

**Monografías de Ingeniería Sísmica**

Editor A. H. Barbat

**Acciones para el diseño  
sísmico de estructuras**

R. Aguiar

CEINCI-ESPE, Ecuador

**Monografía CIMNE IS-30 1998**

CENTRO INTERNACIONAL DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA  
Edificio C1, Campus Norte UPC  
C/ Gran Capitán, s/n  
08034 Barcelona, España.

MONOGRAFÍAS DE INGENIERÍA SÍSMICA  
Editor A.H. Barbat

ISSN: 1134-3249

ACCIONES PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS  
Monografía CIMNE IS-30  
© El autor

ISBN: 84-89925-27-5  
Depósito Legal: B-51915-98

IMPRESO EN ESPAÑA - PRINTED IN SPAIN



# ÍNDICE GENERAL

## PRÓLOGO

### 1 PELIGROSIDAD SÍSMICA

1.1 PLACAS TECTÓNICAS .....	2
1.2 SISMICIDAD Y ENERGÍA .....	3
1.3 INTENSIDAD SÍSMICA Y MAGNITUD .....	3
1.4 ACELERACIÓN MÁXIMA DEL SUELO .....	6
1.5 LEYES DE ATENUACIÓN .....	8
1.6 PELIGROSIDAD SÍSMICA .....	9
1.7 PERÍODO DE RETORNO .....	16
1.8 MAPAS DE PELIGROSIDAD SÍSMICA .....	18
1.9 COMENTARIOS .....	19
REFERENCIAS .....	20

### 2 ESPECTROS ELÁSTICOS

2.1 RESEÑA HISTÓRICA .....	26
----------------------------	----

2.2 ESPECTROS DE RESPUESTA .....	27
2.2.1 Sistema de un grado de libertad .....	27
2.2.2 Fracción del amortiguamiento crítico .....	29
2.2.3 Importancia de las formas espectrales .....	29
2.3 PSEUDO ESPECTROS .....	32
2.4 ESPECTROS DE RESPUESTA SUAVIZADOS .....	33
2.4.1 Estimación de los movimientos del terreno .....	35
2.4.2 Aplicación práctica .....	36
2.5 INFLUENCIA DEL SUELO .....	37
2.6 ESPECTROS DE DISEÑO ELÁSTICOS .....	40
2.6.1 Especificación PDVSA. JA-221 de Venezuela .....	40
2.6.2 Norma Colombiana NSR-98 .....	42
2.7 ANÁLISIS DE SISMOS REGISTRADOS EN CHILE .....	45
2.8 COMENTARIOS ADICIONALES .....	47
REFERENCIAS .....	48

### **3 COMPORTAMIENTO NO LINEAL Y DUCTILIDAD**

3.1 DUCTILIDAD .....	52
3.1.1 Ductilidad y Tenacidad del material .....	53
3.1.2 Ductilidad de una sección .....	54
3.1.3 Ductilidad de una estructura .....	55
3.1.3.1 Comportamiento no lineal de las estructuras .....	55
3.1.3.2 Técnica del Pushover .....	56
3.1.4 Ductilidad global estipulada en códigos .....	59
3.1.4.1 Código Venezolano .....	59
3.1.4.2 Norma antisísmica de Mendoza 1997 .....	60

3.2 CONTROL DE DERIVA .....	61
3.2.1 Deriva: Normativa Colombiana 1998 .....	61
3.2.2 Deriva: Normativa Venezolana 1992 .....	63
3.2.3 Deriva: Normativa de Mendoza .....	64
3.3 DUCTILIDAD LOCAL EN LOS ELEMENTOS .....	66
3.3.1 Ductilidad local en columnas .....	66
3.3.2 Ductilidad local en vigas .....	68
3.4 COMPORTAMIENTO DEL PÓRTICO .....	69
3.5 RELACIÓN ENTRE RIGIDECES DE PISO .....	70
3.6 ÍNDICE DE DAÑO GLOBAL .....	72
3.6.1 Índice de daño en función de los desplazamientos .....	73
3.6.2 Índice de daño en función de cortantes .....	74
3.6.3 Índice de daño en función de la energía .....	74
3.6.4 Índice de daño en función del período .....	74
3.7 ASPECTOS FUNDAMENTALES A CONSIDERAR .....	75
REFERENCIAS .....	75

## 4 CAPACIDAD RESISTENTE DE LAS ESTRUCTURAS

4.1 RELACIÓN MOMENTO CURVATURA .....	80
4.2 MODELAJE DE LOS ELEMENTOS .....	81
4.3 MATRIZ DE FLEXIBILIDAD .....	82
4.4 PROGRAMA CEINCI2 .....	89
4.5 USO DEL PROGRAMA CEINCI2 .....	94
4.5.1 Pórtico C .....	95
4.5.2 Archivo de datos .....	97

4.5.3 Curva de Capacidad Resistente .....	98
4.6 RECOMENDACIÓN .....	100
REFERENCIAS .....	101
<b>5 ESPECTROS INELÁSTICOS</b>	
5.1 FILOSOFÍA DE DISEÑO .....	104
5.2 COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LAS ESTRUCTURAS .....	104
5.3 MODELO ELASTOPLÁSTICO .....	106
5.4 SOBRERRESISTENCIA DEL SISTEMA .....	108
5.4.1 Definición de sobrerresistencia .....	109
5.4.2 Factores que aportan a la sobrerresistencia .....	112
5.5 DUCTILIDAD GLOBAL D .....	113
5.6 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA R .....	115
5.6.1 Código Colombiano NSR-98 .....	115
5.6.2 Incorporación de sobrerresistencia .....	116
5.6.3 Normativa Venezolana .....	116
5.6.4 Recomendaciones del ATC .....	117
5.6.5 Recomendaciones del UBC .....	118
5.7 ESPECTROS DE DISEÑO .....	118
5.8 COMENTARIOS .....	119
REFERENCIAS .....	120

## PRÓLOGO

Diseñar una estructura cumpliendo las especificaciones técnicas no es suficiente para garantizar un comportamiento adecuado de la misma ante acciones sísmicas. Es importante que el proyectista estructural conozca la peligrosidad sísmica del sitio en que va a implantar el edificio, sepa definir en forma apropiada el espectro de diseño que va a utilizar, conozca las implicaciones que conlleva trabajar con un espectro inelástico. El análisis sísmico, no sirve, por más que se utilice un sofisticado programa de cálculo si la excitación sísmica no está bien definida. Por todo ello, era indispensable escribir ésta obra ya que constituye el punto de partida del análisis dinámico de la estructura.

En forma general, cuatro son las etapas que comprende la definición del sismo de diseño las mismas que se sintetizan a continuación: La primera tiene que ver con la Peligrosidad Sísmica, tema que es abordado en el primer capítulo, la segunda con la obtención del Espectro de Diseño Elástico que se trata en el segundo capítulo, la tercera con el comportamiento no lineal que se espera de las estructuras ante la ocurrencia de un sismo severo, tema que se analiza en el capítulo tres y la cuarta etapa tiene que ver con la formulación del espectro inelástico que se presenta en el capítulo cinco.

En el capítulo cuatro, se presenta el manual del usuario, de un programa que permite calcular la capacidad resistente de estructuras de hormigón armado empleando la técnica del pushover que simula el comportamiento de las estructuras ante cargas laterales. El programa reporta la secuencia de daño en la edificación, determina la sobrerresistencia de la estructura, la reserva de energía sísmica que tiene para una determinada ductilidad global y el índice de daño global asociado a un desplazamiento lateral máximo del edificio. Toda ésta información permite conocer más a fondo el comportamiento no lineal del edificio y es un complemento adecuado del diseño sísmo resistente.



## *CAPÍTULO 1*

### **PELIGROSIDAD SÍSMICA**

Se presenta la metodología de cálculo para evaluar la peligrosidad sísmica a nivel regional orientada al diseño sísmico de estructuras. Las diferentes etapas de evaluación se describen en forma crítica con la presentación de resultados encontrados en diferentes zonas del mundo.

El capítulo se inicia describiendo las placas tectónicas que conforman la corteza terrestre y finaliza con la presentación de algunos mapas de isoaceleración encontrados para algunos países iberoamericanos.

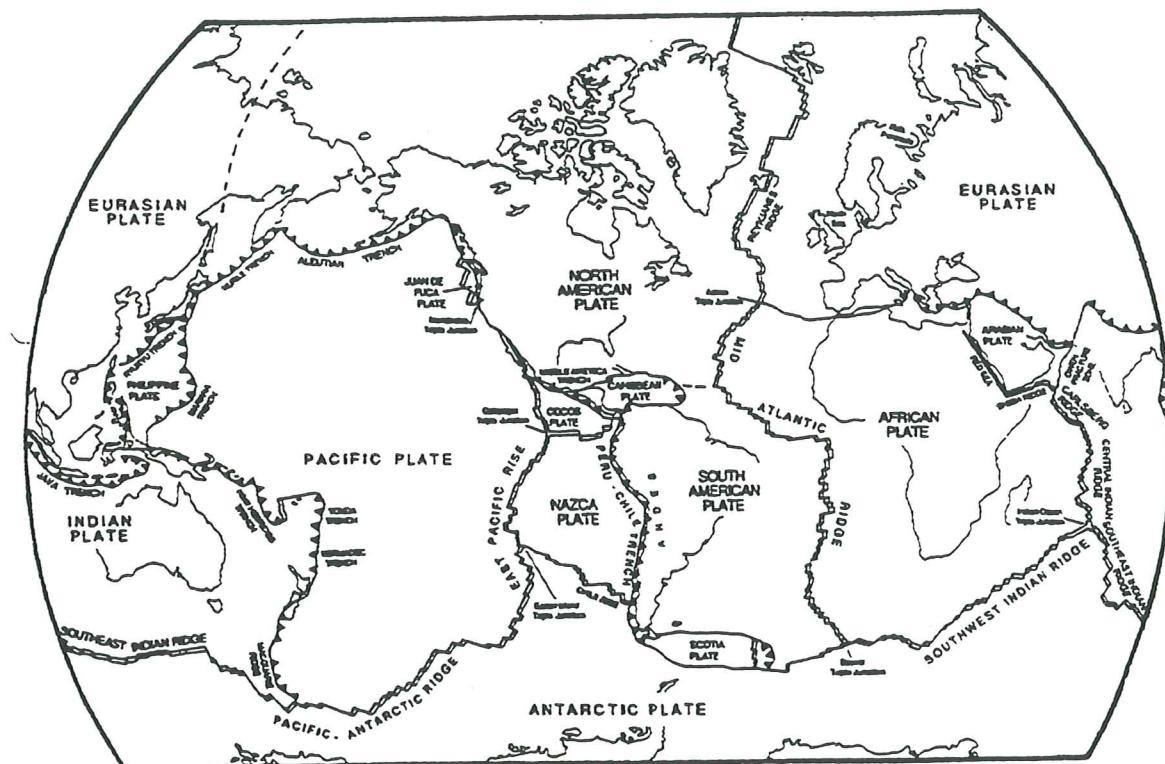
Es importante que el proyectista estructural conozca el significado de algunas variables que intervienen en el cálculo de la peligrosidad sísmica, como son: el período de retorno, la vida útil de una estructura, la probabilidad de excedencia, la aceleración máxima del suelo a nivel de roca, la amplificación dinámica de las ondas sísmicas, la relación que existe entre magnitud y aceleración del suelo, de igual forma la relación que existe entre magnitud e intensidad sísmica, etc. En fin existen una serie de variables que están involucradas en forma directa o indirecta con la evaluación de la peligrosidad sísmica, las mismas que se presentan en forma sencilla en el presente capítulo.

Si se desconoce o se evalúa en forma incorrecta la peligrosidad sísmica de una zona en la cual se piensan realizar obras ingenieriles como puentes, edificios, obras hidráulicas, etc. El cálculo estructural que se realice no estará bien a pesar de que se utilicen programas muy sofisticados para el análisis estático y dinámico de las estructuras. De ahí la gran importancia de conocer sobre la temática de la peligrosidad sísmica, que se aborda en el presente capítulo, toda vez que es la base para la definición de espectros de diseño que se van a utilizar en el análisis sísmico de las estructuras.

## 1.1 PLACAS TECTÓNICAS

La teoría de la ...*deriva continental...* demuestra la similitud geológica que se encontraban entre continentes actualmente distantes miles de kilómetros. Por otra parte, al observar por ejemplo América del Sur y África se aprecia una gran coincidencia en sus márgenes.

*La superficie de la tierra está compuesta por placas tectónicas que se mueven lentamente pero en forma continua, en diferentes direcciones chocándose unas con otras y como consecuencia de esto se tienen los sismos.* Las principales placas tectónicas, se indican en la figura 1.1 y son las placas de: Nazca, Sudamérica, Cocos, Norteamericana, Caribe, Africana, Euroasiática, Antártica, Pacífico, Australiana y de la India. Estas placas a su vez contienen subplacas.



**Figura 1.1** Principales placas tectónicas, en el mundo.

La tasa de desplazamiento de las placas tectónicas varía desde una centésima de milímetro al año hasta desplazamientos de más de diez centímetros al año. El choque de las placas, desde hace millones de años ha dado como resultado cambios en la superficie terrestre como la formación de cordilleras y volcanes.

*En América del Sur, se tiene fundamentalmente el enfrentamiento de la Placa de Nazca o Placa Oceánica con la Placa de Sudamérica o Placa Continental.* Este enfrentamiento produce el fenómeno de subducción, por el cual la placa de Nazca por ser más rígida y fuerte se introduce por debajo de la Placa Sudamericana y continua moviéndose hacia el manto. Como se indicó este choque

genera los sismos que es lo que interesa en el presente capítulo. Sin embargo se debe manifestar que como consecuencia del movimiento continuo de las placas tectónicas se tienen las erupciones volcánicas.

Finalmente, se debe indicar que el fenómeno de subducción ha generado una fosa frente a las costas, la misma que alcanza grandes profundidades.

## 1.2 SÍSMICIDAD Y ENERGÍA

*La fricción, debido al movimiento de las placas tectónicas, provoca una gran acumulación de energía, acompañada con deformaciones en las rocas al interior de la tierra, las mismas que al romperse, ocasionan que la energía acumulada se libere en forma de ondas y sacuda la tierra generándose de esta forma los sismos.*

Existen relaciones entre la Magnitud  $M$  y la energía del terremoto  $E$ , la misma que es de la siguiente forma<sup>(1)</sup>:

$$\log E = a + b M \quad (1.1)$$

donde  $a$  y  $b$  dependen de la manera en que se calcula  $M$ . Para magnitud  $M_s$ , se tiene:

$$\log E = 11.8 + 1.5 M_s \quad (1.2)$$

Es importante destacar que un sismo de magnitud 5.5, por ejemplo, libera una energía del orden de magnitud de la explosión atómica de Hiroshima<sup>(2)</sup>, es decir alrededor de  $10^{20}$  ergios. En efecto, al reemplazar  $M_s = 5.5$  en la ecuación (1.2) se obtiene que la energía es  $1.122 \times 10^{20}$  ergios. Si la magnitud del sismo es de 6.5, es decir un grado más, la energía sísmica es  $3.548 \times 10^{21}$  ergios; en consecuencia, la energía se incrementa en 31.6 veces. La variación es de tipo exponencial.

*La severidad de un terremoto depende de la energía liberada y se la puede medir en la escala de Richter que va desde uno al infinito, aunque solo se han registrado sismos hasta de magnitud 9. En la Tabla 1.1 se indica el número de temblores de cierta magnitud que ocurren en un año, en base a la actividad sísmica mundial. Además se indican algunos eventos que han dejado grandes pérdidas económicas, materiales y humanas.*

## 1.3 INTENSIDAD SÍSMICA Y MAGNITUD

*Los efectos producidos por los terremotos en las estructuras y en las personas, se mide por medio de la Intensidad Sísmica, describiendo de una manera subjetiva el potencial destructivo de los sismos. Existen varias escalas de Intensidad, una de ellas es la denominada "Mercalli Modificada", que se indica en forma resumida en la Tabla 1.2, la misma que fue desarrollada por Wood y Newinan en 1931 y es una modificación del trabajo desarrollado por Mercalli en 1902.*

Tabla 1.1 Promedio anual de sismos y algunos terremotos destructores.

MAGNITUD	PROMEDIO ANUAL	TERREMOTO
9	2	1906 Tumaco y Esmeraldas <sup>(3)</sup> (8.7) 1942 Perú <sup>(4)</sup> (8.3) 1985 México <sup>(5)</sup> (8.1)
8	20	1906 Perú <sup>(4)</sup> (7.9) 1942 Guayaquil-Ecuador <sup>(6)</sup> (7.9) 1956 Manabí-Ecuador <sup>(6)</sup> (7.3) 1958 Esmeraldas-Ecuador <sup>(6)</sup> (7.8) 1998 Bahía-Ecuador <sup>(52)</sup> (7.1) 1962 Japón <sup>(7)</sup> (7.0) 1963 Perú <sup>(4)</sup> (7.8) 1968 Tokachi Oki <sup>(7)</sup> (7.9) 1971 Chile <sup>(8)</sup> (7.7) 1977 Rumanía <sup>(9)</sup> (7.1) 1977 San Juan-Argentina <sup>(9)</sup> (7.4) 1978 Miyagi-Ken-Oki <sup>(7)</sup> (7.4) 1979 Tumaco-Colombia <sup>(6)</sup> (7.7) 1985 Llolleo-Chile <sup>(10)</sup> (7.8) 1989 Corralito <sup>(7)</sup> (7.1)
7	100	1940 El Centro <sup>(11)</sup> (6.3) 1954 Eureka-California <sup>(9)</sup> (6.5) 1968 Japón <sup>(7)</sup> (6.6) 1971 San Fernando <sup>(9)</sup> (6.6) 1981 La Ligua-Chile <sup>(9)</sup> (6.8) 1987 Baeza-Ecuador <sup>(12)</sup> (6.9) 1994 Northridge <sup>(13)</sup> (6.7) 1971 Chile <sup>(8)</sup> (7.7)
6	3000	1964 Manabi-Ecuador <sup>(6)</sup> (6.0) 1986 San Salvador <sup>(14)</sup> (5.4) 1968 Japón <sup>(7)</sup> (6.6) 1971 San Fernando <sup>(9)</sup> (6.6)
5	15000	1990 Pomasqui-Ecuador (5.0)
4	Más de 100000	

Goula<sup>(29)</sup> presenta una comparación de las diferentes escalas de intensidad macro sísmica, desde la escala Rossi-Forel aparecida en 1873 hasta la escala  $I_{MSK}$  propuesta por Medvedev, Sponheuer y Karnik<sup>(51)</sup> muy utilizada a nivel

Tabla 1.2 Escala de intensidad Mercalli Modificada  $I_{MM}$ <sup>(5)</sup>

$I_{MM}$	DEFINICIÓN
I	Detectado solo por instrumentos.
II	Sentido por personas en reposo.
III	Sentido por personas dentro de un edificio.
IV	Se siente fuera del edificio.
V	Es notado por todos. Los objetos inestables se caen.
VI	Las personas andan con dificultad. Las ventanas y objetos de vidrio se quiebran. Las estructuras con mampostería débil se agrietan.
VII	Daños moderados en estructuras bien diseñadas, y daños severos en malas construcciones.
VIII	Daños ligeros en estructuras bien diseñadas, considerables en regulares y severos en las mal diseñadas
IX	Pánico General. Las estructuras con diseño sísmo resistente son seriamente dañadas. Daño en los cimientos.
X	Destrucción grande en edificios bien construidos.
XI	Grandes deslizamientos del terreno.
XII	Casi nada queda en pie. Fisuras en el piso Tuberías subterráneas fuera de servicio. Destrucción casi total. Catástrofe. Grandes masas de roca desplazadas.

mundial. Existe una buena aproximación entre las escalas  $I_{MM}$  y la  $I_{MSK}$ .

Se han obtenido algunas relaciones entre la intensidad y la magnitud en base a los catálogos sísmicos. Para el Ecuador, por ejemplo, se ha encontrado<sup>(50)</sup>:

$$I_{MSK} = 1.515M + 1.62 \quad (1.3)$$

En resumen, se puede indicar que la intensidad sísmica depende de la distancia al epicentro, de las características del suelo, de la resistencia de las edificaciones y de la preparación de la gente en cuanto se refiere a saber convivir con los problemas que dejan los sismos.

Por otra parte, existen relaciones empíricas entre la intensidad  $I_{MM}$ , la magnitud  $M$  y la distancia focal  $R$  en Km, que han sido establecidas del análisis de isosistemas de terremotos que han afectado a determinadas regiones. En la tabla 1.3 se presentan algunas de éstas relaciones:

Tabla 1.3 Relaciones de atenuación del movimiento del suelo.

LUGAR	LEY DE ATENUACIÓN	AUTOR
Chile y Perú	$I_{MM} = 8.19 + 0.94M - 1.76/n(R + 40)$	Saragoni <sup>(15)</sup>
Ecuador	$I_{MM} = 8.64 + 1.26M - 2.23/n(R + 40)$	Aguilar <sup>(17)</sup>
California-Méjico	$I_{MM} = 8.16 + 1.45M - 2.46\log R$	Esteve <sup>(18)</sup>

## 1.4 ACELERACIÓN MÁXIMA DEL SUELO

Para el diseño sísmico de estructuras se necesita conocer la aceleración máxima del suelo, fundamentalmente, pero también es necesario conocer la velocidad y desplazamiento máximo del sismo para el cual se diseña la estructura. Estos datos se obtienen de los estudios de peligrosidad sísmica.

Con el objeto de correlacionar magnitud con los parámetros máximos de movimiento del suelo, se indican a continuación algunos valores para los eventos indicados en la tabla 1.1. presentados en referencia (19). Es importante destacar que en la tabla 1.4 hace falta indicar la distancia focal a la cual se obtuvo el registro. Sin embargo de ello es importante que el proyectista estructural tenga en cuenta los valores de aceleración máxima, especialmente, de terremotos que se han registrado.

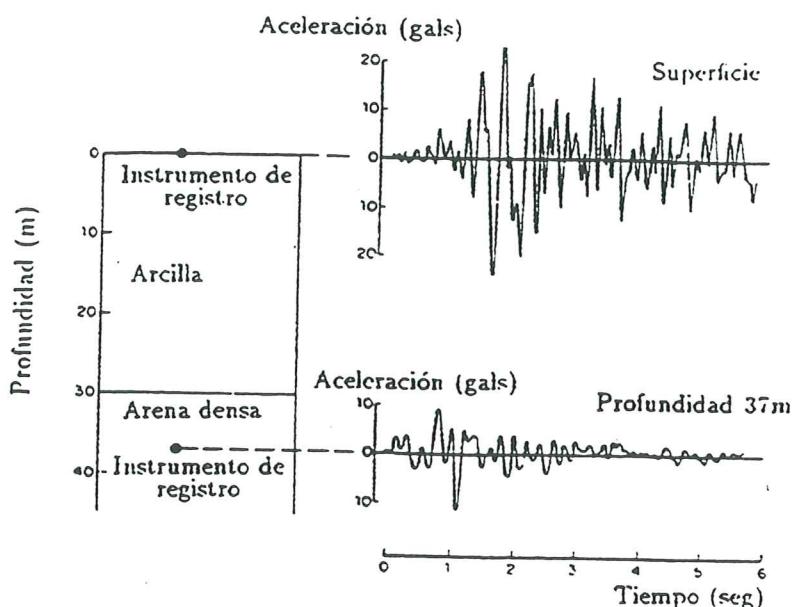
Tabla 1.4 Aceleración. Velocidad y Desplazamiento, máximos registrados.

EST. COMP. AÑO	M	A, V, D (g). (cm/s). (cm)
El Centro, S00E, 1940	6.3	-0.348, -33.45, -12.36
Eureka, N97E, 1954	6.5	0.258, -29.38, -12.55
Kushiro-Japón, N90E, 1962	7.0	0.478, -20.01, 5.22
Tokachi-Oki-Hachinoe, N00E, 1968	7.9	0.269, -35.43, -9.68
Pacoima-San Fernando, S16E, 1971	6.6	1.171, 113.23, -41.92
Bucarest-Rumanía, S00E, 1977	7.1	0.206, -25.12, -19.93
San Juan-Argentina, S90E, 1977	7.4	0.193, -20.60, 6.33
La Ligua-Chile, Long, 1981	6.8	-0.469, -18.83, 4.49
Lolleo-Chile, N10E, 1985	7.8	-0.712, -40.29, -10.49
Corralito-USA, N00E, 1989	7.1	0.630, -55.20, 12.03
Sylmar-Northridge, N00E, 1994	7.1	0.843, -128.88, -30.67
Santa Mónica-Northridge, N90E, 1994	7.1	-0.883, 41.75, -15.09

Con relación a los datos de la tabla 1.4, es necesario indicar que los valores corresponden a los registros obtenidos a nivel de superficie de suelo. En los estudios de peligrosidad sísmica, tendientes a la obtención de espectros de diseño, los valores de aceleración máxima del suelo son a nivel de basamento rocoso. Concretamente, se puede indicar que las aceleraciones máximas de los registros indicados en la tabla 1.4 si se habrían medido a nivel de roca reportarían valores menores a los anotados.

En efecto, *las condiciones locales del sitio tienen un papel fundamental en la amplitud y contenido de frecuencias del evento*. En la figura 1.2, se compara el acelerograma del sismo de Urayasu<sup>(20,21)</sup>, obtenido en el mismo sitio, tanto en el subsuelo como en la superficie.

Al observar los dos acelerogramas de la figura 1.2, se puede pensar que no fueron registrados en el mismo sitio, la diferencia es notable. En términos



**Figura 1.2** Acelerogramas del sismo de Urayasu<sup>(20,21)</sup>-Japón, registrado en la superficie y a una profundidad de 37 m.

generales se puede indicar que el factor de amplificación para los dos registros es del orden de 2.2. Para el sismo de México de 1985 ( $M = 8.1$ ) el factor de amplificación fue del orden de 4 a 5 veces<sup>(22)</sup>. Para el sismo de Loma Prieta<sup>(23)</sup> de 1989 ( $M = 7.1$ ) este factor varía entre 2 y 4.

En la tabla 1.5 se indican aceleraciones máximas de algunos eventos sísmicos considerando la distancia hipocentral.

**Tabla 1.5** Aceleración Máxima y distancia del registro.

LUGAR. AÑO	M	ACELERACION Y DISTANCIA (g), (km)
San Juan-IMPRES <sup>(8)</sup> , 1977	7.4	0.202, 100.0
Perú-Geofísico <sup>(8)</sup> , 1966	7.5	0.371, 206.0
Perú-Geofísico <sup>(8)</sup> , 1970	7.75	0.120, 370.0
Perú-Geofísico <sup>(8)</sup> , 1974	7.5	0.250, 87.0
Macas-Ecuador <sup>(24)</sup> , 1995	5.9	0.092, 150.0
Baeza-Ecuador <sup>(25)</sup> , 1987	6.9	0.074, 80.0
Pomasqui-Ecuador <sup>(25)</sup> , 1990	5.0	0.027, 17.0

## 1.5 LEYES DE ATENUACIÓN

La fuente de mayor incertidumbre en los estudios de peligrosidad sísmica es la determinación de la ecuación de atenuación que se va a utilizar. *La ecuación o ley de atenuación es una expresión semiempírica que relaciona Magnitud-Distancia-Intensidad Sísmica;* entendiendo por estas últimas palabras a la aceleración, velocidad, desplazamiento e intensidad propiamente dicha de eventos sísmicos; estas relaciones se obtienen de los datos que existen sobre los parámetros mencionados.

En general, los procedimientos utilizados para obtener las leyes de atenuación, consiste en ajustar curvas a los datos de movimientos sísmicos ocurridos en diferentes regiones, por lo que las expresiones así obtenidas reflejan las características geotectónicas de la región para la cual fueron obtenidas.

La filosofía de las leyes de atenuación se puede sintetizar en dos aspectos, que son:

- A una misma distancia, R se espera tener la misma intensidad sísmica (aceleración, velocidad, desplazamiento e intensidad propiamente dicha).
- La intensidad sísmica disminuye conforme la distancia aumenta y viceversa.

Ahora, comparemos que ha sucedido en la realidad; al respecto veamos que pasó con el sismo de San Fernando del 09-02-71. uno de los eventos mejor documentados, a una distancia promedio aproximada de 42 Km. del epicentro se registraron aceleraciones horizontales máximas del suelo que variaron entre 58 y 245 gals. Es decir no se tuvo la misma intensidad sísmica a igual distancia<sup>(26)</sup>; existen varios casos similares al descrito.

Lo expuesto tiene como finalidad mostrar la incertidumbre que conlleva el uso de una ley de atenuación a pesar de que ésta fuera obtenida de registros instrumentales. Para contrarrestar ésto se acostumbra incluir en las fórmulas un término que corresponde a la desviación standar  $\sigma$ , el mismo que se calcula suponiendo que los logaritmos naturales de los cocientes de las intensidades sísmicas predichas a las registradas instrumentalmente tienen una distribución lognormal.

La forma de la ecuación que permite el paso de intensidades a aceleraciones es la indicada en la ecuación (1.4).

$$\log A = \sigma I_{MM} + \gamma \quad (1.4)$$

Algunos valores de  $\sigma$  y  $\gamma$  se indican en la tabla 1.6 y han sido obtenidos de estudios de aproximación lineal con los datos de Intensidades y aceleraciones máximas del suelo.

En la tabla 1.7 se indican algunas de las leyes de atenuación que han sido utilizadas en estudios de peligrosidad sísmica en diferentes regiones del mundo.

Tabla 1.6 Valores de  $\sigma$  y  $\gamma$ .

AUTOR	$\sigma$	$\gamma$
Trifunac y Brady <sup>(54)</sup>	0.300	-0.014
Bolt <sup>(34)</sup>	0.313	0.340
Murphy, O' Brien <sup>(55)</sup>	0.250	0.250
Lomnitz <sup>(56)</sup>	0.333	-0.500
Saragoni <sup>(57)</sup>	0.345	-0.222

Tabla 1.7 Leyes de atenuación de la aceleración máxima del suelo.

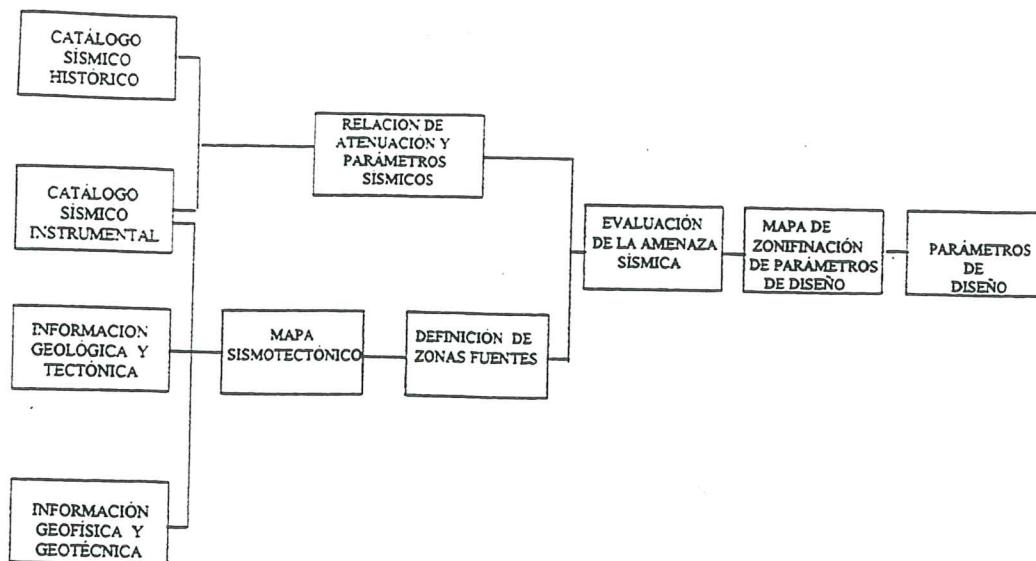
REGIÓN	LEY DE ATENUACIÓN	AUTOR
Chile-Argentina	$\ln A_{max} = 8.54 + 0.57M - 1.73\ln(R + 60)$	Saragoni <sup>(8)</sup>
Perú	$\ln A_{max} = 8.18 + 0.68M - 1.63\ln(R + 60)$	Saragoni <sup>(8)</sup>
Perú	$\ln A_{max} = 4.23 + 0.8M - \ln(R + 25)$	Casaverde <sup>(53)</sup>
Ecuador	$\ln A_{max} = 6.35 + 0.99M - 1.76\ln(R + 40) \pm 0.6$	Aguilar <sup>(17)</sup>
Venezuela-Transcurrentes	$\ln A_{max} = 3.75 + 0.47M - 0.57\ln(R + 10) \pm 0.67$	Grases <sup>(27)</sup>
USA-Transcurrentes	$\ln A_{max} = 6.98 + 0.5M - 1.25\ln(R + 25)$	Donovan <sup>(28)</sup>
USA-Japón-Europa	$\ln A_{max} = 0.14I_{MM} + 0.24M - 0.68\log R + \beta$ $\beta = 0.60$ Costa Occidental USA $\beta = 0.69$ Japón $\beta = 0.88$ Europa	Goula <sup>(29)</sup>

## 1.6 PELIGROSIDAD SÍSMICA

Se define como *Peligrosidad Sísmica*, la probabilidad de ocurrencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de una región determinada, de movimientos del suelo cuyos parámetros: aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados. Para la evaluación se deben analizar los fenómenos que se producen desde el epicentro hasta el sitio de interés.

Para el diseño sísmico de estructuras, fundamentalmente se necesita conocer cual es la aceleración máxima del suelo que se espera en la zona que se va a implantar el proyecto durante la vida útil de la estructura. Si adicionalmente, se pueden establecer los otros parámetros indicados en el párrafo anterior u otros adicionales como el tiempo y contenido de frecuencias, se contaría con una excelente información para la definición del sismo de diseño. En la figura 1.3, se presentan las etapas que se siguen para la evaluación de la Peligrosidad sísmica a nivel regional, tendientes a la obtención de parámetros para el diseño sísmo resistente, expresados en términos probabilísticos<sup>(30,31)</sup>.

La información sísmica histórica, de eventos que se registraron en el



**Figura 1.3** Etapas de la evaluación de la Peligrosidad Sísmica.

período 1500 - 1900 es muy importante, por que son cuatro siglos de datos, razón por la cual es fundamental su estudio. Por otra parte, en la mayor parte de países, el catálogo sísmico instrumental tiene amplia información a partir de los años 1960 y 1970, por la implementación de un mayor número de estaciones sismográficas. En el período 1900-1960 la información es escasa, no porque no hayan ocurrido sismos sino porque no existían suficiente instrumentación sísmica. En consecuencia, antes de empezar un trabajo de peligrosidad sísmica lo primero que se debe hacer es un estudio de completitud de la información sísmica, se puede utilizar para el efecto, el procedimiento propuesto por Steep<sup>(32)</sup>, quien describe un procedimiento basado en la varianza como parámetro estadístico en los cuales la tasa de ocurrencia de los sismos es estable para distintos niveles de magnitud.

La información tectónica, geológica, geofísica y geotécnica son un complemento a la información sísmica instrumental para poder definir un mapa sismotectónico de la región en estudio.

En la elaboración del mapa sismotectónico del Ecuador<sup>(33)</sup> se utilizaron, a más de la información tradicional, imágenes satelitarias LANSAT, mosaicos de radar de apertura sintética SAR, se interpretó alrededor de 400 fotografías aereas. Todo ello para la detección y limitación de las fallas geológicas.

Con el mapa sismotectónico se procede a la definición de *zonas fuentes* o *áreas fuentes* que son aquellas regiones en las cuales existe una homogeneidad de los focos de los sismos registrados. Estas zonas de unidad sísmica están asociadas a un sistema de fallas.

No es conveniente considerar fuentes puntuales sino fuentes con una actividad sísmica difusa que abarcan una gran área, debido a la complejidad de la tectónica, al incompleto conocimiento de las zonas de fallamiento y a un eventual desconocimiento de accidentes tectónicos sin expresión superficial.

Algunos investigadores<sup>(34,35)</sup> determinan las áreas fuentes en base al *flujo*

tectónico definido como la cantidad de energía disipada por unidad de área y por unidad de tiempo.

Para la evaluación de la peligrosidad sísmica en cada una de las áreas fuentes es necesario calcular:

- La relación de recurrencia de la actividad sísmica. propuesta independientemente por Ishimoto-Ida en 1939 y Richter-Gutenberg en 1944. La misma que tiene la siguiente forma:

$$\log N(M) = a - bM \quad (1.5)$$

siendo  $N(M)$  el número de sismos anuales de magnitud mayor o igual que  $M$ . Las constantes  $a$  y  $b$  definen la sismicidad del área.

- ♣ Como ejemplo de aplicación de la ecuación (1.5), se obtiene la relación de recurrencia para los sismos registrados en el Ecuador en el período comprendido entre 1963 y 1987. Del catálogo sísmico, se han obtenido los siguientes datos:

Tabla 1.8 Sismicidad en el Ecuador en el período 1963-1987.

MAGNITUD $M_b$	NÚMERO DE SISMOS
3.5 - 4.0	1061
4.0 - 4.5	1003
4.5 - 5.0	553
5.0 - 5.5	137
5.5 - 6.0	31
6.0 - 6.5	5
6.5 - 7.0	1

Con los datos de la tabla 1.8, se obtienen las constantes  $a$  y  $b$ , mediante regresión lineal. Los resultados son:  $a = 7.6602$  y  $b = -1.1103$ . Es importante destacar que la muestra analizada es de 24 años.

$$\log N = 7.6602 - 1.1103 M_b$$

En base a la ecuación de recurrencia encontrada, se desea averiguar cuantos sismos de magnitud  $M_b = 7.0$  se presentarán en el Ecuador en los próximos 24 años y 50 años.

- Próximos 24 años

$$\log N_{24} = 7.6602 - 1.1103 \times 7 = -0.1119 \rightarrow N_{24} = 0.7729$$

La cantidad obtenida es el número de sismos de magnitud  $M_b = 7$ , que se esperan en el Ecuador en los próximos 24 años. Para 50 años, se tendrá:

$$N_{50} = \frac{50}{24} \times 0.7729 = 1.61$$

En resumen, en los próximos 24 años se espera en el Ecuador 1 sismo de magnitud  $M_b = 7.0$  y en los próximos 50 años 2 sismos de la misma magnitud. Contados a partir de 1987.

A la ecuación (1.5) se le conoce como ley de Richter, la misma que puede escribirse también de la siguiente forma:

$$\gamma = \alpha e^{-\beta M} \quad (1.6)$$

donde  $\gamma$  es la tasa de ocurrencia anual de eventos de magnitud mayor o igual que  $M$ . La relación que existe entre las variables  $a$ ,  $b$  y  $\alpha$ .  $\beta$  son las siguientes:

$$a = \log \alpha \quad (1.7)$$

$$\beta = \frac{b}{\log e} = b \ln 10 \quad (1.8)$$

Tanto los parámetros  $a$ ,  $b$  como  $\alpha$ .  $\beta$  se obtienen de un ajuste de mínimos cuadrados. La pendiente  $b$  indica que tan rápido o lento se mueve una zona de fallamiento. De los estudios de peligrosidad sísmica realizados en el Perú<sup>(36)</sup> el valor de  $b$  varía entre 0.67 y 1.29. Para el Ecuador<sup>(26)</sup> el valor de  $b$  se encuentra entre 0.588 y 1.078. En Venezuela<sup>(37)</sup>, para la región comprendida entre los  $4^{\circ}N - 12^{\circ}N$  y  $68^{\circ}W - 75^{\circ}W$  este valor varió entre 0.85 y 1.09

En función del Momento Sísmico se puede determinar la actividad sísmica de una área fuente<sup>(27)</sup>, para ello se tiene:

$$N(M_o) = (1 - \beta) \frac{\dot{M} \times M_o^{-\beta}}{(M_{Max})^{1-\beta}} \quad (1.9)$$

siendo  $N(M_o)$  el número de sismos con momento sísmico mayor o igual a  $M_o$ ,  $\dot{M}$  es la tasa media anual de ocurrencia de momentos sísmicos. Por otra parte, se tiene:

$$M_{max} = 10^{(1.5M_s^o + 11.8)} \quad (1.10)$$

donde  $M_s^o$  es la máxima magnitud esperada en la zona. El momento sísmico  $M_o$  se puede evaluar con la siguiente ecuación:

$$M_o = h \ L \ D \ \mu \quad (1.11)$$

en la cual  $h$  y  $L$  es el ancho y largo de la zona de fallamiento,  $D$  el desplazamiento y  $\mu$  el módulo de rigidez. Lo más apropiado para determinar el momento sísmico es a partir de las ondas superficiales de los registros<sup>(12,38)</sup>.

- En cada zona fuente, se debe determinar la máxima magnitud  $M_{max}$  que se espera, para ello existen diferentes fórmulas empíricas que relacionan la longitud de rotura de la falla  $L$ , con  $M_{max}$ . Una de las primeras relaciones fue suministrada por Idda en 1959 para *fallas inversas*

$$M_{max} = 5.47 + 1.0 \log L \quad (1.12)$$

$$M_{max} = 6.04 + 0.79 \log L \quad (1.13)$$

La ecuación (1.12) es para sismos profundos y la ecuación (1.13) para sismos superficiales e intermedios.

Por otra parte, en base al estudio estadístico de 58 sismos ocurridos a nivel mundial y lo deducido con base en la geología<sup>(27)</sup> para *fallas transcurrentes* se tiene:

$$M_{max} = 6.04 + 0.704 \log L \quad (1.14)$$

donde  $3.5 \text{ Km} < L < 420 \text{ Km}$ ,  $\sigma_{Ms} = 0.3$   $M_s < 8$ .

En la evaluación de la peligrosidad sísmica de Colombia<sup>(39)</sup>, utilizaron las ecuaciones propuestas por Ambrasseys para determinar la magnitud máxima, estas son:

$$L = e^{(1.150M_{max}-3.35)} \quad \text{Limite Inferior} \quad (1.15)$$

$$L = e^{(1.596M_{max}-7.56)} \quad \text{Mejor Ajuste} \quad (1.16)$$

$$L = e^{(1.615M_{max}-8.58)} \quad \text{Limite Superior} \quad (1.17)$$

Se aprecia que la relación entre la Magnitud Máxima  $M_{max}$  y el logaritmo de la longitud de rotura es de tipo lineal, de la forma:

$$M_{max} = A \log L + B \quad (1.18)$$

donde  $A$  y  $B$  son constantes que se obtienen por regresión lineal. Es conveniente que los valores de  $A$  y  $B$  se obtengan con sismos de una determinada zona geográfica como lo propone Acharya<sup>(40)</sup>. Por otra parte, Slemons<sup>(41)</sup> propone calcular la magnitud máxima en base al tipo de falla. Cuando en una zona fuente, no se tiene un tipo de falla definido es conveniente utilizar la metodología propuesta por Acharya.

Para América del Sur, Acharya propone la ecuación (1.19) para encontrar la magnitud máxima, la misma que fue obtenida a partir de 31 eventos

con magnitud superior a 7. Por lo tanto, para magnitudes inferiores su aplicación es incierta.

$$M_{max} = 2.30 + 2.83 \log L \quad (1.19)$$

- ♣ A manera de ejemplo se va a determinar una relación entre  $M_{max}$  y la longitud de rotura  $L$ , en base a los datos de la tabla 1.9 que presenta Winkler<sup>(42)</sup>.

Tabla 1.9 Relación entre Magnitud  $M$  y Longitud de rotura  $L$ .

SISMO	LONGITUD FALLA (L)	MAGNITUD (M)
Alaska, 1964	600	8.5
San Francisco, 1906	450	8.3
Mongolia, 1957	280	8.3
Kern Co, 1952	50	7.8
Niigata, 1964	100	7.5
Turkey, 1953	50	7.2
Imperial Valley, 1940	60	7.1
Fairview Peak, 1954	36	7.1
Montana, 1959	30	7.1
San Miguel, 1956	19	6.8
Parkfield, 1966	38	5.5

La ecuación que se obtiene luego del ajuste por mínimos cuadrados, es:

$$M_{max} = 4.86 + 1.33 \log L \quad (1.20)$$

El coeficiente de correlación de la ecuación (1.20) es 0.782, que es un valor bajo. En los estudios de peligrosidad sísmica se puede aplicar una ecuación como las indicadas para encontrar la máxima magnitud esperada en la fuente pero es conveniente comparar el valor obtenido con el registrado instrumentalmente. De igual forma en las ecuaciones que definen la magnitud máxima se deben indicar parámetros estadísticos como el coeficiente de correlación y la desviación standar para incluirlos en la evaluación de la peligrosidad sísmica.

Finalmente, se debe indicar que hay ecuaciones en las cuales se incluye el desplazamiento permanente  $D$  en la determinación de la magnitud máxima. Una de ellas es la presentada en la ecuación (1.21), en la cual  $L$  y  $D$ , se expresan en centímetros<sup>(27)</sup>.

$$M_{max} = 1.1 + 0.4 \log(L^{1.58} D^2) \quad (1.21)$$

La evaluación de la peligrosidad sísmica se ejecuta utilizando los algoritmos propuestos por Algermissen<sup>(30,43)</sup>, cuya formulación matemática está descrito en referencias (26,34). La metodología de cálculo se resume a continuación.

- i) Dividir al País en una cuadricula de 30 minutos por 30 minutos.
  - ii) Determinar en cada área fuente, los coeficientes  $a$  y  $b$  de la ecuación (1.5) por medio de una regresión exponencial con los datos correspondientes a sismos de magnitud mayor o igual a  $M_{min}$ . Siendo  $M_{min}$  la magnitud mínima seleccionada en el estudio. En la evaluación de la peligrosidad sísmica de Venezuela<sup>(45)</sup> se consideró  $M_{min} = 4.0$  y en la evaluación de la peligrosidad sísmica de Colombia<sup>(39)</sup>  $M_{min} = 3.0$ .
  - iii) Determinar la longitud de rotura de la falla y la máxima magnitud esperada.
  - iv) Calcular la frecuencia anual de ocurrencia de aceleraciones en cada vértice de la cuadricula. Se puede utilizar el programa de ordenador de McGuire<sup>(44)</sup>. Previamente se habrá seleccionado una ley de atenuación de movimiento del suelo.
- ♣ Como ejemplo se indican los valores obtenidos para Quito<sup>(26)</sup> en la tabla 1.10

Tabla 1.10 Aceleración máxima y tasa media de ocurrencia para Quito<sup>(26)</sup>.

LUGAR	ACELERACIÓN MÁXIMA (A (cm/s <sup>2</sup> ))	TASA DE OCURRENCIA (veces/año)
Quito	50	0.382
	100	0.0389
	150	0.0105
	200	0.00392
	250	0.00177
	300	0.000891
	400	0.000269
	500	0.0000996

- v) Obtener la aceleración o velocidad máxima esperada en cada vértice de la retícula, utilizando el programa : "Line Source Model" de A. Der Kiureghian<sup>(48)</sup> o utilizando una distribución de valores extremos tipo II que fue lo seleccionado para el caso de Ecuador<sup>(26)</sup>. La distribución de valores extremos tipo II, aplicada al caso de aceleraciones, es de la siguiente forma:

$$\ln [-\ln F(A)] = -\beta \ln K - \beta \ln A_{max} \quad (1.22)$$

que puede escribirse de la siguiente manera:

$$F(A) = e^{-(kA_{max})^{-\beta}} \quad (1.23)$$

siendo  $F(A)$  la probabilidad de no excedencia de la aceleración máxima  $A_{max}$ . Los parámetros  $\beta$  y  $k$  se obtienen del ajuste por mínimos cuadrados. Con los datos de la Tabla 1.10, se obtuvo para Quito<sup>(26)</sup>

$$\beta = 3.543 \quad k = 0.025$$

La ecuación (1.23) es valida para un año. Para el caso de 50 años, tiempo de la vida útil de las estructuras, lo que cambia es el valor de  $k$ , ahora será  $k \frac{1}{50^{\frac{1}{\beta}}}$ . En consecuencia la ecuación (1.23), queda:

$$F(A) = e^{\left(\frac{k}{50^{\frac{1}{\beta}}} A_{max}\right)^{-\beta}} \quad (1.24)$$

Para el caso de Ecuador, la probabilidad de no excedencia en 50 años se consideró del 90%. Luego al reemplazar en la ecuación (1.24), se tiene:

$$0.9 = e^{\left(\frac{k}{50^{\frac{1}{\beta}}} A_{max}\right)^{-\beta}}$$

de donde:

$$A_{max} = \frac{0.1054^{\frac{1}{\beta}}}{\frac{k}{50^{\frac{1}{\beta}}}} \quad (1.25)$$

Reemplazando los valores de  $k$  y  $\beta$ , encontrados para Quito, en la ecuación (1.25) se obtiene:

$$A_{max} = 227.37 \text{ cm/s}^2 = 0.232g$$

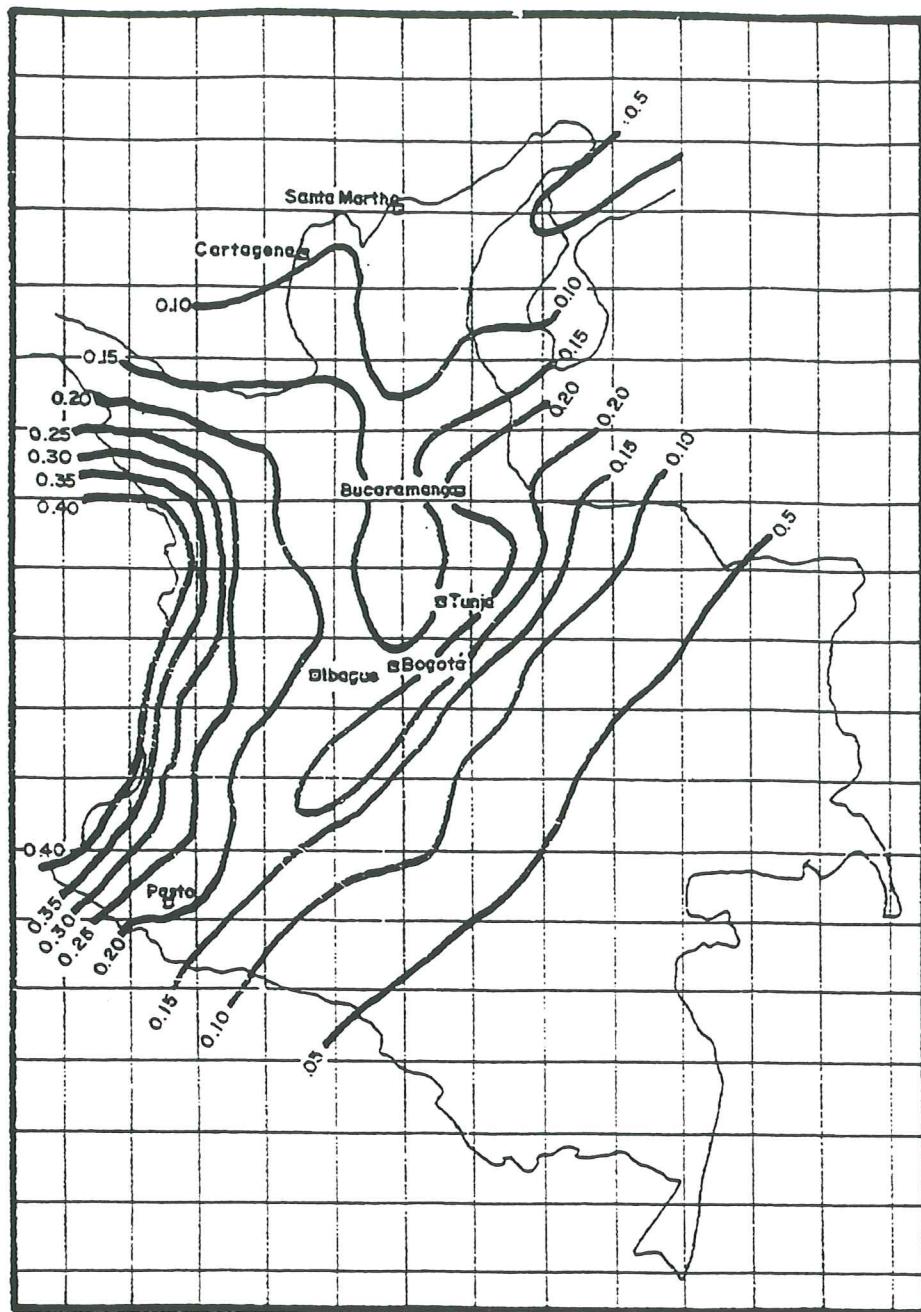
- vi) Se dibuja el mapa de isoaceleraciones, si se ha estado trabajando con aceleraciones o puede ser el mapa de isovelocidades o el parámetro seleccionado para el estudio de la peligrosidad sísmica.

## 1.7 PERÍODO DE RETORNO

Dependiendo del tipo de obra civil se determina la vida útil de la estructura y la probabilidad de excedencia con las cuales se va a determinar los mapas de isoaceleración que definen la peligrosidad sísmica a escala regional. Es importante destacar que durante la vida útil de las edificación pueden ocurrir aceleraciones mayores que las especificadas en el diseño.

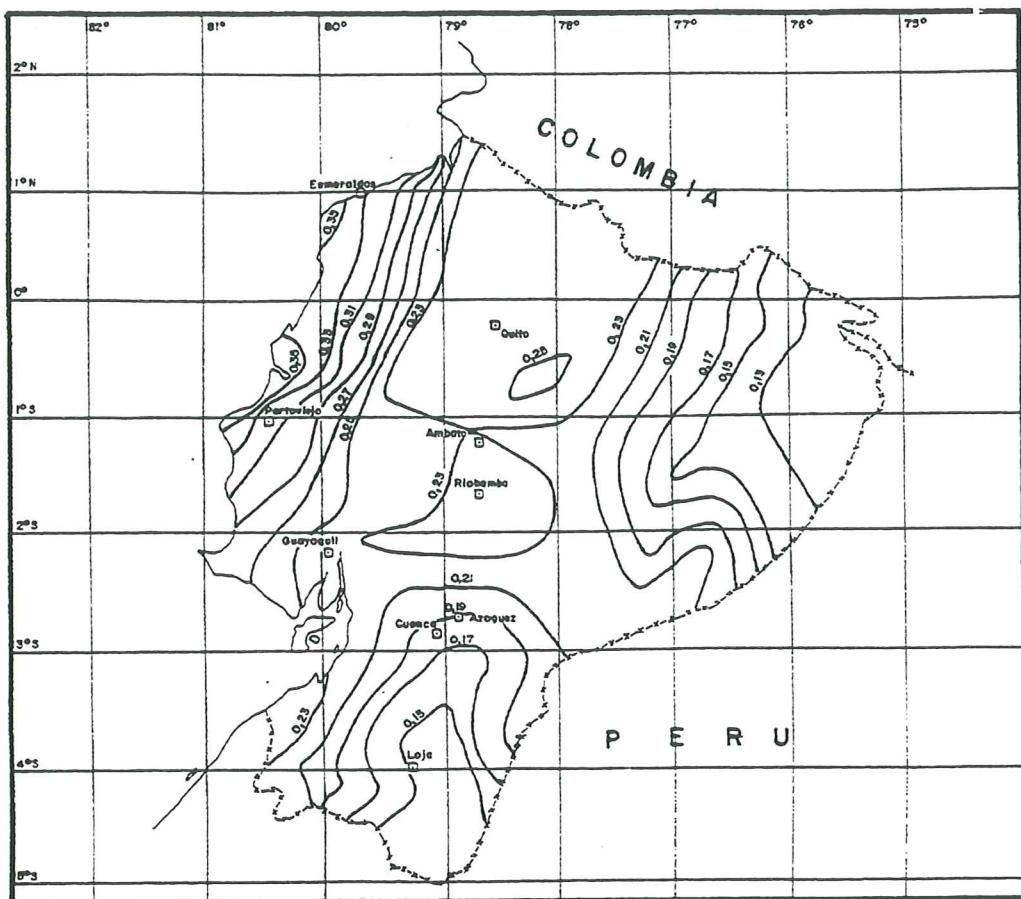
Para edificaciones los códigos de Venezuela<sup>(45)</sup> y Colombia<sup>(39)</sup> han considerado una vida útil  $t$  de 50 años y una probabilidad de excedencia  $p$  del 10%, valores recomendados por el ATC-3-05<sup>(46)</sup> y que estan asociados a un período medio de retorno de 475 años.

$$T \sim \frac{1}{1 - (1 - p)^{\frac{1}{t}}} \quad (1.26)$$



**Figura 1.4** Peligrosidad sísmica para Colombia<sup>(39)</sup>. Mapa de Isoaceleraciones para una vida útil de 50 años con una probabilidad de excedencia del 10%. La aceleración horizontal es multiplicada por el valor de la gravedad.

El período de retorno<sup>(47)</sup> se puede evaluar con la ecuación (1.25) y es el tiempo promedio transcurrido entre dos movimientos sísmicos que tienen la misma aceleración del suelo, para el caso que nos interesa. En general, se puede considerar otra variable de movimiento del suelo y determinar el período de retorno.



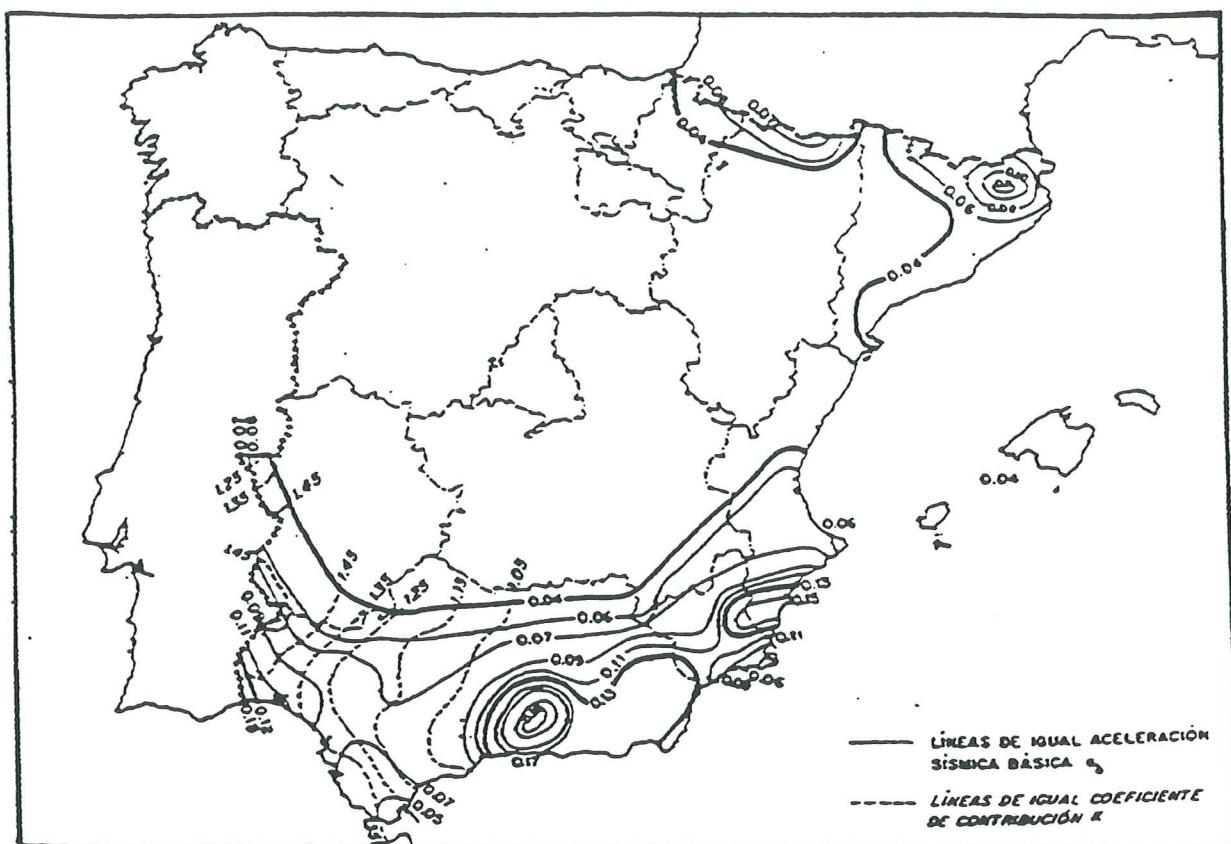
**Figura 1.5** Peligrosidad sísmica para Ecuador<sup>(26)</sup>. Mapa de Isoaceleraciones para una vida útil de 50 años con una probabilidad de excedencia del 10%. La aceleración horizontal es multiplicada por el valor de la gravedad.

## 1.8 MAPAS DE PELIGROSIDAD SÍSMICA

Varios son los trabajos que se han realizado de peligrosidad sísmica a nivel regional de un mismo País pero se han efectuado para diferentes probabilidades de excedencia, como para diferentes períodos de retorno. En consecuencia no se puede comparar cuantitativamente los resultados encontrados pero si cualitativamente.

Con el objeto de analizar los resultados obtenidos a nivel de frontera limítrofe, en los estudios de peligrosidad sísmica realizados en forma independiente en las repúblicas de Colombia<sup>(39)</sup> y Ecuador<sup>(26)</sup> se presentan en las figuras 1.4 y 1.5 los mapas de isoaceleración obtenidos.

Al examinar las figuras 1.4 y 1.5 se concluye que en la frontera limítrofe de los dos países hay una muy buena correlación en los valores de la aceleración máxima del suelo obtenidos a nivel de roca. Por ejemplo en la ciudad de Pasto, figura 1.4, la aceleración máxima obtenida por Sarria et al<sup>(39)</sup> es 0.21g. En cambio de los estudios realizados por Aguiar<sup>(26)</sup>, figura 1.5, en Pasto la aceleración máxima inferida es 0.23g. Por otra parte, en los dos mapas de isoaceleración se



**Figura 1.6** Mapa de Isoaceleraciones para España, para un período de retorno de 500 años<sup>(49)</sup>. La aceleración horizontal es multiplicada por el valor de la gravedad.

observa que a partir de estas ciudades hacia el Océano Pacífico las aceleraciones se incrementan.

El mapa de peligrosidad sísmica, presentado en la normativa colombiana NSR-98<sup>(58)</sup> no difiere mayormente con respecto al trabajo realizado por Sarria, Bernal y Echeverry, en 1980, que consta en la figura 1.4.

En la figura 1.6 se presenta el mapa de peligrosidad sísmica de España<sup>(49)</sup> para un período de retorno de 500 años. Evidentemente, Ecuador y Colombia tienen mayor peligrosidad sísmica que España. Nótese además que en España existen zonas asismáticas.

## 1.9 COMENTARIOS

Se ha presentado en forma general la metodología que se sigue en los estudios de peligrosidad sísmica, a nivel macro, tendientes a la obtención de espectros de diseño de estructuras. En éste contexto, es importante tener en cuenta lo siguiente:

- Los estudios de peligrosidad sísmica deben ser realizados por un grupo de especialistas entre los que se encuentren: sismólogos, geofísicos, físicos y lo fundamental ingenieros civiles que se encuentren trabajando en el área

de las estructuras sismo resistentes.

- Los estudios de peligrosidad sísmica definen mapas de peligrosidad sísmica a partir de los cuales se obtiene la zonificación sísmica de una determinada Región, Provincia o País.
- Los mapas de peligrosidad sísmica determinan un solo punto del espectro de diseño, que en el capítulo siguiente se denomina  $A_0$  y es el valor de la aceleración asociada al período de la estructura  $T = 0$ .
- Dependiendo el tipo de estructura (puente, edificio, presa, etc) se define la vida útil para el estudio de peligrosidad sísmica y en base a la importancia de la estructura se define la probabilidad de excedencia. Por ejemplo, si se trata de una estructura provisional la probabilidad de excedencia se puede considerar del orden del 22% o más alto.
- Con el objeto de que los mapas de peligrosidad sísmica tengan un carácter más general. En el sentido de que puedan adaptarse a cualquier vida útil de la estructura y a diferentes probabilidades de excedencia, la tendencia actual<sup>(59)</sup> es presentar dos mapas de peligrosidad sísmica, en el uno se definen valores de  $a^*$  y en el otro valores de  $\gamma$ . De ésta manera el peligro sísmico queda definido de la siguiente manera:

$$\ln P = -t(a/a^*)^{-\gamma} \quad (1.27)$$

Donde  $P$  es la probabilidad de que la aceleración del terreno no exceda el valor de  $a$ , en un horizonte de  $t$  años. Por otra parte,  $t$  es la vida útil de la estructura.  $a^*, \gamma$  valores característicos del peligro sísmico y  $a$  es la aceleración máxima del terreno en (cm/s<sup>2</sup>).

- Es importante conocer que durante la vida útil de la estructura, existe la posibilidad aunque muy remota, de que se presente un sismo cuya aceleración máxima sea mayor a la reportada en los estudios de peligrosidad sísmica. Pero de igual forma el proyectista estructural sabe que su estructura cuenta con una reserva de energía sísmica, cuenta además con una sobrerresistencia, temas que son abordados en el capítulo 5.

## REFERENCIAS

1. B. Gutenberg y C. F. Richter. "Earthquake magnitude intensity, energy and acceleration", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 46, 105-145, 1956.
- 2 J. Espíndola. "Análisis de Riesgo Sísmico". *División de Educación Continua, Facultad de Ingeniería*, Universidad Nacional Autónoma de México. México, 1985.
3. E. Rudolph y E. Szirtes. "El terremoto colombiano del 31 de enero de 1906". *Gernalos Beitrage Zur Grophysik*, XI (1). Leipzig, 1911.
4. A. Espinosa, L. Casaverde, J. Michael, J. Alva y J. Vargas, "Earthquake catalog of Peru", *Instituto Geográfico Nacional*. Madrid, 1985.
5. E. Miranda. "Site-dependent strength-reduction factors". *Journal of structural engineering ASCE*, 119 (12), 1993.

6. CERESIS. "Catálogo de terremotos para América del Sur. Datos de Hipocentros". *Centro Regional de Sismología para América del Sur*. 1985.
7. H. Kameda y M. Sugito, "Concrete and integrated earthquake motion accelerograms", *Research Report N. 84-ST-03, School of Civil Engineering*, Kyoto University, 1984.
8. R. Saragoni, J. Crempien y R. Ayala, "Características experimentales de los movimientos sísmicos sudamericanos", *Revista del IDIEM*, 21 (2), 67-86, México, 1982.
9. P. Benzanilla y R. Riddell, "Sistema de archivo y catálogo de registros de aceleración de terremotos", *Departamento de Ingeniería Estructural*, Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, 1989.
10. R. Saragoni, P. Gonzalez y M. Fresard, "Análisis de los acelerogramas del terremoto del 3 de marzo de 1985", *El sismo del 3 de marzo de 1985-Chile*, Editor J. Monge, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, U. de Chile, Acero Comercial S.A. Ed. Universitaria. Santiago, 1986.
11. C. Ugas, "Espectros para diseño antisísmico en función de las condiciones locales del suelo", *IMME Instituto de Materiales y Modelos Estructurales*, Universidad Central de Venezuela, 11 (48), 25-57, Caracas, 1974.
12. F. Bonilla, "Introducción a la Sismología", *Escuela Politécnica del Ejército. VII Curso Nacional de Estructuras a nivel de post grado*, 15pp, Valle de los Chillos, 1993.
13. U. S. Geological Survey, "Acelerograms recorded at USGS national strong-motion network stations during the Ms=6.6 Northridge, California earthquake of January 17, 1994", *Open file report 94-141*, USGS, 1994.
14. A. Giuliano, J. Amado, E. Barros, "Reformulaciones de los espectros de respuesta inelásticos con fines de diseño sismorresistente", *Sociedad Colombiana de Ingenieros. Novenas Jornadas Estructurales de la Ingeniería de Colombia*, 1-17, Bogotá, 1991.
15. C. F. Richter, "Elementary Seismology", Freeman, San Francisco, 1958.
16. R. Saragoni, "Características de los movimientos sísmicos latinoamericanos y su influencia en el diseño sísmico de la región andina", *Revista del Centro de Ingenieros, Arquitectos y Agrimensores de Mendoza*, 60, Argentina, 1980.
17. R. Aguiar, "Leyes de atenuación; una contribución a la zonificación sísmica del Ecuador", *IV Encuentro Nacional de Ingeniería Estructural*, 3, 364-397, Escuela Politécnica del Ejército, Quito, 1989.
18. L. Esteva y E. Rosenblueth, "Espectros de temblores a distancias moderadas y grandes", *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, 2, 1-18, México, 1964.
19. E. García, "Espectros de Energía", *Escuela Politécnica del Ejército. X Curso Nacional de Estructuras*, Sangolquí, 1997.
20. E. Faccioli y D. Reséndiz, "Soil Dynamics: Behavior Including Liquefaction". *Seismic Risk and Engineering Decisions*, Editores Rosenblueth & C. Lomnitz, 71-139, 1976.
21. F. Yépez, A. Barbat, J. Canas, "Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería", *Monografías de Ingeniería Sísmica*, Centro Interna-

- cional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE IS-12, 104 pp, Barcelona, 1995.
22. W. Hays. "The importance of post-earthquake investigations", Seminar on Selected Earthquake Engineering Problems and Earthquake Risk Management, 112-125, Zürich, 1988.
  23. W. D. Finn. "Geotechnical aspects of the estimation and mitigation of earthquake risk", Proceedings of an evaluation of guidelines for developing earthquake damage scenarios for urban areas, 37-79, Istanbul, October 1993.
  24. D. Pantoja, P. Sanchez, P. Caiza, J. Jimenez, I. Peñaherrera y F. Yépez, "Importancia de los acelerogramas para la ingeniería estructural sismo-resistente", XI Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural, Guayaquil, 1997.
  25. R. Aguiar, "Análisis sísmico de estructuras en forma de péndulo invertido", Editorial ESPE, Escuela Politécnica del Ejército, 325 pp, Quito, 1991.
  26. R. Aguiar, "Cuantificación de la amenaza sísmica del Ecuador en términos probabilísticos y mapa de zonificación", Tesis de Maestría en Ciencias, Universidad Central de Venezuela, Caracas, 1982.
  27. J. Grases, "Peligrosidad sísmica". Seminario dictado en la Dirección Nacional de Defensa Civil, Quito, 1997.
  28. N. Donovan, "A statistical evaluation of strong motion data, including the february 9, 1971 San Fernando earthquake". Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, 1, 1252-1261, Roma, 1973.
  29. X. Goula, "Evaluación del riesgo sísmico: III Propagación de la energía sísmica", Curso de Master en Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1993.
  30. S. T. Algermissen y D. Perkins, "A technique for seismic zoning: general considerations and parameters microzonation", Conference Seattle, 1972.
  31. J. Grases, "Sismicidad de la región asociada a la cadena volcánica centroamericana del cuaternario", Caracas, 1975
  32. J. Stepp, "Analysis of completeness of the earthquake sample in the puget sound area and its effect on statiscal estimates of earthquake hazard". Proceedings of the International Conference on Microzonation for Safer Construction. Research and Application, 2, 1972.
  33. R. Iglesias, A. Eguez, V. Perez, G. Molina, "Mapa sismotectónico del Ecuador", Escuela Politécnica del Ejército y Dirección Nacional de Defensa Civil, 188 pp, Quito, 1991.
  34. J. Palacio, E. Blum, R. Maruri, J. Rodriguez, "Determinación de la distribución de los niveles de aceleración en el Ecuador y regionalización con fines de prevención sísmica", Instituto de Investigaciones y Estudios Avanzados, Universidad de Guayaquil, 46 pp, Guayaquil, 1987.
  35. A. Ryall, D. Slemon, D. Gedney, "Seismicity, tectonism and surface faulting in the western United States during historic time", Bulletin of the Seismological Society of America, 56 (5), 1966.
  36. L. Casaverde y J. Vargas, "Zonificación sísmica del Perú", II Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismorresistente, Lima 1980.

37. J. Grases. "Investigación sobre los sismos destructores que han afectado al Centro y Occidente de Venezuela", Proyecto INTEVED, Caracas, 1980.
38. J. Canas. "Sismología" Curso Master en Ingeniería Sísmica y Dinámica Estruc-tural. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, 1993.
39. A. Sarria, C. Bernal y D. Echeverry. "Estudio preliminar del riesgo sísmico en Colombia con base en curvas de isoaceleración", Segundo Seminario Colombiano de Geotecnia, Bogota, 1980.
40. H. K. Acharya, "Regional variations in the rupture-length magnitude relationships and their dynamical significance", Bulletin of Seismological Society of America, 69 (6), 2063-2084, 1979.
41. D. B. Slemmons, "State-of-the-art for assessing earthquake hazards in the United States, Report 6. Faults and earthquake magnitude: U.S.", Army Corps of Engi-neers, Waterways Experimental Station, Soil and Pavements Laboratory, Vicksburg, Mississippi, Miscellaneous Paper S-73-1, 129 pp, 1977.
42. V. Winkler, "Tectónica de Placas", Curso de Post Grado, Universidad Central de Venezuela, Caracas, 1981.
43. S. T. Algermissen y D. Perkins, "A probabilistic stimate of maximum acceleration in rock in the contiguous United States U.S.", Geological Survey, 1976.
44. R. McGuire, "Fortran computer program for seismic risk analysis", United States Department of the Interior Geological Survey, 1976.
45. Norma Venezolana, "Edificaciones Antisísmicas". FUNVISIS, Fundación Vene-zolana de Ingeniería Sísmica, Caracas, 1982.
46. Applied Technology Council, ATC, "Final review draft of recommended comprehensive seismic design provisions for buildings", Applied Technologycal Council, Palo Alto, California, Sponsored by N.S.F.R. Applied to National Needs Program and N.B.S. California, ATC-3-05, 1978.
47. J. Grases, "Concreto armado en zonas sísmicas", DIVISIDER. Division Siderur-gica de Empresas SIVENSA, Caracas, 1987.
48. A. Der Kiureghian and A. Ang, "A fault rupture model for seismic risk analysis". Bulletin of Seismological Society of America, 67, 1977.
49. F. Vidal y G. Del Castillo, "Granada facing an earthquake", Proceedings of an Evaluations of Guidelines for Developing Earthquake Damage Scenarios for Urban Areas, 155-164, Istanbul, 1993.
50. ELECTROCONSULT. TRACTIONEL. RODIO. ASTEC. INELIN, INGECONSULT- CAMINOS Y CANALES. "Sismología y Tectónica". Proyecto Hidroeléctrico Coca-Codo Sinclair. Estudio de Factibilidad. Fase A, Instituto Ecuatoriano de Electrificación. Quito, 1988.
51. A. Medvedev y W. Sponheuer. "Scale os seismic intensity". Proceedings World Conference. Earthquake Eng. 4th. Santiago de Chile, 1969.
52. F. Varela y R. Aguiar, "El sismo de Bahía". Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. Publicación especial sobre el sismo de Bahía de Caráquez del 4 de agosto de 1998. 125pp. Quito, 1998.
53. L. Casaverde y J. Vargas. "Zonificación sísmica del Perú". II Seminario Lat-

- noamericano de Ingeniería Sismo Resistente, Organización de Estados Americanos y Pontificia Universidad Católica, Lima. 1980.
54. M. D. Trifunac and A. G. Brady, "On the correlation of seismic intensity scales with the peak of recorded strong ground motion", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 65, 1975.
  55. J. R. Murphy and L. O'Brien, "The correlation of peak ground acceleration amplitude with seismic intensity and other physical parameters", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 67, 1977.
  56. C. Lomnitz, "Global tectonics and earthquake risk", *Elsevier Scientific Publishing Company*, 1974.
  57. R. Saragoni, J. Crempien y R. Ayala, "Características experimentales de los movimientos sísmicos sudamericanos", *Revista del IDIEM*, 21 (2), 67-86, México, 1982.
  58. NSR-98, "Normas colombianas de diseño y construcciones sismo resistente", Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Tomo 1, Colombia, 1998.
  59. PDVSA, JA-221, "Diseño antisísmico de instalaciones industriales" Documento L del libro: *Diseño Sismorresistente: Especificaciones y criterios empleados en Venezuela*, 569-585, Caracas, 1997.

## *CAPÍTULO 2*

### **ESPECTROS ELÁSTICOS**

Se presenta el marco teórico tendiente a la formulación de espectros de diseño elástico. Para ello, primeramente se presenta la definición de espectro de respuesta, se ilustra la importancia de conocer las formas espetrales y el significado de los máximos valores de un espectro. Luego se describen los Pseudo Espectros empezando por el trabajo desarrollado por Housner en 1952. Hudson en 1962, siguiendo con los trabajos de Newmark y Hall desarrollados en la década de los años setenta, se detallan las contribuciones científicas de Riddell y Newmark en 1979 y finalmente se presenta los resultados de los trabajos de García y Riddell, desarrollados en 1995 sobre esta temática.

El suelo tiene un papel fundamental en la determinación de las formas espetrales, razón por la cual se presentan dos trabajos que han servido de base para la formulación de códigos, el uno desarrollado por Hayashi et al en 1971 con registros de sismos de Japón y el otro el desarrollado por Seed et al en 1976 con sismos registrados en U.S.A. Con estos trabajos como base y con la información sismológica que han dejado terremotos recientes como el registrado en México en 1985. se presenta una nueva formulación de espectros de diseño sísmico elástico. que seguramente se incluirá en el nuevo código de edificaciones sismo resistentes de Venezuela. el mismo que reemplazará al de 1982. De igual forma. se presenta el nuevo espectro de diseño elástico de la Norma Colombiana de diseño y construcciones sismo resistente NSR-1998: por ser de interés se comparan estas dos formas espetrales.

Finalmente, en base a los sismos de 1981 y 1985, registrados en Chile. que son de alta frecuencia. se determinan dos parámetros del espectro de diseño  $T^*$  y  $T^+$ , los mismos que se comparan con los espectros de diseño indicados en el parrafo anterior.

## 2.1 RESEÑA HISTÓRICA

Por los años de 1915, Naito<sup>(1)</sup> diseñaba sus estructuras ante sismos considerando como fuerzas laterales una fracción del peso de sus elementos y sus edificaciones tuvieron un buen comportamiento durante el sismo de Tokyo de 1923 lo que no ocurrió con otras edificaciones que colapsaron.

A partir de 1930 se reconoció el problema sísmico como un problema de dinámica de estructuras y ya se empezaron a definir modelos numéricos de cálculo<sup>(2,3,4)</sup>, en los que se establecieron bien las variables involucradas. En 1934 Benioff<sup>(31)</sup> introduce la definición de espectro de respuesta. Sin embargo de esto todavía existen proyectistas estructurales que a lo mucho la naturaleza dinámica del problema sísmico, la consideran al calcular el cortante basal  $V_o$ ; por otra parte, determinan el período de vibración  $T$  de la estructura utilizando ecuaciones muy elementales, lo propio realizan con la determinación de las fuerzas laterales estáticas equivalentes. Existen importantes avances en el análisis lineal y no lineal de estructuras que deben ser acogidas.

En 1952, Housner<sup>(5)</sup> presenta el pseudo espectro de velocidades. Luego en 1959, Housner<sup>(36)</sup> propuso el primer grupo de formas espetrales promedio, normalizando para el efecto 8 registros obtenidos de los sismos terremotos: El Centro 1934 y 1940. Western Washington. (Olympia) 1949 y Kerb County (Taft) 1952.

Hayashi, Tsuchida y Kurata<sup>(34)</sup> en 1971, presentan formas espetrales promedio trabajando con 61 acelerogramas registrados en Japón, lamentablemente muchos de los registros tenían aceleraciones muy bajas y las condiciones del subsuelo en las estaciones de los registros se conocen parcialmente, por estos motivos los resultados obtenidos son considerados como preliminares.

Newmark, Blume y Kapur<sup>(7)</sup> en 1973 presentaron los resultados a los que llegaron trabajando con acelerogramas cuya aceleración máxima del suelo es mayor que 0.1g. Los estudios realizados los dividieron en dos grupos. ... *En el primer grupo obtuvieron espectros normalizados con respecto a la aceleración máxima del suelo ... para el efecto trabajaron con 33 registros. ... En el segundo grupo obtuvieron espectros normalizados con respecto a la velocidad máxima del suelo ..., en este caso trabajaron con 28 registros.* En los estudios realizados no se clasificó los registros de acuerdo al tipo de suelo. Fue Shannon & Wilson/Agbabian Associates<sup>(37)</sup> quienes clasificaron los registros de Newmark et al<sup>(7)</sup> en función del tipo de suelo en el cual fueron registrados; concretamente, consideraron tres tipos de suelos: roca, suelos rígidos y suelos profundos obteniendo formas espetrales diferentes para cada tipo de suelo.

Seed, Ugas y Lysmer<sup>(20)</sup> ampliaron el estudio y consideran 104 registros obtenidos en sitios en los cuales se conoce con cierta exactitud las condiciones del suelo. El trabajo realizado fue publicado en 1976 y ha servido como base para la formulación de normativas sismo resistentes.

Por otra parte, es abundante el trabajo desarrollado para la construcción de espectros tripartitos. Sin embargo se debe indicar que Hudson<sup>(14)</sup> en 1962 fue

uno de los pioneros en la definición de pseudo espectros, las investigaciones han continuado por parte de Newmark y Hall<sup>(11)</sup> en 1969. Mhoraz, Hall y Newmark<sup>(5)</sup> en 1972. Riddell y Newmark<sup>(17)</sup> en 1979. García y Riddell<sup>(18)</sup> en 1995. Las principales contribuciones en esta temática serán presentadas posteriormente.

## 2.2 ESPECTROS DE RESPUESTA

El código de edificaciones antisísmicas de Venezuela<sup>(8)</sup> presenta la siguiente definición de espectro: *Define la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad y de un mismo amortiguamiento, sometidas a una historia de aceleraciones dada, expresada en función del período.* En resumen, el espectro es un gráfico en cuya abcisa se presenta el período o la frecuencia natural de vibración y en la ordenada se indica el parámetro de respuesta máxima que se ha seleccionado. Normalmente este parámetro es la aceleración, velocidad o desplazamiento.

### 2.2.1 Sistema de un grado de libertad

La ecuación diferencial del movimiento para un sistema de un grado de libertad sometida a una acción sísmica, es:

$$m\ddot{q}(t) + c\dot{q}(t) + kq(t) = -m\ddot{U}_g(t) \quad (2.1)$$

donde  $m$ ,  $c$ ,  $k$  son la masa, amortiguamiento y rigidez del sistema,  $q(t)$ ,  $\dot{q}(t)$ ,  $\ddot{q}(t)$  son el desplazamiento, velocidad y aceleración relativos de la masa con respecto al suelo,  $\ddot{U}_g(t)$  es la aceleración de la excitación sísmica. La ecuación (2.1) es para el análisis sísmico lineal en el cual se ha considerado amortiguamiento viscoso. Por otra parte, se define:

$$W_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.2)$$

$$\zeta = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2\sqrt{m k}} \quad (2.3)$$

$$W_n = \frac{2\pi}{T} \quad (2.4)$$

siendo  $W_n$  la frecuencia natural no amortiguada y  $\zeta$  la fracción de amortiguamiento crítico. En función de estas últimas variables, la ecuación (2.1) puede reescribirse de la siguiente manera:

$$\ddot{q}(t) + 2\zeta W_n \dot{q}(t) + W_n^2 q(t) = -\ddot{U}_g(t) \quad (2.5)$$

En general, existe dos formas de encontrar la solución de la ecuación diferencial de segundo orden indicada en la ecuación (2.5) que son: i) encontrar una solución analítica exacta, y, ii) encontrar una solución aproximada empleando

métodos numéricos. Para la solución analítica se puede trabajar con la integral de Duhamel<sup>(9)</sup>, cuya respuesta, es:

$$q(t) = -\frac{1}{W_a} \int_0^t \ddot{U}_g(\tau) e^{-\zeta W_n(t-\tau)} \sin[W_a(t-\tau)] d\tau \quad (2.6)$$

$$W_a = W_n \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (2.7)$$

La ecuación (2.6) corresponde a la solución particular de la ecuación diferencial (2.5). La solución homogénea no se incluye en la ecuación (2.6) toda vez que la excitación se aplica cuando el sistema está en reposo. En estas condiciones los términos correspondientes a la vibración libre (solución homogénea) son nulos.

La segunda forma de solución, es mediante métodos numéricos. En este contexto uno de los algoritmos más utilizados es el Método de Newmark<sup>(10)</sup>, utilizando el valor de  $\beta = 1/6$  que corresponde a variación lineal de la aceleración.

Al derivar, con respecto al tiempo  $t$  la ecuación (2.6), se obtiene una expresión para calcular la velocidad  $\dot{q}(t)$  y derivando de nuevo se encuentra la aceleración  $\ddot{q}(t)$ .

Los espectros de respuesta en desplazamiento  $S_d$ , velocidad  $S_v$  y aceleración  $S_a$ , se obtienen para un cierto acelerograma, como los máximos valores de la respuesta del sistema.

$$S_d = |q(t)|_{max} \quad (2.8)$$

$$S_v = |\dot{q}(t)|_{max} \quad (2.9)$$

$$S_a = |\ddot{q}(t)|_{max} \quad (2.10)$$

En la figura 2.1 se indica en forma gráfica la construcción de los espectros de respuesta. Es importante hacer las siguientes observaciones de los espectros de respuesta elásticos:

- Para sistemas de período muy pequeño ( $T \rightarrow 0$ ), edificaciones muy rígidas, se observa que:  $S_d \rightarrow 0$ ,  $S_v \rightarrow 0$  y  $S_a \rightarrow \ddot{U}_{g_{max}}$ . Siendo  $\ddot{U}_{g_{max}}$  la máxima aceleración del acelerograma.
- Para sistemas de período muy alto ( $T \rightarrow \infty$ ), edificaciones muy flexibles, se observa:  $S_d \rightarrow U_{g_{max}}$ ,  $S_v \rightarrow \dot{U}_{g_{max}}$ ,  $S_a \rightarrow 0$ . Siendo  $U_{g_{max}}$ ,  $\dot{U}_{g_{max}}$  los valores máximos de desplazamiento y velocidad del acelerograma.
- Los espectros de respuesta suministran la respuesta máxima de cualquier oscilador de un grado de libertad, definido por sus propiedades dinámicas  $T$  y  $\zeta$ .
- Con un acelerograma se pueden encontrar por lo menos tres espectros de respuesta:  $S_d$ ,  $S_v$ , y  $S_a$ .

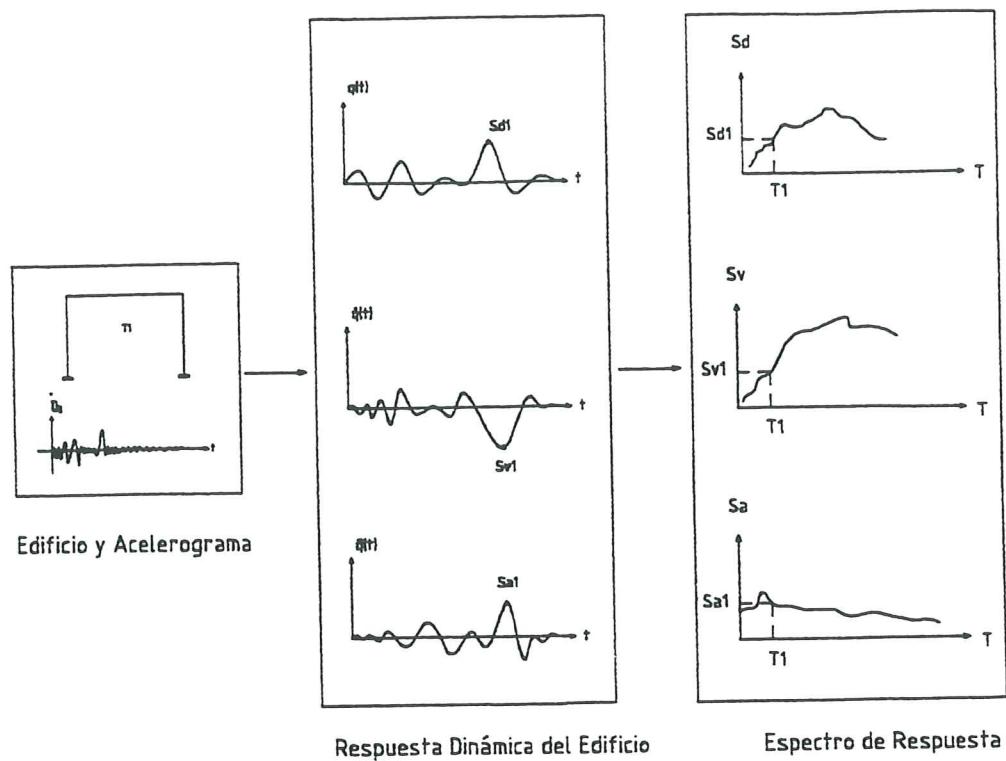


Figura 2.1 Determinación de los espectros de respuesta elásticos.

### 2.2.2 Fracción del amortiguamiento crítico

Como se indicó los espectros de respuesta elásticos se construyen para una determinada fracción de amortiguamiento  $\zeta$ , el mismo que se considera constante en la evaluación de la respuesta dinámica.

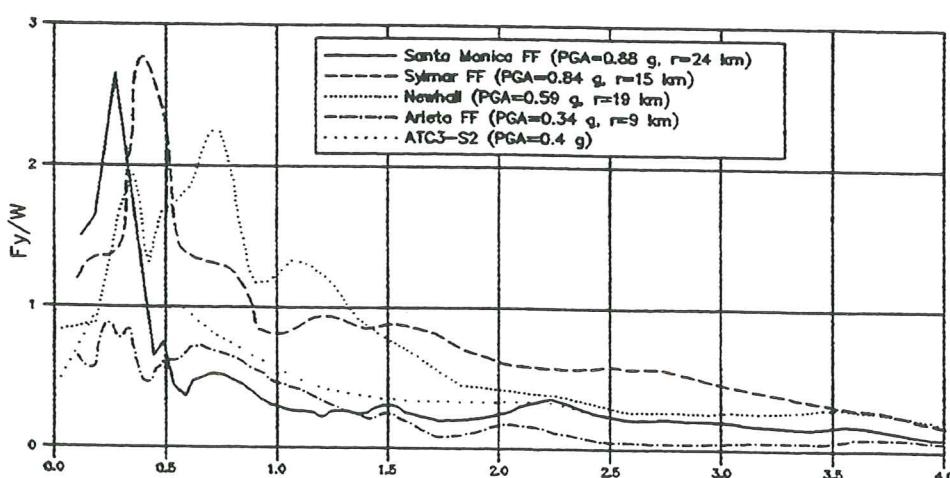
El valor de  $\zeta$  depende del tipo de material, estructura y fundamentalmente del nivel de esfuerzos a que está sometida la estructura. Newmark y Hall<sup>(11)</sup>, recomiendan los valores de  $\zeta$ , indicados en la tabla 2.1.

### 2.2.3 Importancia de las formas espectrales

*La aceleración máxima de un sismo no es un indicativo determinante que sirva para indicar el grado de daño en las estructuras: es necesario tener en cuenta además el contenido de frecuencias, el tiempo de duración, tipo de suelo y topografía para poder asociar el movimiento sísmico con el daño registrado en las edificaciones. Los acelerogramas y consecuentemente los espectros toman en cuenta las variables indicadas y se puede indicar que las estructuras cuyo período coincide o están cercanas con los períodos del espectro en los cuales la respuesta es máxima, son las que más daño sufren.* En la figura 2.2 se presenta los espectros de respuesta elástica del sismo de Northridge<sup>(12)</sup> de 1994 obtenidos de 4 acelerogramas registrados muy cerca del epicentro. Además consta el espectro de diseño del ATC3-S2 que estaba vigente en la zona. Del análisis de la figura 2.2 se pueden hacer los siguientes comentarios:

Tabla 2.1 Valores de amortiguamiento  $\zeta$  recomendados por Newmark y Hall<sup>(11)</sup>.

NIVEL DE TENSIONES	TIPO Y CONDICIÓN DE LA ESTRUCTURA	$\zeta$ (EN %)
Tensiones de servicio menores al 50% de los de fluencia	a) Tuberías Vitales b) Acero soldado, hormigón pretensado, hormigón muy reforzado con pequeño amortiguamiento c) Hormigón armado con fisuramiento considerable d) Acero apernado y/o remachado; estructuras de madera con uniones apernadas o clavadas.	1 a 2 2 a 3 3 a 5 5 a 7
Tensiones a nivel de fluencia o cercanos a la fluencia	a) Tuberías Vitales b) Acero soldado, hormigón pretensado sin pérdida completa de la pretensión c) Hormigón pretensado con pérdida completa del pretensado. d) Hormigón Armado e) Acero apernado y/o remachado, estructuras de madera con uniones apernadas. f) Estructuras de madera, con uniones clavadas	2 a 3 5 a 7 7 a 10 7 a 10 10 a 15 15 a 20

Figura 2.2 Espectros de respuesta elásticos del sismo de Northridge<sup>(12)</sup> del 17 de enero de 1994. En ordenadas se presenta la relación  $F_y / W$ , siendo  $F_y$  la fuerza lateral y  $W$  el peso del oscilador.

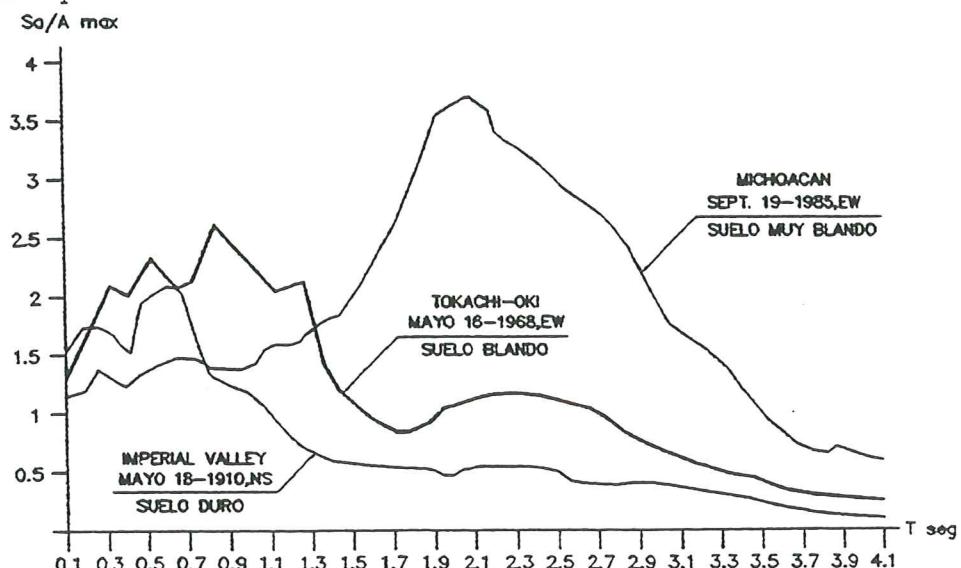
- i) El registro de Arleta se encuentra a 9 Km. del epicentro y corresponde al acelerograma más cercano al epicentro, de los cuatro analizados, allí la aceleración horizontal máxima del suelo fue de  $0.34g$ . En cambio, el registro de Santa Mónica corresponde al más lejano, se encuentra a 24 Km. de la zona epicentral y sin embargo es el que mayor aceleración registró, de los analizados,  $0.88g$ . Esto se debe a la forma de propagación del sismo y el tipo de suelo.
- 2) Las estructuras cuyos períodos coincidía con los períodos de valores máximos de los espectros, fueron las que mayor daño sufrieron<sup>(12)</sup>.

En la zona del espectro del espectro de respuesta elástico, donde se obtienen los mayores valores espectrales se debe a que para esos períodos de la estructura las frecuencias naturales de las edificaciones se acercan a las frecuencias dominantes de las ondas sísmicas en la base, presentándose una especie de resonancia de la estructura con el sismo.

*Por otra parte, las ondas sísmicas que llegan a la base de la edificación han sido filtradas por el suelo que se halla sobre la roca basal y adquieren de alguna forma la frecuencia dominante del sitio.* Por esta razón es fundamental conocer el período de vibración del suelo sobre el que va la edificación y el de la estructura, para saber si hay o no posibilidad de entrar en resonancia.

Con relación a la figura 2.2, se puede indicar que si se habría tenido una misma estructura, en los cuatro lugares donde se obtuvieron los registros, todos ellos muy cercanos al epicentro, se habrían tenido diferentes respuestas estructurales y consecuentemente el daño habría sido distinto.

En la figura 2.3, se presenta los espectros de respuesta elásticos<sup>(13)</sup> de tres eventos sísmicos en los que se pone de manifiesto la influencia del suelo en la forma espectral.



**Figura 2.3** Espectros de respuesta normalizados. Comparación de efectos de sitio en la forma del espectro de respuesta de aceleraciones<sup>(13)</sup>.

Del análisis de la figura 2.3 se pueden realizar los siguientes comentarios:

- i) La mayor flexibilidad del suelo da una mayor amplificación de la aceleración en la estructura. Los mayores valores espetrales se observan en el registro del sismo de México/85 que corresponde a un suelo muy blando.
- 2) Las condiciones locales del suelo determinan diferentes zonas del espectro donde se alcanzan los mayores valores espetrales.

### 2.3 PSEUDO ESPECTROS

Al derivar la ecuación (2.6) se obtiene la velocidad  $\dot{q}(t)$  y derivando esta se obtendrá  $\ddot{q}(t)$ , las expresiones que se encuentran son:

$$\begin{aligned} q(t) &= -\frac{1}{W_a} \int_0^t \ddot{U}_g(\tau) e^{-\zeta W_n(t-\tau)} \sin[W_a(t-\tau)] d\tau \\ \dot{q}(t) &= -\int_0^t \ddot{U}_g(\tau) e^{-\zeta W_n(t-\tau)} \cos[W_a(t-\tau)] d\tau \\ &\quad + W_n \zeta \dot{q}(t) \end{aligned} \quad (2.11)$$

$$\begin{aligned} \ddot{q}(t) + \ddot{U}_g(t) &= W_a \int_0^t \ddot{U}_g(\tau) e^{-\zeta W_n(t-\tau)} \sin[W_a(t-\tau)] d\tau \\ &\quad - 2\zeta W_n \dot{q}(t) - (\zeta W_n)^2 q(t) \end{aligned} \quad (2.12)$$

Por otra parte, en la tabla 2.1 se observa que los valores de  $\zeta$  varían entre 1 y 20%, correspondiendo este último valor a un estado en que la estructura está sometida a grandes esfuerzos. Al reemplazar los valores de  $\zeta$  habituales en la expresión (2.7) se obtiene que  $W_a = W_n$ . De igual forma se puede despreciar los valores que se encuentran fuera de la integral de las ecuaciones (2.11) y (2.12) por que están multiplicados por  $\zeta$  que es un valor pequeño. Asimismo Hudson<sup>(14)</sup> estableció que la función Coseno que aparece en la ecuación (2.11), puede sustituirse a efectos de cálculo por la función Seno sin cometer mayores errores al calcular la respuesta máxima. Esta aproximación basada en la aleatoriedad de los movimientos del suelo<sup>(14)</sup> es valida para el rango de frecuencias que tienen las estructuras. Con estas consideraciones se introducen tres nuevas cantidades definidas como Pseudoespectros de respuesta de desplazamiento, velocidad y aceleración  $PS_d$ ,  $PS_v$  y  $PS_a$ , respectivamente.

$$PS_d = \left| -\frac{1}{W_n} \int_0^t \ddot{U}_g(\tau) e^{-\zeta W_n(t-\tau)} \sin[W_n(t-\tau)] d\tau \right|_{max} \quad (2.13)$$

$$PS_v = \left| -\int_0^t \ddot{U}_g(\tau) e^{-\zeta W_n(t-\tau)} \sin[W_n(t-\tau)] d\tau \right|_{max} \quad (2.14)$$

$$PS_a = \left| W_n \int_0^t \ddot{U}_g(\tau) e^{-\zeta W_n(t-\tau)} \sin[W_n(t-\tau)] d\tau \right|_{max} \quad (2.15)$$

Al observar las ecuaciones (2.13) a (2.15) se concluye que:

$$PS_v = W_n PS_d \quad (2.16)$$

$$PS_a = W_n^2 PS_d \quad (2.17)$$

Se ha encontrado que para el rango de valores de  $T$  y  $\zeta$  de interés práctico en ingeniería estructural los pseudo espectros son muy parecidos a los espectros reales<sup>(14,15)</sup>

$$PS_v \approx S_v \quad PS_a \approx S_a \quad (2.18)$$

Para períodos mayores a 3 segundos las curvas de los pseudo espectros difieren de las curvas de los espectros, lo propio sucede para períodos menores a 0.10 segundos. La mayor parte de estructuras tiene períodos comprendidos entre 0.10 y 3 segundos por lo que se acepta que:

$$S_v = W_n S_d \quad (2.19)$$

$$S_a = W_n^2 S_d = W_n S_v \quad (2.20)$$

La última expresión se utiliza en el Método de Superposición Modal, para encontrar las respuestas máximas de un edificio sometido a acciones sísmicas.

Por otra parte, las ecuaciones (2.19) y (2.20) permiten obtener en un solo gráfico los tres espectros  $S_d$ ,  $S_v$ , y  $S_a$  en una escala logarítmica, que se tratará con detenimiento en el siguiente numeral. Este tipo de gráficos se denomina espectros tripartitos.

## 2.4 ESPECTROS DE RESPUESTA SUAVIZADOS

Estudios estadísticos sobre numerosos espectros de respuesta han llevado a investigadores como Newmark y Hall<sup>(11,16)</sup> ha presentar una metodología de cálculo tendiente a la obtención de espectros de diseño, basados en los pseudo espectros. Estos estudios iniciaron en la década de los años sesenta, para lo cual tomaron todos los acelerogramas registrados en U.S.A.. encontraron sus espectros de respuesta, los normalizaron y emitieron las siguientes observaciones:

- En la zona de períodos cortos la aceleración espectral permanece constante y es igual a la aceleración máxima del registro.
- En la zona de períodos medios la velocidad espectral permanece constante y en la zona de períodos altos el desplazamiento espectral se mantiene constante. Por lo tanto en estas zonas el valor de  $S_a$ ,  $S_v$ , y  $S_d$  es independiente del período.
- Es posible estimar los valores del espectro, conociendo únicamente los valores máximos de la aceleración, velocidad y desplazamiento del terreno, mediante las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \alpha_a \ddot{U}_{g_{max}} \quad (2.21)$$

$$S_v = \alpha_v \dot{U}_{g_{max}} \quad (2.22)$$

$$S_d = \alpha_d U_{g_{max}} \quad (2.23)$$

donde  $\alpha_a$ ,  $\alpha_v$ ,  $\alpha_d$  son los factores de amplificación dinámica de la aceleración, velocidad y desplazamiento, respectivamente.

- Los factores de amplificación dinámica medios, que obtuvieron<sup>(11,16)</sup>, son los siguientes:

$$\alpha_a = 3.21 - 0.68 \ln \zeta \quad (2.24)$$

$$\alpha_v = 2.31 - 0.41 \ln \zeta \quad (2.25)$$

$$\alpha_d = 1.82 - 0.27 \ln \zeta \quad (2.26)$$

$\zeta$  se expresa en porcentaje. La probabilidad de excedencia en este caso es del 50%. Por otra parte, los valores obtenidos para la media de los datos estadísticos más una desviación standar, son:

$$\alpha_a = 4.38 - 1.04 \ln \zeta \quad (2.27)$$

$$\alpha_v = 3.38 - 0.67 \ln \zeta \quad (2.28)$$

$$\alpha_d = 2.73 - 0.45 \ln \zeta \quad (2.29)$$

Al utilizar las ecuaciones (2.27) a (2.29) la probabilidad de no excedencia es del 84.1%.

- Se construye el espectro de diseño suavizado de acuerdo a lo indicado en la figura 2.4

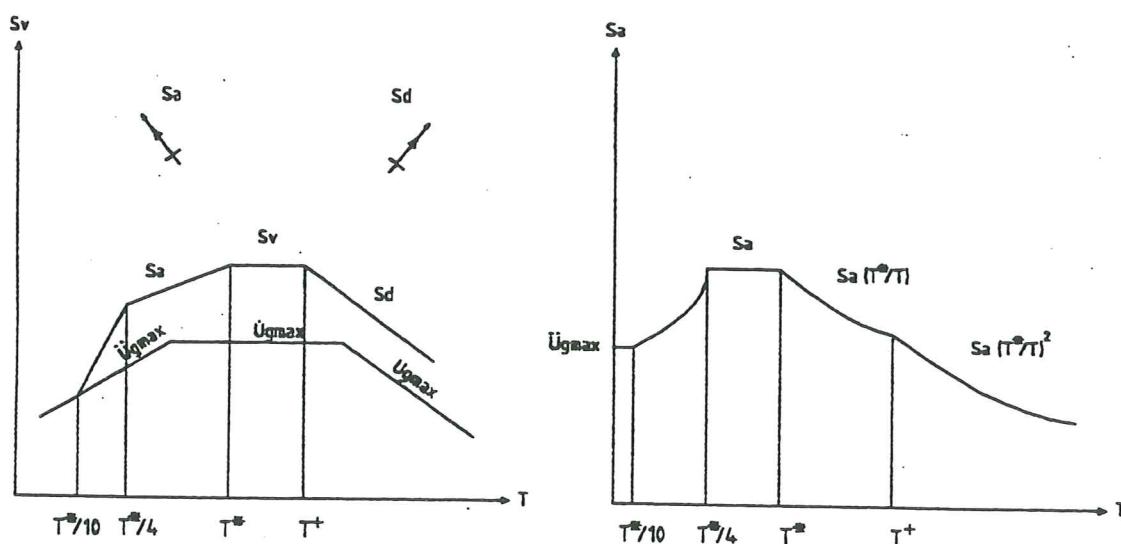


Figura 2.4 Formas espectrales propuestas por Newmark y Hall<sup>(11,16)</sup>.

$$T^* = 2\pi \frac{S_v}{S_a} \quad T^+ = 2\pi \frac{S_d}{S_v} \quad (2.30)$$

#### 2.4.1 Estimación de los movimientos del terreno

En los estudios de peligrosidad sísmica de una determinada región se obtienen la aceleración, velocidad y desplazamiento máximos del suelo a esperarse durante la vida útil de la estructura  $t$  con un determinado nivel de probabilidad de excedencia  $p$ . Por falta de información sísmica, lo que normalmente se determina es la aceleración máxima del suelo únicamente. Para encontrar la velocidad y desplazamientos máximos del terreno, cuando no se dispone de información confiable se puede utilizar los cuosientes entre los valores de velocidad y aceleración  $\dot{U}_{g_{max}}/\ddot{U}_{g_{max}}$  y entre el producto de la aceleración por el desplazamiento para la velocidad elevada al cuadrada  $\ddot{U}_{g_{max}} U_{g_{max}}/\dot{U}_{g_{max}}^2$ .

Estas relaciones dependen del sitio del registro, de la distancia epicentral y de la magnitud. Newmark et al<sup>(7)</sup> encontraron las siguientes relaciones para ... *suelos firmes* ..., para sismos con magnitud  $M_s = 6.5$  y a una distancia epicentral de 100 Km

$$\frac{\dot{U}_{g_{max}}}{\ddot{U}_{g_{max}}} = 120 \text{ cm/s/g} \quad (2.31)$$

$$\frac{\ddot{U}_{g_{max}} U_{g_{max}}}{(\dot{U}_{g_{max}})^2} = 6 \quad (2.32)$$

Para ... *registros en roca* ... la relación entre la velocidad y la aceleración máxima del suelo, varía entre 80 y 90 cm/s/g. En cambio que la segunda relación vale 6 independiente del tipo de suelo.

La relación  $\dot{U}_{g_{max}}/\ddot{U}_{g_{max}}$  varía en un 25% por cada unidad de cambio en la magnitud y se incrementa ligeramente con la distancia epicentral. Los valores presentados en las ecuaciones (2.31) y (2.32) fueron obtenidos estadísticamente trabajando con registros de la costa oeste de los U.S.A., cercanos a la falla de San Andrés.

Posteriormente, Riddell y Newmark<sup>(17)</sup> ampliando la muestra de datos encontraron los siguientes valores promedios:

$$\frac{\dot{U}_{g_{max}}}{\ddot{U}_{g_{max}}} = 88.9 \text{ cm/s/g} \quad (2.33)$$

$$\frac{\ddot{U}_{g_{max}} U_{g_{max}}}{(\dot{U}_{g_{max}})^2} = 5.9 \quad (2.34)$$

Por otra parte, los factores de amplificación encontrados por Riddell y Newmark<sup>(17)</sup> para un 5% de amortiguamiento, son:

$$\alpha_d = 1.47 \quad \alpha_v = 1.55 \quad \alpha_a = 2.28 \quad (2.35)$$

Finalmente, uno de los últimos trabajos de investigación en este campo, es el desarrollado por García y Riddell<sup>(18,19)</sup>, quienes trabajan con 52 registros de

sismos ocurridos en la costa oeste de U.S.A.. México (1985), Chile (1981, 1985), Loma Prieta (1989), Northridge (1994), entre otros. Es decir con la mayor información instrumental de eventos sísmicos que han dejado daño en América, hasta fines del siglo XX. Es importante destacar que en el estudio realizado *no clasificaron los registros de acuerdo al tipo de suelo*. Los resultados encontrados, son:

$$\frac{\dot{U}_{g_{max}}}{\ddot{U}_{g_{max}}} = 98.5 \text{ cm/s/g} \quad (2.36)$$

$$\frac{U_{g_{max}} \ddot{U}_{g_{max}}}{(\dot{U}_{g_{max}})^2} = 4 \quad (2.37)$$

$$\alpha_d = 1.76 \quad \alpha_v = 1.67 \quad \alpha_a = 2.09 \quad (2.38)$$

La metodología de obtención del espectro tripartito, indicada en la figura 2.4 ha sido modificada ligeramente por Riddell y Newmark<sup>(17)</sup> y es la que se presenta en el siguiente apartado, con la realización de un ejemplo.

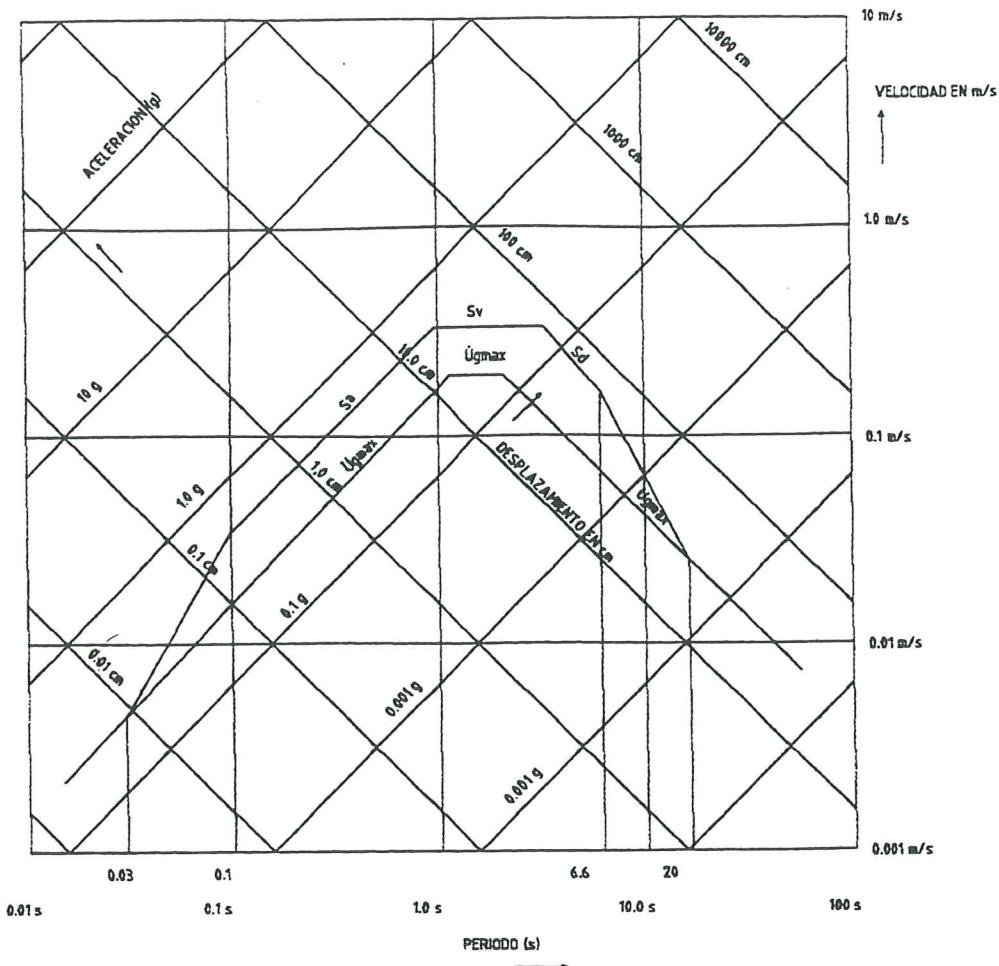
#### 2.4.2 Aplicación práctica

- ♣ Se desea construir un espectro de diseño sísmico, para un 5% de amortiguamiento, en un lugar en el cual la aceleración máxima del suelo es 0.25 g, valor obtenido de estudios de peligrosidad sísmica, para una vida útil de la estructura de 50 años y con una probabilidad de excedencia del 10%. Se seguirá la metodología y resultados obtenidos por Riddell y Newmark.

$$\begin{aligned} \ddot{U}_{g_{max}} &= 0.25 \text{ g} \\ \dot{U}_{g_{max}} &= 88.9 \ddot{U}_{g_{max}} = 88.9 \times 0.25 = 22.23 \text{ cm/s} \\ U_{g_{max}} &= 5.9 (\dot{U}_{g_{max}})^2 / \ddot{U}_{g_{max}} = \frac{5.9 \times (22.23)^2}{0.25 \times 980} = 11.90 \text{ cm} \\ S_a &= \alpha_a \ddot{U}_{g_{max}} = 2.228 \times 0.25 \text{ g} = 0.557 \text{ g} \\ S_v &= \alpha_v \dot{U}_{g_{max}} = 1.55 \times 22.23 = 34.46 \text{ cm/s} \\ S_d &= \alpha_d U_{g_{max}} = 1.47 \times 11.9 = 17.49 \text{ cm} \end{aligned}$$

En la figura 2.5 se indica la línea base, conformada por los valores máximos de aceleración, velocidad y desplazamiento del suelo. Luego estos valores son multiplicados por los factores de amplificación encontrando  $S_a$ ,  $S_v$ , y  $S_d$ . Finalmente de estas nuevas líneas se unen a la línea base desde los períodos propuestos por Riddell y Newmark<sup>(17)</sup> que difieren ligeramente a los propuestos por Newmark y Hall<sup>(11,16)</sup>.

Los valores obtenidos al aplicar los resultados de García y Riddell son parecidos a los encontrados por Riddell y Newmark.



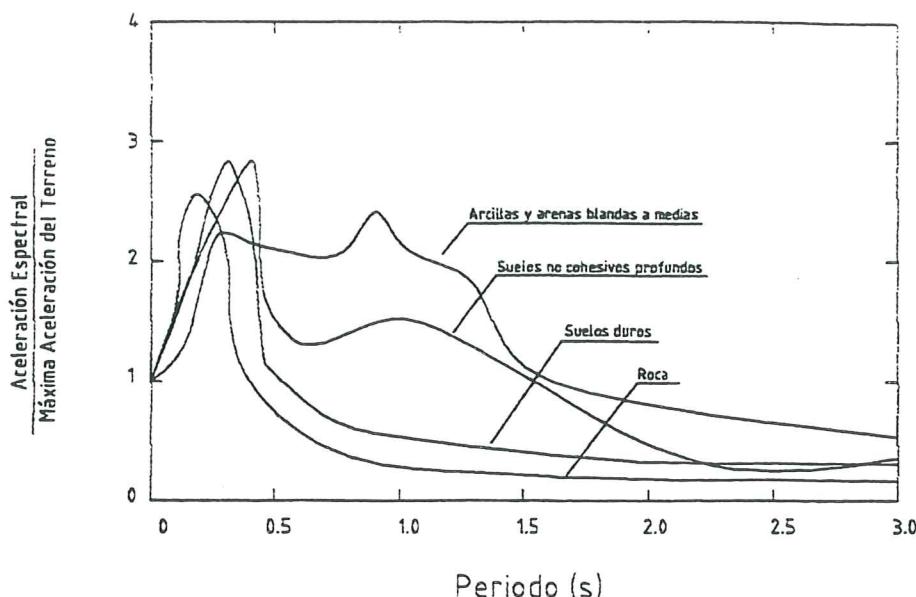
**Figura 2.5** Espectro de respuesta elástico para 5% de amortiguamiento y una aceleración del suelo máxima de 0.25 g.

## 2.5 INFLUENCIA DEL SUELO

Las condiciones locales del suelo pueden modificar las características de los movimientos del suelo, esto se ha puesto de manifiesto en algunos sismos, entre los cuales se puede mencionar al de San Francisco<sup>(23)</sup>, 1957; Skopje<sup>(24)</sup>, 1963; Caracas<sup>(25)</sup>, 1967; Bucarest<sup>(26)</sup>, 1977; Llolleo<sup>(27)</sup>, 1985; México<sup>(28)</sup>, 1985 y Northridge<sup>(12)</sup>, 1994, entre otros. Razón por la cual los espectros de diseño deben estar en función del tipo de suelo.

Evidencias de las condiciones locales del suelo pueden observarse en los espectros normalizados de la figura 2.6 presentados por Seed et al<sup>(20)</sup>: quienes clasificaron ciento cuatro registros en cuatro tipos de suelo, a saber: i) Registros en roca (28), ii) Registros en suelo duro con espesor inferior a 60 m. (31), iii) Registros en suelos granulares con profundidad superior a 75 m. (30), y iv) registros para arcillas medianas o arenas (15).

Seed et al<sup>(20)</sup>, luego de la clasificación de los registros, construyeron los espectros de respuesta elásticos para un 5% de amortiguamiento y en la figura 2.6 se indican los espectros de aceleración promedios para los cuatro tipos de



**Figura 2.6** Espectros promedios de aceleraciones, normalizados, para un amortiguamiento del 5%. para diferentes condiciones de suelo. Seed et al<sup>(20)</sup>.

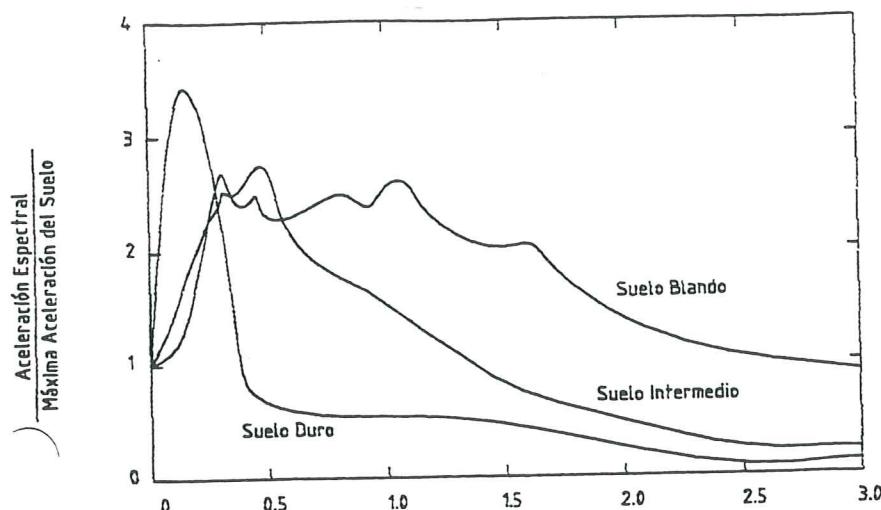
suelo, indicados. Del análisis de la figura 2.6 se puede indicar:

- La respuesta máxima espectral de los registros en roca se dió para un período de 0.2 s y tiene un factor de amplificación de 2.5.
- En los suelos duros con espesores inferiores a los 60 m. la respuesta máxima se dió para períodos de 0.4 s con un factor de amplificación de 2.8.
- El espectro promedio de suelos no cohesivos profundos tiene dos picos máximos, uno a los 0.45 s de período con un factor de amplificación de 2.7 y otro a los 0.90 s de período con un factor de 1.9.
- Los registros de arcillas blandas a medias. producen un espectro con un factor de amplificación de 2.1. que se dá para un rango de períodos que varía de 0.3 a 1.0 s.

Por otro lado, Hayashi et al<sup>(34)</sup>, en 1971 realizó algo similar a lo realizado por Seed et al en 1976, con sismos registrados en Japón. Obtuvieron el promedio de 61 espectros de respuesta normalizados, correspondientes a 38 terremotos, incluyendo muchos registros con aceleraciones máximas menores a  $0.05 g$ , por este motivo los autores japones sugieren que las formas espectrales que se indican en la figura 2.7 sean consideradas como preliminares. Los acelerogramas se clasificarán en tres grupos de suelos: duro (arenas y gravas muy densas), blando (suelos sueltos) e intermedio.

Nótese que para suelos duros el factor de amplificación es mayor que 3, lo que no se presentó en el trabajo de Seed et al<sup>(20)</sup>. Por otra parte, para suelos blandos la rama descendente del espectro está alrededor de 1.7 s.

Cuando se disponen de acelerogramas cuya aceleración máxima es menor a  $0.1g$  es muy incierto tratar de obtener espectros de diseño elásticos. Si bien es



**Figura 2.7** Espectros promedios de aceleraciones normalizados, para 5% de amortiguamiento, para diferentes condiciones de suelo, con sismos registrados en Japón. Hayashi et al<sup>(34)</sup>.

cierto, existen una serie de algoritmos que permiten obtener acelerogramas artificiales, bajo ciertas condiciones, todos estos estudios teóricos tienen una gran fuente de incertidumbre. Por ejemplo, se pueden generar acelerogramas artificiales para sismos de gran magnitud a partir de acelerogramas reales de sismos de pequeña magnitud utilizando las funciones empíricas de Green<sup>(42)</sup>. El mayor inconveniente que se tiene, es en saber si *los acelerogramas con aceleraciones menores a 0.1 g son representativos de todo el plano de falla del evento severo futuro*.

Concretamente, si los registros disponibles son de eventos de pequeña magnitud, significa que la longitud de ruptura es pequeña. Al estimar los acelerogramas de un terremoto futuro de gran magnitud se considera que lo sucedido en el proceso de ruptura del sismo de pequeña magnitud va a suceder de forma similar cuando se dé el gran sismo cuya longitud de ruptura será muchísimo mayor. Lógicamente ésta hipótesis es fuente de gran incertidumbre.

En definitiva muy poco se puede hacer para obtener espectros de diseño a partir de acelerogramas cuya aceleración del suelo es menor a 0.1 g. Con los datos de Hayashi et al<sup>(34)</sup> no han encontrado acelerogramas que sean representativos de sismos severos mediante la simulación de acelerogramas artificiales y peor aún definir formas espectrales de diseño.

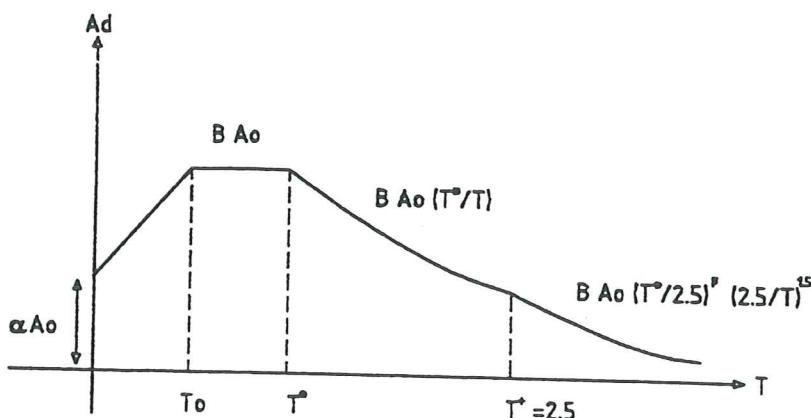
El trabajo de Seed et al<sup>(20)</sup> ha servido de base para la formulación de los espectros que se han incluido en algunos códigos iberoamericanos, lógicamente adaptados al sitio de interés como lo realizó Ugas<sup>(21)</sup> para el código sísmico de Venezuela<sup>(8,22)</sup>.

## 2.6 ESPECTROS DE DISEÑO ELÁSTICO

Se presentan dos formas espetrales, la primera corresponde a la especificación PDVSA, JA-221<sup>(29)</sup>, utilizada para el diseño de Instalaciones Industriales en Venezuela y la segunda el espectro del nuevo código de Colombia de 1998. Los dos trabajos constituyen en la actualidad el estado del arte en cuanto se refiere a formas espetrales elásticas en los países indicados.

### 2.6.1 Especificación PDVSA, JA-221 de Venezuela

En base a la nueva información que han dejado sismos recientes como el de México/85, se disponen de nuevas formas espetrales, las mismas que han servido de base para la formulación de la especificación PDVSA, JA-221<sup>(29)</sup> de Venezuela<sup>(29,30)</sup>, cuya forma general se indica en la figura 2.8



**Figura 2.8** Especificación PDVSA, JA-221<sup>(29)</sup> de Venezuela.

Las ecuaciones que definen las diferentes ramas del espectro propuesto, en la especificación PDVSA, JA-221<sup>(29)</sup>, son:

$$T < T_0 \quad A_d = \frac{A_o}{T_0} [\alpha T_0 + (B - \alpha)T] \quad (2.39)$$

$$T_0 < T < T^* \quad A_d = B A_o \quad (2.40)$$

$$T^* < T < T^+ \quad A_d = B A_o \left( \frac{T^*}{T} \right)^p \quad (2.41)$$

$$T > T^+ \quad A_d = B A_o \left( \frac{T^*}{2.5} \right)^p \left( \frac{2.5}{T} \right)^{1.5} \quad (2.42)$$

Donde:

- $\alpha$  Coeficiente de uso de la estructura, varía entre 1 y 1.25 Al considerar  $\alpha = 1.25$  la probabilidad de excedencia del valor de  $A_o$  se reduce en un orden de 3 a 4 veces.
- $A_o$  Aceleración horizontal máxima del terreno expresada como una fracción de g. Se obtiene en los estudios de peligrosidad sísmica.
- $\beta$  Factor de magnificación promedio indicados en la tabla 2.3
- $T_o, T^*$  Períodos indicados en figura 2.8 y tabla 2.2

Tabla 2.2 Valores de  $T_o, T^*$ .

SUELO TIPO	$T_o$	$T^*$
S1 (Duro)	0.10	0.4
S2 (Semiduro)	0.15	0.6
S3 (Blando)	0.25	1.0
S4 (Muy blando)	0.40	1.8

- $p$  Exponente que define la rama descendente del espectro, indicados en la tabla 2.3

$$B = \beta^* \alpha \quad (2.43)$$

$$\beta^* = \beta_1 (0.0853 - 0.739 \ln \zeta) \quad (2.44)$$

Tabla 2.3 Valores de  $\beta_1, p$ .

SUELO TIPO	$\beta_1$	$p$
S1 (Duro)	1.0	0.8
S2 (Semiduro)	1.0	0.7
S3 (Blando)	0.90	0.6
S4 (Muy blando)	0.90	0.6

Los tres primeros tipos de suelo, son los que constan en el código vigente de construcciones de Venezuela<sup>(8)</sup>. Se añade el tipo de suelo S4 que corresponde a suelos *muy blandos en zonas de baja sismicidad* y toman en cuenta los sismos lejanos de baja frecuencia<sup>(30)</sup>.

En la mayor parte de los códigos se definen espectros de diseño elástico para un valor determinado del coeficiente de amortiguamiento  $\zeta$ , normalmente para  $\zeta = 0.05$  como en la normativa colombiana que se trata a continuación. En la especificación PDVSA, JA-221<sup>(29)</sup> se tiene la posibilidad de trabajar con

cualquier valor de  $\zeta$ . En consecuencia la forma espectral puede ser utilizada por estructuras no solo de hormigón armado, si no de acero o que estén trabajando a diferentes esfuerzos cuya valor de  $\zeta$  sea arbitrario. Esta es una ventaja que presenta la norma puesto que al estar restringido el espectro elástico para una valor de  $\zeta$  dado, se restringue su uso.

### 2.6.2 Norma Colombiana NSR-98

La nueva forma del espectro de diseño elástico de Colombia<sup>(32)</sup>, se indica en la figura 2.9 y está definido para un coeficiente de amortiguamiento igual al 5% del crítico. Las ecuaciones que definen el espectro, son:

$$T < T_o \quad A_d = \alpha A_o (1.0 + 5.0 T) \quad (2.45)$$

$$T_o < T < T^* \quad A_d = 2.5 \alpha A_o \quad (2.46)$$

$$T^* < T < T^+ \quad A_d = \frac{1.2 \alpha A_o S}{T} \quad (2.47)$$

$$T > T^+ \quad A_d = \frac{\alpha A_o}{2} \quad (2.48)$$

El coeficiente de sitio  $S$ , está en función del tipo de suelo y se indica en la tabla 2.4.

Tabla 2.4 Valores del coeficiente de sitio  $S$ .

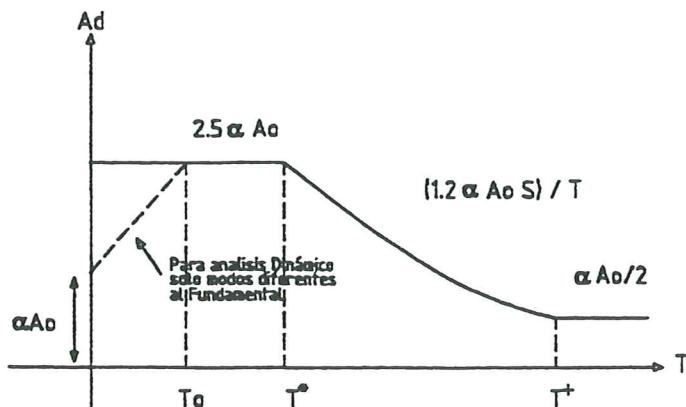
SUELO TIPO	$S$
S1 (Duro)	1.0
S2 (Semiduro)	1.2
S3 (Blando)	1.5
S4 (Muy blando)	2.0

Los valores de  $T^*$ , y  $T^+$  vienen definidos por:

$$T^* = 0.48S \quad T^+ = 2.4S \quad (2.49)$$

El coeficiente de importancia varía entre 1.0 y 1.3 de acuerdo al uso de la estructura, los valores del coeficiente de importancia  $\alpha$  se indican en la tabla 2.5 La normativa venezolana COVENIN 1756-82<sup>(8)</sup> no realiza ésta clasificación para seleccionar el valor de  $\alpha$ , lo propio se tiene en la especificación PDVSA, JA-221<sup>(29)</sup>. En la medida que se incrementa el valor de  $\alpha$  la probabilidad de excedencia de la aceleración máxima del suelo  $A_o$ , disminuye.

De la comparación de las dos formas espetrales descritas en el presente apartado, se tiene:



**Figura 2.9** Espectro elástico de diseño de la Normativa Colombiana NSR-98<sup>(32)</sup>. Para un coeficiente de amortiguamiento del 5%.

**Tabla 2.5** Valores del coeficiente de importancia  $\alpha$ .

EDIFICACIONES	$\alpha$
IV (Indispensables)	1.3
III (Atención comunidad)	1.2
II (Ocupación especial)	1.1
I (Ocupación normal)	1.0

- El valor de  $T_o$  en la norma NSR-98 de Colombia es independiente del tipo del suelo y vale 0.3 s. En cambio en la especificación PDVSA, JA-221 es función del perfil de suelo y varía de 0.10 s. para suelo duro a 0.40 s. para suelo muy blando.
- La zona del espectro correspondiente a aceleración constante comprendida entre  $T_o$  y  $T^*$  de la norma NSR-98, tiene una longitud menor con respecto a la especificación PDVSA, JA-221 de Venezuela. En efecto los valores de  $T^*$  son menores para todos los tipos de suelo a excepción del perfil de suelo duro.
- La aceleración espectral máxima para la normativa Colombiana NSR-98 tiene un valor de  $2.5 \alpha A_o$  y es independiente del tipo de suelo. En cambio en la especificación PDVSA, JA-221 de Venezuela este valor depende del tipo de suelo y tiene un valor máximo de  $2.3 \alpha A_o$  que corresponde a suelo duro y semiduro, valor calculado para un amortiguamiento del 5%.
- La normativa NSR-98 tiene una cota inferior constante para la aceleración espectral correspondiente a períodos mayores de  $T^*$ , este valor es  $\alpha A_o / 2$ . En la especificación PDVSA, JA-221 de Venezuela no sucede esto.

- Las aceleraciones espectrales de la normativa NSR-98 son para 5% de amortiguamiento en cambio en la especificación PDVSA, JA-221 de Venezuela, la formulación es de tipo general para cualquier valor de  $\zeta$ .

La clasificación del tipo de suelo, puede realizarse en función de la velocidad de la onda de corte  $V_s$  del estrato. Los suelos S1 tendrán valores de  $V_s > 750\text{m/s}$  cuando se trate de roca meteorizada o roca dura. La Normativa Venezolana COVENIN 1756-82 con el propósito de facilitar la identificación del perfil de suelo recomienda lo siguiente: Es suelo tipo S3 si la velocidad de la onda de corte es menor de 250 m/s. Si  $250 < V_s < 450$  es suelo tipo S2 y será tipo S1 si es suelo duro o denso con valores de  $300 < V_s < 700$ . En rocas  $V_s > 750\text{m/s}$ .

Cuando no se dispone de valores de  $V_s$  se pueden utilizar correlaciones entre N y  $V_s$ , siendo N la resistencia a la penetración en el ensayo S.P.T.

Tabla 2.6 Parámetros máximos de movimiento del suelo. Sismo del 7-11-1981.

Estación	Tipo de suelo	Aceleración, velocidad y desplazamiento en (g), (cm/s), (cm)
Papudo, long La Ligua, long Ventanas, trans.	S1	0.603, 18.93, 7.43
	S2	0.469, 18.83, 4.49
	S3	0.268, 17.87, 8.04

Tabla 2.7 Parámetros máximos de movimiento del suelo. Sismo del 3-3-1985.

Estación	Tipo de suelo	Aceleración, velocidad y desplazamiento en (g), (cm/s), (cm)
Rapel, N00E Zapallar, N90E UTFSM, N70E Papudo, S40E Pichilemu, N00E	S1	0.467, 21.64, 6.54
	S1	0.304, 13.46, 1.69
	S1	0.176, 14.60, 3.11
	S1	0.231, 12.41, 1.60
	S1	0.259, 11.68, 3.73
Lolleo, N10E San Felipe, N80E Melipilla, N00E Iloca, N90E	S2	0.712, 40.29, 10.49
	S2	0.434, 17.77, 3.50
	S2	0.686, 34.25, 12.02
	S2	0.278, 15.09, 1.39
Viña del Mar, S20W Llay Llay, S10W El Almendral, N50E	S3	0.363, 30.74, 5.42
	S3	0.352, 41.79, 8.43
	S3	0.297, 28.58, 5.78

## 2.7 ANÁLISIS DE SISMOS REGISTRADOS EN CHILE

El tiempo de duración, el contenido de frecuencias, el tipo de suelo y los máxiinos parámetros del movimiento del suelo tienen un papel fundamental en la definición de la forma del espectro de diseño elástico. Con este antecedente en el presente apartado se determinan los períodos  $T^*$  y  $T^+$ , para 15 acelerogramas correspondientes a dos terremotos registrados en Chile, el primero tuvo lugar el 7 de noviembre de 1981<sup>(19,35)</sup>, con una magnitud  $M_s = 6.8$  y el segundo fue registrado el 3 de marzo de 1985<sup>(19,35)</sup>, con un magnitud  $M_s = 7.8$ .

Los dos terremotos indicados son de alta frecuencia, y tuvieron una duración de 35 s, el de 1981 y de 60 s, el de 1985, aproximadamente. Los máximos valores de aceleración, velocidad y desplazamiento del suelo, se indican en las tablas 2.6 y 2.7. Los valores de los períodos  $T^*$  y  $T^+$  que se obtuvieron al utilizar la ecuación (2.30) se indican en las tablas 2.8 y 2.9.

Tabla 2.8 Valores de los períodos  $T^*$  y  $T^+$ . Sismo del 7-11-1981.

Estación y Tipo de Suelo	$T^*$	$T^+$
Papudo, S1	0.201	2.466 <sup>(•)</sup>
La Ligua, S2	0.257	1.498
Ventanas, S3	0.428	2.612 <sup>(••)</sup>

En las tablas 2.8 y 2.9 se ha utilizado la siguiente nomenclatura para indicar con respecto a que normativa o propuesta de norma los períodos obtenidos son mayores a los estipulados.

- Período mayor al estipulado en la Normativa Colombiana NSR-98.
- Período mayor al estipulado en la especificación PDVSA, JA-221 de Venezuela.

Si la Normativa Colombiana NSR-98 quisiera cubrir los valores de los períodos que han sido presentados en las tablas 2.8 y 2.9 el valor de  $T^*$  indicado en la ecuación (2.49) debería ser:  $T^* = 0.54S$ .

- ♣ Con el objeto de comparar las aceleraciones espectrales elásticas que se obtienen al aplicar la especificación PDVSA, JA-221 de Venezuela y la normativa colombiana NRS-98, se determina la aceleración para un edificio de vivienda de hormigón armado que tiene un período fundamental de 1.0 s y está situado en un suelo S3, en una zona cuya peligrosidad sísmica viene definida por  $A_o = 0.25g$ .
- Datos

Tabla 2.9 Valores de los períodos  $T^*$  y  $T^+$ . Sismo del 3-3-1985.

Estación y Tipo de suelo	$T^*$	$T^+$
Rapel, S1	0.297	1.898
Zapallar, S1	0.283	0.788
UTFSM, S1	0.532 <sup>(•, **)</sup>	1.338
Papudo, S1	0.344	0.810
Pichilemu, S1	0.289	2.006
Lolleo, S2	0.363	1.636
San Felipe, S2	0.263	1.238
Melipilla, S2	0.320	2.205
Iloca, S2	0.348	0.579
Vina del Mar, S3	0.543	1.108
Llay Llay, S3	0.761 <sup>(•)</sup>	1.267
El Almendral, S3	0.617	1.271

$$\alpha = 1.0$$

$$\zeta = 0.05$$

$$A_o = 0.25g$$

- Especificación PDVSA JA-221 de Venezuela

Para suelo S3 se tiene:

$$T_o = 0.25s$$

$$T^* = 1.0s.$$

$$\beta_1 = 0.90$$

$$p = 0.6$$

$$B = \beta^* \alpha$$

$$\beta^* = \beta_1 (0.0853 - 0.739 \ln \zeta)$$

$$\beta^* = 0.90 (0.0853 - 0.739 \ln 0.05) = 2.069$$

$$B = 2.069 \times 1.0 = 2.069$$

$$A_d = B A_o = 2.069 \times 0.25g = 0.517g$$

- Normativa NSR-98 de Colombia

Para suelo S3 se tiene  $S = 1.5$  luego

$$T^* = 0.48S = 0.48 \times 1.5 = 0.72$$

$$T^+ = 2.4S = 2.4 \times 1.5 = 3.6$$

El período T se encuentra entre  $T^*$  y  $T^+$  luego:

$$A_d = \frac{1.2\alpha A_o S}{T} = \frac{1.2 \cdot 1.0 \cdot 0.25g \cdot 1.5}{1.0} = 0.45g$$

Para la estructura analizada, con la especificación PDVSA JA-221 de Venezuela, se obtiene un mayor valor de la aceleración espectral con relación a la normativa colombiana pero los dos valores encontrados son similares. Se destaca que ésta no es la aceleración de diseño, todavía falta dividir por el factor de reducción de respuesta R, que se analiza en el capítulo 5.

## 2.8 COMENTARIOS ADICIONALES SOBRE ESPECTROS DE DISEÑO

- Las estructuras se diseñan considerando que van a sufrir daño ante la acción de un terremoto severo. Consecuentemente, se utiliza un espectro de diseño inelástico el mismo que se obtiene a partir del espectro de diseño elástico que se ha estudiado y considerando el comportamiento no lineal de la estructura, temas que son abordados en los capítulos 3, 4 y 5.
- Los espectros de diseño elástico son condiciones “deformadas” de los espectros de respuesta, por la forma general en que son formulados. Lo mejor sería contar además del espectro de diseño elástico con espectros de respuesta que se esperan en el sitio de interés. En ciudad de México<sup>(33)</sup> han desarrollado el *Programa Z*, que reporta algunos espectros de respuesta para un sitio determinado de la ciudad. De esta forma el proyectista estructural tiene más elementos de juicio para realizar el análisis sísmico de la estructura que va a diseñar.
- Es conveniente empezar a contar con espectros de diseño de desplazamientos en lugar de aceleraciones para que el diseño no sea en función de resistencia sino que se lo haga en base a la deformación máxima que se espera en la estructura toda vez que esta variable está relacionada directamente con el daño que se espera en la estructura. Iwan<sup>(38,39)</sup> ya presenta espectros de deriva y lo hace no a partir de un sistema de un grado de libertad, sino a partir de modelar un edificio como una viga de corte, considerando como un sistema continuo. El espectro de deriva está en función de los registros de velocidad y desplazamientos del suelo y son muy necesarios considerarlos cuando la estructura se encuentra en el campo cercano de una falla.
- Con los espectros tradicionales se obtienen las fuerzas estáticas equivalentes en función de la aceleración máxima del suelo pero se ha reconocido que este parámetro es insuficiente para explicar el daño observado en las estructuras<sup>(18,19)</sup>. Por este motivo se han planteado los espectros de energía<sup>(40,41)</sup>. Tanto este tipo de espectros como los de deriva se encuentran en una fase de investigación y se continua diseñando las estructuras con los espectros clásicos.

## REFERENCIAS

1. E. Rosenblueth, "Diseño Sísmico", *Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A. C.*, 3 (1), México, 1965.
2. K. Suyehiro, "Engineering seismology", *Proceedings American Society Civil Engineering*, 68 (4), 1932.
3. J. R. Freeman, "Earthquake damage and earthquake insurance", *Mc Graw - Hill Book Co. Inc.*, 1932.
4. M. A. Biot, "Analytical and experimental methods in engineering seismology", *Trans. American Society Civil Engineering*, 108, 365-408, 1943.
5. G. W. Housner, "Spectrum Intensities of strong motion earthquakes", *Proceedings of Symposium on Earthquake and Blunt Effects on Structures*, Earthquake Engineering Research Institute, 1952.
6. B. Mohraz, W. J. Hall y N. M. Newmark, "A study of vertical and horizontal earthquake spectra", *Newmark Cons. Eng. Services*, Urbana Illinois, USAEC Contract N.- AT (49-5)-2667, 1972
7. N. M. Newmark, J. A. Blume, K. K. Kapur, "Seismic design spectra for nuclear power plant", *Journal of Power Div. ASCE*, PO2, 1973.
8. Norma Venezolana, "Edificaciones Antisísmicas", *Fundación Venezolana de Ingeniería Sísmica, FUNVISIS*, Caracas, 1982.
9. A. Barbat y J. Canet, "Estructuras sometidas a acciones sísmicas. Cálculo por ordenador", *Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería*, Segunda Edición, Barcelona, 1994.
10. N. M. Newmark, "A method of computation for structural dynamics", *Transactions, ASCE*, 127, 1406-1435, 1962.
11. N. Newmark y W. J. Hall, "Seismic design criteria for nuclear reactor facilities", *4th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago de Chile, 1969.
12. J. Hall, "Northridge Earthquake January 17, 1994", *Earthquake Engineering Research Institute EERI*, 106 pp, California Institute of Technology, 1994.
13. O. Cardona, J. Hurtado, J. Sarmiento y H. Fonseca, "Mitigación de desastres en las instalaciones de la salud: Aspectos de Ingeniería", *Organización Panamericana de la Salud*, 4, 92 pp, Washington, 1993.
14. D. E. Hudson, "Some problems in the application of spectrum techniques to strong-motion earthquake analysis", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 52, 417-430, 1962.
15. A. S. Veletsos, N. M. Newmark y C. V. Chelapati, "Deformation spectra for elastic and elastoplastic systems subjected to ground shock and earthquake motions", *3rd World Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Zelandia, 1965.
16. N. Newmark y W. J. Hall, "Earthquake resistant design of nuclear power plants", *The Assessment and Mitigation of Earthquake Risk*, Chapter 10, UNESCO, 1978.
17. R. Riddell y N. Newmark, "Statistical analysis of the response of nonlinear systems subjected to earthquakes", *Civil Engineering Studies, Structural Research Series N. 468, Department of Civil Engineering*, University of Illinois, Urbana Illinois, 1979.

18. E. García y R. Riddell, "Espectro de energía disipada por histeresis en sistemas inelásticos sometidos a terremotos". *Departamento de Ingeniería Estructural, Universidad Católica de Chile, DIE N. 95-3*, Chile, 1995.
19. E. García, "Espectro de energía disipada por histéresis y su aplicación al diseño sismorresistente", *X Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural*, Riobamba, 1996.
20. H. B. Seed, C. Ugas, J. Lysmer, "Site-dependent spectra for earthquake-resistant design", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **66** (1), 221-244, 1976.
21. C. Ugas, "Espectros para diseño antisísmico en función de las condiciones locales del suelo", *Boletín IMME, Instituto de Materiales y Modelos Estructurales*, **48**, Caracas, 1974.
22. J. Grases, O. López y J. Hernández, "Edificaciones Sismorresistentes: Manual de aplicación de las normas", *Fondo Editorial del Colegio de Ingenieros de Venezuela*, Segunda Edición, 269 pp, Caracas, 1987.
23. I. M. Idriss y H. B. Seed, "An analysis of ground motions during the 1957 San Fernando earthquake", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **58** (6), 2013-2032, 1968.
24. A. Poceski, "The ground effects of the Skopje july 26, 1963 earthquake", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **59** (1), 1-22, 1969.
25. H. B. Seed, "Soil conditions and building damage in the 1967 Caracas earthquake", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*. **98** N. SM8, 787-806, 1972.
26. S. S. Tezcan, V. Yerlici, H. T. Durgunoğlu. "A reconnaissance report for the Romanian earthquake of 4 march 1977", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **6** (4) , 397-421, 1978.
27. R. Saragoni, P. Gonzalez y M. Fresard, "Análisis de los acelerogramas del terremoto del 3 de marzo de 1985", *El sismo del 3 de marzo de 1985-Chile*, Editor J. Monge, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. U. de Chile, Acero Comercial S.A. Ed. Universitaria. Santiago. 1986.
28. R. Meli and J. Avila, "Analysis of structural response for the ground motion measured in the september 19, 1985 Mexico earthquake", *Proceedings U.S. National Conference Earthquake Engineering*, 11 pp, Charleston, 1986.
29. PDVSA, JA-221, "Diseño antisísmico de instalaciones industriales" *Documento L del libro: Diseño Sismorresistente: Especificaciones y criterios empleados en Venezuela*, 569-585, Caracas, 1997.
30. J. Hernandez, O. López, A. Gutiérrez y R. Bonilla. "Norma sismorresistente de edificaciones: Propuesta de cambios", *Revista CIV Colegio de Ingenieros de Venezuela*, **71 (366)** , Caracas, 1996.
31. H. Benioff, "The physical evaluation of seismic destructiveness", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **24**, 398-403, 1934
32. NSR-98. "Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente", *Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica*, Tomo 1. 1998.
33. M. Ordaz, "Estimación de movimientos del terreno en la ciudad de México", *Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha*, Conferencia dictada el 23 de Abril de 1998,

- Quito, 1998.
34. S. Hayashi, H. Tsuchida and E. Kurata, "Average response spectra for various subsoil conditions", *Third Joint Meeting, U.S. Japan Panel on Wind and Seismic Effects*, UJNR, Tokyo, 1971.
  35. P. Benzanilla y R. Riddell, "Sistema de archivo y catálogo de registros de aceleración de terremotos". *Departamento de Ingeniería Estructural, Escuela de Ingeniería*, Pontificia Universidad Católica de Chile, 1989.
  36. G. W. Housner, "Behavior of structures during earthquakes", *Proceedings, ASCE*, **85**, EM4, October 1959.
  37. Shannon & Wilson, Inc. and Agbabian Associates, "Soil behavior under earthquake loading conditions", *Procedures for Evaluation of Vibratory Ground Motions of Soil Deposits for Nuclear Power Plant Sites prepared for United States Atomic Energy Commission*, Division of Reactor Safety Research, June 1974.
  38. W. Iwan, and X. Chen, "Important near-field ground motion data from the Landers earthquake", *Proceedings, 10th Europe Conference on Earthquake Engineering*, **1**, 229-234, A. A. Balkema Rotterdam, The Netherlands, 1994.  
0
  39. W. Iwan, "Drift Spectrum: Measure of demand for earthquake ground motions", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **123** (4), 397-404, 1997.
  40. J. Hurtado, "El espectro de energía inducida y los efectos de duración de los sismos", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, **1** (1), 17-38, ESPE, 1996.
  41. P. Fajfar y Gašperšić, "The N2 Method for the seismic damage analysis of RC buildings", *Earthquake Engeneering and Structural Dynamics*, **25** (1), 31-46, 1996.
  42. M. Ordaz, J. Arboleda and K. Singh, "A scheme of random summation of an empirical Green's function to estimate ground motions from future large earthquakes", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **85**, 1635-1647, USA, 1995

## *CAPÍTULO 3*

### **COMPORTAMIENTO NO LINEAL Y DUCTILIDAD**

En la práctica, es muy común el uso de espectros de diseño para el análisis sísmico de edificios. Para el efecto, primero se realizan estudios de peligrosidad sísmica en los que se determinan los parámetros de movimiento del suelo para una vida útil de la estructura y con una probabilidad de excedencia dados; luego, se determina la forma del espectro de diseño elástico. Finalmente se pasa del espectro elástico al espectro de diseño inelástico aplicando reglas como la de “igual energía” o de “igual desplazamiento”.

El paso del espectro elástico al inelástico está en función de un factor de reducción de respuesta o coeficiente de capacidad de disipación de energía, el mismo que depende de la ductilidad global de la estructura tema que es abordado en el presente capítulo. También depende el factor de reducción de respuesta R de la sobrerresistencia del sistema estructural, de las irregularidades de la edificación en planta y elevación, temas que se analizan en el presente capítulo y en el 5.

Se inicia el estudio presentando la ductilidad de un material, luego se pasa a describir la ductilidad por curvatura de una sección para posteriormente tratar el cálculo de la ductilidad global de una estructura mediante la técnica del pushover. Se realiza un ejemplo de aplicación en el que se ilustra el grado de habitabilidad de una edificación, se destaca cual es la reserva de energía sísmica que tiene. Luego se indican valores de ductilidad global establecidos por algunos códigos.

Por otra parte, se presentan ecuaciones que relacionan la ductilidad por curvatura de los elementos con la ductilidad global de la estructura, tanto para vigas como para columnas; las mismas que han sido calculadas para el mecanismo de colapso estipulado en el código que indica que las rótulas plásticas se

formen únicamente en las vigas y no en las columnas para lo cual se diseña con el criterio de columna fuerte-viga débil; para que se complete el mecanismo se permite articulaciones plásticas en los pie de columna del primer piso.

Otro tema que se aborda es el control de la deriva o distorsión de piso que es fundamental tener en cuenta si se desea tener un comportamiento dúctil de la estructura. Se presenta lo establecido en algunos códigos publicados en diferentes años y se hace notar como la tendencia es construir estructuras más rígidas. Para lograr este propósito en los últimos códigos se restringe cada vez más la deriva máxima permitida.

Para que la estructura tenga un comportamiento dúctil adecuado es necesario controlar que el daño se presente en primer lugar en los pisos superiores de la edificación y no al revés, para esto se presentan algunas recomendaciones que han sido formuladas por varios investigadores y acogidas por ciertos códigos.

Se habla de daño en la estructura pero normalmente no se evalúa éste daño y es necesario que el proyectista estructural conozca cual es el Índice Global de Daño que espera tenga su proyecto estructural cuando la estructura alcance la ductilidad global con la que ésta diseñada, éste tema también se estudia en el presente capítulo, utilizando los modelos numéricos de cálculo de Roufaiel y Meyer, quienes evalúan el daño en función de los desplazamientos, Hasselman et al que obtienen el daño global en base al cortante, Aguiar que encuentra el índice de daño global mediante la evaluación de las energías y Ayala que determina el daño en función de los períodos. Todo ésto mediante un análisis pushover.

El objetivo del presente capítulo es que el proyectista estructural tome conciencia de lo que implica pasar del espectro de diseño elástico al inelástico. Del compromiso que adquiere en el diseño y detallamiento de los diferentes elementos de hormigón armado para lograr que la estructura que está analizando y diseñando tenga la ductilidad global que espera.

### 3.1 DUCTILIDAD

En forma intuitiva se dice que el vidrio es un material frágil, en cambio el acero es una material dúctil ya que permite una gran deformación en el rango inelástico.

En el rango elástico, la estructura o el material que se analiza no sufre daño el momento en que dejan de aplicarse las cargas. En cambio cuando una estructura o un material ingresa al rango no lineal, en el momento en que se deja de aplicar las cargas esta presenta una deformación permanente es decir sufre daño.

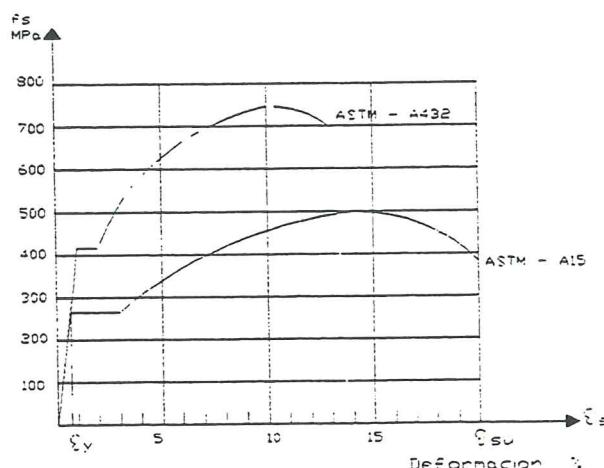
Se define ...*la ductilidad<sup>(1)</sup> como la capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable de su capacidad resistente...* En la definición presentada es importante resaltar las palabras ...*incursiones alternantes...* esto se refiere a que el sismo en un momento ocasiona que la estructura se mueva para un determinado lugar y posteriormente la estructura se mueva en sentido contrario.

Cuando se habla de ductilidad en las estructuras, es importante tener

presente las definiciones de ductilidad a nivel de materiales, ductilidad a nivel de sección que se puede medir en función de la rotación o de la curvatura y lo que se denomina ductilidad global de la estructura que se obtiene en función de los desplazamientos laterales. Estos temas son abordados a continuación.

### 3.1.1 Ductilidad y Tenacidad del material

La ductilidad del material se indica en el presente apartado mediante el análisis del comportamiento de una cabilla de acero. En la figura 3.1 se presenta la curva esfuerzo deformación para una varilla de acero sometida a un ensayo de tracción. En la curva se notan tres regiones a saber: el rango elástico que va hasta la deformación de fluencia  $\epsilon_y$ , una recta horizontal denominada plataforma de fluencia que termina en la deformación  $\epsilon_{sh}$  y la zona de endurecimiento que finaliza en la deformación  $\epsilon_{su}$ .



**Figura 3.1** Modelo numérico de cálculo, para la curva esfuerzo deformación del acero<sup>(2)</sup>.

Donde  $\epsilon_y$ ,  $\epsilon_{sh}$  y  $\epsilon_{su}$ , son las deformaciones en el punto de fluencia del acero, al inicio de la zona de endurecimiento y en la rotura del acero;  $f_y$  y  $f_{su}$  son los esfuerzos a nivel de fluencia y de rotura del acero.

Se define la ductilidad del material  $\mu$  como la relación entre la deformación a nivel de rotura con relación a la deformación a nivel de fluencia.

$$\mu = \frac{\epsilon_{su}}{\epsilon_y} \quad (3.1)$$

Para calcular  $\epsilon_{su}$ , Ahmad y Shah<sup>(3)</sup> recomienda el uso de la ecuación (3.2), en la cual  $f_y$  viene dado en KSI. (1 KSI = 6.9 MPa).

$$\epsilon_{su} = 0.0867 - 0.00023f_y \quad (3.2)$$

En zonas sísmicas es conveniente utilizar aceros que tengan gran ductilidad, primero para que den facilidad en la construcción cuando se tengan que

realizar dobleces de más de noventa grados y segundo para que permitan a la estructura disipar la mayor cantidad de energía cuando ingrese en el rango no lineal. En la medida que el límite de fluencia se incrementa la ductilidad del material disminuye, de ahí que no es conveniente utilizar aceros con valores de fluencia muy altos, en zonas sísmicas.

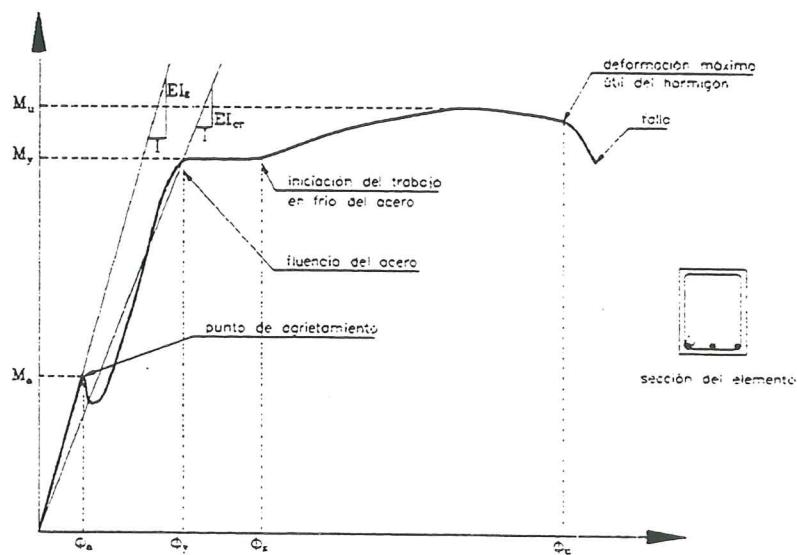
Por otra parte, una definición muy importante en el análisis sísmico de estructuras, es el de la ...*Tenacidad que se define como el área bajo la curva esfuerzo deformación hasta la rotura...* Sea  $T_c$  la variable utilizada para medir la tenacidad, para el caso del acero aquí tratado, se tiene<sup>(4)</sup>:

$$T_c = \int_0^{\epsilon_{su}} f_s ds \quad (3.3)$$

La tenacidad es la capacidad de absorver energía de deformación hasta la rotura. Si el esfuerzo del material se mide por ejemplo en  $\frac{kg}{cm^2}$ . La tenacidad  $T_c$  vendrá en  $\frac{kg}{cm^2} \frac{cm}{cm} = \frac{kg \cdot cm}{cm^3}$  es decir en  $\frac{kg \cdot cm}{cm^3}$ . Por lo tanto, la tenacidad es la energía por unidad de volumen.

### 3.1.2 Ductilidad de una sección

A nivel de sección de un elemento estructural, la ductilidad puede medirse por ejemplo por medio de las relaciones momento-curvatura cuya forma típica es la presentada en la figura 3.2 para una viga.



**Figura 3.2** Puntos notables del diagrama momento-curvatura de una viga<sup>(38)</sup>.

donde  $M_a, \phi_a$  son el momento y la curvatura cuando el hormigón alcanza su deformación máxima a tracción.  $M_y, \phi_y$  son el momento y la curvatura cuando el acero llega al límite de fluencia y  $M_u, \phi_u$  son el momento y la curvatura cuando el hormigón llega a la deformación máxima útil a compresión. Existen dos puntos notables adicionales en la relación momento-curvatura, que son:  $\phi_s$  que corresponde al punto cuando el acero alcanza la deformación  $\epsilon_{sh}$  al inicio de la zona de endurecimiento. El otro punto notable es el punto de falla, que se obtiene cuando el acero o concreto llegan a la rotura o cuando padea el refuerzo a compresión<sup>(5)</sup>. Se define la ductilidad por curvatura  $\mu_\phi$  como:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (3.4)$$

Evidentemente la ductilidad por curvatura depende de la ductilidad de los materiales, concretamente del hormigón y del acero y la ductilidad de la estructura depende de la ductilidad por curvatura. En forma general la ductilidad del material es mucho mayor que la ductilidad por curvatura y esta a su vez es mayor que la ductilidad de la estructura.

### 3.1.3 Ductilidad de una estructura

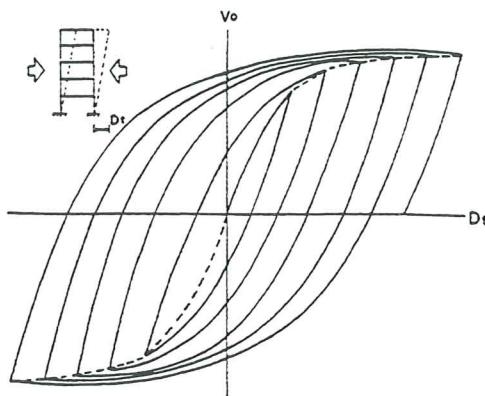
Se puede encontrar la demanda de ductilidad de una estructura<sup>(6)</sup>, realizando un análisis no lineal. Para ello, en base a la geometría y armado de sus elementos estructurales se impone un modelo constitutivo que contemple deterioro de rigidez, deterioro de resistencia y efecto de cierre de grietas. La demanda de ductilidad se calcularía para un determinado evento sísmico a nivel de elementos. Este es un procedimiento complejo valido para un solo evento sísmico. Evidentemente que en el laboratorio se puede determinar experimentalmente la ductilidad global de una estructura, que no viene al caso comentar en el presente capítulo.

Para encontrar la ductilidad global  $\mu_\delta$  de una estructura, en forma general, es decir que no sea función de un determinado sismo, se cuenta con el procedimiento denominado en la literatura anglosajona como ... “pushover”... el mismo que se expone brevemente a continuación. En el capítulo 4 se presenta un programa de ordenador para encontrar la curva de capacidad resistente de una estructura empleando la técnica del pushover y en el capítulo 5 se indica como obtener la sobrerresistencia y la reserva de energía que tiene una estructura en la curva de capacidad resistente, temas que tienen que ver con la ductilidad y serviciabilidad de una estructura.

#### 3.1.3.1 Comportamiento no lineal de las estructuras

En la figura 3.3 se presenta el comportamiento no lineal, obtenido mediante el análisis dinámico, de una estructura bien diseñada ante la acción de cargas cíclicas. Se notan que los lazos de histéresis son estables y no existe degradación de resistencia. *La envolvente de ésta curva que une los puntos*

máximos y en la figura se presenta en líneas entrecortadas, es muy semejante a la curva de capacidad resistente que se obtiene mediante la técnica del pushover.



**Figura 3.3** Comportamiento de una estructura sometida a cargas cíclicas.

En estructuras mal diseñadas existe pérdida de resistencia y la curva de capacidad resistente tiende a decaer una vez que se alcanza su resistencia máxima. Al construir la envolvente de los lazos de histéresis de la figura 3.7 se aprecia lo expuesto con la estructura mal diseñada y con la estructura bien diseñada, uniendo los puntos 1.3 y 5.

Es importante notar que la curva de capacidad resistente se presenta en el primer y tercer cuadrante. En el primer cuadrante se tiene cuando se aplican las fuerzas laterales en un sentido y en el tercero cuando se aplican en el sentido opuesto.

### 3.1.3.2 Técnica del Pushover

La estructura ya diseñada se somete a cargas laterales actuando a nivel de pisos. Se puede considerar una carga constante o una variación de carga triangular con un valor máximo en el tope del edificio. Fajfar<sup>(7)</sup> recomienda una distribución de carga en función de las formas modales. Estas cargas se aplican a la estructura en forma monotónica y en forma incremental.

La rigidez a flexión ( $EI$ ) de sus componentes estructurales, se determina del diagrama momento curvatura de acuerdo al nivel de esfuerzos a que está sujeta la sección. Lo que va cambiando es la rigidez a flexión de los elementos de acuerdo al grado de daño que sufren y se realiza un análisis estático no lineal.

La respuesta que interesa es la relación entre el cortante basal  $V_o$  y el desplazamiento máximo en el tope del edificio  $D_t$ . En esta gráfica se acostumbra indicar los puntos que van ingresando en el rango no lineal. Estrictamente la estructura empieza a incursionar en el rango inelástico cuando supera el punto A, figura 3.2 pero en la práctica se acostumbra considerar comportamiento inelástico cuando se supera el punto Y.

El incremento de las cargas laterales se realiza hasta cuando se alcanza el ...*punto de fallo*... de la estructura. Existen varios criterios para definir el punto de fallo o punto de colapso de una estructura. Para Roufael y Meyer<sup>(8)</sup> el colapso de la estructura se alcanza cuando  $D_t = 0.06 H$ , siendo  $H$  la altura total del edificio. Para otros investigadores<sup>(9)</sup> el colapso se da cuando  $D_t = 0.10 H$ . En fin, existen varios criterios de colapso en función de la altura del edificio. Por otra parte, si las articulaciones plásticas se forman todas en cabeza y pie de columna de un mismo piso se tiene lo que se denomina: ...*mecanismo de traslación de columna o piso blando*... con el colapso inevitable<sup>(10)</sup>. En definitiva existen varios criterios para definir el punto de fallo de una estructura.

♣ Con el objeto de ilustrar lo expuesto en el presente apartado, se obtiene en primer lugar la relación corte basal-desplazamiento máximo en el tope,  $V_o - D_t$  para la estructura porticada<sup>(11)</sup> indicada en la figura 3.4.

En la figura 3.4 se observa que el colapso de la estructura se ha considerado cuando se formó la articulación plástica 22 asociada a un desplazamiento lateral en el tope del edificio de 77 cm, que corresponde a 0.06  $H$ . Siendo  $H = 12.50 m$ .

Existen varios criterios para considerar cuando la estructura ingresa en el rango no lineal. Uno de ellos<sup>(29,30)</sup> es considerar un modelo elasto perfectamente plástico para la relación  $V_o - D_t$  para lo cual a partir del punto de colapso se traza una linea horizontal, por otra parte se traza una tangente a la curva de rigidez elástica, el punto de cruce de estas dos rectas define la coordenada del desplazamiento de fluencia o límite elástico. Bertero presenta una ligera modificación a este procedimiento trabajando con una rigidez secante para el rango elástico para esto usa el criterio de igualar las areas que están sobre y bajo el diagrama  $V_o - D_t$ .

Otro criterio para definir cuando la estructura ingresó al rango no lineal, que es el que se utiliza en el presente capítulo, es ver cuando se formó la primera rótula plástica, en la figura 3.4 se observa que esto se dió cuando la estructura tenía un desplazamiento horizontal de 4 cm.

Se define la ductilidad de la estructura  $\mu_\delta$  como la relación entre el desplazamiento lateral  $D_{tu}$ , con relación al desplazamiento lateral a nivel de fluencia  $D_{ty}$ .

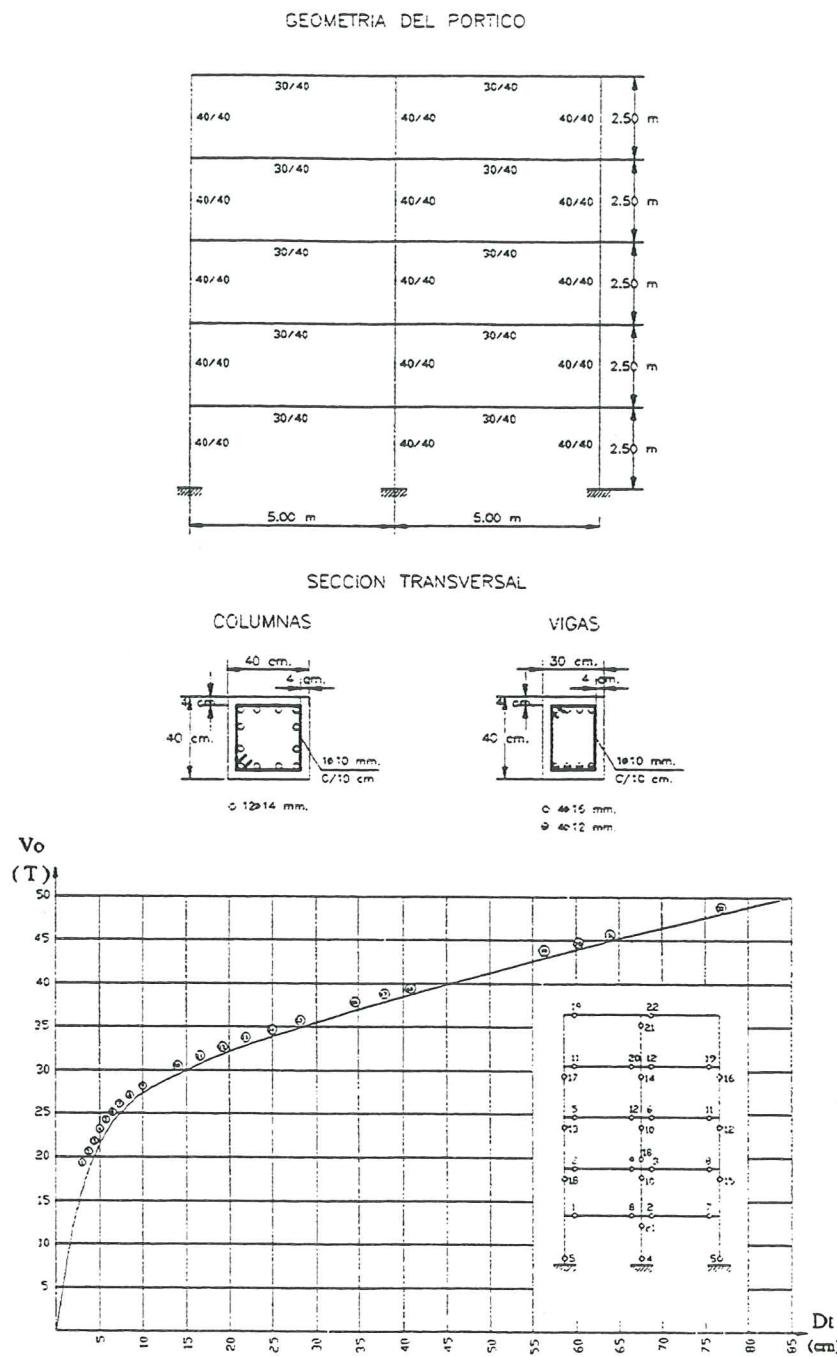
$$\mu_\delta = \frac{D_{tu}}{D_{ty}} \implies D_{tu} = \mu D_{ty} \quad (3.5)$$

En el siguiente numeral se presentan valores de ductilidad de las estructuras. Los mismos que son función del nivel de diseño y de la tipología estructural.

Para la estructura analizada se puede considerar que la ductilidad global  $\mu_\delta = 6$ . En consecuencia, se tiene:

$$D_{tu} = 6 \times 4 = 24 \text{ cm}$$

Cuando la estructura estudiada tiene desplazamientos menores a 4 cm.



**Figura 3.4** Geometría de la estructura porticada de 5 pisos y curva de capacidad resistente<sup>(11)</sup>.

ésta trabaja en el rango elástico. Por otra parte, cuando se presenta un sismo con una aceleración máxima en roca igual a  $A_o$ , capítulo 1, los desplazamientos laterales máximos de la estructura bordean los 24 cm. En éstas condiciones es factible reforzar la estructura luego del evento

sísmico, la edificación se encuentra en condiciones de habitabilidad. El desplazamiento lateral máximo de colapso es de 77 cm. Consecuentemente el área de la curva de capacidad resistente comprendida entre los 24cm y 77 cm es *reserva de energía sísmica* que tiene la estructura. En la evaluación de la peligrosidad sísmica existe una probabilidad de excedencia, que en la vida útil de la estructura se supere el valor de  $A_o$ . Si ésto sucede la estructura tendrá un desplazamiento lateral mayor a los 24 cm. Ahora el deterioro de la estructura es notable y en la medida que el desplazamiento lateral tienda a los 77 cm se perderá la posibilidad de recuperar la edificación, cuando está alrededor de los 77 cm se presentará el colapso.

### 3.1.4 Ductilidad global estipulada en códigos

Se presentan valores de ductilidad global dados por algunos códigos, con el objeto de analizar los valores que recomiendan y las condiciones que se establecen para adoptar diferentes valores de ductilidad.

#### 3.1.4.1 Código Venezolano 1982

En la Tabla 3.1 se presentan los valores máximos del factor de ductilidad que están estipulados en el Código Venezolano<sup>(12)</sup>, para distintos tipos de estructuras y niveles de diseño. A la ductilidad global la denominan D.

Tabla 3.1 Ductilidad global estipulada en la normativa Venezolana-1982<sup>(12)</sup>.

NIVEL	DE	DISEÑO
ND3	ND2	ND1
TIPO 1 6	4.5	2.5
TIPO 2 5	3.75	2
TIPO 3 4	3	1.5
TIPO 4 1.5	1.25	1.0

En el nivel de diseño 1 (ND1) no se requiere aplicar prescripciones para construcciones sismo resistentes, en cambio en el nivel de diseño 3 (ND3) se aplicarán todas las prescripciones establecidas para que la estructura disipe la mayor cantidad de energía de tal forma que tenga un buen comportamiento inelástico.

Las estructuras Tipo 1 están constituidas únicamente por vigas y columnas, las Tipo 2 por pórticos y muros de corte. En las cuales los pórticos por sí solos deberán estar en capacidad de resistir por lo menos el 25% de las fuerzas sísmicas. Las estructuras tipo 3 deben ser capaces de resistir la totalidad de la acción sísmica con pórticos diagonalizados o muros de corte; si los pórticos de las estructuras tipo 2 no son capaces de resistir por sí solos el 25% de las fuerzas sísmicas totales pasan al tipo 3. Finalmente, las estructuras tipo 4 son aquellas que están sustentadas por una sola columna.

### 3.1.4.2 Normativa antisísmica de Mendoza 1997

La propuesta de la Norma Antisísmica para la provincia de Mendoza<sup>(13)</sup>, Argentina, establece un ...*valor máximo de la ductilidad global de 5.0*... para pórticos dúctiles, siempre y cuando satisfagan las siguientes condiciones:

- i) Las columnas pueden deformarse libremente en su altura.
- ii) Las vigas de todos los niveles tienen suficiente rigidez como para inducir que el punto de inflexión de los momentos flectores en las columnas de todos los pisos queden comprendidos dentro del tercio central de la altura de la columna, y
- iii) Las rótulas plásticas se formarán en las vigas, razón por la que se diseñará con el criterio de columna fuerte-viga débil.

En estructuras en las cuales las rótulas plásticas se forman indistintamente en vigas y columnas, pero que cumplen con los otros dos numerales indicados en el párrafo anterior *la ductilidad global es 3*. Pero se debe garantizar que no se va a formar un mecanismo de piso es decir que no se van a formar rótulas plásticas en cabeza y pie de columnas de un mismo piso, si este es el caso se considerará que la ductilidad global vale 1.0

Para edificios de Hormigón Armado, de máximo 3 pisos de altura y con alta probabilidad de rotulación en columnas, la ...*ductilidad global será de 3*..., siempre que se verifique:

- i) Los requerimientos de ductilidad local en las columnas donde el o los mecanismos de colapso indiquen comportamiento inelástico, y
- ii) Cumplir con las condiciones de diseño y de detalle para garantizar ductilidad.

Por otra parte, la relación entre la ductilidad global  $\mu_\delta$  y la ductilidad local de las columnas  $\mu_\phi$  para el caso de mecanismo de piso, vale:

$$\mu_\phi = 1 + \frac{H}{h_i}(\mu_\delta - 1) \quad (3.6)$$

siendo  $H$  la altura total del pórtico, desde su base al último nivel;  $h_i$  es la altura donde se encuentra la columna y  $\mu_\phi$  es la ductilidad de curvatura de la sección crítica de la columna del piso i. ...Si no se realiza el control con la ecuación (3.6) se adoptará como máximo una ductilidad global de 2...

De las dos normativas presentadas el mayor valor de ductilidad global establecido es 6. Si se considera éste valor en la curva de capacidad resistente de la estructura de la figura 3.4; el desplazamiento lateral máximo de diseño es:  $D_{tu} = \mu_\delta D_{ty} = 6 \times 4 = 24\text{cm}$ . Para éste valor, en la figura 3.4 se observa que se espera la formación de 13 rótulas plásticas; las vigas y columnas de los cuatro primeros pisos sufren daño.

En la mayor parte de los códigos<sup>(12-16)</sup> la acción sísmica de diseño se obtiene reduciendo las aceleraciones espectrales elásticas, por medio del factor de reducción de respuesta  $R$ , con lo que se obtiene el espectro inelástico. De ésta manera se espera que la estructura ingrese al rango no lineal y sufra daño ante la acción de un sismo severo pero el edificio no colapsa.

### 3.2 CONTROL DE DERIVA

Aspecto fundamental a tener en cuenta en el diseño sísmico de edificios es el que tiene que ver con el control de la deriva que se define<sup>(16)</sup> como ...el desplazamiento horizontal relativo entre dos puntos colocados en la misma línea vertical, en dos pisos o niveles consecutivos de la edificación...

Lo que se persigue es que cuando la estructura incursione en el rango no lineal ésta no experimente desplazamientos laterales excesivos por varios motivos, a saber: i) Pueden generar gran daño en los elementos no estructurales, ii) Producen sensación de inseguridad en las personas que habitan en ella, y iii) El desplazamiento lateral considerable trae consigo el riesgo de colapso parcial o total de la estructura.

Hay varias interrogantes que se plantean sobre la forma de calcular la deriva de piso, entre las que se pueden sitar las siguientes:

- Con qué espectro elástico o inelástico se debe proceder a calcular los desplazamientos laterales?
- Que rigideces se considera en el cálculo de la deriva? Se trabaja con rigideces agrietadas o con rigideces sin agrietar?.
- Es adecuado a partir de un análisis elástico predecir el desplazamiento inelástico de una estructura?.

Se darán respuesta a las interrogantes planteadas presentando la forma de cálculo prescrita en algunos códigos.

#### 3.2.1 Deriva: Normativa Colombiana 1998

En la normativa sismo resistente de Colombia<sup>(16)</sup> se obtienen los desplazamientos laterales en base al espectro elástico. Sea  $\delta_{tot,j}$  el desplazamiento total en una dirección determinada en la planta j.

$$\delta_{tot,j} = |\delta_{cm,j}| + |\delta_{t,j}| + |\delta_{pd,j}| \quad (3.7)$$

En la ecuación (3.7) el subíndice  $j$  hace referencia al piso  $j$ . Luego  $\delta_{cm,j}$  es el desplazamiento horizontal del centro de masa en la dirección analizada,  $\delta_{t,j}$  es el desplazamiento debido a la torsión accidental y  $\delta_{pd,j}$  es el desplazamiento adicional causado por el efecto  $P - \Delta$ .

Es conveniente que en el análisis sísmico se consideren tres grados de libertad por planta, dos corrimientos horizontales y una rotación de piso con respecto a un eje vertical; considerando que la losa es completamente rígida en su plano. En éste contexto  $\delta_{cm,j}$  es el corrimiento horizontal en una dirección de análisis.

Para cuantificar el desplazamiento debido al efecto  $P - \Delta$ , se debe calcular primero el Índice de Estabilidad de Piso  $Q_i$  y luego el factor de amplificación  $f_{pd}$ .

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_{cm}}{V_i h_{pi}} \quad (3.8)$$

$$\Delta_{cm} = \delta_{cm,j} - \delta_{cm,j-1} \quad (3.9)$$

$$P_i = \sum_{j=i}^N W_j \quad (3.10)$$

$$f_{pd} = \frac{Q_i}{1 - Q_i} \quad (3.11)$$

$$\delta_{pd} = \delta_{cm} f_{pd} = \delta_{cm} \left[ \frac{Q_i}{1 - Q_i} \right] \quad (3.12)$$

siendo  $P_i$  la suma de la carga vertical total, incluyendo muerta y viva, que existe en el piso  $i$  y todos los pisos localizados por encima, se evalúa con la ecuación (3.10) en la cual  $N$  es el número de pisos y  $W_j$  es el peso del piso  $j$ . No se debe mayorar los coeficientes de carga.  $\Delta_{cm}$  es la deriva del piso  $i$  en la dirección bajo estudio medida en el centro de masas del piso  $i$ .  $V_i$  es la fuerza cortante del piso  $i$  en la dirección analizada,  $h_{pi}$  es la altura del piso  $i$  medida desde la losa (diafragma horizontal) del piso  $i$  hasta la superficie de la losa del piso inmediatamente inferior  $i - 1$ .

...El índice de estabilidad de piso  $Q_i$  dese ser menor a 0.30 de acuerdo a la normativa colombiana NSR-98<sup>(16)</sup>..., cuando excede éste valor la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse.

Por otra parte, ...cuando el índice de estabilidad  $Q_i$  es mayor de 0.10 se deben multiplicar el corte de cada piso  $V_i$  por el factor  $(1 + f_{pd}) = \frac{1}{1 - Q_i}$  y recalcular las fuerzas laterales de los pórticos...

La deriva máxima en cualquier punto del piso  $i$ , se calcula como la diferencia entre los desplazamientos horizontales máximos del punto en el piso  $i$ , y los desplazamientos horizontales totales máximos de un punto localizado en el mismo eje vertical del piso  $i - 1$ .

$$\Delta_{max}^i = \sqrt{\sum_{j=i}^2 (\delta_{tot,j}^i - \delta_{tot,j}^{i-1})^2} \quad (3.13)$$

La deriva máxima permitida por la normativa colombiana<sup>(16)</sup> para estructuras de hormigón armado es 1% de  $h_{pi}$  ( $0.010h_{pi}$ )

Cuando se calcule con rigideces agrietadas, las derivas deben multiplicarse por 0.7 previo al control de que la deriva sea menor del 1% de  $h_{pi}$

### 3.2.2 Deriva: Normativa Venezolana 1982

De acuerdo a la normativa sismorresistente de Venezuela COVENIN 1756-82<sup>(12)</sup> el cálculo de la deriva de piso se realiza a partir del espectro de diseño inelástico, a diferencia de la normativa NSR-98 de Colombia en que trabajan con el espectro elástico.

Se denomina ...deriva de piso, a la deriva dividida por la altura de piso... El cálculo se realiza en forma similar al planteado por la normativa colombiana pero teniendo en cuenta que ahora se calculan desplazamientos elásticos y que los corrimientos inelásticos se obtienen multiplicando estos desplazamientos por la ductilidad global en el sentido de análisis que denominan D

$$[\delta_{tot,j}]_{inel} = [\delta_{tot,j}]_{elas} D \quad (3.14)$$

La ecuación (3.8) varía, puesto que el cortante de piso obtenido  $V_i$  a partir del espectro inelástico debe multiplicarse por la ductilidad global.

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_{cm}}{V_i D h_{pi}} \quad (3.15)$$

La normativa Venezolana<sup>(12)</sup> considera como valor límite de  $Q_i$  el valor estipulado por el ATC-3-06<sup>(17)</sup> de 0.08, consecuentemente para valores mayores a 0.08 el cortante de cada piso se debe multiplicar por  $(1 + f_{pd})$ . Este límite para la normativa NSR-98 es 0.10. Por otro lado, la normativa venezolana no estipula un valor máximo de  $Q_i$  como lo hace la norma NSR-98 que considera como tope 0.3.

Se sabe que para valores menores de 0.3 el piso es estable y para valores mayores a 0.5 el piso definitivamente es inestable. La normativa NSR-98 indica las formas de diseño para diferentes rangos de variación de  $Q_i$ .

De acuerdo a la normativa Venezolana<sup>(12)</sup> los valores máximos de la deriva de piso vienen dados en la tabla 3.2

- D Existen elementos no estructurales que pueden ser dañados por las deformaciones de la estructura.
- ND Cuando los elementos no estructurales están unidos a la estructura de forma que no sufran daños por las deformaciones de la estructura (No susceptibles de sufrir daño).

Tabla 3.2 Valores límites de la deriva de piso. Normativa Venezolana 1982.

CONDICIÓN	GRUPO A	GRUPO B
D	0.015	0.018
ND	0.020	0.024

Las construcciones del ... *Grupo A*... son edificaciones que contienen instalaciones esenciales, de funcionamiento vital en caso de emergencia, o cuya falla puede dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas, y/o de larga vida útil.

Las construcciones del ... *Grupo B*... son edificaciones de uso público tales como: viviendas, edificios de apartamentos, bancos, almacenes y depósitos, plantas e instalaciones industriales.

### 3.2.3 Deriva: Normativa de Mendoza

Es muy similar a la normativa Venezolana<sup>(16)</sup> 1982 únicamente difiere en los valores máximos permitidos de deriva de piso, los mismos que se indican en la tabla 3.3

Tabla 3.3 Valores límites de la deriva de piso. Normativa de Mendoza 1997<sup>(13)</sup>.

CONDICIÓN	GRUPO A	GRUPO B
D	0.01	0.011
ND	0.01	0.015

Se han presentado los valores máximos permitidos de deriva de pisos de tres códigos que han sido publicados en diferentes fechas. El código de Colombia de 1998, la normativa de Mendoza en 1997 y la normativa de Venezuela de 1982. Se observa que ...*la tendencia es construir estructuras cada vez más rígidas*... que no tengan grandes desplazamientos laterales. Las máximas derivas permitidas, de las tres analizadas, corresponden a la norma de Venezuela y el caso contrario se presenta con la norma NSR-98 de Colombia.

Es importante destacar que en la normativa colombiana de 1984<sup>(19)</sup> la deriva máxima permitida era del 1.5% de la altura de piso, valor que se ha bajado al 1% por el elevado daño que provoca en las estructuras una deriva del 1.5%.

Cuando se desea calcular los desplazamientos laterales con rigideces agrietadas se puede trabajar con los siguientes momentos de inercia, estipulados por el ACI-95<sup>(18)</sup>.

- En vigas 0.35  $I_g$
- En columnas 0.70  $I_g$
- En muros no agrietados 0.70  $I_g$
- En muros agrietados 0.35  $I_g$
- En placas planas y losas planas 0.25  $I_g$

siendo  $I_g$  el momento de inercia de la sección total de hormigón. Los momentos de inercia deben dividirse para  $(1 + \beta_d)$ . Para marcos no contraventeados  $\beta_d$  es la relación de la máxima carga axial sostenida factorizada, a la carga axial total factorizada.

Por otra parte, se debe indicar que es motivo de controversia la forma de calcular los desplazamientos inelásticos a partir de los desplazamientos obtenidos de un análisis elástico. Por la complejidad misma que implica el análisis no lineal. En este contexto la ecuación (3.14) es muy aproximada, como lo es la que proporciona el código UBC-91<sup>(14)</sup> indicada a continuación.

$$[\delta_{tot,j}]_{inel} = [\delta_{tot,j}]_{elas} \times \frac{3}{8} R_w \quad (3.16)$$

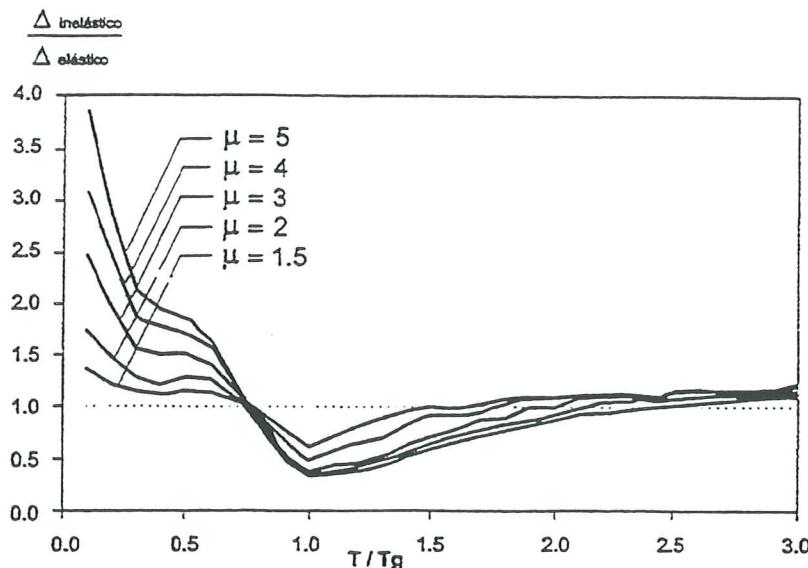
siendo  $R_w$  el factor de reducción por ductilidad.

Existen trabajos en los cuales la relación entre el desplazamiento inelástico con respecto al desplazamiento elástico está en función del período característico del movimiento  $T_g$ , del período propio del sistema  $T$  y sobre todo de la ductilidad global  $\mu_\delta$ . Uno de esos trabajos es el desarrollado por Miranda<sup>(20)</sup> quien presenta la siguiente ecuación analítica.

$$\frac{\Delta_{inel}}{\Delta_{elas}} = a + b \frac{T_g}{T} - c \frac{T_g}{T} \exp \left[ -d \left( \ln \frac{T_g}{T} - e \right)^2 \right] \quad (3.17)$$

La ecuación (3.17) es valida para edificaciones que se encuentran en suelo blando. Las constantes a,b,c,d y e dependen del nivel de la deformación inelástica y se obtienen de análisis estadísticos. En la figura 3.5 se indica la relación de desplazamientos promedio encontrados por Miranda<sup>(20)</sup> para la zona del centro de México.

No es el objetivo analizar la forma de las curvas de la figura 3.5, lo que se pretende es hacer ver que el paso de los desplazamientos elásticos a los inelásticos involucra a una serie de variables. Es complejo el asunto.



**Figura 3.5** Valores medios de desplazamiento inelástico con respecto al elástico, obtenidos por Miranda<sup>(20)</sup> para el suelo blando del centro de México.

### 3.3 DUCTILIDAD LOCAL DE LOS ELEMENTOS

En este numeral se presentan las relaciones que existen entre ductilidad global de una estructura y la ductilidad de curvatura o ductilidad local de los elementos. Se destaca que la ductilidad por curvatura es función directa de la ductilidad de los materiales utilizados.

Las secciones de una estructura sometidas a mayores esfuerzos durante un sismo, son los extremos de los elementos, por ésta razón es que allí se evalúa la ductilidad por curvatura, pero no debe realizarse el cálculo únicamente en una sección determinada del elemento sino en dos debido a que el daño sísmico se presenta en una región en lugar de una sección. Por lo tanto, en los extremos de los elementos se deben calcular la ductilidad por curvatura en dos secciones próximas que tengan diferente armado y encontrar la ductilidad promedio.

*Para lograr ductilidades globales adecuadas en una estructura es necesario que la falla en los elementos sea por flexión en lugar de corte.* Por lo tanto, en el diseño de vigas y columnas debe primar el diseño por capacidad antes que el de resistencia, en consecuencia las solicitudes por corte son obtenidas de la capacidad a flexión del elemento.

#### 3.3.1 Ductilidad local en columnas

Para una columna en voladizo empotrada en su base y sujetada a una carga lateral concentrada en su extremo libre, se deduce matemáticamente<sup>(21)</sup> que la relación entre la ductilidad por curvatura  $\mu_\phi$  y la ductilidad global  $\mu_\delta$  viene dada por la siguiente ecuación.

$$\mu_\phi = 1 + \frac{\mu_\delta - 1}{3L_{pr}(1 - 0.5L_{pr})} \quad (3.18)$$

$$L_{pr} = \frac{L_p}{L} \quad (3.19)$$

siendo  $L_p$  la longitud equivalente de la articulación plástica, en la columna, que va a ingresar al rango no lineal y  $L$  la longitud total de la columna. La tabla 3.4 presenta los requerimientos de ductilidad local para diferentes valores de ductilidad global.

Tabla 3.4 Valores de ductilidad local en columnas<sup>(21)</sup>.

DUCTILIDAD GLOBAL	$L_{pr} = 0.10$	$L_{pr} = 0.20$
3	8.0	4.70
4	11.5	6.60
5	15.0	8.40
6	18.5	10.30

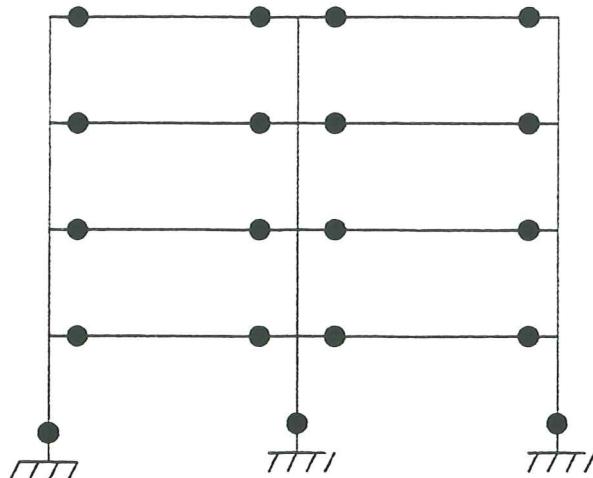
Del análisis de la tabla 3.4 se desprende: i) Mientras menor es el valor de  $L_{pr}$  que relaciona la longitud que va a sufrir daño con la longitud total de la columna, mayor es la demanda de ductilidad local por curvatura en el elemento, y, ii) Para tener un valor de  $L_{pr} = 0.10$  se necesita que la ductilidad por curvatura sea aproximadamente tres veces la ductilidad global. Para  $L_{pr} = 0.20$  éste valor se encuentra entre 1.5 y 1.7

Para determinar una relación similar a la indicada en la ecuación (3.18) para el caso de una estructura de varios pisos, el problema es más complejo ya que influyen más variables como la tipología de la estructura, el mecanismo de colapso, la conexión de los elementos estructurales componentes, etc.

LLopiz<sup>(21)</sup> presenta varias ecuaciones que relacionan la ductilidad por curvatura en una columna en función de la ductilidad global de la estructura, todas ellas obtenidas a partir de un mecanismo de colapso estático.

Es principio de diseño sísmico de edificios de hormigón armado, que las vigas ingresen al rango no lineal y más no las columnas, por éste motivo se diseña con el criterio de columna fuerte-viga débil. En la figura 3.6 se presenta el comportamiento ideal de una estructura en el rango inelástico.

Nótese que una vez que han ingresado en el rango no lineal, la mayor parte de las vigas, se espera que en pie de columna se formen rótulas plásticas. Para este caso concreto, cuando las columnas del primer piso van a ingresar al rango no lineal, se tiene<sup>(21)</sup> que la ductilidad por curvatura  $\mu_\phi$  en función de la ductilidad global  $\mu_\delta$ , vale:



**Figura 3.6** Comportamiento no lineal de una estructura pórticada.

$$\mu_\phi = 1 + (\mu_\delta - 1) \frac{6n - 2}{18 n L_{pr}} \quad (3.20)$$

siendo  $n$  el número de pisos y  $L_{pr}$  la relación definida en la ecuación (3.19). Del análisis de la ecuación (3.20), se desprende: i) La ductilidad por curvatura en las columnas depende del número de pisos de la edificación, y, ii) Mientras menor es el daño que se espera ( $L_{pr}$  más bajo) mayor será la ductilidad por curvatura de la columna.

La ductilidad por curvatura de una columna depende del nivel de carga axial que gravita sobre ella y si se desea tener la mayor ductilidad posible en columnas ...es conveniente que el nivel de carga axial actuante sea menor que la carga axial para la condición balanceada...

### 3.3.2 Ductilidad local en vigas

Para el comportamiento inelástico descrito en la figura 3.6, se tiene<sup>(21)</sup> que la ductilidad por curvatura de las vigas es aproximadamente igual a:

$$\mu_{phi} \approx 1 + (\mu_\delta - 1)6\alpha \quad (3.21)$$

donde  $\alpha$  es la relación entre la curvatura de las vigas y la curvatura de las columnas al momento de fluencia de las vigas. Bastante difícil resulta calcular el valor de  $\alpha$  por lo que se restringue el uso de la ecuación (3.21) pero lo fundamental es conocer que la ductilidad por curvatura de las vigas depende del comportamiento de las columnas.

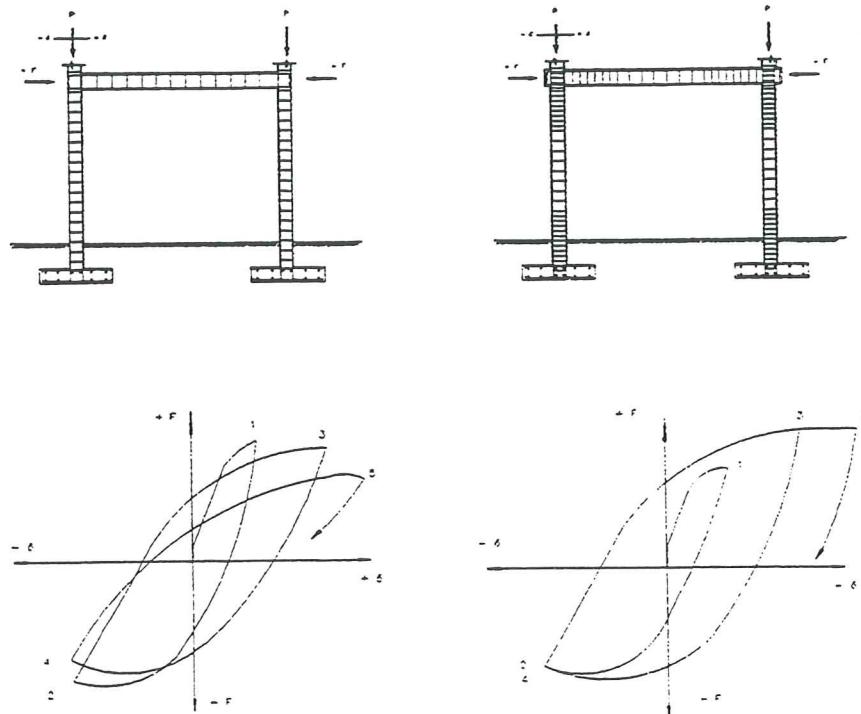
Lo cierto es que la ductilidad por curvatura de las vigas es mayor que la ductilidad global por desplazamientos. ...En sistema de pórticos<sup>(1)</sup> es común

considerar que la ductilidad por curvatura de las vigas sea por lo menos tres veces la ductilidad global...

$$\mu_{phi} \geq 3\mu_\delta \quad (3.22)$$

### 3.4 COMPORTAMIENTO DEL PÓRTICO

En la figura 3.7, tomada de referencia (1) se presenta una estructura con diferente detalle de la armadura. El pórtico de la izquierda fue diseñado para que la estructura ingrese moderadamente al rango no lineal. En cambio el pórtico de la derecha fue diseñado para que la estructura tenga un gran comportamiento en el rango inelástico o no lineal. Por lo tanto, las dos estructuras tendrán diferentes valores de ductilidad global. Grases<sup>(1)</sup> a la estructura de la izquierda le aproxima una ductilidad global de 3 en cambio a la estructura de la derecha le asigna una ductilidad global de 7.



**Figura 3.7** Influencia de los detalles de armado en los diagramas fuerza-desplazamiento en estructuras porticadas<sup>(1)</sup>.

En el comportamiento histerético que se indica en la figura 3.7 se observa que la estructura de la izquierda tiene mayor deterioro de resistencia y rigidez en la descarga con relación a la estructura de la derecha.

En definitiva el grado de detallamiento de los elementos estructurales tiene que ver directamente con el comportamiento sísmico y con la ductilidad global...

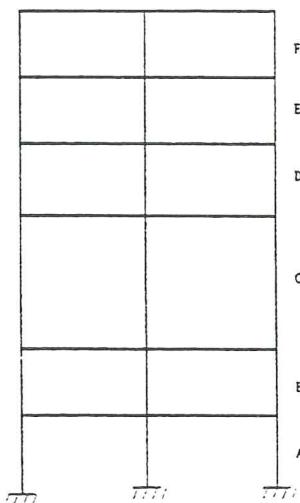
Las estructuras se diseñan de tal forma que el daño se produzca en las vigas, más no en el nudo, ni en la columna. Por éste motivo se diseña con el criterio de nudo fuerte-viga débil<sup>(18,22,23)</sup>; columna fuerte-viga débil<sup>(18,22)</sup>. Además que prima el diseño de capacidad sobre el de resistencia para que la falla en caso de producirse sea por flexión y no por corte.

Existen una serie de trabajos<sup>(24-27)</sup> en los que se establece como modelar el deterioro de resistencia, pérdida de rigidez y efecto de cierre de grietas debido a un armado defectuoso en el nudo, para realizar un análisis no lineal, que en este contexto no interesa todavía como cuantificarlo. Lo que interesa por ahora es reconocer que si en una estructura no se han diseñado los nudos, si no se han realizado las verificaciones de comportamiento inelástico enunciados en los párrafos anteriores, la ductilidad global de la estructura será pequeña y la reducción de fuerzas del espectro de diseño elástico será baja.

### 3.5 RELACIÓN ENTRE RIGIDECES DE PISO

Es criterio de diseño sísmico de edificios que el piso inferior sea más fuerte que el piso superior con el objeto de que el daño se produzca en los pisos superiores y paulatinamente este daño vaya bajando a los pisos inferiores. Si el daño se produce directamente en los pisos inferiores por que son más débiles es probable que el edificio colapse sin que los pisos superiores hayan ingresado al rango no lineal, pues estos habrán estado vibrando como cuerpo rígido.

En la normativa sismo resistente de Colombia NSR-98<sup>(16)</sup> el factor de reducción R que permite pasar del espectro elástico al inelástico, lo multiplican por dos valores que son:  $\phi_a$  para irregularidades en altura y  $\phi_p$  para irregularidades en planta. Concretamente, cuando se tiene un piso inferior más débil este factor vale  $\phi_a = 0.9$  y se dà en el siguiente caso. Sobre el factor de reducción de respuesta R en el capítulo 5 se trata con detenimiento.



**Figura 3.8** Irregularidad en planta. El piso C es más flexible<sup>(16)</sup>.

$\phi_a = 0.9$  si la rigidez del piso C denominada  $K_c$  es menor que 0.7 veces la rigidez del piso D. O también si la rigidez de piso C es menor que 0.8 del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores

$$K_c < 0.7 K_d \quad (3.23)$$

$$K_c < 0.8 \frac{(K_d + K_e + K_f)}{3} \quad (3.24)$$

La normativa colombiana<sup>(16)</sup> presenta una serie de casos de irregularidades en planta y elevación para los cuales se debe reducir el factor R. Lo importante era ver que ...una forma de cuantificar que un piso es más fuerte que otro es por medio de la rigidez de piso..., la misma que puede evaluarse con las fórmulas de Wilbur<sup>(28)</sup>. En forma muy elemental y por cierto muy aproximada puede evaluarse la rigidez de piso como la sumatoria de las rigideces t de las columnas, utilizando la ecuación (3.25)

$$K_i = \sum_{i=1}^n t_i = \sum_{i=1}^n \frac{12EI_i}{H^3} \quad (3.25)$$

donde  $K_i$  es la rigidez del piso i, n es el número total de columnas del piso i, E es el módulo de elasticidad del material,  $I_i$  es la inercia a flexión de la columna en la dirección analizada y H es la altura del piso i.

- Con relación a la estructura indicada en la figura 4.8 del capítulo 4, que colapsó durante el sismo de Bahía de Caráquez<sup>(33)</sup> se desea encontrar el valor de  $\phi_a$  de acuerdo a la normativa NSR-98 únicamente evaluando las rigideces de piso y utilizando las ecuaciones (3.23) y (3.24).

Las rigideces de piso se han obtenido utilizando la ecuación (3.25). Las columnas de los tres primeros pisos tienen la misma sección transversal en sus respectivos ejes, disminuyen en los dos siguientes y en el piso 6 que es el último piso hay una nueva reducción de la sección transversal. La altura del primer piso es 4.14 m y la altura de los restantes pisos es 2.88 m. El cambio de altura asociado al hecho de tener secciones iguales en los primeros pisos hace que la primera planta sea más débil que las otras. Interesea evaluar las ecuaciones (3.23) y (3.24) en los cuatro primeros pisos. En consecuencia, las rigideces de estos pisos se indican en la tabla 3.5

$K_1 < 0.7 K_2$	17639.2 < 36677.6
$K_1 < 0.8 \frac{(K_2 + K_3 + K_4)}{3}$	17639.2 < 32181.4

Por lo tanto  $\phi_a$  de acuerdo al parámetro evaluado es 0.9 Este valor significa que por tener piso inferior más débil que el piso superior la disipación de energía de la estructura se reduce en un 10%.

Tabla 3.5 Rigidicess de los 4 primeros pisos<sup>(33)</sup>.

PISO	RIGIDEZ DE PISO T/M
1	17639.2
2	52396.6
3	52396.6
4	15887.1

Otra forma de ver que el piso inferior es más fuerte que el piso superior es encontrando la relación: ...capacidad soportante de una columna C con relación a la solicitud actuante S... Esta relación C/S debe evaluarse para todas las columnas de un determinado piso y encontrar su valor promedio. Luego deberá verificarse que:

$$\left(\frac{C}{S}\right)_{pi} > \left(\frac{C}{S}\right)_{ps} \quad (3.26)$$

donde el subíndice *pi* corresponde al piso inferior y *ps* al piso superior. El cálculo de la solicitud debe realizarse para las cargas mayoradas y en la capacidad encontrar la superficie de interacción considerando los factores de reducción de capacidad de carga. El cálculo se lo hará considerando flexión biaxial.

En el capítulo 5 a la ductilidad global  $\mu_d$  se lo denomina  $\mu$ , debido a que es muy utilizada ésta nomenclatura.

### 3.6 ÍNDICE DE DAÑO GLOBAL

Comportamiento no lineal o inelástico significa daño en la estructura. En consecuencia, es necesario evaluar el Índice de Daño global  $ID_t$  que tiene una edificación. Existen una serie de metodologías<sup>(34)</sup> para calcular el daño sísmico de estructuras de hormigón armado, unas calculan primero el índice de daño local en cada uno de los elementos estructurales y luego mediante funciones de ponderación determinan el daño global de la estructura.

Por otra parte existe, otra corriente que evalúa directamente el daño global de la estructura sin necesidad de utilizar funciones de ponderación. Esta línea es la que se seguirá en el presente capítulo pero utilizando la curva de capacidad resistente para evaluar el índice de daño global de la estructura.

En la curva de capacidad resistente, se determina el punto en el cual la estructura ingresa al rango no lineal (*y*) y el punto de colapso de la estructura (*f*). El índice de daño está en función de la solicitud, de la respuesta estructural. Lo que nos interesa por ahora es evaluar el daño cuando la estructura alcanza la ductilidad global  $\mu_d$ , es decir cuando llega al punto (*u*). Nótese que el punto (*u*) no es el punto de colapso de la estructura. Con los valores hallados se obtiene el índice de daño global GDP (global damage parameter) de la estructura.

### 3.6.1 Índice de daño en función de los desplazamientos

Roufaiel y Meyer<sup>(35)</sup> calculan el Índice de daño global en función de los desplazamientos mediante la siguiente ecuación:

$$I_{Dt} = \frac{D_{\max} - D_{ty}}{D_{tf} - D_{ty}} \quad (3.27.1)$$

$$I_{Dt} = \frac{D_{tu}^* - D_{ty}}{D_{tf} - D_{ty}} \quad (3.27.2)$$

la ecuación (3.27.1) tiene el carácter de general y la ecuación (3.27.2) tiene el carácter de particular; en la ecuación (3.27.1),  $D_{\max}$  es el desplazamiento lateral máximo de la estructura para una acción sísmica dada, en cambio en la ecuación (3.27.2)  $D_{tu}^*$  es el desplazamiento lateral asociado a la ductilidad global de la estructura,  $D_{ty}$  y  $D_{tf}$  son los desplazamientos laterales máximos en los puntos de fluencia y de colapso de la estructura.

En la forma presentada<sup>(35)</sup> el índice de daño global varía entre 0 y 1, el valor de 0 corresponde a la estructura trabajando en el rango elástico y el valor de 1 corresponde al colapso de la misma

- ♣ Con relación a los datos del ejemplo realizado con la estructura de la figura 3.4, se desea calcular el Índice de Daño Global de la misma cuando ésta tiene un desplazamiento lateral de 24 cm.
- Datos

$$D_{tf} = 77 \text{ cm}$$

$$D_{tu}^* = 24 \text{ cm}$$

$$D_{ty} = 4 \text{ cm}$$

- Índice de daño global

$$I_{Dt} = \frac{D_{tu}^* - D_{ty}}{D_{tf} - D_{ty}}$$

$$I_{Dt} = \frac{24 - 4}{77 - 4}$$

$$I_{Dt} = 0.273$$

### 3.6.2 Índice de daño en función de cortantes

Hasselman et al<sup>(36)</sup> plantea el cálculo del índice de daño global en forma similar a la planteada por Roufaiel y Meyer pero en función del cortante.

$$I_{Dt} = \frac{V_{\max} - V_{ty}}{V_{tf} - V_{ty}} \quad (3.28)$$

únicamente se presenta la ecuación general del cálculo del índice de daño global. El significado de las variables es el siguiente:  $V_{\max}$  cortante basal para el cual se desea evaluar el índice de daño.  $V_{ty}$ ,  $V_{tf}$  cortantes a nivel de fluencia y a nivel de colapso.

### 3.6.3 Índice de daño en función de la energía

Los anteriores modelos evalúan el índice de daño ya sea en función de los desplazamientos o en función del cortante basal. Se propone evaluar el índice de daño global en función de las dos variables indicadas y ésto se lo logra mediante la evaluación de la energía que no es más que el área bajo la curva corte basal-desplazamiento lateral. En forma general, se tiene:

$$I_{Dt} = \frac{E_{\max} - E_{ty}}{E_{tf} - E_{ty}} \quad (3.28)$$

donde  $E_{\max}$  es la energía para una solicitud arbitraria,  $E_{ty}$ ,  $E_{tf}$  son las energías en el rango elástico y en el punto de fallo del sistema.

### 3.6.4 Índice de daño en función del período

Conforme la estructura se deteriora la rigidez del sistema disminuye y el período fundamental se incrementa, de ésta forma la edificación se va haciendo más flexible. Ayala y Xiangno<sup>(37)</sup> evalúan el daño global es función de los períodos con la ecuación (3.29).

$$I_{Dt} = \frac{T_{\text{final}} - T_o}{T_f - T_o} \quad (3.29)$$

donde  $T_o$  es el período en el rango elástico,  $T_f$  es el período definido en el punto de fallo y  $T_{\text{final}}$  es el período de la estructura dañada asociada a un nivel de desplazamiento lateral dado. En un programa que determine la curva de capacidad soportante se debe incrementar unas subrutinas que determinen los períodos de vibración para poder utilizar el modelo de Ayala y Xiangno.

### 3.7 ASPECTOS FUNDAMENTALES A CONSIDERAR

- Para encontrar las fuerzas sísmicas de diseño, el proyectista estructural se impone una ductilidad global de la estructura y con ésta base pasa del espectro elástico al inelástico. Al final del diseño es fundamental controlar las ductilidades locales por curvatura de sus elementos y ver si la estructura está en capacidad de incursionar en el rango no lineal con la ductilidad global que se impuso.
- No es suficiente diseñar una estructura siguiendo los lineamientos prescritos en los códigos sismo resistentes. Es necesario tener un conocimiento más profundo del comportamiento no lineal de la edificación. La curva de capacidad resistente proporciona información muy valiosa que el proyectista estructural debe conocer.
- La construcción de las curvas de capacidad resistente de la estructura, que relacionan el cortante basal  $V_o$  con el desplazamiento lateral máximo en el tope del edificio  $D_t$ , permite ver la secuencia de formación de las rótulas plásticas en la estructura. Si esta secuencia concuerda con los criterios de diseño adoptados.
- La curva de capacidad resistente permite visualizar el desplazamiento lateral máximo asociado a la demanda de ductilidad y comparar este valor con el desplazamiento en el punto de fallo de la estructura. Con estos valores se puede calcular el Índice de Daño Global de la estructura y tomar decisiones sobre si se quiere o no minimizar el daño en la misma.
- La tendencia de los códigos actuales es diseñar estructuras más rígidas, el valor máximo permitido es de alrededor del 1% de la altura de piso. Todo esto con la forma clásica de construcción. Existe la posibilidad de construir estructuras flexibles utilizando aislamiento de base<sup>(31)</sup>, disipadores de energía<sup>(32)</sup> o sistemas de control.

### REFERENCIAS

1. J. Grases, "Concreto armado en zonas sísmicas", *DIVISIDER, Division Siderúrgica de Empresas SIVENSA*, Caracas, 1987.
2. P. Wang, S. Shah, A. Naaman, "High-strength concrete in ultimate strength design", *Journal of Structural Engineering ASCE 104 (87)*, 1761-1773, 1978.
3. H. Ahmad, S. Shah, "Structural Properties of High Strength Concrete and its Implications for Precast Prestressed Concrete". *Journal Prestressed Concrete Institute*, **30 (6)**, 92-119, 1985.
4. S. Kalpakjian, "Manufacturing processes for engineering materials", *Illinois Institute of Technology*, 920 pp, Addison-Wesley Publishing Company, Second edition, 1991.
5. R. Aguiar, "Comportamiento sísmico del Hormigón Armado", *Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército*, Reporte Técnico 04-96. 80pp, Sangolquí, 1996.
6. R. Clough y J. Penzien, "Dynamics of Structures", Mc Graw Hill, 1975.

7. P. Fajfar y Gašperšič, "The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25 (1) 31-46, 1996.
8. M. Roufael y C. Meyer, "Analytical modelling of hysteretic behaviour of R/C frames", *Journal of Structural Division*, ASCE 113 (3), 429-444, 1987.
9. J. E. Stephens y J. T. P. Yao, "Damage assessment using response measurements", *Journal of Structural Division*, ASCE, 113 (4), 787-801, 1987.
10. L. M. Bozzo y A. H. Barbat, "Diseño sísmico de edificios de hormigón armado", *Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería*. Monografía CIMNE, IS-15, 185pp, Barcelona, 1995.
11. R. Aguiar, A. Barbat y J. Canas, "Evaluación del daño sísmico global en edificios porticados de hormigón armado", *Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería*, Monografía CIMNE, IS-22, 173 pp, Barcelona, 1997.
12. Norma Venezolana, "Edificaciones Antisísmicas", *Fundación Venezolana de Ingeniería Sísmica*, FUNVISIS, 123 pp, Caracas, 1982.
13. EIPAC 97, "Propuesta de norma antisísmica para la provincia de Mendoza", *Tercer Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción*, 60 pp, Mendoza, 1997.
14. U.B.C. 318-91, "Uniform Building Code", Estados Unidos, 1991.
15. IMPRES-CIRSOC, "Normas Argentinas para construcciones sismorresistentes", *Instituto Nacional de Prevención Sísmica*. INPRES, Parte I. Construcciones en general, 109 pp, San Juan, 1993.
16. NSR-98, "Normas colombianas de diseño y construcciones sismo resistente". *Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica*, Tomo 1, Colombia, 1998.
17. Applied Technology Council, "Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings", *Special Publication*, N 510, U.S. National Bureau of Standards, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C. 1978
18. ACI 318-95 y ACI 318 R-95, "Reglamento para las construcciones del concreto estructural y comentarios", *Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto*. A. C. México, 1997.
19. Presidencia de la República de Colombia, "Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes". Decreto 1400 del 7 de Junio de 1984.
20. E. Miranda y V. Bertero, "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design", *Earthquakes Spectra*, 10 (2), 1994.
21. C. Llopiz, "Aspectos fundamentales del diseño sismo resistente referente a: Acciones. Diseño- Análisis. Ductilidad". *Facultad de Ingeniería*, Universidad Nacional del Cuyo, 241 pp, Mendoza, 1989.
22. *Code of Practice for the Design of Concrete Structures*, (NZS 3101:1982). Standards Association of New Zealand, 127pp, Wellington, 1982.
23. ACI-ASCE Committee 352. "Recommendations for Design of Beam - Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures". American Concrete Institute (ACI 352-R85), 18 pp, Detroit, 1985.
24. Y. Park, A. Reinhorn, S. Kunnath, IDARC : Inelastic damage analysis of reinforced concrete frame shear-wall structures, Technical Report NCEER-87-0008,

- National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, *Buffalo, 1987.*
25. S. Kunnath, A. Reinhorn, R. Lobo, *IDARC Version 3.0: A program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures*, Technical Report NCEER 92-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, *Buffalo, 1992.*
  26. M. S. L. Roufael y C. Meyer, "Analytical modelling of hysteretic behaviour of R/C frames", *Journal of Structural Division, ASCE*, 113 (ST3), 429-444, 1987.
  27. Y. S. Chung, M. Shinozuka, C. Meyer *SARCF User's guide seismic analysis of reinforced concrete frames*, Technical Report NCEER-88-0044, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, *Buffalo, 1988.*
  28. E. Bazan y R. Melí, "Manual de diseño sísmico de edificios", *Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México*, 240 pp, México, 1985.
  29. V. V. Bertero y S. A. Mahin, "Problems in establishing and predicting ductility in aseismic design", *International Symposium on Earthquake Structural Engineering, St. Louis, Missouri, USA, 1976.*
  30. M. J. Priestley y R. Park, "Strength and ductility of bridge substructures", *National Roads Board, RRU Bulletin 71, Auckland, New Zealand, 1984.*
  31. L. M. Bozzo, "Análisis de edificios con sistemas de aislamiento de base", *Revista Internacional de Estructuras, Escuela Politécnica del Ejército*, 1 (1), 17-38, Ecuador, 1996.
  32. L. Limón y S. Ruiz, "Un ejemplo sobre dos alternativas de refuerzo: disipadores de energía o contravientos", *Revista Internacional de Estructuras, Escuela Politécnica del Ejército*, 2 (1), 75-91, Ecuador, 1997.
  33. F. Varela y R. Aguiar, "El sismo de Bahía", *Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Publicación especial sobre el sismo de Bahía de Caráquez del 4 de agosto de 1998, 125pp, Quito, 1998.*
  34. R. Aguiar and A. Barbat, "Global damage index methodology for reinforced concrete building structures subjected to seismic actions", 20 pp, *Fourth World Congress on Computational Mechanics, 29 June - 2 July, Buenos Aires, Argentina 1998.*
  35. M. S. L. Roufael y C. Meyer, "Analytical modelling of hysteretic behaviour of R/C frames", *Journal of Structural Division, ASCE*, 113 (3), 429-444, 1987.
  36. T. Hasselman, R. Eguchi and J. Wiggins, "Assessment of Damageability for Existing Buildings in a Natural Hazards Environment", *Technical Report No. 80-1332-1, J. H. Wiggins Company, California, 1980.*
  37. G. Ayala, Y. Xianguo, "Analytical evaluation of the structural seismic damage of reinforced concrete frames", *Proceedings of Seventh Canadian Conference on Earthquake Engineering, Montreal, Canada, 1995.*
  38. L. García, "El análisis como una herramienta para describir el comportamiento real de estructuras de concreto reforzado", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, Escuela Politécnica del Ejército*, 1 (2), 123-144, Ecuador, 1996.



## CAPÍTULO 4

### CAPACIDAD RESISTENTE DE LAS ESTRUCTURAS

Se presenta el programa **CEINCI2** que permite encontrar la curva de capacidad resistente de marcos planos; que relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral máximo en el tope del edificio, mediante la aplicación de cargas incrementales monotónicas. Uno de los archivos que reporta el programa es el denominado ...*ROTULAS.OUT*... en el que se indica la secuencia de formación de las rótulas plásticas en cada uno de los elementos de la estructura. Para cada instante de incremento de carga lateral, se obtiene el cortante basal, el desplazamiento lateral máximo y el período fundamental de la estructura.

Otro de los archivos que reporta es el denominado ...*DANIO.OUT*... en el cual se indica el índice global de daño, para diferentes valores de desplazamiento en el tope de la estructura. Se evalúa el daño global empleando los modelos de Roufaiel y Meyer, que encuentran el índice de daño en función de los desplazamientos; Hasselman, Eguchi y Wiggins, que consideran el cortante basal para evaluar el daño y el de Aguiar que obtiene el daño global en función de la energía. Las ecuaciones de cálculo de los diferentes modelos se indican en el capítulo tres. Se considera que el punto de fluencia queda definido cuando se forma la primera articulación plástica.

El programa considera el modelo trilineal para el comportamiento del acero, que contempla: zona elástica, plataforma de fluencia y zona de endurecimiento. Para el hormigón se trabaja con el modelo de Kent y Park que contempla el incremento de resistencia y ductilidad debido al confinamiento que tiene por efecto del refuerzo transversal.

Se realiza un análisis no lineal estático, variando la rigidez a flexión de los elementos de acuerdo al nivel de daño que experimentan en cada uno de los

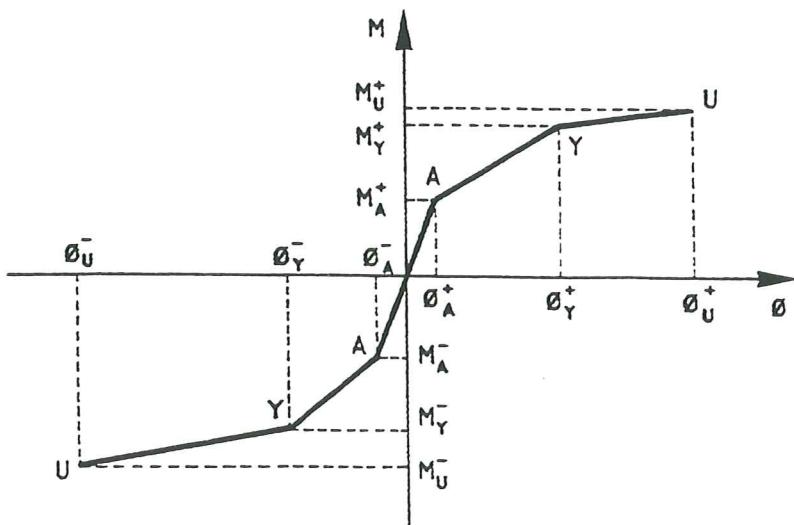
incrementos de carga. La rigidez a flexión se obtiene del diagrama momento curvatura. En los elementos verticales de una estructura, la relación momento curvatura, depende del nivel de carga axial, razón por la cual se evalúa en cada incremento de carga ésta relación. En los elementos horizontales únicamente se calcula el diagrama momento curvatura al iniciar el análisis.

Es fundamental la construcción de la curva de capacidad resistente de las estructuras, una vez que el proyectista estructural tenga todos los elementos diseñados, con el objeto de que observe cual es el probable comportamiento que tendrá la misma cuando sea sometido a la acción de un sismo severo. Podrá apreciar si está cumpliendo con los criterios de diseño adoptados y lo fundamental cual es el grado de daño para la ductilidad global adoptada. De igual forma podrá conocer la sobrerresistencia y reserva de energía que tiene la estructura.

Se consideran cinco modelos numéricos de cálculo para la variación de rigidez en los elementos una vez que estos han ingresado al rango no lineal. Se trabaja con modelos de plasticidad extendida y con modelos de penetración de cedencia.

#### 4.1 RELACIÓN MOMENTO CURVATURA

En la figura 3.2 se presentó el diagrama momento curvatura para una viga simplemente armada y se indicó los puntos notables de la misma. En la práctica<sup>(1-4)</sup> es frecuente utilizar un modelo trilineal para definir el comportamiento no lineal de un elemento, como lo ilustra la figura 4.1



**Figura 4.1** Modelo numérico adoptado del diagrama momento curvatura de una viga.

Es importante tener en cuenta el doble signo el diagrama: esto se debe a la forma como está trabajando el elemento en el sentido de que si es cóncava

o convexo. En la figura 4.1 se observa, en la parte superior, que la armadura inferior está trabajando a tracción  $A_s$  y la superior a compresión  $A'_s$ ; en éste caso la elástica de deformación es cóncava y en el programa *CEINCI2* se le asignó el signo negativo para el caso contrario de curvatura se consideró positivo. En realidad esto es arbitrario pero lo fundamental es tener la existencia del doble signo en los diagramas momento curvatura. Para el modelo numérico de cálculo adoptado se tienen tres rigideces a flexión para cada una de las ramas del modelo, que son:

$$(EI)_1 = \frac{M_a}{\phi_a} = \frac{E b h^3}{12} \quad (4.1)$$

$$(EI)_2 = \frac{M_y - M_a}{\phi_y - \phi_a} \quad (4.2)$$

$$(EI)_3 = \frac{M_u - M_y}{\phi_u - \phi_y} \quad (4.3)$$

No se ha colocado el signo  $\pm$  para darle el carácter general. Los subíndices ( $a$ ,  $y$ ,  $u$ ) corresponden a los puntos de agrietamiento del hormigón, fluencia del acero y deformación máxima útil a compresión del hormigón. Para la primera rama que corresponde al rango elástico la rigidez  $(EI)_1$  es igual al momento de agrietamiento  $M_a$  dividido para la curvatura de agrietamiento  $\phi_a$  pero también es igual al módulo de elasticidad del material  $E$  multiplicado por la inercia a flexión ( $\frac{b h^3}{12}$ ).

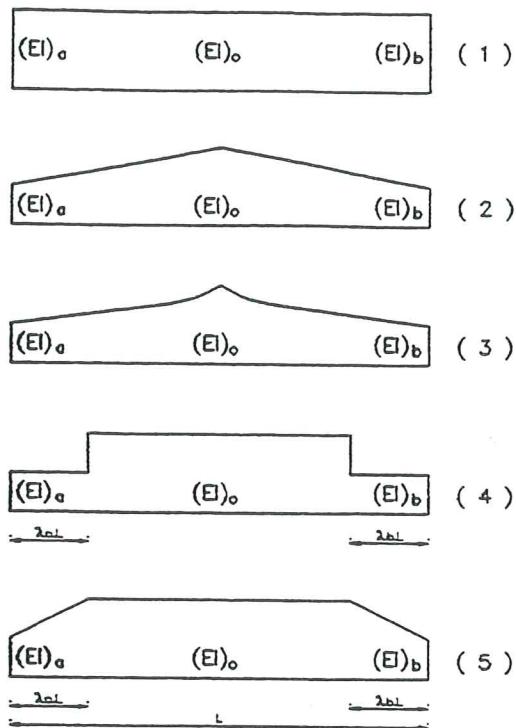
Cuando se inicia el proceso de carga, la sección del elemento analizado, tiene una rigidez a flexión  $(EI)_1$  y se mantiene con esta rigidez hasta cuando el momento actuante supera el valor de  $M_a$  en que disminuye la rigidez a flexión al valor de  $(EI)_2$  con este valor permanece hasta que el momento actuante sea mayor que  $M_y$  en que la rigidez disminuye notablemente al valor de  $(EI)_3$ .

## 4.2 MODELAJE DE LOS ELEMENTOS

Sea  $(EI)_a$ ,  $(EI)_o$ ,  $(EI)_b$  la rigidez a flexión de un elemento de sección constante o variable en el nudo inicial, centro de luz y nudo final. Cuando éste se encuentra trabajando en el rango elástico el modelo numérico de cálculo es el número (1) de la figura 4.2, para el caso de un elemento de sección constante.

Ante acciones sísmicas, son los extremos del elemento los que están sujetos a mayores esfuerzos. En consecuencia, es muy probable que esas secciones ingresen al rango inelástico o no lineal. Su rigidez a flexión va a disminuir. Existen varios modelos numéricos de cálculo que se han planteado al respecto, los mismos que se comentan a continuación y se indican en la figura 4.2

- El modelo (2) de la figura 4.2 es empleado en el programa *IDARC : Inelastic Damage analysis of Reinforced Concrete*, Version 1.0 desarrollado por Park et al<sup>(3,5)</sup>. Este modelo considera que la variación de rigidez es lineal en el elemento. Los términos de la matriz de flexibilidad son deducidos para cuando existe punto de inflexión y para cuando no lo hay.



**Figura 4.2** Modelos numéricos empleados para el análisis lineal y no lineal de elementos sometidos ante acciones sísmicas.

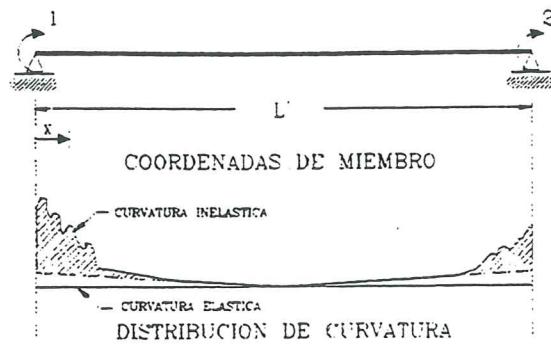
- En el modelo (3) de la figura 4.2 la variación de rigidez a flexión no se considera lineal y es utilizada en el programa *IDARC Version 3.0*<sup>(6)</sup>. Los elementos de la matriz de flexibilidad del elemento se obtienen por integración numérica. En los dos modelos indicados no se considera la longitud de las rótulas plásticas.
- El modelo (4) es utilizado en el programa *SARCF : Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frames*, implementado por Chung et al<sup>(7)</sup>. En éste modelo se calcula la longitud de la rótula plástica  $\lambda_a L$  y  $\lambda_b L$  en función de los momentos actuantes y considerando que ante acciones sísmicas el diagrama de momentos es triangular.
- El modelo (5) de la figura 4.2 considera la longitud de las rótulas plásticas y permite que el centro de luz también pueda ingresar al rango no lineal. Este modelo es utilizado en el programa *IDARC Version 4.0* y fue desarrollado por Valles et al<sup>(9)</sup>. Los términos de la matriz de rigidez del elemento fueron deducidos por Lobo<sup>(10)</sup> e incluyen el efecto del corte.

### 4.3 MATRIZ DE FLEXIBILIDAD

El sistema base a partir del cual se genera la matriz de rigidez de un elemento en coordenadas locales y globales, es el indicado en la figura 4.3. Para este sistema de coordenadas se indicará en este apartado la matriz de flexibilidad

$f$  para cada uno de los modelos numéricos de cálculo indicados en la figura 4.2. La forma de la matriz  $f$  es la siguiente

$$f = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{22} \end{bmatrix} \quad (4.4)$$



**Figura 4.3** Sistema base de coordenadas de un elemento y distribución de curvatura.

Invirtiendo la matriz  $f$  descrita en la ecuación (4.4) se obtiene la matriz de rigidez para el sistema de coordenadas base y luego por medio de las matrices de transformación de coordenadas, se encuentra en primer lugar la matriz de rigidez del elemento en coordenadas locales y luego en globales.

#### • Modelo (1)

Para cuando se realice un análisis lineal, los elementos de la matriz de flexibilidad, son:

$$f_{11} = f_{22} = \frac{L}{3EI_o}(1 + \phi) \quad (4.5)$$

$$f_{12} = f_{21} = -\frac{L}{6EI_o}(1 - 2\phi) \quad (4.6)$$

donde  $\phi$  es un factor adimensional que mide el efecto del corte<sup>(11)</sup>.

#### • Modelo (2)

Kunnath et al<sup>(5)</sup> consideran dos casos, el primero cuando el punto de inflexión se encuentra dentro de la longitud del elemento, en éste caso se tiene doble curvatura y el segundo cuando el punto de inflexión se encuentra fuera del elemento, caso de simple curvatura. El último caso se presenta cuando ambos extremos del elemento han pasado el límite de fluencia. Para el caso de doble curvatura los elementos de la matriz de flexibilidad de miembro, son:

$$\begin{aligned} f_{11} = & \frac{1}{12(EI)_a} (6\alpha - 4\alpha^2 + \alpha^3) + \frac{1}{12(EI)_b} (1 - 3\alpha + 3\alpha^2 - \alpha^3) \\ & + \frac{1}{12(EI)_o} (3 - 3\alpha + \alpha^2) \end{aligned} \quad (4.7)$$

$$\begin{aligned} f_{12} = f_{21} = & \frac{1}{12(EI)_a} (-2\alpha^2 + \alpha^3) + \frac{1}{12(EI)_b} (-1 + \alpha + \alpha^2 - \alpha^3) \\ & + \frac{1}{12(EI)_o} (-1 - \alpha + \alpha^2) \end{aligned} \quad (4.8)$$

$$\begin{aligned} f_{22} = & \frac{1}{12(EI)_a} \alpha^3 + \frac{1}{12(EI)_b} (3 - \alpha - \alpha^2 - \alpha^3) \\ & + \frac{1}{12(EI)_o} (1 + \alpha + \alpha^2) \end{aligned} \quad (4.9)$$

$$\alpha = \frac{\Delta M_a}{\Delta M_a + \Delta M_b} \quad (4.10)$$

donde  $\Delta M_a$  y  $\Delta M_b$  son los incrementos de momento en el nudo inicial y final respectivamente. Una de las formas de controlar que el elemento no tiene punto de inflexión, es chequeando que  $\Delta M_a = \Delta M_b = 0$  en este caso se han formado rótulas plásticas en sus extremos. En referencia (6) se considera que si el valor de  $\alpha$  es menor a 0.2 se tomará  $\alpha = 0.2$  y si el valor de  $\alpha$  es mayor a 0.8 se considera  $\alpha = 0.8$ . Por otra parte para el caso de simple curvatura, se tiene:

$$f_{11} = \frac{1}{4(EI)_a} + \frac{1}{12(EI)_b} \quad (4.11)$$

$$f_{12} = f_{21} = -\frac{1}{12(EI)_a} - \frac{1}{12(EI)_b} \quad (4.12)$$

$$f_{22} = \frac{1}{12(EI)_a} + \frac{1}{4(EI)_b} \quad (4.13)$$

### • Modelo (3)

Cuando se considera que la variación de la curvatura a lo largo del elemento es no lineal, la variación de la rigidez a flexión deja de ser lineal, es no lineal. Kunnath et al<sup>(6)</sup> consideran la siguiente variación de rigidez a flexión en el elemento:

$$(EI)_x = (EI)_a + \frac{x}{L} [(EI)_b - (EI)_a] \quad (4.14)$$

Donde  $(EI)_x$  es la rigidez a flexión en el punto x. La ecuación (4.14) establece que el valor de  $(EI)_o$  es igual a la semisuma de las rigideces a flexión en los extremos del elemento.

$$f_{11} = \int_0^L \frac{1}{(EI)_x} \left( 1 - 2\frac{x}{L} + \frac{x^2}{L^2} \right) dx \quad (4.15)$$

$$f_{12} = f_{21} = \int_0^L \frac{1}{(EI)_x} \left( -\frac{x}{L} + \frac{x^2}{L^2} \right) dx \quad (4.16)$$

$$f_{22} = \int_0^L \frac{1}{(EI)_x} \left( \frac{x^2}{L^2} \right) dx \quad (4.17)$$

Para los modelos de plasticidad extendida, Lobo<sup>(10)</sup> presenta la formulación de los elementos de la matriz de flexibilidad pero incluyendo el efecto de corte. Las ecuaciones resultantes, son:

$$f_{11} = \frac{L}{12} \left[ \frac{4}{(EI)_o} + \left( \frac{1}{(EI)_a} - \frac{1}{(EI)_o} \right) (6\alpha_a - 4\alpha_a^2 + \alpha_a^3) + \left( \frac{1}{(EI)_b} - \frac{1}{(EI)_o} \right) \alpha_b^3 \right] \\ + \frac{1}{GA_z L} \quad (4.18)$$

$$f_{12} = f_{21} = \frac{L}{12} \left[ \frac{-2}{(EI)_o} - \left( \frac{1}{(EI)_a} - \frac{1}{(EI)_o} \right) (2\alpha_a^2 - \alpha_a^3) - \left( \frac{1}{(EI)_b} - \frac{1}{(EI)_o} \right) (2\alpha_b^2 - \alpha_b^3) \right] \\ + \frac{1}{GA_z L} \quad (4.19)$$

$$f_{22} = \frac{L}{12} \left[ \frac{4}{(EI)_o} + \left( \frac{1}{(EI)_b} - \frac{1}{(EI)_o} \right) (6\alpha_b - 4\alpha_b^2 + \alpha_b^3) + \left( \frac{1}{(EI)_a} - \frac{1}{(EI)_o} \right) \alpha_a^3 \right] \\ + \frac{1}{GA_z L} \quad (4.20)$$

La rigidez al corte  $GA_z$  se determina del respectivo diagrama histerético. Con el objeto de evitar problemas de inestabilidad numérica cuando los elementos están sujetos a grandes esfuerzos de flexión y corte, las ecuaciones (4.18) a (4.20) han sido reescritas como sigue:

$$f_{11} = \frac{L}{12(EI)_o (EI)_a (EI)_b} f'_{11} + \frac{1}{GA_z L} \quad (4.21.1)$$

$$f_{12} = f_{21} = \frac{L}{12(EI)_o (EI)_a (EI)_b} f'_{12} + \frac{1}{GA_z L} \quad (4.21.2)$$

$$f_{22} = \frac{L}{12(EI)_o (EI)_a (EI)_b} f'_{22} + \frac{1}{GA_z L} \quad (4.21.3)$$

donde

$$f'_{11} = 4(EI)_a (EI)_b + ((EI)_o - (EI)_a)(EI)_b (6\alpha_a - 4\alpha_a^2 + \alpha_a^3) \\ + ((EI)_o - (EI)_b)(EI)_a \alpha_b^3 \quad (4.22)$$

$$f'_{12} = -2(EI)_a (EI)_b + ((EI)_o - (EI)_a)(EI)_b (2\alpha_a^2 - \alpha_a^3) \\ - ((EI)_o - (EI)_b)(EI)_a (2\alpha_b^2 - \alpha_b^3) \quad (4.23)$$

$$f'_{22} = 4(EI)_a (EI)_b + ((EI)_o - (EI)_a)(EI)_b \alpha_a^3 \\ + ((EI)_o - (EI)_b)(EI)_a (6\alpha_b - 4\alpha_b^2 + \alpha_b^3) \quad (4.24)$$

las variables  $\alpha_a$  y  $\alpha_b$  se obtienen con las ecuaciones siguientes:

$$\alpha_a = \frac{M_A - M_{Acr}}{M_A - M_B} \quad (4.25.1)$$

$$\alpha_b = \frac{M_B - M_{Bcr}}{M_B - M_A} \quad (4.25.2)$$

$M_A$  y  $M_B$  son los momentos actuantes en el nudo inicial y final, respectivamente. Por otra parte,  $M_{Acr}$  y  $M_{Bcr}$  son los momentos a nivel de agrietamiento<sup>(13,14)</sup> que resisten la sección inicial y final del elemento.

- **Modelo (4)**

La longitud de las rótulas plásticas  $\lambda_a L$  y  $\lambda_b L$  se obtienen con las siguientes ecuaciones en el programa SARCF<sup>(7)</sup>

$$\lambda_a = \frac{M_i - M_y}{M_i + M_j} \quad (4.26)$$

$$\lambda_b = \frac{M_j - M_y}{M_i + M_j} \quad (4.27)$$

$M_i, M_j$  son los momentos actuantes en los extremos del elemento y  $M_y$  el momento de fluencia en la sección respectiva. El programa SARCF considera que el elemento ingresa al rango no lineal cuando el momento actuante es mayor que  $M_y$ , hipótesis aceptada en la mayor parte de programas. Este programa trabaja con inercia constante, en el nudo inicial, centro de luz y nudo final. La formulación de los términos de la matriz de flexibilidad fue realizada por Roufaeil<sup>(8)</sup>.

$$f_{11} = \frac{1}{3(EI)_1 L^2} [(Q_j - 1)(\lambda_b L)^3 - (Q_i - 1)(L - \lambda_a L)^3 + Q_i L^3] \quad (4.28)$$

$$f_{22} = \frac{1}{3(EI)_1 L^2} [(Q_i - 1)(\lambda_a L)^3 - (Q_j - 1)(L - \lambda_b L)^3 + Q_j L^3] \quad (4.29)$$

$$f_{12} = f_{21} = \frac{1}{3(EI)_1 L^2} [(Q_j - 1)(\lambda_b L)^2(1.5L - \lambda_b L) + (Q_i - 1)(\lambda_a L)^2(1.5L - \lambda_a L) + \frac{L^3}{2}] \quad (4.30)$$

$Q_i, Q_j$  son las relaciones entre las rigideces a flexión elástica con relación a la rigidez inelástica en el nudo inicial y final respectivamente. Cuando el momento actuante es mayor que  $M_y$ , los valores de las relaciones de rigidez, son:

$$Q_i = \frac{(EI)_1}{(EI)_{3i}} \quad (4.31)$$

$$Q_j = \frac{(EI)_1}{(EI)_{3j}} \quad (4.32)$$

• **Modelo 5**

El modelo 5, corresponde al denominado modelo de penetración de cedencia<sup>(9)</sup>, en el cual se determina la longitud de daño en el nudo inicial  $\alpha_a$   $L$  y en el nudo final  $\alpha_b$   $L$ . El cálculo de las variables  $\alpha_a$  y  $\alpha_b$  se realiza con las ecuaciones (4.25.1) y (4.25.2). El modelo considera dos casos: el de simple curvatura y el de doble curvatura.

• **Simple curvatura  $M_A M_B \geq 0$**

En este caso, se reconocen cuatro subcasos, que son:

- 1) Momentos actuantes más pequeños que los de agrietamiento.

$$(|M_A| \leq |M_{Acr}| \text{ y } |M_B| \leq |M_{Bcr}|)$$

$$\alpha_a = 0 \text{ pero } \alpha_a \geq \alpha_{amax} \quad (4.33.1)$$

$$\alpha_b = 0 \text{ pero } \alpha_b \geq \alpha_{bmax} \quad (4.33.2)$$

$$(EI)_o = \frac{2(EI)_{ao} (EI)_{bo}}{(EI)_{ao} + (EI)_{bo}} \quad (4.33.3)$$

- 2) Momento actuante en nudo inicial mayor que el de agrietamiento y momento actuante en el nudo final menor que el de agrietamiento.

$$(|M_A| > |M_{Acr}| \text{ y } |M_B| \leq |M_{Bcr}|)$$

$$\alpha_a = \frac{M_A - M_{Acr}}{M_A - M_B} \leq 1 \text{ pero } \alpha_a \geq \alpha_{amax} \quad (4.34.1)$$

$$\alpha_b = 0 \text{ pero } \alpha_b \geq \alpha_{bmax} \quad (4.34.2)$$

$$(EI)_o = \frac{2(EI)_{ao} (EI)_{bo}}{(EI)_{ao} + (EI)_{bo}} \quad (4.34.3)$$

- 3) Momento actuante en el nudo final mayor que el de agrietamiento y momento actuante en el nudo inicial menor que el de agrietamiento.

$$(|M_A| \leq |M_{Acr}| \text{ y } |M_B| > |M_{Bcr}|)$$

$$\alpha_a = 0 \text{ pero } \alpha_a \geq \alpha_{amar} \quad (4.35.1)$$

$$\alpha_b = \frac{M_B - M_{Bcr}}{M_B - M_A} \leq 10 \text{ pero } \alpha_b \geq \alpha_{bmax} \quad (4.35.2)$$

$$(EI)_o = \frac{2(EI)_{ao} (EI)_{bo}}{(EI)_{ao} + (EI)_{bo}} \quad (4.35.3)$$

- 4) Momentos actuantes en nudo inicial y final son mayores que los momentos de agrietamiento.

$$(|M_A| > |M_{Acr}| \text{ y } |M_B| > |M_{Bcr}|)$$

$$\alpha_a = 0.5 \quad (4.36.1)$$

$$\alpha_b = 0.5 \quad (4.36.2)$$

$$(EI)_o = \frac{2(EI)_a (EI)_b}{(EI)_a + (EI)_b} \quad (4.36.3)$$

donde  $(EI)_{ao}$  y  $(EI)_{bo}$  son las rigideces elásticas en los extremos del elemento.

- Doble curvatura  $M_A M_B < 0$

Aquí también se tienen cuatro subcasos, a saber:

- 1) Momentos actuantes más pequeños que los de agrietamiento.

$$(|M_A| \leq |M_{Acr}| \text{ y } |M_B| \leq |M_{Bcr}|)$$

$$\alpha_a = 0 \text{ pero } \alpha_a \geq \alpha_{amar} \quad (4.37.1)$$

$$\alpha_b = 0 \text{ pero } \alpha_b \geq \alpha_{bmax} \quad (4.37.2)$$

$$(EI)_o = \frac{2(EI)_{ao} (EI)_{bo}}{(EI)_{ao} + (EI)_{bo}} \quad (4.37.3)$$

- 2) Momento actuante en nudo inicial mayor que el de agrietamiento y momento actuante en el nudo final menor que el de agrietamiento.

$$(|M_A| > |M_{Acr}| \text{ y } |M_B| \leq |M_{Bcr}|)$$

$$\alpha_a = \frac{M_A - M_{Acr}}{M_A - M_B} \leq 1 \text{ pero } \alpha_a \geq \alpha_{amar} \quad (4.38.1)$$

$$\alpha_b = 0 \text{ pero } \alpha_b \geq \alpha_{bmax} \quad (4.38.2)$$

$$(EI)_o = \frac{2(EI)_{ao} (EI)_{bo}}{(EI)_{ao} + (EI)_{bo}} \quad (4.38.3)$$

- 3) Momento actuante en el nudo final mayor que el de agrietamiento y momento actuante en el nudo inicial menor que el de agrietamiento.

$$(|M_A| \leq |M_{Acr}| \text{ y } |M_B| > |M_{Bcr}|)$$

$$\alpha_a = 0 \text{ pero } \alpha_a \geq \alpha_{amax} \quad (4.39.1)$$

$$\alpha_b = \frac{M_B - M_{Bcr}}{M_B - M_A} \leq 10 \text{ pero } \alpha_b \geq \alpha_{bmax} \quad (4.39.2)$$

$$(EI)_o = \frac{2(EI)_{ao} (EI)_{bo}}{(EI)_{ao} + (EI)_{bo}} \quad (4.39.3)$$

- 4) Momentos actuantes en nudo inicial y final son mayores que los momentos de agrietamiento.

$$(|M_A| > |M_{Acr}| \text{ y } |M_B| > |M_{Bcr}|)$$

$$\alpha_a = \frac{M_A - M_{Acr}}{M_A - M_B} \text{ pero } \alpha_a \geq \alpha_{amax} \quad (4.40.1)$$

$$\alpha_b = \frac{M_B - M_{Bcr}}{M_B - M_A} \text{ pero } \alpha_b \geq \alpha_{bmax} \quad (4.40.2)$$

$$(EI)_o = \frac{2(EI)_a (EI)_b}{(EI)_a + (EI)_b} \quad (4.40.3)$$

Se destaca que los momentos a nivel de agrietamiento, son dependientes del signo de los momentos aplicados. Cuando  $\alpha_a + \alpha_b$  es mayor a 1 se debe reajustar el cálculo de la rigidez a flexión en el centro de luz de acuerdo a las rigideces de los extremos.

Una vez que se ha obtenido  $(EI)_o$  se utilizan las ecuaciones (4.21) indicadas para el modelo de plasticidad extendida.

#### 4.4 PROGRAMA CEINCI2

El programa CEINCI2, escrito en fortran permite encontrar la curva de capacidad resistente de marcos planos, mediante un análisis no lineal estático y empleando la técnica denominada "Pushover". El usuario puede seleccionar cualquiera de los modelos de cálculo indicados en la figura 4.2 para el comportamiento lineal y no lineal de los elementos. El archivo de datos del programa se describe a continuación:

- **Título del problema**

Se dispone de 80 caracteres alfanuméricos para identificar el problema.

- **Datos Generales**, formato libre

libre NN = Número de nudos.

libre NE = Número de elementos.

libre NPISO = Número de pisos.

libre NAN = Código para identificar el modelo numérico que se adopta para el comportamiento de los elementos, varía de 1 a 5 de acuerdo a lo indicado en la figura 4.2

NAN = 1 Análisis estático.

NAN = 2 Variación de inercia lineal.

NAN = 3 Variación de inercia no lineal

NAN = 4 Considera longitud de rótula plástica e inercia constante.

NAN = 5 Considera longitud de rótula plástica e inercia lineal.

libre NVAN = Número de vanos.

libre NDEL = Código para considerar efecto P-Delta

NDEL = 1 Si se considera el efecto P-Delta.

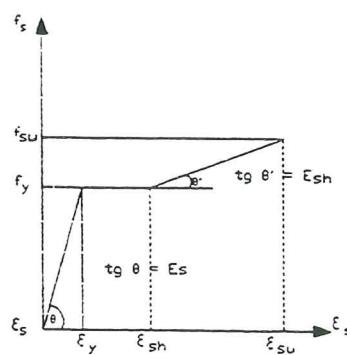
NDEL = 0 No se considera el efecto P-Delta.

libre IJCARGA = Número de incrementos de carga que se van a considerar.

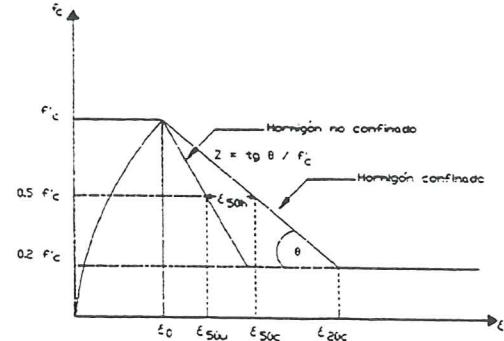
- **Datos del Hormigón, formato libre**

Se emplea el modelo de hormigón confinado propuesto por Kent y Park<sup>(12)</sup>, el mismo que se indica en la figura 4.4. El usuario puede calcular el valor de la pendiente Z de la rama descendente del hormigón<sup>(13,14)</sup> o en su defecto dejar que el programa CEINCI 2 lo calcule para el efecto deberá colocar cero en ésta variable. De igual forma, el usuario tiene la posibilidad de asignar el valor de la deformación máxima útil  $\epsilon_u$  el valor de cero. En este caso el programa lo obtiene de la siguiente manera:

$$\epsilon_u = \epsilon_0 + \frac{0.8}{Z} \quad (4.25)$$



Modelo Trilineal del Acero



Modelo de Kent y Park del Hormigón

**Figura 4.4** Modelos constitutivos del acero y hormigón utilizados en el programa CEINCI2.

libre EC2 = Módulo de Elasticidad del hormigón. (T/M2)

libre GC= Módulo de corte del hormigón. (T/M2)

libre FC2 = Resistencia  $f'_c$  del hormigón. (T/M2).

libre EPS0 = Deformación  $\epsilon_0$  del hormigón, asociada a  $f'_c$ .

libre EPSU = Deformación máxima útil del hormigón  $\epsilon_u$ .

libre Z = Pendiente de la zona descendente del hormigón confinado. Si el usuario coloca  $\epsilon_u = 0$  y  $Z = 0$  el programa CEINCI2 calcula estas variables.

- **Datos del Acero, formato libre**

libre EA = Módulo de Elasticidad del acero. (T/M2).

libre FY = Límite de Fluencia del acero,  $f_y$  (T/M2).

libre FSU2 = Máxima resistencia a la rotura del acero,  $f_{su}$ . (T/M2).

libre ESH2 = Módulo de Elasticidad del hormigón al inicio de la zona de endurecimiento  $E_{sh}$ . (T/M2).

libre EPSH2 = Deformación del acero correspondiente al inicio de la zona de endurecimiento,  $\epsilon_{sh}$ .

- **Coordenadas de cada nudo, formato (i5,5x,2f10.0,6i5)**

1-5 J = Número de nudo.

11-20 XJ = Coordenada X del nudo J. (M).

21-30 YJ = Coordenada Y del nudo J. (M).

31-35 NIQ = Número de nudo inicial para generación en sentido X.

36-40 NJQ = Número de nudo final para generación en sentido X.

41-45 IJQ = Incremento de la numeración para la generación en sentido X.

46-50 NKQ = Número de nudo final-inicial para generación en sentido Y.

51-55 NLQ = Número de nudo final para generación en sentido Y.

56-60 IKQ = Incremento de numeración para la generación en sentido Y.

- **Línea en blanco de separación**

- **Secciones Tipo, formato libre**

libre NMAT = Número total de secciones tipo.

- **Geometría de cada sección, formato (i5,5x,5f10.0)**

1-5 J = Número de sección tipo.

11-20 BAS = Base de la sección transversal del tipo de elemento. (M).

21-30 ALT = Altura de la sección transversal del tipo de elemento. (M).

31-40 C1 = Longitud del nudo rígido inicial. (M).

41-50 C2 = Longitud del nudo rígido final. (M).

51-60 DC = Longitud del recubrimiento. (M).

- Columnas rectangulares y vigas.

- **Armadura de la sección inicial del elemento, formato (10x,5f10.0)**

11-20 AT1 = Armadura inferior de la sección. (CM2).

21-30 AT2 = Armadura superior de la sección. (CM2).

31-40 DH = Diámetro del refuerzo transversal, estribo. (CM).

41-50 SH = Espaciamiento del refuerzo transversal. (CM).

51-60 CEFF = Confinamiento efectivo de los estribos.

- **Armadura de la sección central del elemento**, formato (10x,5f10.0)

11-20 AT1 = Armadura inferior de la sección. (CM2).

21-30 AT2 = Armadura superior de la sección. (CM2).

31-40 DH = Diámetro del refuerzo transversal, estribo. (CM).

41-50 SH = Espaciamiento del refuerzo transversal. (CM).

51-60 CEFF = Confinamiento efectivo de los estribos.

- **Armadura de la sección final del elemento**, formato (10x,5f10.0)

11-20 AT1 = Armadura inferior de la sección. (CM2).

21-30 AT2 = Armadura superior de la sección. (CM2).

31-40 DH = Diámetro del refuerzo transversal, estribo. (CM).

41-50 SH = Espaciamiento del refuerzo transversal. (CM).

51-60 CEFF = Confinamiento efectivo de los estribos.

Para cada sección tipo se indicarán cuatro filas de datos, la primera contiene la geometría de la sección y las tres restantes con información de la armadura en el nudo inicial, centro de luz y nudo final respectivamente. En la figura 4.5 se indica la nomenclatura utilizada para el refuerzo transversal de una columna rectangular.



**Figura 4.5** Diferentes formas de confinamiento de una columna rectangular.

Para el caso de columnas rectangulares se tiene que AT1 = AT2 y es igual a la mitad de la armadura longitudinal total. Para el caso de vigas, la nomenclatura utilizada se indica en la figura 4.6.

- **Información de los elementos**, formato (9i5)

1-5 I = Número del elemento.

6-10 IA = Nudo inicial del elemento.

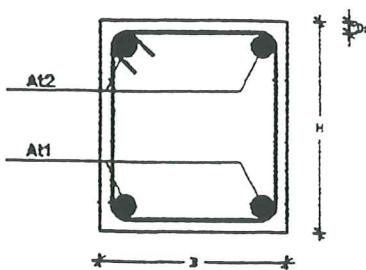
11-15 IB = Nudo final del elemento.

16-20 IMAT = Tipo de sección del elemento estructural

21-25 NIG = Número de elementos iguales a generarse.

26-30 II = Incremento de numeración para los elementos, en la generación.

31-35 INA = Incremento en la numeración para el nudo inicial del elemento.



**Figura 4.6** Nomenclatura utilizada para el caso de una viga rectangular.

36-40 INB = Incremento en la numeración para el nudo final del elemento.

41-45 IRCO= Código para identificar el elemento.

IRCO=1 Para Columnas rectangulares.

IRCO=2 Para Columnas circulares.

IRCO=3 Para vigas rectangulares.

- Línea en blanco de separación,

- Restricciones de nudos, formato (6i5)

1-5 K = Número de nudo restringido.

6-10 LRN1 = Restricción de movimiento horizontal o número del nudo al cual se encadena. (Tiene el mismo grado de libertad).

11-15 LRN2 = Restricción de movimiento vertical o número del nudo al cual se encadena. (Tiene el mismo grado de libertad).

16-20 LRN3 = Restricción de rotación o número del nudo al cual se encadena. (Tiene el mismo grado de libertad).

21-25 J = Número de nudo final con restricciones iguales para generación.

26-30 L = Incremento de numeración de nudo que debe seguir para generación.

- Línea en blanco de separación,

- Masas y Fuerzas actuantes a nivel de piso, formato (i5,5x,3f10.0)

1-5 J = Número de piso.

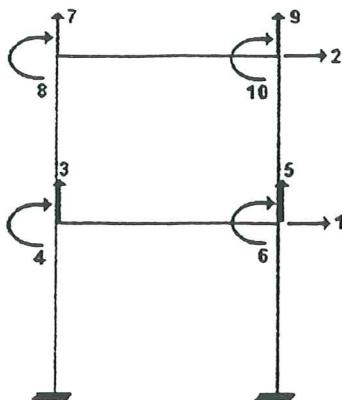
11-20 XPISO = Masa del piso. (T S2/M).

21-30 CAMO = Coeficiente de amortiguamiento para los modos principales.

31-40 XXFUE = Fuerza Horizontal total actuante a nivel de piso.

Para el análisis de un marco plano, se puede considerar que las vigas son axialmente rígidas, en consecuencia existe un grado de libertad horizontal por piso. El programa CEINCI2 numera primero estos grados de libertad y luego numera los restantes grados de libertad que son el corrimiento vertical y rotación de cada nudo. Para el pórtico plano de dos pisos de la figura 4.7 se indica la numeración de los grados de libertad.

Para el ejemplo indicado en la figura 4.7, el usuario deberá indicar los



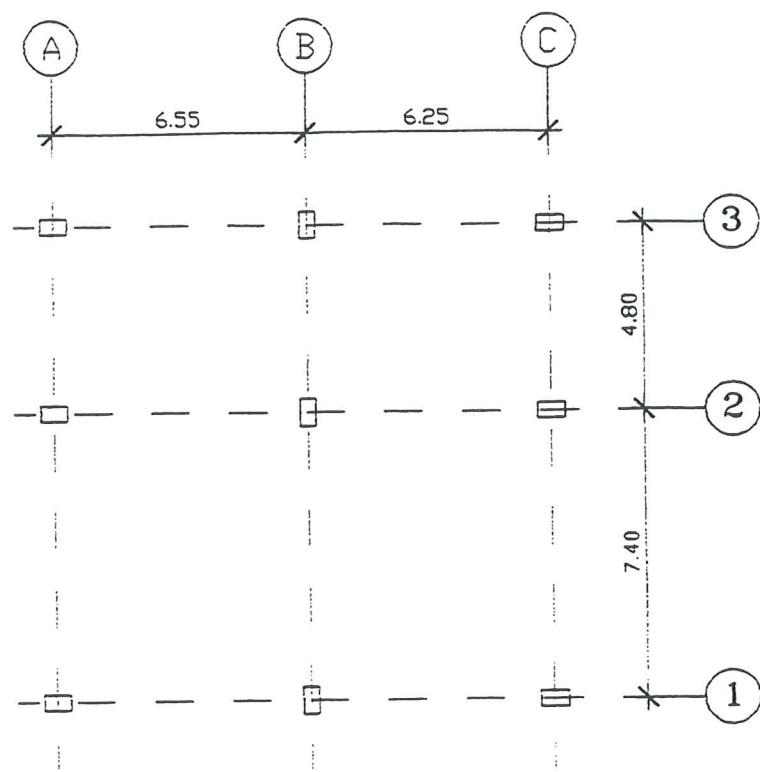
**Figura 4.7** Grados de libertad en una estructura de dos pisos.

dos primeros coeficientes de amortiguamiento. Para el cálculo de la capacidad resistente, tema que se está tratando, ésta información no es importante. Sirve para obtener la matriz de amortiguamiento.

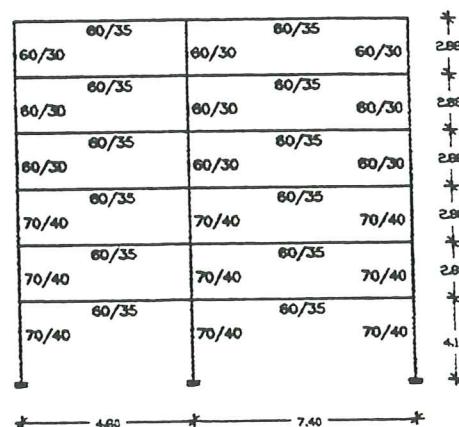
- **Códigos para crear e imprimir archivos auxiliares [0,1], formato (3i5)**  
Con el número 0 no crea e imprime el archivo respectivo y con el número 1 lo crea e imprime.
  - 1-5 MK = Código para crear e imprimir archivo auxiliar K.OUT Contiene las inercias en el nudo inicial, centro de luz y nudo final, al igual que presenta la matriz de rigidez de la estructura, en cada incremento de carga lateral.
  - 6-10 MC = Código para crear e imprimir archivo auxiliar C.OUT Contiene las frecuencias naturales, modos de vibración y matriz de amortiguamiento de la estructura, en cada incremento de carga lateral.
  - 11-15 MM = Código para crear e imprimir archivo auxiliar MC.OUT Presenta la relación Momento-Curvatura en el nudo inicial, centro de luz y nudo final en cada instante de incremento de carga.

#### 4.5 USO DE PROGRAMA CEINCI2

- ♣ El 4 de Agosto de 1998, un violento sismo de magnitud 7.1, afectó a la ciudad de Bahía de Caráquez<sup>(16)</sup>. Un edificio de 6 plantas, colapsó, el mismo que tiene 9 columnas en total. En la figura 4.8 se indica la distribución en planta de las columnas.



**Figura 4.8** Distribución en planta de un edificio que colapso durante el sismo de Bahía de Caráquez del 4 de agosto de 1998.

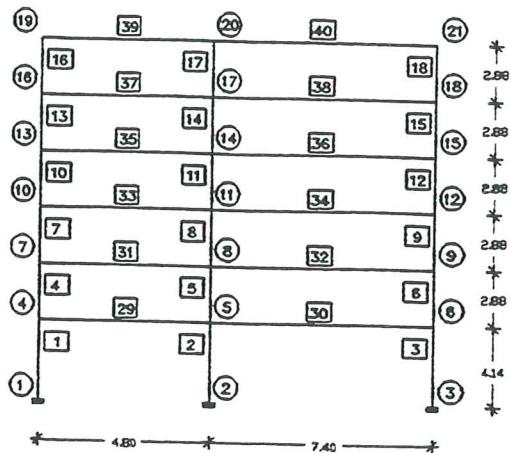


**Figura 4.9** Geometría del Pórtico C.

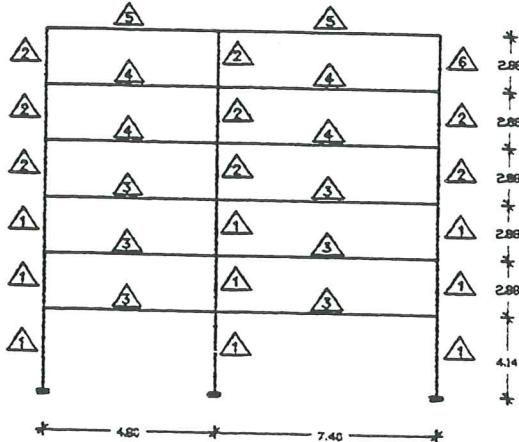
#### 4.5.1 Pórtico C

Se obtiene la curva de capacidad resistente para el pórtico C del edificio que se analiza. La geometría del mismo se indica en la figura 4.9. Se destaca que el primer piso tiene mayor altura que los restantes pisos y la

sección de las columnas es la misma para los tres primeros pisos, por lo tanto el primer piso es más débil que los pisos superiores. Por otra parte, las vigas estaban perdidas en la losa que tiene una altura de 35 cm.



**Figura 4.10** Numeración de los nudos y elementos del pórtico analizado.



**Figura 4.11** Secciones tipo del pórtico analizado.

De acuerdo a los planos estructurales, el hormigón tiene una resistencia de 21 MPa y el acero un límite de fluencia de 420 MPa. La numeración de los elementos y nudos de la estructura se indica en la figura 4.10 y en la figura 4.11 se indican los elementos tipo del marco analizado. Las columnas tienen 8 hierros longitudinales y estribos dobles como el indicado en la figura 4.5 para el caso de  $CEFF = 1$

Las vigas tienen igual cantidad de refuerzo tanto en la parte superior como en la inferior. Tienen una armadura base constituida por  $3\phi 16\text{ mm}$  en la parte superior e inferior. Las vigas de los tres primeros pisos tienen un refuerzo adicional de  $2\phi 20\text{ mm}$ ; las del cuarto y quinto piso tienen un refuerzo extra de  $2\phi 16\text{ mm}$  y las del último piso no tienen refuerzo extra. El diámetro de los estribos utilizados es de  $8\text{ mm}$ . En la Tabla 4.1 se indica la armadura para cada uno de los elementos tipo.

#### 4.5.2 Archivo de datos

PORTEICO C DEL EDIFICIO QUE COLAPSO EN EL SISMO DE BAHIA DE 1998

21 30 6 2 2 0 47

2100000. 840000. 2100. 0.002 0.004

21000000. 42000. 73220. 855400. 0.0091

1 0. 0.

2 4.8 0.

3 12.20 0.0

4 0.0 4.14

5 4.8 4.14

6 12.20 4.14

19 0.0 18.54

20 4.8 18.54

21 12.20 18.54 4 6 1 19 21 3

6

1 0.70 0.40 0.175 0.175 0.05

15.20 15.20 0.8 10.0 1.0

15.20 15.20 0.8 20.0 1.0

15.20 15.20 0.8 10.0 1.0

2 0.60 0.30 0.175 0.175 0.05

12.56 12.56 0.8 10.0 1.0

12.56 12.56 0.8 20.0 1.0

12.56 12.56 0.8 10.0 1.0

3 0.60 0.35 0.20 0.20 0.05

13.63 13.63 0.8 10.0 0.5

13.63 13.63 0.8 20.0 0.5

13.63 13.63 0.8 10.0 0.5

4 0.60 0.35 0.20 0.20 0.05

10.05 10.05 0.8 10.0 0.5

10.05 10.05 0.8 20.0 0.5

10.05 10.05 0.8 10.0 0.5

5 0.60 0.35 0.20 0.20 0.05

6.03 6.03 0.8 10.0 0.5

6.03 6.03 0.8 20.0 0.5

6.03 6.03 0.8 10.0 0.5

6 0.30 0.30 0.175 0.175 0.05

12.56 12.56 0.8 10.0 0.5

12.56 12.56 0.8 10.0 0.5

12.56 12.56 0.8 10.0 0.5

1 1 4 1 2 1 1 1 1

4 4 7 1 2 1 1 1 1

7 7 10 1 2 1 1 1 1

10 10 13 2 2 1 1 1 1

13 13 16 2 2 1 1 1 1

16 16 19 2 1 1 1 1 1

18 18 21 6 0 0 0 0 1

19 4 5 3 1 1 1 1 3

21 7 8 3 1 1 1 1 3

23 10 11 3 1 1 1 1 3

25 13 14 4 1 1 1 1 3

27 16 17 4 1 1 1 1 3

29 19 20 5 1 1 1 1 3

1 1 1 1 3 1

5 4 0 0 6 1

8 7 0 0 9 1

11 10 0 0 12 1

14 13 0 0 15 1

17 16 0 0 18 1

20 19 0 0 21 1

1 2.00 0.05 2.73

2 2.00 0.05 5.19

3 2.00 0.05 7.65

4 2.00 0.05 10.11

5 2.00 0.05 12.03

6 1.86 0.05 9.57

0 0 1

#### 4.5.3 Curva de Capacidad Resistente

Cuando la estructura tiene un desplazamiento lateral máximo en el tope del edificio de 10 cm, aproximadamente, las vigas del tramo de 7.40 m de longitud colapsan en los pisos uno y dos, simultáneamente, toda vez que el momento actuante es mayor que la capacidad resistente última de las vigas. El colapso se da en el eje uno. Por ésta razón la curva de capacidad resistente finaliza con este desplazamiento lateral. En la figura 4.12. se indica la curva de capacidad resistente obtenida.

Se utilizó el modelo número 2 para la variación de rigidez del elemento. Por otra parte, para la aplicación de las cargas laterales se determinó la primera forma modal de la estructura y las cargas laterales se aplicaron a nivel de piso

Tabla 4.1 Refuerzo longitudinal y transversal del pórtico C

SECCIÓN TIPO	ARMADURA LONGITUDINAL	ESTRIBO $1 \phi 8 @ 10 \text{ cm}$
1	$8 \phi 22 \text{ mm}$	Doble
2	$8 \phi 20 \text{ mm}$	Doble
3	$3\phi 16\text{mm} + 2\phi 22\text{mm}$	Simple
4	$3\phi 16\text{mm} + 2\phi 16\text{mm}$	Simple
5	$3\phi 16\text{mm}$	Simple
6	$4\phi 18\text{mm}$	Simple

de acuerdo a ésta forma modal, de acuerdo a lo recomendado por Fajfar y Gašperšić<sup>(15)</sup>. En el capítulo 5 se determina la sobrerresistencia que tiene la estructura analizada.

## 4.6 RECOMENDACIÓN

Es fundamental que una vez finalizado el diseño estructural de un edificio de hormigón armado, se proceda a la verificación del comportamiento estructural utilizando el programa CEINCI2, para ver si en realidad se está cumpliendo con los siguientes principios de diseño:

- Las articulaciones plásticas se forman en vigas. En un diseño en el cual no se cumple el criterio de columna fuerte viga débil, es muy probable que las primeras rótulas plásticas se formen en columnas, contrario al principio de diseño.
- Las articulaciones plásticas se formen primero en los pisos superiores. De igual forma puede suceder que en un diseño inadecuado las rótulas plásticas se inicien en los pisos inferiores.
- Es importante conocer el índice de daño global de la estructura, cuando ingresa en el rango no lineal con el objeto de que el proyectista estructural conozca hasta qué nivel de desplazamiento lateral la estructura es reparable.
- El programa reporta el período de vibración para el rango no lineal, el mismo que se incrementa con respecto al período de vibración elástico. Este incremento del período hace que la estructura sea más flexible; mientras menos resistente es la estructura el incremento del período en el rango no lineal es mayor. Con el programa se puede controlar éste incremento del período y optimizar el comportamiento estructural.
- El programa le facilita el cálculo de la sobrerresistencia y reserva de energía sísmica del sistema estructural. El proyectista estructural debe conocer la sobrerresistencia, ductilidad y el grado de daño que espera en su estructura.

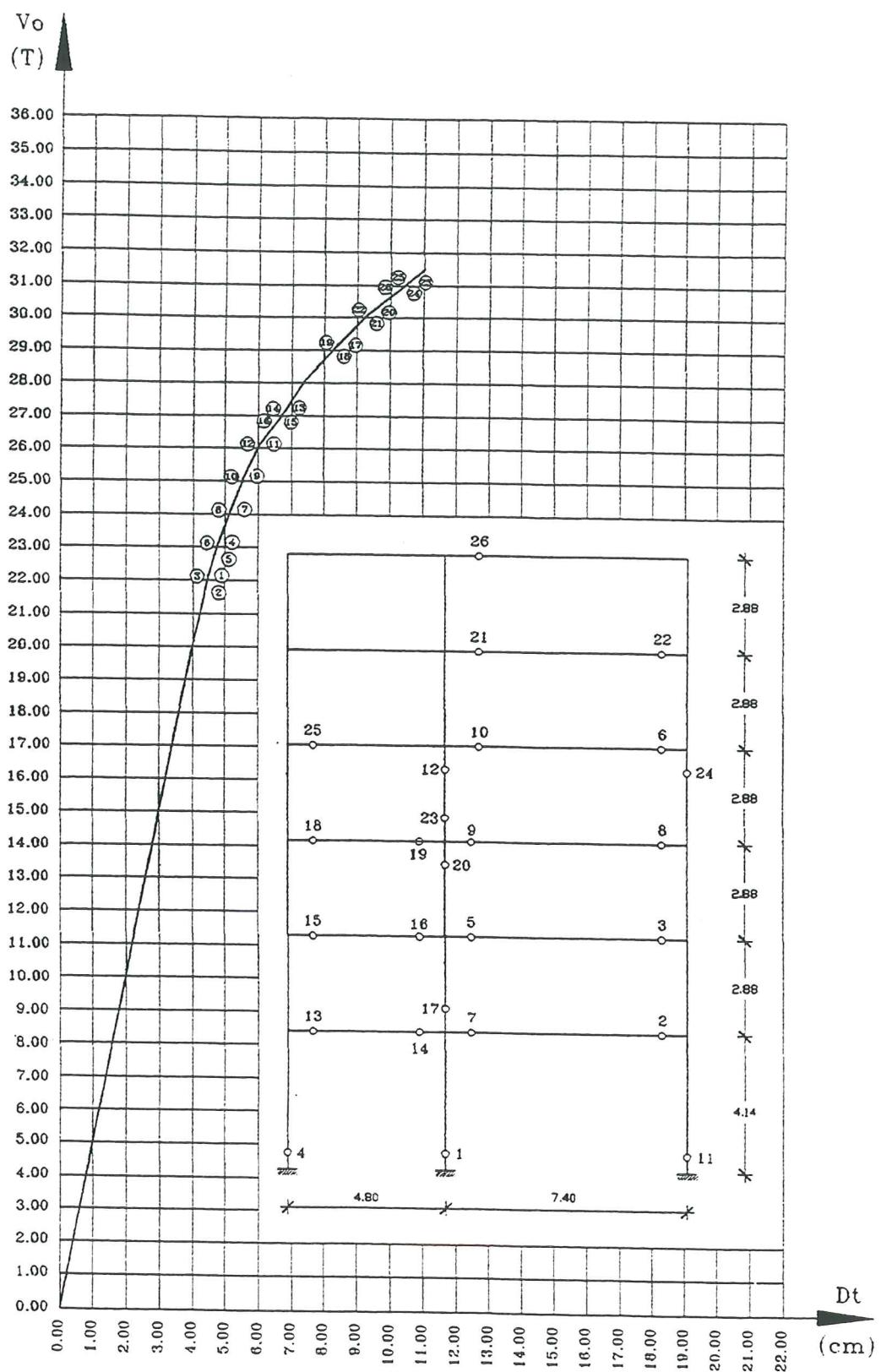


Figura 4.12 Curva de capacidad resistente del pórtico C.

## REFERENCIAS

1. Y. Park, A. Ang and Y. Wen, "Seismic damage analysis and damage limiting design of R. C. buildings", *Civil Engineering studies structural research series, N.- 516*, University of Illinois at Urbana - Chanpaign, Illinois, 1984.
- 2 J. Marín, "Comportamiento del hormigón armado en flexocompresión", *Universidad Central de Venezuela, Folleto de Estructuras N.- 6*, Cuarta impresión, Caracas, 1979.
3. Y. Park, A. Reinhorn and S. Kunnath, "IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete frame shear-wall structures", *National Center for Earthquake Engineering Research*, Technical Report NCEER-87-0008, State University of New York at Buffalo, 1987.
4. Y. Park, "Seismic damage analysis and damage limiting of R/C structures", *Ph. D. Thesis, Department of Civil Engineering*, University of Illinois, Urbana, 1984.
5. S. K. Kunnath, A. M. Reinhorn and J. F. Abel, "A computational tool for seismic performance of reinforced concrete buildings", *Computers and Structures*, Pergamon Press, **41** (1) 157-173, Great Britain, 1992.
6. S. K. Kunnath, A. M. Reinhorn and R. F. Lobo, "IDARC Version 3.0: A program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures", *National Center for Earthquake Engineering Research*, Technical Report NCEER-92-0022, State University of New York at Buffalo, 1992.
7. Y. S. Chung, M. Shinozuka and C. Meyer, "SARCF User's Guide: Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frames". *National Center for Earthquake Engineering Research*, Technical Report NCEER-88-0044, State University of New York at Buffalo, 1988.
8. M. S. L. Roufaiel, "Analysis of Damaged Reinforced Concrete Frame Buildings", *Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics*, Columbia University, New York, 1983.
9. R. E. Valles, A. M. Reinhorn, S. K. Kunnath, C. Li and A. Madan, "IDARC2D Version 4.0: A Computer Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings", *National Center for Earthquake Engineering Research*, Technical Report NCEER-96-0010, State University of New York at Buffalo, 1996
10. R. F. Lobo, "Inelastic Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Structures in Three Dimensions", *Ph.D. Dissertation Department of Civil Engineering*, State University of New York at Buffalo, New York, 1994.
11. R. Aguiar, "Análisis Matricial de Estructuras", *Escuela Politécnica del Ejército*, Segunda Edición, 613 pp, Editorial Espe, Valle de los Chillos, Ecuador, 1995.
12. D. Kent and R. Park, "Flexural members with confined concrete", *Journal of Structural Engineering ASCE 97 ST7*, 1969-1990, 1971.
13. R. Park, T. Paulay, *Estructuras de Concreto Reforzado*, Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Canterbury. Nueva Zelandia. Editorial Limusa México, 1979
14. R. Aguiar, "Comportamiento Sísmico del Hormigón Armado", *Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército*, Reporte Técnico CEINCI 04-96, 72pp, Valle de los Chillos, Ecuador, 1996.

15. P. Fajfar y Gašperšič, "The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25 (1) 31-46, 1996.
16. F. Varela y R. Aguiar, "El sismo de Bahía", *Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército*, Publicación especial sobre el sismo de Bahía de Caráquez del 4 de agosto de 1998, 125pp, Quito, 1998.

## *CAPÍTULO 5*

### **ESPECTROS INELÁSTICOS**

Se presenta primero la filosofía de diseño de edificios sismo resistentes. Posteriormente se analiza las curvas de capacidad resistente de las estructuras desde varios puntos de vista, como es la determinación de la sobrerresistencia de una edificación, de la reserva de energía que ésta tiene y sobretodo como se obtiene el punto de fluencia de una estructura para definir el modelo elasto plástico.

Tanto la sobrerresistencia como la ductilidad de la estructura son factores fundamentales para que una edificación tenga un buen comportamiento en el rango no lineal ante un terremoto severo. No se puede pensar que únicamente la ductilidad de la estructura es fundamental en el comportamiento inelástico ya que estructuras que tienen una ductilidad adecuada pero una sobrerresistencia muy baja son muy vulnerables ante acciones sísmicas. De ahí la importancia de conocer la curva de capacidad resistente de la edificación.

Es importante conocer las fuentes que contribuyen a la sobrerresistencia de las estructuras así como también las fuentes que contribuyen al efecto contrario. Edificaciones que se encuentran en zonas de alta peligrosidad sísmica deben tener factores de sobrerresistencia, ductilidad y reserva de energía sísmica muy altos.

En base al modelo elasto plástico se determina las ecuaciones que definen las reglas de igual desplazamiento y de igual energía que se utilizan para pasar del espectro de diseño elástico al espectro de diseño inelástico. Finalmente se presenta la forma de cálculo del factor de reducción de respuesta, contemplados en algunos códigos con el objeto de analizar las variables que éstos contemplan.

## 5.1 FILOSOFÍA DE DISEÑO

Dependiendo del uso de la edificación, se tienen diferentes filosofías de diseño para las estructuras, las mismas que toman en cuenta la peligrosidad sísmica, la seguridad de las edificaciones y el costo de las mismas. Para edificaciones comunes como viviendas, oficinas, escuelas, etc, la filosofía de diseño es la siguiente:

- Ante sismos frecuentes la estructura debe comportarse en el rango elástico; en consecuencia, no se admite ningún tipo de daño. No está definido por todos la aceleración máxima en roca para lo que se denomina sismo frecuente, sin embargo se puede indicar que está alrededor de 0.07 g
- Ante sismos moderados la estructura como tal debe comportarse en el rango elástico pero se admite daño en los elementos no estructurales como la mampostería. En los estudios de peligrosidad sísmica<sup>(1)</sup> se lo define a este sismo como el sismo más probable y tiene una aceleración que varía entre 0.15 y 0.20 g.
- Finalmente ante sismos severos, con aceleración máxima en roca mayor a 0.20 g. se admite daño en la estructura pero esta se mantiene en pie, es decir no colapsa. Los mapas de peligrosidad sísmica presentados en el capítulo 1, son los que corresponden a este tipo de sismos. Lo importante es reconocer que la estructura va a ingresar en el rango no lineal; en el capítulo 3, se indicaron los principios de diseño sísmico que deben tenerse en cuenta para que la estructura tenga un comportamiento dúctil. El análisis sísmico de las estructuras se realiza empleando un espectro de diseño inelástico tema del presente capítulo.

## 5.2 COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LAS ESTRUCTURAS

Ante un sismo severo se espera que la estructura sufra daño, es decir que ingrese al rango no lineal. *Por lo tanto, las estructuras deberían ser analizadas inelásticamente ante la acción sísmica*, ésto todavía no realiza el proyectista estructural, únicamente se lo efectúa en las universidades en los proyectos de investigación, aunque se vislumbra que en un futuro cercano el análisis no lineal será más utilizado, programas como el SAP2000<sup>(2)</sup> muy conocido mundialmente, ya incluye el análisis no lineal.

Es bastante complejo el análisis no lineal y ésto se lo ve en la gran cantidad de modelos constitutivos que existen para definir el comportamiento no lineal del material. Únicamente por citar los modelos publicados en los años sesenta y setenta se mencionan a los modelos de Clough<sup>(3)</sup>, Fukada<sup>(4)</sup>, Aoyama<sup>(5)</sup>, Kustu<sup>(6)</sup>, Tani<sup>(7)</sup>, Takeda<sup>(8)</sup>, Park<sup>(9)</sup>, Iwan<sup>(10)</sup>, Takayanagi<sup>(11)</sup>, Muto<sup>(12)</sup>, Atalay<sup>(13)</sup>, Nakata<sup>(14)</sup>, entre otros.

Uno de los trabajos clásicos en los que se comparan los resultados obtenidos en una estructura, empleando un análisis elástico y un análisis inelástico, es el desarrollado por Clough y Penzien<sup>(28)</sup> en 1975, quienes analizaron una estructura de 20 pisos ante el sismo de El Centro de 1940. Los resultados relevantes del estudio, se presentan a continuación:

- Análisis Lineal

El objetivo era comparar las respuestas obtenidas al emplear un ...*Análisis Elástico...* utilizando las fuerzas laterales recomendadas por el código UBC y un ...*Análisis Dinámico...* mediante el método de superposición modal. Se destaca que en ésta etapa se realiza un Análisis Elástico y se compararon los resultados máximos alcanzados en durante el tiempo de respuesta. De los resultados alcanzados se desprenden las siguientes observaciones:

- i) Los desplazamientos y esfuerzos obtenidos al aplicar el código son mucho menores de los que se obtienen del análisis dinámico. En promedio los valores obtenidos con el código son 4 veces menores a los reportados por el análisis dinámico. *En la época actual en que se cuentan con sofisticados ordenadores es conveniente hacer un análisis dinámico para encontrar las fuerzas estáticas equivalentes.*
- ii) Para la solicitud analizada la estructura va a ingresar al rango no lineal, ésto fue lo que obtuvieron Clough y Penzien en 1975, cuando en una primera etapa analizaron la estructura elásticamente. Los resultados que encontraron cuando realizaron análisis inelástico se indican a continuación.

- Análisis no lineal

Se consideró un modelo muy elemental para el comportamiento no lineal del material el mismo que solo contemplaba deterioro de rigidez en la zona de endurecimiento (post fluencia). La rigidez a flexión de ésta rama de la curva histerética es 0.05 de la rigidez a flexión elástica. El modelo no considera deterioro de rigidez en la descarga, ni pérdida de resistencia ni efecto de cierre de grietas. Se trabajó con un valor de  $\zeta = 0.10$ . Los momentos de fluencia para las columnas y vigas son 6 y 2 veces los valores de diseño según el código UBC, respectivamente. Se realizó un análisis dinámico paso a paso, considerando aceleración lineal en la respuesta.

Se comparan los resultados obtenidos de las respuestas como un ...*Sistema Elástico...* con resistencia infinita y la respuesta del ...*Sistema Inelástico*. Los principales resultados son los siguientes:

- i) Los máximos desplazamientos laterales del sistema elástico e inelástico son similares. Este resultado y otros del mismo estilo han llevado a la formulación de la regla de "igual desplazamiento" para estructuras que tienen un período alto, mayor a  $T^*$ .
- ii) La demanda de ductilidad se concentra en las vigas de los pisos inferiores y superiores. Los pisos superiores presentan demandas de ductilidad mayores que 5; en los pisos inferiores la demanda de ductilidad es del orden de 3. Las columnas en general no entran al rango inelástico. Todo ésto es debido a que la estructura fue diseñada con los principios de vigas débiles y columnas fuertes, principio que tiende a concentrar la energía disipada en las vigas, protegiendo a las columnas.

Hasta aquí se ha presentado una parte del trabajo desarrollado por Clough y Penzien por considerarlo de interés para el tema que se aborda en el

presente capítulo.

En la práctica se realiza un análisis sísmico lineal utilizando un espectro de diseño inelástico. Este procedimiento da buenos resultados sin embargo se destaca las siguientes críticas que se han emitido con relación al uso de los espectros de diseño en general:

- El espectro encuentra la respuesta máxima en un instante de la respuesta estructural, en el punto máximo para el comportamiento elástico. En consecuencia, no se toma en cuenta el tiempo de duración del evento sísmico. El tiempo de duración del sismo influye de diferente manera en el número de ciclos de la respuesta estructural. Los edificios de período corto tendrán un mayor número de ciclos y los edificios de período largo tienen un menor número de ciclos. Existen algunos trabajos de investigación como el de Giuliano et al<sup>(15)</sup> en los que se pretenden incorporar estas variables en el espectro de diseño.
- En la práctica del espectro de respuesta elástico se pasa al espectro de respuesta inelástico aplicando reglas como la de "igual energía" o de "igual desplazamiento", que se exponen en los siguientes numerales. El paso del espectro elástico al inelástico en la forma como lo estipulan la mayor parte de los códigos es muy incierto debido a que el problema es muy complejo.

### 5.3 MODELO ELASTOPLÁSTICO

Los códigos incorporan el comportamiento no lineal o inelástico de las estructuras mediante el modelo elastoplástico, que es un modelo elemental en un sistema de un grado de libertad. El mismo que se indica en la figura 5.1 adaptado de referencia (16) porque es muy ilustrativo.

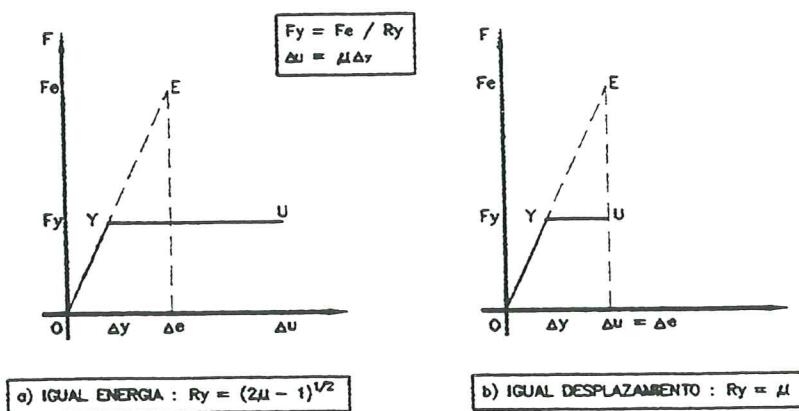


Figura 5.1 Modelo elastoplástico ideal, adaptado de referencia (16).

donde  $Y, U$  son los puntos de fluencia (cedencia) y agotamiento, la línea  $OY$  define el rango elástico con rigidez constante, la línea  $YU$  define el rango inelástico

o no lineal con rigidez nula.  $F_y$ ,  $F_e$  son las fuerzas a nivel de fluencia y la máxima fuerza generada en un sistema elástico,  $\Delta_y$ ,  $\Delta_u$  son los desplazamientos a nivel de fluencia y a nivel límite,  $\mu$  la ductilidad del sistema y  $R_y$  define la relación entre  $F_e$  y  $F_y$ .

$$R_y = \frac{F_e}{F_y} = \frac{\Delta_e}{\Delta_y} \quad (5.1)$$

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (5.2)$$

$$R_y = \sqrt{2\mu - 1} \quad (5.3)$$

$$R_y = \mu \quad (5.4)$$

- Igual Energía

La ecuación (5.3) se obtiene igualando las energías en la relación fuerza desplazamiento de la figura 5.1.a. En efecto, se tiene que el área bajo la curva tanto para el sistema elástico e inelástico vale:

$$\frac{F_e \Delta_e}{2} = \frac{F_y \Delta_y}{2} + F_y (\Delta_u - \Delta_y)$$

reemplazando  $F_e = F_y R$ , y simplificando  $F_y$ , se tiene:

$$\frac{R_y \Delta_e}{2 \Delta_y} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} - \frac{1}{2}$$

ahora sustituyendo  $R_y = \frac{\Delta_e}{\Delta_y}$ , se obtiene

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} R_y^2 &= \mu - \frac{1}{2} \\ R_y &= \sqrt{2\mu - 1} \end{aligned}$$

nótese que  $\Delta_u$  es mayor que  $\Delta_e$

- Igual Desplazamiento

La ecuación (5.4) se obtiene de la figura 5.1.b, por triángulos semejantes, de la siguiente manera:

$$\frac{F_e}{F_y} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

de donde:

$$R_y = \mu$$

nótese que  $\Delta_u = \Delta_y$

En forma similar a lo realizado por Clough y Penzien en 1975 Chopra y Newmark<sup>(17)</sup> en 1980 realizaron análisis en el tiempo con varios sismos, con una duración moderada y obtuvieron las siguientes conclusiones:

- En la zona de períodos muy cortos menores a 0.05 s, se tiene que:

$$R_y = 1 \quad (5.5)$$

- Con relación a las figuras 2.8 y 2.9 del capítulo 2, se tiene que para la zona de períodos moderados  $T_o \leq T \leq T^*$  se absorbe la misma energía, luego:

$$R_y = \sqrt{2\mu - 1} \quad (5.3)$$

- Para la zona de períodos mayores a  $T^*$ , se tiene que:

$$R_y = \mu \quad (5.4)$$

Para la zona de períodos comprendidos entre 0.05 s. y  $T_o$  hay que interpolar entre 1 y la ecuación (5.3).

Estos resultados encontrados por Chopra y Newmark en 1980 han sido empleados para pasar del espectro elástico al inelástico. Se destaca que el factor de reducción de respuesta  $R_y$  es función del período de la estructura.

#### 5.4 SOBRERRESISTENCIA DEL SISTEMA

En el apartado 3.1.3 se habló sobre la ductilidad de una estructura, la misma que se puede obtener de la curva que relaciona el cortante basal  $V_o$  con el desplazamiento lateral máximo de la estructura  $D_t$ , que se obtiene mediante la técnica denominada pushover. En la figura 3.4 se presenta, a manera de ejemplo, ésta gráfica para un marco plano de cinco pisos. Ahora, en base a ésta curva de capacidad resistente se determina la sobrerresistencia de las estructuras.

Blume<sup>(29)</sup> en 1977, presenta la sobrerresistencia que tienen las estructuras. Posteriormente Housner y Jennings<sup>(30)</sup> en 1982 presentan los resultados obtenidos de sobrerresistencia al analizar 14 edificaciones de hormigón armado en las que se pone de manifiesto que la capacidad real de cortante basal, que tienen las edificaciones son dos o tres veces más que el cortante basal de diseño. En consecuencia pueden soportar sismos con aceleración mayor a la de diseño. Bertero<sup>(31)</sup> a ésta sobrerresistencia que tienen las estructuras la denomina ...la bendición... porque realmente es un factor de seguridad adicional como se verá posteriormente. Osteraas y Krawinkler<sup>(32)</sup> en 1989 explican el buen comportamiento que tuvieron los edificios de período corto de ciudad de México, durante el sismo de 1985, debido a la sobrerresistencia que éstos tenían.

### 5.4.1 Definición de sobrerresistencia

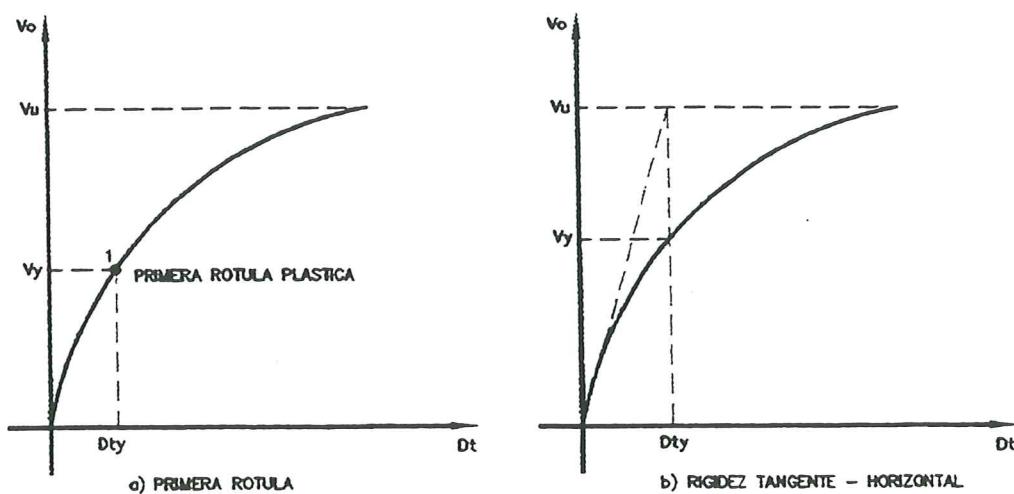
Se define la sobrerresistencia de una estructura  $R_s$  como la relación entre el cortante basal último  $V_u$ , que es capaz de resistir la edificación con relación al cortante a nivel de fluencia  $V_y$ .

$$R_s = \frac{V_u}{V_y} \quad (5.6)$$

En la práctica se analiza las estructuras en el rango elástico, es decir bajo la curva definida por  $V_y$  pero al continuar deformándose la edificación cuando ingresa al rango no lineal ésta puede soportar mayores fuerzas, razón por la cual se habla de la sobrerresistencia  $R_s$ .

...En el modelo elastoplástico presentado en la figura 5.1 la sobrerresistencia  $R_s = 1$ ... pero realmente las estructuras tienen sobrerresistencia y ésto es lo que se va a calcular a continuación:

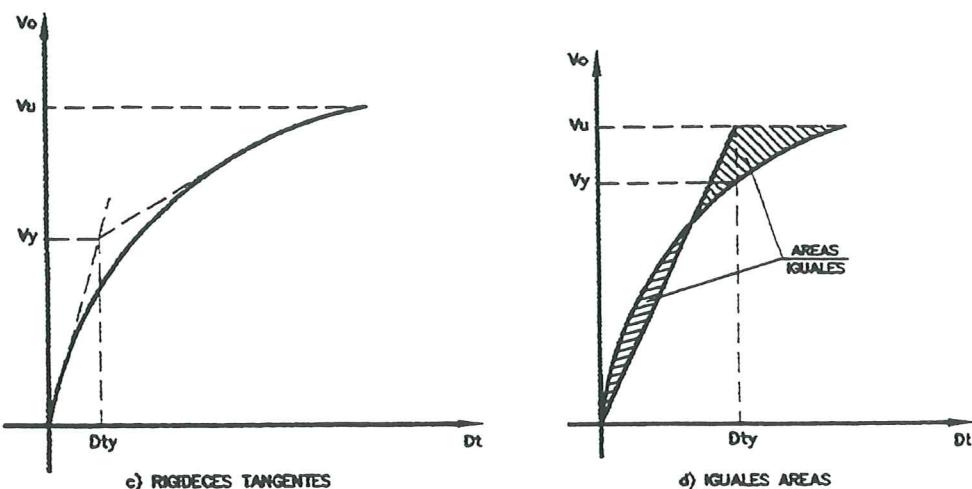
- $V_u$  es el máximo cortante basal que resiste la estructura, el mismo que depende del criterio de colapso que se adopte. En efecto si se considera el criterio de Roufaiel y Meyer<sup>(18)</sup>, el valor máximo del desplazamiento en el tope  $D_t$  es 0.06 de la altura total del edificio  $H$ . En consecuencia, asociado a este valor de  $D_t$  se tendrá un valor de  $V_u$ . Por otra parte, si se considera el criterio de Stephens y Yao<sup>(19)</sup> el colapso está definido por  $D_t = 0.10H$ , con lo cual el valor de  $V_u$  se incrementa ligeramente. Por la forma de la curva, el cambio en el valor de  $V_u$  no es significativo pero existe.
- Hay varios criterios para determinar  $V_y$ , los mismos se indicaron en el capítulo 3, ahora se los presenta en forma gráfica en las figuras 5.2 y 5.3



**Figura 5.2** Criterios a) y b) para determinar el punto de fluencia de una estructura.

El criterio más elemental, consiste en definir el valor de  $V_y$  asociado al cortante en que se produce la primera rótula plástica, como lo ilustra la figura 5.2.a. El desplazamiento asociado a  $V_y$  se denomina  $D_{ty}$ . El ATC 3<sup>(23)</sup> utiliza éste criterio para determinar el desplazamiento de fluencia.

En el segundo criterio se determina primero  $D_{ty}$  como la intersección de las rectas de rigideces como lo ilustra la figura 5.2.b, una vez que se determina  $D_{ty}$  queda definido el cortante  $V_y$ . Una variante al segundo criterio consiste en la forma como se traza la tangente a la curva como lo señala la figura 5.3.c).



**Figura 5.3** Criterios c) y d) para determinar el punto de fluencia de una estructura.

Los criterios a) y b) son utilizados en la normativa de Nueva Zelanda<sup>(24)</sup> para la determinación del desplazamiento en el punto de fluencia. De la aplicación de los dos criterios se obtiene el que reporta mayor valor de  $D_{ty}$ .

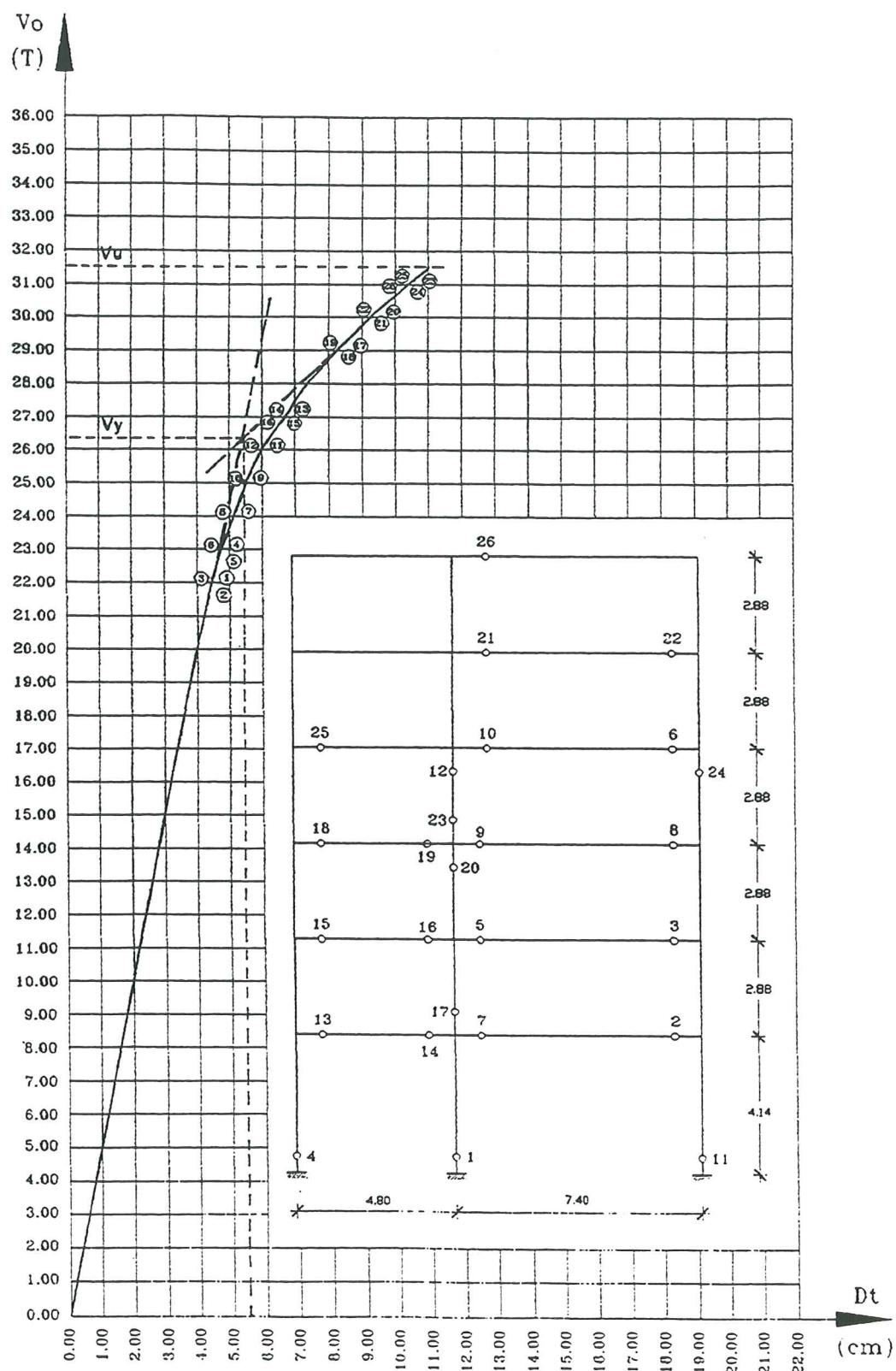
El cuarto criterio es más elaborado y consiste en igualar las áreas externa e interna de la curva de capacidad resistente como lo indica la figura 5.3.d. Este criterio es más utilizado en estudios experimentales.

- ♣ A manera de ejemplo se determina la sobrerresistencia  $R_s$  para la estructura indicada en la figura 4.12, aplicando el criterio c). El resultado obtenido se muestra en la figura 5.4

El cortante último  $V_u$  tiene una magnitud de 31.5 T. y el cortante a nivel de fluencia  $V_y$  vale 26.4 T. En consecuencia la sobrerresistencia de éste marco es de:

$$R_s = \frac{V_u}{V_y} = \frac{31.5}{26.4} = 1.19$$

La idealización del modelo elasto plástico que se presenta en la figura 5.1,



**Figura 5.4** Determinación del punto de fluencia de la estructura descrita en el capítulo 4, aplicando el criterio c).

en las estructuras se da una vez que se ha definido el punto Y, de coordenadas  $V_y$  y  $D_{ty}$ .

#### 5.4.2 Factores que aportan a la sobrerresistencia

En el apartado anterior se ha calculado la sobrerresistencia de una estructura en base a la geometría, calidad de materiales y armado que ésta presenta. Ahora se presentan algunos factores que contribuyen a que las estructuras tengan sobrerresistencia.

- i) Existe *sobrerresistencia en los materiales*. En efecto, se diseña una estructura para una determinada resistencia del hormigón  $f'_c$ , la misma que se incrementa conforme pasa el tiempo. Por otra parte, en el diseño no se contempla la zona de endurecimiento del acero, se considera un modelo elástico perfectamente plástico, con un esfuerzo máximo igual al de fluencia  $f_y$  pero en la zona de endurecimiento el esfuerzo del acero  $f_s$  es mayor que  $f_y$ . Con los dos casos anotados se hace ver que existe una sobrerresistencia en los materiales que conforman el hormigón armado.
- ii) Se tiene *sobrerresistencia en el diseño*. Del diseño por capacidad y resistencia de una estructura se determina la armadura que necesita  $A_s$  mas en la práctica se acostumbra colocar una mayor cantidad de refuerzo de acuerdo a los hierros comerciales. De igual manera se puede hablar que pensando en el sistema constructivo se uniformizan las secciones de los elementos de hormigón armado siempre por el lado de la seguridad. Luego se tiene una estructura con mayor resistencia a la cual fue calculada.
- iii) En los modelos numéricos de análisis únicamente se consideran los elementos estructurales clásicos como vigas, columnas, muros de corte, una área cooperante de la losa para la acción sísmica y ocasionalmente la mampostería. Existen una serie de elementos más que conforman la edificación que se denominan no estructurales que si aportan aunque en pequeño grado a incrementar la resistencia estructural. La incorporación en el análisis de estos elementos complica el cálculo pero si aportan a una mayor sobrerresistencia.
- iv) Existe una diferencia marcada entre el análisis y diseño de un elemento de hormigón armado, por ejemplo cuando se analiza una viga o columna se considera un mayor valor de la deformación máxima útil del hormigón  $\epsilon_u$  que cuando se diseña y éste valor se incrementa en el análisis cuando se considera el confinamiento del hormigón el cual no se considera en el diseño. Entonces, se tiene que en la realidad los elementos de hormigón armado tienen mayor capacidad soportante con relación a los cuales fueron diseñados.

Se puede continuar presentando otras fuentes que contribuyen a que las estructuras tengan una sobrerresistencia pero también es importante indicar, que si no existe un control en el dibujo de los planos estructurales, en la calidad de los materiales utilizados y sobre todo en el proceso constructivo se puede tener el efecto contrario a la sobrerresistencia que se está analizando.

Finalmente, se debe indicar que existen varios trabajos<sup>(16,20)</sup> en los que se ha determinado el valor de la sobrerresistencia  $R_s$ , el mismo que está comprendido entre 1.0 y 3.0 para estructuras porticadas. En forma experimental en Tsukuba, Japón<sup>(33)</sup> se construyó un edificio a escala natural de 7 pisos y otro a escala reducida en los cuales se determinó sobrerresistencias en el orden de 3.0 a 4.0.

## 5.5 DUCTILIDAD GLOBAL D

En la versión de 1927 del Uniform Building Code UBC, se prescribía un coeficiente sísmico  $c$  que variaba entre el 7.5% y el 10% para el diseño sísmico de edificios. El coeficiente sísmico  $c$  relaciona el cortante basal con respecto al peso total del edificio. El valor de  $c$  para el código de la ciudad de los Angeles en 1933 era del 8%. Consecuentemente, las edificaciones de la costa oeste de los Estados Unidos de principios del siglo XX fueron diseñadas para una aceleración pico menor o igual a 0.10 g. algunas de las cuales todavía permanecen en pie a pesar de haber sotopado sismos con aceleraciones muy fuertes como el de California de 1984, Morgan Hill cuya  $a_{max} = 1.29g$ , California de 1986, North Palm Spring con  $a_{max} = 0.97g$  o el sismo de Northridge de 1994, cuyas aceleraciones máximas y espectros se indican en la figura 2.2. Estas estructuras permanecen en pie a pesar de que la acción sísmica para la cual fueron diseñadas era mucho menor. Algo similar se puede indicar con edificios construidos en otros países, Osteraas y Krawinkler lo comprobaron en ciudad de México, luego del sismo de 1985.

Una de las razones por que dichas estructuras han soportado sismos mayores a los que fueron diseñados es por la sobrerresistencia que ellas tenían. Por lo tanto, es importante que una estructura a más de tener una adecuada ductilidad tenga una buena sobrerresistencia mientras más alta ésta sea, mucho mejor.

Se define<sup>(16)</sup> la ductilidad global D, como el producto del factor de sobrerresistencia  $R_s$  por la ductilidad del sistema  $\mu$ .

$$D = R_s \mu \quad (5.7)$$

En los códigos<sup>(21,22)</sup> no se presenta en forma explícita la sobrerresistencia que tiene el sistema. se entiende que el valor D incluye el factor  $R_s$ , esto se debe en parte a que la ductilidad del sistema se obtiene en ensayos de laboratorio y muchas veces se realiza una aproximación con los valores obtenidos. *Es conveniente que en los futuros códigos se incluya en forma expresa la sobrerresistencia del sistema estructural.*

En base a la definición dada en la ecuación (5.7), la ecuación (5.2) se modifica de la siguiente manera:

$$\Delta_u = D \Delta_y \quad (5.8)$$

En la figura 5.5 se presenta la curva de capacidad resistente de una estructura y en ella se aprecia la ...reserva de energía... que tiene la estructura,

tema que es abordado a continuación.

En la figura 5.5, se indica las dos nomenclaturas que se han venido utilizando para los desplazamientos laterales. En efecto se ha cambiado  $D_{ty}$  por  $\Delta_y$  y  $D_{tu}^*$  por  $\Delta_u$ . Cuando la estructura trabaja en el rango elástico, es decir no presenta daño los desplazamientos son menores a  $\Delta_y$ ; en cambio, cuando los desplazamientos superan  $\Delta_y$ , la estructura ingresa en el rango no lineal y presenta daño.

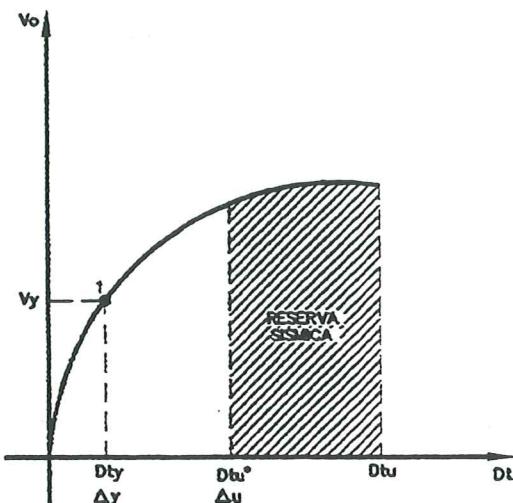


Figura 5.5 Reserva de energía de una estructura.

Para sismos severos, cuya peligrosidad sísmica ha sido calculada para una vida útil de 50 años y con una probabilidad de excedencia del 10%, en el caso de edificios, se espera que la estructura tenga un desplazamiento máximo  $\Delta_u$ . Como se aprecia en la figura 5.5, para este desplazamiento lateral  $\Delta_u$  la estructura está muy lejos del colapso, es factible realizar una reparación y reforzamiento estructural de la misma; en otras palabras la estructura es habitable.

Existe la posibilidad de que en la vida útil de la estructura se presente un sismo cuya aceleración máxima del suelo es mayor que la obtenida en los estudios de peligrosidad sísmica, porque se calcula con un 10% de probabilidad de excedencia. Cuando se de este sismo, la estructura ingresará en el área achurada y estará consumiendo la energía de reserva, claro está que el daño es muy severo y será muy difícil, por no decir imposible, reparar y reforzar la estructura. Es importante destacar que la estructura no colapsa se mantiene en pie pero no puede ser habitada. La estructura colapsa cuando el desplazamiento lateral del edificio alcanza  $D_{tu}$ , cuando el índice de daño global es la unidad.

## 5.6 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA R

En el análisis sísmico de estructuras es muy generalizado el uso de espectros de diseño inelásticos, los mismos que se obtienen a partir de los espectros de diseño elásticos y del factor de reducción de respuesta R, tema que se trata en el presente apartado.

### 5.6.1 Código Colombiano NSR-98

La normativa colombiana NSR-98<sup>(21)</sup> define el factor de reducción de respuesta R, de la siguiente manera:

$$R = \phi_a \phi_p R_o \quad (5.8)$$

donde al valor de  $R_o$  lo denominan coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de disipación de energía del material estructural;  $\phi_a$  es el coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en altura de la edificación;  $\phi_p$  es el coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación.

El valor de  $R_o$  depende de la capacidad de disipación de energía que tiene la estructura; a mayor capacidad de disipación de energía mayor será el valor de  $R_o$ . La normativa NSR-98, establece tres niveles de diseño correspondientes a tres niveles de capacidad de disipación de energía, que son:

- Capacidad especial de disipación de energía DES.
- Capacidad moderada de disipación de energía DMO.
- Capacidad mínima de disipación de energía DMI.

El mayor valor de  $R_o$  que reporta el código NSR-98 es de 8.0 para un sistema estructural dual, que es un sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales. Para que una estructura se clasifique como dual debe cumplir, lo siguiente:

- a) El pórtico espacial resistente a momentos, sin diagonales, esencialmente completo, debe ser capaz de soportar las cargas verticales.
- b) Las fuerzas horizontales son resistidas por la combinación de muros estructurales con la combinación de muros estructurales o pórticos con diagonales. El pórtico resistente a momentos, actuando independientemente, debe ser capaz de resistir el 25% del cortante basal.

La normativa colombiana NSR-98 emplea la ecuación (5.1) para encontrar las fuerzas sísmicas reducidas de diseño. Con la nomenclatura utilizada en el presente capítulo. Estas fuerzas se evalúan de la siguiente forma:

$$F_y = \frac{F_e}{R_y} \quad (5.9)$$

donde  $R_y$  está definido en la ecuación (5.8), la normativa NSR-98 lo denomina R. El valor de  $F_e$  se obtiene del espectro de diseño elástico. En resumen la normativa colombiana utiliza la regla de “igual desplazamiento”.

### 5.6.2 Incorporación de Sobreerresistencia

Varios investigadores han incorporado la sobreerresistencia en la reducción de respuesta R, del espectro elástico al inelástico. Entre ellos se tiene a Fischinger y Fajfar, quienes definen R de la siguiente manera:

$$R = R_s R_y \quad (5.10)$$

La ecuación (5.10) también la presenta J. Hernández<sup>(16)</sup> quien además incorpora el trabajo de Chopra y Newmark<sup>(17)</sup> para encontrar el espectro de diseño inelástico, llegando al resultado indicado en la tabla 5.1. El valor de  $A_e$  corresponde a la aceleración que se obtiene del espectro de diseño elástico.

Tabla 5.1 Factor de reducción de respuesta R y aceleración de diseño<sup>(16)</sup>.

PERÍODO	FACTOR R	ACELERACIÓN DE DISEÑO
$T \leq 0.05$	$R_s$	$\frac{A_e}{R_s}$
$0.05 \leq T \leq T_o$	Interpolar	Interpolar
$T_o \leq T \leq T^*$	$R_s\sqrt{2\mu - 1}$	$\frac{A_e}{R_s\sqrt{2\mu - 1}}$
$T^* \leq T \leq T^+$	Interpolar	Interpolar
$T \geq T^+$	$R_s\mu$	$\frac{A_e}{R_s\mu}$

### 5.6.3 Normativa Venezolana

En la norma COVENIN 1756-82<sup>(22)</sup> vigente, el factor de reducción R, varía linealmente entre 1 y D (ductilidad global) para el intervalo comprendido entre  $0 \leq T \leq 0.15$  y se iguala a D para el resto de períodos. En consecuencia, se ha utilizado la regla de igual desplazamiento.

En la norma PDVSA JA-221<sup>(25)</sup> el factor R varía entre 1 y  $\sqrt{2D - 1}$  para estructuras cuyo período están comprendidas entre 0.05 y  $T_o$  y  $R = \sqrt{2D - 1}$  para las edificaciones cuyo período es mayor que  $T_o$ . Para estructuras con período menor a 0.05 s. el factor R = 1. Se aprecia que prima la regla de igual energía.

Es importante comparar las dos normas desde el punto de vista de seguridad estructural. Al aplicar la norma COVENIN 1756-82, las fuerzas de diseño que se obtienen son más bajas que las reportadas por la norma PDVSA JA-221, que son más conservadoras.

#### 5.6.4 Recomendaciones del ATC

La "Applied Technology Council<sup>(23)</sup>", ha servido de base para la formulación de varios códigos en América Latina, razón por la cual es importante analizar el factor de reducción R que han propuesto. Se destaca que *el factor R depende de la ductilidad global del sistema estructural, no considera sobrerresistencia*. El factor R ha sido determinado en laboratorio y en base a las experiencias de terremotos pasados.

Una síntesis de los valores de R que recomienda el ATC<sup>(23)</sup> ha sido realizada por Bozzo y Barbat<sup>(26)</sup> la misma que se indica en la tabla 5.2

Tabla 5.2 Coeficiente de reducción por ductilidad R según ATC<sup>(23)</sup>.

SISTEMA ESTRUCTURAL	R
Pórticos dúctiles espaciales capaces de resistir el 100% de la carga lateral y vertical: Pórticos espaciales de ductilidad intermedia capaces de resistir el 100% de la carga lateral y vertical:	7 4
Muros de corte o pórticos arriostrados que transmiten el 100% de la carga lateral. Muros o pórticos arriostrados transmiten la carga vertical: Pórticos espaciales transmiten la carga vertical:	4 5
Sistema estructural dual formado por muros de corte y pórticos dúctiles especiales capaces de transmitir por lo menos el 25% de la carga lateral. Las fuerzas horizontales resisten muros de corte:	8
Sistema de péndulo invertido apoyados en pórticos dúctiles especiales trabajando principalmente como una gran viga en voladizo	2.5

### 5.6.5 Recomendaciones del UBC

El Uniform Building Code UBC<sup>(27)</sup> al factor R lo denomina  $R_w$  y es una medida de la ductilidad del sistema y de su redundancia estructural o hiperestaticidad. En consecuencia, el factor  $R_w$  de alguna manera involucra la sobrerresistencia del sistema estructural. La tabla 5.3 presenta un resumen del valor del coeficiente de reducción de cargas sísmicas  $R_w$  y la altura máxima en metros en función del sistema estructural. Esta tabla es tomada de la referencia (26).

Se destaca que en los pórticos espaciales dúctiles con o sin muros de corte no existe límite en cuanto a la altura del edificio. Pero es importante destacar que para tener el valor de  $R_w = 12$  deben haber un número adecuado de líneas resistentes, deben tener una sobrerresistencia mayor a 1.5.

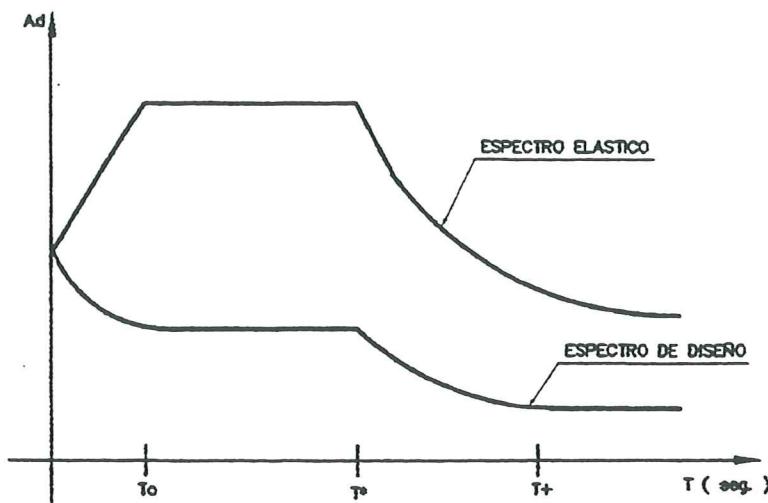
Tabla 5.3 Coeficiente de reducción por ductilidad  $R_w$  y la altura máxima  $H_{max}$  según el UBC

SISTEMA ESTRUCTURAL	$R_w$	$H_{max}$
MURO DE CARGA		
Muros de corte de hormigón:	6	48
Muros de albañilería:	6	48
Pórticos arriostrados de acero:	6	48
ESTRUCTURA APORTICADA		
Pórticos dúctiles especiales de hormigón:	12	NL
Pórticos de hormigón de ductilidad intermedia:	8	-
Estructura aporticada con muros de corte de hormigón	8	72
SISTEMA DUAL		
Muros de corte con pórticos dúctiles especiales:	12	NL
Muros de corte con pórticos de ductilidad intermedia:	9	48
Albañilería con pórticos dúctiles especiales:	8	48

## 5.7 ESPECTROS DE DISEÑO

En la figura 5.6 se indica el espectro elástico y el espectro de diseño el mismo que se obtiene dividiendo el espectro elástico para el factor de reducción de respuesta R. ...El espectro de diseño es el espectro inelástico...

- ♣ En el capítulo 2 se encontró la aceleración espectral elástica para una edificación que tiene un período de 1.0 s. situada en un suelo S3 y en una región con peligrosidad sísmica  $A_0 = 0.25g$ . La Aceleración espectral elástica se determinó utilizando la normativa colombiana NSR-98 y la especificación venezolana JA-221. Ahora se desea encontrar la aceleración de diseño si la edificación tiene una ductilidad global de 6, se considera además que la estructura es completamente regular en planta y elevación.



**Figura 5.6** Forma del espectro elástico y del espectro de diseño.

- Datos

Se denomina  $A_e$  a la aceleración espectral elástica determinada en el capítulo 2.

$$A_e = 0.45g \quad NSR - 98$$

$$A_e = 0.52g \quad JA - 221$$

- Normativa NSR-98 de Colombia

$$A_d = \frac{0.45g}{6} = 0.075g$$

- Especificación JA-221 de Venezuela

$$A_d = \frac{0.52g}{\sqrt{2 \times 6 - 1}} = 0.156g$$

La aceleración de diseño obtenida con la normativa NSR-98 es la mitad de la obtenida con la especificación JA-221.

## 5.8 COMENTARIOS

El objetivo central del presente capítulo era el analizar como se pasa del espectro elástico al inelástico, que es el espectro que se utiliza en el análisis sísmico de edificios. El paso se lo realiza por medio del factor de reducción de respuesta  $R$ , sobre éste tópico se realizan los siguientes comentarios:

- Las reglas de igual energía o de igual desplazamiento que se utilizan para obtener el factor de respuesta  $R_y$ , las mismas que han sido acogidas por

la mayor parte de códigos. Son obtenidas de un modelo elástico plástico en el cual la sobrerresistencia es la unidad. De tal forma que se cuenta con un factor de seguridad en el diseño toda vez que la sobrerresistencia real de las estructuras es mayor que la unidad.

- El factor de respuesta  $R$ , es función de la sobrerresistencia del sistema  $R_s$ . En consecuencia, los códigos deben especificar claramente los valores de  $R_s$  que tienen los diferentes sistemas estructurales.
- La sobrerresistencia más la ductilidad de la estructura, son los factores que permitirán a la edificación tener un comportamiento adecuado en el rango no lineal. Una estructura que tenga un valor alto de ductilidad pero un valor bajo de sobrerresistencia no tendrá un buen comportamiento en el rango no lineal. Las dos variables deben ser altas para garantizar que el daño sea mínimo. Las edificaciones sin sobrerresistencia son muy vulnerables.
- El proyectista estructural debe cuantificar la sobrerresistencia de su estructura. Es recomendable que ésta tenga un valor mínimo de 1.5 Para lograr una mayor sobrerresistencia en la estructura es conveniente contar con mayor número de líneas resistentes, es decir un mayor número de ejes de columnas.
- El confinamiento transversal de los elementos resistentes incrementa la sobrerresistencia del sistema, al igual que un gran detalle de la armadura.
- En base a las normativas colombiana y venezolana, lo más aconsejable sería definir el factor de respuesta  $R$  de la siguiente manera:

$$R = \phi_a \phi_p R_s R_y \quad (5.11)$$

- Es importante que el proyectista estructural conozca la reserva de energía que dispone para soportar un terremoto que tenga una mayor aceleración a la especificada en los estudios de peligrosidad sísmica, ésto se lo obtiene de la curva de capacidad resistente. Es más ésta curva permite conocer el grado de serviciabilidad que tiene una estructura que ha sobrepasado el desplazamiento  $\Delta_u$ , evaluando el índice de daño global en la forma indicada en el capítulo 3.

## REFERENCIAS

1. R. Aguiar, "Cuantificación de la amenaza sísmica del Ecuador en términos probabilísticos y mapa de zonificación", *Tesis de Maestría en Ciencias, Universidad Central de Venezuela*, Caracas, 1982.
2. E. Wilson, "Three Dimensional Dynamic Analysis of Structures", *Computers and Structures, Inc. Berkeley, California*, University of California at Berkeley, 1997.
3. R. Clough, "Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirement". *Structural and Material Research, University of California*, Report 6614, Berkeley, 1966.
4. Y. Fukada, "A study on the restoring force characteristics of reinforced concrete buildings", *Proceedings of the Kanto District Symposium of AIJ*, Tokyo, 1969.

5. H. Aoyama, "Analysis on a school building damage during the Tokachi-Oki earthquake", *Proceedings of the Kanto District Symposium of AIJ*, Tokyo, 1971.
6. O. Kustu and J. Bouwkamp, "Behavior of reinforced concrete deep beam-columns subassemblages under cyclic loads", *Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley*, Report 73-8, California, 1975.
7. S. Tani and S. Nomura, "Response of reinforced concrete structures characterized by skeleton curve and normalized characteristic loops to ground motion", *Proceedings of 5th World Conference Earthquake Engineering*, Rome, 1973.
8. T. Takeda, M. Sozen and N. Nielsen, "Reinforced concrete response to simulated earthquakes", *Journal of Structural Division, ASCE* 96 (ST-12), 1970.
9. R. Park, D. Kent and R. Sampson, "Reinforced concrete members with cyclic loading", *Journal of Structural Division, ASCE* 98 (ST-7), 1972.
10. W. Iwan, "A model for the dynamic analysis of deteriorating structures", *Proceedings of 5th World Conference Earthquake Engineering*, Rome, 1973.
11. T. Takayanagi and W. Schnobrich, "Computed behavior of coupled shear walls", *Proceedings of 6th World Conference Earthquake Engineering*, New Delhi, 1977.
12. K. Muto, T. Hisada, T. Tsugawa and S. Bessho, "Earthquake resistant design of a 20-story reinforced concrete building", *Proceedings of 5th World Conference Earthquake Engineering*, Rome, 1973.
13. M. Atalay and J. Penzien, "The seismic behavior of critical regions of reinforced concrete components influenced by moment, shear and axial force", *Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley*, Report 75-19, California, 1975.
14. S. Nakata, T. Sproul and J. Penzien, "Mathematical modeling of hysteresis loops for reinforced concrete columns" *Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley*, Report 78-11, California, 1978.
15. A. Giuliano, J. Amado y E. Barros, "Reformulación de los espectros de respuesta inelásticos con fines de diseño sismorresistentes" *Septimo seminario latinoamericano de Ingeniería Sismo Resistente y Novenas Jornadas Estructurales de la Ingeniería de Colombia*, Bogota, 1991
16. J. Hernández, "Desempeño estructural y espectros de diseño" Tema 9 del libro: *Diseño Sismorresistente: Especificaciones y criterios empleados en Venezuela*, 133-161, Caracas, 1997.
17. A. Chopra and N. Newmark, "Analysis", Chapter 2 of "Design of Earthquake Resistant Structures", by E. Rosenblueth, John Wiley & Sons, London, 1980.
18. M. Roufaeil y C. Meyer, "Analytical modelling of hysteretic behaviour of R/C frames", *Journal of Structural Division, ASCE* 113 (3), 429-444, 1987.
19. J. E. Stephens y J. T. P. Yao, "Damage assessment using response measurements". *Journal of Structural Division, ASCE*, 113 (4), 787-801, 1987.
20. A. Giuliano, O. Möller y M. Rubinstein, "Hacia un nuevo reglamento para construcciones sismorresistentes en la Argentina", *EIPAC 97 Diseño y Construcciones Sismo Resistente de Estructuras de Hormigón Armado y de Acero*, 239-260, Editor Carlos Llopiz, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional del Cuyo, Mendoza, 1997.

21. NSR-98, "Normas colombianas de diseño y construcciones sismo resistente", *Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica*, Tomo 1, Colombia, 1998.
22. Norma Venezolana, "Edificaciones Antisísmicas", *FUNVISIS, Fundación Venezolana de Ingeniería Sísmica*, Caracas, 1982.
23. Applied Technology Council, ATC, "Final review draft of recommended comprehensive seismic design provisions for buildings", *Applied Technological Council, Palo Alto, California*, Sponsored by N.S.F.R. Applied to National Needs Program and N.B.S. California, **ATC-3-05**, 1978.
24. NZS 4203:1984, Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings for Building, *Standards Association of New Zealand*, 100pp, Wellington, 1984.
25. PDVSA, JA-221, "Diseño antisísmico de instalaciones industriales" *Documento L del libro: Diseño Sismorresistente: Especificaciones y criterios empleados en Venezuela*, 569-585, Caracas, 1997.
26. L. Bozzo y A. Barbat, "Diseño sísmico de edificios de hormigón armado", *Monografías de Ingeniería Sísmica, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE IS-15*, 185 pp, Barcelona, 1995.
27. Uniform Building Code, *UBC 318-91*, Estados Unidos, 1991
28. R. Clough y R. Penzien, "Dynamic of Structures", *Editorial Mc Graw-Hill*, 1975
29. J. A. Blume, "Earthquake parameters for design of major project - Allowable stresses and earthquake performance", *Proceedings of the 6 WCEE*, New Delhi, Panel 4, **4.4-01 - 4.4-10**, 1977
30. G. W. Housner and P.C. Jennings, "Earthquake design criteria", *Earthquake Engineering Research Institute, University of California at Berkeley*, California, 1982.
31. V. Bertero, "Evaluation of response reduction factors recommended by ATC and SEAOC", *Proceedings, 3rd U.S. NCEE, Vol III*, 1663-1674, Charleston, South Carolina, 1986.
32. J. Osteraas, H. Krawinkler, "The Mexico earthquake of september 19, 1985 - Behavior of steel buildings", *Earthquake Spectra*, 5 (1), 51-88, 1989.
33. U.S. Japan cooperative research programs: "Test of RC structures", *Proceedings, 8th WCEE*, Vol 6, Prentice Hall, 593-706, San Francisco, 1984.

**CENTRO INTERNACIONAL DE METODOS NUMERICOS EN INGENIERIA**  
**Lista de monografías publicadas en la Serie de Ingeniería Sísmica**

Las monografías pueden adquirirse dirigiéndose al Departamento de Publicaciones del Centro Internacional de Métodos Numericos en Ingeniería, Edificio C1, Campus Norte UPC, c/ Gran Capitán s/n, 08034 Barcelona, teléfono: 93-401.60.37, Fax: 93-401-65-17.

- IS-1      *Qualitative Reasoning for Earthquake Resistant Buildings*, Luís M. Bozzo, 149 pp., ISBN 84-87867-36-7, 1993.
- IS-2      *Control predictivo en sistemas de protección sísmica de estructuras*, R. Andrade Cascante, J. Rodellar, F. López Almaza, 143 pp., ISBN 84-87867-37-5, 1993.
- IS-3      *Simulación numérica del comportamiento no lineal de presas de hormigón ante acciones sísmicas*, M. Galindo, J. Oliver, M. Cervera, 255 pp., ISBN 84-87867-38-3, 1994.
- IS-4      *Simulación del daño sísmico en edificios de hormigón armado*, A. Hanganu, A.H. Barbat, S. Oller, E. Oñate, 96 pp., ISBN 84-87867-40-5, 1994.
- IS-5      *Edificios con aislamiento de base no lineal*, N. Molinares, A.H. Barbat, 96 pp., ISBN: 84-87867-41-3, 1994.
- IS-6      *Vulnerabilidad sísmica de edificios*, C. Caicedo, A.H. Barbat, J.A. Canas, R. Aguiar 100 pp., ISBN 84-87867-43-X, 1994.
- IS-7      *Análisis de terremotos históricos por sus efectos*, J. R. Arango Gonzalez, 119 pp., ISBN 84-87867-44-8, 1994.
- IS-8      *Control activo no lineal de edificios con aislamiento de base*, A.H. Barbat, N. Molinares, J. Rodellar, 124 pp., ISBN 84-87867-46-4, 1994.
- IS-9      *Análise estocástica da resposta sísmica nao-linear de estructuras*, A.M. F. Cunha, 199 pp., ISBN: 84-87867-47-2, 1994
- IS-10     *Definición de la acción sísmica*, A.H. Barbat, L. Orosco, J.E. Hurtado, M. Galindo, 122 pp., ISBN: 84-87867-448-0, 1994
- IS-11     *Sismología y peligrosidad sísmica*, J.A. Canas Torres, C. Pujades Beneit, E. Banda Tarradellas, 87 pp., ISBN: 84-87867-49-9, 1994
- IS-12     *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*, F. Yépez, A.H. Barbat, J.A. Canas, 104 pp., ISBN: 84-87867-50-2, 1995
- IS-13     *Estudios de ingeniería sismológica y sísmica*, J.A. Canas, ISBN: 84-87867-57-X, 13 pp., 1995
- IS-14     *Simulación de escenarios de daño para estudios de riesgo sísmico*, F. Yépez, A.H. Barbat y J.A. Canas, ISBN: 84-87867-58-8, 103 pp., 1995

- IS-15 *Diseño sismorresistente de edificios de hormigón armado*, L. Bozzo, A.H. Barbat, ISBN: 84-87867-59-6, 185 pp., 1995
- IS-16 *Modelo tridimensional de atenuación anelástica de las ondas sísmicas en la Península Ibérica*, J.O. Caselles, J. A. Canas, Ll. G. Pujades, R.B. Herrmann, ISBN: 84-87867-60-X, 119 pp., 1995
- IS-17 *Índices de daño sísmico en edificios de hormigón armado*, R. Aguiar ISBN: 84-87867-43-X, 99 pp., 1996
- IS-18 *Experimental study of a reduced scale model seismically base isolated with Rubber-Layer Roller Bearings (RLRB)*, D. Foti, J.M. Kelly ISBN: 84-87867-82-0, 112 pp., 1996
- IS-19 *Modelos de evaluación del comportamiento sísmico no lineal de estructuras de hormigón armado*, F. Yépez Moya ISBN: 84-87867-80-4., 96pp., 1996
- IS-20 *Evaluación probabilista de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras de hormigón armado por medio de simulación*, F. Yépez Moya, A.H. Barbat, J.A. Canas, ISBN: 84-87867-81-2, 1996
- IS-21 *Modelización de la peligrosidad sísmica. Aplicación a Cataluña*, J.A. Canas, J.J. Egozcue, J. Miquel Canet y A.H. Barbat, ISBN: 84-87867-83-9, 101pp., 1996
- IS-22 *Evaluación del daño sísmico global en edificios porticados de hormigón armado*, R. Aguiar, A.H. Barbat and J. Canas, ISBN: 84-87867-96-0, 173pp., 1997
- IS-23 *Daño sísmico global en edificios con muros de cortante*, R. Aguiar, ISBN: 84-89925-00-3, 101 pp., 1997
- IS-24 *Conceptos de cálculo de estructuras en las normativas de diseño sismorresistente*, A.H. Barbat y S. Oller, ISBN: 84-89925-10-0, 107pp., 1997
- IS-25 *Stochastic dynamics of hysteretic structures*, J.E. Hurtado, ISBN: 84-89925-09-7, 205pp., 1998
- IS-26 *Análisis de los acelerogramas de la serie de Adra (Almería). Diciembre 1993 a Enero 1994*, R. Blázquez, A. Suárez, E. Carreño y A.J. Martín, ISBN: 84-89925-11-9, 91pp., 1998
- IS-27 *Respuesta de puentes frente a acciones sísmicas*, E. Maldonado, J.A. Canas, J.R. Casas, L.G. Pujades, ISBN: 84-89925-23-2, 107pp., 1998
- IS-28 *Estudio de parámetros en la vulnerabilidad sísmica de puentes*, E. Maldonado, J.A. Canas y J.R. Casas, ISBN: 84-89925-16-X, 97pp., 1998
- IS-29 *Metodologías para o cálculo sísmico não-linear de barragens de betão*, R. Faria ISBN: 84-89925-25-9, 113pp., 1998

Los autores interesados en publicar monografías en esta serie deben contactar con el editor para concretar las normas de preparación del texto.