformaciones del sistema, como es usual considerar en edificios de varios niveles, se define el DRE, distorsión angular del piso, y al ángulo de rotación del piso, figura 4.20. En pisos superiores la deformación asociada al daño queda definida como la diferencia entre la distorsión angular y el ángulo de rotación del piso. El ángulo de rotación del piso será igual a la pendiente del perfil deformado en el nivel en estudio y se puede tomar como una medida del

daño acumulado en ese nivel, figura 4.20. Usando el modelo discreto el problema recae en calcular la pendiente en el piso de interés (ver capítulo 5, Algan 1982). El daño en sistema a base de muros, en los pisos superiores, que exhiban un comportamiento a flexión, estará relacionado entonces con el ángulo de desviación respecto a la tangente en el piso i , el cual representa sólo una porción del DRE. En el primer piso, considerando la base empotrada, el daño estará relacionado con el DRE, ya que el ángulo de desviación respecto a la tangente resulta ser el DRE.

El valor de DRE máximo, aceptable, para controlar daño estructural y colapsos varía con el tipo de estructura y su uso. Usualmente este valor varía entre 0.01 y 0.03 (Bertero et al., 1991). Haciendo una revisión de varios reglamentos de diseño se ve que los valores más aceptados para estado límite de falla varía entre 0.01 y 0.015, tabla 4.3. En el caso de Chile los desplazamientos se analizan bajo condiciones elásticas, considerando las fuerzas reducidas. En terremotos recientes se ha observado que estructuras diseñadas según el código UBC, considerando para DRE el valor de 0.015, han incurrido en niveles mayores que ese valor sin presentar daños severos ni llegar al colapso. En estudios de modelos estructurales a base de marcos de CR se ha observado que éstos han alcanzado valores de DRE de 0.02 y mayores sin presentar pérdida de resistencia apreciable (Qi y Moehle, 1991). Esto sugiere que considerar un valor de DRE de 0.02 para marcos con buen detallado como valor admisible, parece ser razonable.

Como se mencionó anteriormente, la distribución de DRE en la altura del edificio no es constante, por lo que los valores anteriormente propuestos no representan el valor de la deformación relativa global D_r . Moehle (1992), sugiere para sistemas a base de marcos de CR el valor de 2 para el cociente entre DRE_{max} y D_{rm} . Sin embargo, se debe tomar en cuenta que este valor puede ser excedido en el caso de existir pisos "suaves". Si se acepta esta relación y si además se considera como valor máximo aceptable para DRE el valor de 0.02, se llega a un valor admisible de desplazamiento relativo global para sistemas a base de marcos con buen detallado, D_{rd} , igual 0.01.

En los casos de edificios a base de muros estructurales de CR diseñados y construidos según la práctica chilena, en la cual no se presenta mucho refuerzo ni detallado especiales, Wallace y

Moehle (1992) concluyen que estos edificios tienen un comportamiento satisfactorio para valores de D_{rm} alrededor de 0.01. Wood (1991), llegó a la misma conclusión con bases experimentales (Riddell y Vásquez, 1992).

Lo anterior sugiere que tanto para el caso de muros como para el caso de marcos, el valor de 0.01 para D_{rd} puede considerarse razonable. Sin embargo, los comentarios anteriores sugieren que para un mismo valor del parámetro D_{rd} para edificios a base de marcos y a base de muros, es de esperar mayor daño en el primer sistema estructural que en el segundo.

Los resultados anteriores sugieren que λ es un índice representativo de estructuraciones típicas y por tanto se puede considerar que α también lo es, (ec 4.22). Si además se acepta la definición anterior para D_{rd} y los valores propuestos anteriormente para γ , se concluye que los parámetros γ , α y D_{rd} pueden considerarse aproximadamente constantes para una población típica de edificios. Esto permite utilizar al índice I_D , definido según la ec. 4.28, como parámetro para medir la capacidad destructiva de terremotos en una población típica de estructuras.

Para analizar la influencia de los diferentes parámetros que intervienen en la evaluación del parámetro I_D , la ec. 4.28 se puede escribir como (Rodríguez, 1994)

$$I_D = N_e \left(\frac{D_{rm}}{D_{rd}} \right)^2 \quad (4.29)$$

La ec. 4.29 es otra forma de la ec. 4.28. A esta ecuación se llegó combinando las ec 4.18 y 4.29 y usando las relaciones que se presentan en las ecs. 4.13 a la 4.15.

El parámetro N_e de la ec. 4.29 corresponde a la energía histerética normalizada y se define como

$$N_e = \frac{E_H}{(\mu_m \omega \cdot u_y)^2} \quad (4.30)$$

Donde N_e representa el número de ciclos completos en el sistema de 1GDL elástico (cuando este es forzado a desplazarse un desplazamiento $+\delta - \mu_m u_y$) que son necesarios para absorber una

cantidad de energía igual a E_H .

La figura 4.21 muestra valores del parámetro N_c variando en función del periodo, para valores de ductilidad de desplazamiento μ de 2, 4 y 8, y considerando un porcentaje de amortiguamiento crítico, ξ , del 5%. Se aprecia en esta figura que los registros de larga duración como SCT, VM, LLO, RM y LM, son los que presentan los valores de N_c mayores. Los registros intensos pero de corta duración como KOB, SYL, SM y SS presentan valores de N_c bajos. Esto indica que estos registros están asociados a pocos ciclos de fluencia.

El término D_{rm}/D_{rd} , representa la relación entre el desplazamiento global relativo máximo demandado por la estructura y el desplazamiento global relativo admisible. La ec. 4.29 permite apreciar que el parámetro I_D depende del cuadrado de la relación (D_{rm}/D_{rd}) , de aquí la importancia del control de desplazamientos para el control de daño en estructuras durante un movimiento sísmico.

Tabla 4.1 Momentos de inercia efectivos en elementos de CR (Paulay y Priestley, 1992)

	Rango	Valor Recomendado
Vigas Rectangulares	0.30 - 0.50 I_g	0.40 I_g
Vigas T y L	0.25 - 0.45 I_g	0.35 I_g
Columnas;		
$P > 0.5 f_c A_g$	0.70 - 0.90 I_g	0.80 I_g
$P = 0.2 f_c A_g$	0.50 - 0.70 I_g	0.60 I_g
$P = -0.05 f_c A_g$	0.30 - 0.50 I_g	0.40 I_g

A_g = área bruta de la sección transversal; I_g = momento de inercia de la sección bruta de CR, sin considerar el acero de refuerzo.

Tabla 4.2 Comparación de periodos calculados con la propuesta de Paulay y Priestley y la fórmula para calcular el periodo natural en marcos de CR, $T=N/10$. Modificada de Carr y Tabuchi (1993).

Nº de niveles	Altura (m)	Periodo	$T=N/10$
4	14.6	0.83	0.40
8	29.2	1.56	0.80
12	43.8	1.99	1.20

f: factor de losa (1.3 - 1.6).

Vigas: $I_c = 0.35 I_g$,

Columnas exteriores: $I_c = 0.6 I_g$

Columnas interiores: $I_c = 0.8 I_g$

Tabla 4.3 Valores de desplazamiento relativo de entrepiso máximo, DRE, propuestos por algunos reglamentos de diseño (Bertero et al., 1991; Algan, 1982; AIJ, 1994).

CODIGO	DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO, DRE	OBSERVACIONES
JAPONES, AIJ (1994)	0.01	
MEXICO, RDF	0.006	ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES LIGADOS A LA ESTRUCTURA
	0.012	CUANDO LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES NO ESTAN LIGADOS A LA ESTRUCTURA
UBC	0.015	PARA EDIF. CON PERIODOS BAJOS (ALTURA EDIF. < 20 mts)
	0.0125	PARA EDIFICIOS DE MAYOR ALTURA
ATC 3-06	0.01	EDIF. IMPORTANTES TIPO III.
	0.015	EDIF. DE MENOR IMPORTANCIA TIPO I.
	0.02	EDIF. DE MENOS DE 3 NIVELES Y SIN ACABADOS FRAGILES
CHILE	0.002*	ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES LIGADOS A LA ESTRUCTURA
	0.003*	SUELO BLANDO
	0.004*	SUELO FIRME

* Valores de DRE calculados bajo condiciones elásticas y considerando fuerzas reducidas.

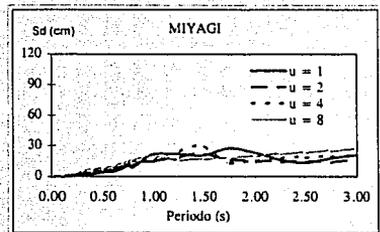
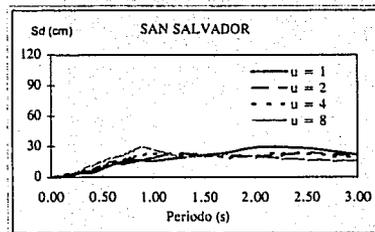
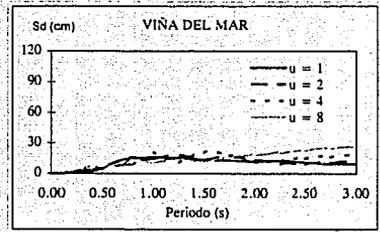
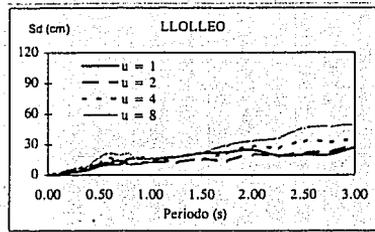
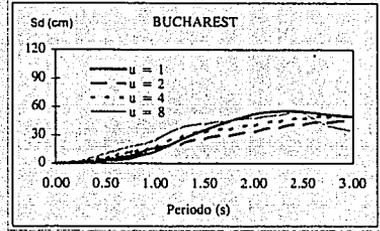
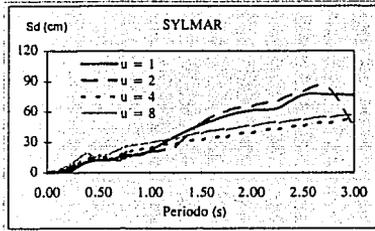
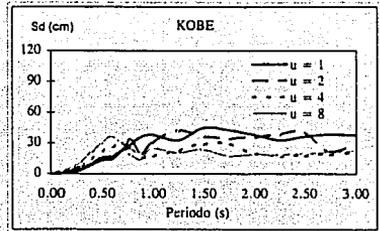
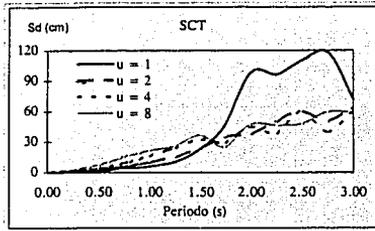


Figura 4.1 Desplazamiento espectral, S_d (cm), (para $\xi = 5\%$; $\mu = 1, 2, 4$ y 8).

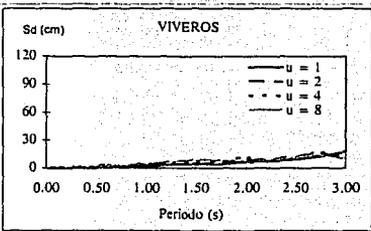
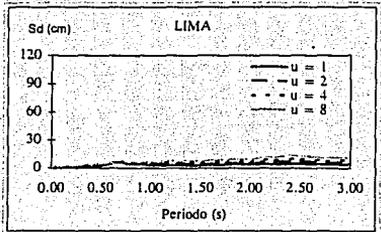
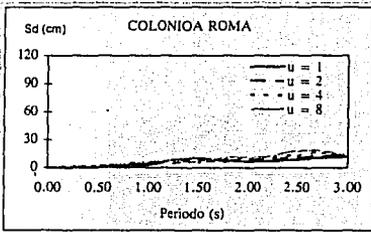
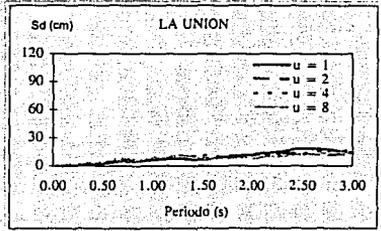
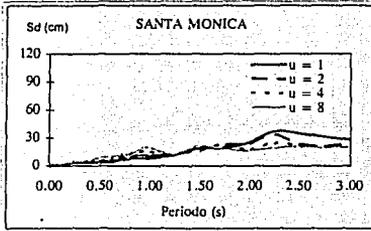
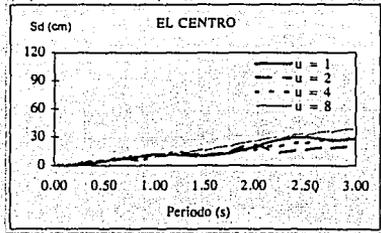
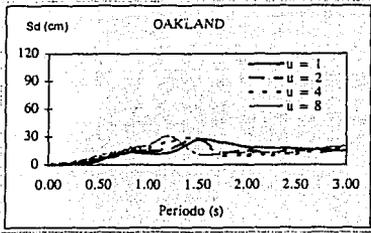


Figura 4.1 Desplazamiento espectral, S_d (cm), (para $\xi = 5\%$; $\mu = 1, 2, 4$ y 8), (continuación).

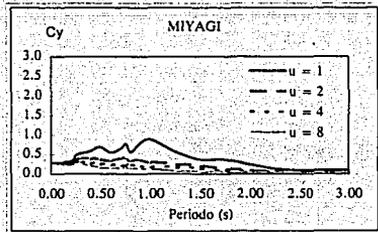
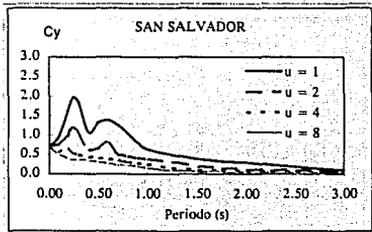
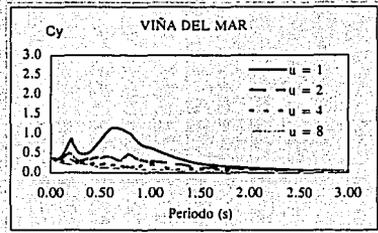
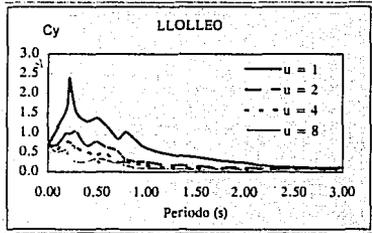
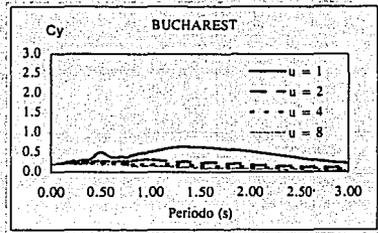
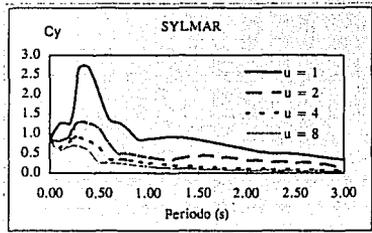
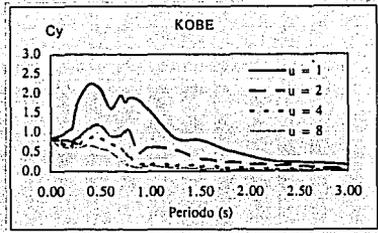
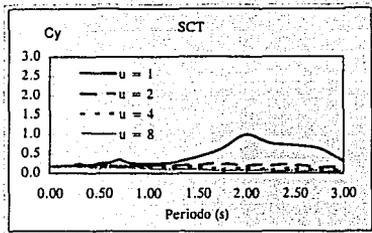


Figura 4.2 Coeficiente sísmico C_y (S_e/g), (para $\xi = 5\%$; $\mu = 1, 2, 4$ y 8).

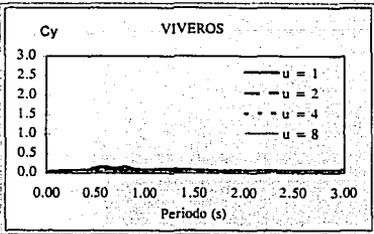
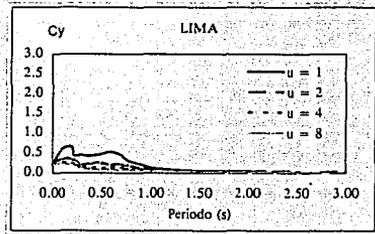
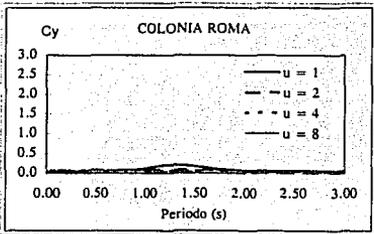
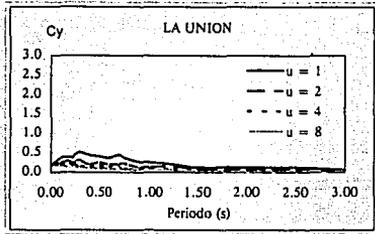
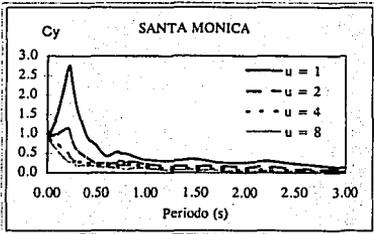
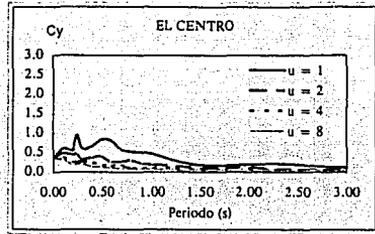
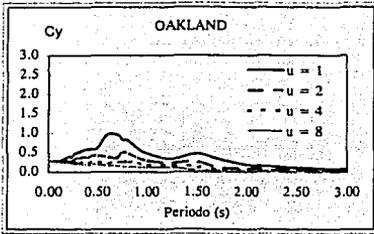


Figura 4.2 Coeficiente sísmico C_y (S_d/g), (para $\xi = 5\%$; $\mu = 1, 2, 4$ y 8), (continuación).

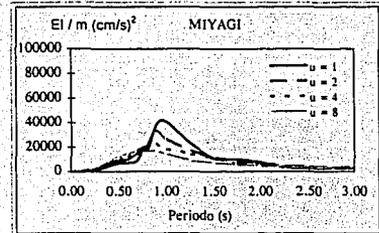
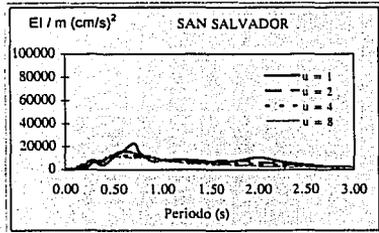
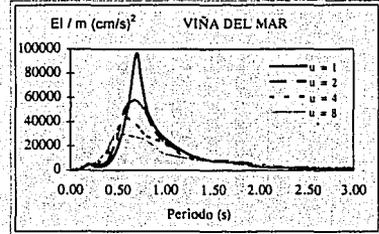
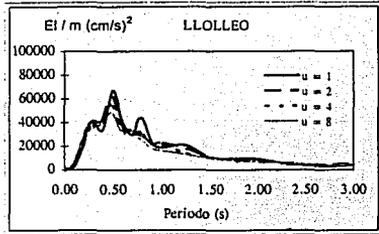
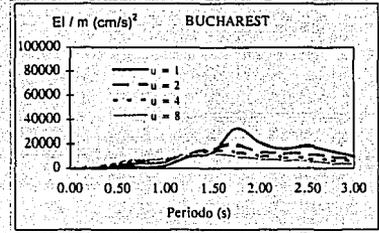
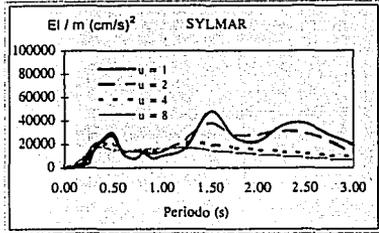
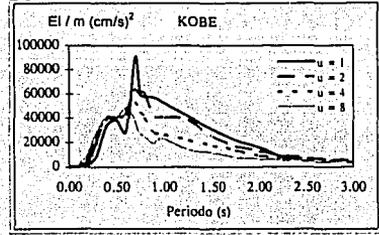
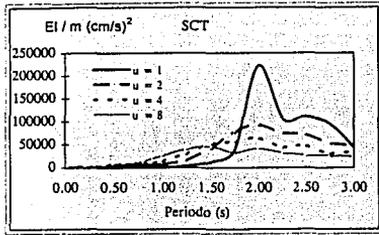


Figura 4.3 Energía por unidad de masa introducida por el movimiento, E_i / m (cm/s)², (para $\xi = 5\%$; $\mu = 1, 2, 4$ y 8). Escalas máximas empleadas para E_i . SCT: 250,000 (cm/s)²; KOB, SYL, BUC, LLO, VM, SS y MY: 100,000 (cm/s)²; registros restantes: 20,000 (cm/s)².

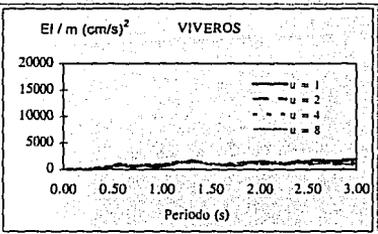
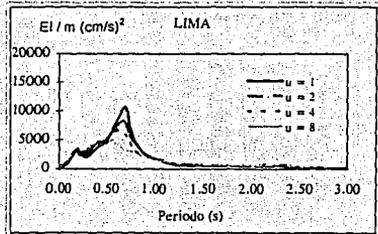
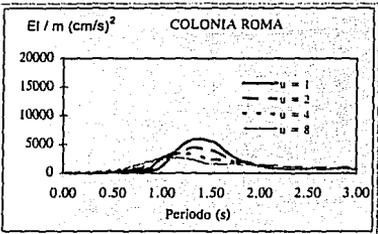
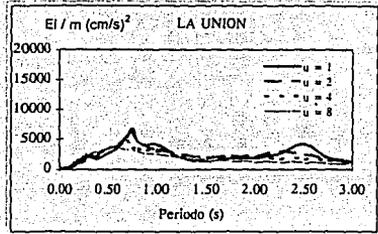
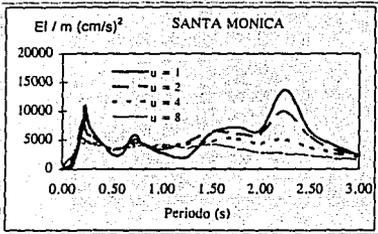
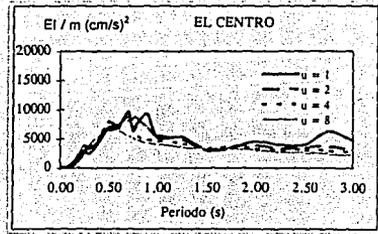
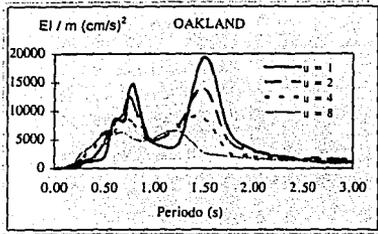


Figura 4.3 Energía por unidad de masa introducida por el movimiento, $E_l/m \text{ (cm/s)}^2$, (para $\xi = 5\%$; $\mu = 1, 2, 4$ y 8). Escalas máximas empleadas para E_l . SCT: 250,000 $(\text{cm/s})^2$; KOB, SYL, BUC, LLO, VM, SS y MY: 100,000 $(\text{cm/s})^2$; registros restantes: 20,000 $(\text{cm/s})^2$; (continuación).

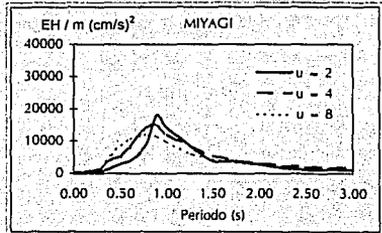
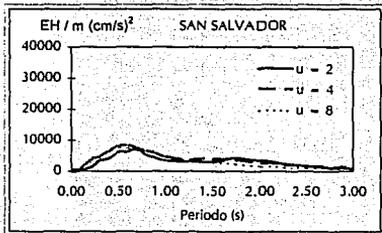
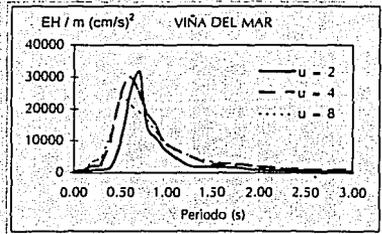
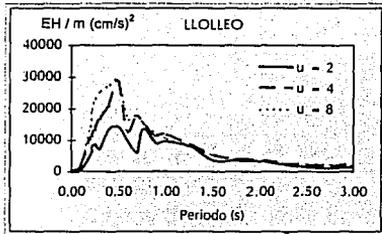
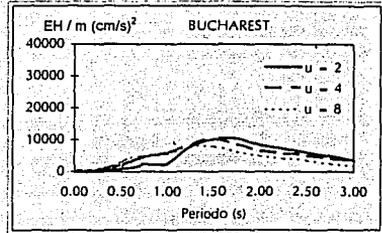
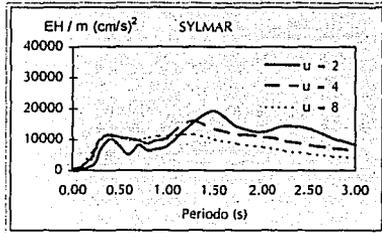
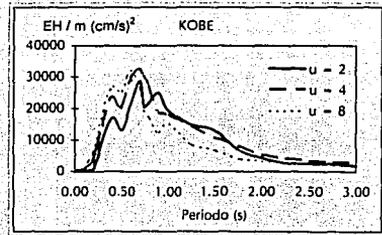
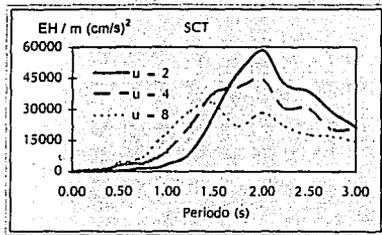


Figura 4.4 Energía histerética por unidad de masa E_H/m (cm/s^2), (para $\xi=5\%$; $\mu=2, 4$ y 8). Escalas máximas empleadas para E_H . SCT: 60,000 (cm/s^2); KOB, SYL, BUC, LLO, VM, SS y MY: 40,000 (cm/s^2); registros restantes: 10,000 (cm/s^2).

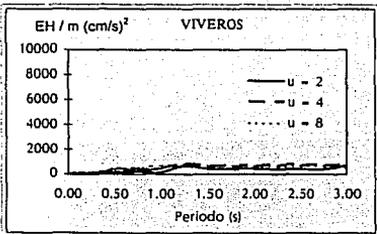
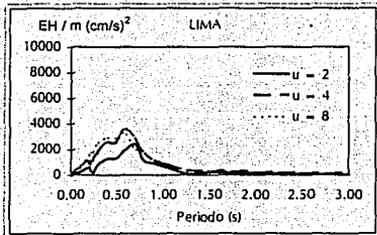
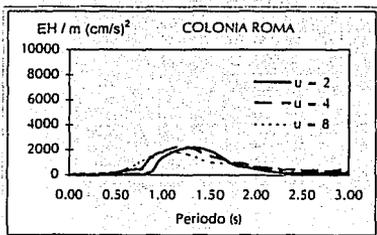
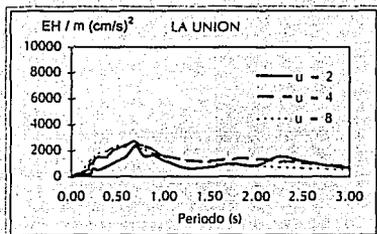
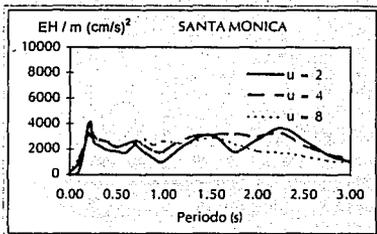
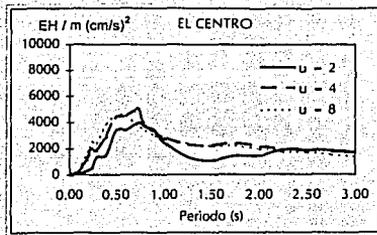
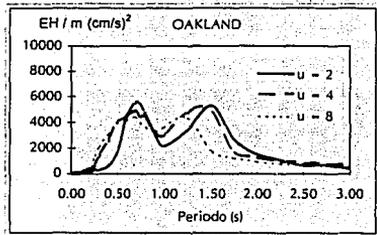


Figura 4.4 Energía histerética por unidad de masa E_H/m (cm/s^2), (para $\xi=5\%$; $\mu=2, 4$ y 8). Escalas máximas empleadas para E_H : SCT: 60,000 (cm/s^2); KOB, SYL, BUC, LLO, VM, SS y MY: 40,000 (cm/s^2); registros restantes: 10,000 (cm/s^2). (continuación).

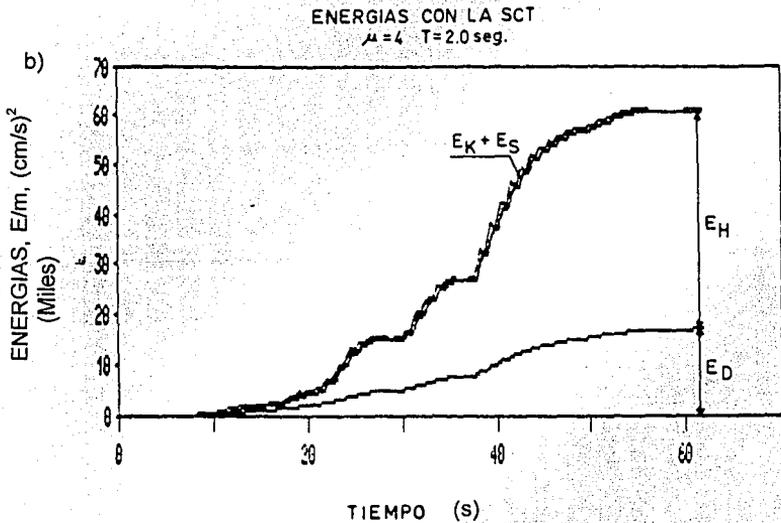
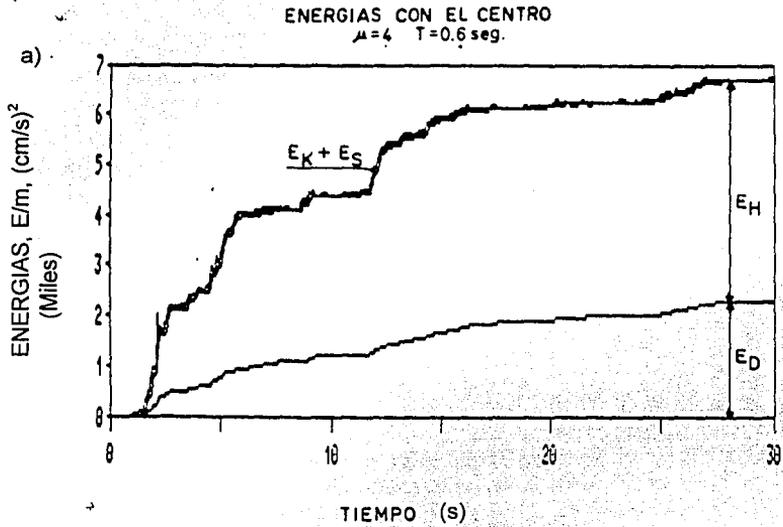


Figura 4.5 Distribución de la demanda de disipación de energía para los registros de los sismos de a) "El Centro", California (1940) y b) componente E-W del registro de la SCT de septiembre de 1985 en México. (Modelo elastoplástico), (Rodríguez y Sanchez, 1989).

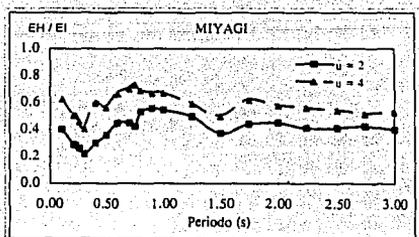
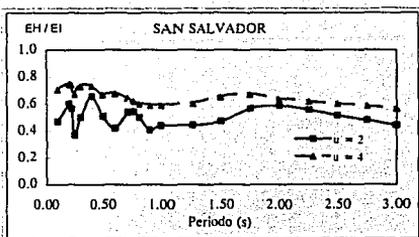
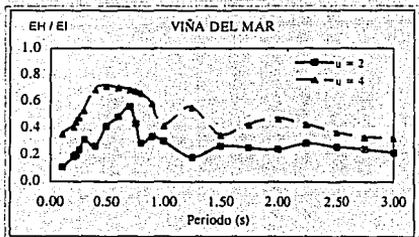
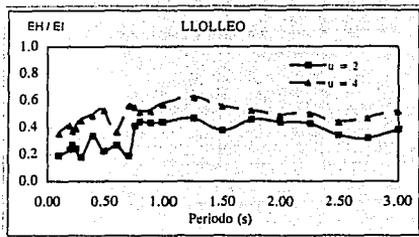
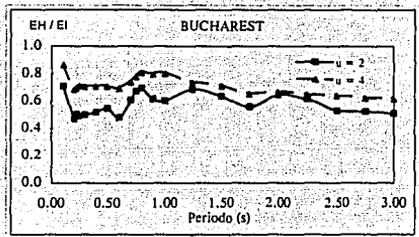
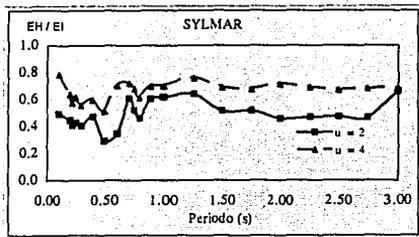
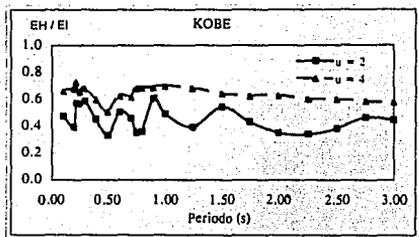
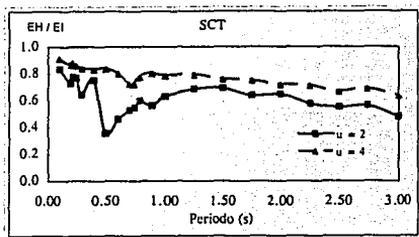


Figura 4.6 Relación E_H/E_I para los 15 registros analizados

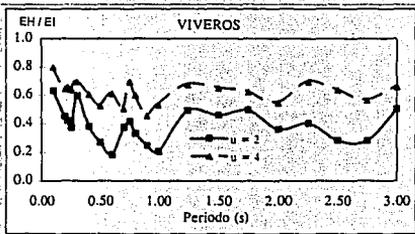
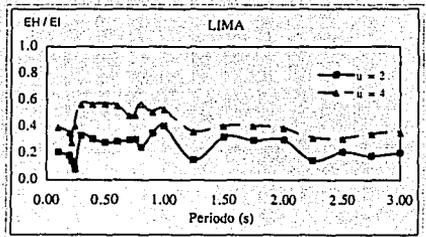
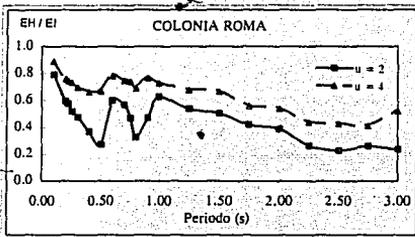
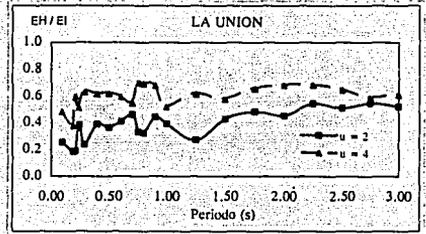
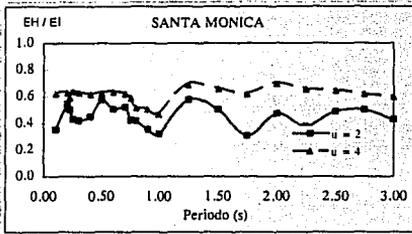
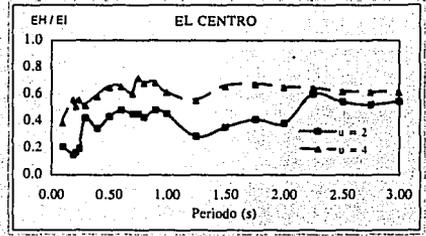
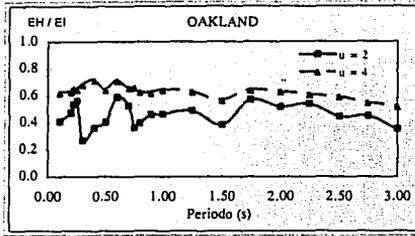
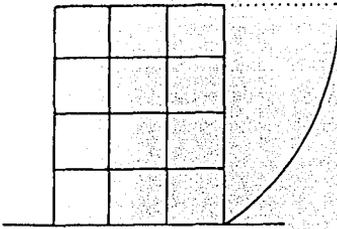
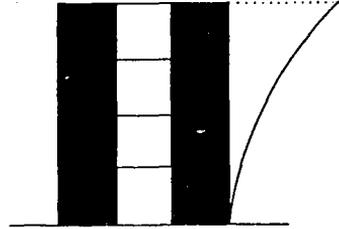


Figura 4.6 Relación E_H/E_I para los 15 registros analizados, (continuación).



(a) Marcos



(b) Muros

Figura 4.7 Esquema de desplazamientos laterales para: a) estructura a base de marcos y b) estructuras a base de muros de CR.

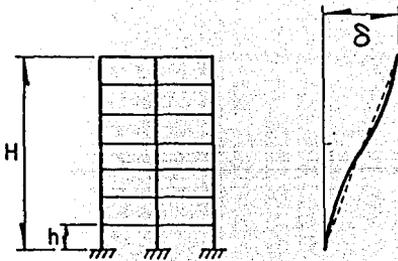


Figura 4.8 Forma de vibrar de un edificio.

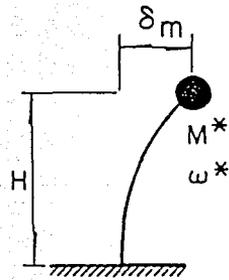


Figura 4.9 Estructura equivalente de un grado de libertad.

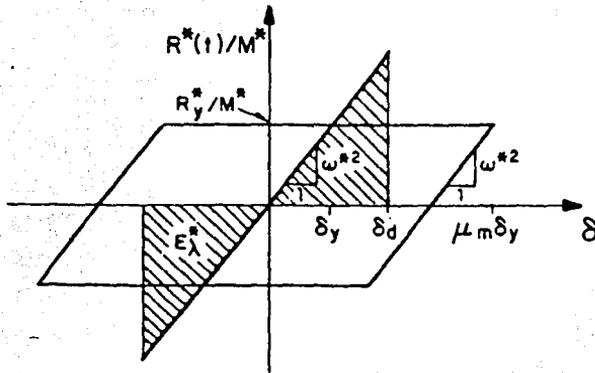


Figura 4.10 Relación fuerza-deformación de una estructura no lineal, con comportamiento elástico-plástico, y de una estructura lineal equivalente.

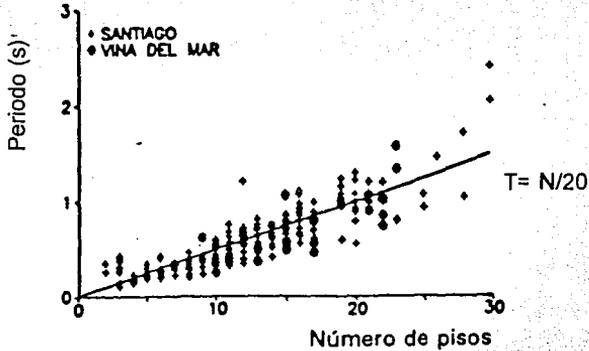


Figura 4.11 Períodos medidos en edificios chilenos en Santiago y Viña del Mar versus número de pisos. Modificada de Riddell y Vásquez (1992).

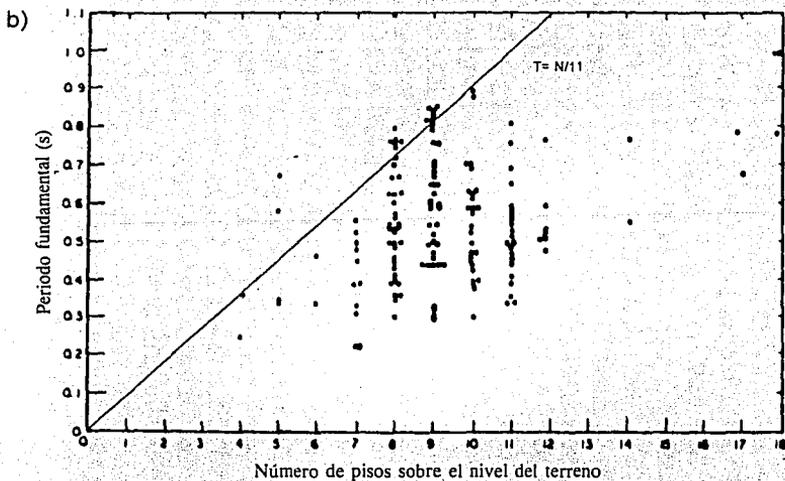
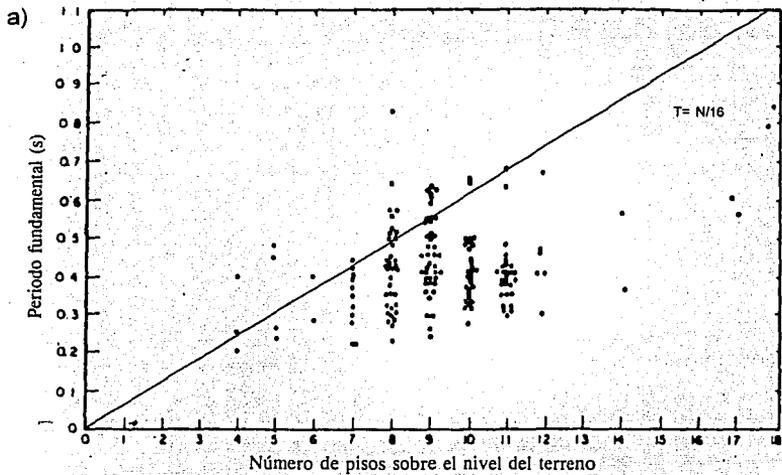


Figura 4.12 Periodos medidos en edificios de construcción compuesta de acero y concreto reforzado en la ciudad de Sendai a) antes y b) después del terremoto de Miyagi-ken-Oki. Modificada de Algan (1982).

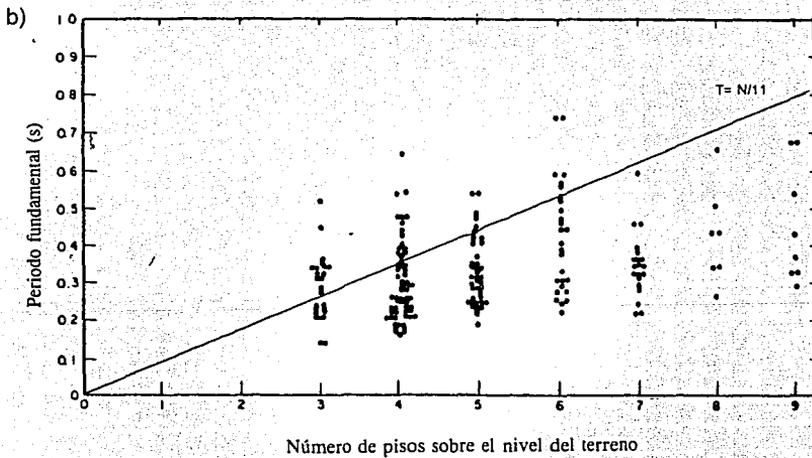
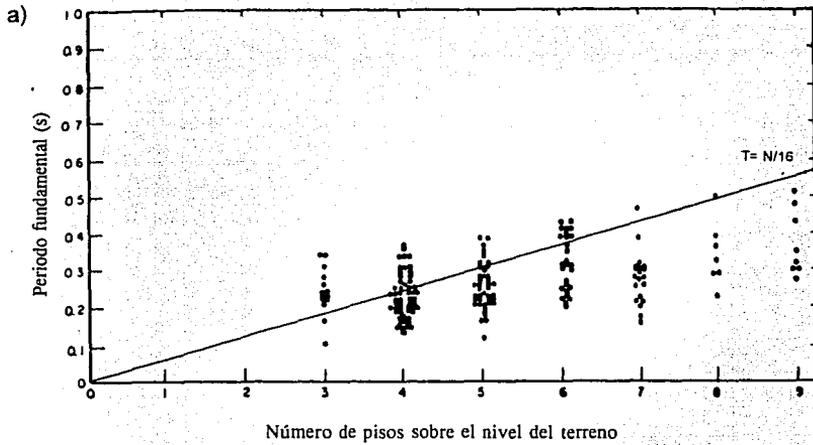


Figura 4.13 Periodos medidos en edificios de concreto reforzado en la ciudad de Sendai a) antes y b) después del terremoto de Miyagi-ken-Oki. Modificada de Algan (1982).

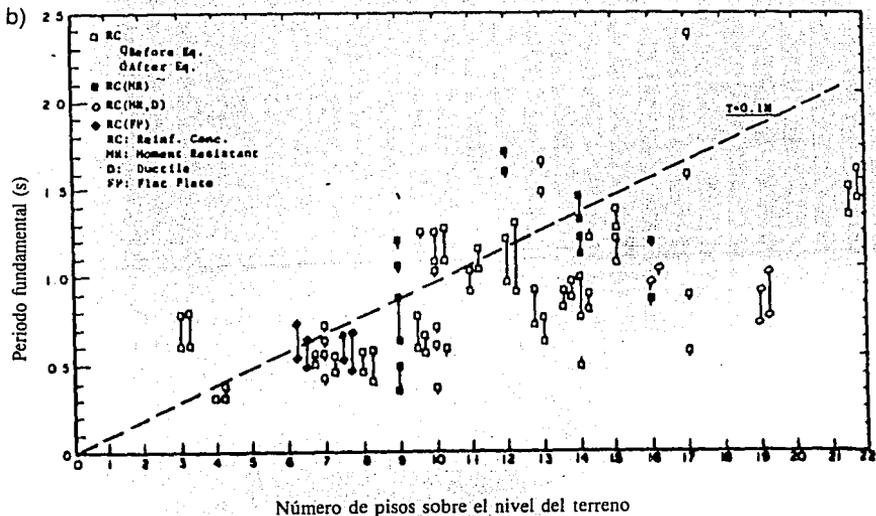
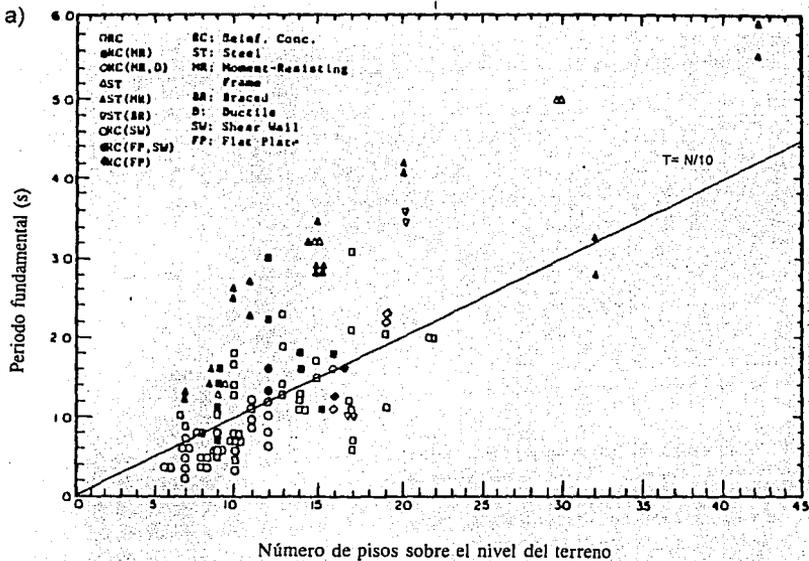


Figura 4.14 Periodos medidos en edificios a) durante el terremoto de San Fernando en 1971 y b) en edificios de CR antes y después del mismo terremoto. Modificada de Algan (1982).

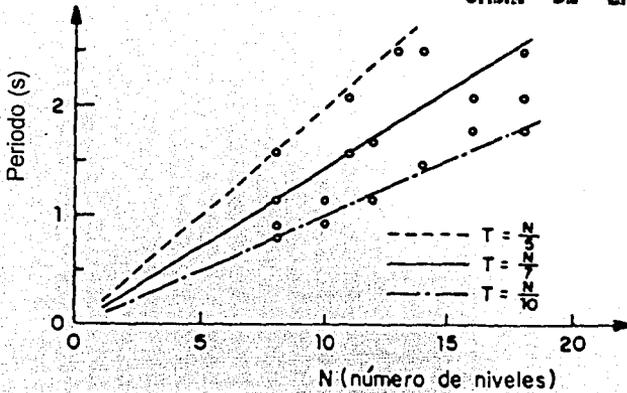


Figura 4.15 Relación entre el período natural, T , y el número de niveles, N , en edificios ubicados en terreno blando de la ciudad de México, (Rodríguez, 1992).

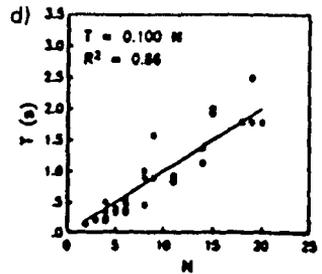
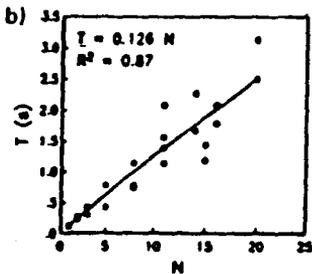
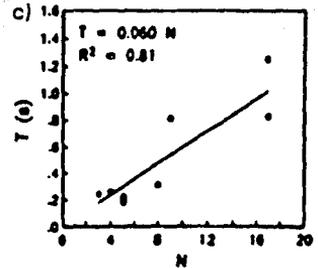
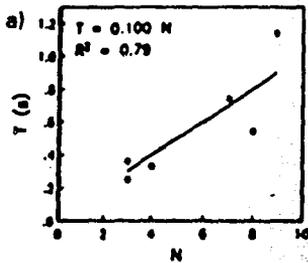


Figura 4.16 Relación entre el período natural, T , y el número de niveles, N , en edificios en la ciudad de México para: a) marcos en suelo firme; b) marcos en suelo blando; c) sistema dual en suelo firme; d) sistema dual en suelo blando. Modificada de Murià y González (1993).

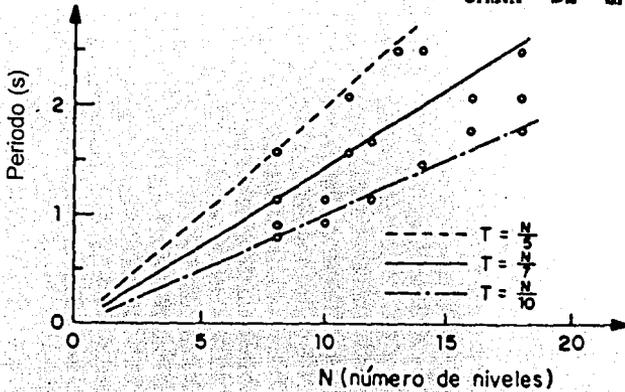


Figura 4.15 Relación entre el período natural, T , y el número de niveles, N , en edificios ubicados en terreno blando de la ciudad de México, (Rodríguez, 1992).

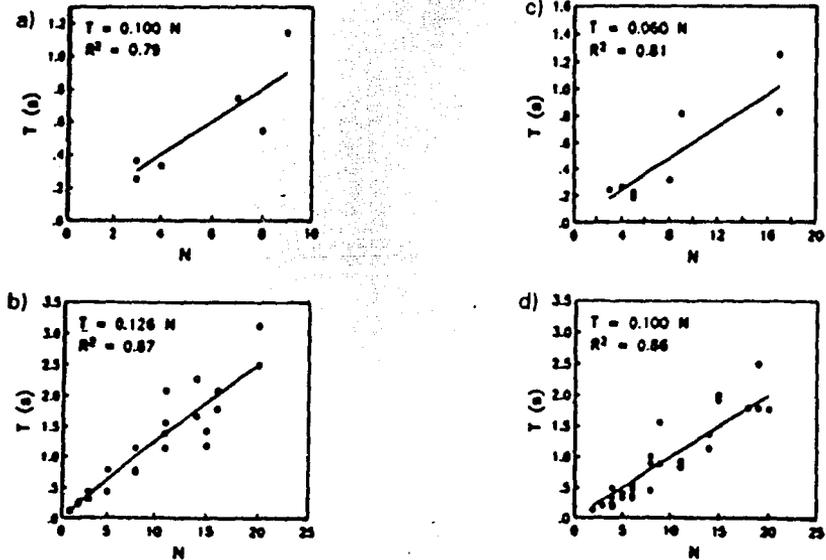


Figura 4.16 Relación entre el período natural, T , y el número de niveles, N , en edificios en la ciudad de México para: a) marcos en suelo firme; b) marcos en suelo blando; c) sistema dual en suelo firme; d) sistema dual en suelo blando. Modificada de Murià y González (1993).

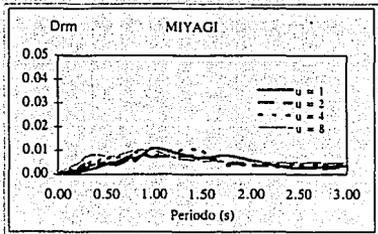
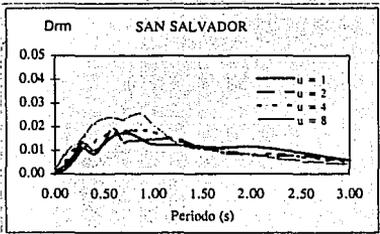
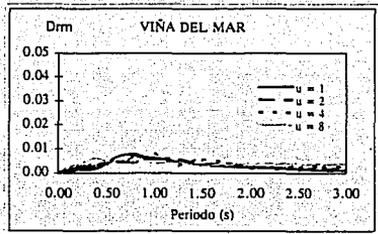
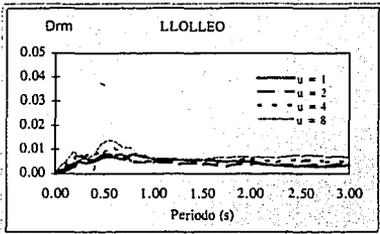
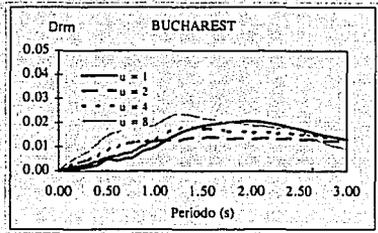
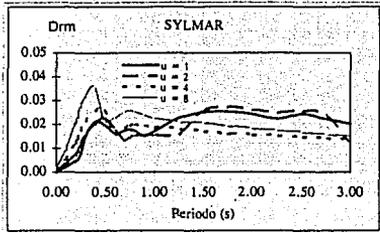
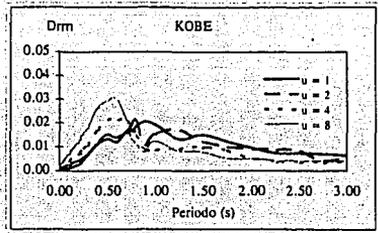
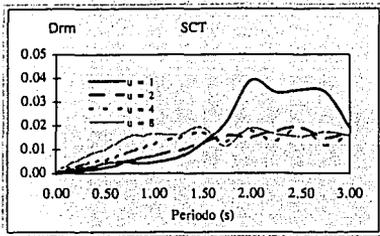


Figura 4.17 Desplazamiento relativo global máximo, D_{rm} , (para $\xi = 5\%$; $\mu = 1, 2, 4$ y 8).

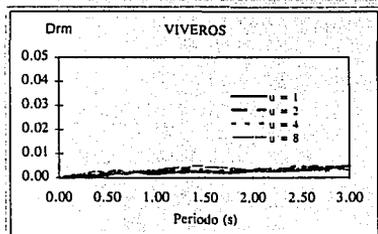
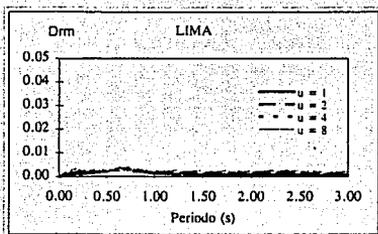
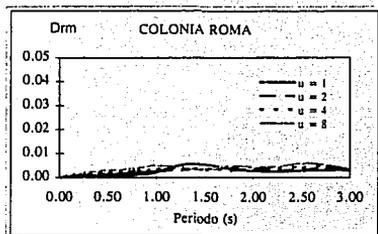
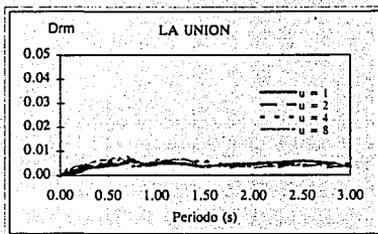
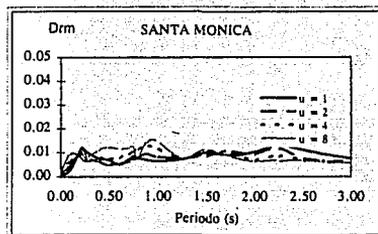
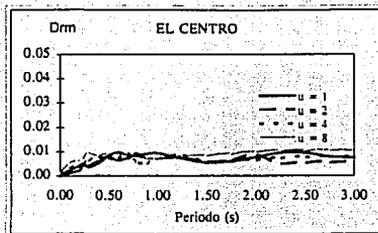
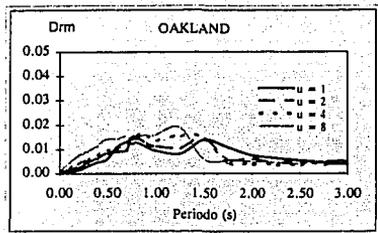


Figura 4.17 Desplazamiento relativo global máximo, D_{rm} , (para $\xi = 5\%$; $\mu = 1, 2, 4$ y 8), (continuación).

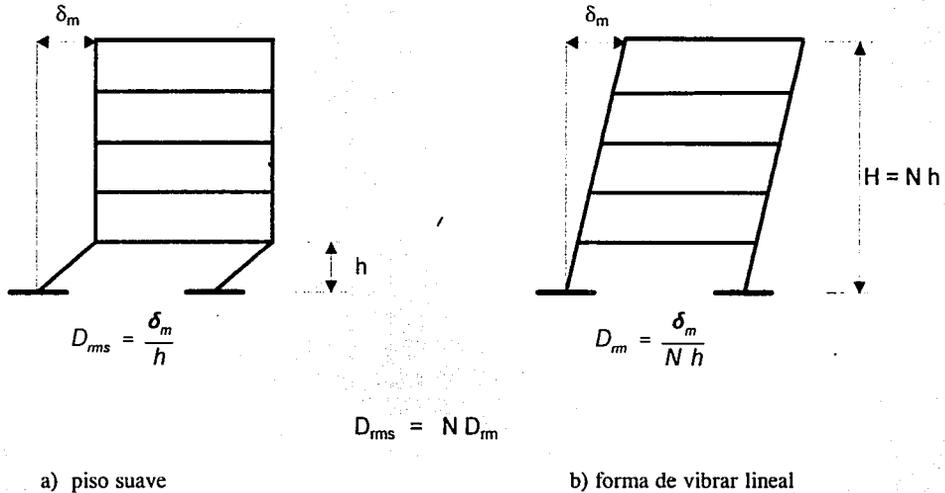
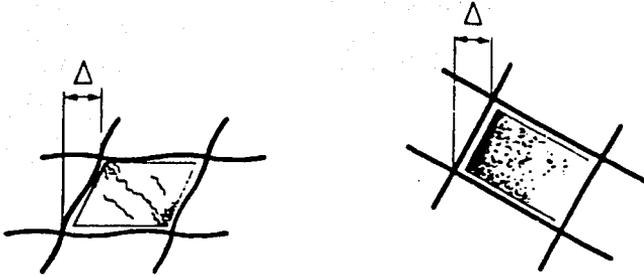


Figura 4.18 Cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso considerando: a) piso suave, b) forma de vibrar lineal. D_{rms} = desplazamiento relativo correspondiente a la formación de piso suave. Modificada de Uang y Bertero (1988).



a) Desplazamiento con distorsión en el panel no estructural b) Desplazamiento sin distorsión en el panel no estructural

Figura 4.19 Desplazamiento relativo que afecta los elementos no estructurales, considerando: a) desplazamiento con distorsión y b) desplazamiento sin distorsión. Modificada de Moehle (1992).

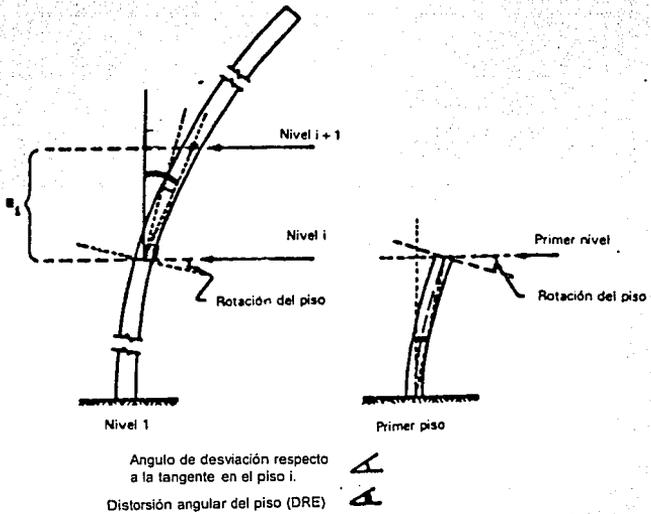


Figura 4.20 Deformación tangencial relativa. Parámetro relacionado con la deformación y el daño en sistemas a base de muros de estructurales de CR. Modificada de Algan (1982).

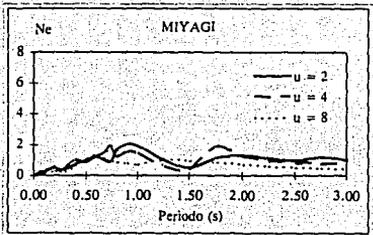
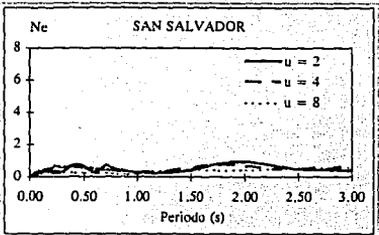
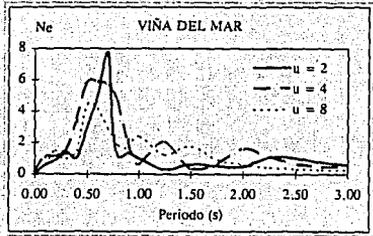
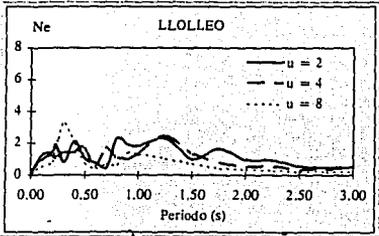
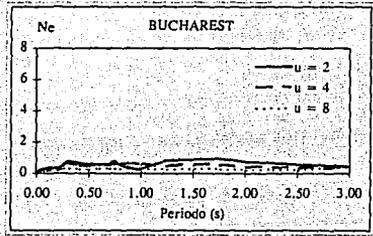
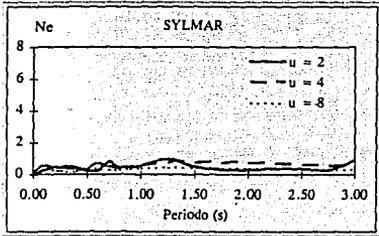
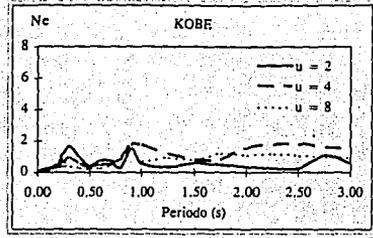
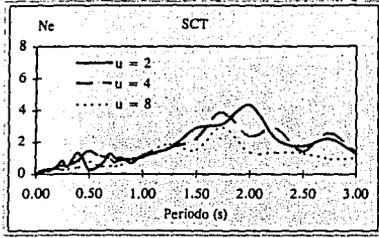


Figura 4.21 Energía histerética normalizada, N_e . Parámetro empleado en la evaluación del parámetro I_D .

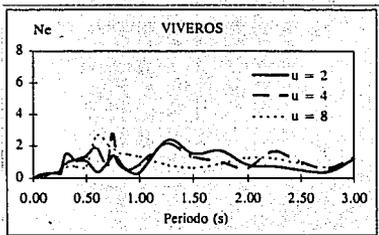
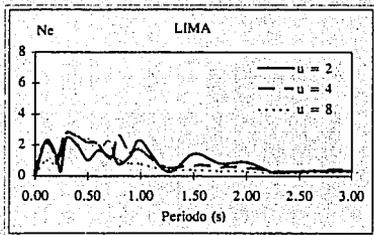
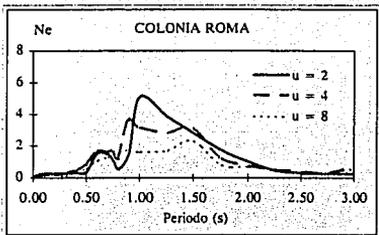
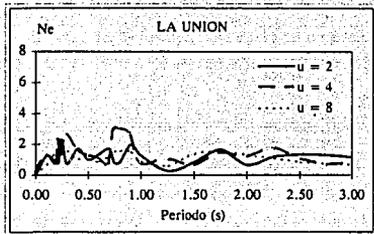
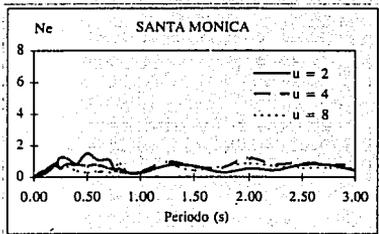
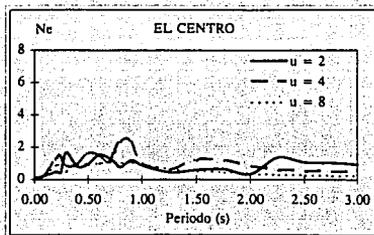
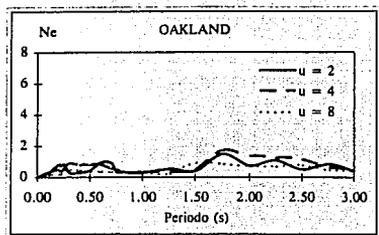


Figura 4.21 Energía histerética normalizada, N_e . Parámetro empleado en la evaluación del parámetro I_D , (continuación).

5 EVALUACION DE LA CAPACIDAD DESTRUCTIVA DE TERREMOTOS UTILIZANDO EL PARAMETRO I_D

En esta investigación se analizó la capacidad destructiva de los diferentes terremotos considerados empleando el parámetro I_D definido en la ec. 4.28. Para la evaluación del parámetro I_D se consideraron tres sistemas estructurales; a base de marcos, a base de muros y los conocidos como duales, asociando a cada registro el sistema estructural más empleado en la zona afectada. Teniendo en cuenta que se quiere cuantificar el daño en estas tres familias de estructuras, se utilizaron los siguientes valores para analizar el comportamiento de estos sistemas estructurales. El parámetro γ se consideró igual a 1.5 para todos los sistemas estructurales. El parámetro D_{rd} se tomó igual a 0.01 en todos los casos. El parámetro α se evaluó con las mismas consideraciones que se tomaron para evaluar los desplazamientos relativos globales, es decir: $h=2.70$ m y λ , considerando el factor de degradación de rigidez de $\sqrt{2}$, igual a 7, 11 y 14 para los sistemas a base de marcos o duales, edificios japoneses y edificios a base de muros estructurales, respectivamente.

Se evaluó el parámetro I_D para los diferentes registros considerando valores de ductilidad de desplazamiento de 2, 4 y 8 y para una razón de amortiguamiento crítico ξ de 5 %. Los resultados de los valores de I_D en función del período fundamental y la ductilidad de la estructura se grafican en la figura 5.1.

5.1 Resultados de la Evaluación del Parametro I_D en los Diferentes Terremotos

Una característica de las gráficas de I_D es que presentan la misma forma que las gráficas de los espectros de energía histerética. Debido a que para un registro y tipo de estructuración específicos I_D y E_H están relacionados por una constante, las características de los efectos de μ y distribución en función de la frecuencia de I_D son las mismas que las comentadas para los espectros de E_H en el capítulo 4. Un aspecto importante es la constante que relaciona a I_D y E_H es el sistema estructural asociado a cada terremoto. En esta investigación los parámetros γ y D_{rd}

se suponen iguales para los sistemas estructurales considerados; esto implica que la diferencia en la constante que relaciona E_H e I_D radica en el parámetro λ , que está relacionado con la rigidez del sistema estructural.

De acuerdo a los resultados empleando el parámetro I_D el registro más destructivo, de los quince evaluados, fue el obtenido en la estación SCT durante el terremoto de México en Septiembre 19 de 1985. Los valores máximos de este parámetro para este movimiento, se presentaron para un valor de ductilidad, μ , igual a 2, en un intervalo de periodos entre 1.5 a 2.5 s, presentando un valor máximo de 9.3 para un periodo de 2 s., figura 5.1. Las capacidades de deformación medidas como ductilidad global de desplazamiento, μ , de las estructuras típicas en México, estuvieron alrededor de 2 (Rodríguez, 1990). Sin embargo, como se aprecia en los resultados de la figura 5.1, aún cuando durante del terremoto de 1985 las estructuras hayan alcanzado ductilidades mayores, por ejemplo cuatro, los resultados para I_D no cambian significativamente en comparación con el caso de ductilidad de dos. La mayoría de las estructuras que llegaron al colapso o presentaron daños severos estaban en el intervalo de 7 a 15 niveles. Estas estructuras por las características constructivas en México antes del terremoto de septiembre de 1985 eran bastante flexibles, especialmente aquellas construidas a base de marcos de CR y sistema de piso a base de losa plana reticular. Estas últimas incluso, podrían ser calculadas con λ menor que 10. Si se calculan los periodos fundamentales para esta estructuras con la formula aproximada de $T=N/10$ y además se tiene en cuenta la degradación de rigidez multiplicando el periodo por $\sqrt{2}$, como se considero en el cálculo de I_D , se tiene para estas estructuras periodos entre 1 a 1.12 s. Para los edificios en los cuales el efecto de flexibilidad del suelo sea importante como en el caso de edificios desplantados en la zona de suelo blando del D.F. se debe tener en cuenta que este efecto aumenta el periodo fundamental de la estructura. Teniendo en cuenta lo anterior se aprecia que las mayores demandas de I_D corresponden al intervalo de periodos antes mencionado, hecho que concuerda con el gran nivel de daños observado en México.

Los registros de SYL y KOB representan también movimientos bastante destructivos, figura 5.1. Estos registros presentan valores de I_D alrededor de 2 en un rango amplio de periodos, especialmente el registro de SYL, indicando que estos movimientos afectaron un grupo amplio de estructuras. A pesar de que el registro obtenido en Sylmar corresponde a una zona donde no hay muchas edificaciones importantes, excepto el Sylmar County Hospital (el cual no sufrió

daños dada su gran rigidez y resistencia), este registro por su gran intensidad puede ser representativo de dicho terremoto. Si se toma en cuenta la gran rigidez de este edificio y se calcula I_D considerando un valor de $\lambda = 20$, el valor de I_D se reduce 4 veces respecto al cálculo original. Esto resulta en un valor de I_D menor que 1, hecho que concuerda con el nivel de daño observado en el edificio, el cual se limitó a presentar daño no estructural. La gráfica 5.1 para el registro de Kobe muestra que las máximas demandas del parámetro I_D , superiores a 1, se dan para el intervalo de periodos entre 0.3 a 1.5 s, aproximadamente. En Kobe un buen número de edificios que llegaron al colapso o presentaron daño severo se encontraban en el intervalo de 4 a 8 niveles. El periodo aproximado de estos edificios, según la fórmula $T=N/16$ y considerando el factor de degradación de rigidez de $\sqrt{2}$, está entre 0.35 a 0.7 s, valores que están en el intervalo de máximas demandas del parámetro I_D . El gran nivel de destrucción observado durante estos terremotos concuerda con los valores calculados para I_D .

Los registros de VM y SS presentan valores máximos semejantes del parámetro I_D ; sin embargo, se registraron más daños en la ciudad de San Salvador que en Viña del Mar. El espectro de I_D para el registro VM, figura 5.1, presenta las máximas demandas, superiores alrededor de 1, para valores de μ de 2 y 4, en un intervalo de periodos entre 0.5 y 1 s. En el momento del terremoto aproximadamente un 33% de los edificios en Viña del Mar superiores a 5 niveles lo constituían estructuras entre 8 a 15 niveles, figura 2.4, tabla 2.5. Los daños en Viña del Mar ocurrieron en mayor proporción en edificios entre 8 y 15 niveles, figura 2.4, tabla 2.5. Si se calcula el periodo de estos edificios con la fórmula $T= N/20$ y además se considera un factor de degradación de rigidez de $\sqrt{2}$ se tiene un intervalo de periodo entre 0.56 y 1 s para estos edificios. Estos valores están entre el intervalo de Periodos de mayores demandas del espectro de I_D , hecho que concuerda con el daño observado. Sin embargo, a pesar del buen número de edificios en Viña del Mar en este intervalo de periodos tan solo 6 edificios experimentaron daños de consideración. Este hecho muestra las bondades del sistema estructural a base de muros, típico de esta ciudad. Sin embargo, se debe anotar que las tres estructuras de 15 niveles en Viña del Mar que presentaron daño severo, figura 2.4, estaban en el intervalo de máximas demandas de I_D . Este hecho muestra que aunque el sistemas de muros es bueno para reducir el daño ocasionado por un terremoto, se deben tener cuidado en su análisis, diseño y construcción y no confiar ciegamente en este sistema estructural.

El espectro de I_D para San Salvador presenta sus máximos valores para un intervalo de periodos entre 0.4 a 1 s, aproximadamente, con un valor máximo de I_D igual a 1.27 para un valor de μ igual a 4 y un periodo de 0.6 s, figura 5.1. Sin embargo, las demandas de I_D para los diferentes valores de μ no difieren notablemente. Para valores de periodos mayores que 1 s las demandas de I_D para las diferentes ductilidades consideradas son en general superiores alrededor de 0.5. Este hecho muestra que el registro de SS presenta un intervalo de periodos más amplio que el registro de VM, en el cual I_D tiene valores considerables. Los daños en San Salvador ocurrieron con mayor frecuencia en edificios de CR entre 3 a 6 niveles. Si se calcula los periodos de estas estructuras con la aproximación $T = N/10$ y además se tiene en cuenta la degradación de rigidez multiplicando el periodo por $\sqrt{2}$, como se considero en el calculo de I_D , se tiene para estas estructuras valores de periodos en el intervalo de 0.56 a 0.84 s. Este intervalo corresponde al intervalo de mayores demandas de I_D para el registro de SS, hecho que concuerda con el daño observado. Además, en los casos de daño severo y colapsos de los sistemas estructurales a base de marcos empleado en San Salvador, se observaron deficiencias en diseño y construcción (Bertero, 1992), lo que puede explicar el gran nivel de daño observado en San Salvador y la diferencia respecto al lo observado en Viña del Mar.

Referente al terremoto de Loma Prieta, con su registro OK, aunque se presentaron algunos colapsos en estructuras, este terremoto se caracterizó principalmente por su alto nivel de daño no estructural. El valor de I_D entre 0.5 y 1.0 observado para este registro, puede ser representativo para caracterizar sismos con potencial destructivo que afecta principalmente a elementos no estructurales en edificios del tipo de California o que utilicen reglamentaciones similares.

En la figura 5.2 se comparan los espectros del parámetro I_D de diferentes registros como son: SCT, KOB, SYL, VM y SS, considerando ductilidades de dos y de cuatro. Se observa como el espectro de I_D para el registro de SCT en el intervalo de periodos superiores alrededor de 1.3 s, para las ductilidades consideradas, presenta respuestas mucho mayores que los demás registros en ese mismo intervalo de periodos. El registro de SYL también presenta respuestas considerables del parámetro I_D alrededor de 2, en el intervalo de periodos superiores a 1.3 s. Los demás registros, KOB, VM y SS, presentan respuestas de I_D inferiores a 1 en dicho intervalo. En el intervalo de periodos menores alrededor de 1.3 s los registros de KOB, SYL,

VM y SS, presentan demandas de I_D superiores a las del registro de SCT, sugiriendo que estos registros son más destructivos en dicho intervalo de periodos. En el intervalo de periodos inferiores a 1.3 s los registros de KOB y SYL son los que presentan las máximas demandas de I_D , sin embargo, no se presenta tanta diferencia, como la observada en el caso del registro de la SCT en el intervalo de periodos mayores de 1.3s, con respecto a la respuesta de los registros SS y VM. Para los diferentes registros, en general, el intervalo de periodos de mayores demandas de I_D concuerda con el intervalo de periodos de los edificios que se vieron más afectados durante los respectivos terremotos. En general los daños en estructuras en los diferentes terremotos están asociados al intervalo de mayores demandas de energía, desplazamiento, resistencia y en este caso I_D . Este hecho muestra la gran relación entre las características de la excitación y las características de las estructuras a las cuales afecta.

En general, se observa que los movimientos asociados a daños graves y colapsos presentan valores de I_D superiores a 1. Los asociados a un nivel de daño entre moderado y bajo presentan valores de I_D menor que 1. Esto sugiere que el valor de I_D igual a 1 define el límite a partir del cual un terremoto se puede considerar destructivo.

En la figura 5.3 se ordenan los registros según el parámetro I_D . Este orden se hizo considerando μ igual a 2, figura 5.3 a; μ igual a 4, figura 5.3 b, y los valores máximos de la dos anteriores, figura 5.3 c. Se observa en la figura 5.3 que los registros de SCT, SYL, KOB y BUC, representan los movimientos más destructivos, si se considera el sistema estructural más empleado en las zona afectada.

En la figura 5.4, se ordenan los registros según los valores máximos del parámetro I_D , para valores de μ igual a 2 ó 4, considerando un mismo sistema estructural. Se observa que el registro de SCT sigue siendo el más destructivo, seguido por KOB, VM, LLO y SYL. Los registros asociados a sistemas de muros o edificios japoneses en su análisis original, LLO, VM, LM, KOB y MY, presentan valores mayores de I_D . Los registros de KOB, VM y LLO muestran que si se considera un mismo sistema estructural son registros con capacidad destructiva mayor que la de los registros de SYL y BUC, (figura 5.4). Con esto se aprecia que el sistema estructural empleado en estas zonas, especialmente en Chile, ayudó a reducir significativamente el potencial destructivo de estos movimientos.

Los resultados anteriores sugieren que el parámetro I_D es aceptable para medir la capacidad destructiva de terremotos al escalar satisfactoriamente los terremotos analizados en relación con los daños observados. Este parámetro agrupó en forma aceptable los registros donde se observó mayores daños como son: SCT, KOB, SYL y BUC; los registros con un nivel de daño entre moderado y severo como son: LLO, VM, SS, OK, CEN, MY y SM; y a los registros con bajo nivel de daño observado como son: UN, RM, LM y VI. Además, este parámetro permite cuantificar en forma global la vulnerabilidad sísmica de los diferentes sistemas estructurales.

Resulta útil poder presentar una escala de medida para I_D a pesar de que sería preferible estudiar casos específicos de edificaciones con diversos niveles observados de daños causados por terremotos para relacionar estos daños con los valores correspondientes del parámetro I_D . Por esto, en un intento inicial para generalizar esta medida, con base en los datos que se tienen en esta investigación, se presenta la siguiente escala.

Los registros con valores de I_D superiores, alrededor de 1, representan terremotos destructivos. Estos movimientos van a demandar de las estructuras gran capacidad de disipación de energía histerética y grandes desplazamientos. En la figura 4.4 y 4.17 se puede observar que los registros con valores de I_D superiores a 1, presentan demandas de energía mayores que alrededor de $10,000 \text{ (cm/s)}^2$ y valores de desplazamientos relativos globales superiores o cercanos a 0.01. Terremotos con valores de I_D alrededor de 2 representan movimientos muy destructivos como los registros de SYL y KOB, figura 5.1. Terremotos con valores del parámetro I_D superiores a 4 como en el caso del registro de la SCT, con valores para I_D entre 4 y 10, representan movimientos excepcionales con gran capacidad de destrucción. Durante ese tipo de eventos el control de desplazamientos y un buen detallado y construcción tienen un papel importante en el control del daño que puede producir un movimiento.

Los movimientos con valores de I_D entre 0.5 y 1 representan terremotos con capacidad moderada de daño estructural. En las figuras 4.4 y 4.17 se puede observar que los movimientos que se encuentran en este grupo, OK, CEN y SM, presentan demandas de E_H entre 5,000 a $10,000 \text{ (cm/s)}^2$ y demandas para D_{rm} alrededor de 0.01. El daño no estructural en las estructuras puede ser grave y extenso. Las estructuras mal detalladas y mal construidas pueden presentar daño estructural e incluso llegar al colapso. El control de desplazamientos tiene un papel muy

importante en terremotos asociados a los valores mencionados de I_D .

Los registros con valores de I_D inferiores a 0.5 representan terremotos con baja capacidad destructiva. En la figura 4.4 y 4.17 se puede observar que las demandas de E_H y D_{rm} para este grupo de movimientos, UN, RM, LM y VI, son inferiores a $5,000 \text{ (cm/s)}^2$ y 0.01, respectivamente. Para este tipo de movimientos, las estructuras de marcos o muros de CR bien diseñadas no deben presentar ningún tipo de daño estructural. Se podrán presentar daños moderados en elementos no estructurales. Eventualmente se podrán presentar daños en estructuras que no cumplen requerimientos sismoresistentes.

Un aspecto importante en todos los terremotos analizados e informes de daños revisados, es que estructuras a base de marcos o muros, bien diseñadas y con estructuración adecuada, resistieron los terremotos en forma aceptable.

5.2 Importancia del sistema estructural en la reducción del daño sísmico

Como se ha mencionado anteriormente, la capacidad destructiva de un terremoto depende de las características de la excitación así como de las características de la estructura. Por las características aleatorias de los terremotos y por ser éstos un fenómeno natural, no lo podemos definir con precisión ni tampoco cambiar; sin embargo, sí existe la posibilidad de escoger el sistema estructural que sea menos vulnerable ante una excitación sísmica.

La selección de un buen sistema estructural contra terremotos es la primera y más importante decisión en el diseño sismoresistente. Aunque el mal detallado en los elementos estructurales, especialmente en estructuras de CR, puede llevar a daños serios e incluso colapsos, el escoger un sistema estructural particular contra terremotos define en forma global la resistencia, rigidez y dimensiones del conjunto estructural (Eberhard y Phipps, 1994).

En los reglamentos actuales se hace mucho énfasis en el concepto de ductilidad, concepto que ha sido mal entendido y confundido con el de flexibilidad. Este hecho a promovido el uso de sistemas flexibles, como los sistemas de marcos, como la mejor solución para resistir cargas laterales. La gran flexibilidad de algunos marcos resulta en fallas graves y grandes pérdidas

económicas. La mayor deformación en los sistemas flexibles lleva a problemas como el choque de edificios vecinos y a daños estructurales y no estructurales con un alto costo de reparación.

Los edificios a base de muros estructurales de CR, de características rígidas, han presentado un mejor comportamiento que los sistemas de marcos durante terremotos. Fintel (1995) ha efectuado una evaluación del comportamiento de estos sistemas durante varios terremotos ocurridos en los últimos 30 años. La observación incluye terremotos como los ocurridos en: Chile (1960), Caracas, Venezuela (1967), San Fernando, California (1971); Managua, Nicaragua (1972); Bucarest, Rumania (1977), México D.F, México (1985); Chile (1985) y Armenia (1988), entre otros. En todos estos terremotos Fintel observó que el comportamiento de los sistemas a base de muros ha sido mejor que el de los sistemas a base de marcos. Fintel hace énfasis en las ventajas de estos sistemas para reducir el daño producido por un terremoto, a pesar de algunas fallas características de estos sistemas como el daño en vigas de acoplamiento y fisuras en la base de los muros. Debido a su gran rigidez los sistemas a base de muros de CR ayudan en el control de los desplazamientos evitando el daño no estructural, el cual representa un alto costo de reparación.

Como se mencionó anteriormente, para evaluar el parámetro I_D en esta investigación se toman en cuenta tres tipos de sistemas estructurales: a base de marcos, a base de muros y el sistema conocido como dual, el cual combina los dos primeros. En el análisis llevado a cabo, estos sistemas se diferencian principalmente por el parámetro λ (capítulo 4), el cual está asociado a la rigidez del sistema estructural; los demás parámetros que intervienen en la evaluación de I_D permanecen constantes. En la evaluación de I_D para los diferentes terremotos se observó que los registros asociados al sistema de muros estructurales presentaron valores menores de este parámetro, a pesar de las grandes demandas de E_H , debido a la reducción de los desplazamientos, como en el caso del registro VM.

En las figuras 5.5 y 5.6 se gráfica el parámetro I_D para valores de μ de 2 y 4, respectivamente, considerando sistemas de marcos o duales y sistemas de muros. Las líneas que representan uno u otro sistema pueden ser tomadas como cotas superior para marcos, e inferior para muros. Los sistemas duales, aunque son analizados en esta investigación considerando un comportamiento semejante al de los marcos, podrían estar dentro de estas dos cotas. Los edificios japoneses

también se encontrarían entre estos límites. Además, en el caso de edificios de marcos de CR con sistemas de piso a base de losa plana reticular como los construidos en México, se podría calcular el periodo fundamental con un λ menor que 10. Esto llevaría a valores de I_D , para este tipo de estructuras, en el caso de México, superiores a los calculados.

Es interesante observar en las figuras 5.5 y 5.6, que los sistemas a base de muros estructurales, los cuales ayudan a controlar los desplazamientos de la estructura, llevan a reducir significativamente la capacidad destructiva de terremotos. Para los valores propuestos en esta investigación el considerar muros lleva a demandas de I_D cuatro veces menores que en el caso de marcos. En el caso de México, por ejemplo, el considerar muros reduce los valores máximos de parámetro I_D de 9.3 a 2.3, para un valor de μ igual a 2, figura 5.5. Como se puede apreciar en las figuras 5.5 y 5.6, en la mayor parte de los casos analizados, el empleo del sistema estructural a base de muros de CR reduce las demandas del parámetro I_D a valores inferiores a 1, con lo cual, como se ha comentado anteriormente se tendría a lo sumo una capacidad destructiva moderada en estructuras que cumplen reglamentos de diseño sismoresistente y que responden a terremotos intensos.

Estos resultados muestran la importancia de seleccionar el sistema estructural apropiado para controlar el daño. Deja además implícito que los sistemas a base de muros constituyen un sistema óptimo para tal objetivo. Sin embargo como se menciono anteriormente, hay que tener cuidado en el análisis, diseño y construcción de estos sistemas. Además, mediante el uso del parámetro I_D se puede evaluar la vulnerabilidad sísmica de los diferentes sistemas estructurales.

5.3 Análisis comparativo del parámetro I_D con los diferentes parámetros analizados: P_D, I_A, S_I y A_{max} .

Interesa comparar los resultados obtenidos para el parámetro I_D con los de otros parámetros presentados en este estudio y especialmente con el parámetro P_D , el cual ha sido mencionado como un parámetro adecuado para medir la capacidad destructiva de terremotos (Uang y Bertero, 1988).

En las figuras 5.7 y 5.8 se compara el parámetro I_D con los parámetros P_D, S_I, I_A y A_{max} .

anteriormente comentados en el capítulo 3. En estas dos figuras los diferentes parámetros se encuentran normalizados respecto al valor máximo de cada uno de ellos. Además, el orden en que se presentan los resultados de los registros están de acuerdo al parámetro I_D . Se observa en estas figuras que los parámetros que mejor correlacionan con el parámetro I_D son P_D y S_I .

En la figura 5.7 a y 5.8 a se comparan los parámetros I_D y P_D . Se observa claramente que estos dos parámetros presentan al registro de la SCT como el más destructivo de todos los analizados. De acuerdo a ambos parámetros existe una gran diferencia entre el potencial destructivo del registro de la SCT y el de los demás registros. De acuerdo al parámetro P_D todos los registros analizados presentaron un potencial destructivo inferior al 20% respecto al registro de la SCT, figura 5.8a. Según el parámetro I_D los registros de SYL y KOB, los cuales están asociados a un nivel de daño observado severo, se encuentran por encima del 20 % respecto al registro de la SCT, figura 5.8a. Esta característica parece estar más acorde con el daño observado. Según P_D los registros de LLO, MY y VM se ubican sobre los registros de SS, SYL y BUC, figura 5.7a, los cuales están asociados a un nivel de daño mayor. Esto se explica si se tiene en cuenta que en el cálculo de I_D , para los registros de LLO, MY y VM se consideró sistemas más rígidos, los cuales ayudan a controlar los desplazamientos. De acuerdo al parámetro P_D el registro RM, al que se le asocia un bajo nivel de daño, queda ubicado sobre los registros de OK, SM y CEN, los cuales están asociados a un nivel de daño mayor. La gran diferencia que se presenta entre el potencial destructivo del registro de la SCT con los otros registros, según el parámetro P_D , y el valor del parámetro P_D para el registro RM, superior al valor de los registros de OK, SM y CEN, sugieren que el parámetro P_D tiende a sobrestimar registros de larga duración con contenido de frecuencias bajas.

En la figura 5.7b y 5.8b, se compara los parámetros I_D vs S_I . Estos dos parámetros coinciden en escalar los registros más destructivos, según el daño observado, SCT, KOB, BUC y LLO, en los primeros lugares. Los registros con capacidad destructiva entre moderada e intensa, VM, SS, OK, CEN, MY y SM, se ubican en el medio de la clasificación y los registros con baja capacidad destructiva, UN, RM, LM Y VI, se ubican en los últimos lugares, figura 5.7b y 5.8b. Sin embargo, el parámetro S_I no presenta un buen escalamiento con algunos registros. De acuerdo a S_I , el registro de SYL se considera como el más destructivo seguido por KOB y SCT, este orden no concuerda con el daño observado. Además no se presenta mucha diferencia entre

la capacidad destructiva de estos parámetros medidos según S_1 , figura 5.8b.

En las figuras 5.7 c,d y 5.8 c, d, se comparan los parámetros I_D vs I_A e I_D vs A_{max} , respectivamente. Los parámetros I_A y A_{max} , presentan bastante diferencia, en ordenar los registros analizados, con el parámetro I_D , y con los daños observados. El parámetro I_A , como se mencionó en el capítulo 3, tiende a sobrestimar los registros con larga duración y con alto contenido de frecuencias, como es el caso de los registros de LLO y VM que, de acuerdo a I_A , representan, además de KOB, los movimiento más destructivos. De acuerdo a los parámetros I_A y A_{max} el registro de la SCT no constituye un movimiento muy destructivo; sin embargo, el gran nivel de destrucción observado en la ciudad de México, particularmente en la zona donde se obtuvo el registro de la SCT, no concuerda con estos parámetros.

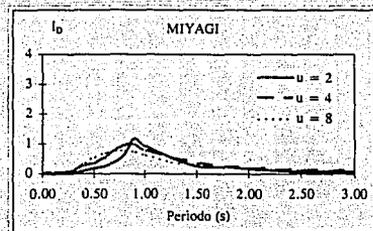
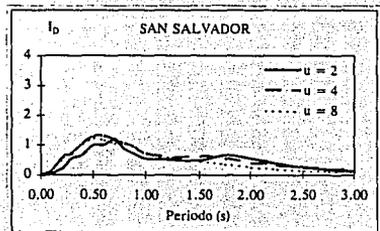
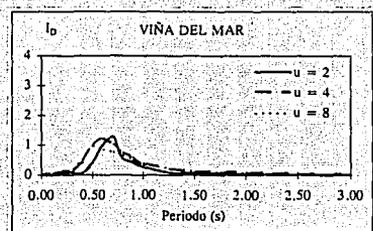
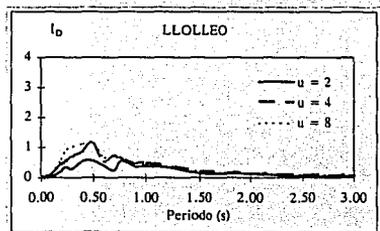
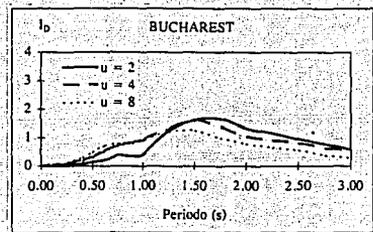
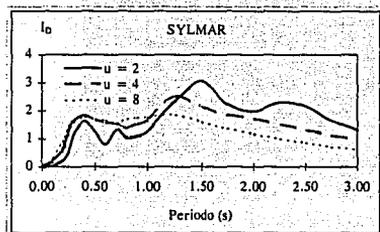
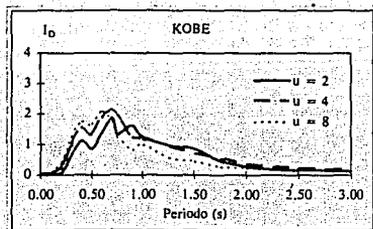
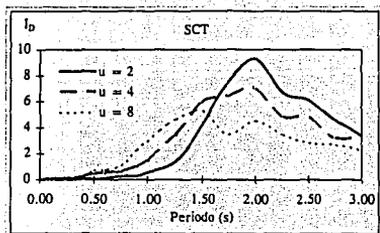


Figura 5.1 Espectros del parámetro I_D (para $\xi = 5\%$; μ de 2, 4 y 8) considerando el sistema estructural más empleado en la zona afectada. Escalas máximas empleadas para I_D . SCT: 10; KOB, SYL, BUC, LLO, VM, SS y MY: 4; registros restantes: 1.

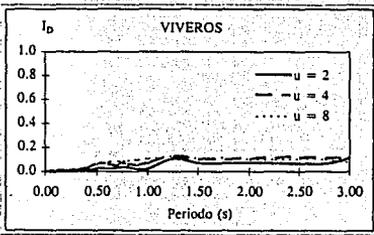
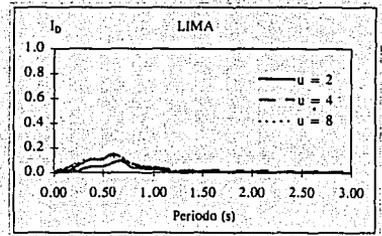
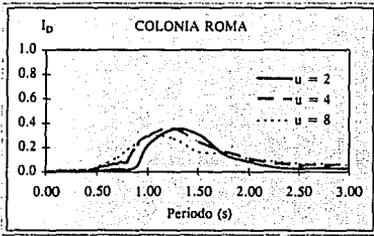
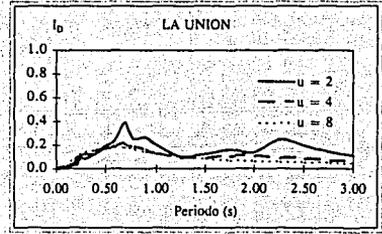
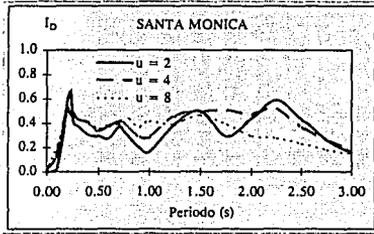
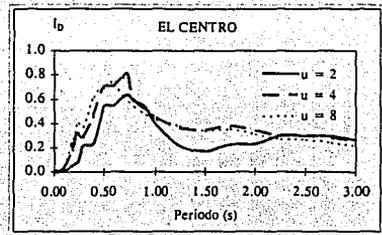
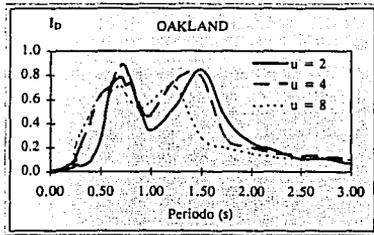
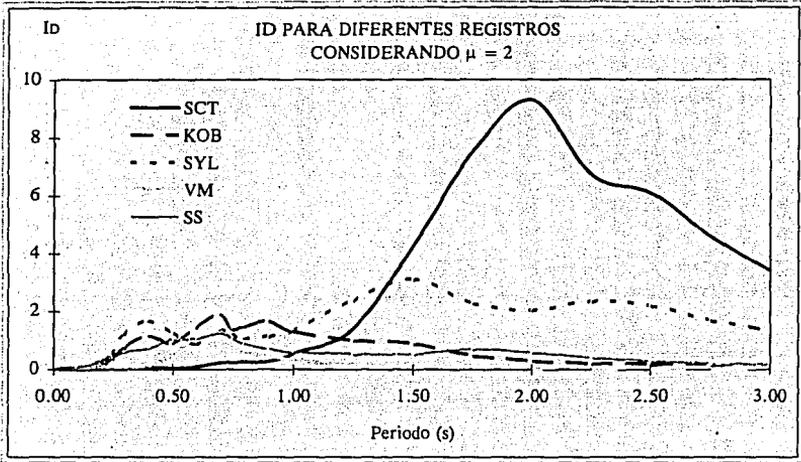


Figura 5.1 Espectros del parámetro I_D (para $\xi = 5\%$; μ de 2, 4 y 8) considerando el sistema estructural más empleado en la zona afectada. Escalas máximas empleadas para I_D : SCT: 10; KOB, SYL, BUC, LLO, VM, SS y MY: 4; registros restantes: 1; (continuación).

a



b

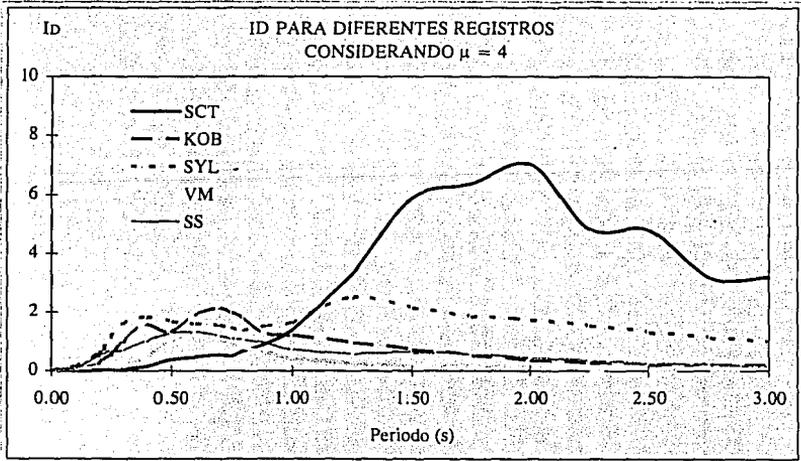


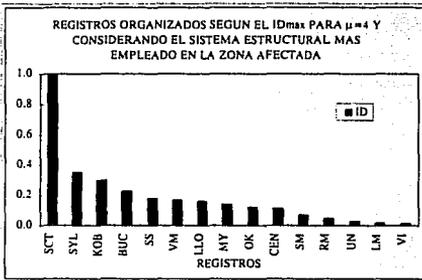
Figura 5.2 Comparación del parámetro I_D en diferentes registros para a) $\mu=2$ y b) $\mu=4$.



a

REGISTROS ORGANIZADOS SEGUN EL ID_{max} PARA $\mu=2$ Y CONSIDERANDO EL SISTEMA ESTRUCTURAL MAS EMPLEADO EN LA ZONA AFECTADA.

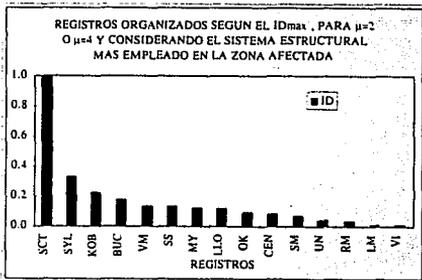
REGISTRO	ID	ID/ID _{max}	T (s)	ESTRUCTURA
SCT	9.31	1.00	2.00	MARCOS
SYL	3.07	0.33	1.50	MARCOS
KOB	1.85	0.20	0.70	JAPONES
BUC	1.66	0.18	1.75	MARCOS
VM	1.27	0.14	0.70	MUROS
SS	1.19	0.13	0.70	MARCOS
MY	1.17	0.13	0.90	JAPONES
OK	0.84	0.09	1.50	MARCOS
SM	0.66	0.07	0.20	MARCOS
CEN	0.64	0.07	0.75	MARCOS
LLO	0.56	0.06	0.50	MUROS
UN	0.40	0.04	0.70	MARCOS
RM	0.35	0.04	1.25	MARCOS
VI	0.11	0.01	1.25	MARCOS
LM	0.10	0.01	0.70	MUROS



b

REGISTROS ORGANIZADOS SEGUN EL ID_{max} PARA $\mu=4$ Y CONSIDERANDO EL SISTEMA ESTRUCTURAL MAS EMPLEADO EN LA ZONA AFECTADA.

REGISTRO	ID	ID/ID _{max}	T (s)	ESTRUCTURA
SCT	7.00	1.00	2.00	MARCOS
SYL	2.47	0.35	1.25	MARCOS
KOB	2.10	0.30	0.70	JAPONES
BUC	1.60	0.23	1.50	MARCOS
SS	1.27	0.18	0.60	MARCOS
VM	1.19	0.17	0.60	MUROS
LLO	1.13	0.16	0.50	MUROS
MY	1.00	0.14	0.90	JAPONES
OK	0.87	0.12	0.75	MARCOS
CEN	0.80	0.11	0.75	MARCOS
SM	0.52	0.07	0.20	MARCOS
RM	0.35	0.05	1.25	MARCOS
UN	0.21	0.03	0.70	MARCOS
LM	0.14	0.02	0.60	MUROS
VI	0.12	0.02	1.25	MARCOS



c

REGISTROS ORGANIZADOS SEGUN EL ID_{max} PARA $\mu=2$ O $\mu=4$ Y CONSIDERANDO EL SISTEMA ESTRUCTURAL MAS EMPLEADO EN LA ZONA AFECTADA.

REGISTRO	ID	ID/ID _{max}	μ	T(s)	ESTRUCTURA
SCT	9.31	1.00	2	2.00	MARCOS
SYL	3.07	0.33	2	1.50	MARCOS
KOB	2.10	0.23	4	0.70	JAPONES
BUC	1.66	0.18	2	1.75	MARCOS
VM	1.27	0.14	2	0.70	MUROS
SS	1.27	0.14	4	0.60	MARCOS
MY	1.16	0.12	2	0.90	JAPONES
LLO	1.13	0.12	4	0.50	MUROS
OK	0.87	0.09	4	0.75	MARCOS
CEN	0.80	0.09	4	0.75	MARCOS
SM	0.66	0.07	2	0.20	MARCOS
UN	0.40	0.04	2	0.70	MARCOS
RM	0.35	0.04	2	1.25	MARCOS
LM	0.14	0.02	4	0.60	MUROS
VI	0.12	0.01	4	1.25	MARCOS

Figura 5.3 Registros organizados según el parámetro I_D considerando el sistema estructural más empleado en la zona afectada para: a) $\mu=2$, b) $\mu=4$ y c) los valores máximos de los casos anteriores.

DATOS DEL PARAMETRO ID CONSIDERANDO UN MISMO SISTEMA ESTRUCTURAL						
VALORES MAXIMOS DE ID PARA $\mu=3$ O $\mu=4$.						
REGISTROS	ID MÀRCOS	ID _{mar} /ID _{max}	ID MUROS	ID _{mur} /ID _{max}	u	T(s)
SCT	9.31	1.000	2.33	1.000	2	2
KOB	5.19	0.557	1.30	0.557	4	0.7
VM	5.08	0.546	1.27	0.546	4	0.7
LLO	4.52	0.485	1.13	0.485	2	0.5
SYL	3.07	0.330	0.77	0.330	2	1.5
MY	2.87	0.308	0.72	0.308	2	0.9
BUC	1.66	0.178	0.42	0.178	2	1.75
SS	1.27	0.136	0.32	0.136	4	0.6
OK	0.87	0.093	0.22	0.093	4	0.75
CEN	0.80	0.086	0.20	0.086	4	0.75
SM	0.66	0.071	0.17	0.071	2	0.2
LM	0.56	0.060	0.14	0.060	4	0.6
UN	0.40	0.043	0.10	0.043	4	0.7
RM	0.35	0.038	0.09	0.038	4	1.25
VI	0.12	0.013	0.03	0.013	4	1.25

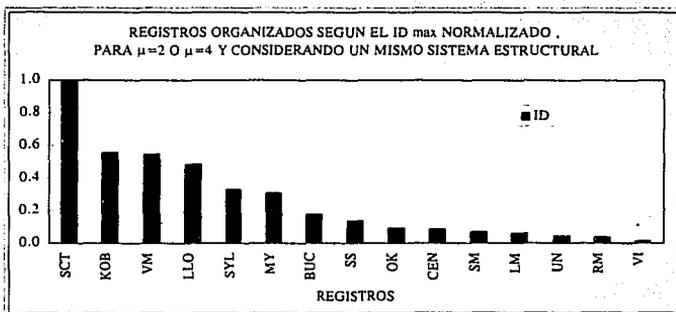


Figura 5.4 Registros organizados según el parámetro I_D , normalizado, considerando un mismo sistema estructural.

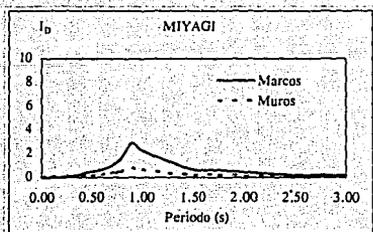
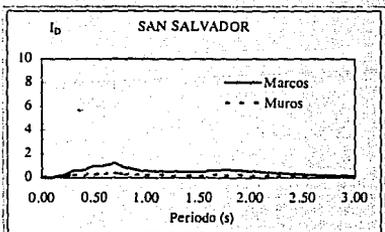
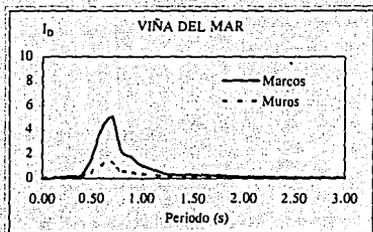
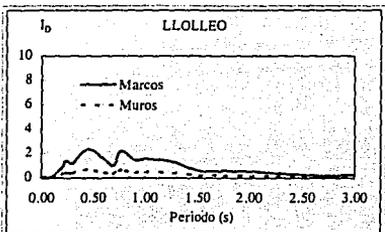
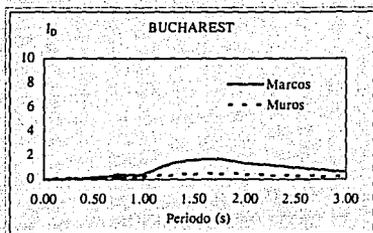
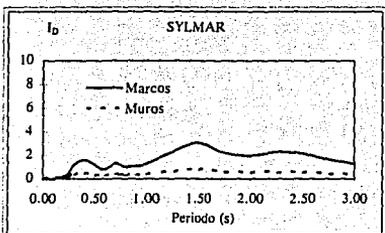
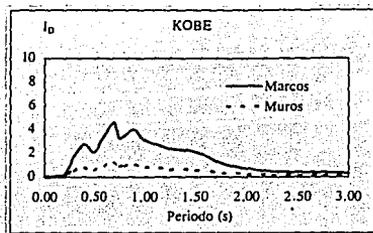
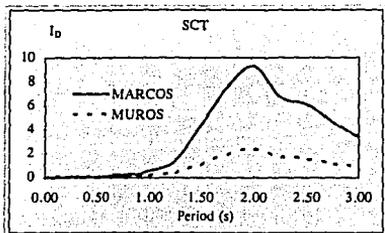


Figura 5.5 Espectros del parámetro I_D para sistemas de marcos y sistemas de muros estructurales, considerando un valor de μ igual a 2.

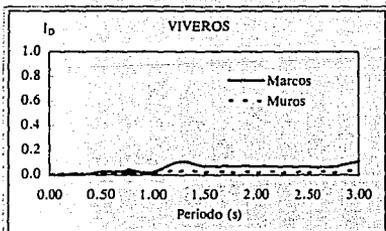
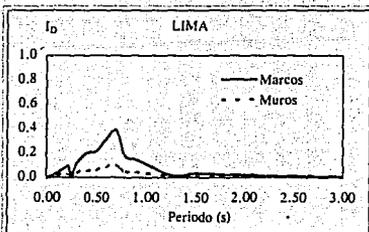
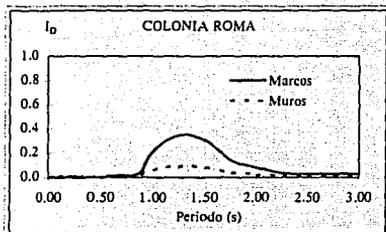
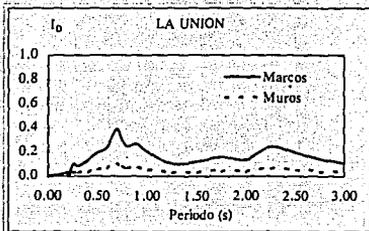
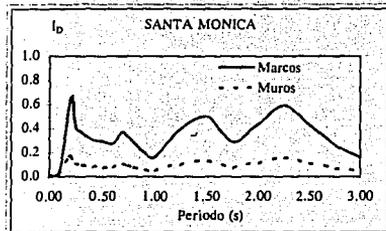
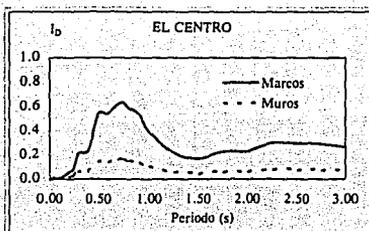
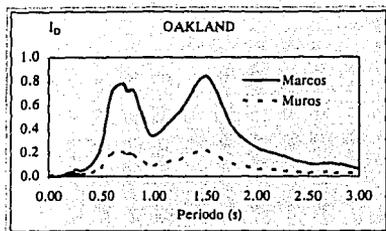


Figura 5.5 Espectros del parámetro I_D para sistemas de marcos y sistemas de muros estructurales, considerando un valor de μ igual a 2, (continuación).

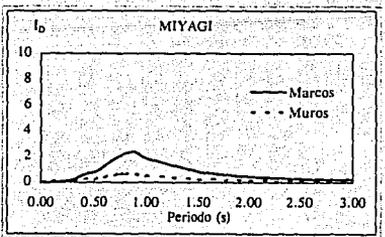
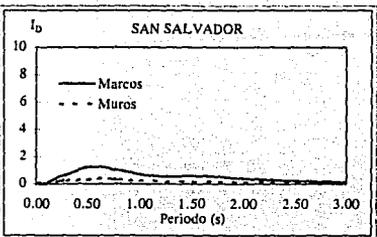
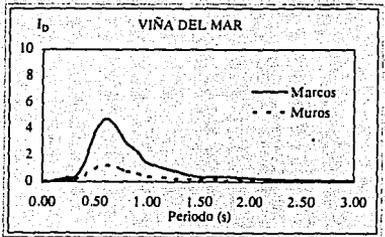
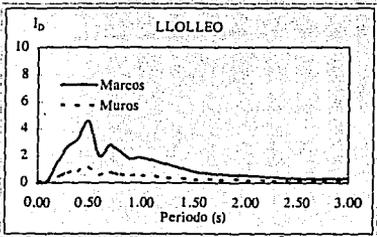
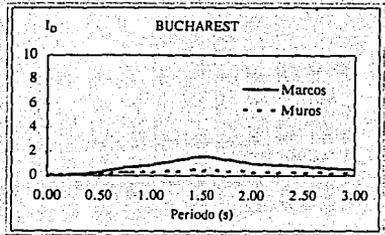
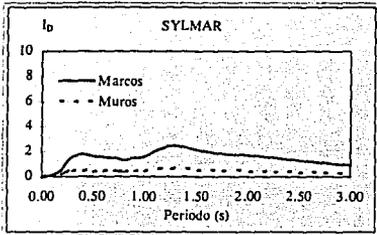
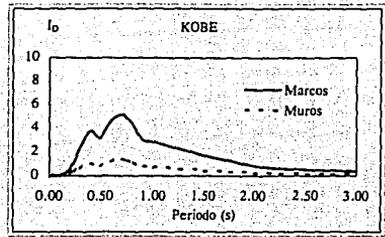
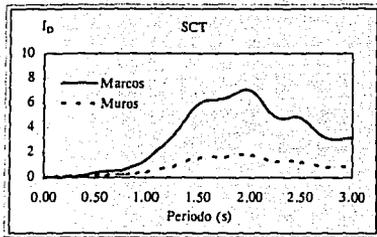


Figura 5.6 Espectros del parámetro I_D para sistemas de marcos y sistemas de muros estructurales, considerando un valor de μ igual a 4.

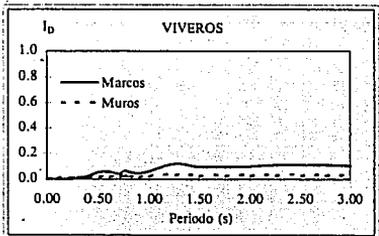
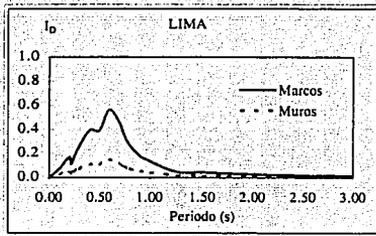
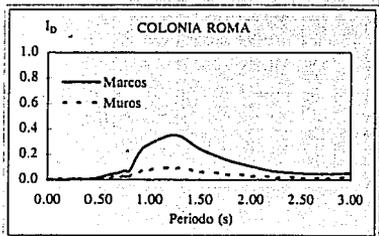
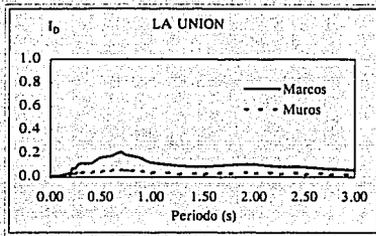
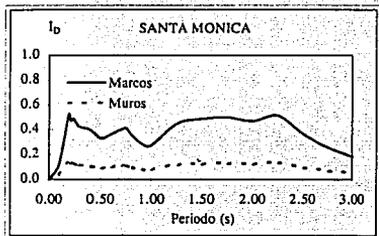
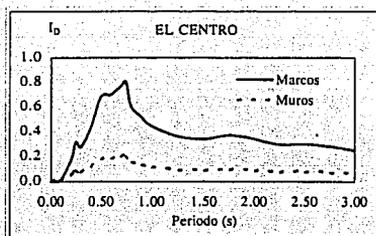
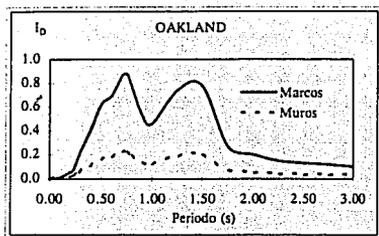
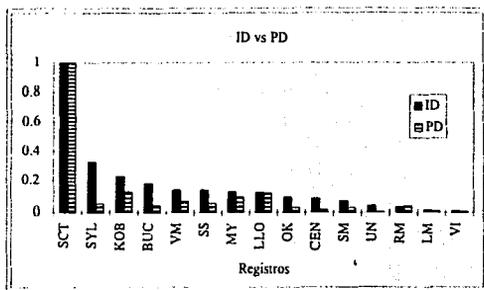
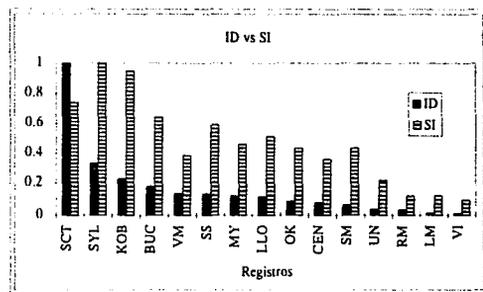


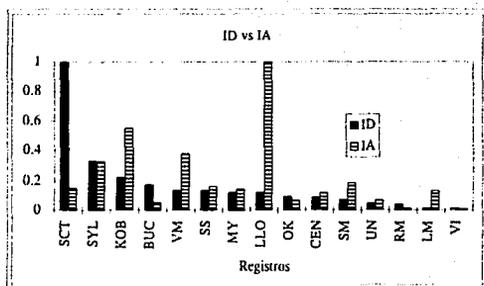
Figura 5.6 Espectros del parámetro I_D para sistemas de marcos y sistemas de muros estructurales, considerando un valor de μ igual a 4, (continuación).



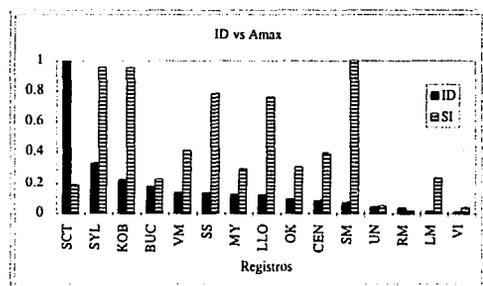
a



b

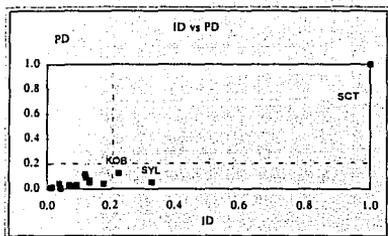


c



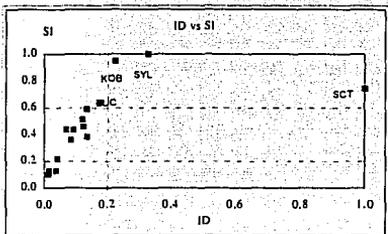
d

Figura 5.7 Resultado de ordenar los registro estudiados de acuerdo a I_D y comparación empleando P_D , S_i , I_A y A_{max} .



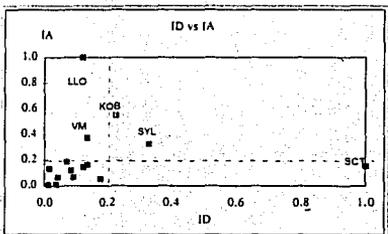
a

REGISTRO	ID	ID/ID _{max}	PD (m.seg)	PD/PD _{max}
SCT	9.31	1.00	1.61	1.00
SYL	3.07	0.33	0.09	0.05
KOB	2.10	0.23	0.20	0.12
BUC	1.66	0.18	0.07	0.04
VM	1.27	0.14	0.11	0.07
SS	1.27	0.14	0.09	0.05
MY	1.16	0.12	0.15	0.09
LLO	1.13	0.12	0.19	0.12
OK	0.87	0.09	0.05	0.03
CEN	0.80	0.09	0.03	0.02
SM	0.66	0.07	0.05	0.03
UN	0.40	0.04	0.01	0.01
RM	0.35	0.04	0.07	0.04
LM	0.14	0.02	0.02	0.01
VI	0.12	0.01	0.01	0.01



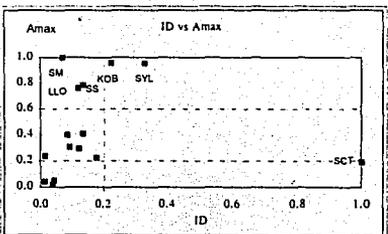
b

REGISTRO	ID	ID/ID _{max}	SI (g.scg2)	SI/SI _{max}
SCT	9.31	1.00	0.29	0.74
SYL	3.07	0.33	0.39	1.00
KOB	2.10	0.23	0.37	0.95
BUC	1.66	0.18	0.25	0.64
VM	1.27	0.14	0.15	0.38
SS	1.27	0.14	0.23	0.59
MY	1.16	0.12	0.18	0.46
LLO	1.13	0.12	0.20	0.51
OK	0.87	0.09	0.17	0.44
CEN	0.80	0.09	0.14	0.36
SM	0.66	0.07	0.17	0.44
UN	0.40	0.04	0.09	0.22
RM	0.35	0.04	0.05	0.13
LM	0.14	0.02	0.05	0.13
VI	0.12	0.01	0.04	0.10



c

REGISTRO	ID	ID/ID _{max}	IA (g)	IA / IA _{max}
SCT	9.31	1.00	2.33	0.15
SYL	3.07	0.33	4.98	0.33
KOB	2.10	0.23	8.35	0.55
BUC	1.66	0.18	0.81	0.05
VM	1.27	0.14	5.70	0.38
SS	1.27	0.14	2.48	0.16
MY	1.16	0.12	2.22	0.15
LLO	1.13	0.12	15.15	1.00
OK	0.87	0.09	1.00	0.07
CEN	0.80	0.09	1.79	0.12
SM	0.66	0.07	2.83	0.19
UN	0.40	0.04	1.00	0.07
RM	0.35	0.04	0.16	0.01
LM	0.14	0.02	2.04	0.13
VI	0.12	0.01	0.11	0.01



d

REGISTRO	ID	ID/ID _{max}	A _{max} (g)	A _{max} / A _{max}
SCT	9.31	1.00	0.17	0.19
SYL	3.07	0.33	0.84	0.95
KOB	2.10	0.23	0.84	0.95
BUC	1.66	0.18	0.2	0.23
VM	1.27	0.14	0.36	0.41
SS	1.27	0.14	0.69	0.78
MY	1.16	0.12	0.26	0.30
LLO	1.13	0.12	0.67	0.76
OK	0.87	0.09	0.27	0.31
CEN	0.80	0.09	0.35	0.40
SM	0.66	0.07	0.88	1.00
UN	0.40	0.04	0.045	0.05
RM	0.35	0.04	0.017	0.02
LM	0.14	0.02	0.21	0.24
VI	0.12	0.01	0.036	0.04

Figura 5.8 Comparación de parámetro I_D con los parámetros: a) I_D vs P_D , b) I_D vs S_I , c) I_D vs I_A y c) I_D vs A_{max} .

6 CONCLUSIONES

A raíz de la buena cantidad de registros obtenidos en la última década y la buena base de datos de los daños observados en las zonas afectadas se tiene ahora la posibilidad de evaluar de manera más realista la capacidad destructiva de terremotos. Se ha observado que el potencial destructivo de un movimiento sísmico no depende de un sólo parámetro, como por ejemplo la aceleración máxima del terreno, sino que es una combinación de las propiedades del movimiento y de las estructuras que afecta. El considerar criterios energéticos y además por ejemplo desplazamientos en la estructura puede llevar a criterios de evaluación de capacidad destructiva de terremotos más racionales. El parámetro I_D propuesto por Rodríguez (1994) tiene en cuenta estos criterios.

Los espectros de E_H están asociados a la demanda de comportamiento inelástico y al nivel de daño que puede presentar una estructura durante un terremoto. Este parámetro de respuesta tiene una mejor correlación con el nivel de daño que el obtenido con espectros de resistencia. Sin embargo, el considerar el parámetro E_H de manera aislada no refleja en todos los casos el potencial destructivo de un movimiento, ya que hay otros factores como la demanda y capacidad de deformación asociado al sistema estructural que modifican de manera sustancial las características de daños en la estructura. Este es el caso de la experiencia observada en Viña del Mar, en el terremoto de Chile de 1985, en donde el empleo de edificios a base de muros de CR ayudó a reducir los desplazamientos y con esto a disminuir el posible daño. La consideración del parámetro E_H y las características dinámicas de la estructura permiten estimar el potencial de daño en forma más racional. El parámetro I_D utiliza estos criterios en su desarrollo, siendo útil como herramienta para medir la capacidad destructiva de terremotos y para evaluar en forma rápida la vulnerabilidad sísmica de diferentes sistemas estructurales.

El parámetro I_D presentó una buena correlación con los daños observados en los diferentes terremotos, escalando en forma satisfactoria los registros analizados. Este parámetro escaló al registro obtenido en la SCT, durante el terremoto de México en septiembre de 1985, como el

registro más destructivo de los 15 registros analizados, hecho que concuerda con la gran destrucción que se observó durante este movimiento. Otros movimientos que están asociados a daños graves y colapso fueron los movimientos de SYL y KOB, la forma de escalarlos según el parámetro I_D sugiere una correlación aceptable.

El parámetro I_D toma en cuenta al tipo de sistema estructural, factor que ayuda a evaluar la vulnerabilidad sísmica de los diferentes sistemas estudiados: a base de marcos, a base de muros y los conocidos como duales. Se concluye en esta investigación que los sistemas a base de muros ayudan a controlar de manera efectiva el posible daño producido por un terremoto. A una conclusión semejante llega Fintel (1995), con base en observaciones del comportamiento de sistemas a base de muros estructurales durante varios terremotos ocurridos en los últimos 30 años.

Los parámetros I_D y P_D se ajustaron satisfactoriamente al daño observado en los 15 registros analizados. Sin embargo, el parámetro P_D no considera directamente la vulnerabilidad de los diferentes sistemas estructurales; aspecto que sí toma el parámetro I_D . Las características del parámetro I_D permiten lograr una correlación adecuada entre la capacidad destructiva de los registros analizados y el daño observado. Los altos valores calculados del parámetro P_D para los registros SCT y RM sugieren que este parámetro tiende a sobrestimar movimientos de larga duración con contenido de frecuencias bajas. Otro inconveniente en el parámetro P_D es la variabilidad que se presenta en algunos registros si se calcula considerando la duración del registro original o la duración del registro modificado.

El parámetro S_i presenta buenos resultados para algunos registros, lo que sugiere que puede ser adecuado para el análisis de registros con características similares de duración y contenido de frecuencias. Los parámetros I_A y A_{max} , no mostraron una buena correlación con el daño observado. Se recomienda que el parámetro I_A se utilice en registros de características de duración y contenido de frecuencias parecidas.

El parámetro I_D también puede ser usado para la evaluación del comportamiento sísmico de edificaciones específicas si se quiere conocer en forma global el daño que una estructura pueda presentar durante un evento sísmico. Para una mayor precisión en este tipo de análisis es

necesario el cálculo de valores específicos para los parámetros γ y α ; además, es preferible emplear el modelo histerético que mejor represente al caso en estudio.

A pesar de sus aproximaciones, el parámetro I_D presentó resultados aceptables para estimar la capacidad destructiva de terremotos. Es importante entonces que se lleven a cabo investigaciones con el objeto de evaluar los parámetros que intervienen en la definición de I_D , de manera que representen en forma adecuada el comportamiento sísmico de sistemas de VGDL. Esto permitirá una mejor evaluación del parámetro I_D . También se sugiere estudiar umbrales de daño asociados al parámetro I_D ,(alto, medio y bajo); aspecto que falta determinar en forma óptima.

7 REFERENCIAS

- Algan, B.B. (1982). " Drift and Damage Considerations in Earthquake-Resistant Design of Reinforced Concrete Buildings". Tesis doctoral presentada en la Universidad de Illinois, Urbana-Champaign.
- AIJ (1994). "AIJ Structural Design Guidelines for Reinforced Concrete Buildings (1994). English Translation". Architectural Institute of Japan, Tokyo, Japón, 1994.
- Anderson, R.W. (1987). " The San Salvador Earthquake of October 10, 1986 - Review of Building Damage". Earthquake Spectra, Vol. 3, N° 3, pp 497-541.
- Aoyama, H. (1981). " Outline for Earthquake Provisions in the Recently Revised Japanese Building Code". Bull. New Zealand Nat. Soc. Earth. Engrng., Vol. 14, N° 2, pp. 63-80.
- Araya, R. y Saragoni, R. (1984). " Earthquake Accelerogram Destructiveness Factor ". Eight World Conference on Earthquake Engineering, pp.835-842, San Francisco, California.
- Arias, A. (1970). " A Measure of Earthquake Intensity". Seismic Design for Nuclear Power Plants, ed. R.J. Hansen, pp.438-469, MIT Press, Cambridge Massachusetts.
- Bariola, B.J. (1992). " Bases para las Normas Peruanas de Diseño Sísmico de Estructuras ". Instituto de Ingeniería Sísmica, Lima, Perú, junio 1992.
- Bertero, V. V.; Anderson, J.; Krawinkler, H y Miranda, E. (1991). "Design Guidelines for Ductility and Drift Limits: Review of State-Of-The-Practice and State-Of-The-Art in Ductility and Drift-Based Earthquake-Resistant Design of Buildings". Report N° UCB/EERC-91/15, University of California, Berkeley.
- Bertero, V. V. (1992). " Lessons Learned From Recent Catastrophic Earthquakes and Associated Research". Primera Conferencia Internacional Torroja 1989, ICCTET, Madrid, Julio 1992.
- Bertero, V. V. y Terán, G. A. (1993). " Use of Energy Concepts in Earthquake-Resistant Analysis and Design: Issues and Future Directions". Memorias del VIII Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sísmorresistente y Primeras Jornadas Andinas de Ingeniería Estructural, pp.1-39, 5-8 de Julio de 1993, Mérida, Venezuela.
- Calcagni, J. y Saragoni, R. (1988). " Proposición de un Espectro de Diseño Sísmico para la Zona Epicentral del Terremoto del 3 de Marzo de 1985". SES I 2-88, Depto. de Ingeniería Estructural, Universidad de Chile.

- Carr, A. T. y Tabuchi, M. (1993). "The Structural Ductility and the Damage Index for Reinforced Concrete Structures Under Seismic Excitations". Structural Dynamics-EURODYN'93, Moan et al (eds), pp.169-176.
- Clough, R. y Penzien, J. (1975). "Dynamics of Structures". Mc Graw-Hill, New York, 1975.
- Eberhard, M. y Phipps, M. (1994). "Earthquake-Resisting Systems". Recommendations for Seismic Design of Monolithic Reinforced Concrete Structures, cap 2, Comité ACI 368, por publicar. Abril 7, 1994.
- EERI (1990). "Loma Prieta Earthquake Reconnaissance Report". Earthquake Spectra, Supplement to Volume 6, EERC, El Cerrito, California, Mayo 1990.
- EERI (1994). "Northridge Earthquake January 17, 1994. Preliminary Reconnaissance Report". EERI, Oakland, California, Marzo 1994.
- EERI (1995). "The Hyogo-Ken Nanbu Earthquake. January 17, 1995. Preliminary Reconnaissance Report". EERI, Oakland, California, Febrero 1995.
- Esteva, L. (1988). "The Mexico Earthquake of September 19, 1985; Consequences, Lessons and Impact on Research and Practice". Earthquake Spectra, Vol 4, N° 3, pp.413-426.
- Fintel, M. (1995). "Performance of Buildings With Shear-Walls in Earthquakes of the Last Thirty Years". PCI Journal, pp.62-80, May-June 1995.
- Flores, R. (1993). "Introducción". Ingeniería Sísmica en Chile, El Caso del Sismo del 3 de Marzo de 1985, Capítulo 1, pp.19-20, Instituto de Ingenieros de Chile, Hachette, Julio 1993.
- Freeman, S. A.; Czarnecki, R.M. y Honda, K. K. (1980). "Significance of Stiffness Assumptions on Lateral Force Criteria". ACI, Publication SP-63, pp. 437-457, Detroit, Michigan.
- Housner, G. (1956). "Limit Design of Structures to Resist Earthquakes". First World Conference on Earthquake Engineering, pp. 501-511, Berkeley, California.
- Iglesias, J. (1989). "The Mexico Earthquake of September 19, 1985. Seismic Zoning of Mexico City after 1985 Earthquake". Earthquake Spectra, Vol 5, N° 1, pp.257-271.
- Instituto de Ingeniería (1985). "Efectos de los Sismos de Septiembre de 1985 en las Construcciones de la Ciudad de México. Aspectos Estructurales. Segundo Informe del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México". Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Instituto de Ingeniería (1990). "Catálogo de Acelerogramas Procesados del Sismo del 19 de Septiembre de 1985. Parte III: Red Acelerográfica de Guerrero". Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, N° 529, Marzo, 1990.

- Building Research Institute y Kaminosono, T. (1995). " Damage of Buildings Caused by the 1995 Hyogoken Nanbu Earthquake ". The 1995 Hyogoken Nanbu Earthquake. Conferencia presentada en el CENAPRED, México D.F. 1995.
- Miranda, E. y Bertero, V.V. (1991). " Evaluation of Seismic Performance of Ten-Story RC Building During the Whittier Narrows Earthquake ". Report UBC/EERC-91/10, University of California, Berkeley.
- Moehle, J.P. (1984). " Seismic Analysis of R/C Frame-Wall Structures ". Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 110, N° 11, pp.2619-2634.
- Moehle, J.P. (1992). " Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes ". Earthquake Spectra, Vol. 8, N° 3, pp.403-428.
- Muguruma, H.; Nishiyama, M. y Watanabe, F. (1995). " Lessons Learned from the Kobe Earthquake - A Japanese Perspective ". PCI Journal, pp.28-42, Julio-Agosto 1995.
- Murià, V.D. y González, A.R. (1993). " Propiedades Dinámicas de Edificios de la Ciudad de México ". 6^{as} Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, 9-13 de Agosto de 1993, Santiago, Chile; Vol. 1, pp.585-594.
- NBS (1980). " An investigation of Miyagi-Ken-Oki, Japan Earthquake of June 12, 1978 ". National Bureau of Standards, Special Publication 592, Octubre 1980.
- Noreña, F.; Castañeda, C. y Iglesias, J. (1989). " The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - Evaluation of the Seismic Capacity of Buildings in Mexico City ". Earthquake Spectra, Vol. 5, N° 1, pp.19-24.
- Norton, J.A.; King, A.B.; Bull, D.K.; Chapman, H.E.; McVerry, G.H.; Larkin, T.J. y Spring, K.C.; (1994). " Northridge Earthquake Reconnaissance Report ". Bull. New Zealand Natl. Soc. Earthq. Engrng., Vol. 24, No. 4, Diciembre, 1994.
- NRC y EERI (1977). " Earthquake in Rumania, March 4, 1977, an Engineering Report ". National Research Council y Earthquake Engineering Research Institute, 1977.
- Qi, X. y Moehle, J.P. (1991). " Displacement Design Approach for Reinforced Concrete Structures Subjected to Earthquakes ". Report N° UCB/EERC-91/02, University of California, Berkeley.
- Paulay, T. y Priestley, M.J.N. (1992). " Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings ". John Wiley & Sons Inc, 1992.
- Riddell, R. (1989). " Espectros de Energía Disipada y Daño Sísmico ". 5^{as} Jornadas Chilenas de Ingeniería Sísmica, pp. 895-904, Agosto 1989.

- Ridell, R.; De la Llera, J.C. y Vásquez, J. (1989). "Comportamiento de Edificios en Viña del Mar Durante el Sismo del 3 de Marzo de 1985". 5^ª Jornadas Chilenas de Ingeniería Sísmica, Santiago de Chile, Agosto 1989.
- Riddell, R. y Vásquez, J. (1992). "Shear Wall Buildings: A Type of Construction Less Vulnerable to Earthquakes?". Memorias del Simposio Internacional Sobre Prevención de Desastres Sísmicos. CENAPRED, México, DF.
- Ridell, R.; Wood, S.L.; De la Llera, J.C. (1993). "Características Estructurales y Estadística de Daños del Inventario de Edificios de Viña del Mar Durante el Sismo de Marzo de 1985". Ingeniería Sísmica en Chile, El Caso del Sismo del 3 de Marzo de 1985, capítulo 12, pp. 205-231, Instituto de Ingenieros de Chile, Hachette, Julio 1993.
- Rodríguez, M. y Sánchez, A. (1989). "Disipación de Energía en Estructuras Sencillas Sometidas a Terremotos". Informe Interno del Proyecto N° 8779. Instituto de Ingeniería, UNAM, Febrero 1989.
- Rodríguez, M. (1990). "Strength and Ductility in Reinforced Concrete Frames Designed with Mexican Codes". Bull. New Zealand Nat. Soc. Earth. Engrng., Vol. 23, N° 3, pp. 184-197.
- Rodríguez, M. (1992). "Disipación de Energía Introducida por Terremotos en Estructuras". Informe del Proyecto N° 1721, Instituto de Ingeniería, UNAM, Octubre 1992.
- Rodríguez, M. y Santiago, S.A. (1993). "Ensayes Ante Cargas Laterales Cíclicas de Una Estructura de Losa Plana Reticular". Series del Instituto de Ingeniería N° 558, Instituto de Ingeniería, UNAM, Mayo 1993.
- Rodríguez, M. (1994). "A Measure of the Capacity of Earthquake Ground Motions to Damage Structures". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 23, pp 627-643.
- Rodríguez, N. (1987). "Análisis Experimental de Vibraciones de Edificios". Informe del Proyecto N° 6702. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Rosenblueth, E.; Ruiz, S.E. y Thiel C.C. (1988). "Foreword". Earthquake Spectra, Vol 4, N° 3, Agosto, 1988.
- Rosenblueth, E. y Meli, R. (1986). "The 1985 Earthquake: Causes and Effects in Mexico City". Concrete International, Vol. 8, No. 5, pp. 23-34, Detroit, USA, May, 1986.
- Saragoni (1993). "Estudio Comparativo de la Capacidad Destructiva de los Terremotos de Chile y México de 1985". Memorias del VIII Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismorresistente y Primeras Jornadas Andinas de Ingeniería Estructural, pp. 225-241, 5-8 de Julio de 1993, Mérida, Venezuela.
- Saragoni, R.; Sáez, A. y Holmberg, A. (1993). "Análisis de los Acelerogramas del Sismo de Marzo de 1985". Ingeniería Sísmica en Chile, El Caso del Sismo del 3 de Marzo de 1985, Capítulo 4, pp.65-101, Instituto de Ingenieros de Chile, Hachette, Julio 1993.

- Sarria (1990). "Ingeniería Sísmica". Ediciones UNIANDES, Bogotá, Colombia.
- Sauter, F. (1989). "Fundamentos de Ingeniería Sísmica I. Introducción a la Sismología". Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Terán, G.A. y Bertero, V.V. (1992). "Performance of Tall Buildings During the 1985 Mexico Earthquake". Report N° UBC/EERC-92/17, University of California, Berkeley.
- Uang, Ch-M. y Bertero, V.V. (1988). "Implications of Recorded Earthquake Ground Motions on Seismic Design of Buildings Structures". EERC, Report N° UBC/EERC-88/13, University of California, Berkeley.
- Uang, Ch-M. y Bertero, V.V. (1990). "Evaluation of Seismic Energy in Structures". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19, pp. 77-90.
- Vázquez, J.; Riddell, R.; Cruz, E. y Lüders, C. (1993). "Comportamiento de Edificios Altos". Ingeniería Sísmica en Chile, El Caso del Sismo del 3 de Marzo de 1985, Capítulo 11, pp. 185-204, Instituto de Ingenieros de Chile, Hachette, Julio 1993.
- Wallace, J.W. y Moehle, J.P. (1992). "Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Buildings". Journal of Structural Engineering, ASCE, 118, pp.1625-1644.
- Wallace, J.W. y Moehle, J.P. (1993). "An Evaluation of Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Building Using Data from the, March 3, 1985, Chile Earthquake". Earthquake Spectra, Vol. 9, N° 1, pp.137-156.
- Wigley, R.L. (1970). "Earthquake Engineering". Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J. 1970.
- Wood, S. (1991). "Performance of Reinforced Concrete Buildings During the 1985 Chile Earthquake: Implications for the Design of Structural Walls". Earthquake Spectra, Vol. 7, N°4, pp.607-637.
- Zahrah, T. y Hall, W. (1984). "Seismic Energy Absorption in Simple Structures", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 110, N°8, pp.1757-1772.

Debido a la sencillez del análisis de sistemas de un grado de libertad, (1GDL), y a la disponibilidad de métodos establecidos para su análisis lineal y no lineal, se utiliza a los sistemas de 1GDL como herramienta útil para evaluar la respuesta dinámica de diferentes sistemas estructurales. La respuesta de los sistemas de 1GDL pueden representar el comportamiento global de sistemas de varios grados de libertad (VGDL), con un nivel aceptable de precisión y bajo ciertas condiciones que pueden ser ajustadas para cada caso en particular.

En el presente trabajo interesa la respuesta global del conjunto estructural, de aquí que se haga uso de un sistema de 1GDL para representar la respuesta de sistemas de VGDL. Este enfoque ya ha sido ampliamente tratado en la literatura (Clough y Penzien, 1975; Qi y Mochle, 1991; Rodríguez, 1994), y es el que se presenta a continuación. Para mostrar el procedimiento que sigue este criterio, primero se estudia la respuesta de un sistema de un grado de libertad.

Sistema de un grado de libertad (1GDL)

La ecuación de movimiento relativa a la masa, bajo la acción de una excitación en los apoyos, queda definida por

$$\ddot{u}(t) + 2 \xi \omega \dot{u}(t) + \frac{r(t)}{m} = -\ddot{u}_g(t) \tag{A.1}$$

donde; $u(t)$ es el desplazamiento relativo de la masa m respecto a la base; ξ es el porcentaje de amortiguamiento crítico, ω es la frecuencia circular inicial de la estructura, $r(t)$ es la función de resistencia y $\ddot{u}_g(t)$ es la aceleración del terreno.

Si la estructura es elástica se cumple

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

para este caso, la ecuación diferencial de movimiento se obtiene combinando las ecs. A.1 y A.2 con lo que se obtiene

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega\dot{u}(t) + \omega^2 u(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (\text{A.3})$$

Sistemas de varios grados de libertad (VGDL)

La ecuación diferencial de movimiento de un sistema de VGDL en forma matricial es (Clough y Penzien, 1975)

$$[M] \{ \ddot{U}(t) \} + [C] \{ \dot{U}(t) \} + \{ R(t) \} = - [M] \{ 1 \} \ddot{u}_g(t) \quad (\text{A.4})$$

En esta expresión

[M] : matriz diagonal de masas

[C] : matriz de amortiguamiento

{U(t)}: vector de desplazamientos

{R(t)}: vector de resistencia con valores que corresponden a cada grado de libertad.

Para convertir el sistema de VGDL a uno de 1GDL se considera una configuración única de vibrar, {ϕ}, de esta manera se cumple que

$$\{ U(t) \} = \{ \phi \} \delta(t) \quad (\text{A.5})$$

donde δ(t) representa el desplazamiento lateral del último nivel.

Reemplazando la ec. A.5 en la ec. A.4 y multiplicando ambos miembros de la ec. A.4 por {ϕ}^T se obtiene

$$M^* \ddot{\delta}(t) + C^* \dot{\delta}(t) + R^*(t) = -L^* \ddot{u}_g(t) \quad (\text{A.6})$$

donde

$$M^* = (\phi)^T [M] (\phi) \quad (\text{A.7})$$

$$C^* = (\phi)^T [C] (\phi) \quad (\text{A.8})$$

$$R^*(t) = (\phi)^T (R(t)) \quad (\text{A.9})$$

$$L^* = (\phi)^T [M] \{1\} \quad (\text{A.10})$$

El parámetro M^* puede ser definido como masa equivalente, C^* como coeficiente de amortiguamiento equivalente y R^* como función de resistencia equivalente.

También se pueden definir

$$\frac{C^*}{M^*} = 2 \xi \omega^* \quad (\text{A.11})$$

$$\gamma = \frac{L^*}{M^*} \quad (\text{A.12})$$

La inspección de las ecs. A.7, A.10 y A.12 indica que γ tiene un valor único para una configuración de vibrar y matriz de masas específicas.

Dividiendo ambos miembros de la ec. A.6 por M^* y empleando las ecs. A.11 y A.12 se obtiene

$$\ddot{\delta}(t) + 2 \xi \omega^* \dot{\delta}(t) + \frac{R^*(t)}{M^*} = -\gamma \ddot{u}_g(t) \quad (\text{A.13})$$

Solución de la ecuación A.13 en el intervalo $\delta < \delta_y$

Se define

$$\omega^{*2} = \frac{K^*}{M^*} \quad (\text{A.14})$$

$$R^*(t) = K^* \delta(t) \quad (\text{A.15})$$

de las ecs. A.14 y A.15

$$\frac{R^*(t)}{M^*} = \omega^{*2} \delta(t) \quad (\text{A.16})$$

A.16 en A.13

$$\ddot{\delta}(t) + 2 \xi \omega^* \dot{\delta}(t) + \omega^{*2} \delta(t) = -\gamma \ddot{u}_g(t) \quad (\text{A.17})$$

Se plantea la siguiente expresión

$$\delta(t) = \gamma u(t) \quad (\text{A.18})$$

Se puede demostrar que la solución de la ec. A.17 es la ec. A.18, reemplazando ésta en la ec. A.17. Si se procede de esta manera se obtiene

$$\gamma \ddot{u}(t) + 2 \xi \omega^* \gamma \dot{u}(t) + \omega^{*2} \gamma u(t) = -\gamma \ddot{u}_g(t) \quad (\text{A.19})$$

La ec. A.19 es igual a la ec. A.3 si se multiplica a ambos miembros de ésta por γ y si además se cumple que $\omega^* = \omega$. Esto demuestra que si $u(t)$ es la solución de A.3 entonces $\gamma u(t)$ es la solución de la ec. A.17.

Empleando la ec. A.18 se puede definir

$$\delta_y = \gamma u_y \quad (\text{A.20})$$

Combinando la ecs. A.2, A.16 y A.18 se obtiene

$$\frac{R^*(t)}{M^*} = \gamma \frac{r(t)}{m} \quad (\text{A.21})$$

Solución de la ecuación A.13 en el intervalo inelástico

Se acepta la hipótesis que el factor de ductilidad global de desplazamiento en la estructura de varios grados de libertad representada por la estructura equivalente y el factor de ductilidad de desplazamiento de el sistema de un grado de libertad son los mismos, con lo que se obtiene

$$\frac{\delta_y(t)}{\delta_y} = \frac{u_y(t)}{u_y} \quad (\text{A.22})$$

Combinando las ecs. A.20 y A.22 se obtiene la ec. A.18. Esto significa que si $u(t)$ es la solución de la ec. A.1 en el intervalo lineal, entonces $\gamma u(t)$ es la solución de la ec. A.13 en este intervalo.

También es posible evaluar el valor de la función de resistencia $R^*(t)$ necesaria en la estructura equivalente no lineal para poder emplear los resultados de la ecuación no lineal A.1. Para esto se revisará si la expresión definida para $R^*(t)$ en la ec. A.21 también es válida en el intervalo inelástico. Si se reemplaza la ec. A.21 en la ec. A.13 se obtiene

$$\ddot{\delta}(t) + 2 \xi \omega^* \dot{\delta}(t) + \gamma \frac{r(t)}{m} = -\gamma \ddot{u}_g(t) \quad (\text{A.23})$$

La solución de la ec. A.23 se expresa con la ec. A.18, ya que si ésta se reemplaza en la ec. A.23 se obtiene la ecuación no lineal A.1 multiplicada por γ en ambos lados de la ecuación. Esto demuestra la validez de la ec. A.21 en el intervalo inelástico.

En resumen, las ecs. A.18 y A.21 permiten relacionar respectivamente los desplazamientos y la función de resistencia de la estructura equivalente y los de la estructura de un grado de libertad tanto para el intervalo elástico como para el inelástico.

APENDICE B. RELACION ENTRE LAS ECUACIONES DE ENERGIA DE UNA ESTRUCTURA DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD Y LA DE UNA DE UN GRADO DE LIBERTAD, (Rodríguez, 1992)

Se seguirá el modelo y las ecuaciones tratados en el Apéndice A. para representar la estructura de varios grados de libertad como una de un grado de libertad.

Si se integra la ecuación diferencial de movimiento de un sistema de VGDL, ec. A.4, con respecto a $d(u)$ se obtiene

$$\int (\dot{U}(t))^T [M] dU + \int (\dot{U}(t))^T [C] dU + \int R(t)^T dU = - \int \{1\}^T [M] \ddot{U}_g(t) dU \quad (B.1)$$

El primer término del lado izquierdo de la ecuación B.1 representa la energía cinética (E_k^*) de la estructura de VGDL. El siguiente término representa la energía disipada por amortiguamiento (E_D^*). El tercer término representa la suma de la energía histerética (E_H^*) y la energía de deformaciones elásticas (E_S^*). El término del lado derecho de la ecuación B.1 representa la energía que se imparte a la estructura (E_I^*).

En el caso de la estructura equivalente, se emplea la ecuación A.23, la que representa la ecuación de movimiento de esta estructura. Si se integra la ec. A.23 con respecto a $d\delta$ se obtiene la ecuación de energías por unidad de masa siguiente

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

Si se combinan las ecs. A.18 y B.2 se obtiene

$$\gamma^2 \int \ddot{u}(t) du + 2\xi\omega \cdot \gamma^2 \int \dot{u}(t) du + \gamma^2 \int \frac{r(t)}{m} du = - \gamma^2 \int \ddot{u}_g(t) du \quad (B.3)$$

En la ecuación anterior se pueden definir los siguientes términos

$$E_k^* = \gamma^2 \int \ddot{u}(t) du \quad (\text{B.4})$$

$$E_D^* = 2\xi\omega \cdot \gamma^2 \int \dot{u}(t) du \quad (\text{B.5})$$

$$E_H^* + E_S^* = \gamma^2 \int \frac{r(t)}{m} du \quad (\text{B.6})$$

$$E_I^* = -\gamma^2 \int \ddot{u}_g(t) du \quad (\text{B.7})$$

De manera análoga a las definiciones de energías para el caso de la estructura de un grado de libertad, en la estructura equivalente se definen los siguientes términos. E_k^* es la energía cinética. E_D^* es la energía disipada por amortiguamiento. E_S^* es la energía absorbida por deformaciones elásticas y E_I^* es la energía suministrada a la estructura. Todas estas energías son por unidad de masa M^* , lo que permite plantear

$$E_k^* = \frac{E_k^{\prime\prime}}{M^*} \quad (\text{B.8})$$

$$E_D^* = \frac{E_D^{\prime\prime}}{M^*} \quad (\text{B.9})$$

$$E_H^* + E_S^* = \frac{E_H^{\prime\prime}}{M^*} + \frac{E_S^{\prime\prime}}{M^*} \quad (\text{B.10})$$

$$E_I^* = \frac{E_I^{\prime\prime}}{M^*} \quad (\text{B.11})$$

En las ecs B.8 a B.11 se define el parámetro $E^{\prime\prime}$ como la energía asociada a la configuración de vibrar de la estructura equivalente.

Con base en el análisis de energías de un sistema de IGDL se ha demostrado la siguiente relación

$$E_H + E_S = \int \frac{r(t)}{m} du \quad (\text{B.12})$$

Combinando las ecs. B.6 y B.12 se obtiene

$$E_H^* + E_S^* = \gamma^2(E_H + E_S) \quad (\text{B.13})$$

A partir de la ec B.13 se puede escribir

$$E_S^* = \gamma^2 E_S \quad (\text{B.14})$$

$$E_H^* = \gamma^2 E_H \quad (\text{B.15})$$

La ec. B.15 permite evaluar la energía histerética por unidad de masa (M^*) en la estructura equivalente a partir de la energía histerética por unidad de masa de una estructura de IGDL.

**APENDICE C. ESCALA DE INTENSIDAD DE MERCALLI
MODIFICADA, (IMM), (Sauter, 1989)**

Grado	Descripción
I	No es sentido por las personas; registrado por los instrumentos sismográficos.
II	Sentido sólo por pocas personas en reposo, especialmente en los pisos superiores; objetos suspendidos pueden oscilar.
III	Sentido en el interior de las edificaciones, especialmente en pisos superiores, pero muchos pueden no reconocerlo como temblor; vibración semejante a la producida por el paso de un vehículo liviano; objetos suspendidos oscilan.
IV	Objetos suspendidos oscilan visiblemente; vibración semejante a la producida por el paso de un vehículo pesado; vehículos estacionados se bambolean; cristalería y vidrios suenan; puertas y paredes de madera crujen.
V	Sentido aun en el exterior de los edificios; permite estimar la dirección de las ondas; personas dormidas se despiertan; el contenido líquido de recipientes y tanques es perturbado y se puede derramar; objetos inestables son desplazados; las puertas giran y se abre o cierran; relojes de péndulo se paran.
VI	Sentido por todas las personas; muchos sufren pánico y corren hacia el exterior; se tiene dificultad en caminar establemente; vidrios y vajillas se quiebran; libros y objetos son lanzados de los anaqueles y estantes; los muebles son desplazados o volcados; el revoque y enlucido de mortero de baja calidad y mampostería tipo D se fisuran; campanas pequeñas tañen.

- VII Se tiene dificultad en mantenerse parado; percibido por los conductores de vehículos en marcha; muebles se rompen; daños y colapsos de mampostería tipo D; algunas grietas en mampostería tipo C; las chimeneas se fracturan a nivel de techo; caída del revoque de mortero, tejas, cornisas y parapetos sin anclaje; algunas grietas en mampostería de calidad media; campanas grandes tañen; oleaje en embalses y depósitos de agua.
- VII La conducción de vehículos se dificulta; daños de consideración y colapso parcial de mampostería tipo C; algún daño a mampostería tipo B; ningún daño en mampostería tipo A; caída del revoque de mortero y de algunas paredes de mampostería; caída de chimeneas de fábricas, monumentos, y tanques elevados; algunas ramas de árboles se quiebran; cambio en el flujo o temperatura de pozos de agua; grietas en terreno húmedo y en taludes inclinados.
- IX Pánico general; construcciones de mampostería tipo D totalmente destruidas; daño severo y aún colapso de mampostería tipo C; daño de consideración en mampostería tipo B; daño a fundaciones; daños y colapso de estructuras aporcadas; daños de embalses y depósitos de agua; ruptura de tubería enterrada; grietas significativas visibles en el terreno.
- X La mayoría de las construcciones de mampostería y a base de pórticos destruidas; algunas construcciones de madera de buena calidad dañadas; puentes destruidos; daño severo a represas, diques y terraplenes; grandes desplazamientos de tierra; el agua se rebalsa en los bordes de ríos, lagos y embalses; rieles de ferrocarril deformados ligeramente.
- XI Los rieles de ferrocarril deformados severamente; ruptura de tuberías enterradas que quedan fuera de servicio.
- XII Destrucción total; grandes masas de roca desplazadas; las líneas de visión óptica distorsionadas; objetos lanzados al aire.

Definición de los tipos de mampostería

- Tipo A. Buena calidad de ejecución, mortero y diseño; reforzada y confinada empleando varillas de acero; diseñada para resistir cargas laterales de sismo.
- Topo B. Buena calidad de ejecución; reforzada, pero no diseñada específicamente para resistir cargas laterales de sismo.
- Tipo C. Calidad de ejecución media, sin refuerzo y no diseñada para resistir cargas laterales.
- Topo D. Materiales de baja resistencia, tal como adobe; baja calidad de ejecución; débil para resistir cargas laterales.