

Diseño sísmico de edificios de hormigón armado

L. M. Bozzo
A.H. Barbat

Monografías de Ingeniería Sísmica

Editor A. H. Barbat

**Diseño sísmico de edificios
de hormigón armado**

L. M. Bozzo
A.H. Barbat

Monografía CIMNE IS-15 1995

MONOGRAFÍAS DE INGENIERÍA SÍSMICA
Editor A.H. Barbat

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

ISSN: 84-87867-70-7

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO
Monografía CIMNE IS-15
© Los autores

ISBN: 84-87867-59-6
Depósito Legal: B-32697-95

IMPRESO EN ESPAÑA - PRINTED IN SPAIN

Prefacio

Esta monografía está dirigida a estudiantes de grado y postgrado, así como a arquitectos, ingenieros estructurales y otros profesionales que esten interesados en el apasionante tema del diseño sismorresistente de edificios. Los terremotos son fenómenos naturales que anualmente ocasionan cuantiosos daños humanos y materiales. En muchas regiones del planeta se producen terremotos severos capaces de colapsar estructuras, interrumpir la actividad económica, las líneas de comunicación y los servicios públicos. Incluso aquellos terremotos que se originan a una gran distancia pueden ocasionar tremendos daños humanos y materiales, baste sino con recordar el terremoto de México en 1985. A pesar de los avances en el diseño sismorresistente numerosas construcciones diseñadas con las normativas de diseño sismorresistentes utilizadas actualmente en el mundo han sufrido daño en terremotos recientes como el de 1985 en Chile, de 1985 en México, de 1986 en San Salvador, de 1989 en Loma Prieta (Estados Unidos), de 1994 en Northridge (Estados Unidos) y el de 1995 en Kobe (Japón).

Existe, por estos motivos, una necesidad importante de mitigar los efectos destructivos de los terremotos mejorando las técnicas actuales de diseño y en particular dando a conocer la importante y cuantiosa información experimental, teórica y práctica existente en medios de investigación avanzada en diseño sismorresistente. Un objetivo fundamental de esta monografía es acercar el estado del arte en investigación con el estado del arte en la profesión para poder mejorar la práctica constructiva y diseñar estructuras más seguras.

Es indudable el gran avance de la investigación en la ingeniería sismorresistente en los últimos veinte años, pero quizá no es tan evidente el avance de la práctica, en particular con respecto a muchas normativas sísmicas. Prueba de ello son los recientes terremotos de Northridge 1994 y Kobe 1995. El terremoto de Northridge es considerado el terremoto más destructivo en la historia de Estados Unidos. A ocasionado un número de 57 víctimas y un costo material de 20000 millones de dólares —aproximadamente tres veces superior al costo material ocasionado por el terremoto de Loma Prieta—. El terremoto de Kobe a ocasionado la pérdida de 5470 personas y un costo material de 110000 millones de dólares. Podemos afirmar, sin que esto sea una paradoja, que las zonas de ma-

yor riesgo (de mayores pérdidas) son las de aparentemente moderada sismicidad, donde el período de retorno de un terremoto fuerte es largo.

Tal como se ilustra en la figura 1, la mayoría de los terremotos se producen alrededor del Océano Pacífico en el denominado "cinturón de fuego", que tiene una extensión de 40000km. Un 85% de la energía total liberada por los terremotos anualmente se produce en dicha área, que comprende América del Norte y del sur, Alaska, las Aleutianas, Japón, China, Filipinas, Indonesia y Australia. El restante 15% de la energía producida por los terremotos se libera en el cinturón que empieza en la Bahía de Bengala y se dirige al norte cruzando los Himalayas, el mar Caspio y el Mediterráneo llegando al sur de España. Existe información histórica que confirma el riesgo sísmico potencial en esta área, como por ejemplo el terremoto que destruyó Lisboa en 1755, descrito por Voltaire en su novela "Candide". La vulnerabilidad sísmica no puede medirse friamente en función de la actividad sísmica reciente. En el año de 1990 la Agencia Meteorológica del Japón (JMA) incluyó Kobe como una de las 18 regiones de Japón de baja sismicidad, debido a que en los últimos 30 años no se produjo actividad sísmica en dichas zonas. Después del terremoto ocurrido en Kobe en 1995, un estudio considera dichas zonas como las más vulnerables, precisamente por esa falta de energía liberada.

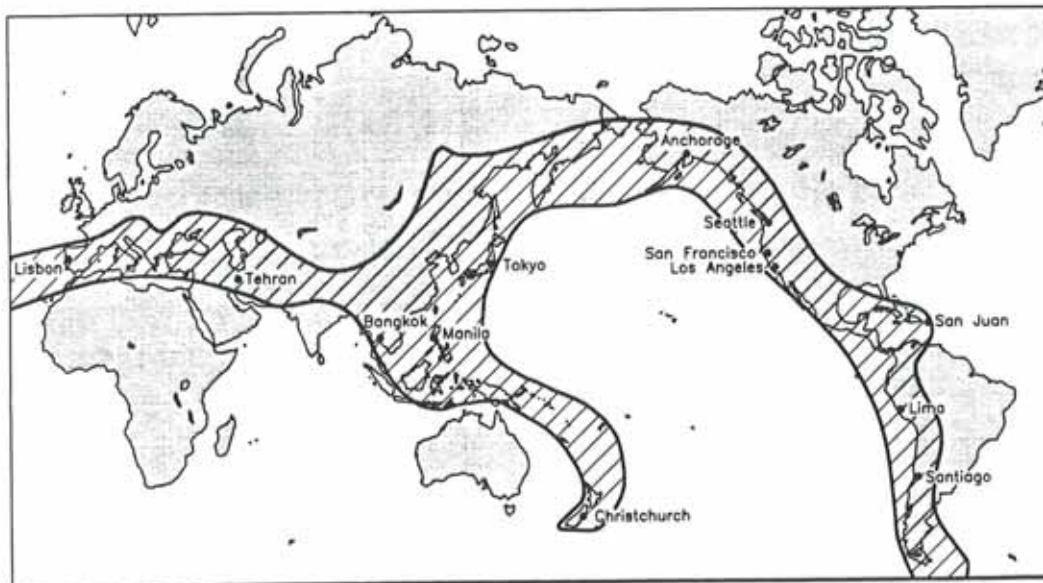


Figura 1 Distribución de la sismicidad en el mundo, ilustrando el cinturón de fuego.

Los conceptos y recomendaciones contenidos en esta monografía son en lo posible generales y no sólo se pueden emplear en el diseño sismorresistente de edificios nuevos sino que también son aplicables al mantenimiento y reparación de edificios vulnerables. En la monografía se incluye una breve síntesis de diversas

normativas pero en general el lector que desee profundizar en una determinada norma debe consultar directamente la misma.

La figura 2 ilustra conceptualmente el proceso generalmente empleado en la práctica profesional actual para determinar el coeficiente de cortante (porcentaje de carga lateral con respecto al peso propio) empleado en el diseño sísmorresistente de edificios. La línea continua corresponde al nivel de fuerzas de diseño en una normativa sísmica. La línea superior de trazos corresponde a la resistencia real que tendrá probablemente un edificio debido a su sobrerresistencia originada principalmente por la redundancia estructural y resistencias reales de los materiales. La línea superior corresponde al nivel de fuerzas reales ejercidas por un terremoto. La gran diferencia entre las fuerzas reales y la resistencia del edificio se admite, principalmente, por la ductilidad o capacidad de disipación de energía del edificio. Esta diferencia puede ser incluso muy notoria y del orden de 10 a 20 veces las fuerzas inducidas por un terremoto severo, tal como se ha comprobado durante los terremotos de Northridge y Kobe, con aceleraciones máximas horizontales medidas de hasta 1.82g y 0.8g, respectivamente —lo cual es particularmente importante considerando que ambos terremotos fueron de magnitud inferior a 7 en la escala de Richter—. Teniendo en cuenta que muchas normativas aun consideran una diferencia entre cargas de diseño para pórticos ductiles y pórticos de ductilidad intermedia de sólo un 30-40% es claro que estructuras modernas diseñadas sísmicamente empleando dichas normativas no ofrecen las garantías suficientes contra sismos severos.

Existen diversas técnicas modernas sísmorresistentes como los aisladores dinámicos y los disipadores de energía que están siendo empleadas con mayor frecuencia. Estas técnicas ya han sido aplicadas en edificios alrededor del planeta, en particular en Estados Unidos, Japón, y Nueva Zelanda, aunque existen notorias excepciones en Chile y en México. Como se ilustra en la figura 2, el aislamiento de base y los disipadores de energía permiten reducir significativamente el coeficiente de cortante manteniendo la estructura en el rango lineal elástico sin daño significativo. Estas nuevas técnicas no son tratadas en este trabajo aunque serán incorporadas en una próxima monografía.

La monografía está dividida en dos partes: fundamentos y diseño sísmorresistente convencional. La primera parte incluye tres capítulos. El primer capítulo presenta conceptos de sismología tales como los de intensidad o magnitud, junto con conceptos probabilistas relacionados con la vulnerabilidad y el daño potencial a edificios de hormigón armado y albañilería. El segundo capítulo presenta recomendaciones y procedimientos útiles para el diseño preliminar de edificios. Inicialmente se define el problema de diseño conceptual y se incluyen recomendaciones ampliamente aceptadas por diseñadores de estructuras sísmorresistentes. Seguidamente se incluye una breve introducción a los sistemas expertos, presentando en más detalle los llamados sistemas expertos de segunda generación o sistemas de razonamiento cualitativo. La última sección de este capítulo presenta ejemplos de razonamiento cualitativo aplicados al diseño preliminar de estructu-

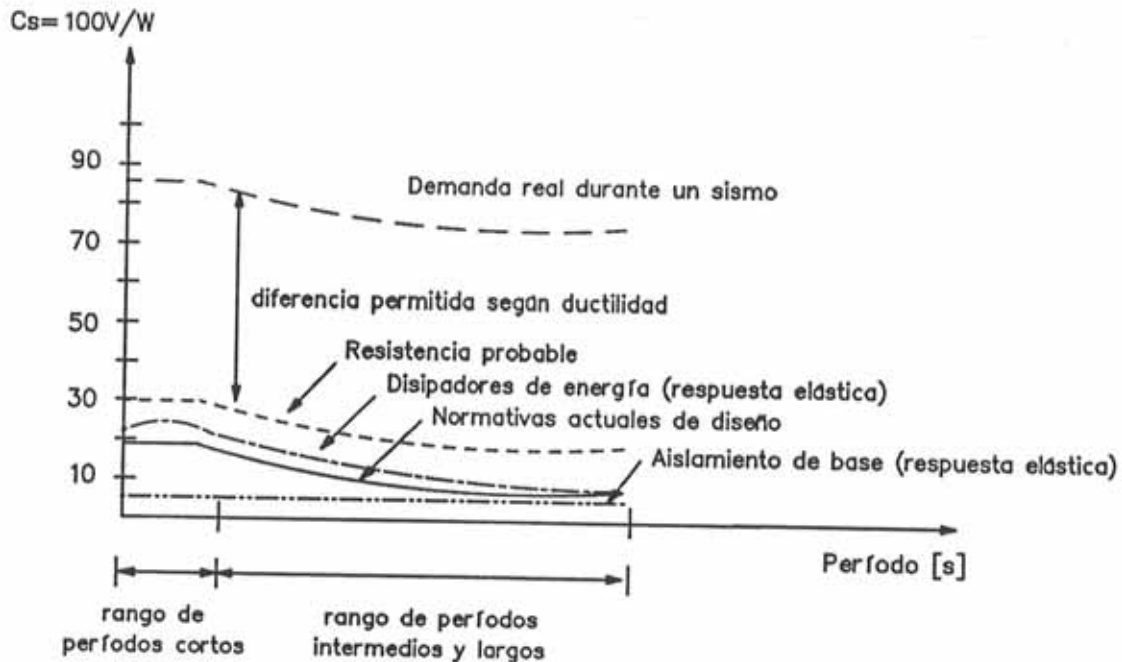


Figura 2 Fundamentos de diseño sísmorresistente.

ras sísmorresistentes. El tercer capítulo presenta un breve pero completo resumen de las ecuaciones que gobiernan la dinámica de estructuras lineales y no lineales y de su solución. Concretamente, se incluyen procedimientos numéricos para la descomposición modal y la integración paso a paso en el tiempo de las ecuaciones.

La segunda parte incluye tres capítulos. En el cuarto capítulo de la monografía se presenta el comportamiento no lineal de estructuras sometidas a terremotos. Esto permite, sin la necesidad de realizar un análisis no lineal —el cual en la práctica profesional es relativamente difícil de emplear y sólo se justifica para estructuras especiales importantes— predecir la respuesta de estructuras inelásticas. Se presenta en detalle la influencia relativa de diversos parámetros tales como el amortiguamiento estructural, la ductilidad global y el coeficiente de resistencia. El Capítulo 5 incluye procedimiento de definición de la acción sísmica requerida en el diseño de estructuras. Dicha definición se realiza mediante acelerogramas y espectros sísmicos de respuesta. También se describe brevemente la definición de la acción sísmica realizada en varias normativas de diseño en el mundo. La segunda parte termina con un capítulo que desarrolla procedimientos que se emplean en el diseño sísmorresistente de elementos y sistemas estructurales. Los sistemas estructurales que se incluyen son los pórticos dúctiles de hormigón armado, los sistemas duales y de tabiques acoplados y los pórticos excéntricos.

Los autores agradecen la ayuda de Profesor Visitante concedida por la CIRIT al Dr. Bozzo en la Universidad Politécnica de Catalunya (UPC), ambas imprescindibles para la elaboración de esta monografía.

ÍNDICE

Prefacio

PARTE 1: FUNDAMENTOS

1	Vulnerabilidad y daño sísmico	1
1.1	Principales parámetros de los terremotos	1
1.1.1	Introducción	1
1.1.2	Magnitud	2
1.1.3	Intensidad	2
1.1.4	Duración efectiva de un sismo	4
1.1.5	Sismicidad	4
1.2	Potencial destructivo de los terremotos	5
1.3	Peligrosidad sísmica	7
1.3.1	Introducción	7
1.3.2	Caracterización de zonas fuente	9
1.3.3	Mecanismo de propagación de la energía sísmica	10
1.3.4	Evaluación de la peligrosidad sísmica a escala regional	12
1.3.5	Evaluación de la peligrosidad sísmica a escala local	15
1.4	Vulnerabilidad sísmica	17
1.5	Evaluación del riesgo sísmico	20
1.6	Mitigación del riesgo sísmico	22
1.7	Ejemplo de aplicación: simulación de escenarios de daño	24
1.7.1	Método del índice de vulnerabilidad	24
1.7.2	Simulación y calibración de funciones de vulnerabilidad	25

1.7.3	Estudio probabilista y resultados de la simulación	27
1.7.4	Aplicación de la metodología al "Eixample" de Barcelona	28
	Referencias	32
2	Diseño conceptual y razonamiento cualitativo	35
2.1	Introducción	35
2.2	Criterios heurísticos	38
2.2.1	Proporcionar simetría	38
2.2.2	Proporcionar redundancia estructural	38
2.2.3	Evitar un fallo frágil	40
2.2.4	Reducir cambios bruscos en rigidez y masas, tanto en planta como en altura	42
2.2.5	Evitar la resonancia entre el suelo y la estructura	45
2.2.6	Compatibilidad de deformaciones entre distintos subsistemas estructurales	45
2.2.7	Reducir masas innecesarias	46
2.2.8	Separar adecuadamente los edificios adyacentes para evitar impactos	46
2.2.9	Tomar en cuenta los cambios en el período estructural debido a los elementos no estructurales antes y durante el sismo	46
2.3	Sistemas expertos y razonamiento cualitativo	47
2.4	El razonamiento cualitativo en ingeniería sísmica	50
2.4.1	Introducción	50
2.4.2	Esquema de inferencia	51
2.5	Ejemplos de razonamiento cualitativo	52
	Referencias	57
3	Elementos de dinámica de estructuras	59
3.1	Modelos dinámicos	59
3.1.1	Estructuras y modelos dinámicos	59
3.1.2	Grados de libertad	60
3.2	Ecuaciones del movimiento para edificios con comportamiento lineal	63
3.2.1	Introducción	63
3.2.2	Edificios de cortante	64
3.2.3	Modelo general de pórticos	66

3.3	Características dinámicas de las estructuras	68
3.3.1	Modelos con un grado de libertad	68
3.3.2	Modos naturales de vibración	68
3.4	Características de amortiguamiento de las estructuras	71
3.4.1	Origen de las fuerzas de amortiguamiento	71
3.4.2	Definición del amortiguamiento de sistemas con un solo grado de libertad	71
3.4.3	Sistemas con varios grados de libertad con amortiguamiento proporcional	72
3.5	Respuesta sísmica de sistemas lineales con un grado de libertad	73
3.5.1	Respuesta temporal	73
3.5.2	Espectros sísmicos de respuesta	76
3.6	Respuesta sísmica de sistemas lineales con varios grados de libertad	73
3.6.1	Desacoplamiento modal	79
3.6.2	Historia de la respuesta en el tiempo	80
3.6.3	Respuesta máxima utilizando espectro de respuesta	80
3.7	Métodos de integración directa de las ecuaciones del movimiento	81
3.7.1	Introducción	81
3.7.2	Método de Newmark	83
	Referencias	88

PARTE 2: DISEÑO SISMORRESISTENTE

4	Base conceptual del diseño sísmico	92
4.1	Introducción	92
4.2	Ductilidad	93
4.3	Relación entre la demanda de ductilidad y la acción sísmica	96
4.4	Espectros no lineales	101
4.4.1	Normalización de las ecuaciones de movimiento	101
4.4.2	Influencia del amortiguamiento estructural	103
4.4.3	Desplazamientos máximos	104
4.4.4	Ductilidad máxima	105
4.4.5	Aceleración máxima	107
4.4.6	Coefficiente de cortante	108
4.5	Comportamiento no lineal de sistemas de varios grados de libertad	110

4.6	Comportamiento cíclico de componentes estructurales	117
4.6.1	Introducción	117
4.6.2	Componentes lineales	117
	Referencias	122
5	Acelerogramas y espectros de diseño	125
5.1	Introducción	125
5.2	Definición de la acción sísmica en base a acelerogramas	125
5.3	Espectros de Newmark y Hall	127
5.4	Espectros de Seed e Idriss	131
5.5	Definición de la acción sísmica en base a normativas	132
5.5.1	Recomendaciones del ATC	133
5.5.2	Normativa Americana Uniform Building Code 1991	135
5.5.3	Normativa sismorresistente de Argentina INPRES-CIRSOC 103	138
5.5.4	Normativa sismorresistente de Chile INN-89	139
5.5.5	Normativa sismorresistente de España NCS-94	140
5.5.6	Normativa sismorresistente de México (1993)	142
5.5.7	Normativa sismorresistente de Perú (1977)	143
5.5.8	Normativa sismorresistente de Venezuela COVENIN 1756-87	144
	Referencias	144
6	Diseño de elementos y sistemas estructurales	146
6.1	Diseño de elementos estructurales	146
6.1.1	Diseño de elementos tipo barra	146
6.1.2	Diseño de elementos tipo muro de corte	163
6.1.3	Diseño de elementos tipo placa	168
6.2	Diseño de sistemas estructurales	172
6.2.1	Pórtico dúctiles especiales	172
6.2.2	Sistema de muros de corte acoplado	179
6.2.3	Sistema de pórticos excentricos	183
	Referencias	183

Parte 1

FUNDAMENTOS

Vulnerabilidad y daño sísmico

Escrito en colaboración con Fabricio Yépez

1.1 PRINCIPALES PARÁMETROS DE LOS TERREMOTOS

1.1.1 Introducción

Los terremotos fuertes son los causantes de catástrofes naturales tan terribles, que se calcula en más de catorce millones el número de víctimas que han provocado en todo el mundo desde 1755, cuando un sismo destruyó Lisboa⁽¹⁾. Por otra parte, durante este siglo, más de 1100 terremotos fuertes se han producido en el mundo, ocasionando la pérdida de vida de más de un millón y medio de personas⁽²⁾. Ejemplos recientes demuestran el gran potencial destructivo de terremotos como los de Chile (1985), México (1985), Armenia (1988), Estados Unidos (1987, 1989, 1994), Colombia (1985, 1994) o Japón (1994). Por todo ello, en el mundo entero se realizan investigaciones dedicadas a encontrar medidas que permitan mitigar el efecto de los desastres sísmicos.

Es comúnmente aceptado que los terremotos pueden definirse como fracturas bruscas de la corteza terrestre debidas a la liberación quasi-instantánea de la energía acumulada en el interior de la Tierra. Los más fuertes y frecuentes terremotos son los tectónicos, que están asociados a los movimientos de la litósfera terrestre^(3,4). Los principales fenómenos que se producen durante un terremoto consisten, por una parte, en deformaciones tectónicas y, por otra, en la emisión y transmisión de ondas a través de la Tierra. Los principales factores que afectan a las deformaciones tectónicas son las características geométricas de la fuente sísmica, el mecanismo focal del terremoto y las propiedades elásticas y anelásticas del material. Los factores que afectan la emisión y transmisión de ondas son la radiación de la fuente sísmica, el mecanismo de propagación de dichas ondas y también la geometría y naturaleza del emplazamiento. Con el objeto de definir el tamaño de los terremotos, nacen los conceptos de intensidad y magnitud sísmica, los cuales se describirán brevemente a continuación.

1.1.2 Magnitud

El concepto de magnitud lo introdujo Richter en 1935, para poder comparar la energía liberada en el foco por diferentes sismos. La energía total liberada por un terremoto es la suma de la energía transmitida en forma de ondas sísmicas y la disipada mediante otros fenómenos en el foco, principalmente en forma de calor, siendo la disipada por medio de ondas del orden del 1% al 10% de la total. La magnitud es una medida de la energía total, calculada a partir de registros sísmicos. Por este motivo, Richter considera que la amplitud de las ondas sísmicas es prácticamente una medida de la energía total y establece para la magnitud local M_L la siguiente relación:

$$M_L = \log A - \log A_0 \quad (1.1)$$

En esta ecuación, A es la amplitud máxima registrada en un sismógrafo de torsión Wood-Anderson a una distancia dada y A_0 es una función de atenuación correspondiente a un terremoto tomado como patrón ($M_L = 0$). La calibración de la escala se hizo tomando el valor de $M_L = 3$ para aquel terremoto que a 100 km de distancia registra una amplitud $A = 1$ mm en el sismógrafo descrito anteriormente. El valor de la magnitud así definida no tiene límite matemático, pero sí físico, dado por las características de los materiales de la Tierra⁽⁴⁾. Dicho límite, hasta ahora, no ha sobrepasado el grado 9 en la escala de Richter. Posteriormente, Gutenberg y Richter propusieron expresiones para evaluar la magnitud a partir de ondas tanto superficiales (M_s) como internas (m_b)⁽⁵⁾.

1.1.3 Intensidad

La intensidad macrosísmica es un parámetro que describe los daños ocasionados en edificios y estructuras, sus consecuencias sobre el terreno y los efectos sobre las personas, por lo que su utilización en la evaluación de daños está muy extendida. Se observa claramente la diferencia entre magnitud e intensidad ya que, mientras la primera es una característica propia del sismo, la segunda depende del lugar y la forma en que se realiza su evaluación. Existen dos procedimientos para determinar la intensidad, uno subjetivo y otro analítico, de los cuales el más extendido es el primero. Sin embargo, el segundo se suele emplear para escalar acelerogramas a una determinada magnitud, lo que es más conveniente que escalarlas a una aceleración máxima.

a) Intensidad macrosísmica. Procedimiento subjetivo

Los métodos subjetivos evalúan los efectos de los terremotos a través del daño que producen los mismos en las construcciones y en el entorno físico. La intensidad macrosísmica proporciona una clasificación de la severidad del movimiento del terreno a través de dichos efectos. Es un parámetro descriptivo por definición, cuya importancia radica en que aprovecha la información sísmica anterior a la aparición de los instrumentos de registro o en zonas donde no existen

instrumentos⁽⁶⁾. Debido a su propia definición, la intensidad no proporciona una idea precisa de la energía liberada por un terremoto. Por ejemplo, un terremoto superficial puede producir, en cierto tipo de terreno, valores de intensidades muy altas y desarrollar al mismo tiempo una energía liberada bastante pequeña.

Para la descripción de la severidad de los sismos se han elaborado en el mundo, más de 40 escalas diferentes. Entre ellas, hay que citar la de Rossi-Forel (1873), continuando por todas las versiones de la de Mercalli (1902) y Mercalli Modificada (MM 1931, 1956, 1965), la de Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS 1917, 1942) y la de Medvedev-Sponheuer-Karnik (MSK 1964-1992). Cada escala evalúa los efectos del terremoto sobre las personas, objetos y edificios, describiendo el efecto esperado para cada grado de intensidad. La MM es la más utilizada en el continente americano, mientras que la MSK se utiliza más en Europa. Debido a las continuas revisiones realizadas en las escalas propuestas, existen dificultades en el momento de asignar los valores de intensidad en distintos sitios. Las escalas dependen, entre otros aspectos, de la opinión de los observadores, de la uniformidad en las tipologías de las construcciones clasificadas por cada escala y de la no linealidad entre los grados de intensidad de las mismas escalas⁽¹⁾.

b) Parámetros obtenidos a partir de registros. Procedimiento analítico

Los métodos analíticos se basan en medidas instrumentales para cuantificar la intensidad de los terremotos. Una de estas medidas se conoce como *intensidad espectral de Housner*, en la que la severidad de las vibraciones inducidas en un oscilador con un solo grado de libertad puede evaluarse a partir del espectro de respuesta en velocidades correspondiente a dicho oscilador. Un promedio de la severidad del movimiento sísmico puede obtenerse mediante la expresión⁽⁷⁾

$$SI_{\nu} = \int_{0.1}^{2.5} S_{pv}(T, \nu) dT \quad (1.2)$$

donde SI_{ν} es la intensidad espectral, S_{pv} es la velocidad espectral, T es el período natural de vibración y ν es la fracción del amortiguamiento del oscilador con respecto al crítico.

Una variante de la intensidad espectral corresponde a la "raíz cuadrada del valor medio" R_s de las ordenadas de la aceleración $a(t)$ del movimiento sísmico del terreno, dada por la expresión

$$R_s = \left[\frac{1}{t_1} \int_0^{t_1} a^2 dt \right]^{1/2} \quad (1.3)$$

Otro de los importantes parámetros para determinar el tamaño de un terremoto es la denominada *intensidad de Arias*, fundamentada en la capacidad de daño de un sismo y que es independiente de si existen o no edificios en la zona, sin importar el tipo o la calidad de ellos. Para valores prácticos de la fracción del

amortiguamiento crítico ν , que varía entre el 2 y el 20%, la intensidad de Arias se evalúa mediante⁽¹⁾

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} a^2(t) dt \quad (1.4)$$

1.1.4 Duración efectiva de un sismo

Es difícil de definir una *duración efectiva* de un sismo. Ciertos autores como Bolt⁽⁸⁾ proponen la denominada *duración acotada*, que se define como el lapso en el cual la sacudida del sismo se mantiene por encima de un cierto umbral de aceleración, normalmente 0.05g. Otros autores tienen en cuenta la forma del acelerograma antes que los niveles de aceleración y encuentran correlaciones entre la duración efectiva y la magnitud de un sismo. Trifunac et al.⁽⁹⁾ relacionan dicha duración con la máxima energía del movimiento, definiendo el concepto de duración efectiva como el tiempo transcurrido para que la función de intensidad de Arias definida por la ecuación (1.4) supere el 5% y alcance el 95% de su valor. Posteriormente, a partir del estudio de más de 84 acelerogramas registrados en la parte occidental de los Estados Unidos, en la referencia (10) se encontró que, para magnitudes entre 4.7 y 7.6 y distancias focales entre 0.1 y 130 km, es válida la siguiente regresión:

$$\log t_d = 0.43M_L - 1.83 \quad (1.5)$$

donde t_d se toma en segundos.

1.1.5 Sismicidad

Originalmente, la sismicidad ha sido considerada como la distribución espacio-temporal de los terremotos en la Tierra y sus efectos destructores —obtenidos mediante la recopilación histórica de los datos— han dado origen a los catálogos sísmicos. Con los avances de la sismología instrumental y el desarrollo de conceptos como los mencionados en los anteriores apartados, se han confeccionado catálogos cada vez más completos, incluyendo datos como magnitud, duración, coordenadas exactas del foco, dirección de propagación, profundidad, etc. En los nuevos estudios de sismicidad se relaciona la actividad sísmica con sus distribuciones espacial y temporal e incluso se correlaciona con las características fisiográficas y geológicas de cada región⁽¹¹⁾. Como ejemplo, en la figura 1.1 puede observarse la distribución de la sismicidad del área Ibero-Magrebí⁽¹¹⁾, mientras que en la figura 1.2 se presenta la sismicidad en América Central y América del Sur⁽⁸⁾.

La distribución geográfica de los terremotos en el planeta muestra las zonas activas claramente identificadas, siendo la primera el denominado cinturón Circum-Pacífico, que comprende toda la parte oeste del continente americano, desde

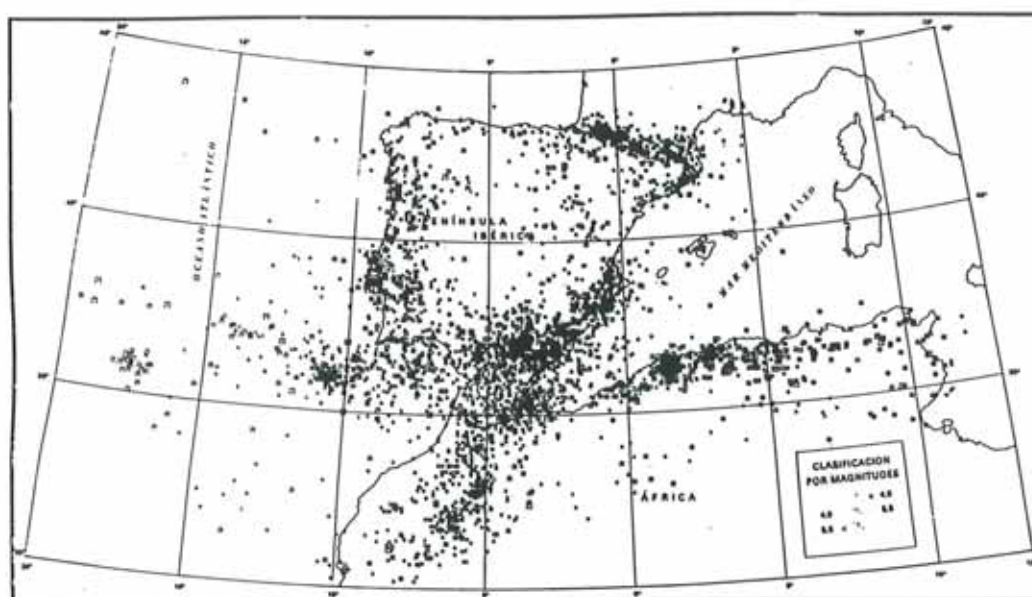


Figura 1.1 Distribución de la sismicidad del área Ibero-Magrebí⁽¹¹⁾.

Alaska hasta el sur de Chile y desde la parte norte de las islas Aleutianas, siguiendo las islas del Japón, Indonesia, Nueva Zelanda, hasta las islas Fiji y Honda al sur. Un segundo cinturón se extiende desde las islas Azores al sur de España, pasando por Italia, Grecia, Turquía y Persia y llegando hasta el Himalaya y el norte de la India y la China. Una tercera zona sísmicamente activa está formada por las cordilleras submarinas que dividen el Atlántico en dos partes y las del Índico y del Pacífico, frente a las costas occidentales de América del Sur⁽¹¹⁾. El estudio y las teorías sobre estas zonas han marcado los inicios de la tectónica de placas, que constituye toda una rama especializada de la Geofísica.

1.2 POTENCIAL DESTRUCTIVO DE LOS TERREMOTOS

Según Bertero⁽¹²⁾, son cuatro las condiciones generales que determinan la ocurrencia de un desastre por terremoto:

- El **tamaño** del terremoto, ya que un sismo pequeño no induce en el terreno un movimiento suficientemente fuerte como para producir daños considerables.
- La **fente** sísmica, que debe ser lo suficientemente cercana a un área urbana, teniendo en cuenta que a grandes distancias el movimiento del terreno se atenúa hacia un nivel que no induce daños importantes. Sin embargo, existen excepciones en las que han ocurrido desastres a considerables distancias, tal como es, por ejemplo, el caso de los terremotos de México (1957,1985) y Argentina (1972), que han tenido distancias epicentrales de hasta 500 km.
- El **tamaño y distribución** de las poblaciones afectadas y su desarrollo económico.

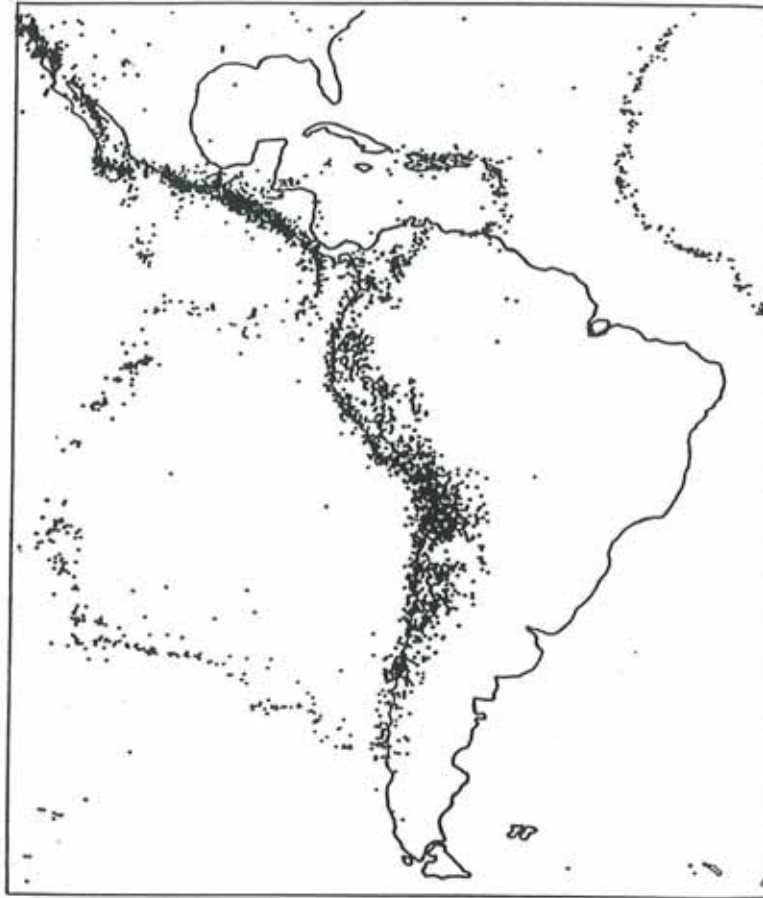


Figura 1.2 Distribución de la sismicidad en América Central, Sur y en sus zonas oceánicas⁽⁸⁾.

- El **grado de preparación** contra el sismo, entendiéndose como tal el grado de educación y prevención que existe en la población frente a la posibilidad de un terremoto.

Se puede observar que el potencial de desastre se incrementa cuanto mayor y más cercano sea el sismo a un centro urbano, cuanto mayor sea la población y el desarrollo económico y cuanto menor sea el grado de preparación contra sismos. Analizando estas condiciones se observa que, a pesar de que la sismicidad permanece constante, el rápido crecimiento y dispersión de la población en las áreas sísmicamente más peligrosas contribuye a un rápido incremento en el tamaño del desastre. Un 75% del mencionado crecimiento de población se produce en las grandes ciudades, añadiendo presión a la ya insuficiente infraestructura urbana existente y dando lugar a edificios sobrepoblados. Todos estos hechos, junto con el desarrollo económico, no están siendo contrarrestados por un incremento de la preparación contra los sismos.

Puede afirmarse que, a pesar de los avances en la Ingeniería Sísmica y en la Ingeniería Estructural realizados en las últimas décadas, se ha incrementado el

riesgo de pérdidas debidas a los terremotos. Un ejemplo puede proporcionarlo la comparación de los desastres del terremoto de San Francisco (1906) y del de Loma Prieta (1989). Se ha evaluado que las pérdidas económicas del desastre de Loma Prieta, únicamente como consecuencia del daño directo, llegaron a los 8 billones de dólares⁽¹³⁾ y que, si se consideraran los costos indirectos y funcionales que provocó el sismo, la cifra llegaría a los 10 billones de dólares⁽¹⁴⁾. Lo interesante es que las pérdidas económicas de este sismo son del mismo orden o incluso poco superiores al gran terremoto de San Francisco de comienzos del siglo. La relación entre la energía liberada por el sismo de San Francisco (magnitud estimada 8.3) y la del de Loma Prieta ($M_s = 7.1$) es de 63. A todo esto, hay que añadir que el epicentro del terremoto de Loma Prieta se situó a 90 km de la ciudad, mucho más lejano que el epicentro del terremoto de San Francisco. Otro ejemplo es el terremoto de Northridge (1994), con una magnitud de $M_s = 6.8$, inferior al Loma Prieta, el cual ha llegado a producir las astronómicas pérdidas de 30 billones de dólares, convirtiéndose en el más grave desastre natural de la historia de los Estados Unidos⁽¹⁵⁾ debido, entre otros motivos, a la proximidad del epicentro a zonas altamente pobladas de Los Angeles. El razonamiento anterior permite concluir que, con el paso del tiempo, el potencial de destrucción de los sismos va aumentando.

Otra explicación del incremento en las pérdidas producidas por terremotos en centros urbanos consiste en la existencia de estructuras vulnerables. Muchas de estas estructuras y entre ellas edificios, fueron construidas sin diseño sísmorresistente alguno, utilizando normativas de los tiempos cuando la Ingeniería Sísmica aún estaba en sus comienzos o ya han sufrido algún terremoto con su consiguiente daño, que quizá no se aprecia a simple vista. A todo esto se debe añadir el hecho que, a pesar de la mejora de la normativas de diseño sísmico, los códigos vigentes en la actualidad aún no son infalibles⁽¹²⁾.

Toda esta problemática ha sido objeto de numerosos estudios con el propósito de desarrollar métodos para mitigar los efectos de los terremotos y de esta necesidad han nacido los estudios de *riesgo sísmico*.

1.3 PELIGROSIDAD SÍSMICA

1.3.1 Introducción

Se entiende por peligrosidad sísmica de una zona cualquier descripción de los efectos provocados por terremotos en el suelo de dicha zona^(11,12). Estos efectos pueden representarse como aceleración, velocidad o desplazamiento sísmico del terreno o por la intensidad macrosísmica de la zona. Para evaluarlos es necesario analizar los fenómenos que ocurren desde la emisión de ondas sísmicas en el foco hasta que dichas ondas alcanzan la zona mencionada.

En la figura 1.3 puede observarse el mecanismo de propagación de la energía de un sismo desde el epicentro hasta un punto de una estructura. Puede observarse que, al ocurrir un terremoto con unas ciertas características focales

(profundidad, mecanismo focal, magnitud, etc.), parte de la energía disipada se convierte en ondas sísmicas. Al propagarse por la tierra, dichas ondas se reflejan, se refractan, se atenúan o se amplifican, hasta llegar al basamento rocoso que se encuentra debajo del emplazamiento de una estructura como una excitación X_1 . Las ondas sufren un nuevo filtrado a través de las capas de suelo que se encuentran entre el basamento y la superficie, que tienen una función de transferencia A , obteniéndose la señal X_2 . Debido al fenómeno de interacción suelo-estructura descrito por una función de transferencia I , la señal sufrirá nuevos cambios hasta obtenerse la señal X_3 , que será la excitación en la base del edificio. La respuesta de la estructura X_4 es el resultado de la convolución de la señal X_3 a través de la función de transferencia D de la estructura.

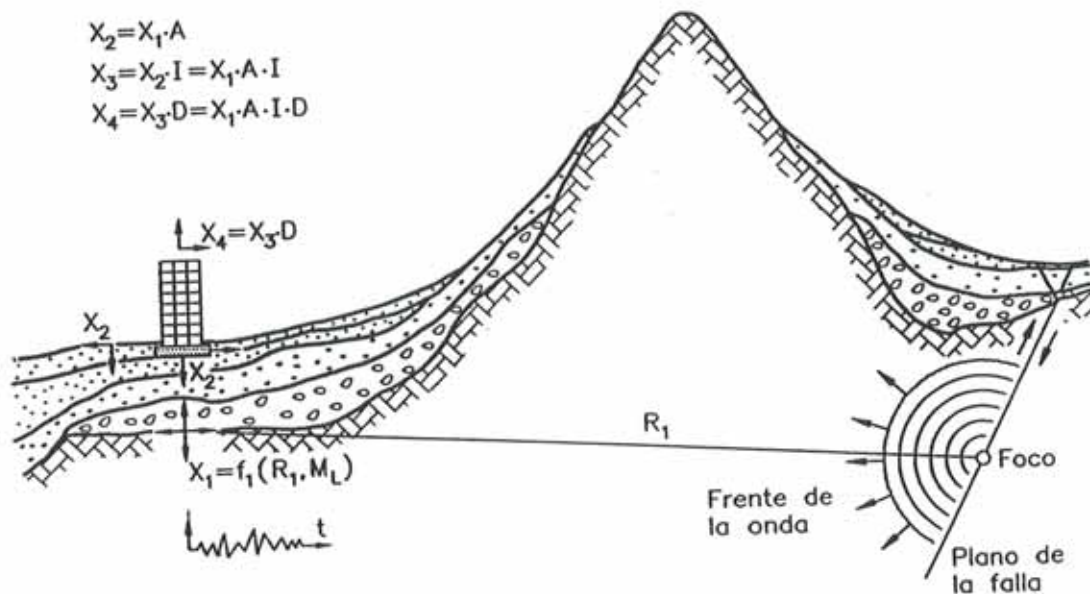


Figura 1.3 Propagación de la energía sísmica desde el epicentro hasta la estructura⁽¹²⁾.

La evaluación de las funciones de transferencia I y D es un problema de ingeniería estructural, mientras que el cálculo de la función de transferencia A y la evaluación de la excitación X_1 deben solucionarse mediante estudios de peligrosidad sísmica. En otras palabras, un estudio de peligrosidad tiene como objetivo estimar el movimiento del terreno en un lugar determinado como consecuencia de los terremotos o, como mínimo, de proporcionar una evaluación del tamaño del terremoto en el lugar en cuestión⁽⁴⁾.

Los estudios de peligrosidad sísmica a nivel regional, también conocidos como estudios de macrozonificación, se dirigen a estimar el parámetro X_1 , mientras que los estudios de peligrosidad a nivel local —microzonificación— tienen como objetivo el de evaluar la función de transferencia A y por ende la señal X_2 . Para

realizar estos estudios se requiere investigaciones detalladas en varios campos tales como Geofísica, Geología y Geotécnica. En este apartado sólo se pretende dar una visión global y resumida de los procedimientos que normalmente se utilizan.

La evaluación de la peligrosidad sísmica a escala regional requiere la definición de dos aspectos fundamentales⁽¹⁶⁾:

- la **caracterización** de zonas fuente.
- el mecanismo de **propagación** de la energía sísmica.

A continuación se describen brevemente estos aspectos.

1.3.2 Caracterización de zonas fuente

a) Localización

Las zonas o fuentes generadoras de sismos, denominadas *zonas sismogénicas*, son volúmenes litosféricos asociados a ciertas características tectónicas, donde se presume que pueden ocurrir sismos con origen tectónico similar. Una fuente sismogénica corresponde, generalmente, a una o varias fallas activas⁽¹⁾ y su localización y geometría es de suma importancia para la evaluación de la peligrosidad. La tarea de identificación de las zonas sismogénicas depende de la información que se posea de la región estudiada. Cuando las fuentes corresponden a *zonas interplacas* —asociadas éstas a grandes fallas activas, probablemente superficiales como, por ejemplo, la costa oeste del continente americano— es mucho más fácil identificarlas. Por el contrario, cuando las fuentes corresponden a *zonas intraplacas*, —que no están asociadas a fallas activas como, por ejemplo, la costa oeste del Mediterráneo— la tarea de identificación puede ser muy difícil. En cualquier caso, es obvia la necesidad de la completa identificación de las fallas. Sin embargo, existen las denominadas fallas ciegas, que solo se pueden identificar después de que hayan sido generadoras de algún sismo, tal como fue el caso de los terremotos de Withiers Narrows (1987) y Loma Prieta (1989) en California⁽¹⁾.

Cuando las fuentes sismogénicas son extensas y se hace difícil el determinar todas las fallas activas que contienen, se requiere realizar una zonificación sismotectónica, es decir, una subdivisión del territorio bajo estudio en zonas con un comportamiento sísmico homogéneo desde el punto de vista tectónico.

b) Cuantificación del potencial sísmico

Para terminar de caracterizar una zona fuente se requiere conocer su potencial sísmico, para lo cual existen dos procedimientos, uno determinista y otro probabilista.

- **Método determinista.** Se considera que la sismicidad futura de una región será idéntica a la del pasado. Por este motivo, los valores máximos de los parámetros que definen el movimiento del terreno, tales como la aceleración, la intensidad y, a veces, la magnitud, se determinan directamente a partir de los valores correspondientes obtenidos durante los terremotos ocurridos en

el pasado en la región. La más importante crítica que se le puede hacer a este método consiste en que el máximo histórico del parámetro que define el movimiento no tiene porqué ser necesariamente el máximo futuro. Por este motivo, los métodos basados en la sismicidad histórica son muy sensibles al nivel del conocimiento acerca de la sismicidad de la zona, siendo más correctos cuando se poseen más datos.

- **Métodos probabilistas.** Se fundamentan en el hecho de que, a partir de la sismicidad histórica, pueden establecerse leyes estadísticas que definan el comportamiento sísmico de una región⁽¹¹⁾. Dichos métodos requieren datos referentes a los siguientes aspectos:

- ▷ zonas sismogénicas
- ▷ máximo terremoto esperado en cada una de las zonas
- ▷ relaciones frecuencia de ocurrencia-magnitud de la zona y evaluación de los períodos de retorno

El primer problema que se plantea es el obtener las frecuencias de ocurrencia (ν) de los terremotos, el cual se resuelve utilizando la Teoría de las Probabilidades^(3,16). El resultado final de la aplicación de los métodos probabilistas es la probabilidad de ocurrencia de los distintos tamaños de terremotos, siendo la tendencia general la de obtener intensidades macrosísmicas máximas o aceleraciones máximas, para un lugar dado y en un intervalo de tiempo determinado. Este tipo de resultado es de gran utilidad para la ingeniería a la hora de definir la acción sísmica de diseño, ya que evita la utilización únicamente de los valores máximos de la acción.

1.3.3 Mecanismo de propagación de la energía sísmica

Una vez conocidas las zonas sismogénicas del territorio en estudio y el potencial sísmico del mismo, se requiere conocer cómo se propaga aquella parte de la energía emitida en la fuente que se convierte en ondas sísmicas, hasta un punto específico de la Tierra. Como se observa en la figura 1.3, las ondas sísmicas se propagan a través de los estratos rocosos hasta llegar al punto donde la señal está representada por X_1 . En el trayecto R_1 recorrido por la onda ocurren diferentes fenómenos, de los cuales los más importantes son la *expansión geométrica* y la *atenuación anelástica*.

La expansión geométrica representa la disminución de la amplitud de las ondas en función de la distancia, debido a la variación de la energía por unidad de volumen provocada por la ampliación del frente de onda, es decir, debido a un cambio en la densidad y en la distribución de la energía total, la cual permanece constante. La atenuación anelástica expresa también el decrecimiento de la amplitud, pero debido a otros fenómenos que no son atribuidos a la expansión: la *atenuación intrínseca* y la *atenuación dispersiva*. La primera está relacionada con la pérdida de la energía de las ondas sísmicas en forma de calor y debido a deformaciones inelásticas del medio. La segunda no es un proceso de disipación

de energía, sino más bien una redistribución de la misma en el espacio y en el tiempo (cambio de dirección y desfazamiento) debido a la interacción entre las ondas y a la heterogeneidad del medio atravesado. Esto quiere decir que la atenuación depende tanto de la distancia como del medio por el que se propagan las ondas sísmicas.

Haciendo uso de la definición de intensidad macrosísmica y elaborando mapas de isosistas de un terremoto, que son curvas de igual intensidad, se observa que los efectos de los terremotos decrecen en tamaño conforme se alejan del foco. Por ello, la relación intensidad-atenuación ha sido muy utilizada para inferir funciones que respondan al fenómeno en cuestión. Dichas funciones se denominan *leyes de atenuación* y generalmente relacionan la intensidad en un sitio con la distancia focal. La relación depende de la magnitud del terremoto, de las características geológicas y geotécnicas del suelo de la zona y de algún parámetro adicional que se introduce para evaluar los efectos focales.

Otras leyes suponen una fuente sísmica puntual para modelizar la disminución de intensidad ΔI en función de la distancia epicentral a partir de la expansión geométrica y de la atenuación anelástica⁽¹⁶⁾

$$\Delta I = I_e - I_r = K \left[\log \frac{r^n}{h^n} + \gamma \log_{10} e(r - h) \right] \quad (1.6)$$

donde I_e es la intensidad macrosísmica en el epicentro, I_r la intensidad en el sitio estudiado, r la distancia focal al sitio, h la profundidad focal, K un factor tomado de datos experimentales (≈ 3) y n un factor que, para distancias cortas, es igual a 1. De esta manera la ecuación (1.6) se transforma en

$$\Delta I = 3 \log \frac{r}{h} + 1.3\gamma(r - h) \quad (1.7)$$

donde el coeficiente γ , denominado coeficiente de atenuación anelástica, se expresa como

$$\gamma = \frac{\pi f}{v Q} \quad (1.8)$$

En esta ecuación, f es la frecuencia de las ondas utilizadas para la evaluación de la atenuación y v su velocidad de propagación en el medio caracterizado por el factor Q , denominado factor de calidad. Si se supone que los daños ocasionados en un sitio por un sismo de intensidad I se deben principalmente a los modos superiores de vibración de las ondas superficiales L_g —que son de frecuencias próximas a 1 Hz, y que se propagan por la corteza terrestre con una velocidad media del orden de 3.5 km/s—, la ecuación (1.8) se transforma en

$$\gamma \approx \frac{1}{Q} \quad (1.9)$$

La obtención de los valores del factor Q se hace imprescindible en los estudios de peligrosidad; sin embargo, para su determinación se requieren registros sísmicos —como mínimo sismogramas—. En la referencia (17) pueden observarse procedimientos para determinar la distribución de los valores de Q y una aplicación al estudio de la Península Ibérica.

Es necesario también obtener relaciones entre valores máximos de la aceleración, velocidad o desplazamiento y la intensidad macrosísmica y, por ende, entre los mencionados valores y las leyes de atenuación. Esto se debe a que el diseño rutinario de estructuras necesita una definición de la acción basada en los parámetros máximos del movimiento sísmico o en los espectros de respuesta esperados. Este problema suele resolverse mediante estudios estadísticos y leyes empíricas que relacionen los parámetros mencionados. Sin embargo, no se han obtenido buenas correlaciones cuando se han relacionado solo dos parámetros como, por ejemplo, la aceleración máxima y la intensidad macrosísmica. Por esto han sido sugeridas expresiones involucrando varios parámetros tal como

$$\log a_h = 0.14 I_{mm} + 0.24 M - 0.68 \log R + 0.73 + \beta \quad (1.10)$$

donde a_h es la aceleración máxima horizontal, I_{mm} es la intensidad macrosísmica en la escala Mercalli Modificada, M es la magnitud del terremoto, R la distancia epicentral y β caracteriza sísmicamente la región⁽⁴⁾. La existencia de acelerogramas facilita la tarea, puesto que permite obtener tanto los valores máximos de aceleración, velocidad y desplazamiento, como los espectros de las señales. Sin embargo, la complejidad del problema es mayor cuando solo se dispone de registros proporcionados por sismógrafos o cuando no se dispone de registro alguno.

1.3.4 Evaluación de la peligrosidad sísmica a escala regional

La evaluación de la peligrosidad sísmica en una región completa puede realizarse mediante varias metodologías. Algoritmos conocidos, como los de Cornell y McGuire, son generalmente los utilizados para realizar la mencionada evaluación. Varios otros métodos, como el propuesto en la referencia (18), utilizan técnicas bayesianas para solucionar el problema de la falta de datos en regiones de sismicidad moderada o baja.

Para explicar el proceso de evaluación de la peligrosidad sísmica, se sigue la metodología propuesta por Algermissen⁽¹⁹⁾; una descripción completa del proceso puede observarse en la figura 1.4. Se considera que el parámetro de cálculo es la aceleración máxima esperada en terreno firme o consolidado y que, mediante alguna expresión, dicha aceleración puede relacionarse directamente con la intensidad macrosísmica. A partir de la caracterización de las zonas fuente y de la ubicación del emplazamiento en la región —figura 1.4(a)—, establecidas las leyes de recurrencia para cada una de dichas zonas fuente —figura 1.4(b)— y utilizando las leyes de atenuación —figura 1.4(c)—, es posible considerar el efecto combinado de cada una de las zonas y determinar la probabilidad correspondiente

a distintos valores de la aceleración del movimiento sísmico. En el caso de la figura 1.4(d), se determina la probabilidad de ocurrencia $P(a)$ de que una aceleración, generada por una fuente sismogénica cualquiera, resulte igual o inferior a un cierto valor a prefijado, siempre y cuando el sismo tenga una magnitud mayor a una especificada como mínima, que usualmente es $M_{\min} \geq 3$. La forma típica de $P(a)$ se observa en la figura 1.4(d) y la distribución de $P(a_{\max})$ en la figura 1.4(e), para diferentes valores de t en años.

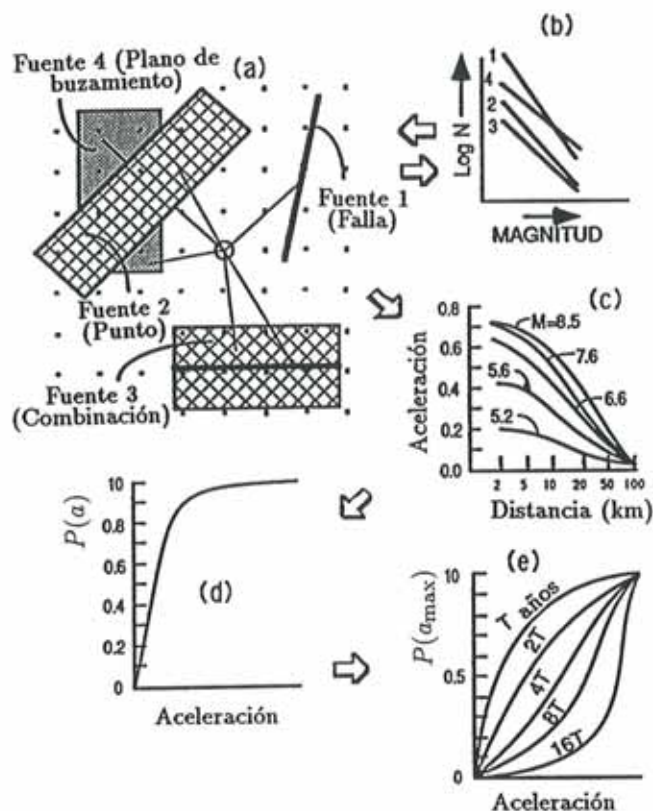


Figura 1.4 Proceso de evaluación de la peligrosidad sísmica⁽¹⁹⁾.

En el diseño de estructuras se adopta un tamaño de la acción de acuerdo con el denominado período de vida o tiempo de exposición de la estructura; dentro de este tiempo se espera que la acción de diseño no sea excedida para un determinado nivel de probabilidad de ocurrencia. Dicho tiempo de exposición varía según la importancia de la estructura y, por ello, es de gran interés el relacionarlo con el período de retorno de los terremotos, que es el tiempo medio transcurrido entre la ocurrencia de sismos con la misma característica específica. Cuando la mencionada característica es, por ejemplo, la aceleración máxima, al período de retorno se le puede denominar $T_I(a_{\max})$. Si t es el tiempo de exposición, la probabilidad de excedencia, en t años, de un sismo de tamaño asociado al período de retorno dado —su definición se fundamenta en la suposición de que

los terremotos son eventos mutuamente excluyentes—, puede expresarse de la siguiente manera⁽³⁾:

$$P_t(a_{\max}) = 1 - \left[1 - \frac{1}{T_r(a_{\max})}\right]^t \quad (1.11)$$

Mediante tales relaciones han sido obtenidos mapas de peligrosidad sísmica de toda una región, para terremotos con distintas intensidades probables (o distintas aceleraciones máximas), asociadas a un período de retorno determinado. Un ejemplo es el mapa de peligrosidad sísmica de España de la figura 1.5, obtenido en intensidades MSK, mediante métodos probabilistas para un período de retorno de 1000 años.

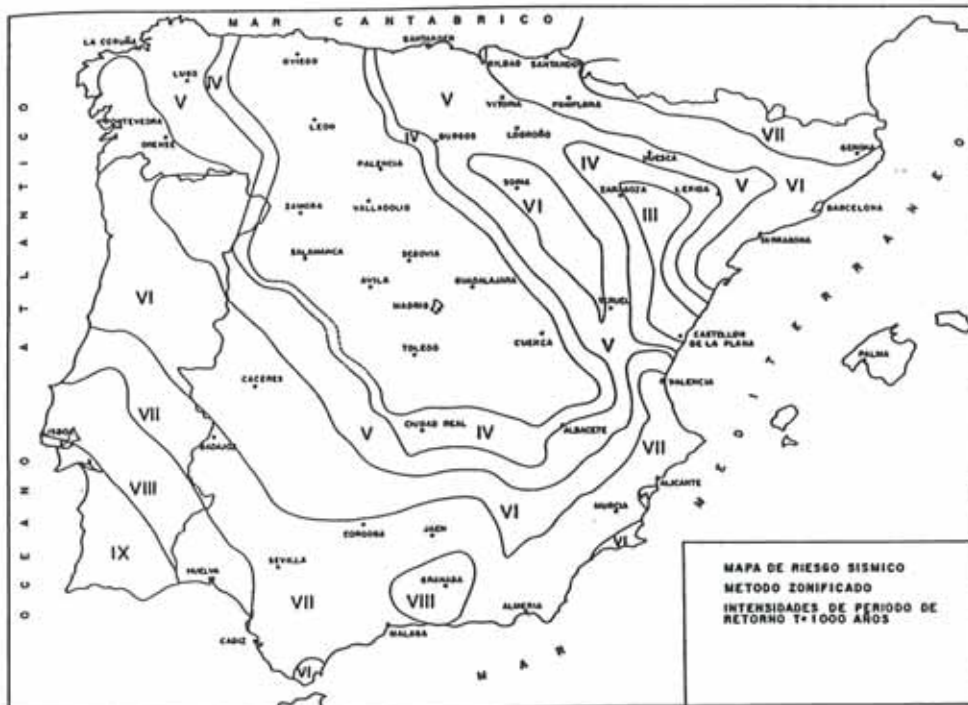


Figura 1.5 Mapa de peligrosidad sísmica para un período de retorno de 1000 años⁽²⁰⁾.

La influencia del tipo de método utilizado en los resultados de los estudios de peligrosidad, es menos importante que la preparación cuidadosa de los datos⁽¹⁶⁾. La falta de catálogos históricos completos, la inexactitud y, a veces, el desconocimiento total de las fuentes sismogénicas, así como el insuficiente conocimiento de las leyes de atenuación para el sitio en cuestión y las incertidumbres en la localización de los epicentros y en las intensidades, son dificultades que pueden ser determinantes para la fiabilidad de los resultados, especialmente en regiones de sismicidad moderada y baja⁽¹⁸⁾.

1.3.5 Evaluación de la peligrosidad sísmica a escala local

Los estudios de evaluación de la peligrosidad sísmica proporcionan datos sobre la probabilidad de que ocurra un sismo de determinado tamaño, asociado a un período de retorno y a un tiempo de exposición. La peligrosidad a escala regional proporciona dicha información para estratos de terreno firme o roca. No obstante, muy pocas veces las estructuras se cimentan sobre este tipo de estratos, por lo que es necesario conocer cuál es el efecto de la presencia de capas de suelo de menor calidad sobre las características sismológicas del lugar. Es por este motivo que se hacen necesarios estudios de la peligrosidad sísmica a escala local, denominados también estudios de microzonificación. Básicamente, tales estudios plantean dos tipos de problemas:

- efecto de amplificación dinámica debido a la geometría y naturaleza del suelo que se encuentra sobre roca en la proximidad del lugar de estudio y la correspondiente distorsión de la señal sísmica debida al filtrado de frecuencias;
- efectos indirectos producidos por las ondas sísmicas, tales como deslizamientos, licuefacción, etc.

a) Efectos de amplificación a escala local

Durante terremotos pasados han sido observadas concentraciones de daño en estructuras emplazadas en ciertos lugares más alejados del epicentro que otros. Más aún, la comparación de registros sísmicos obtenidos en el mismo sitio, en el subsuelo y en la superficie, ha permitido observar diferencias en la amplitud, en el contenido de frecuencias y en la duración del movimiento registrado, tal como puede apreciarse en la figura 1.6.

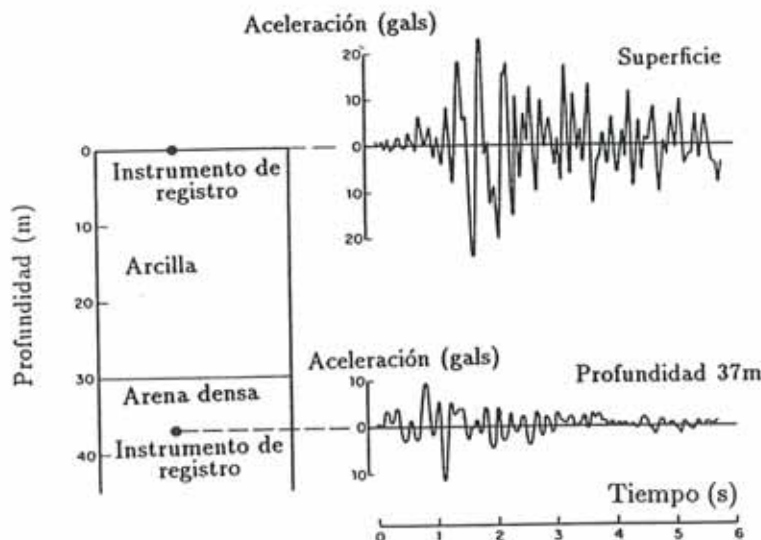


Figura 1.6 Registros de aceleración en la superficie y en el subsuelo obtenidos en Urasayu, Japón mostrando efectos locales de amplificación⁽²¹⁾.

Al linealizar el proceso de transmisión de ondas descrito en la figura 1.3, el comportamiento de un depósito de suelo puede considerarse como el de un filtro cuya función de transferencia A depende de las propiedades dinámicas del suelo y de la geometría del depósito. Por ello, el suelo puede actuar no solo como transmisor de energía, sino también como disipador. En el primer caso, su comportamiento es el de un filtro paso-banda, modificando la amplitud y el espectro de frecuencias de las ondas; en el segundo amortigua el movimiento del suelo, distribuyendo una parte de la energía de vibración al suelo del entorno y otra a la estructura. Obviamente, para la frecuencia de resonancia se producirían daños catastróficos en las estructuras que no tengan la ductilidad suficiente. De hecho, tal circunstancia ha sido observada durante muchos terremotos ocurridos en el pasado. Uno de los ejemplos más documentados y representativos es el del terremoto de México, del año 1985, donde se alcanzó una magnitud de $M_s = 8.1$ y la intensidad sentida en el distrito federal, a 400 km del epicentro, llegó a IX en la escala MMI, provocando el colapso parcial o total de 400 edificios y causando la muerte de al menos 10.000 personas. La capa sedimentaria saturada de un antiguo lago que forma el subsuelo de ciertas zonas de la ciudad y que llega a alcanzar un espesor de 46 m, causó una fuerte amplificación llegándose a registrar una aceleración máxima de más de 4 y hasta 5 veces la correspondiente a suelo firme. En la figura 1.7 se muestra la componente este-oeste de los acelerogramas registrados en dos estaciones de diferentes, la primera situada en la Ciudad Universitaria (UNAM) sobre suelo firme y la segunda en la Secretaría de Comunicación y Transporte (SCT) sobre suelo blando. La figura 1.8 muestra los espectros de respuesta de los acelerogramas anteriores, donde puede verse el efecto del suelo blando de México, tanto en la amplitud como en el contenido de frecuencias.

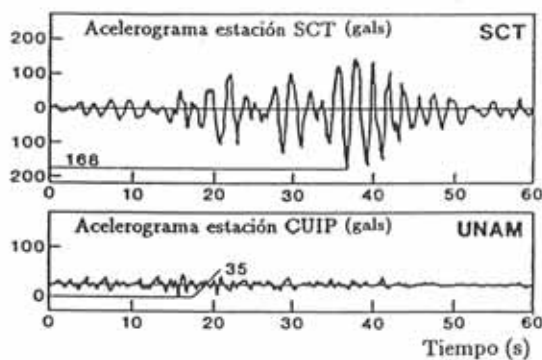


Figura 1.7 Acelerograma componente este-oeste, terremoto de México de 1985⁽¹²⁾.

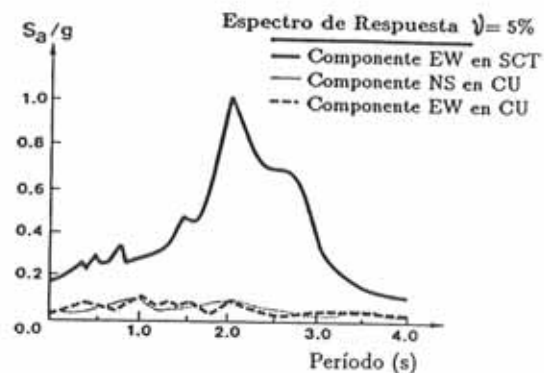


Figura 1.8 Espectros de respuesta (amortiguamiento 5%) de las componentes del sismo⁽¹²⁾.

El efecto de las condiciones locales del sitio se toman en cuenta en los análisis de peligrosidad mediante varios procedimientos, cuya aplicación depende de los datos que se tengan y de la importancia del problema. Las normativas de diseño de edificios suelen tomar en cuenta el efecto del suelo multiplicando el cortante en la base por un factor de sitio S ; por ejemplo, en el Uniform Building Code del año 1985, el factor S varía entre 1.0 para suelos firmes o roca y 1.5 para suelos blandos arcillosos. Sin embargo, en la normativa de 1989 aparece un factor de 2 para un suelo muy blando de gran espesor.

Otra alternativa de análisis está basada en el uso de relaciones obtenidas a partir de observaciones, las cuales indican una fuerte correlación entre la velocidad de las ondas de corte y un factor promedio de amplificación espectral horizontal.

Se ha observado que los accidentes orográficos, tales como colinas o montañas, pueden amplificar la señal en un 10 o 20%. Algunas normativas como, por ejemplo, la francesa incluyen un factor τ que varía entre 1.0 y 1.4, dependiendo de la forma del accidente; sin embargo, no son muy utilizadas en la actualidad correcciones de parámetros de peligrosidad debidas a este fenómeno⁽²³⁾.

Una manera más rigurosa de representar los efectos de amplificación de los suelos considera su modelación mediante columnas definidas en base a juicios geológico-topográficos y geotécnicos. Algunos modelos admiten un comportamiento lineal del suelo, con parámetros elásticos que no varían en función de la excitación dinámica⁽²¹⁾; otros consideran su no linealidad utilizando formulaciones semi-acopladas mediante técnicas de elementos finitos.

b) Efectos indirectos

Los más importantes efectos locales indirectos son la licuefacción, los deslizamientos, asentamientos y avalanchas. Examinando los efectos de los terremotos pasados se ha podido observar que, en ciertas zonas, dichos fenómenos suelen ser la principal causa de las pérdidas, tanto materiales como de vidas humanas. Fenómenos de este tipo se han producido durante los terremotos de Niigata (1964), Alaska (1964), Montenegro (1979), Loma Prieta (1989), Colombia (1985,1994), etc., y su consideración en la evaluación de la peligrosidad sísmica se hace necesaria.

1.4 VULNERABILIDAD SÍSMICA

A partir de experiencias de terremotos pasados se ha observado que ciertos edificios, dentro de la misma tipología estructural, experimentan un daño más severo que otros, a pesar de estar ubicados en la misma zona. Al grado de daño que sufre una estructura, ocasionado por un sismo de determinadas características, se le denomina vulnerabilidad. Por ello, a los edificios se les puede clasificar en "*más vulnerables*" o "*menos vulnerables*" frente a un mismo evento sísmico. Si se observa la figura 1.3, la respuesta X_4 de la estructura es consecuencia de la convolución del movimiento en la cimentación por la función de transferen-

cia *D*. La vulnerabilidad frente a un sismo de determinadas características es una propiedad intrínseca de cada estructura y, por tanto, independiente de la peligrosidad del emplazamiento. Esto quiere decir que una estructura puede ser vulnerable pero no estar en riesgo si no se encuentra en un sitio con una cierta peligrosidad sísmica. Examinando el problema desde este punto de vista, es obvio que el concepto de vulnerabilidad sísmica es aplicable a cualquier obra de ingeniería civil —edificios, presas, carreteras, puentes, taludes, depósitos, etc.— cuyo comportamiento ante un posible terremoto se requiera conocer.

El daño que puede sufrir un edificio puede ser de dos tipos: *a) estructural*, que se produce en elementos que forman parte del sistema resistente y *b) no estructural*, que ocurre en los elementos que no forman parte del sistema resistente principal, incluyendo el daño arquitectónico o en los sistemas mecánicos, eléctricos, sanitarios así como en su contenido. El daño estructural depende del comportamiento de los elementos del esquema resistente como, por ejemplo, vigas, columnas, muros de corte, sistemas de piso, etc. y puede cuantificarse mediante un *índice de daño local*, asociado al elemento. Se puede también definir un *índice de daño global*, de toda la estructura en conjunto, a partir de las contribuciones ponderadas de los índices de daño local. Por otra parte, el daño no estructural se evalúa en función de las deformaciones y distorsiones que sufra la estructura y, en ocasiones, a partir de la aceleración que experimente la misma.

Desde el punto de vista de los costes financieros, es necesario conocer un *índice de daño económico global* de la estructura, que, generalmente, se define como

$$\text{Índice de daño económico} = \frac{\text{coste de reparación del daño}}{\text{coste de reposición}} \quad (1.12)$$

El índice de daño económico debe ser relacionado con el índice de daño estructural. Este problema no tiene fácil solución y dependerá tanto de la tipología estructural como de factores propios de cada país y de cada región. Se han propuesto, sin embargo, algunas relaciones entre los índices de daño estructural y los índices de daño económico^(24,25). Algunos autores recomiendan que, a falta de datos sobre estas correlaciones, se considere el índice de daño económico igual al índice de daño global de la estructura⁽²⁵⁾. Para edificios de mampostería no reforzada, esta idea parece razonable; sin embargo, para edificaciones de hormigón armado el problema es más complicado.

La observación de los daños causados por sismos ha dado origen a las escalas de intensidad macrosísmica tal como se conocen hoy en día. Dado que la vulnerabilidad sísmica también nace de la observación y cuantificación de los daños ocasionados por terremotos, ha sido denominada *vulnerabilidad observada*; dicha vulnerabilidad está basada en métodos de carácter *empírico* o *subjetivo*. Sin embargo, es posible cuantificar el daño ocasionado por un sismo en una estructura mediante modelos matemáticos o mecánicos, denominándose el resultado de estos estudios *vulnerabilidad calculada*⁽²⁶⁾.

No existen metodologías estándar para estimar la vulnerabilidad de las estructuras y, en particular, de los edificios. Las referencias (26) y (27) recogen diferentes metodologías propuestas, resaltando sus ventajas y desventajas en cada caso.

El resultado de los estudios de vulnerabilidad es un índice de daño que caracteriza globalmente la degradación que sufriría una estructura de una tipología dada, sometida a la acción de un sismo de determinadas características. Dicho resultado puede expresarse de dos maneras, mediante las denominadas *matrices de probabilidad de daño*, o en forma de *funciones de vulnerabilidad*. Las matrices de probabilidad de daño expresan en forma discreta la probabilidad condicional $P[D = j|i]$ de obtener un nivel de daño igual a j , dado un sismo de tamaño i . Las funciones de vulnerabilidad son relaciones gráficas o matemáticas que expresan en forma continua la vulnerabilidad en función de algún parámetro que describa el tamaño del sismo. Ejemplos de funciones de vulnerabilidad pueden verse en la figura 1.9, en la cual se recopilan datos proporcionados por diferentes estudios post-terremoto para diferentes tipologías de estructura⁽²⁸⁾. Las curvas 1A y 1B representan estructuras de madera, 2A y 2B estructuras de acero, 3A, 3B y 3C estructuras de hormigón armado con o sin muros de corte y 4A, 4B y 4C estructuras de mampostería reforzada y no reforzada.

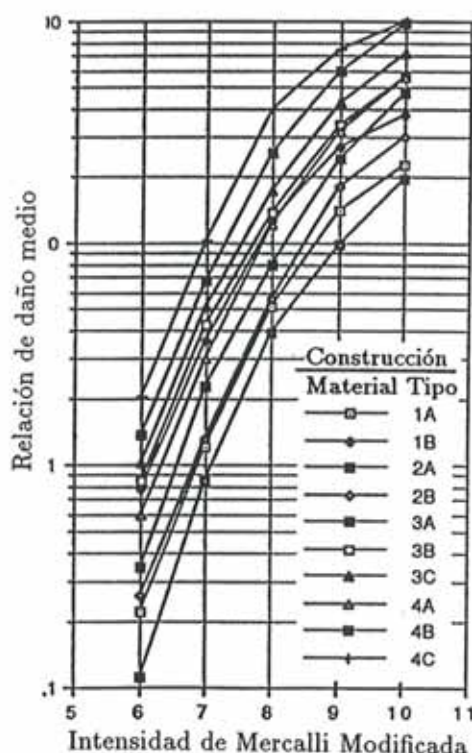


Figura 1.9 Funciones de vulnerabilidad para diversas tipologías estructurales⁽²⁸⁾.

Es importante recalcar la influencia que tiene el así denominado “factor país”, en las funciones de la figura 1.9. Las mencionadas funciones no pueden ser aplicadas directamente a cualquier región del mundo, sino que deben adecuarse factores locales que incidan en la forma de las curvas. Sin embargo, lo más útil sería disponer de funciones de vulnerabilidad para las diferentes regiones donde se requieran estudios de riesgo sísmico. La obtención tanto de matrices de probabilidad de daño, como de funciones de vulnerabilidad, puede realizarse, por una parte, mediante levantamientos de daños producidos por sismos seguidos de estudios estadísticos —vulnerabilidad observada— y, por otra, mediante la simulación de resultados basada en modelos matemáticos y mecánicos de estructuras —vulnerabilidad calculada—. Un aspecto fundamental que influye determinante en la incertidumbre de estos estudios, es la selección del parámetro que expresa el tamaño del sismo y la manera de relacionar la peligrosidad sísmica con tal parámetro. En los dos procedimientos descritos anteriormente se ha supuesto como medida del sismo una escala de intensidad macrosísmica.

Cabe destacar también, que se han realizado estudios de vulnerabilidad sísmica para el equipamiento y maquinaria, es decir, para el contenido en riesgo de ciertas estructuras frente a un posible sismo⁽²⁹⁾.

Tal como se ha visto, el concepto de vulnerabilidad sísmica es indispensable en los estudios de riesgo sísmico y en la mitigación de desastres por sismos. Pero además de esto, el concepto de vulnerabilidad por sí solo ha empezado a utilizarse para otros propósitos igualmente importantes como, por ejemplo, la evaluación de la vulnerabilidad por zonas en diversas ciudades. El objetivo de tales estudios es proporcionar información útil para la prevención de desastres. Un ejemplo de su aplicación es la automatización de las redes de gas, pues mediante la identificación de las zonas vulnerables, es posible programar la paralización del suministro de gas en caso de sismo⁽³⁰⁾. Otro campo de aplicación directa del concepto de vulnerabilidad es el diseño y rediseño urbano, que requieren información para la toma de decisiones referentes, por ejemplo, a la readecuación o la demolición de edificios peligrosos, a la ubicación de hospitales y puestos de socorro en la zona o al diseño de vías alternativas de escape y de rápido acceso de ayuda hacia las zonas más vulnerables.

1.5 EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO

Los estudios de riesgo sísmico han aumentado considerablemente desde los años 80, más específicamente, a partir de los devastadores terremotos de Rumania (1977) y Yugoslavia (1979)^(12,31,32). El riesgo sísmico se enmarca dentro de los siguientes conceptos:

- la **peligrosidad sísmica** que representa la probabilidad de ocurrencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de un área dada, de un movimiento sísmico del terreno de una intensidad determinada.
- la **vulnerabilidad sísmica** de una estructura o grupo de estructuras, defini-

da como el grado de daño debido a la ocurrencia de un movimiento sísmico del terreno de una intensidad determinada.

- el **riesgo sísmico específico** representa la probabilidad de que una estructura o grupo de estructuras en riesgo, sufra uno o varios grados de daño durante un tiempo de exposición dado.
- el **riesgo sísmico** se define como el grado esperado de pérdidas sufridas por una estructura o un grupo de estructuras en riesgo, durante el período de exposición considerado.

Puede observarse que el riesgo específico depende tanto de la vulnerabilidad de la estructura en riesgo, como de la peligrosidad del sitio de emplazamiento. El riesgo sísmico en cambio, depende del riesgo específico y del coste o valor de la estructura o del elemento en riesgo, coste que puede ser de cualquier tipo: sea económico, financiero, de indemnización, social, humano, etc.

Sandi⁽³¹⁾ desarrolla un marco matemático de los conceptos antes definidos y expresa el riesgo específico S como la convolución entre las probabilidades de ocurrencia de todas las intensidades posibles de terremotos, es decir la peligrosidad sísmica H y la vulnerabilidad V correspondiente a cada intensidad de terremoto considerado. Su expresión sería

$$S = H \otimes V \quad (1.13)$$

mientras que el riesgo sísmico R se obtiene mediante la operación de convolución \otimes entre S y el valor de los elementos en riesgo E

$$R = S \otimes E \quad (1.14)$$

El valor de los elementos en riesgo proviene tanto de los costes directos de los elementos estructurales, no estructurales y del contenido del edificio, como también de los costes indirectos. Dichos costes indirectos pueden ser, por una parte sociales o psicológicos y por otra parte de producción, de ventas y de depreciación debidas a la interrupción del servicio de las estructuras y de las comunicaciones⁽²⁵⁾. El riesgo específico S se puede describir de la siguiente manera:

- Utilizando matrices de probabilidad de daño

$$S = \sum_j \sum_i P[D = j|i] P[i] \quad (1.15)$$

En este caso, S se obtiene como la probabilidad condicional de que se produzca un nivel de daño j dado un sismo de intensidad i , multiplicada por la probabilidad de ocurrencia de dicho sismo para un período de retorno dado y todo esto para cada nivel de daño asociado a cada intensidad. De esta manera, el riesgo específico S queda relacionado con el mismo período de retorno de la peligrosidad sísmica.

- Utilizando funciones de vulnerabilidad

$$F(\bar{d}) = \int_0^{\bar{d}} \int_0^{I_{\max}} f(d|I) f(I) dI dd \quad (1.16)$$

$$S = F(d_{\max}) \quad (1.17)$$

d es la variable de daño estructural, $F(\bar{d})$ es la función de distribución de probabilidad de daño acumulada para un valor $d = \bar{d}$, $f(d|I)$ es la función de densidad de probabilidad de daño condicionada respecto a la intensidad del sismo y $f(I)$ es la función de densidad de probabilidad de la intensidad del terremoto. Por consiguiente, el riesgo específico S vendrá dado por el valor máximo de la función de distribución de daño acumulada⁽¹⁶⁾.

El proceso de evaluación del riesgo sísmico queda explicado de manera sintética en la figura 1.10. El territorio se discretiza en un sistema de pequeñas unidades gráficas —figura 1.10(a)— para las cuales puede almacenarse, mediante una base de datos, la información referente tanto a su ubicación y localización en la zona, como los resultados de la macro y de la microzonificación, información sobre las tipologías estructurales existentes, su valor económico, etc. Se incluye entre los datos la relación entre el índice de daño global y la intensidad del sismo caracterizado por los parámetros utilizados en la evaluación de la peligrosidad. Dicha relación está esquematizada en la figura 1.10(b) a través de funciones de vulnerabilidad para diferentes tipologías estructurales. Finalmente, se obtiene un mapa como el de la figura 1.10(c), que muestra las pérdidas sufridas por las estructuras para el sismo esperado en un período de retorno dado, denominándose a este mapa *escenario de daño*^(33,34).

La presentación de los resultados en forma de mapas temáticos, mostrando los posibles escenarios de daño de la zona en estudio, permite estimar localizaciones y regiones con riesgo sísmico más alto, sitios con efectos locales del suelo más marcados, estructuras más vulnerables, estimaciones de pérdidas esperadas, dando una idea global del problema y poniendo las bases para solucionar el problema de mitigación del riesgo sísmico.

1.6 MITIGACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO

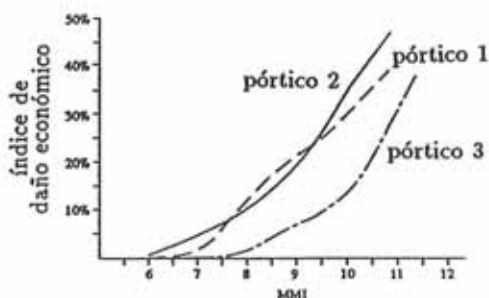
La forma de mitigar el riesgo sísmico en un lugar determinado se estudia partiendo de la misma definición del riesgo R . Observando las ecuaciones (1.13) y (1.14), es obvio concluir que para disminuir R debe disminuirse la peligrosidad H , la vulnerabilidad V o el coste E .

En cuanto a la peligrosidad sísmica, es posible reducirla influyendo en las condiciones locales del suelo, escogiendo, por ejemplo, localizaciones lo suficientemente alejadas de fallas, de rellenos, de zonas sismogénicas en general y de lugares de posibles asentamientos, deslizamientos, avalanchas o de alto potencial de licuefacción y, estudiar la posibilidad de utilizar técnicas de mejoramiento de las condiciones del suelo. Referente a la reducción de la vulnerabilidad, se deben

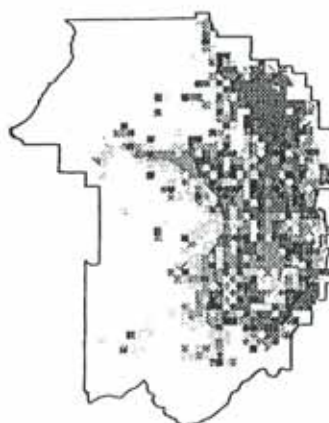
(a) Datos del valor de los edificios, tipos de estructuras e intensidad del terremoto



(b) funciones de vulnerabilidad para las estructuras por tipo de pórtico



Las pérdidas esperadas son calculadas para cada tipo de pórtico e intensidad de sismo utilizando los datos del valor y las funciones de vulnerabilidad



(c) Pérdidas por estructura para un determinado período de exposición

Figura 1.10 Proceso de convolución matemático-gráfico entre peligrosidad y vulnerabilidad y obtención de escenarios de daño⁽³⁴⁾.

considerar dos casos. El primero es el de una futura estructura; la reducción de su vulnerabilidad se puede lograr por medio del cumplimiento de todos los requisitos de las normativas de construcción sismo-resistente. Por ello, es también muy importante que se mejoren dichas normativas conforme avancen los conocimientos acerca del comportamiento sísmico de las estructuras. Adicionalmente, es esencial mejorar la tecnología y la calidad de la construcción. El segundo caso es el de las estructuras ya existentes. La única alternativa para mitigar el riesgo sísmico de éstas es la reducción de su vulnerabilidad a partir de una evaluación de las pérdidas esperadas debidas a la acción de un sismo de determinadas carac-

terísticas y realizar un estudio económico coste-beneficio, a fin de decidir entre su reforzamiento, rehabilitación o demolición. En la práctica, este último caso es el más común, debido a la existencia de un número muchísimo más grande de obras construidas que de obras por construir.

Sobre el coste E no puede actuarse de manera eficaz. Sin embargo, cuando se están estudiando las pérdidas humanas, se deben emprender campañas de preparación y educación de las personas sobre los peligros existentes, explicando las formas de protegerse durante terremotos. Las pérdidas pueden también reducirse si se elaboran regulaciones urbanas que traten de evitar concentraciones masivas en sitios en riesgo. Así mismo, es importante que el número de centros de atención y socorro frente a catástrofes crezca de manera proporcional a la población⁽³⁵⁾.

1.7 EJEMPLO DE APLICACIÓN: SIMULACIÓN DE ESCENARIOS DE DAÑO

1.7.1 Método del índice de vulnerabilidad

Se ha escogido el método del índice de vulnerabilidad, desarrollado y ampliamente aplicado en diversas zonas de Italia como método de evaluación sísmica de las estructuras. Dicho método identifica los parámetros más importantes que controlan el daño en un edificio frente a acciones sísmicas, los cuales son calificados individualmente en una escala numérica afectada por un factor de peso W_i , que trata de resaltar la importancia de un parámetro respecto al resto. En la tabla 1 pueden verse los once parámetros considerados en el análisis y sus correspondientes calificaciones K_i de acuerdo con las condiciones de calidad: desde A —óptima— hasta D —mala—. En la misma tabla se han incluido los valores iniciales atribuidos a los pesos W_i . A partir de estas características se realiza una calificación global de la estructura mediante el índice de vulnerabilidad del edificio (I_v), que se define mediante la ecuación⁽³⁶⁾

$$I_v = \sum_{i=1}^{11} K_i W_i \quad (1.18)$$

donde el sumatorio se efectúa sobre los once parámetros mencionados. Para los valores de la tabla 1, el índice de vulnerabilidad I_v toma valores entre 0 y 382.5. Utilizando funciones de vulnerabilidad, es posible relacionar el índice I_v con el índice de daño D del edificio cuyo valor, expresado en porcentaje, está comprendido entre 0 y 100.

Después de los sismos ocurridos el 23 de Diciembre de 1993 y 4 de Enero de 1994 en una amplia zona del sur de España, se ha realizado un estudio post-terremoto. Los epicentros de los sismos se localizaron en la provincia de Almería; el primero cerca de las poblaciones de San Roque y Berja y el segundo a unos 20 km de la costa, frente a las localidades de Almerimar y Baños. La profundidad

Tabla 1 Escala numérica del índice de vulnerabilidad (I_v). A, B, C y D describen las condiciones de calidad de los diferentes parámetros.

Num	Parámetro	K_iA	K_iB	K_iC	K_iD	Peso W_i
1	Organización del sistema resistente	0	5	20	45	1.0
2	Calidad del sistema resistente	0	5	25	45	0.25
3	Resistencia convencional	0	5	25	45	1.5
4	Posición edificio y cimentación	0	5	25	45	0.75
5	Diafragmas horizontales	0	5	15	45	1.0
6	Configuración en planta	0	5	25	45	0.5
7	Configuración en elevación	0	5	25	45	1.0
8	Separación máxima entre muros	0	5	25	45	0.25
9	Tipo de cubierta	0	15	25	45	1.0
10	Elementos no estructurales	0	0	25	45	0.25
11	Estado de conservación	0	5	25	45	1.0

focal fue de 10-15 km. La intensidad máxima evaluada en los sitios más críticos alcanzó el grado VII en la escala MSK, resultando seriamente afectadas ciertas estructuras, tanto de mampostería como de hormigón armado. El procedimiento se inició con un levantamiento de los datos de cada edificio estudiado; a la vez que se examinó su vulnerabilidad, se realizó una evaluación del daño que sufrieron. Disponiéndose de los índices de vulnerabilidad y de daño de cada edificio se obtuvo, mediante un análisis estadístico, la función de vulnerabilidad correspondiente al nivel de intensidad del terremoto ocurrido en el lugar (figura 1.11), siendo ésta la primera función de vulnerabilidad observada obtenida a partir de un estudio post-terremoto en España.

Un primer objetivo de este ejemplo es el de simular funciones de vulnerabilidad y de calibrar dichas funciones a partir de la mencionada función de vulnerabilidad observada; luego, mediante un análisis probabilista, se derivan matrices de probabilidad de daño. Finalmente, se aplica el método del índice de vulnerabilidad para establecer posibles escenarios de daño en un sector de Barcelona. Los desarrollos que se describen a continuación se han llevado a cabo para edificios de mampostería no reforzada. Sin embargo, se ha considerado que es de utilidad incluirlos en este capítulo, primeramente por su carácter informativo y, en segundo lugar, por el hecho de que los principios generales en los que se fundamentan son válidos también en el caso de estructuras de hormigón armado.

1.7.2 Simulación y calibración de funciones de vulnerabilidad

Se ha escogido el modelo de Abrams⁽³⁷⁾, el cual refleja adecuadamente el comportamiento inelástico de los edificios de mampostería no reforzada y sus modos de fallo, tanto a flexocompresión como a cortante. Dicho modelo ha sido aplicado a las estructuras modelizadas como edificios de cortante. Se evaluó la capacidad máxima de los muros de resistir cargas sísmicas, lo cual permitió calcular un índice de daño de la estructura mediante la relación entre la sollicitación y los estados inicial y de máxima fisuración, previos al colapso. Debido

a la falta de resolución característica de los estudios de peligrosidad sísmica, así como por requerimientos del modelo de Abrams, se optó por definir la acción sísmica mediante los espectros de respuesta de las normativas sismo-resistentes españolas⁽³⁸⁾.

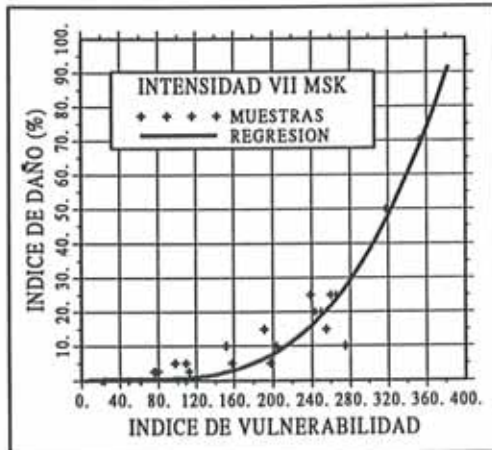


Figura 1.11 Función de vulnerabilidad observada en España, para un nivel de intensidad VII MSK.

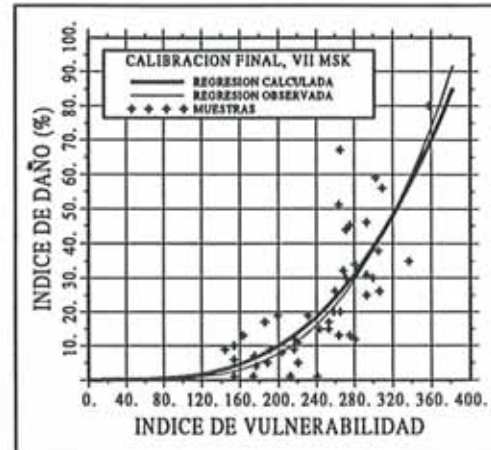


Figura 1.12 Simulación de edificios para intensidad VII y comparación con la función observada.

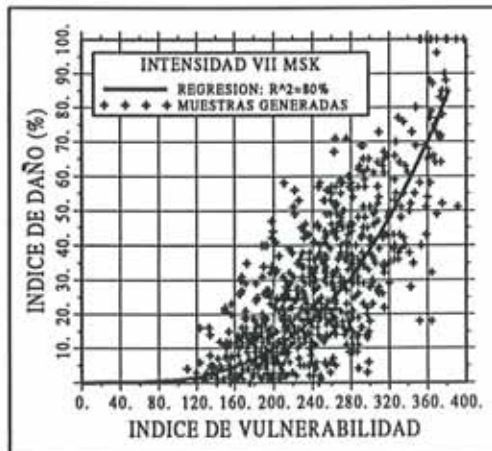


Figura 1.13 Simulación final de edificios y regresión polinómica para intensidad VII MSK.

Peso W_i	Benedetti	Iter 1	Iter n
1	1.00	1.015	1.095
2	0.25	0.254	0.274
3	1.50	1.523	1.643
4	0.75	0.762	0.821
5	1.00	1.015	1.095
6	0.50	0.508	0.548
7	1.00	1.015	1.095
8	0.25	0.254	0.274
9	1.00	1.015	1.095
10	0.25	0.254	0.274
11	1.00	1.015	1.095

Tabla 2 Valores de W_i de la referencia (36) y obtenidos del proceso iterativo.

Se efectuó primeramente la simulación para la intensidad VII correspondiente a la función de vulnerabilidad observada (figura 1.11) y se realizó un análisis regresional a fin de calibrar la curva observada. La estrategia utilizada ha consistido en variar los pesos W_i , pero manteniendo la relación de proporción entre ellos, puesto que el método italiano jerarquiza los parámetros que tienen mayor influencia en el daño esperado en un edificio mediante los mencionados pesos. La calibración se realizó "llevando" la curva simulada hacia la observada mediante

una búsqueda de las raíces de los polinomios de regresión, una inversión generalizada condicional del sistema de ecuaciones generado por (1.18) y mediante un nuevo análisis polinomial regresional. Al final de un proceso iterativo se obtuvo tanto la curva simulada calibrada a la observada (figura 1.12), como los nuevos valores de W_i (tabla 2) aplicables a la región.

Una vez realizada la calibración, se generaron unos 2000 para los que se realizaron los cálculos y se efectuó el análisis regresional, obteniéndose la forma final de la función de vulnerabilidad simulada (figura 1.13).

1.7.3 Estudio probabilista y resultados de la simulación

Utilizando el método del índice de vulnerabilidad, la expresión probabilista para el cálculo del riesgo sísmico específico se escribe como⁽³⁶⁾

$$F(\bar{d}) = \int_0^{\bar{d}} \int_0^{I_{v\max}} \int_0^{I_{\max}} f(d|I_v, I) f(I_v) f(I) dI dI_v dd \quad (1.19)$$

donde $F(\bar{d})$ es la función de distribución de daño acumulada para $d = \bar{d}$. La expresión $f(d|I_v, I)$ es la función de densidad de daño condicionada sobre el índice de vulnerabilidad y la intensidad del sismo, mientras que las funciones $f(I_v)$ y $f(I)$ son las funciones de densidad del I_v y de la intensidad del terremoto I . Nótese que el riesgo específico S viene expresado por la ecuación (1.17).

El proceso de simulación se realizó luego para el resto de intensidades sísmicas consideradas, utilizando siempre los nuevos valores W_i . Se aplicó la técnica de simulación por Montecarlo, que consiste en simular mediante un proceso determinista los resultados de muchos experimentos repetitivos a partir de datos de entrada obtenidos de manera probabilista, construir el histograma de dichos resultados y buscar la ley de distribución de probabilidad que se le ajusta⁽³⁹⁾. Se realizaron histogramas de los resultados y se ajustaron modelos probabilistas utilizando niveles de significancia de 5% o 10% como, por ejemplo, en las figuras 1.14 y 1.15. De esta manera pueden definirse las funciones $f(I_v)$ y $f(d|I_v, I)$. La función $f(I)$ se obtiene a partir de estudios de peligrosidad sísmica. La ecuación (1.19) puede discretizarse y, de esta manera, obtener la probabilidad condicional de daño $P[d | \Delta I_v, \Delta I]$, en forma de matriz de probabilidad en tres dimensiones

$$P[d_i < d < d_{i+1}] = \sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^m P[d_i < d < d_{i+1} | I_{v_j} < I_v < I_{v_{j+1}}, I_k < I < I_{k+1}] \quad (1.20) \\ \times P[I_{v_j} < I_v < I_{v_{j+1}}] \times P[I_k < I < I_{k+1}]$$

donde $P[d_i < d < d_{i+1}]$ es la probabilidad de obtener un grado de daño entre los valores d_i y d_{i+1} . El primer factor del miembro derecho es la probabilidad de daño condicionada sobre el índice de vulnerabilidad I_v y la intensidad I . Los otros dos son las probabilidades totales para el índice de vulnerabilidad y para la intensidad, comprendidas entre los rangos indicados; m es el número total de intervalos ΔI_v y n el número total de intervalos ΔI .

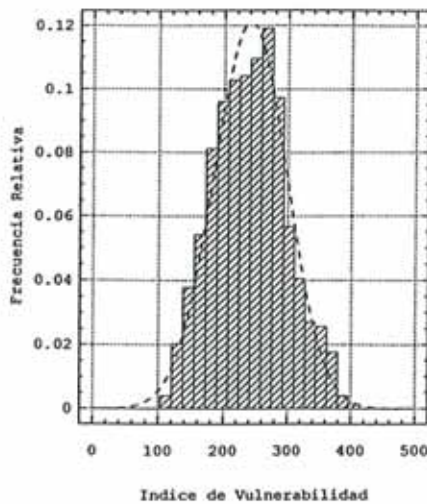


Figura 1.14 Histograma y distribución normal del índice de vulnerabilidad $f(I_v)$.

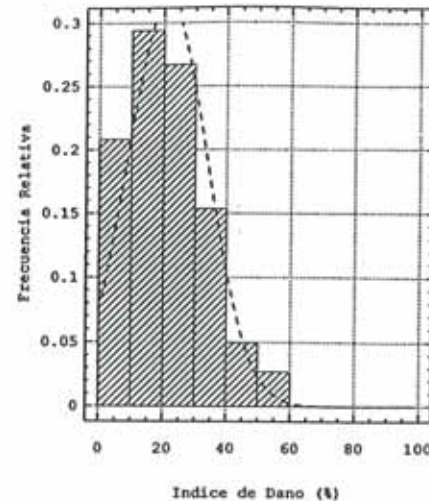


Figura 1.15 Histograma y distribución normal del daño. $I_v \in [200, 250]$, $I=VII$ MSK.

Como resultado final de la simulación se obtienen las funciones de vulnerabilidad para distintas intensidades (figura 1.16) y de la discretización se pueden desarrollar matrices de probabilidad de daño del tipo descrito anteriormente, como la presentada en la tabla 3.

Tabla 3 Valores de $f(d | I_v, I)$ discretizados, del modelo ajustado a los datos simulados $I=VII$ MSK.

$f(d I_v, I)$	0 – 20	20 – 40	40 – 60	60 – 80	80 – 100
0 – 100	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
100 – 150	0.838	0.008	0.000	0.000	0.000
150 – 200	0.660	0.257	0.004	0.000	0.000
200 – 250	0.413	0.473	0.068	0.001	0.000
250 – 300	0.183	0.455	0.293	0.048	0.002
300 – 350	0.005	0.344	0.467	0.149	0.029
> 350	0.000	0.000	0.015	0.276	0.467

1.7.4 Aplicación de la metodología al “Eixample” de Barcelona

Se ha escogido una muestra de edificios de la zona del “Eixample” de Barcelona, organizándola de manera aleatoria en manzanas similares a las reales. Además, de los planos de construcción disponibles en los archivos históricos de la ciudad se han obtenido características estructurales que facilitaron la labor de levantamiento. De la inspección de cada uno de los edificios escogidos se llegó a la determinación completa de todos los parámetros requeridos por la metodología. Finalmente, se calculó el índice de vulnerabilidad de cada edificio y se estimó el índice de daño correspondiente al nivel de intensidad macrosísmica considerada en la zona simulada, mediante las funciones de vulnerabilidad anteriormente obtenidas.

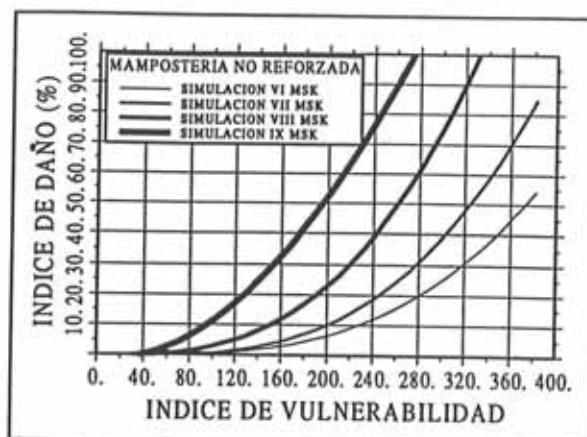


Figura 1.16 Funciones de vulnerabilidad obtenidas por simulación para mampostería no reforzada y diferentes escalas de intensidad MSK.

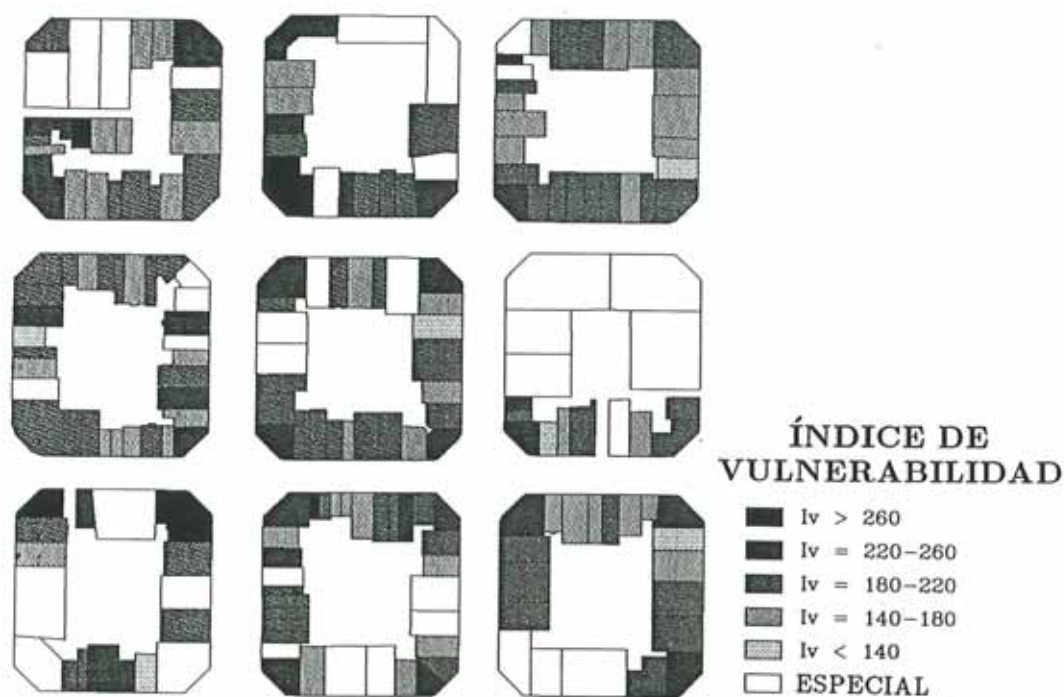


Figura 1.17 Mapa de vulnerabilidad del sector estudiado.

En la figura 1.17 se observa la disposición de los edificios de mampostería no reforzada ubicados en las manzanas simuladas y los valores del índice de vulnerabilidad obtenidos, que son medios y altos principalmente. Aquellos que no están identificados son edificios de hormigón armado y especiales, para los cuales no puede aplicarse la presente metodología. Los valores altos responden a la baja calidad de los materiales y al estado medio-bajo de conservación de los edificios, en contraposición con la buena semi-regularidad en planta y en altura que presentan los mismos.

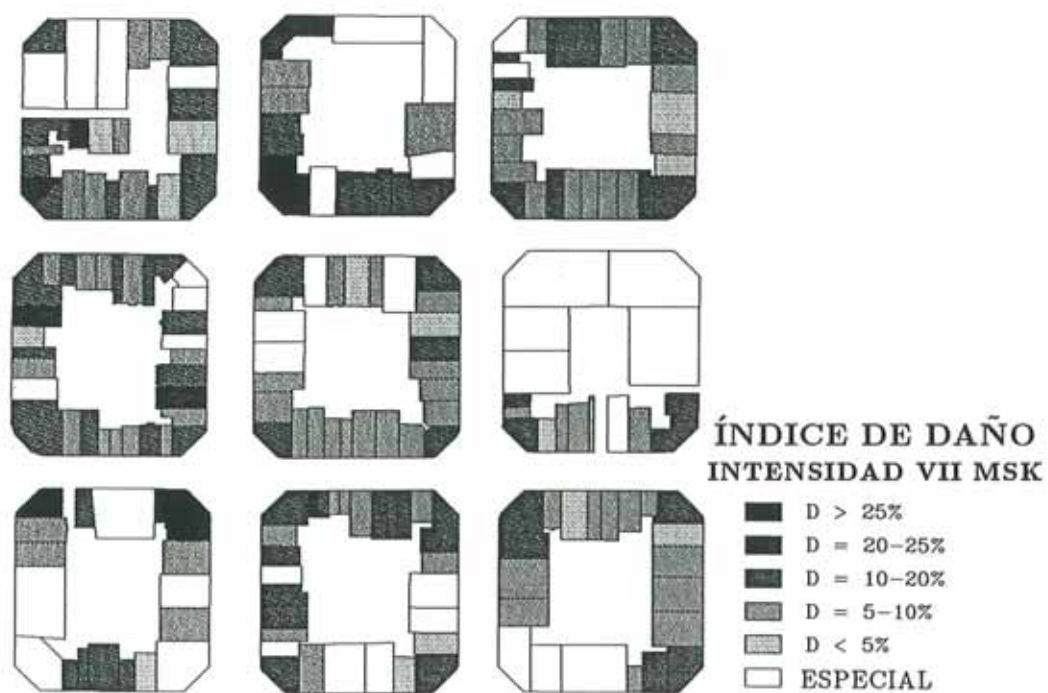


Figura 1.18 Escenario de daño para un sismo de intensidad VII MSK.

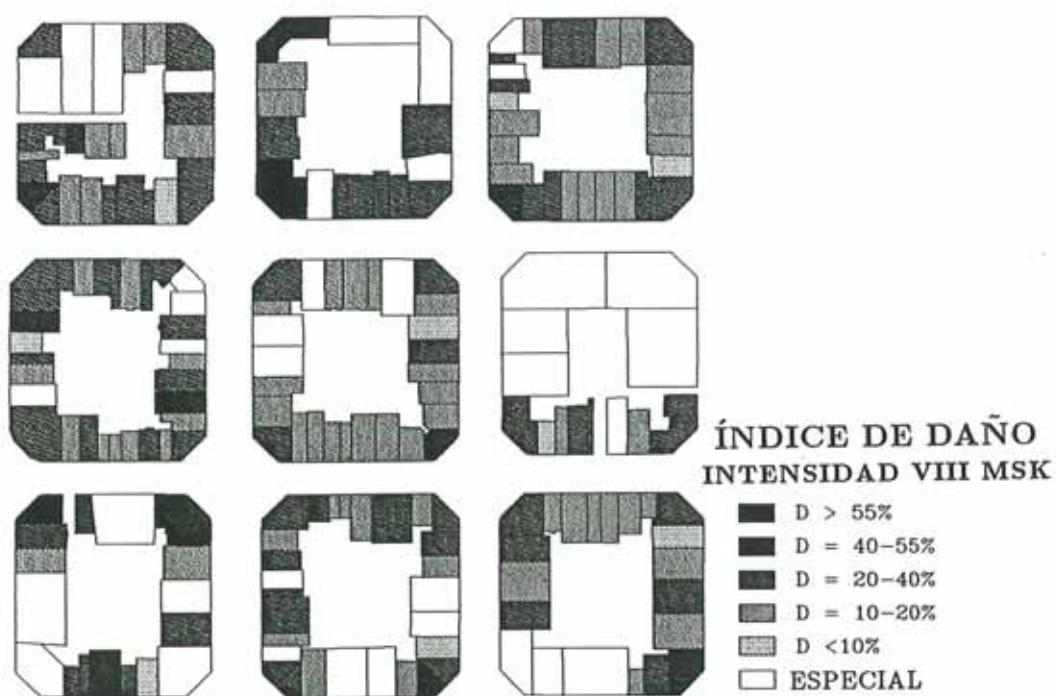


Figura 1.19 Escenario de daño para un sismo de intensidad VIII MSK.

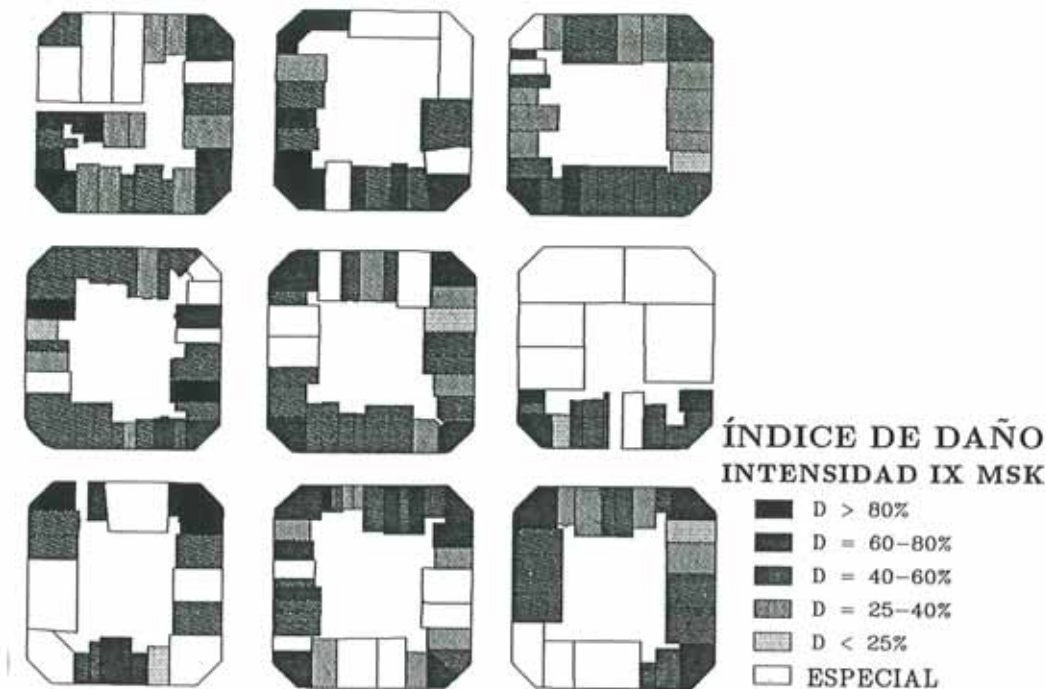


Figura 1.20 Escenario de daño para un sismo de intensidad IX MSK.

En la figura 1.18 se muestra el escenario de daño para una intensidad VII, la cual es la considerada por los diseños actuales en Barcelona. La mayoría de los edificios sufren daños entre el 10% y el 20% y un 5% de ellos tendrán un daño entre el 20% y el 30%. Solamente el 8% de los edificios sufriría un daño muy leve, de hasta un 5%. La figura 1.19 es el escenario para intensidad VIII, observándose daños ya importantes, la mayoría de ellos entre 20% y 40%, con focos superiores al 40%. Si llegara a producirse un sismo de estas características, las pérdidas serían graves y bastante generalizadas en toda la zona. Para intensidad IX (figura 1.20) el daño es muy grave, pues el 72% de los edificios muestran un daño superior al 40% con predominancia entre el 50% y el 60%, lo que requeriría realizar un estudio detallado y profundo del coste de reparación en relación al coste de reconstrucción de los edificios que no hayan colapsado, pues se podría prever un coste de reparación excesivamente alto.

La metodología desarrollada se muestra adecuada para analizar zonas urbana a gran escala, pues proporciona una estimación suficiente del comportamiento sísmico de los edificios, con miras a la toma de decisiones en planes de mitigación de desastres. Los resultados obtenidos para el "Eixample" muestran una vulnerabilidad media-alta de los edificios, lo que parece correcto dado el estado en el que se encuentran. La simulación por ordenador ha reemplazado parcialmente la información que debiera obtenerse de los estudios post-terremoto; sin embargo, cabe anotar que siempre serán necesarios levantamiento de los daños después de un sismo, tanto para calibrar como para verificar la calibración que se realice en estudios de tipo analítico.

REFERENCIAS

1. A. Sarria, *Ingeniería Sísmica*, Ediciones Uniandes, Bogotá, 1990.
2. A. W. Coburn, R. J. Spence y A. Pomonis, "Factors determining human casualty levels in earthquakes: Mortality prediction in building collapse", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, **10**, 5989-5994, Madrid, 1992.
3. A. H. Barbat y J. M. Canet, *Estructuras Sometidas a Acciones Sísmicas*, segunda edición, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona, 1994.
4. J. A. Canas, L. Pujades y E. Banda, *Sismicidad y Peligrosidad Sísmica*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona, monografía IS-11, 1994.
5. R. J. Geller, "Earthquake Source Models, Magnitudes and Scaling Relations", *Ph.D. Thesis*, California Institute of Technology, Pasadena, California, 1977.
6. European Seismological Commission, "European Macroseismic Scale 1992", *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie*, **7**, (editor G. Grünthal), Luxembourg, 1993.
7. G. W. Housner, "Strong Ground Motions", *Earthquake Engineering* (editor R. Wiegel), 75-91, Prentice-Hall, USA, 1970.
8. B. A. Bolt, *Terremotos*, Ediciones Orbis, Barcelona, 1985.
9. M. D. Trifunac y A. G. Brady, "A study on the duration of strong earthquake ground motion", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **65**(3), 581-626, 1975.
10. R. Dobry y I. Idriss, "Duration characteristics of horizontal components of strong-motion earthquake records", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **68**(5), 1978.
11. A. Udías y J. Mézcua, *Fundamentos de Geofísica*, Editorial Alhambra, S. A., Madrid, 1986.
12. V. Bertero, "Lessons Learned From Recent Catastrophic Earthquakes and Associated Research", *Primera Conferencia Internacional Torroja 1989*, Madrid, 1992.
13. A. Astaneh, et al., *Preliminary Report on the Seismological Aspects of the October 17, 1989 Santa Cruz (Loma Prieta) Earthquake*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Report UCB/EERI-89/14, October 1989.
14. L. Benuska et al., "Loma Prieta Earthquake, Reconnaissance Report", *Earthquake Spectra*, **6**, supplement, 1990.
15. J. F. Hall et al., *Northridge Earthquake January 17, 1994, Preliminary Reconnaissance Report*, Earthquake Engineering Research Institute, Publication 94-01, Oakland, 1994.
16. F. Yépez, A. H. Barbat y J. A. Canas, *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona, monografía IS-12, 1994.
17. J. A. Canas y L. G. Pujades, "The Valencia trough: coda-Q", *Tectonophysics*, **203**, 125-132, Amsterdam, 1992.

18. J. J. Egozcue, A. Barbat, J. A. Canas, J. Miquel y E. Banda, "A method to estimate intensity occurrence probabilities in low seismic activity regions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **20(1)**, 43-60, 1991.
19. P. Thenhaus, S. Hanson, I. Effendi, E. Kertapati y S. T. Algermissen, "Pilot studies of seismic hazard and risk in North Sulawesi province, Indonesia", *Earthquake Spectra*, **9(1)**, 97-120, 1993.
20. ***, *Atlas Nacional de España*, Instituto Geográfico Nacional, Madrid, **II(8)**, 1992.
21. E. Faccioli y D. Reséndiz, "Soil Dynamics: Behavior Including Liquefaction", *Seismic Risk and Engineering Decisions* (editores E. Rosenblueth & C. Lomnitz), 71-139, 1976.
22. ***, *UNIFORM BUILDING CODE (UBC)*, California, 1985.
23. W. Jalil, "New french seismic code orientations", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, **10**, 5867-5873, Madrid, 1992.
24. J. Ferrito, "Economics of seismic design for new buildings", *Journal of Structural Division, ASCE*, **110(12)**, 2925-2938, 1984.
25. S. Gunturi y H. Shah, "Building specific damage estimation", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, **10**, 6001-6006, Madrid, 1992.
26. C. Caicedo, "Vulnerabilidad Sísmica en Zonas Urbanas. Aplicación a un Sector del Eixample de Barcelona", *Tesis Doctoral*, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1993.
27. C. Caicedo, J. A. Canas, A. Barbat, A. Roca, X. Goula y F. Maña, "Vulnerabilidad sísmica de edificios existentes. Aplicación a Cataluña", *Primer congreso Iberoamericano sobre técnicas aplicadas a la gestión de emergencias para la reducción de desastres naturales*, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, 359-365, 1992.
28. S. W. Cochrane y W. H. Schaad, "Assessment of earthquake vulnerability of buildings", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, **1**, 497-502, Madrid, 1992.
29. K. Porter, G. Johnson, M. Zadeh, C. Scawthorn y S. Eder, *Seismic Vulnerability of Equipment in Critical Facilities: Life-Safety and Operational Consequences*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Report **NCEER-93-0022**, November 1993.
30. L. Cret, F. Yamasaki, S. Nagata y T. Katayama, "Earthquake damage estimation and decision analysis for emergency shut-off city gas networks using fuzzy set theory", *Structural Safety*, **12(1)**, 1-19, 1993.
31. H. Sandi, "Earthquake risk and earthquake preparedness: some qualitative aspects and quantification possibilities", *Proceedings of the Seminar on Earthquake preparedness — UNDP/UNESCO/UNDRO Project for Earthquake Risk Reduction in the Balkan Region*, Athens, 79-93, 1983.
32. H. Sandi, "Vulnerability and risk analysis for individual structures and systems", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, **7**, 11-69, 1986.
33. D. Jonmans y M. Campillo, "The 1983 Liege Earthquake: Damage distribution and site effects", *Earthquake Spectra*, **6(4)**, 713-737, 1990.

34. P. Emmi y C. Horton, "A GIS-based assessment of earthquake property damage and casualty risk: Salt Lake County, Utah", *Earthquake Spectra*, **9(1)**, 11-33, 1993.
35. F. E. Winslow y K. E. Ross, *Proceedings From School Sites: Becoming Prepared for Earthquakes*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Report NCEER-93-0015, August 1993.
36. D. Benedetti, G. Benzoni y M. Parisi, "Seismic vulnerability and risk evaluation for old urban nuclei", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **16(2)**, 183-201, 1988.
37. D. P. Abrams, "Strength and behaviour of unreinforced masonry elements", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, **7**, 3475-3480, 1992.
38. A. H. Barbat y M. Paz, "Seismic codes of Spain", en *International Handbook of Earthquake Engineering* (editor M. Paz), Chapman & Hall, New York, 431-446, 1994.
39. Z. Karian y E. Dudewicz, *Modern Statistical Systems and GPSS Simulation*, Computed Science Press, New York, 1991.

Diseño conceptual y razonamiento cualitativo

2.1 INTRODUCCIÓN

En general el diseño es un proceso que, partiendo de ciertos requisitos en la función, construcción, costo y estética, resulta en la descripción de un modelo. La descripción del modelo varía según el contexto de diseño y el nivel de abstracción o de detalle. En la ingeniería estructural, la descripción se refiere a las características de componentes estructurales tales como pórticos, muros de corte, conexiones y soportes. Los requisitos varían sustancialmente durante las etapas del diseño y el correspondiente nivel de abstracción o detalle.

Existen, generalmente, muchas soluciones para un mismo problema de diseño. El proceso mismo de diseño puede ser iterativo debido a que no suele existir una solución de diseño explícita para los mencionados requisitos en función y costo, entre otros. Algunos requisitos como, por ejemplo, la función resistente de un edificio, dependen de la misma solución de diseño pues dicha solución incorpora requisitos adicionales. Considérese el diseño de un edificio de oficinas bajo cargas sísmicas. La función resistente es transmitir las cargas dinámicas a la cimentación pero la misma solución estructural añade masas que no son conocidas con exactitud a priori y que modifican la mencionada función, por lo que el proceso es iterativo.

La primera etapa en un proceso de diseño es el diseño conceptual, que proporciona descripciones cualitativas de soluciones de diseño partiendo de los requisitos. En ingeniería estructural, los diseñadores desarrollan soluciones conceptuales a partir de un conocimiento profundo de las leyes fundamentales del equilibrio, de la compatibilidad y de las características de los materiales y a partir de la experiencia. Etapas posteriores al diseño conceptual añaden más detalle a las alternativas propuestas y, en algunos casos, las modifican.

El diseño conceptual es una etapa muy importante en el proceso de diseño pues determina el comportamiento estructural global. Muchas estructuras co-

rectamente diseñadas en el pasado como, por ejemplo, la cúpula de Agrippa construída por los romanos en el año de 124 D. C. o el palacio de los deportes de Roma construído por P.L. Nervi en la década de 1950 aproximadamente, han sido diseñadas en base a un buen diseño conceptual, incluso sin los precisos modelos numéricos disponibles en la actualidad⁽¹⁾. Los análisis numéricos proporcionan información detallada sobre las demandas estructurales; sin embargo, usualmente fallan en dar información sobre un posible modo de fallo frágil o sobre la falta de mecanismos alternativos de transmisión de carga dado el caso de que un miembro principal falle. Los análisis numéricos pueden incluso en algunos casos, oscurecer el comportamiento inadecuado de un determinado diseño. Considérese el diseño de un forjado reticular con una luz libre de 12m en cada dirección. Un análisis estructural empleando elementos finitos, pero sin incluir el agrietamiento del hormigón, —actualmente en la práctica de una oficina de diseño raramente se emplean los elementos finitos para analizar placas reticulares y mucho menos se emplea un análisis no lineal para incluir el agrietamiento— puede resultar en que el diseñador adopte un canto reducido, incumpliendo estados límites de deflexiones. La experiencia aconseja, sin embargo, que un sistema estructural reticular no es conveniente para luces mayores a 10m debido a limitaciones en flexibilidad y no debido a limitaciones en cuanto a resistencia.

Recientemente se han propuesto técnicas para el diseño óptimo de estructuras bajo cargas, principalmente estáticas, minimizando una determinada función de costo, concretamente el peso total de los materiales en estructuras de acero. Sin embargo, para estructuras sismorresistentes no existe una función simple que proporcione dicho valor óptimo. En la práctica, los ingenieros estructurales diseñan estructuras robustas empleando criterios como mecanismos alternativos de transmisión de cargas, modos de fallo dúctiles, y capacidad de disipar energía⁽²⁾. Estas características son determinadas durante el diseño conceptual de la estructura y por ello el diseño preliminar es particularmente importante en edificaciones sismorresistentes en las cuales las cargas sísmicas pueden ser severas y, en general, muy superiores a las cargas consideradas en las normativas de diseño sísmico actuales.

Durante el diseño conceptual, además, no se suele disponer de toda la información necesaria para un análisis numérico. Factores importantes como el tipo de suelo, acelerogramas o su contenido de frecuencias, influencia de elementos no-estructurales, características de los materiales, etc., suelen determinarse en etapas posteriores del diseño y por ello la importancia de esta etapa del diseño.

La figura 2.1 ilustra la tribuna principal del estadio nacional de Lima, proyectado por el ing. Miguel Bozzo Ch. en el año de 1949. Esta estructura es un ejemplo de diseño conceptual sólido, lo que le ha permitido resistir satisfactoriamente los terremotos de grado 7 en la escala de Richter ocurridos cerca de Lima en los años 1966, 1970 y 1974. Esta estructura está formada por cinco elementos estructurales: la viga en voladizo, el pilar, el tirante, la tribuna y sistema aporticado y la cimentación. La solución estructural es simple y cada elemento

estructural tiene una función definida. El voladizo principal está apoyado en los pilares y tirantes, los cuales equilibran el momento inducido por el peso propio, la sobrecarga y la componente vertical de la acción sísmica. La tribuna y el sistema aporticado tienen una doble función resistente y de uso. Por un lado reducen la tensión en los tirantes y por otro permiten ubicar las oficinas debajo de la tribuna aprovechando al máximo el espacio. El voladizo principal está formado por una viga "T" invertida de 19m de luz libre y sección variable, como se ilustra en las figuras 2.1(a) y 2.1(b). El ala ancha de la viga se ubica donde están las compresiones y el ala delgada donde están las tracciones. El alma de la viga es de poco espesor y cada cierto número de metros se ensancha formado nervaduras, tal como se ilustra en la figura. Entre viga y viga se ubica una losa de hormigón de poco espesor. Como puede apreciarse, un objetivo fundamental de este diseño conceptual es reducir el peso propio de la estructura. El tirante se ancla por debajo de la zapata en terreno firme y con la condición de tribuna llena la tensión es nula en el extremo del tirante, el cual trabaja, principalmente, bajo la acción sísmica de la componente vertical del terremoto.

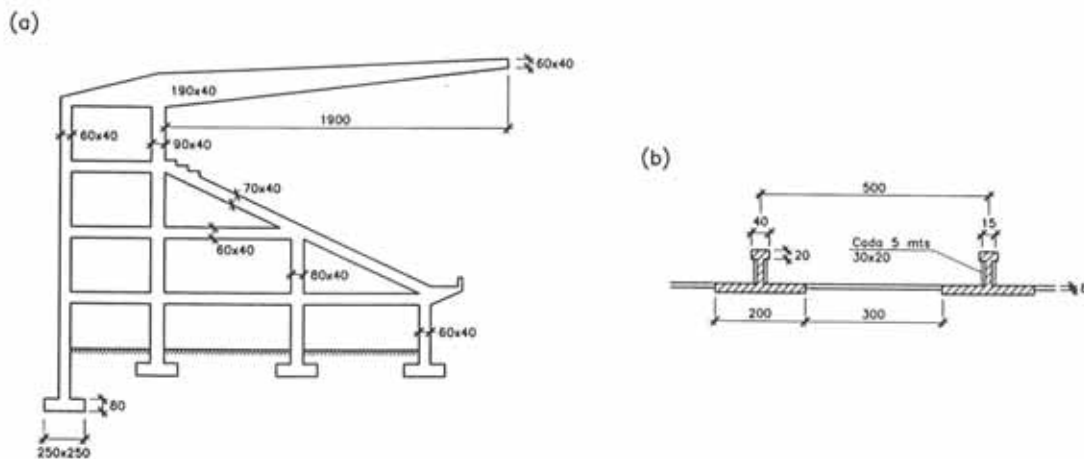


Figura 2.1 Estadio nacional de Lima proyectado en el año 1949. (a) Sistema estructural (b) Corte indicando las vigas principales del voladizo.

En los años en que se proyectó este estadio no se contaba con las herramientas de cálculo actuales y se tenía un casi total desconocimiento de las características de los terremotos en Lima. Incluso en la actualidad no se tiene un conocimiento de la magnitud de su componente vertical y de su contenido de frecuencias. El daño observado en terremotos californianos recientes como el de Loma Prieta en 1986 y, más claramente, el de Northridge en 1994 indica que la componente vertical de los terremotos no puede ignorarse⁽³⁾. Durante el terremoto de Northridge se midieron aceleraciones verticales mayores a la gravedad y, en general, de magnitud similar a la magnitud de las componentes horizontales. Estas observaciones

seguramente modificarán las normativas de diseño americanas, por lo menos con respecto a puentes y a voladizos, donde la importancia de la componente vertical es mayor.

Está claro, por consiguiente que el diseño conceptual es fundamental para el diseño de una estructura bien lograda y está claro también que es diferente al resto del proceso de diseño porque está principalmente relacionado con representaciones cualitativas, empleadas para evaluar el comportamiento de un determinado diseño. El espacio de soluciones suele ser muy grande y no es práctico el pretender evaluar en detalle cada una de las posibles alternativas para, en muchos casos, constatar finalmente que el diseño propuesto no es adecuado. Hay básicamente dos alternativas para realizar esta evaluación, emplear criterios heurísticos (o basados en experiencias con diseños previos) o emplear criterios cualitativos basados en leyes físicas. Ambas alternativas se presentan a continuación.

2.2 CRITERIOS HEURÍSTICOS

2.2.1 Proporcionar simetría

Esta recomendación es comúnmente aceptada por todos los diseñadores de estructuras sismorresistentes. Es bien conocido que las estructuras simétricas, tanto para una respuesta lineal como para una no lineal, tienden a distribuir bien los esfuerzos evitando concentraciones de daño. La figura 2.2 presenta la planta de un edificio de 17 pisos construido en Ancón, Lima. La estructura tiene dos sistemas estructurales, el sistema aporticado y la torre de los ascensores. El sistema aporticado solo es simétrico pero la torre de los ascensores induce una torsión importante. El edificio sufrió considerable daño durante el terremoto peruano de 1970 tuviéndose que demoler los últimos 7 pisos del edificio. El daño se concentró en la conexión entre la torre de los ascensores y el sistema aporticado, aunque también se observó daño en las vigas y columnas de los últimos pisos. El fallo de esta estructura se hubiera podido evitar simplemente desconectando ambos sistemas estructurales o incrementando la rigidez de los pilares opuestos a la torre de ascensores, proporcionando la simetría.

2.2.2 Proporcionar redundancia estructural

En diseño sísmico es muy recomendable el proporcionar mecanismos alternativos de transmisión de cargas laterales, es decir proporcionar redundancia estructural. No es conveniente emplear estructuras isostáticas ya que se convierten en un mecanismo al formarse la primera rótula plástica. Si por alguna restricción fuese imprescindible el que la estructura fuese isostática se debe, por una lado, incrementar las cargas de las normativas y, por otro, asegurar que en caso de alcanzar el límite lineal elástico de la estructura ésta sea capaz de deformarse sin perder capacidad portante. Por ejemplo, una cubierta de un aparcamiento en forma de "T" y apoyada en una fila de columnas se convierte

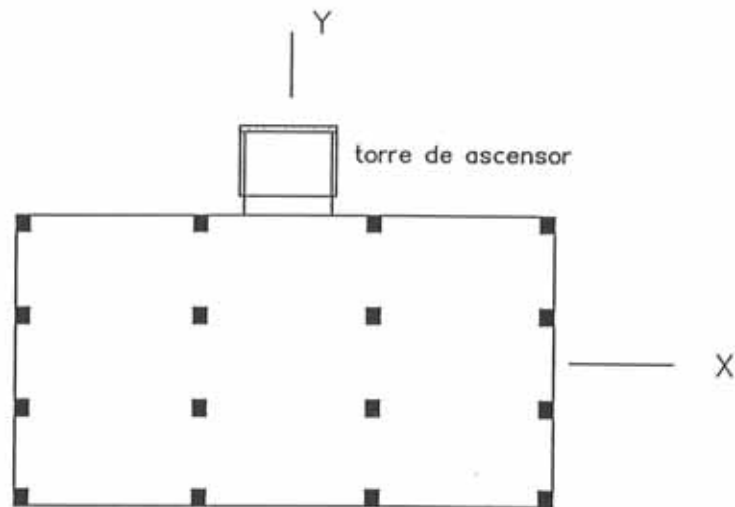


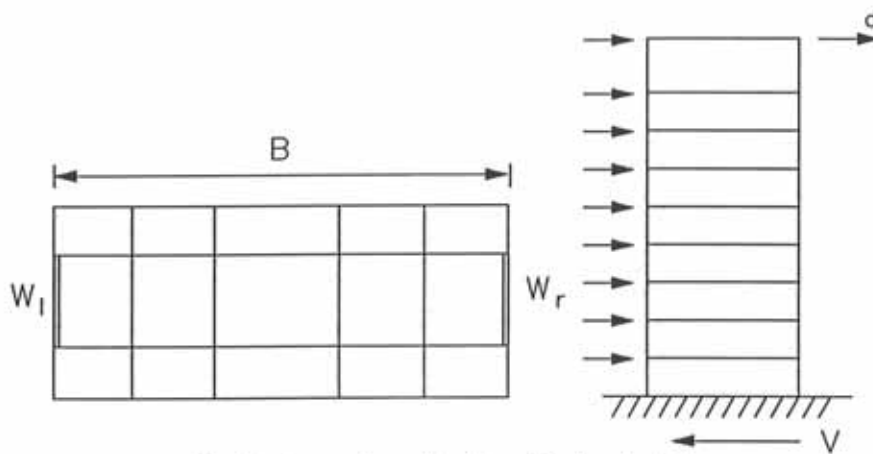
Figura 2.2 Edificio de 17 pisos que falló por asimetría en planta.

en un mecanismo cuando se forma la primera rótula en la base de las columnas. A partir de este instante la estructura debe ser capaz de desplazarse como un mecanismo sin pérdida significativa de resistencia. Sin embargo, si la estructura del aparcamiento se diseña empleando normativas de diseño sísmico con una ductilidad global de 8, es muy probable que falle, aun suponiendo que las columnas son lo suficientemente ductiles. El fallo se produciría debido a la inestabilidad originada por el peso propio y la flexibilidad lateral del mecanismo que induciría desplazamientos laterales significativos y por consiguiente momentos de segundo orden también importantes.

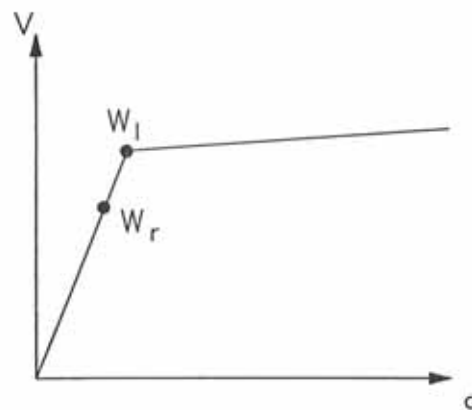
Considérese el diseño antisísmico de un edificio tal como se ilustra en la figura 2.3(a). La estructura esta formada por pórticos y dos muros de corte ubicados simétricamente en los extremos de la planta. La estructura es simétrica y un análisis numérico, sin considerar ninguna excentricidad accidental, resultaría en que ambos muros de corte resisten igualmente el cortante en la base. Esto es correcto aún si se llega al límite lineal del material. Considérese, sin embargo, una excentricidad accidental, tal como se ilustra en la figura, que hace no coincidir el centro de masas con el centro de rigidez. La figura 2.2(b) grafica el cortante en la base respecto al desplazamiento horizontal en el último piso del edificio. El comportamiento global del edificio se supone bilineal. En el rango lineal elástico, el comportamiento será muy similar, pero en el rango no lineal el comportamiento es fundamentalmente diferente.

La torsión accidental se amplifica debido a la no linealidad, efecto que puede causar la degradación progresiva de la estructura. Este efecto será particularmente adverso si los muros de corte son frágiles y no son capaces de mantener un nivel de deformación una vez alcanzado su límite lineal elástico. Una alternativa para reducir este efecto es proporcionar la redundancia estructural o mecanis-

mos alternativos de transmisión de cargas. En el caso del ejemplo presentado se añadirían muros de cortante intermedios o se diseñarían los pórticos como pórticos dúctiles capaces de transmitir un porcentaje del total de la carga lateral. Otra pregunta importante que surge de este ejemplo es si la excentricidad accidental del 5% usada en las normativas americanas es suficiente o si se debería incrementar para asegurar un comportamiento adecuado de estructuras sujetas a torsión en el rango no lineal⁽⁴⁾.



(a) Planta y elevación de edificio simétrico



(b) Respuesta global cortante en la base desplazamiento azotea

Figura 2.3 Debido a la excentricidad accidental, la placa W_l fallará primero y modificará sustancialmente el centro de rigidez aumentando la torsión.

2.2.3 Evitar un fallo frágil

Con el objetivo de obtener estructuras económicas, las normas modernas de diseño sismorresistente reducen considerablemente las cargas sísmicas en función de su ductilidad. De esta forma un objetivo fundamental en diseño sismorresistente es evitar un fallo frágil que ocasione la pérdida brusca de capacidad

portante. Dentro de ciertos límites de flexibilidad y en función de la acción sísmica, mientras más dúctil sea el sistema estructural más se podrán reducir las cargas sísmicas y, por ello, su costo será menor, a pesar de que los detalles para lograr una estructura de hormigón armado dúctil también incrementan el costo. De esta forma desde los años 70 y en particular a partir del terremoto de San Fernando en Los Angeles, se proponen recomendaciones como el confinamiento de nudos, longitudes mínimas de anclaje para las barillas de refuerzo, entre muchas otras, que buscan evitar fallos frágiles como uno por cortante o el pandeo de las armaduras de refuerzo longitudinal, etc.

Un fallo frágil sumamente común en estructuras de hormigón armado es uno por cortante. Un ejemplo claro del mismo es el ocasionado en columnas y vigas de poca longitud debido al incremento del cortante producto de la mayor rigidez del elemento en comparación a otros similares de mayor longitud. En consecuencia, el empleo de vigas y columnas cortas debe evitarse en lo posible y, en todo caso, proporcionar un análisis y posterior diseño especiales que aseguren que en caso de fallar el modo de fallo sea dúctil. Por ejemplo, una alternativa para asegurar el fallo dúctil de una viga es reducir su refuerzo longitudinal de manera que falle por flexión y no por cortante.

La figura 2.4 presenta algunos fallos típicos relacionados con vigas y columnas de poca longitud. Estos fallos son de un tipo muy común, ya que se pueden originar incluso involuntariamente debido a los elementos no estructurales o, quizá mejor dicho, a los "elementos no intencionalmente estructurales". Por ejemplo, es una solución típica en locales de aulas el rellenar parte del pórtico con mampostería y dejar la parte superior de las columnas libre para iluminación y ventilación originándose una columna corta.

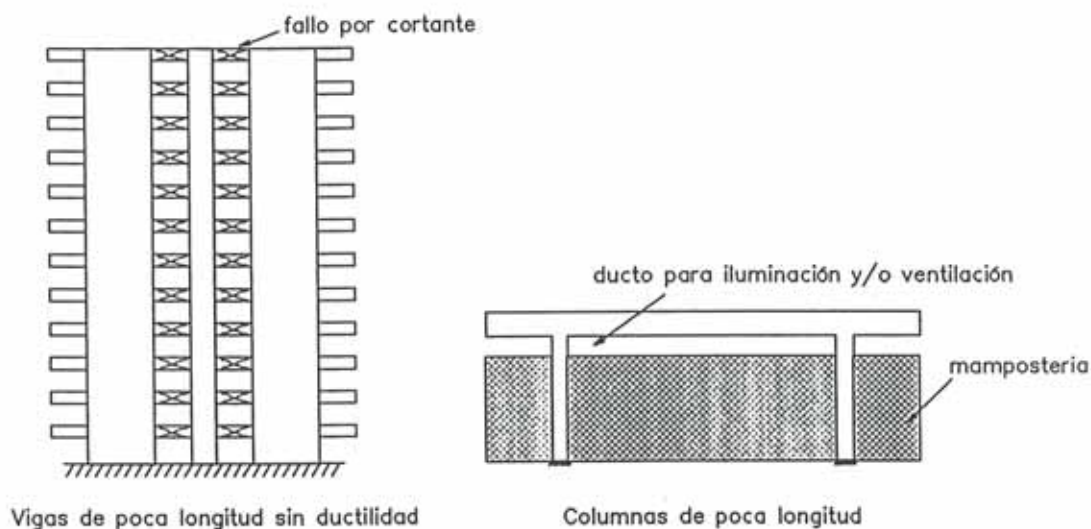


Figura 2.4 Fallo de columnas y vigas cortas.

Otro fallo frágil muy común es el originado por una falta de detalles adecuados en las conexiones entre elementos. Diseñar estructuras de hormigón armado es una ciencia pero también un arte en la medida en que se requieren detalles estructurales bien concebidos, que eviten cualquier posible fallo frágil. Por ejemplo, considérese la figura 2.5 que ilustra una sección del viaducto de Cypress el cual colapsó trágicamente durante el terremoto de Loma Prieta en 1989 en Estados Unidos⁽⁵⁾. Esta estructura se diseñó sin las herramientas actuales de cálculo por lo que no se conocía con precisión los efectos diferidos de la retracción y fluencia del hormigón. Siendo este viaducto pretensado estos efectos diferidos son importantes y por ello, aparentemente, se decidió "isostatizar" la estructura mediante rótulas en la base de las columnas del segundo nivel. Estas rótulas permitirían el movimiento libre de viaducto frente a las deformaciones del hormigón en el tiempo, las cuales no inducirían esfuerzos secundarios. Durante el terremoto de Loma Prieta varios kilómetros del segundo nivel de este viaducto colapsaron de forma frágil, en gran parte debido a la conexión mostrada que no tenía refuerzo transversal. Además, las barillas longitudinales eran de un diámetro muy grueso por lo que tenían poca adherencia y no disponían de una suficiente longitud de anclaje.

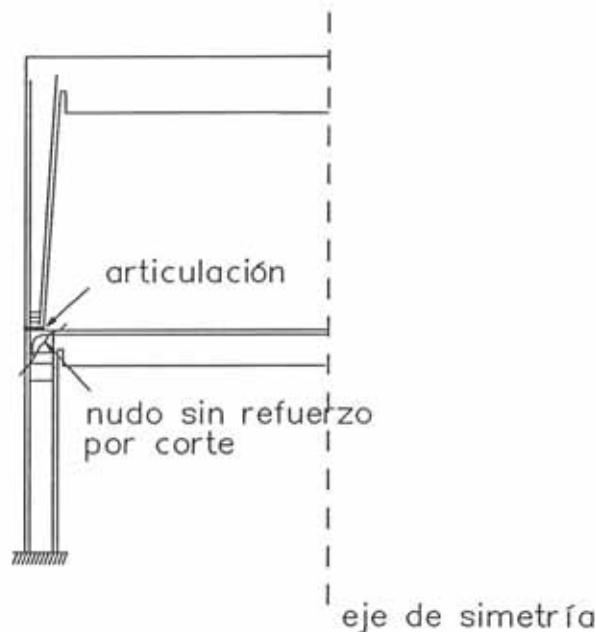


Figura 2.5 Falta de detalles adecuados contribuyeron al fallo frágil del viaducto de Cypress durante el terremoto de Loma Prieta, 1986 ⁽⁵⁾.

2.2.4 Reducir cambios bruscos en rigidez y masas, tanto en planta como en altura

El efecto negativo de la denominada torsión espacial originada por excentricidades en planta ha sido observada en casi todos los terremotos severos de este siglo. Dicha torsión puede originarse por una distribución asimétrica de los

muros de corte y pórticos o involuntariamente por la distribución asimétrica de la tabiquería. Por ello es importante reducir los cambios bruscos en rigidez estructural y en las masas tanto en planta como en altura ya que éstos pueden originar concentraciones de esfuerzo. Los requisitos de diseño sísmico basados en los códigos son requisitos "mínimos" que se basan en una adecuada estructuración. La figura 2.6(a) muestra parte de la estructuración del hotel Macuto-Sheraton en Venezuela. Una estructura como la mostrada no debe diseñarse empleando el código sin más, ya que es de esperar concentración de daño en la zona de cambios de rigidez, tal como efectivamente se observó durante el terremoto del 29 de julio de 1967. Por otra parte existen actualmente procedimientos simplificados que permiten tener en cuenta de forma rigurosa la influencia de la torsión en el rango no lineal⁽⁴⁾.

Debe enfatizarse que estas recomendaciones aseguran un buen comportamiento estructural pero de ningún modo pueden tomarse como limitaciones al diseño de estructuras sismorresistentes. A falta de un análisis y diseño precisos, estos criterios garantizan que el comportamiento global de la estructura será el adecuado y de que no se producirá una degradación local importante. Sin embargo, es posible diseñar estructuras que no cumplan una o varias de estas recomendaciones como, por ejemplo, tener placas que no empiecen desde la planta baja o estructuras con torsión. En estos casos es necesario un análisis y posterior diseño detallado que puede utilizar desde un análisis lineal modal con espectros de respuesta a un análisis paso a paso no lineal. Por otro lado el costo de la estructura será, probablemente, mayor al de una estructura regular que cumpla los requisitos antes indicados.

Un ejemplo claro de una estructura que no cumplía estas recomendaciones y que se comportó adecuadamente durante el desastroso sismo de Northridge 1994 en Los Angeles es la "Sierra Tower" diseñada por Thomas Amneus de Los Angeles⁽⁶⁾ y mostrada en la figura 2.6(b). Esta torre de ocho pisos está ubicada en el campus de la Universidad de California en Northridge a pocos kilómetros del epicentro. La estructura es de hormigón armado y está formada por columnas en el primer nivel y muros de corte que empiezan desde el segundo nivel, por lo que existe un cambio brusco de rigideces en altura. Las columnas del primer nivel resisten las cargas verticales y las fuerzas laterales. Debido a su gran rigidez las cargas laterales sobre el segundo nivel son claramente absorbidas por los muros. En el segundo nivel se ubican vigas que se apoyan en las columnas del primer nivel. Estas vigas son de poca longitud, por lo que tampoco se cumple la recomendación con respecto a evitar columnas/vigas cortas. Si estas vigas cortas llegasen a un fallo por cortante se podría originar el colapso de esta estructura. A partir de estudios geotécnicos y en particular en base al registro de El Centro 1940 se concluyó que la aceleración máxima de diseño fuese 0.5g. Las fuerzas de diseño comunes, del orden de 0.1g, se emplearon para el diseño de la torre en la dirección perpendicular a los muros. Por otro lado, se tomaron precauciones especiales para proporcionar estribos adecuados para todos los elementos en compresión.

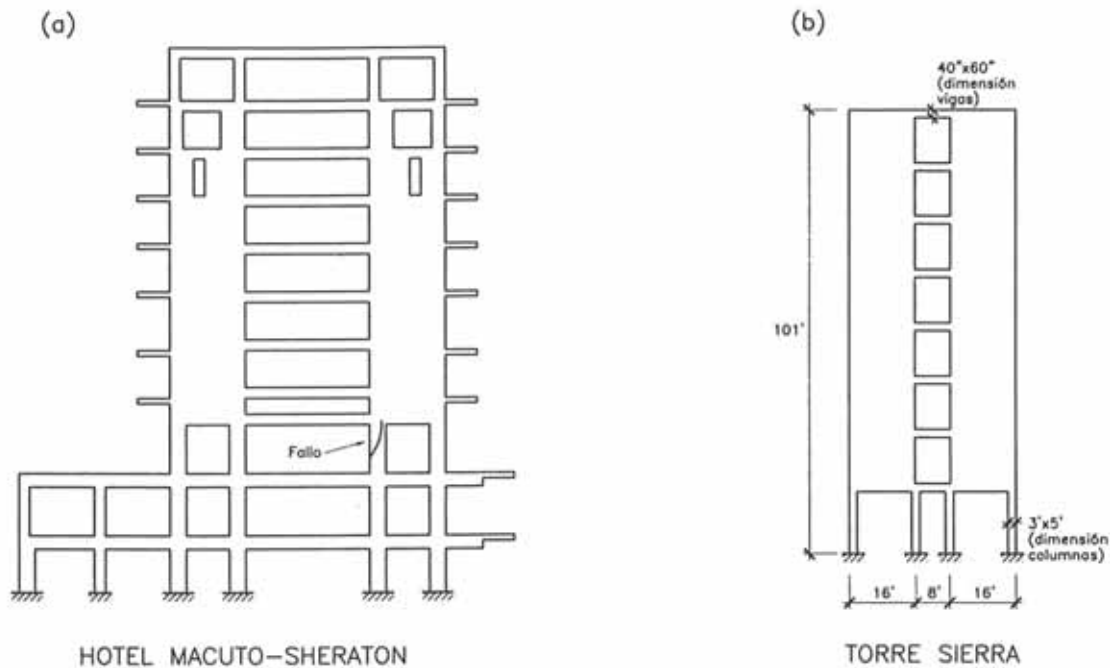


Figura 2.6 Cambios bruscos de rigidez en altura.

En el año de 1971 esta torre resistió el terremoto de Sylmar sin mayor daño estructural, aunque la maquinaria en el techo de la torre sufrió considerable daño cuantificado en varios miles de dólares americanos. Durante el terremoto de Northridge tampoco se observó daño estructural significativo, aunque el techo se desplazó unos 10cm. La maquinaria ubicada en cada nivel fue dañada o destruida. En conclusión, el comportamiento estructural de esta torre durante ambos terremotos fue adecuado, en particular teniendo en cuenta la magnitud del terremoto y la proximidad de la torre al epicentro. El daño causado a la maquinaria y elementos no estructurales de la torre está de acuerdo con el criterio que implícitamente se encuentra en las normativas de diseño sismorresistente al reducir las fuerzas sísmicas a partir de la disipación de energía y ductilidad de la estructura.

Una recomendación relacionada con los cambios bruscos de rigidez en planta es la de evitar diseñar pórticos de mayor resistencia en una dirección y débiles en la otra. Antiguamente se empleaban conceptos como "pórticos principales" y "pórticos secundarios". Los denominados principales eran los encargados de transmitir la carga, y los secundarios sólo seguían una función de arriostre. Por ello en muchas estructuras se ha observado daño en la dirección de los pórticos débiles, en especial si esta dirección coincidía con la dirección principal del terremoto. Los terremotos no distinguen entre pórticos y poco importa si son principales o secundarios

2.2.5 Evitar la resonancia entre el suelo y la estructura

Es bien conocido el efecto fundamental de las condiciones de suelo, tanto globales como locales, en la respuesta de una estructura. En general se ha observado un mayor daño en estructuras flexibles cuando las condiciones de suelo locales correspondían a suelo blando y una mayor concentración de daño en estructuras rígidas en condiciones de suelo firme⁽⁷⁾. Por ello se recomienda emplear estructuras flexibles en un suelo firme y similarmente estructuras rígidas en suelo blando —a pesar de que esto generalmente ocasiona problemas en la cimentación de las estructuras rígidas debido al suelo blando—. Las condiciones de suelo globales también son importantes pues determinan el contenido de frecuencias del terremoto. Por ejemplo, en el caso atípico de Lima las condiciones de suelo globales son muy rígidas y, por ello, a pesar de que generalmente la distancia entre el epicentro y las estaciones donde se miden los registros es grande, el contenido de sus frecuencias altas es muy significativo. En consecuencia para el suelo de Lima cuadrada, es recomendable el empleo de estructuras aperticadas, las cuales no son sólo más económicas sino más dúctiles y flexibles que estructuras en base a muros de corte, siempre y cuando se limite la flexibilidad lateral del pórtico para limitar el daño a los elementos no estructurales.

Existe abundante información que relaciona suelos blandos con daño estructural significativo en particular durante los terremotos de México en 1984, Loma Prieta (Estados Unidos) en 1986 y recientemente Kobe (Japón) en 1995. Existen varios factores que causan este incremento de daño en comparación al daño observado en suelos firmes. Un primer factor es que los suelos blandos filtran el contenido de frecuencias de un terremoto y tienden a producir ondas con el período característico del suelo. Estructuras con un período fundamental similar al mencionado período del suelo son muy vulnerables debido a la resonancia. Como se presenta en detalle en el Capítulo 4, si se proporciona ductilidad a estas estructuras resonantes se evitaría, aparentemente, el problema, sin embargo, las reducciones por ductilidad en suelos blandos son menores en comparación con suelos firmes y éste es el segundo factor que origina el daño significativo observado en suelos blandos. Un tercer factor es la correlación entre el daño y la duración del terremoto que tiende a ser mayor en suelos blandos como el de la ciudad de México.

2.2.6 Compatibilidad de deformaciones entre distintos subsistemas estructurales

Una estructura está generalmente constituida por distintos sistemas estructurales como los pórticos, muros de corte, muros de albañilería, etc. La figura 2.7 ilustra una estructura para estacionamiento de vehículos formada por muros de corte perimetrales y pórticos interiores, similar a estructuras prefabricadas para el estacionamiento de vehículos que colapsaron durante el terremoto de Northridge en 1994⁽³⁾. Los pórticos interiores y los muros están conectados por medio de un diafragma rígido formado por la losa de techo y al analizar esta

estructura las deformaciones de ambos sistemas estructurales deben ser compatibles. Si estas estructuras se diseñan empleando dos sistemas estructurales distintos —uno para cargas verticales, formado por pórticos y otro, perimétrico, para cargas laterales formado por muros de corte— y no se considera su interacción, es posible que el conjunto falle. Este comportamiento es particularmente adverso si, como en el caso del terremoto de Northridge, la componente vertical es importante y origina una falta de apoyo vertical de las vigas de techo.

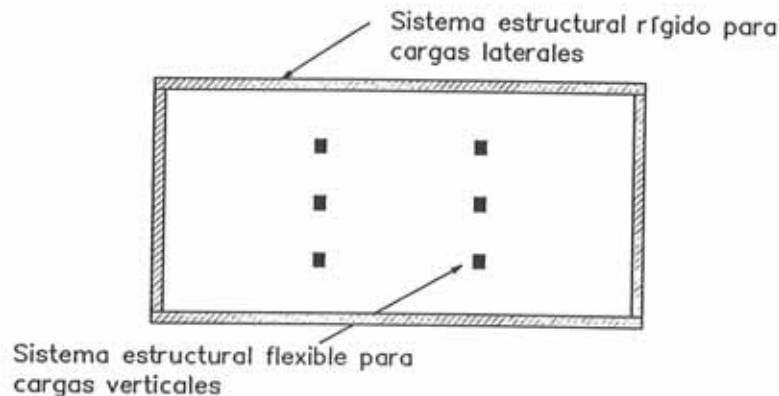


Figura 2.7 Edificio que falló por incompatibilidad de deformaciones⁽³⁾.

2.2.7 Reducir masas innecesarias

Es bien conocido que las fuerzas inducidas por un terremoto son proporcionales a la masa de la estructura. Por ello al reducir todas aquellas masas innecesarias se puede lograr un ahorro sustancial al disminuir la fuerza sísmica. En este sentido es conveniente el empleo de forjados con un menor peso propio⁽⁸⁾ ya que como se indica, si un forjado reduce el peso propio a la mitad la fuerza sísmica se reducirá también a la mitad.

2.2.8 Separar adecuadamente los edificios adyacentes para evitar impactos

Otro factor importante de daño observado es el impacto de edificaciones colindantes. Este impacto se origina debido a la insuficiente separación de los edificios y puede originar una respuesta muy difícil de predecir. Algunas soluciones a este problema son (1) diseñar una estructura más rígida; (2) separar más los edificios o (3) emplear mecanismos de disipación de energía entre ambos edificios.

2.2.9 Tomar en cuenta los cambios en el período estructural debido a los elementos no estructurales antes y durante el sismo

La influencia de los denominados elementos no intencionalmente estructurales es, en muchos casos, determinante en la respuesta de la estructura⁽⁹⁾.

Estos elementos, generalmente, rigidizan la estructura en comparación a un modelo dinámico empleado para el análisis sin incluir, por ejemplo, la albañilería, y por consiguiente suelen reducir el período de la estructura con el consiguiente aumento en la fuerza sísmica. Incluso si estos tabiques no se ubican de forma simétrica inducirán torsión. En consecuencia, es necesario tomarlos en cuenta, por lo menos de forma aproximada estimando el cambio de período que ellos ocasionan, y no confiar en la sobrerresistencia que en muchos casos pueden proporcionar.

2.3 SISTEMAS EXPERTOS Y RAZONAMIENTO CUALITATIVO

Durante el diseño conceptual el proyectista está interesado en comportamientos generales y en algún posible comportamiento problemático. Durante este proceso los datos de que dispone son normalmente incompletos, lo cual dificulta la elaboración de modelos numéricos. Aún disponiendo de suficientes datos y tiempo para la generación de un modelo numérico, es difícil razonar sobre su comportamiento conociendo únicamente dichos resultados numéricos, pues ellos son válidos, en general, sólo para los datos de entrada especificados y un cambio en los datos suele conducir a un nuevo proceso numérico. Dichos resultados numéricos son muy útiles en etapas posteriores del proceso de diseño pero no durante la etapa conceptual. El espacio de las soluciones conceptuales posibles para un problema de diseño es generalmente muy grande y es muy difícil considerar cada alternativa para su posterior elaboración detallada. Por ello la importancia de la correcta selección de un diseño conceptual que se comporte adecuadamente ante diversas solicitudes. Una alternativa para reducir el espacio de soluciones disponibles en un problema de diseño es emplear la experiencia en problemas similares resueltos satisfactoriamente en el pasado. Por ejemplo, con respecto al diseño del forjado reticular mencionado anteriormente la experiencia aconseja no emplearlos para luces mayores a 10m, excepto si se realiza un análisis y posterior diseño considerando la fisuración del hormigón.

Los sistemas expertos son una técnica relativamente reciente derivada de investigación en inteligencia artificial que busca representar en programas de ordenador los conocimientos de los especialistas. Dichos conocimientos se representan en reglas sencillas, las cuales son combinadas de forma automatizada para derivar conclusiones, simulando inteligencia. Por ejemplo, con el objeto de clasificar un determinado tipo de fallo un especialista puede representar los conocimientos siguientes :

” Una viga simplemente apoyada presenta características de fallo por cortante si las fisuras se encuentran cerca de los apoyos y con una inclinación de aproximadamente 45° .”

Ante la información de que una viga (1) tiene grietas cerca del apoyo y (2) las grietas están aproximadamente a 45° , el ”sistema experto” puede llegar a la conclusión que el fallo observado corresponde a uno por cortante.

En el desarrollo de programas de ordenador en la forma de sistemas expertos en varias investigaciones recientes se han empleado los criterios heurísticos⁽¹⁰⁻¹³⁾. Su implementación es relativamente sencilla pues las mencionadas reglas son fáciles de adaptar a la forma "SI -ENTONCES" como, por ejemplo:

SI
 existe excentricidad en planta
 ENTONCES
 la respuesta incluirá torsion

La regla, sin embargo, no indicará la magnitud relativa de la respuesta torsional o dónde se producirán sus mayores efectos y en consecuencia no es muy útil durante el diseño conceptual, tal como puede apreciarse en el diseño de la figura 2.3.

Una aplicación interesante de los sistemas expertos corresponde a una metodología denominada "PROMPT" desarrollada por Murthy y Addanki⁽¹⁴⁾. Esta metodología permite automatizar diseños innovadores empleando técnicas de sistemas expertos y soluciones cuantitativas. PROMPT modifica soluciones de diseño basándose en soluciones cuantitativas, orden de magnitud y reglas de modificación. Por ejemplo, si una determinada región de diseño resulta tener valores reducidos de los esfuerzos, una regla de modificación podría ser eliminar dicha región. Otra metodología para generar diseños óptimos emplea la manipulación simbólica y leyes físicas expresadas como ecuaciones algebraicas^(15,16). Esta metodología proporciona las soluciones óptimas empleando técnicas de "propagación de restricciones" para la solución algebraica de un sistema de ecuaciones. Su principal limitación es que se emplea en sistemas isostáticos, donde es relativamente sencillo obtener soluciones explícitas para las funciones incógnitas del modelo.

El factor que limita estos programas "expertos" es que las mencionadas reglas representan conocimientos demasiado superficiales e incluso conocidos ya por los diseñadores de estructuras. En consecuencia, no proporcionan mucha información adicional útil de cara al proyecto de edificaciones sismorresistentes comparándoles con el razonamiento cualitativo, tal como se presenta a continuación.

En general, las leyes que gobiernan el comportamiento de un sistema físico pueden resolverse empleando un proceso de tipo numérico, un proceso de tipo simbólico y un proceso de tipo cualitativo. Un procedimiento numérico o cuantitativo requiere el conocimiento preciso de diversos parámetros, tales como la temperatura inicial y los coeficientes térmicos en un problema de difusión de calor. En el campo de la ingeniería estructural un procedimiento como el método de la matriz de rigidez proporciona una solución única para el sistema de ecuaciones que describe las leyes de equilibrio, compatibilidad y características del material.

Un procedimiento simbólico transforma las ecuaciones que representan leyes físicas en relaciones explícitas para los parámetros incógnitas⁽¹⁷⁾. Por ejemplo,

en un problema de difusión de calor este procedimiento determinaría la temperatura a lo largo del tiempo en función de las coordenadas y los coeficientes térmicos, entre otros parámetros. Las principales desventajas de un procedimiento simbólico son que requiere un conocimiento preciso de las ecuaciones, además de la limitación computacional de poder emplearse sólo en modelos de reducida complejidad. Además, el comportamiento físico es difícil de explicar, basándose únicamente en las ecuaciones explícitas finales.

Un procedimiento cualitativo⁽¹⁸⁻²⁴⁾ infiere de forma automática el comportamiento de un diseño preliminar, dada la representación declarativa de las leyes fundamentales del dominio y de la geometría y topología del diseño. Los modelos numéricos tradicionales representan parámetros según los números reales y siguen un procedimiento preestablecido tal como la eliminación de Gauss para resolver un sistema de ecuaciones lineales. Tales métodos son de poca utilidad en el diseño conceptual pues requieren, generalmente, muchos parámetros que no son conocidos a priori. Además, no es fácil extrapolar resultados a partir de una única solución numérica. En contraposición, el razonamiento cualitativo representa parámetros por intervalos y un procedimiento tipo búsqueda de soluciones determina un conjunto de soluciones cualitativas.

El razonamiento cualitativo representa las relaciones entre parámetros en un modelo y un procedimiento de búsqueda de soluciones determina los posibles valores para cada parámetro incógnita. En el razonamiento cualitativo no existe distinción entre parámetros de entrada o de salida pues todos los parámetros del modelo son igualmente representados. El espacio cuantitativo se define como la abstracción de todos los valores posibles de un parámetro en un reducido conjunto de intervalos y puntos representando los valores más característicos del parámetro. Por ejemplo, un momento concentrado tiene un número infinito de valores posibles con respecto a los números reales. Sin embargo, para el nivel de abstracción requerido en diseño conceptual, el momento se representa convenientemente por los siguientes valores cualitativos: negativo, cero, positivo.

La representación de conocimiento para diseños conceptuales debe retener las características más relevantes del diseño sin necesitar información que pueda no estar disponible. Además, la representación debe permitir la inferencia automática de información útil para el diseño. Los valores cualitativos mencionados mantienen dichas características en muchos problemas. Por ejemplo, en el área de ingeniería estructural, informaciones útiles para el diseño durante la etapa conceptual son la dirección y el valor relativo de fuerzas, momentos, desplazamientos y giros en la estructura. Otra información útil en esta etapa es la evaluación de un posible colapso de la estructura debido a la falta de mecanismos de transmisión de carga alternativos.

El razonamiento cualitativo busca valores para cada uno de los parámetros incógnitas en un modelo. Por ejemplo, considérense seis parámetros con valores cualitativos desconocidos. Una búsqueda exhaustiva de las soluciones es ineficiente pues, considerando sólo dos valores cualitativos, negativo, positivo,

existen 2^6 combinaciones posibles y la gran mayoría de dichas soluciones no cumplirían las leyes físicas. Existen procedimientos eficientes de búsqueda de soluciones en el razonamiento cualitativo; sin embargo, en este punto, el objetivo es ilustrar la metodología y no el procedimiento de inferencia específico, el cual se explicará brevemente en la siguiente sección.

2.4 EL RAZONAMIENTO CUALITATIVO EN INGENIERÍA SÍSMICA

2.4.1 Introducción

Una segunda alternativa para reducir el espacio de soluciones disponibles en un problema de diseño es emplear criterios cualitativos los cuales no han sido empleados hasta muy recientemente^(18,19,25-28). Son más difíciles de investigar comparados con las reglas heurísticas pues requieren un conocimiento, aunque sea impreciso, de la geometría y topología de la estructura. Dos criterios cualitativos fundamentales en el diseño sísmico de edificios son:

- * Características en los caminos de carga, en forma de magnitud relativa y dirección de fuerzas, momentos, rotaciones y desplazamientos
- * Caminos de carga alternativos o líneas de defensa estructurales contra terremotos

Estos criterios proporcionan una información más útil de cara al proyecto de estructuras sismorresistentes, en comparación con los sistemas expertos. El razonamiento cualitativo es una alternativa para evaluar estos criterios sin la necesidad de elaborar modelos numéricos que requieren parámetros que pueden ser desconocidos inicialmente en el diseño y sin oscurecer el comportamiento global de la estructura. Una evaluación típica empleando el razonamiento cualitativo sería: "esta columna está en compresión y flexión bi-axial y la magnitud de su desplazamiento relativo de entrepiso (*interstory drift*) es mayor que comparado con esta otra columna." Esta información sí es útil para un diseñador de estructuras durante la etapa conceptual del diseño.

Una metodología recientemente propuesta, el modelo cualitativo espacial, es útil para la ingeniería estructural^(18,19). La metodología es adecuada para problemas de valor frontera y hasta la fecha se ha aplicado a problemas estáticos. Las leyes físicas definidas en objetos como barras o soportes se representan según estados cualitativos. Por ejemplo, una barra tiene tres estados cualitativos con respecto a fuerzas axiales: la barra está en tracción, compresión o sin carga. Las leyes físicas definidas entre componentes se representan por procesos. Por ejemplo, el equilibrio en un nudo de una estructura aporricada está representado por el proceso de equilibrio, el cual determina los estados cualitativos del nudo. Esta representación evita tener que definir diferentes componentes para cada nudo formada por dos, tres, o más componentes. El conocimiento heurístico puede usarse con el modelo espacial disminuyendo el número de estados cualitativos

de los componentes o procesos y reduciendo drásticamente el espacio de posibles soluciones. Sin embargo, como se ha indicado anteriormente, una metodología de razonamiento cualitativo no debe fundamentarse en la experiencia. Empleando esta metodología, un parámetro queda representado por su valor cualitativo y por sus relaciones en magnitud con respecto a otros parámetros similares en el modelo. El modelo espacial busca no sólo valores cualitativos sino, además, relaciones entre parámetros consistentes con las leyes físicas. Las relaciones actualmente definidas son: mayor que, igual que y menor que.

Un modelo queda representado por componentes y conexiones, las cuales pueden ser puntos, líneas o superficies. Los componentes tienen una dirección cualitativa que se representa por una de las trece orientaciones que definen un vector cualitativo en el espacio. Por ejemplo, un vector (positivo, positivo, positivo) representa una orientación positiva según los ejes X, Y, Z . Una transformación de ejes coordenados relaciona las leyes físicas definidas en componentes según ejes locales con leyes físicas definidas en ejes globales. De esta forma se evita definir clases diferentes de componentes para un mismo componente únicamente orientado en otra dirección. Por ejemplo, empleando los modelos previos una viga y una columna quedan representadas por dos clases diferentes de componentes, lo cual se evita con el modelo propuesto.

Una solución cumple las leyes físicas si los valores cualitativos y sus relaciones son consistentes con respecto a las mencionadas leyes. Por ejemplo, considérense dos partículas moviéndose según la conocida segunda ley de Newton, "fuerza igual a la masa por la aceleración ($F = MA$)". Una solución cualitativa inconsistente podría indicar que las fuerzas y masas de ambas partículas son iguales pero que la aceleración de una de ellas es mayor que la de la otra.

2.4.2 Esquema de inferencia

El esquema de inferencia es el procedimiento usado para combinar estados cualitativos de componentes y conexiones para determinar soluciones globales. La inferencia está dividida en dos etapas, una de elaboración y otra de propagación de soluciones.

La elaboración se realiza sólo una vez al comienzo del proceso de inferencia y está motivada, pues un programa "inteligente" no debería tardar demasiado tiempo en resolver problemas sencillos. De esta forma, la elaboración determina valores cualitativos sin ambigüedad; por ejemplo, usando la conocida ley de Newton "reacción igual a acción", una reacción se puede determinar sin ambigüedad conociendo la acción. La elaboración determina además problemas mal condicionados como la inestabilidad de un sistema estructural.

La propagación de soluciones en el modelo espacial es sumamente eficiente pues combina inducción ("backward chaining") con deducción ("forward chaining"). La propagación por inducción empieza suponiendo un estado cualitativo para una componente en el modelo. Este estado cualitativo debe tomar valores conocidos para parámetros de la componente y debe satisfacer, además, las leyes

físicas que gobiernan su comportamiento. A partir de los valores incorporados por la inducción, la propagación por deducción determina valores inferidos sin ambigüedad, siguiendo caminos a lo largo de conexiones y componentes. La propagación por inducción reduce el número de posibles estados cualitativos, disminuyendo notablemente la combinación "explosiva" de dichos estados.

El esquema de inferencia es conceptualmente similar al método de las flexibilidades en ingeniería estructural. La propagación por inducción separa una componente produciendo un "diagrama de cuerpo libre" para el cual asume valores cualitativos de sus parámetros. Dichos valores se aplican en las conexiones y la propagación por deducción infiere nuevos valores cualitativos consistentes con las leyes del equilibrio y la compatibilidad. Si el diagrama de cuerpo libre transforma la estructura en una isostática, la propagación por deducción inferirá valores para todos los parámetros. Si éste no es el caso, la propagación por inducción supondrá un nuevo estado cualitativo para otro componente del modelo. El esquema de inferencia prosigue hasta determinar valores para todos los parámetros del modelo.

La figura 2.8 representa el modelo de una viga continua de dos tramos con un momento concentrado de sentido antihorario aplicado sobre el apoyo central. La elaboración determina que los momentos flectores y fuerzas axiales en las conexiones 1 y 3 son nulos. La propagación por inducción supone el estado 1 de la componente b_1 , presentado en la figura 2.8(b). La propagación por deducción determina que el momento flector para la componente b_2 en la conexión 2 sigue un sentido antihorario (la figura 2.8(b) presenta acciones aplicadas en las conexiones y no en las componentes, que son iguales y opuestas). Seguidamente la propagación por inducción es requerida nuevamente y se determinan los tres estados para la conexión 2 mostrados en la figura.

El resultado final del esquema de inferencia determina que la conexión 2 gira en sentido antihorario y que los momentos flectores en dicha conexión son contrarios al momento aplicado. La reacción vertical en la conexión 1 es hacia abajo y en la conexión 3 hacia arriba. Sin conocer los valores de las longitudes o rigideces de los componentes no se puede determinar la dirección de la reacción en el apoyo central.

2.5 EJEMPLOS DE RAZONAMIENTO CUALITATIVO

Para ilustrar el tipo de información que puede inferirse empleando el razonamiento cualitativo, considérese el pórtico simétrico, sometido a una carga excéntrica, ilustrado en la figura 2.9(a). Las columnas tienen la misma longitud y están hechas del mismo material aunque no se conocen sus valores numéricos. La carga vertical está aplicada a la izquierda del centro de simetría del pórtico.

El razonamiento cualitativo permite inferir que, con independencia de la longitud de las columnas y viga o de las propiedades del material, sólo existe una solución para las fuerzas: las columnas están en compresión aunque la fuerza de compresión en la columna izquierda es siempre mayor que en la columna derecha.

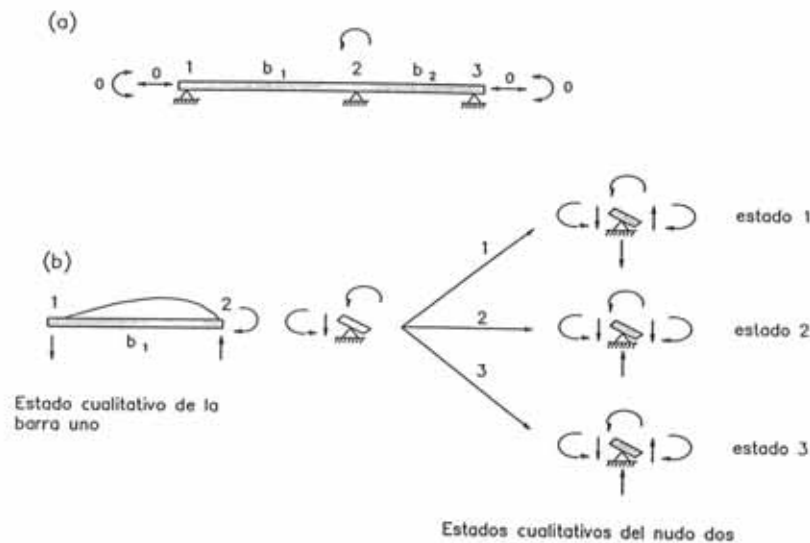


Figura 2.8 (a) Viga continua con un momento concentrado aplicado. (b) Estados cualitativos de la componente b_1 y de la conexión c_2 .

Los momentos flectores en los extremos de las columnas son iguales y siguen las direcciones mostradas en la figura. El momento máximo es positivo y actúa en el punto donde se aplica la carga vertical. Las fuerzas cortantes en las columnas son iguales y opuestas, según se indica en la figura 2.9(b).

En relación a los desplazamientos, se infieren tres posibles soluciones cualitativas, según se indica en la figura 2.9(b). El pórtico siempre se desplazará hacia la derecha y el punto donde se aplica la carga siempre sigue la dirección de la carga.

Aún para ingenieros estructurales con experiencia, estos resultados no son fáciles de inferir; en particular la dirección en que se desplazará el pórtico con independencia del material y dimensiones. Esta información es además útil para el proyectista pues proporciona claves para la comprensión de su comportamiento.

Como segundo ejemplo, considérese el pórtico mostrado en la figura 2.10(a) sometido a cargas laterales en su plano. No se conocen las características de los materiales ni las dimensiones de los componentes. El análisis cualitativo indica que, con respecto a la transmisión de cargas, sólo hay tres soluciones posibles, las cuales se presentan en la figura 2.10(b). La diferencia entre las tres soluciones es con respecto a la curvatura de las columnas. La primera solución tiene doble curvatura en las columnas de los dos niveles. La solución segunda tiene las columnas del primer nivel en curvatura doble y las del segundo nivel en curvatura simple. La tercera solución tiene las columnas del primer nivel en curvatura simple y las del segundo nivel en curvatura doble. Las tres soluciones, sin embargo, tienen características comunes como que las columnas cercanas a los puntos de aplicación de las cargas están en tracción y que las magnitudes de las tracciones y compresiones en las columnas de un nivel son iguales por equilibrio. Además la fuerza axial en las columnas del primer nivel es mayor a la

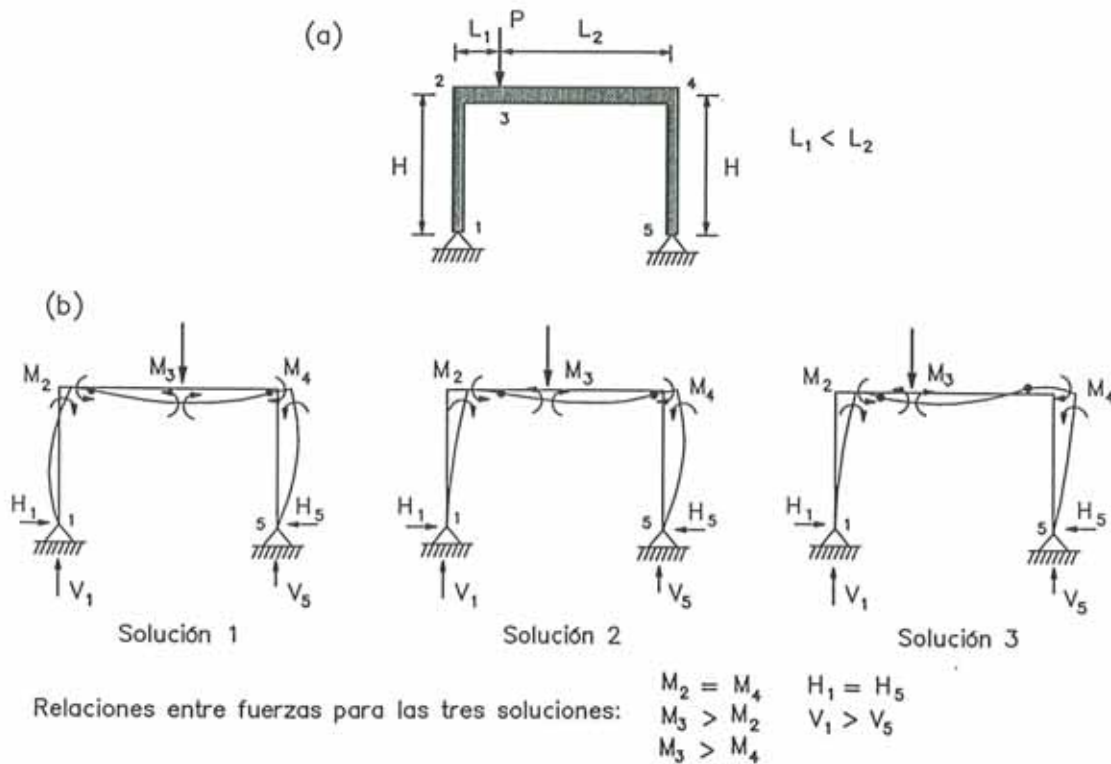


Figura 2.9 (a) Pórtico simétrico sometido a carga asimétrica. (b) Tres únicas soluciones cualitativas que representan el comportamiento estructural del pórtico.

fuerza axial en las columnas del segundo nivel y las vigas están sujetas a cortante y momentos positivos.

Una interpretación de los resultados sugiere que la primera solución correspondería a un pórtico con dimensiones similares entre todos sus componentes. La tercera solución correspondería a una estructura con columnas muy rígidas, como puede ser el caso de muros de corte. La segunda solución podría corresponder a un entre piso suave o a que las cargas laterales en el segundo nivel son reducidas en comparación a las cargas del primer nivel.

Como tercer ejemplo, considérese el pórtico tridimensional sujeto a cargas laterales mostrado en la figura 2.11(a). No se conocen las características del material o las dimensiones de los componentes excepto que la estructura es simétrica tal como se indica en la figura. Este modelo representa una sección superior del viaducto Cypress (Oakland, California), ilustrado en la figura 2.5, que como se mencionó anteriormente colapsó trágicamente durante el terremoto de Loma Prieta en 1989. Para viaductos cortos puede considerarse que existe un cierto apoyo longitudinal, pero para estructuras largas, como la de dicho viaducto, este apoyo es inexistente.

Es interesante comentar que este viaducto se diseñó aproximadamente en los

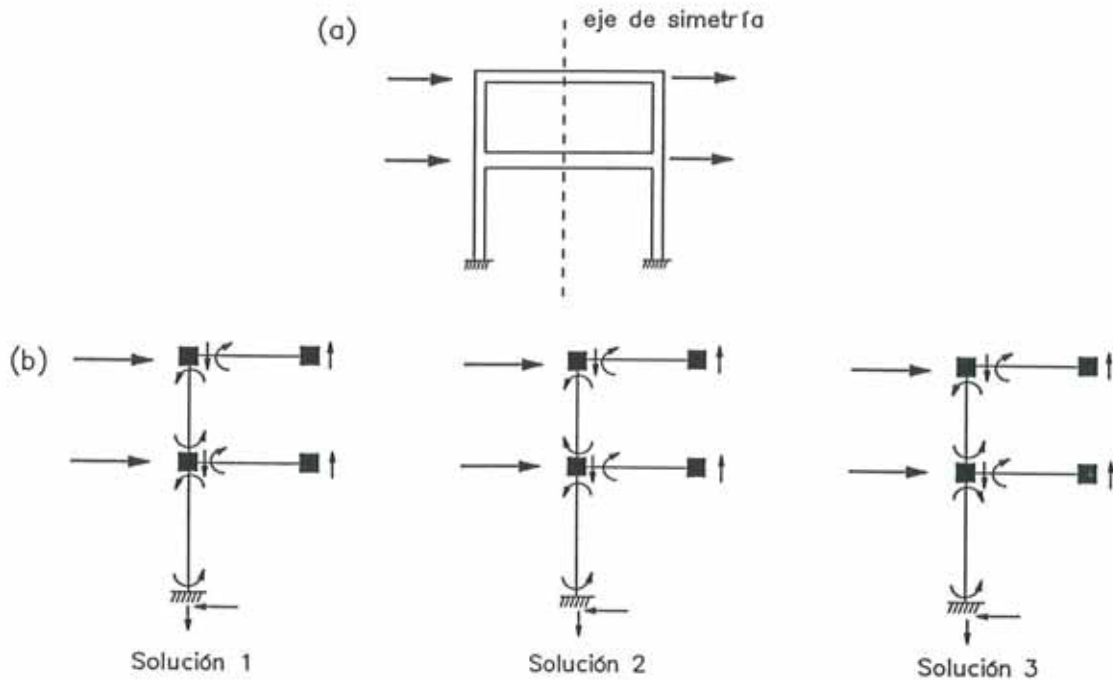


Figura 2.10 (a) Pórtico de dos plantas sometido a cargas laterales (b) Tres únicas soluciones cualitativas que representan el comportamiento estructural del pórtico.

años 40 y fue una obra importante de la técnica. En ese entonces no se disponía de las computadoras y programas de cálculo actuales por lo que era muy difícil obtener con precisión los esfuerzos, en particular debido a los efectos diferidos de la retracción y fluencia del hormigón. Por ello el diseñador empleó rótulas en varios puntos del viaducto para "isostatizar" la estructura ya que como es bien sabido las mencionadas deformaciones diferidas no generan redistribución de esfuerzos en una estructura isostática.

El razonamiento cualitativo indica que hay una solución única con respecto a fuerzas y dos soluciones con respecto a desplazamientos. La solución con respecto a fuerzas se ilustra en la figura 2.11(b). La solución indica que el componente b_1 está siempre en compresión y su magnitud es igual a la de la reacción vertical en el apoyo móvil. El componente b_2 está sometido a un estado de esfuerzos complejo incluyendo compresión, cortante biaxial, flexión biaxial y torsión. El componente b_4 está en compresión y flexión biaxial constante.

Las dos soluciones con respecto a desplazamientos son iguales excepto por el giro en el extremo del apoyo móvil, el cual puede ser positivo o negativo. Para ambas soluciones los desplazamientos en el centro de simetría son negativos, respecto de los ejes Z y X . El giro en dicho punto respecto del eje Y es siempre

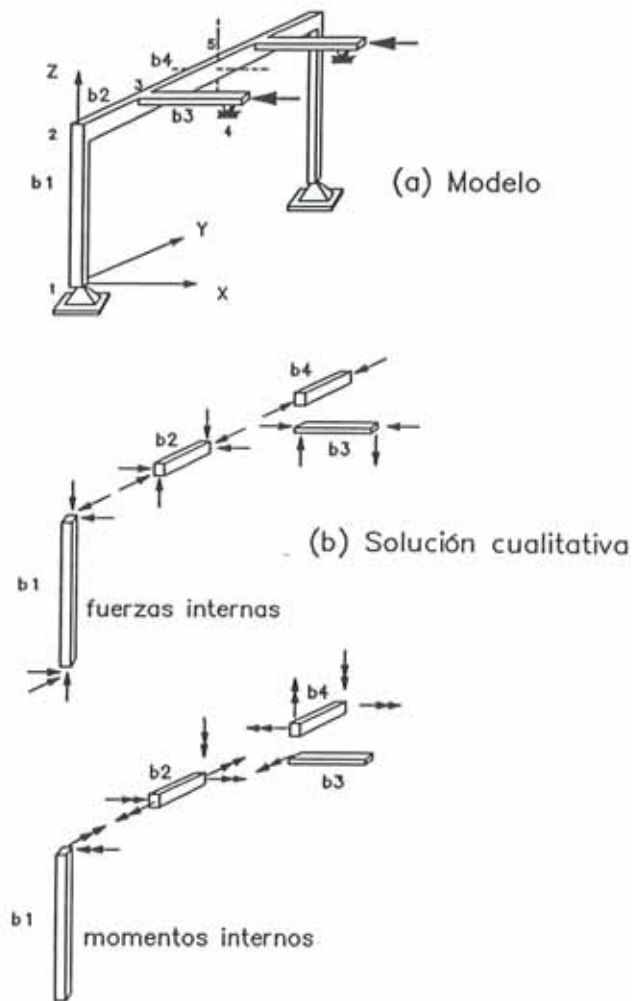


Figura 2.11 (a) Modelo cualitativo del viaducto Cypress. (b) Solución cualitativa única.

negativo. El desplazamiento según el eje Z en la conexión c_3 es negativo. Los giros según los ejes X, Y, Z son, respectivamente, positivo, negativo y positivo.

La información derivada razonando cualitativamente es útil para entender los mecanismos de transmisión de cargas en el viaducto. Una evaluación de la solución indica que el diseño conceptual propuesto no es conveniente, pues el componente b_2 está sujeto a un estado de solicitaciones complejo que incluye torsión. Una evaluación posterior, usando el programa, indica que el diseño no tiene redundancia estructural pues si el componente b_2 falla en torsión la estructura colapsaría debido a la falta de "caminos de carga" alternativos que transmitan las cargas laterales. Esta última observación tiene repercusiones importantes en

el diseño del viaducto debido a que no se debería emplear el mismo coeficiente de reducción por ductilidad para una estructura isosática que para una hiperestática y menos aun si la estructura es frágil como en el caso de este viaducto. Por ello esta estructura debería de diseñarse con las fuerzas elásticas del sismo sin disminuirlas por ductilidad y en todo caso no sería un diseño recomendable por su obvia inestabilidad.

En las referencias se incluyen otros ejemplos para estructuras planas y en tres dimensiones, presentando con más detalle el proceso de inferencia.

REFERENCIAS

1. D. Billington, *Thin shell concrete structures*, Mc Graw-Hill, New York, 1990.
2. A. Aktan y V. Bertero, "Conceptual seismic design of frame-wall structures", *Journal of structural engineering, ASCE*, 110(11), 2778-2798, 1984.
3. J. Moehle (editor), "Preliminary Report on the Seismological and Engineering Aspects of the January 17, 1994 Northridge Earthquake, UCB/EERC 94/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1994.
4. J. De la Llera y A. Chopra, "Accidental and Natural Torsion in Earthquake Response and Design of Buildings", UCB/EERC 94/07, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1994.
5. M. Bollo, S. Mahin, J. Moehle, R. Stephen y X. Qi, "Observations and Implications of Tests on the Cypress Street Viaduct Test structure", UCB/EERC 90/21, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1994.
6. T. Amneus, "After the Quake: Why one building still stands", *Civil Engineering, ASCE*, Septiembre 1994.
7. B. Seed y I. Idriss, *Ground Motion and Soil Liquefaction During Earthquakes*, Monographs on Earthquake Criteria, Structural Design, and Strong Motion Records, EERI, Berkeley, CA, 1982.
8. M. Bozzo y L. Bozzo, *La estructura espacial compuesta*, Facultad de Teología, Lima, 1987.
9. S. Brokken y V. Bertero, "Studies on Effects of Infills in Seismic Resistant R/C Construction", UCB/EERC 81/12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1981.
10. J. Ganguly, E. Kausel y D. Sriram, "OSEIS: A System for Deriving Qualitative Seismic Behavior of Structural Systems from Structural Descriptions", *Artificial Intelligence in Computational Engineering*, Kleiber M.(editor), Ellis Horwood Limited, New York, 1990.
11. M. Subramani, P. Gergely, C. Conley, J. Abel, y A. Zaghw, "A knowledge-based approach to structural design of earthquake-resistant buildings", NCEER-89-0006, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1989.
12. S. Fenves y N. Baker, "Manipulating Shape and its Function", *Journal of Computing in Civil Engineering, ASCE*, 4(3), 221-238, 1990.
13. S. Fenves y E. Ibarra-Anaya, "A knowledge-based system for evaluating the seismic resistance of existing buildings", *Computer utilization in structural engineering*,

- Nelson J. Jr. (editor), ASCE, San Francisco, 428-437, 1989.
14. S. Murthy y S. Addanki, "PROMPT: An innovative design tool", *Expert systems in computer-aided design*, Gero J. (editor), Sydney, Australia, 323-347, 1987.
 15. A. Agogino y A. Almgren, "Techniques for integrating qualitative reasoning and symbolic computation in engineering optimization", *Engineering optimization*, **12(2)**, 117-135, 1987.
 16. J. Cagan y A. Agogino, "Dimensional variable expansion - a formal approach to innovative design", *Research in engineering design*, **3(2)**, 75-85, 1991.
 17. S. Wolfram, *Mathematica, a system for doing mathematics by computer*, Addison-Wesley, New York, 1991.
 18. L. Bozzo y G. Fenves, "Qualitative reasoning about structural behavior for conceptual design", *UCB/SEMM 92/26*, University of California at Berkeley, 1992.
 19. L. Bozzo, *Qualitative reasoning about structural behavior for seismic design*, Monografía CIMNE, Universidad Politecnica de Catalunya, Barcelona, 1993.
 20. A. Cohn, "Qualitative reasoning", *Advanced topics in AI*, 2nd Advanced Course, ACAI, Nossun R. (editor), Norway, 1987.
 21. J. De Kleer y J. Brown, "A qualitative physics based on confluences", *Artificial Intelligence*, **24**, 1984.
 22. K. Forbus, "Qualitative process theory", *Artificial Intelligence*, **24**, 1984.
 23. K. Forbus, "Qualitative physics: past, present and future", *Readings in qualitative reasoning about physical systems*, Weld D. y De Kleer, J. (editores), Morgan Kaufmann, California, 1990.
 24. B. Kuipers, "Commonsense reasoning about causality: deriving behavior from structure", *Artificial Intelligence*, **24**, 1984.
 25. R. Fruchter, Y. Iwasaki y K. Law, "Generating Qualitative Models for Structural Analysis and Design", *Seventh Conference on Computing in Civil Engineering*, ASCE, Washington, D.C., 268-277, 1991.
 26. J. Slater, "Qualitative Physics and the Prediction of Structural Behavior", *Proceedings of ASCE Symposium expert systems in Civil Engineering*, Kostem C. y Maher M. (editores), 239-248, 1986.
 27. D. Schwartz y S. Chen, "Spatial and Temporal Aspects of Qualitative Structural Reasoning", *Proceedings of the eighth Conference in Computing in Civil Engineering*, Goodno B. y Wright J. (editores), 277-285, 1992.
 28. A. Adorni, M. Burdese, A. Del Grosso, R. Loddo y A. Zucchini, "A Qualitative Approach to Structural Mechanics", *Second Workshop on Qualitative Physics*, Paris, 1988.

Elementos de dinámica de estructuras

3.1 MODELOS DINÁMICOS

3.1.1 Estructuras y modelos estructurales

La respuesta sísmica de una estructura es el resultado de “filtrar” el movimiento sísmico del terreno a través de la misma estructura. La obtención de dicha respuesta, es decir, el análisis sísmico, requiere la definición previa tanto del movimiento del terreno como de las características estructurales. Obviamente, el sujeto del análisis no es la propia estructura, sino un modelo mecánico de la misma que, en este caso, es uno dinámico. La definición de tal modelo depende del tipo de estructura analizado y pretende no sólo proporcionar una descripción realista de su comportamiento, sino también desarrollar una serie de relaciones simples entre las acciones y la respuesta, que describan el *modelo matemático* del problema⁽¹⁾. La modelización de una estructura puede verse en el diagrama de bloques de la figura 3.1.

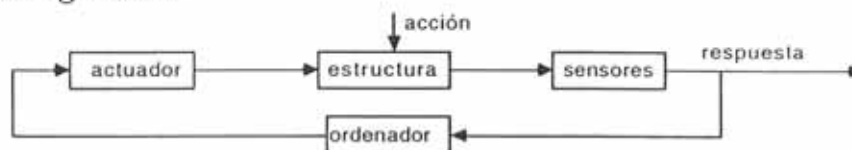


Figura 3.1 Diagrama de bloques para el desarrollo de un modelo estructural y la simulación en el ordenador de su respuesta.

Las características físicas a tener en cuenta en la definición del modelo matemático son la masa, el amortiguamiento y la rigidez de la estructura. Un cálculo completo supone determinar la respuesta sísmica en todos los puntos de la estructura, esto es, en un número infinito de puntos y en un número también infinito de instantes de tiempo, lo cual complica de forma apreciable el problema a resolver⁽²⁾. Con objeto de simplificar el modelo matemático, se definen modelos dinámicos con un número finito de puntos predeterminados en los cuales se pretende calcular la respuesta. Tal definición se realiza a través de una operación

denominada *discretización espacial*⁽³⁾. Al mismo tiempo, es preciso realizar otra operación, denominada *discretización temporal* al objeto de obtener la respuesta dinámica solamente en un número finito de instantes de tiempo. Sintetizando, el método de análisis ilustrado en la figura 3.1 introduce estimaciones físicas durante la fase de desarrollo del modelo dinámico, da una formulación acorde a su modelo matemático y, posteriormente, calcula la respuesta mediante procedimientos numéricos apropiados. La definición previa de un modelo dinámico demuestra que el análisis dinámico es un proceso de *comprobación*: partiendo de una forma estructural predefinida, asegurarse que la respuesta obtenida cumple con ciertas condiciones previamente establecidas.

3.1.2 Grados de libertad

Los *grados de libertad* de una estructura se definen como aquellos desplazamientos que identifican la posición deformada de la estructura a lo largo del tiempo. Por ejemplo, la estructura continua de la figura 3.2 tiene un número infinito de grados de libertad, pues sólo un número infinito de desplazamientos $x(y)$ definen, en general, la posición de la estructura.

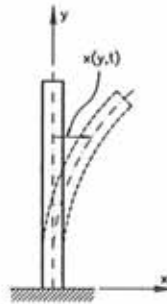


Figura 3.2 Deformada dinámica de una estructura continua.

Sin embargo, en el caso de estructuras uniaxiales con masa distribuida, como la de la figura 3.2, puede utilizarse una simplificación que permite reducir el número de grados de libertad. Dicha simplificación consiste en admitir la hipótesis de que los desplazamientos dinámicos de la estructura, descritos por la función $x(y, t)$, pueden definirse como una combinación lineal de un número finito de funciones de forma elementales $\psi_i(y)$, como las que pueden verse en la figura 3.3, con unas amplitudes $\beta_i(t)$ dependientes del tiempo⁽³⁾

$$x(y, t) = \sum_{i=1}^n \psi_i(y) \beta_i(t)$$

Las funciones de forma $\psi_i(y)$ deben ser compatibles con las condiciones de apoyo de la estructura. Las funciones $\beta_i(t)$ son conocidas con el nombre de *coordenadas generalizadas* y este método de discretización como el método de los desplazamientos generalizados.

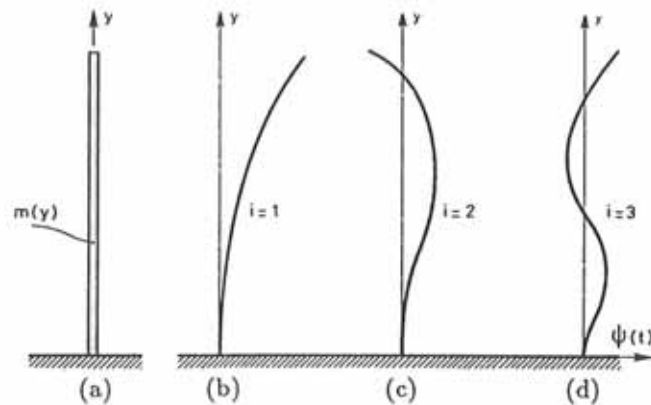


Figura 3.3 Sistema con masa distribuida —método de los desplazamientos generalizados—. (a) modelo continuo; (b), (c), (d) coordenadas generalizadas.

En el caso de los edificios de hormigón armado, la masa de la estructura está generalmente concentrada en unas zonas de la estructura fácilmente identificables. Por este motivo, los modelos dinámicos que suelen considerarse en este caso utilizan el *método de las masas concentradas*, de fácil aplicación y que proporciona resultados suficientemente precisos. Por otra parte, siempre es posible modelizar una estructura continua como un sistema discreto de masas concentradas, conectadas entre sí mediante resortes. Las masas se concentran en puntos predefinidos de la estructura y simulan el efecto de las fuerzas de inercia reales que aparecen en la estructura durante su vibración. En consecuencia, el número de grados de libertad del modelo puede también definirse como el número total de componentes de desplazamiento según los cuales las masas concentradas vibran⁽¹⁾. Como un ejemplo, puede verse el pórtico plano de la figura 3.4(a), sometido a un movimiento sísmico en su propio plano. Si se hace la simplificación de despreciar la deformación por esfuerzo axial de los pilares y forjados, el pórtico puede modelizarse mediante el sistema con varios grados de libertad con masas concentradas de la figura 3.4(b).

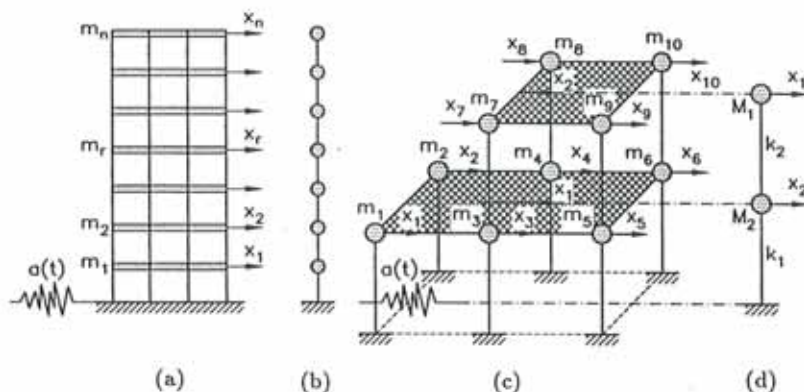


Figura 3.4 Modelos dinámicos de masas concentradas para pórticos. (a) edificio de cortante y (b) su modelo dinámico; (c) pórtico espacial modelizado como un sistema de 10 grados de libertad y (d) su modelo con dos grados de libertad.

En la figura 3.4(c) se esquematiza un pórtico tridimensional sometido a la acción de un terremoto que produce vibraciones en la dirección x . Dicha dirección está contenida en el plano de simetría del pórtico. En la hipótesis de planta flexible, la estructura tendría diez grados de libertad (x_1, x_2, \dots, x_{10}), mientras que si se supone que las plantas son rígidas, el número de grados de libertad queda reducido a dos, siendo éstos los desplazamientos X_1 y X_2 de los pisos, tal como se observa en la figura 3.4(d). En el supuesto de que el pórtico no tuviera un plano de simetría o si la dirección del terremoto no estuviera contenida en dicho plano, se tendrían que considerar en el modelo grados de libertad adicionales, a fin de incluir en el análisis la posibilidad de giro de las plantas en su propio plano, es decir, el fenómeno de torsión. Este es el caso que se describe en la figura 3.5, donde el modelo tridimensional de la figura 3.5(a) puede sustituirse por el de la figura 3.5(b), que considera la torsión de una forma simplificada, haciendo la hipótesis de plantas rígidas y de deformación por axil nula en los pilares⁽¹⁾.

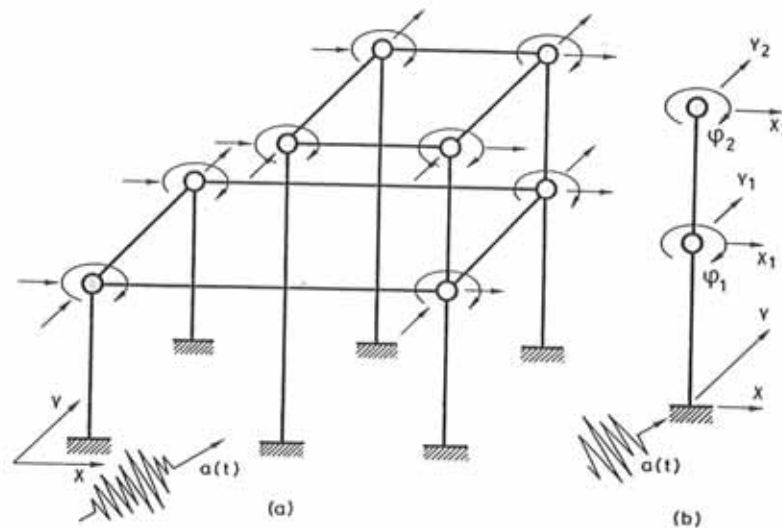


Figura 3.5 Modelo dinámico de pórtico tridimensional con torsión. (a) modelo completo; (b) modelo simplificado.

Pueden también desarrollarse modelos que incluyan grados de libertad de giro. Por ejemplo, el modelo de pórtico plano de la figura 3.6(a) tiene grados de libertad que permiten la rotación de las masas concentradas en los nudos. En la figura 3.6(b) se detalla, para el mismo pórtico, un modelo con cuatro grados de libertad que considera dicho efecto. Sin embargo, es importante destacar que el efecto de las rotaciones no afecta prácticamente los resultados de un análisis dinámico y, por ello, se suele despreciar. Por otra parte, es posible un tratamiento riguroso del análisis dinámico, pero asumiendo que las fuerzas inercia rotacionales son de menor importancia y eliminándolas del modelo mediante una operación de condensación estática de los grados de libertad que les corresponden; de esta

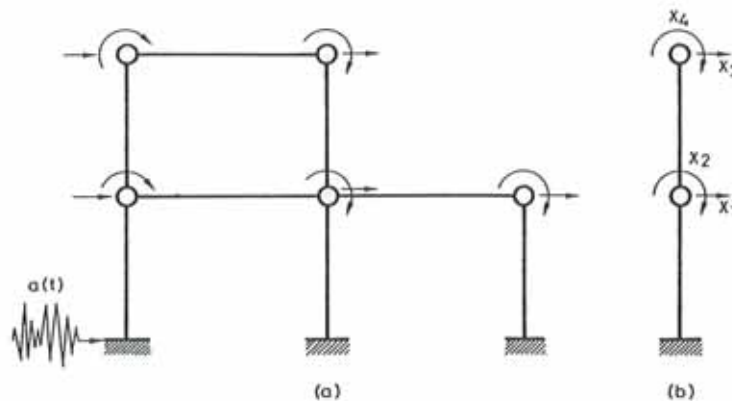


Figura 3.6 Modelo dinámico con grados de libertad de rotación.
(a) modelo completo; (b) modelo simplificado con cuatro grados de libertad.

manera, en el análisis quedan sólo los desplazamientos laterales como grados de libertad.

La identificación de los grados de libertad de una estructura es una operación de gran importancia, que requiere un cierto rigor, habida cuenta de su influencia en los resultados del análisis dinámico⁽⁴⁾. Debe ponerse el acento en que el método de las masas concentradas es muy eficiente en la modelización de los edificios, que son estructuras caracterizadas por una concentración real de su masa en algunos puntos discretos. En este caso, el modelo dinámico se obtiene concentrando la totalidad de la masa en estos puntos, suponiendo que el resto de la estructura tiene solamente rigidez, pero no masa.

En el caso de modelos continuos, el procedimiento de discretización más riguroso y que más se utiliza hoy en día es el método de los elementos finitos, en el cual el continuo analizado es sustituido por una malla formada por un número finito de subdominios interconectados entre sí en un número finito de nodos. El comportamiento dinámico del continuo original está gobernado por las leyes de la Mecánica del Medio Continuo, pero los valores numéricos de las funciones solución se calculan únicamente en los nodos. La solución correspondiente a puntos del continuo que no sean nodos se obtiene utilizando *funciones de interpolación*. Un *elemento finito* es un subdominio, junto con las funciones de interpolación que se definen sobre él. La exactitud de la solución depende tanto del número de elementos empleados en las discretización, como como del tipo de funciones de interpolación utilizadas⁽⁵⁾.

3.2 ECUACIONES DEL MOVIMIENTO PARA EDIFICIOS CON COMPORTAMIENTO LINEAL

3.2.1 Introducción

Las expresiones matemáticas que gobiernan la respuesta dinámica de las estructuras se conocen con el nombre de ecuaciones del movimiento. Dichas ecuaciones se obtienen aplicando cualquiera de los principios de la mecánica

clásica, como por ejemplo, el principio de d'Alembert, el de los trabajos virtuales, o el de Hamilton. En el caso de los edificios, los modelos dinámicos más usuales son el de edificio de cortante y el de pórtico tridimensional. El principio que se suele utilizar para expresar las ecuaciones del movimiento en el caso lineal es el de d'Alembert.

3.2.2 Edificios de cortante

El modelo más sencillo con varios grados de libertad que se puede utilizar para describir el comportamiento dinámico de una estructura es el de edificio de cortante. Dicho modelo se representa esquemáticamente en la figura 3.7. Está basado en la hipótesis de que el edificio es simétrico, las plantas son infinitamente rígidas y de que los únicos movimientos posibles de los nudos son los horizontales.

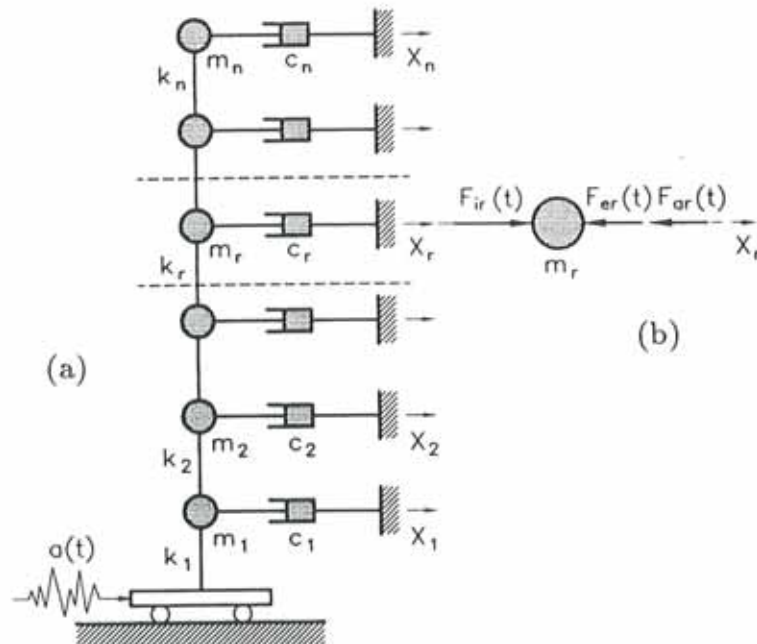


Figura 3.7 Modelo de edificio de cortante. (a) modelo sísmico; (b) equilibrio de fuerzas.

El modelo de la figura 3.7(a) está sometido a una aceleración horizontal de origen sísmico de valor $a(t)$. Las ecuaciones del movimiento pueden deducirse estableciendo el equilibrio dinámico de cada masa, de acuerdo con el principio de d'Alembert. Aislando las masas m_r e introduciendo todas las fuerzas correspondientes, incluidas las de inercia, resulta el esquema de la figura 3.7(b). Expresando el equilibrio dinámico de la masa m_r en un sistema de referencia no inercial, con el origen en la posición inicial del edificio, se obtiene

$$F_{ir}(t) - F_{er}(t) - F_{or}(t) = 0 \quad (r = 1, 2, \dots, n) \quad (3.1)$$

donde F_{i_r} , F_{e_r} y F_{a_r} son las fuerzas de inercia, elásticas y de amortiguamiento, respectivamente, correspondientes al grado de libertad r . Obviamente, el modelo dinámico completo está en equilibrio si lo están todas y cada una de sus masas. Escribiendo una ecuación de equilibrio del tipo (3.1) para cada una de las masas y expresando en forma matricial al conjunto de todas ellas, se tiene

$$F_i(t) - F_e(t) - F_a(t) = 0 \quad (3.2)$$

Los vectores de las fuerzas elásticas $F_e(t)$ de inercia $F_i(t)$ y de amortiguamiento $F_a(t)$ se definen mediante las siguientes expresiones matriciales:

$$\begin{aligned} F_e(t) &= K X(t) \\ F_i(t) &= -M [\ddot{X}(t) + J a(t)] \\ F_a(t) &= C \dot{X}(t) \end{aligned} \quad (3.3)$$

En estas ecuaciones X es el vector de desplazamientos respecto a la posición inicial del edificio de cortante, $a(t)$ el acelerograma y el vector J es un vector columna formado por unos. K es la matriz de rigidez la cual, en este caso particular se escribe en forma explícita de la siguiente forma tridiagonal:

$$K = \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & 0 & 0 & 0 & & & & & & \\ -k_2 & k_2+k_3 & -k_3 & 0 & 0 & & & & & & \\ 0 & -k_3 & k_3+k_4 & -k_4 & 0 & & & & & & \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \\ & & & 0 & -k_r & k_r+k_{r+1} & -k_{r+1} & 0 & & & \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \\ & & & & & & & & & & k_n \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

en donde $k_r = 12EI_r/h_r^3$ es la rigidez cortante del grupo de pilares r , siendo I_r la suma de los momentos de inercia de los pilares situados entre las plantas r y $r-1$ y h_r la altura de tales pilares. Un elemento k_{ij} de la matriz de rigidez representa la fuerza correspondiente al grado de libertad i , debida a un desplazamiento unidad producido en el grado de libertad j . La matriz de masa M es diagonal para modelos tales como el de la figura 3.7(a) y la matriz de amortiguamiento C se considera, en una primera aproximación, proporcional a la de masa, a la de rigidez, o una combinación lineal de las dos. Sustituyendo las ecuaciones (3.3) en (3.2), se obtienen las ecuaciones de movimiento del modelo

$$M \ddot{X}(t) + C \dot{X}(t) + K X(t) = -M J a(t) \quad (3.5)$$

3.2.3 Modelo general de pórticos

En el caso más general de una estructura espacial formada por barras, es preciso considerar en el modelo seis grados de libertad por nudo —tres desplazamientos y tres giros—. Al mismo tiempo se considera la posibilidad de incluir en las ecuaciones del movimiento el efecto de la propagación de un terremoto en una dirección arbitraria respecto a la estructura. Para ello, la aceleración del terreno $a(t)$ se descompone en sus componentes $a_x(t)$, $a_y(t)$ y $a_z(t)$, tal como puede verse en la figura 3.8.

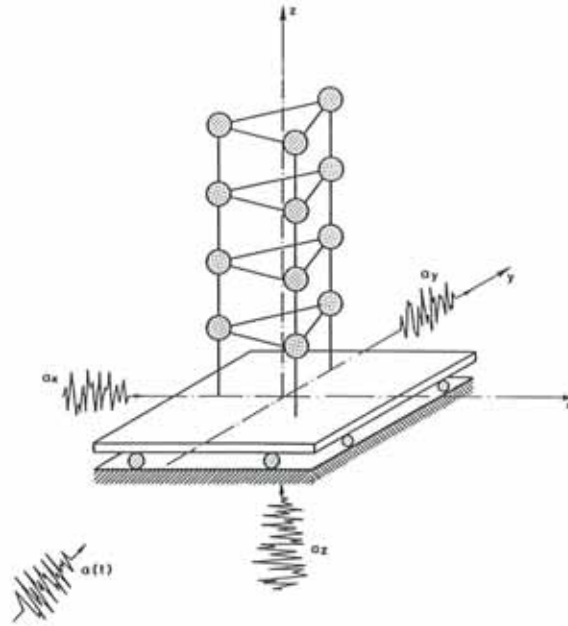


Figura 3.8 Acción sísmica en un modelo tridimensional⁽⁶⁾.

La ecuación del movimiento (3.5) se modifica para tener en cuenta que cada masa tiene seis movimientos y también la nueva definición de $a(t)$, resultando⁽¹⁾

$$M\ddot{D}(t) + C\dot{D}(t) + KD(t) = -M \left[J_x a_x(t) + J_y a_y(t) + J_z a_z(t) \right] \quad (3.6)$$

El vector de incógnitas $D(t)$ tiene seis elementos por grado de libertad r : tres traslaciones (x_r, y_r, z_r) y tres rotaciones ($\varphi_{x_r}, \varphi_{y_r}, \varphi_{z_r}$), siendo de la forma

$$[D(t)]^T = \left[\begin{array}{cccccccc} x_1 & y_1 & z_1 & \varphi_{x_1} & \varphi_{y_1} & \varphi_{z_1} & \dots & x_r & y_r & z_r & \varphi_{x_r} & \varphi_{y_r} & \varphi_{z_r} & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & x_n & y_n & z_n & \varphi_{x_n} & \varphi_{y_n} & \varphi_{z_n} \end{array} \right] \quad (3.7)$$

Obviamente, los modelos dinámicos usados en el análisis incluirán solamente algunos de estos grados de libertad, dependiendo de las características de la estructura estudiada. En el sistema de ecuaciones diferenciales (3.6) se han utilizado nuevas notaciones

$$\begin{aligned} \mathbf{J}_x^T &= [1 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ \dots \ 1 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ \dots \ 1 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0] \\ \mathbf{J}_y^T &= [0 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ \dots \ 0 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ \dots \ 0 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0] \\ \mathbf{J}_z^T &= [0 \ 0 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0 \ \dots \ 0 \ 0 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0 \ \dots \ 0 \ 0 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0] \end{aligned}$$

La formulación dada a los vectores de fuerza sísmica asegura que las componentes de la aceleración tengan elementos no nulos solamente según los grados de libertad de traslación. Debe remarcar que las matrices M , C y K de (3.6) se han ampliado de acuerdo con la definición del vector $D(t)$ de la ecuación (3.7). Finalmente, es preciso señalar que, en general, suele realizarse un análisis sísmico separado para cada una de las componentes de la aceleración del terreno y combinar las respuestas obtenidas empleando procedimientos estocásticos.

Puede obtenerse una formulación alternativa escribiendo las ecuaciones del movimiento de la siguiente forma:

$$M\ddot{D} + C\dot{D} + KD = -MJ a(t) \quad (3.8)$$

J es en este caso el vector que realiza la descomposición de $a(t)$ en las tres direcciones (x, y, z) y tiene valores distintos de cero solamente para los grados de libertad del modelo correspondientes a una traslación. En general, los elementos no nulos de J son cosenos directores. Obsérvese que la ecuación (3.8) es del mismo tipo que (3.5).

Las vibraciones libres amortiguadas en el modelo dinámico se expresan como

$$M\ddot{D} + C\dot{D} + KD = 0 \quad (3.9)$$

y, cuando se prescinde del amortiguamiento, resulta

$$M\ddot{D} + KD = 0 \quad (3.10)$$

el cual describe las vibraciones libres no amortiguadas del modelo.

En todas las ecuaciones del movimiento, (3.6), (3.8), (3.9) y (3.10), la matriz de rigidez K es exactamente la misma que en el caso estático, mientras que la matriz de masa M es habitualmente diagonal. En el caso en que en el vector de desplazamientos $D(t)$ se consideran giros, es necesario incluir en la matriz de masa M la inercia de rotación. La influencia de dichos giros en la solución del problema es, en general, pequeña, siendo sustituidos los correspondientes elementos de la matriz M , por un cero. Sin embargo, la presencia de elementos nulos en la matriz de masa diagonal da lugar a autofrecuencias infinitas en el modelo dinámico y, en consecuencia, aparecen dificultades numéricas si se calculan todos los autovalores de la ecuación (3.10). Por este motivo, es conveniente condensar el sistema de ecuaciones del movimiento, previamente al cálculo de autovalores, para eliminar dichos grados de libertad. Otra posibilidad para obviar el problema mencionado consiste en utilizar procedimientos numéricos que calculen exclusivamente las frecuencias más bajas del modelo⁽⁷⁾.

3.3 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE LAS ESTRUCTURAS

3.3.1 Modelos con un grado de libertad

Las características dinámicas del modelo con un solo grado de libertad se definen estudiando sus vibraciones libres no amortiguadas, que están gobernadas por la ecuación [véase (3.10)]

$$m\ddot{x}(t) + kx(t) = 0 \quad (3.11)$$

Se supone que dicho modelo vibra debido a algunas condiciones iniciales, bien sean de desplazamiento, bien de velocidad o de aceleración y no está sometido a ningún tipo de perturbaciones durante su vibración. Obviamente, este es un caso teórico, conservativo, en el cual el modelo no disipa la energía inicial que se le ha inducido, por lo que las vibraciones durarían un tiempo infinito.

Dividiendo la ecuación (3.11) por m y usando la notación $\omega^2 = \frac{k}{m}$, dicha ecuación se transforma en

$$\ddot{x}(t) + \omega^2 x(t) = 0 \quad (3.12)$$

La magnitud ω se denomina *pulsación* o *frecuencia circular*, o simplemente *frecuencia* de vibración del modelo y viene expresada en *radianes por segundo*. Dicha pulsación es una de las características dinámicas del sistema. Otra característica es el *período natural* T , definido por

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (3.13)$$

y medido en *segundos*. Finalmente, la *frecuencia cíclica* f viene dada por

$$f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi} \quad (3.14)$$

y se expresa en *ciclos por segundo* o *Hertz*.

La solución general de la ecuación (3.12) puede escribirse de la forma

$$x(t) = A \sin(\omega t + \psi) \quad (3.15)$$

donde A es la amplitud del movimiento y ψ el ángulo de fase. Los valores de A y ψ se calculan a partir de las condiciones iniciales del problema. Por ejemplo, para un desplazamiento inicial $x(0) = x_0$ y una velocidad inicial $\dot{x}(0) = \dot{x}_0$, se obtienen los valores⁽³⁾

$$A = \sqrt{x_0^2 + \left(\frac{\dot{x}_0}{\omega}\right)^2}, \quad \tan \psi = \frac{\dot{x}_0}{\omega x_0} \quad (3.16)$$

3.3.2 Modos naturales de vibración

Las características dinámicas de modelos con varios grados de libertad se definen analizando sus vibraciones libres, que están gobernadas por la ecuación

$$M \ddot{D} + K D = 0 \quad (3.17)$$

que debe cumplirse para soluciones particulares del tipo

$$D(t) = A e^{i\omega t} \quad (3.18)$$

El vector A contiene las amplitudes del desplazamiento, ω es la pulsación y ψ el ángulo de fase. Sustituyendo (3.18) en (3.17), se obtiene

$$(K - \omega^2 M) A = 0 \quad (3.19)$$

Este sistema de ecuaciones algebraicas lineales y homogéneas constituye un *problema de autovalores*. Dicho sistema tiene soluciones A distintas de la trivial —es decir, el modelo vibra— solamente si el determinante de la matriz de coeficientes es igual a cero

$$|K - \omega^2 M| = 0 \quad (3.20)$$

Si este determinante se desarrolla en su forma polinómica se obtiene la ecuación característica

$$\omega^{2n} + \alpha_1 \omega^{2n-2} + \alpha_2 \omega^{2n-4} + \dots + \alpha_{n-1} \omega^2 + \alpha_n = 0 \quad (3.21)$$

En el caso de modelos estructurales la matriz de rigidez K y la de masa M son reales y simétricas. Además, K es definida positiva y M es semidefinida positiva como mínimo. En el caso en que M sea definida positiva, de la ecuación característica se obtienen n soluciones positivas ω_i^2 y, en consecuencia, n valores ω_i reales. Si la matriz M es solamente semidefinida positiva, el número de soluciones finitas ω_i^2 es menor. Los n autovalores ω_i son las *frecuencias propias* o *pulsaciones* del modelo estructural, que pueden ordenarse en la diagonal principal de la *matriz espectral* Ω . La frecuencia más baja ω_1 se denomina *frecuencia fundamental*. Los períodos propios del modelo se definen por

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (3.22)$$

en donde T_1 es el período fundamental. El autovector A_i puede obtenerse a partir de la ecuación (3.19), expresando todos los términos de A_i en función de uno cualquiera de ellos, por ejemplo, A_{i1} . En este caso, se definen los *autovectores normalizados* $\varphi_i = A_i / A_{i1}$, $i = 1, 2, 3, \dots, n$, cuyo primer elemento es igual a la unidad. Otra forma de normalizar los autovectores parte del uso de la relación

$$A_i^T M A_i = M_i^* \quad (3.23)$$

lo que permite aplicar la siguiente fórmula:

$$\varphi_i = A_i \cdot (M_i^*)^{-\frac{1}{2}}, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (3.24)$$

que asegura el cumplimiento de la condición $\varphi_i^T M \varphi_i = 1$. Los autovectores φ_i , que pueden ordenarse en la *matriz modal* Φ , representan las *formas* del sistema durante la vibración en cada una de sus autofrecuencias. Por ello, los autovectores reciben en el análisis estructural el nombre de *formas naturales de vibración* o *formas modales*. Un autovalor ω_i con su autovector correspondiente φ_i constituye el *modo natural de vibración* i .

La condición de ortogonalidad de dos vectores se define por

$$\varphi_i^T \varphi_j = 0 \quad i \neq j \quad (3.25)$$

Pueden introducirse condiciones de ortogonalidad semejantes respecto a la matriz de masa M y respecto a la de rigidez K por medio de las expresiones^(7,8)

$$\varphi_i^T M \varphi_j = 0 \quad i \neq j \quad (3.26)$$

$$\varphi_i^T K \varphi_j = 0 \quad i \neq j \quad (3.27)$$

Las condiciones de normalidad y de ortogonalidad pueden expresarse de manera compacta como *condición de ortonormalidad* respecto a la matriz de masa $\Phi^T M \Phi = I$, donde I es la matriz identidad. Si no se utiliza esta última condición, puede escribirse la siguiente ecuación para la matriz de masa:

$$\Phi^T M \Phi = M^* \quad (3.28)$$

donde M^* es diagonal. De igual forma, la condición de ortonormalidad respecto a la matriz de rigidez se escribe

$$\Phi^T K \Phi = K^* \quad (3.29)$$

donde K^* es una matriz diagonal cuyos términos no nulos valen $K_{ii}^* = \varphi_i^T K \varphi_i$

El problema de autovalores

$$(K - \omega^2 M) \Phi = 0 \quad (3.30)$$

puede resolverse mediante técnicas numéricas, tales como se exponen en la referencia (6). En muchos casos no es necesario calcular todos los autovalores y

autovectores contenidos en la ecuación (3.30). De hecho, es posible obtener una buena aproximación a la solución del problema dinámico utilizando solamente los autovalores más bajos de la estructura. Los autovalores superiores no solo tienen una influencia pequeña en la solución sino que están distorsionados debido a la discretización de la estructura y a los errores de redondeo producidos en el proceso numérico. Se han propuesto diversos métodos como, por ejemplo, el *método de búsqueda del determinante*⁽⁶⁾ que calculan solamente los primeros autovalores y autovectores que se deseen.

3.4 CARACTERÍSTICAS DE AMORTIGUAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS

3.4.1 Origen de las fuerzas de amortiguamiento

Las fuerzas de amortiguamiento están producidas en las estructuras por diversas causas, entre las que pueden citarse las siguientes^(1,9):

- Rozamiento entre superficies de deslizamiento, las cuales pueden estar secas o lubricadas; la fuerza de amortiguamiento, de acuerdo con la hipótesis de Coulomb, es proporcional a la fuerza normal a la superficie de contacto. La mencionada fuerza normal se considera constante e independiente de los desplazamientos y velocidades.
- Amortiguamiento debido a la fricción interna del propio material de la estructura, debido principalmente a su imperfecta elasticidad. En este caso, el amortiguamiento es proporcional a la fuerza de recuperación y se le denomina amortiguamiento estructural.
- Amortiguamiento debido a las vibraciones de la estructura situada en un medio exterior (en general gases o líquidos).

A menudo se usa en el cálculo dinámico de estructuras un *amortiguamiento viscoso*, basado en el modelo de Kelvin-Voigt y que es proporcional a la velocidad. Las razones más importantes de su utilización son, por una parte, su simplicidad⁽⁹⁻¹¹⁾ y, por otra, la suposición que se hace de que caracteriza el amortiguamiento global de toda la estructura. Se le denomina *amortiguamiento viscoso equivalente* y se supone que produce la misma disipación de energía que el amortiguamiento real de la estructura⁽¹¹⁾.

3.4.2 Definición del amortiguamiento en sistemas con un solo grado de libertad

La ecuación que describe las vibraciones libres amortiguadas de un modelo con un solo grado de libertad es

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = 0 \quad (3.31)$$

donde el amortiguamiento se ha supuesto de tipo viscoso. El *amortiguamiento crítico*, se describe mediante el coeficiente $c_c = 2m\beta_c = 2m\omega$. En el caso de un

amortiguamiento superior al crítico, $c > c_c$, que normalmente no se presenta en la ingeniería civil, la estructura no oscila, sino que vuelve a su posición de origen sin vibrar⁽¹⁾. El caso de un *amortiguamiento inferior al crítico*, $c < c_c$, suele ser el habitual en estructuras de ingeniería civil sometidas a acciones dinámicas. Este tipo de amortiguamiento puede definirse mejor mediante la relación $\nu = \frac{c}{c_c}$, donde ν es la *fracción del amortiguamiento crítico*, que se expresa como

$$\nu = \frac{c}{2m\omega} \quad (3.32)$$

Si se define la frecuencia de vibración amortiguada ω_v como

$$\omega_v = \omega\sqrt{1 - \nu^2} \quad (3.33)$$

la solución general de la ecuación (3.31) puede escribirse en la forma⁽¹⁾

$$x(t) = A e^{-\nu\omega t} \sin(\omega_v t + \psi) \quad (3.34)$$

Los coeficientes A y ψ se calculan a partir de las condiciones iniciales del problema. En la figura 3.9 se ha representado gráficamente la vibración del sistema para un desplazamiento inicial x_0 .

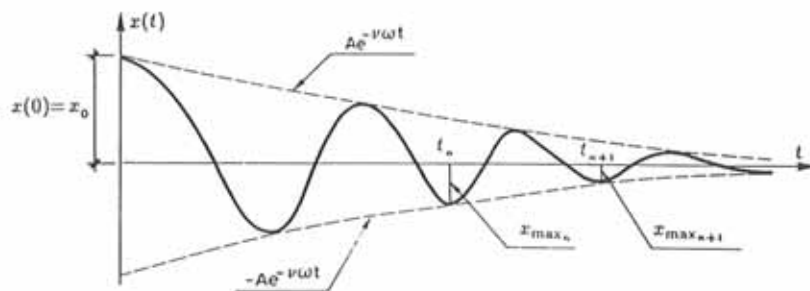


Figura 3.9 Vibraciones libres amortiguadas de un sistema con un solo grado de libertad.

3.4.3 Sistemas con varios grados de libertad con amortiguamiento proporcional

En el caso de estructuras de edificación se suelen realizar algunas hipótesis simplificadoras en la matriz de amortiguamiento, a fin de obtener una representación numérica razonable de las propiedades de amortiguamiento de la estructura. Una de estas hipótesis consiste en suponer que existe un mecanismo de pérdida de energía homogéneo en toda la estructura⁽²⁴⁾. En tal caso, puede desarrollarse una matriz de amortiguamiento que cumpla la condición de ortogonalidad respecto a la matriz modal

$$C^* = \Phi^T C \Phi \quad (3.35)$$

siendo C^* una *matriz diagonal de amortiguamiento generalizado*

Esta condición define el *amortiguamiento proporcional* que indica la manera de obtener la matriz de amortiguamiento: ésta se considera proporcional a la matriz de masa, a la matriz de rigidez o se obtiene a partir de una combinación lineal de ambas. De esta forma, el amortiguamiento puede ser especificado para cada modo de vibración de la estructura, usando la fracción del amortiguamiento crítico ν .

Cuando la matriz de amortiguamiento C es proporcional a la matriz de masa

$$C = \alpha_1 M \tag{3.36}$$

se verifica la condición de ortogonalidad $\varphi_i^T C \varphi_j = 0, i \neq j$. Sustituyendo (3.36) en (3.35), se obtiene la siguiente ecuación de definición de la matriz de amortiguamiento generalizado:

$$C^* = \alpha_1 \Phi^T M \Phi = \alpha_1 M^* \tag{3.37}$$

La fracción del amortiguamiento crítico ν_i puede expresarse en cada modo de vibración i como $\nu_i = C_i^*/2M_i^* \omega_i, i = 1, 2, \dots, n$.

En el caso en que la matriz de amortiguamiento sea proporcional a la matriz de rigidez $C = \alpha_2 K$, se obtienen unas condiciones de ortogonalidad similares $C^* = \alpha_2 \Phi^T K \Phi = \alpha_2 K^*$, donde C^* es diagonal. La combinación de estos dos casos

$$C = \alpha_1 M + \alpha_2 K \tag{3.38}$$

define el amortiguamiento de Rayleigh. Una generalización de dicho amortiguamiento, realizada por Wilson y Penzien, puede verse en las referencias (6) y (12).

3.5 RESPUESTA SÍSMICA DE SISTEMAS LINEALES CON UN GRADO DE LIBERTAD

3.5.1 Respuesta temporal

El movimiento de un sistema con un solo grado de libertad viene regido por la ecuación diferencial

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = -ma(t) \tag{3.39}$$

Utilizando la frecuencia del sistema amortiguado $\omega_v = \omega\sqrt{1 - \nu^2}$, la respuesta del sistema en el dominio del tiempo puede ponerse en la forma⁽¹⁾

$$x(t) = -\frac{1}{\omega_v} \int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \sin[\omega_v(t-\tau)] d\tau \tag{3.40}$$

La integral (3.40) se conoce con el nombre de integral de Duhamel y proporciona la respuesta en el dominio del tiempo de un sistema con un solo grado de libertad

sometido a una carga cualquiera. Esta respuesta no considera el efecto de las condiciones iniciales en el sistema. En el caso de que éste no parta del reposo cuando se le aplica la excitación $a(t)$, es preciso calcular la solución general $x_g(t)$ de la ecuación diferencial (3.39) a partir de las condiciones iniciales del problema: $x_g(0) = x_0$ y $\dot{x}_g(0) = \dot{x}_0$. La solución general del sistema amortiguado sometido a una acción sísmica puede escribirse de la siguiente manera⁽¹⁾:

$$x_g(t) = e^{-\nu\omega t} \left(\frac{\dot{x}_0 + \nu\omega x_0}{\omega_\nu} \sin \omega_\nu t + x_0 \cos \omega_\nu t \right) - \frac{1}{\omega_\nu} \int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \sin[\omega_\nu(t-\tau)] d\tau \quad (3.41)$$

Evidentemente, si la excitación se aplica cuando el sistema está en reposo, los términos correspondientes a las vibraciones libres desaparecen de la ecuación (3.41). Si dicha excitación se aplica durante un tiempo suficientemente largo, las vibraciones libres amortiguadas desaparecen, debido al efecto del amortiguamiento. Por ello, a estos términos de vibración libre se les denomina *respuesta transitoria*. La respuesta del sistema, que experimenta el sistema algún tiempo después de iniciado el movimiento, se reduce al término de vibraciones forzadas, cuya frecuencia coincide prácticamente con la frecuencia predominante de la excitación⁽⁸⁾. A dicho término se le conoce con el nombre de *respuesta estacionaria*⁽⁸⁾.

La integral de Duhamel tiene solución analítica solamente para ciertas funciones particulares que describen la excitación, por lo que en general debe resolverse numéricamente.

a) Solución "exacta"

El cálculo de la solución general de la ecuación del movimiento puede efectuarse de manera directa utilizando la ecuación (3.40), es decir, evaluando la solución particular definida por la integral de Duhamel. Si la aceleración sísmica $a(t)$ se define a trozos, representándose por una secuencia de intervalos de tiempo desiguales (véase la figura 3.10) la integral de Duhamel tiene primitiva y, por lo tanto, puede obtenerse la solución analítica de la ecuación del movimiento. Se suponen para el sistema condiciones iniciales nulas, con lo cual el problema se reduce al cálculo de la primitiva de la integral de Duhamel de la ecuación (3.41). Es conveniente expresar primeramente dicha integral en la siguiente forma^(1,13):

$$x(t) = -\frac{e^{-\nu\omega t}}{\omega_\nu} \left[A(t) \sin \omega_\nu t - B(t) \cos \omega_\nu t \right] \quad (3.42)$$

donde

$$A(t) = \int_0^t a(\tau) e^{\nu\omega\tau} \cos \omega_\nu\tau \, d\tau \quad (3.43)$$

$$B(t) = \int_0^t a(\tau) e^{\nu\omega\tau} \sin \omega_\nu\tau \, d\tau \quad (3.44)$$

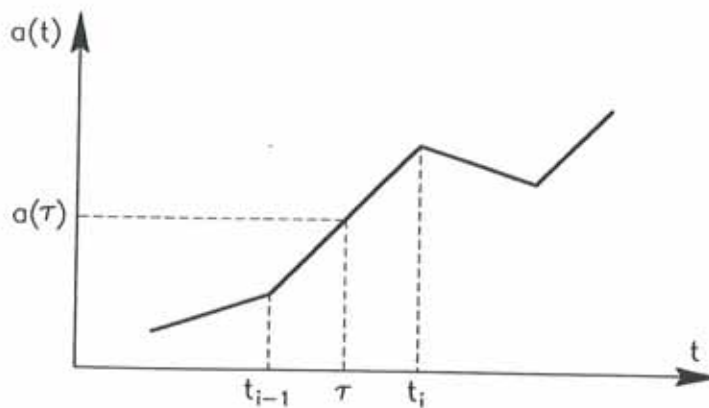


Figura 3.10 Función de excitación lineal.

La excitación $a(t)$ es recta dentro del intervalo (t_{i-1}, t_i) (figura 3.10) y, por lo tanto, puede expresarse como $a(\tau) = a(t_{i-1}) + s(\tau - t_{i-1})$, donde s es la pendiente de la recta $s = a(t_i) - a(t_{i-1})/t_i - t_{i-1}$. Utilizando estas ecuaciones se obtienen las siguientes primitivas exactas para las integrales (3.43) y (3.44)

$$A(t_i) = A(t_{i-1}) + \frac{e^{\nu\omega\tau}}{\omega^2} \left[(\nu\omega a(\tau) + s(1 - 2\nu^2)) \cos \omega_\nu \tau + \frac{\omega_\nu}{\omega} (\omega a(\tau) - 2\nu s) \sin \omega_\nu \tau \right] \Big|_{t_{i-1}}^{t_i} \quad (3.45)$$

$$B(t_i) = B(t_{i-1}) + \frac{e^{\nu\omega\tau}}{\omega^2} \left[(\nu\omega a(\tau) + s(1 - 2\nu^2)) \sin \omega_\nu \tau - \frac{\omega_\nu}{\omega} (\omega a(\tau) - 2\nu s) \cos \omega_\nu \tau \right] \Big|_{t_{i-1}}^{t_i} \quad (3.46)$$

También es posible obtener la respuesta exacta para la velocidad $\dot{x}(t)$ y para la aceleración relativa $\ddot{x}(t)$ del sistema, derivando la integral de Duhamel

$$\dot{x}(t) = -e^{-\nu\omega t} \left[A(t) \cos \omega_\nu t + B(t) \sin \omega_\nu t \right] + \omega_\nu x(t) \quad (3.47)$$

$$\ddot{x}(t) = -\omega^2 x(t) - 2\nu\omega \dot{x}(t) + a(t) \quad (3.48)$$

siendo las integrales $A(t)$ y $B(t)$ las mismas de las ecuaciones (3.45) y (3.46). Todas estas expresiones son analíticamente exactas, por lo cual la única fuente de error de la solución se encuentra en los errores de redondeo.

b) Soluciones numéricas

Existen, básicamente, dos grupos de procedimientos de cálculo numérico de la respuesta de un sistema con un solo grado de libertad. En el primer grupo se enmarcan los métodos que integran directamente la ecuación diferencial (3.39) como, por ejemplo, los métodos de Newmark, de Wilson, de las diferencias centrales, etc.^(1,6,14) Un segundo grupo de métodos se basa en la resolución de la ecuación (3.41), lo que requiere la evaluación numérica de la integral de Duhamel⁽¹⁾. Todos los métodos mencionados, tanto los del primer grupo como los del segundo, requieren que la excitación sea discretizada a intervalos de tiempo constantes Δt , siendo ésta una característica intrínseca de cada uno de ellos. Hay que señalar que el mismo proceso de discretización también introduce errores en la solución, hecho que no ocurre con la solución "exacta" descrita anteriormente. Los mencionados intervalos de tiempo Δt tienen que ser lo suficientemente pequeños para asegurar tanto la estabilidad y la precisión de la respuesta, como la correcta discretización de la señal sísmica.

3.5.2 Espectros sísmicos de respuesta

La respuesta estacionaria en desplazamientos de un sistema con un solo grado de libertad viene dada por la ecuación (3.40), en donde $x(t)$ es una función de ν , ω y $a(t)$. Derivando respecto al tiempo dicha ecuación, se obtiene la historia de la respuesta en velocidades

$$\dot{x}(t) = - \int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \cos \omega_v(t-\tau) d\tau + \nu\omega x(t) \quad (3.49)$$

Derivando de nuevo, se obtiene la respuesta en aceleraciones totales del sistema

$$\begin{aligned} \ddot{x}(t) + a(t) = \omega_v \int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \sin \omega_v(t-\tau) d\tau \\ - 2\nu\omega \dot{x}(t) - (\nu\omega)^2 x(t) \end{aligned} \quad (3.50)$$

Los espectros de respuesta en desplazamientos, velocidades y aceleraciones correspondientes a un cierto acelerograma se definen como los máximos valores de respuesta expresados en función de la frecuencia ω o del período T y de la fracción del amortiguamiento crítico ν

$$S_d'(\omega; \nu) = |x(t)|_{\max}$$

$$S_v'(\omega; \nu) = |\dot{x}(t)|_{\max}$$

$$S_a'(\omega; \nu) = |\ddot{x}(t) + a(t)|_{\max}$$

Utilizando en estas ecuaciones de definición de los espectros las expresiones (3.40), (3.49) y (3.50), puede escribirse

$$S_d^r(\omega; \nu) = \left| -\frac{1}{\omega_\nu} \int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \sin \omega_\nu(t-\tau) d\tau \right|_{\max} \quad (3.51)$$

$$S_v^r(\omega; \nu) = \left| -\int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \cos \omega_\nu(t-\tau) d\tau + \nu\omega x(t) \right|_{\max} \quad (3.52)$$

$$S_a^r(\omega; \nu) = \left| \omega_\nu \int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \sin \omega_\nu(t-\tau) d\tau - 2\nu\omega \dot{x}(t) - (\nu\omega)^2 x(t) \right|_{\max} \quad (3.53)$$

Tal como puede verse, S_d^r y S_v^r son, respectivamente, los valores máximos de los desplazamientos y velocidades relativos, mientras que S_a^r es el máximo valor de la aceleración absoluta de la respuesta de un modelo con un solo grado de libertad.

Al objeto de obtener expresiones más sencillas que las dadas por las (3.51), (3.52) y (3.53) se han introducido algunas aproximaciones. En primer lugar, como el amortiguamiento es pequeño en las estructuras propias de la Ingeniería Civil — ν toma valores entre 2% y 20%—, ω_ν se sustituye por ω y los términos fuera de la integral que multiplican a la fracción del amortiguamiento crítico en el segundo miembro de las ecuaciones (3.52) y (3.53) se desprecian. En segundo lugar, la función coseno que aparece en el espectro de velocidades (3.52), puede sustituirse a efectos de cálculo por la función seno, sin que ello implique importantes variaciones en los valores máximos de la velocidad de respuesta⁽¹⁵⁻¹⁷⁾. Esta aproximación, teóricamente basada en la aleatoriedad de las aceleraciones del terreno $a(t)$, es válida en el rango usual de frecuencias que aparecen en el diseño sísmico y deja de cumplirse para períodos muy elevados⁽¹⁾. De esta manera, se introducen tres nuevas cantidades, definidas como *seudoespectros de respuesta*

$$S_d(\omega, \nu) = \left| -\frac{1}{\omega} \int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau \right|_{\max} \quad (3.54)$$

$$S_v(\omega, \nu) = \left| -\int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau \right|_{\max} \quad (3.55)$$

$$S_a(\omega, \nu) = \left| \omega \int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau \right|_{\max} \quad (3.56)$$

Las aproximaciones introducidas permiten calcular S_v y S_a en función de S_d

$$S_a = \omega S_v = \omega^2 S_d \quad (3.57)$$

por lo que los tres seudoespectros de respuesta pueden dibujarse en la misma gráfica utilizando una escala trilogarítmica, tal como puede observarse en el ejemplo de la figura 3.11.

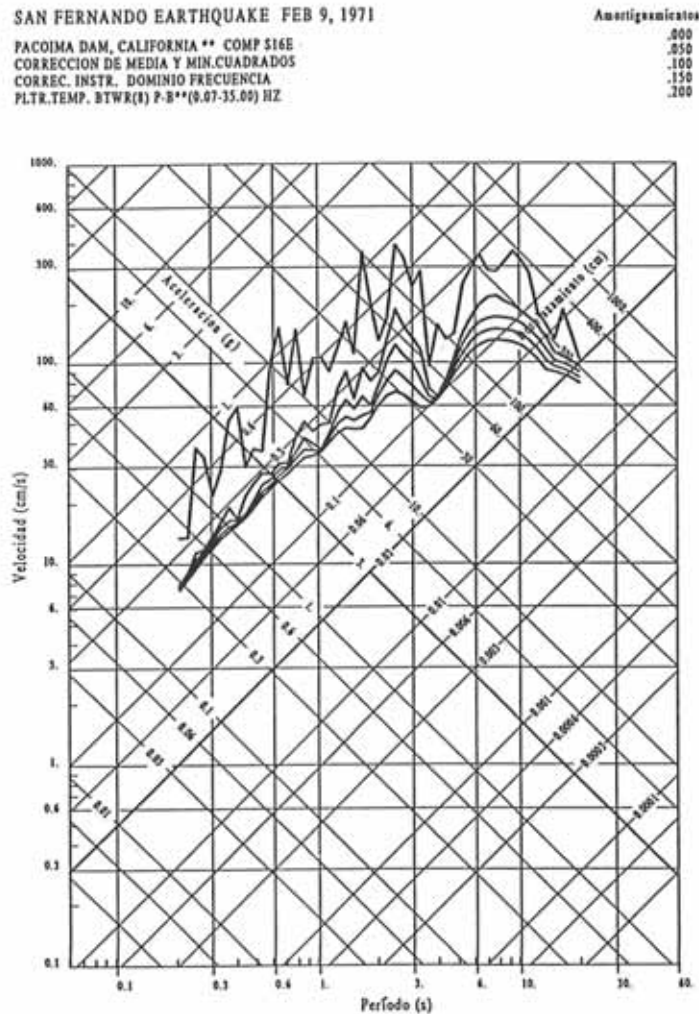


Figura 3.11 Representación trilogarítmica de un espectro sísmico de respuesta.

Los espectros sísmicos de respuesta son interesantes solamente desde un punto de vista histórico y teórico. Contrariamente, los seudoespectros sísmicos tienen una gran importancia práctica en la ingeniería, siendo ampliamente utilizados en el diseño sísmico de estructuras. Con el objeto de simplificar la terminología y debido a que a continuación se utilizarán solamente seudoespectros, se les denominará en adelante espectros sísmicos de respuesta.

3.6 RESPUESTA SÍSMICA DE SISTEMAS LINEALES CON VARIOS GRADOS DE LIBERTAD

3.6.1 Desacoplamiento modal

Se considera un edificio de cortante o uno de pórticos. En cualquiera de los dos casos las vibraciones libres no amortiguadas del sistema están descritas por una ecuación del tipo (3.10). Las n frecuencias propias ω_i y n formas propias de vibración φ_i de la estructura son solución del sistema de ecuaciones algebraicas homogéneo (3.30). Dichas formas modales son ortogonales respecto a las matrices de masa y de rigidez. Al formar la matriz modal Φ una base completa, es posible escribir

$$D = \sum_{i=1}^n \varphi_i \eta_i(t) \quad (3.58)$$

en donde $\eta_i(t)$ es una función escalar del tiempo a determinar, llamada *respuesta generalizada*. Sustituyendo (3.58) en (3.5) o (3.8), se obtiene

$$M \sum_{i=1}^n \varphi_i \ddot{\eta}_i(t) + C \sum_{i=1}^n \varphi_i \dot{\eta}_i(t) + K \sum_{i=1}^n \varphi_i \eta_i(t) = -M J a(t) \quad (3.59)$$

que, premultiplicada por la transpuesta de un autovector cualquiera φ_j , proporciona

$$\begin{aligned} \varphi_j^T M \sum_{i=1}^n \varphi_i \ddot{\eta}_i(t) + \varphi_j^T C \sum_{i=1}^n \varphi_i \dot{\eta}_i(t) \\ + \varphi_j^T K \sum_{i=1}^n \varphi_i \eta_i(t) = -\varphi_j^T M J a(t) \end{aligned} \quad (3.60)$$

Utilizando las condiciones de ortogonalidad de los autovectores resulta que

$$\varphi_j^T M \sum_{i=1}^n \varphi_i = \varphi_j^T M \varphi_j = M_j^* \quad (3.61a)$$

$$\varphi_j^T K \sum_{i=1}^n \varphi_i = \varphi_j^T K \varphi_j = K_j^* \quad (3.61b)$$

y, si la matriz de amortiguamiento también es ortogonal, se tiene también

$$\varphi_j^T C \sum_{i=1}^n \varphi_i = \varphi_j^T C \varphi_j = C_j^* \quad (3.61c)$$

Las ecuaciones (3.61) permiten formular (3.60) en la misma forma que la ecuación del movimiento de un sistema con un solo grado de libertad

$$M_j^* \ddot{\eta}_j(t) + C_j^* \dot{\eta}_j(t) + K_j^* \eta_j(t) = \varphi_j^T M J a(t) \quad (3.62)$$

De esta forma, los sistemas de ecuaciones (3.5) o (3.8) quedan reducidos a n ecuaciones diferenciales independientes del tipo (3.49). La ecuación (3.62) puede también escribirse, como es usual, en la forma

$$\ddot{\eta}_j(t) + 2\nu_j \omega_j \dot{\eta}_j(t) + \omega_j^2 \eta_j(t) = -\frac{\varphi_j^T M J}{\varphi_j^T M \varphi_j} a(t) \quad (3.63)$$

y puede resolverse utilizando el método exacto de integración a trozos anteriormente descrito.

A medida que aumenta el orden de las frecuencias, los errores que éstas contienen son mayores, siendo las frecuencias de los primeros modos de vibración las más exactas. Al mismo tiempo, los modos inferiores contienen menor energía elástica de deformación, motivo por el cual influyen en mayor medida en la respuesta de la estructura. Por todo ello, la ecuación (3.58) se suele reescribir de la forma^(1,7,8)

$$D(t) = \sum_{i=1}^q \varphi_i \eta_i(t) \quad (3.64)$$

siendo usualmente el número q de ecuaciones del tipo (3.63) que es necesario resolver mucho menor que el número n de modos de vibración del modelo.

3.6.2 Historia de la respuesta en el tiempo

Una primera forma de estudiar el comportamiento dinámico de una estructura consiste en obtener la evolución en el tiempo de su respuesta. Para ello, una vez obtenida la respuesta generalizada $\eta(t)$ solucionando ecuaciones del tipo (3.63), ésta se sustituye en (3.64) para obtener la historia de los desplazamientos $D(t)$. Seguidamente, puede efectuarse el cálculo de los esfuerzos, que se realiza por procedimientos propios a un análisis estático. Esta manera de definir la respuesta de una estructura proporciona un exceso de información, ya que en el diseño de estructuras es, generalmente, suficiente utilizar la respuesta máxima.

3.6.3 Respuesta máxima utilizando espectros de respuesta

La ecuación desacoplada (3.63) puede también resolverse usando los espectros de respuesta obteniéndose, en este caso, únicamente la respuesta estructural máxima. En efecto, si la máxima aceleración $|\ddot{\eta}(t)|_{\max}$ correspondiente a la ecuación

$$\ddot{\eta}(t) + 2\nu\omega\dot{\eta}(t) + \omega^2\eta(t) = a(t) \quad (3.65)$$

es S_a , la aceleración máxima correspondiente a la ecuación (3.63) será

$$|\ddot{\eta}_j(t)|_{\max} = \frac{\varphi_j^T M J}{\varphi_j^T M \varphi_j} (S_a)_j \quad (3.66)$$

Como consecuencia, el desplazamiento generalizado máximo en el modo j se expresa como

$$|\eta_j(t)|_{\max} = \frac{\varphi_j^T M J (S_a)_j}{\varphi_j^T M \varphi_j \omega_j^2} \quad (3.67)$$

y los desplazamientos máximos en todos los nodos se ponen en la forma

$$D_{\max}^j = \begin{bmatrix} D_1^j \\ D_2^j \\ \vdots \\ D_n^j \end{bmatrix} = \varphi_j |\eta_j(t)|_{\max} = \varphi_j \frac{\varphi_j^T M J (S_a)_j}{\varphi_j^T M \varphi_j \omega_j^2} = A_j \frac{(S_a)_j}{\omega_j^2} \quad (3.68)$$

A_j es el vector de los coeficientes de participación modal correspondientes al modo j de vibración. Puesto que, en cada grado de libertad, el máximo de la respuesta en cada modo no se produce en el mismo instante de tiempo, la respuesta máxima de la estructura debe obtenerse mediante procedimientos estáticos. Por ejemplo, un procedimiento tradicional que habitualmente conduce a resultados correctos si las frecuencias están bien separadas calcula dicha respuesta como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales (Square Root of Sum of Squares SRSS)^(8,18)

$$D_{\max} = \sqrt{\sum_{j=1}^q (D_{\max}^j)^2} \quad (3.69)$$

Los desplazamientos, esfuerzos, tensiones, deformaciones y, en en general, cualquier respuesta estructural se determina mediante una ecuación similar. Han sido propuestos también otros métodos como, por ejemplo, el denominado Complete Quadratic Combination (CQC), que tiene sus fundamentos en la teoría de las vibraciones aleatorias y que proporciona mejores resultados que el SRSS⁽¹⁸⁾.

3.7 MÉTODOS DE INTEGRACIÓN DIRECTA DE LAS ECUACIONES DEL MOVIMIENTO

3.7.1 Introducción

Los métodos de integración directa, paso a paso, de las ecuaciones de equilibrio dinámico pueden ser aplicados tanto a problemas lineales como a problemas no lineales. La ecuación correspondiente al caso no lineal se desarrollará seguidamente. El único tipo de no linealidad que se considerará al formular dicha ecuación es la del material. En todos los métodos mencionados de integración,

las velocidades y aceleraciones para un instante de tiempo determinado se expresan, mediante ecuaciones en diferencias, en función únicamente del corrimiento correspondiente al tiempo en que se quiere hallar la solución y de los desplazamientos, velocidades y aceleraciones ya conocidas, correspondientes a instantes de tiempo anteriores. Estas ecuaciones, juntamente con la ecuación diferencial del movimiento, particularizada para $t = t_i$ o $t = t_{i+1}$, permiten obtener la solución, una vez conocida la correspondiente a los instantes de tiempo anteriores. Esto hace que existan dos grupos de esquemas de integración paso a paso: *implícitos* y *explícitos*. En el primer grupo, en el cual se enmarcan los métodos de Newmark y de Wilson⁽¹⁾, el corrimiento D_{i+1} correspondiente al instante de tiempo t_{i+1} se obtiene a partir de la ecuación diferencial del movimiento planteada para instante de tiempo t_{i+1} . En consecuencia, la respuesta de la estructura se obtiene como solución de un sistema de ecuaciones algebraicas. Por el contrario, en los métodos explícitos —por ejemplo, el de las diferencias centrales— la solución en el instante de tiempo t_{i+1} se obtiene a partir de la ecuación de equilibrio en el instante t_i , pudiéndose evitar el tener que resolver un sistema de ecuaciones^(1,7,19).

A cada esquema de integración le corresponde una matriz característica A , que expresa el vector de estado Y_{i+1} que describe la solución del problema de vibraciones libres de un sistema con un grado de libertad sin amortiguamiento, en función del vector Y_i correspondiente al instante anterior: $Y_{i+1} = AY_i$. La estabilidad se plantea en el sentido de que la solución de este problema progrese de forma acotada y se estudia examinando el valor del radio espectral $\rho(A)$ que viene dado por el valor del módulo del mayor autovalor de la matriz A . La solución Y en cualquier instante de tiempo queda acotada si el radio espectral correspondiente al algoritmo que se esté usando es inferior o igual a la unidad^(1,6). $\rho(A)$ también proporciona una indicación acerca del grado de amortiguamiento artificial que produce el esquema numérico y lo relaciona con el conjunto de parámetros que caracterizan el esquema en diferencias y, en particular, con el incremento de tiempo Δt usado en la integración. Los métodos explícitos son condicionalmente estables, ya que existe un incremento crítico Δt de integración, por encima del cual la solución se amplifica de forma artificial. En cambio, los esquemas implícitos son incondicionalmente estables en el caso del problema de vibraciones libres del sistema con un solo grado de libertad sin amortiguamiento anteriormente formulado, ya que la solución no se ve artificialmente amplificada, cualquiera que sea el incremento de tiempo Δt elegido para la integración.

En la solución puede aparecer un error numérico que reduce el valor de la amplitud de la vibración después de un período y uno que produce la elongación del período de la señal de respuesta. El primero de los dos errores mencionados es el más importante, puesto que produce amortiguamiento artificial que, muchas veces, es deseable, ya que ocurre en los modos superiores, que pueden falsear la respuesta estructural. Estudios detallados de la estabilidad y precisión de los diferentes métodos existentes de integración paso a paso pueden verse en las referencias (6), (7) o (20).

3.7.2 Método de Newmark

a) Análisis lineal

El método parte de las ecuaciones en diferencias de Newmark, que expresan la velocidad \dot{D}_{i+1} y el desplazamiento D_{i+1} en el instante de tiempo t_{i+1} en la siguiente forma⁽²¹⁾:

$$\dot{D}_{i+1} = \dot{D}_i + [(1 - \gamma) \ddot{D}_i + \gamma \ddot{D}_{i+1}] \Delta t \quad (3.70)$$

$$D_{i+1} = D_i + \dot{D}_i \Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{D}_i + \beta \ddot{D}_{i+1} \right] \Delta t^2 \quad (3.71)$$

siendo γ y β coeficientes a determinar a partir de las condiciones de estabilidad y precisión de la solución.

Al ser éste un método implícito, las ecuaciones (3.5) o (3.8), que rigen el movimiento de una estructura con varios grados de libertad en régimen lineal elástico, se discretizan para el instante de tiempo $t = t_{i+1}$ en la forma

$$M \ddot{D}_{i+1} + C \dot{D}_{i+1} + K D_{i+1} = -M J a_{i+1} \quad (3.72)$$

A partir de las ecuaciones de Newmark (3.70) y (3.71) se obtiene

$$\ddot{D}_{i+1} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} [D_{i+1} - D_i - \dot{D}_i \Delta t] - \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{D}_i \quad (3.73)$$

$$\dot{D}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} (D_{i+1} - D_i) + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \dot{D}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \Delta t \ddot{D}_i \quad (3.74)$$

Sustituyendo (3.73) y (3.74) en la ecuación del movimiento discretizada (3.72), ésta puede expresarse de la siguiente manera:

$$\hat{K} D_{i+1} = P_{i+1} \quad (3.75)$$

en donde

$$\hat{K} = K + \frac{1}{\beta \Delta t^2} M + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} C \quad (3.76)$$

$$P_{i+1} = -M J a_{i+1} + M \left[\frac{1}{\beta \Delta t^2} D_i + \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{D}_i + \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{D}_i \right] \\ + C \left[\frac{\gamma}{\beta \Delta t} D_i + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \dot{D}_i + \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta t \ddot{D}_i \right] \quad (3.77)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones (3.75) se obtiene el vector de los desplazamientos D_{i+1} que, una vez calculado, se sustituye en (3.73) y (3.74), lo que proporciona las aceleraciones y las velocidades para el instante de tiempo t_{i+1} .

Para el primer intervalo de tiempo $t = t_1 = \Delta t$ es preciso conocer los valores iniciales del desplazamiento D_0 , de la velocidad \dot{D}_0 y de la aceleración \ddot{D}_0 . Habitualmente, las condiciones iniciales corresponden a valores nulos de velocidad

y desplazamiento. Por tanto, la aceleración \ddot{D}_0 deberá cumplir la ecuación del movimiento, obteniéndose la expresión

$$M\ddot{D}_0 = -MJ a_0 \quad (3.78)$$

que permite completar las condiciones iniciales.

El proceso de cálculo correspondiente al método de Newmark depende de los parámetros γ y β . Se demuestra que el esquema es incondicionalmente estable si γ y β cumplen las siguientes condiciones⁽²¹⁾:

$$\gamma \geq \frac{1}{2}, \quad \beta \geq \frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} + \gamma \right)^2 \quad (3.79)$$

El grado de amortiguamiento artificial del esquema de integración viene determinado por el parámetro γ . Para un sistema sin amortiguamiento con un solo grado de libertad, que vibra libremente, los valores $\gamma = 0.5$ y $\beta = 0.25$, que habitualmente se utilizan, hacen que el amortiguamiento artificial introducido por el algoritmo sea nulo, cualquiera que sea el incremento de tiempo elegido. El valor de dicho amortiguamiento aumenta a medida que incrementan los valores del parámetro γ por encima de 0.5, implicando este incremento, al mismo tiempo, una peor precisión de los resultados, a menos que se elija un Δt muy pequeño.

b) Análisis no lineal —método de la rigidez inicial—

En el caso de un análisis no lineal, la matriz de rigidez K ya no es constante, por lo que se tendrá que reformular la ecuación del movimiento. Dicha ecuación, discretizada para el instante de tiempo $t = t_{i+1}$, puede escribirse en la siguiente forma⁽¹⁾:

$$M\ddot{D}_{i+1} + C\dot{D}_{i+1} + F(D_{i+1}) = -MJ a_{i+1} \quad (3.80)$$

donde $F(D_{i+1})$ son las fuerzas resistentes de la estructura, que son funciones del desplazamiento que se produce en el instante de la discretización t_{i+1} . Como puede observarse, la resolución de esta última ecuación presenta dificultades suplementarias al no poderse expresar el término $F(D_{i+1})$ como producto de una matriz K conocida por unos desplazamientos incógnita. Por este motivo, el primer paso necesario para resolver el sistema de ecuaciones (3.80) es linearizarlo utilizando la ecuación

$$F_L(D_{i+1}) = F(D_i) + K_0 \Delta D_{i+1} \quad (3.81)$$

donde $F_L(D_{i+1})$ es el vector linealizado de las fuerzas resistentes para el instante t_{i+1} , $F(D_i)$ es el vector de las fuerzas resistentes ya equilibradas en el instante anterior t_i , K_0 es la matriz de rigidez inicial y

$$\Delta D_{i+1} = D_{i+1} - D_i \quad (3.82)$$

Utilizando estas notaciones, la ecuación del movimiento linealizada puede reescribirse en la forma

$$M \ddot{D}_{i+1} + C \dot{D}_{i+1} + K \Delta D_{i+1} = Q_{i+1} \quad (3.83)$$

donde se ha utilizado también la notación

$$Q_{i+1} = -M J a_{i+1} - F(D_i) \quad (3.84)$$

Se modifican ahora las ecuaciones en diferencias del algoritmo de Newmark sustituyendo en (3.73) y (3.74) la ecuación (3.82), obteniéndose

$$\ddot{D}_{i+1} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \Delta D_{i+1} - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{D}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right) \ddot{D}_i \quad (3.85)$$

$$\dot{D}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta D_{i+1} + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right) \dot{D}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \Delta t \ddot{D}_i \quad (3.86)$$

Una vez realizadas estas operaciones, puede empezarse el proceso iterativo de cálculo de la respuesta, que está esquematizado en la figura 3.12. En la primera iteración se sustituye (3.85) y (3.86) en la ecuación linealizada (3.83), obteniéndose

$$\hat{K} \Delta D_{i+1}^{(1)} = \hat{F}_{i+1}^{(1)} \quad (3.87)$$

donde se han introducido las notaciones⁽¹⁾

$$\hat{K} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} M + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} C + K_0 \quad (3.88)$$

$$\begin{aligned} \hat{F}_{i+1}^{(1)} = & Q_{i+1} + M \left[\frac{1}{\beta \Delta t} \dot{D}_i + \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right) \ddot{D}_i \right] \\ & - C \left[\left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right) \dot{D}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \Delta t \ddot{D}_i \right] \end{aligned} \quad (3.89)$$

Se resuelve el sistema lineal (3.87), calculándose un primer valor del incremento de desplazamiento $\Delta D_{i+1}^{(1)}$

$$\Delta D_{i+1}^{(1)} = \hat{K}^{-1} \hat{F}_{i+1}^{(1)} \quad (3.90)$$

Las aceleraciones y velocidades se calculan utilizando las ecuaciones (3.85) y (3.86) expresadas en la siguiente forma

$$\ddot{D}_{i+1}^{(1)} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \Delta D_{i+1}^{(1)} - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{D}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right) \ddot{D}_i \quad (3.91)$$

$$\dot{D}_{i+1}^{(1)} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta D_{i+1}^{(1)} + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right) \dot{D}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \Delta t \ddot{D}_i \quad (3.92)$$

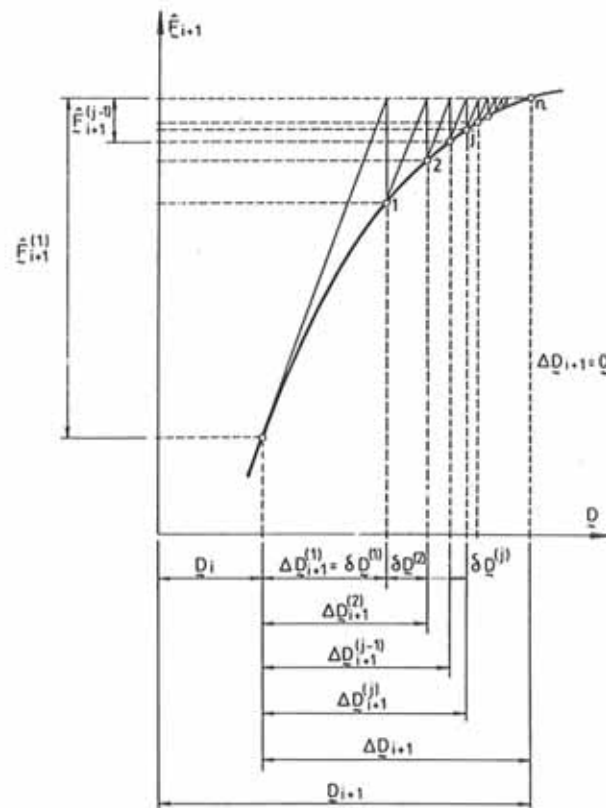


Figura 3.12 Esquema de iteración en un problema dinámico no lineal⁽¹⁾.

mientras que los desplazamientos totales se expresan como

$$D_{i+1}^{(1)} = D_i + \Delta D_{i+1}^{(1)} \quad (3.93)$$

Sin embargo, al no ser éste, en general, el valor correcto del desplazamiento en el instante t_{i+1} —ha sido utilizada la ecuación (3.81) que no es exacta—, tendrán que realizarse sucesivas iteraciones. Para ello hay que hallar las fuerzas Q_{i+1} correspondientes a esta primera iteración. Ello se consigue calculando las fuerzas internas generalizadas $F^{(1)}(D_{i+1})$ de acuerdo con el modelo constitutivo utilizado. Esto significa situarse en el punto 1 de la gráfica de la figura 3.12, que corresponde al desplazamiento $D_{i+1}^{(1)}$ proporcionado por la ecuación (3.93) y obtener de dicha gráfica el valor de dichas fuerzas internas. Con esto, las fuerzas Q_{i+1} se escribirán

$$Q_{i+1}^{(1)} = -M J a_{i+1} - F^{(1)}(D_{i+1}) \quad (3.94)$$

Pueden definirse también las fuerzas residuales

$$\Psi_{i+1}^{(1)} = K_0 \Delta D_{i+1} + F(D_i) - F^{(1)}(D_{i+1}) \quad (3.95)$$

que deben reducirse en el transcurso del proceso iterativo, en un número de iteraciones *a priori* indeterminado, hasta que tomen valores despreciables.

En general, al resolver la iteración j , se partirá de los resultados obtenidos en la iteración anterior $j - 1$. Las ecuaciones en diferencias (3.85) y (3.86) se formulan de nuevo para la iteración j utilizando la notación

$$\delta D^{(j)} = \Delta D_{i+1}^{(j)} - \Delta D_{i+1}^{(j-1)} \quad (3.96)$$

con la cual

$$\begin{aligned} \ddot{D}_{i+1}^{(j)} &= \frac{1}{\beta \Delta t^2} \Delta D_{i+1}^{(j)} - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{D}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{D}_i \\ &= \frac{1}{\beta \Delta t^2} \delta D^{(j)} + \ddot{D}_{i+1}^{(j-1)} \end{aligned} \quad (3.97)$$

$$\begin{aligned} \dot{D}_{i+1}^{(j)} &= \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta D_{i+1}^{(j)} + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \dot{D}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \Delta t \ddot{D}_i \\ &= \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \delta D^{(j)} + \dot{D}_{i+1}^{(j-1)} \end{aligned} \quad (3.98)$$

La ecuación del movimiento se escribirá para la iteración j en la forma

$$M \ddot{D}_{i+1}^{(j)} + C \dot{D}_{i+1}^{(j)} + K \delta D^{(j)} = Q_{i+1}^{(j-1)} \quad (3.99)$$

donde

$$Q_{i+1}^{(j-1)} = -M J a_{i+1} - F^{(j-1)}(D_{i+1}) \quad (3.100)$$

y $F^{(j-1)}(D_{i+1})$ también se obtiene utilizando la gráfica de la figura 3.12. Introduciendo (3.97) y (3.98) en (3.99), se obtiene

$$\hat{K} \delta D^{(j)} = \hat{F}_{i+1}^{(j)} \quad (3.101)$$

donde las fuerzas

$$\hat{F}_{i+1}^{(j)} = Q_{i+1}^{(j-1)} - \left[M \ddot{D}_{i+1}^{(j-1)} + C \dot{D}_{i+1}^{(j-1)} \right] \quad (3.102)$$

son iguales a las fuerzas residuales $\Psi_{i+1}^{(j-i)}$

De la resolución del sistema de ecuaciones algebraicas lineales (3.101) se calculan las aceleraciones y las velocidades y, una vez utilizado el modelo constitutivo, se obtienen las fuerzas $F^{(j)}(D_{i+1})$ —véase el punto j de la gráfica de la figura 3.12—. De esta manera se tienen preparadas las condiciones de partida para la siguiente iteración. El proceso iterativo finaliza una vez alcanzada la tolerancia deseada, que puede formularse bien en incrementos de desplazamiento

$$\frac{|\delta D_{i+1}^{(j)}|}{|D_i + \Delta D_{i+1}^{(j)}|} \leq \text{Tolerancia} \quad (3.103)$$

o bien en fuerzas residuales

$$\frac{|\Psi_{i+1}^{(j)}|}{|-M J a_{i+1}|} \leq \text{Tolerancia} \quad (3.104)$$

REFERENCIAS

1. A. H. Barbat, J. Miquel Canet, *Estructuras sometidas a acciones sísmicas*, segunda edición, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona, 1994.
2. L. Meirovitch, *Introduction to Dynamics and Control*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1985.
3. R. W. Clough y J. Penzien, *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill, Inc., New York, 1975.
4. A. H. Barbat, *Cálculo Sísmico de las Estructuras*, Editores Técnicos Asociados, S.A., Barcelona, 1982.
5. O. C. Zienkiewicz y R. L. Taylor, *The Finite Element Method*, 4th Edition, **Volume 1**, McGraw-Hill, London, 1989.
6. A. H. Barbat y J. Miquel Canet, *Structural Response Computations in Earthquake Engineering*, Pineridge Press, Swansea, U.K., 1989.
7. K.-J. Bathe, *Finite Element Procedures in Engineering Analysis*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1982.
8. N. M. Newmark y E. Rosenblueth, *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1971.
9. S. Timoshenko y D. H. Young, *Advanced Dynamics*, McGraw-Hill, Inc., New York, 1948.
10. M. Paz, *Structural Dynamics*, Van Nostrand Reinhold, New York, 1980.
11. S. Timoshenko, D. H. Young y W. Weaver Jr., *Vibration Problems in Engineering*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1974.
12. E. L. Wilson y J. Penzien, "Evaluation of orthogonal damping matrices", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 4, 5-10, 1972.
13. R. R. Craig, *Structural Dynamics*, John Wiley & Sons, New York, 1981.
14. E. Wilson, *CAL-86, Computer Assisted Learning of Structural Analysis and the CAL/SAP Development System*, University of California, Berkeley, 1986.
15. G. W. Housner, "Characteristics of strong-motion earthquakes", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 37, 19-31, 1947.
16. J. L. Alford, G. W. Housner y R. R. Martel, "Spectrum Analysis of strong-motion earthquakes", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 43, 97-119, 1953.

17. 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.
18. E. L. Wilson, A. Der Kiureghian y E. P. Bayo, "A replacement for the SRSS method in seismic analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **9(2)**, 187-194, 1981.
19. J. Donea, *Advanced Structural Dynamics*, Applied Science Publishers, 1980.
20. T. Belytschko y R. Mullen, "Stability of explicit-implicit mesh partitions in time integration", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, **12**, 1575-1586, 1978.
21. N. M. Newmark, "A method of computation for structural dynamics", *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, **85**, 67-94, 1959.

Parte 2

DISEÑO SISMORRESISTENTE

Base conceptual del diseño sísmico

4.1 INTRODUCCIÓN

Con el objeto de obtener edificios económicos al diseñar estructuras empleando normativas modernas y para un sismo severo se acepta, generalmente, que las estructuras entren al rango no lineal. De hecho la acción correspondiente al mencionado sismo severo es varias veces superior a la acción considerada en un diseño práctico empleando normativas de diseño sísmico y la respuesta de la estructura es claramente en el rango inelástico con deformaciones remanentes.

La figura 4.1 ilustra el espectro lineal de cortante en la base para los terremotos de El Centro 1940, Pacima Dam y de Van Norman Dam escalados a una aceleración máxima de 0.5 veces la gravedad (0.5g). También se ilustra en dicha figura las fuerzas de diseño empleando el código americano "Uniform Building Code (UBC)⁽¹⁾" de 1988. El cortante obtenido según el UBC se incrementó en un 40% para tratar de representar la sobre-resistencia que tiene una estructura entre la carga de colapso (es decir, la que origina un mecanismo de colapso) y aquella carga que origina la primera rótula plástica. Aún con este incremento en las fuerzas de diseño se observa claramente la diferencia entre las fuerzas del código americano y la fuerzas reales durante un terremoto severo^(2,3). Estas diferencias se pueden admitir únicamente si se tiene una capacidad de deformabilidad inelástica adecuada en los elementos estructurales y en sus conexiones.

La filosofía del diseño sismorresistente es que la estructura soporte el sismo severo con daños locales que pudieran ser importante pero sin que llegue el colapso de la estructura. Para ello, la estructura se debe diseñar y construir proporcionándole detalles con el objetivo de disipar las deformaciones inelásticas esperadas durante un sismo severo y de ahí la importancia de su estudio.

El diseño de edificios regulares es relativamente sencillo pues en la actualidad existen varias normativas de diseño que permiten diseñar eficientemente tales estructuras. Normativas como el UBC o el "Applied Technology Council (ATC)⁽⁴⁾", por ejemplo, determinan acciones laterales equivalente estáticas que

varían en altura. La estructura se diseña, generalmente, empleando el primer modo de vibración —o modo fundamental— y en algunos casos, como en el UBC, se consideran fuerzas adicionales que simulan de manera por lo menos simplificada la participación de modos superiores. En la referencia [5] se presenta una propuesta de diseño tipo código incluyendo los dos primeros modos de vibración, que permite evaluar las acciones laterales de manera más precisa incluso en casos de estructuras no muy regulares en altura.

Precisamente, las recomendaciones de diseño basadas en la experiencia y presentadas en el Capítulo 2, tales como el evitar estructuras irregulares tanto en planta como en altura o el reducir el número de columnas/vigas cortas, tienen por objetivo el garantizar que una estructura diseñada según procedimientos simplificados, como el de las normativas de diseño sísmico, se comporte adecuadamente durante un sismo severo y no se desarrolle una degradación local importante que pudiese ocasionar su colapso.

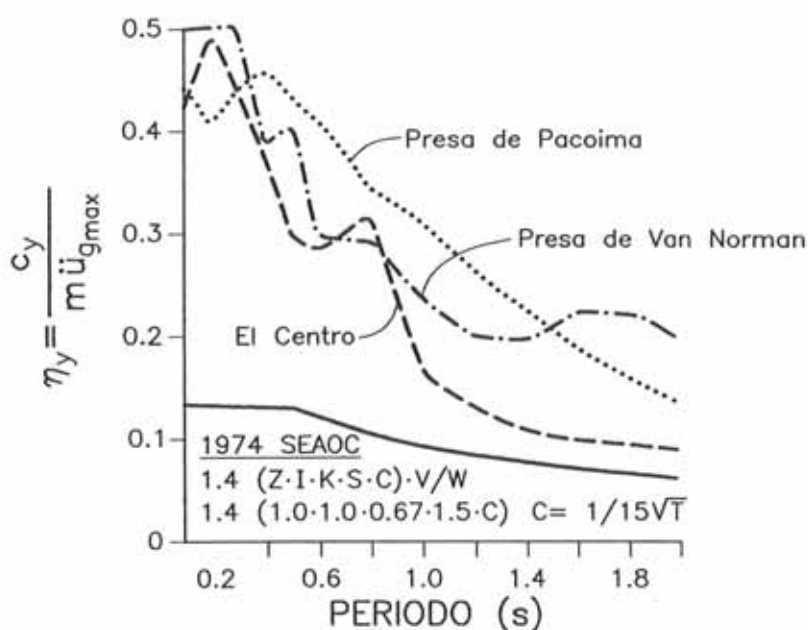


Figura 4.1 Comparación entre el cortante en la base para los registros de El Centro 1940, Pacoima Dam (DPD) y Van Norman Dam (VND) y la normativa de diseño americana UBC 1988.

Estructuras especiales, con irregularidades en planta o en altura, deberían diseñarse empleando un análisis dinámico, sea éste modal o paso a paso en el tiempo, o por lo menos las acciones laterales obtenidas empleando códigos deberían incrementarse sustancialmente. El método de análisis modal ha encontrado una gran aceptación en la práctica profesional debido a su relativa simplicidad y buena aproximación de los resultados. Para un análisis no lineal, sin embargo, el análisis modal no se puede extrapolar fácilmente debido al acoplamiento

de los modos durante la respuesta. Actualmente se está trabajando en el desarrollo de procedimientos simplificados que permitan emplear este análisis al caso no lineal por lo menos de forma aproximada, aunque hasta el presente no existe un procedimiento generalmente aceptado⁽⁶⁻¹¹⁾.

Para el análisis paso a paso en el tiempo de estructuras en el rango no lineal existen en la actualidad diversos programas que emplean alguno de los métodos numéricos presentados en el Capítulo 3. Existen incluso programas eficientes para estructuras donde las no linealidades son a nivel local, que resuelven el análisis en un tiempo similar al empleado por programas lineales y elásticos⁽¹²⁾. Estos programas son sumamente útiles en etapas finales del proceso de diseño donde, generalmente, se conocen con precisión parámetros como las dimensiones, área de refuerzo longitudinal y transversal de los componentes estructurales, lista de acelerogramas escalados a la magnitud esperada para la región, etc. Durante la etapa conceptual del diseño, sin embargo, muchos de estos parámetros no se conocen con precisión. Además, la respuesta no lineal es muy sensitiva a la acción sísmica por lo que para el diseño de una estructura, en general, deben emplearse varios registros. Por ello el tiempo requerido para la elaboración de la información, análisis, diseño y posterior comprobación de resultados necesarios para emplear un método de integración paso a paso en el tiempo no lineal es extenso y sólo se justifica, en general, para edificios de cierta entidad o complicación. Por ello en la práctica profesional incluso para un análisis lineal elástico, los procedimientos paso a paso en el tiempo no suelen emplearse.

En conclusión, es importante tener una base conceptual sólida sobre el comportamiento no lineal de edificios. No sólo porque en la práctica profesional no se emplea comúnmente un método de análisis no lineal, aún sabiendo que la estructura se comportará inelásticamente durante un sismo severo, sino también porque tal base conceptual permite la verificación de los resultados numéricos obtenidos aún sin emplear un análisis no lineal.

4.2 DUCTILIDAD

La ductilidad es la capacidad de un material de deformarse plásticamente sin romperse. Así, un material es dúctil si es capaz de deformarse de manera permanente y apreciable en el rango inelástico antes de fallar. La capacidad de absorción de energía y de disipación para un material están relacionadas con la ductilidad aunque son conceptos distintos. La figura 4.2 ilustra un ciclo de la curva cortante-desplazamiento para un determinado material. En esta figura la estructura empieza desde una posición de equilibrio "a" y alcanza la resistencia lineal elástica del material en el punto "b" para un determinado cortante positivo (V_{ult}). Desde este punto empiezan las incursiones en el rango plástico del material, alcanzándose el punto "c" que corresponde a velocidad nula y que es el punto donde se inicia el movimiento en sentido inverso al inicial. La estructura atraviesa la posición de cortante nulo en el punto "d" y alcanza el límite lineal para cortante negativo en el punto "e". Cuando la estructura pasa por la

posición "d" del total de la energía acumulada en este ciclo de carga, una parte es transformada en energía cinética y otra parte es disipada por el sistema. El área "c - d - d_{pos}" representa la energía de absorción y corresponde a la parte de la energía total transformada en energía cinética y, por ello, devuelta al sistema. El área "a-b-c-d" corresponde a la energía de disipación, la cual se realiza por el trabajo interno en las secciones críticas de la estructura, tales como por ejemplo rótulas plásticas y no se devuelve al sistema.

Por este motivo es evidente que los conceptos de energía de disipación y energía de absorción son distintos y que de ambos el concepto de energía de disipación está más relacionado con el de la ductilidad. De hecho puede afirmarse que si no hay ductilidad o si no hay deformaciones en el rango plástico, no habrá energía disipada por el sistema. Nótese también que la energía de disipación es nula si el material responde en el rango elástico y que es posible tener un material con una alta capacidad de absorber energía pero con una baja capacidad de disipar energía —como es, por ejemplo, el caso del hormigón pretensado—.

La figura 4.2 también ilustra la dificultad de medir la ductilidad en forma precisa aun en el caso simple de un modelo elasto plástico. Para este modelo histerético, la ductilidad se puede medir al menos empleando las siguientes definiciones:

$$\begin{aligned}\mu^+ &= \frac{d_{\text{pos}}}{d_y} \\ \mu^- &= \frac{d_{\text{neg}}}{d_y} \\ \mu^a &= \frac{d_{\text{pos}} + d_{\text{neg}}}{d_y} \\ \mu^e &= \frac{\text{AREA}(a, b, c, d, e, f, h)}{\text{AREA}(a, b, C_y)}\end{aligned}\quad (4.1)$$

correspondientes a la ductilidad de desplazamiento máximo positivo, de desplazamiento máximo negativo, a la suma de todos los desplazamientos plásticos, y mediante la energía de disipación total. Las dos últimas definiciones de la ductilidad son más convenientes que las dos primeras en cuanto incluyen la acumulación de las demandas de ductilidad y no sólo un determinado valor máximo, lo que es consistente con observaciones de daño ocasionado por terremotos de larga duración —por ejemplo, el de Mexico en 1984 que duró casi 2 minutos—.

En la práctica, sin embargo, es común emplear como medida de la ductilidad el máximo del valor absoluto del cociente entre los desplazamientos plásticos positivo y negativo y el desplazamiento máximo lineal elástico. De esta forma la ductilidad se suele definir según

$$\mu = \frac{\max(d_{\text{pos}}, d_{\text{neg}})}{d_y} \quad (4.2)$$

por lo que, excepto si se indica lo contrario, ésta es la definición empleada en este trabajo.

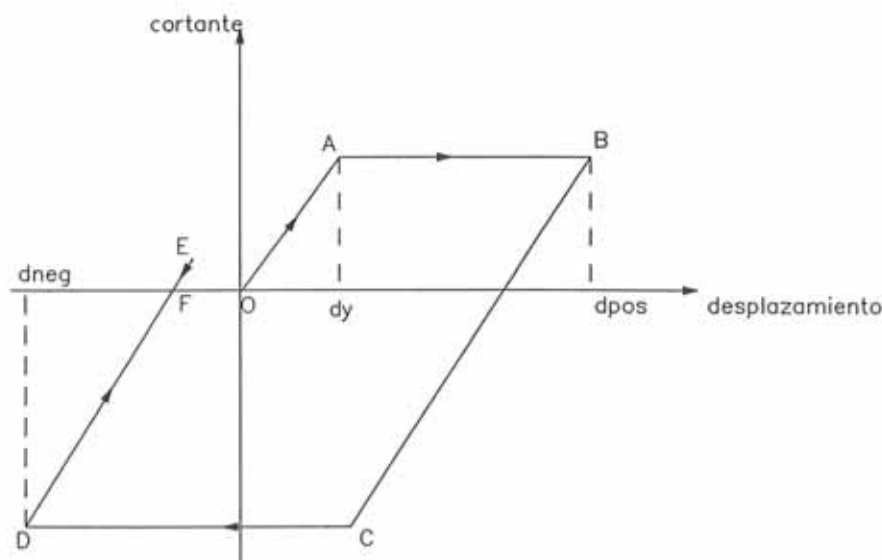


Figura 4.2 Modelo simple elasto plástico empleado para definir la energía de absorción y de disipación y la ductilidad.

La ductilidad en una estructura se define a nivel del material, a nivel de sección y a nivel global. La ductilidad de material, y como su nombre lo indica, se refiere a la ductilidad de los materiales que forman la estructura como, por ejemplo el hormigón y el acero en edificios de hormigón armado. Estos materiales, individualmente, tienen una determinada capacidad de deformarse plásticamente para un determinado ensayo, como por ejemplo el de tracción. Es conocido que el acero es un material dúctil —por lo menos cuando no está sometido a un estado triaxial de tensiones o cuando no alcanza un estado límite de pandeo, entre otros fallos frágiles— mientras que el hormigón sin refuerzo no es, en general, un material dúctil.

La ductilidad de sección se refiere a la capacidad de deformarse de una determinada sección de un elemento de hormigón armado, tal como una viga o una columna. En este caso la medida de los esfuerzos y deformaciones son integrales en una área tal como, por ejemplo, el momento flector y la curvatura de una sección. Una sección de hormigón armado puede ser dúctil según el número y disposición de las armaduras de refuerzo y según el tipo de acción como, por ejemplo, flexión pura o flexo-compresión.

La ductilidad global se refiere a la capacidad de deformarse plásticamente en el conjunto de la estructura. La demanda de ductilidad global para un edificio y para un determinado terremoto es, generalmente, menor que la demanda de

ductilidad de sección y esta es, generalmente, menor que la demanda de ductilidad a nivel de material. Por ejemplo, si la demanda de ductilidad global en una estructura es siete, la ductilidad de sección podría ser doce y la del material veinte. La ductilidad global suele representarse por la curva cortante en la base en relación al desplazamiento total en el último piso del edificio.

4.3 RELACIÓN ENTRE LA DEMANDA DE DUCTILIDAD Y LA ACCIÓN SÍSMICA

La acción sísmica influye de manera decisiva en la respuesta de una estructura tanto en el rango lineal como en el no lineal, aunque de manera cualitativamente muy distinta y de forma más compleja en el caso no lineal. Para sistemas lineales elásticos la acción sísmica más desfavorable es aquella acción sinusoidal, con período igual a alguno de la estructura, principalmente el primero. En esta situación se alcanza una respuesta resonante, la cual, como es bien conocido, se incrementa en cada oscilación. Para estructuras con un grado de libertad, la respuesta máxima es función de la inversa de la fracción del amortiguamiento crítico, el cual, para estructuras típicas, es bajo (por ejemplo se suele considerar un 0.05 para estructuras de hormigón) por lo que se producirán amplificaciones dinámicas muy significativas, tal como se ilustra en la figura 4.3(a). En esta figura el factor de amplificación dinámica se define como el cociente del desplazamiento dinámico entre el desplazamiento estático que se produciría al aplicar una carga unitaria. Para sistemas sin amortiguamiento o con muy poco amortiguamiento la respuesta se aproxima al infinito, observándose movimientos cíclicos de gran amplitud, como por ejemplo los del conocido puente colgante de Tacoma que colapsó debido a un viento moderado en 1940.

El análisis de edificios en el rango lineal se suele realizar correctamente con los primeros modos de vibración, en particular el primero que tiene generalmente un coeficiente de participación muy superior al resto de modos, por lo que el comportamiento cualitativo antes mencionado es perfectamente extrapolable a estructuras con varios grados de libertad. Existen, sin embargo, excepciones como aquellas estructuras con un modo de vibración fundamental no compatible con la acción dinámica considerada. Por ejemplo, existen edificios simétricos con un modo fundamental de vibración en torsión, el cual para acciones sísmicas laterales, no participa significativamente en el movimiento comparado con el primer modo lateral. En estos casos, la acción dinámica más desfavorable se origina con vibraciones resonantes en el primer modo de vibración compatible con la acción dinámica.

La figura 4.3(b) presenta la respuesta de un sistema no lineal elasto-plástico de un grado de libertad sometido a una acción sinusoidal con período resonante. La respuesta es también una función de la resistencia o cortante último en la base ya que obviamente a medida que se incrementa la resistencia, la estructura responderá de manera distinta. La observación importante es que para estructuras no lineales una excitación sinusoidal resonante no es tan desfavorable y el

factor de amplificación dinámica es función de la resistencia del edificio. En el caso no lineal es más desfavorable una acción sísmica tipo pulso que se aplique en el instante en el cual se alcanza la fluencia de la estructura⁽²⁾. En esta situación se pueden producir desplazamientos importantes y, por consiguiente, demandas de ductilidad significativas, como se observa en la figura 4.3(c).

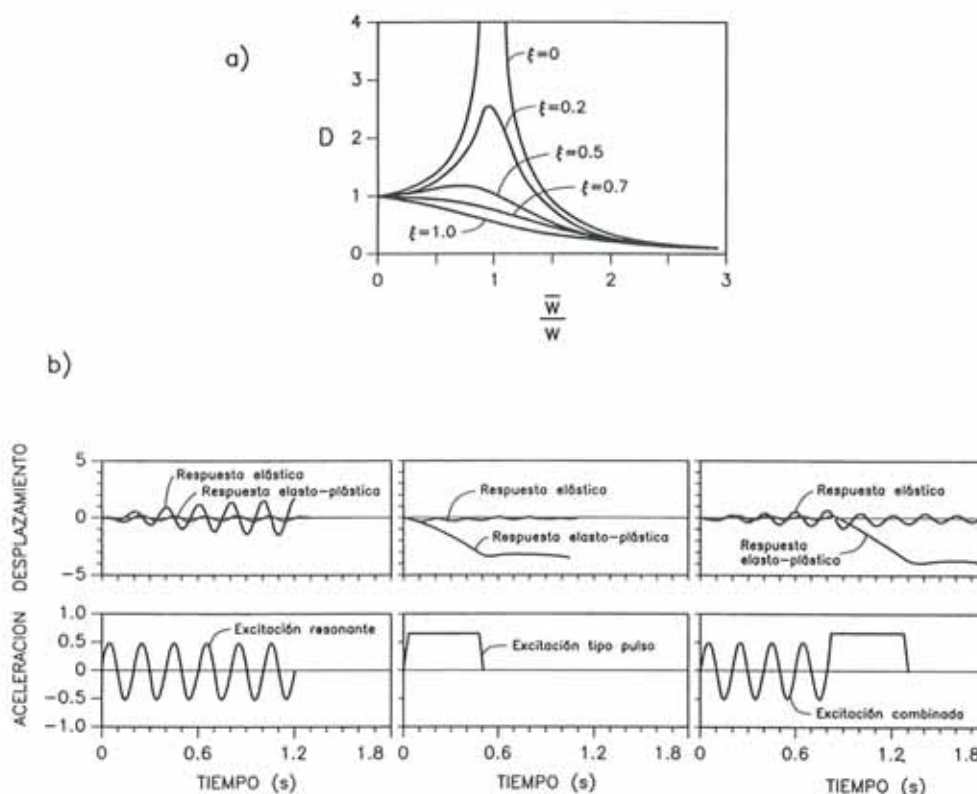


Figura 4.3 Diferencias cualitativas entre la respuesta de sistemas lineales y no lineales.

El contenido de frecuencias de una excitación sísmica afecta significativamente la respuesta de sistemas no lineales. La presencia de pulsos de larga duración asociados a una importante energía de entrada, ocasionan en muchos casos una respuesta más desfavorable comparada a la respuesta ocasionada por pulsos cortos, aún de mayor aceleración^(2,13). Este comportamiento se ilustra en la figura 4.4 para dos estructuras con períodos de 0.3 y 0.7s. La excitación corresponde a la componente S15W del terremoto de Pacoima Dam, el cual tiene una aceleración máxima de 1.25g. Durante el tercer segundo del movimiento se observa un pulso de larga duración que ocasiona la mayor demanda de ductilidad para la estructura con período de 0.7s. Para esta estructura el pulso corto, aunque con una aceleración máxima superior, ocasiona una respuesta inferior comparada a la respuesta correspondiente al séptimo segundo.

El origen de estos pulsos de larga duración es discutido y algunos investigadores los atribuyen a la proximidad del epicentro. En el mundo no existe un

número suficiente de registros de terremotos severos a pocos kilómetros del epicentro, con lo cual no se puede asociar con certeza su existencia a la proximidad de un epicentro. Sin embargo, algunos de estos registros existen y la deformabilidad ocasionada por ellos debe tenerse en cuenta durante el diseño de estructuras flexibles como, por ejemplo las estructuras con aislamiento antisísmico.

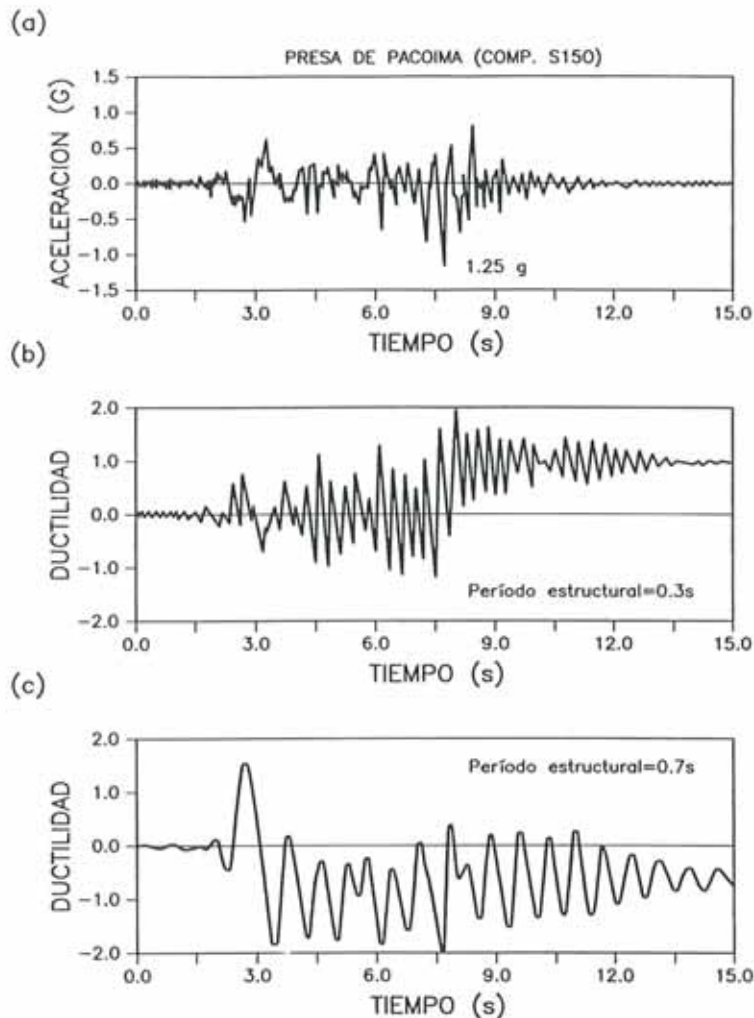


Figura 4.4 Respuesta de dos estructuras de un grado de libertad a la componente S15W del terremoto de Pacoima Dam.

Es evidente que existe una relación entre la excitación, la demanda de ductilidad y la reducción en fuerza sísmica. Para entender mejor dicha relación se consideran dos casos extremos: uno en el que la duración de la excitación es bastante inferior al período de la estructura, que correspondería a un pulso de corta duración y otro, en el que la duración de la excitación es bastante mayor al período de la estructura, que correspondería a un pulso de larga duración.

Un pulso de corta duración puede considerarse aquel que tiene una duración menor a un cuarto del período de la estructura, tal como se ilustra en la

figura 4.5(a). Este caso correspondería a aquellas estructuras lo suficientemente flexibles comparadas con la excitación. En este caso extremo se puede aplicar la ley de dinámica de partículas que establece: "el cambio en momento cinético de una partícula es igual al impulso". Esta ley se expresa como:

$$mv - mv_0 = \int_{t_0}^t F dt = I \quad (4.3)$$

donde m es la masa de la partícula, v es la velocidad de la partícula en el instante t , v_0 es la velocidad en el instante t_0 , F es la fuerza y I es el impulso. El cambio en energía cinética es igual al cambio en energía potencial, la cual es la misma tanto en el caso lineal como no lineal. El cambio en energía potencial para un sistema lineal elástico es

$$E_p^e = \frac{R_e^2}{2k} \quad (4.4)$$

En el caso no lineal la energía potencial se obtiene según

$$E_p^y = \frac{R_y^2}{2k} + R_y(d_{\max} - d_y) \quad (4.5)$$

Definiendo el factor de ductilidad como: la expresión anterior se transforma en:

$$E_p^y = \frac{R_y^2}{2k} + \frac{R_y^2}{k}(\mu - 1) \quad (4.6)$$

Igualando las expresiones (4.4) y (4.6) se tendría que la máxima reducción por ductilidad posible en el caso de una estructura sometida a un pulso de corta duración es

$$R_y = \frac{R_e}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (4.7)$$

Es decir que, por ejemplo, para una ductilidad global disponible de 5 las fuerzas de diseño entre un sistema elástico y otro inelástico se reducen a la tercera parte.

El siguiente caso considerado corresponde a una estructura sometida a un pulso de larga duración con respecto al período natural de la misma, tal como se ilustra en la figura 4.5(b). El pulso de larga duración se incrementa hasta su valor máximo en un tiempo muy corto y su duración es por lo menos mayor al instante en el cual se produce la respuesta máxima en el sistema, es decir el tiempo " t_m " en la figura. Este caso podría ser el de una estructura rígida sometida a un pulso de duración relativamente larga con respecto al período de la estructura. La energía potencial introducida en el sistema por este pulso se puede expresar como

$$E_p = M\ddot{u}_g d_{\max} \quad (4.8)$$

Modificando convenientemente la expresión de la energía de deformación para un sistema no lineal (4.5) se tiene

$$E_d = R_y(d_{\max} - d_y/2) \quad (4.9)$$

Igualando la energía potencial a la energía de deformación —la energía cinética es nula para el instante de desplazamiento máximo— se obtiene

$$M\ddot{u}_g v_{\max} = R_y(d_{\max} - d_y/2) \quad (4.10)$$

Para determinar la respuesta máxima elástica es suficiente recordar que el factor de amplificación dinámica para una carga permanente aplicada en tiempo muy corto es dos. Por ello se tiene que la mínima resistencia necesaria para que la estructura responda elásticamente es

$$R_e = 2M\ddot{u}_g \quad (4.11)$$

Con lo cual la expresión (4.10) se puede escribir según:

$$R_y = R_e \frac{\mu}{2\mu - 1} \quad (4.12)$$

De esta expresión se puede concluir que, incluso para una estructura con una gran ductilidad, la reducción máxima de fuerzas de diseño es de sólo dos, correspondiente a un sistema con ductilidad teórica infinita.

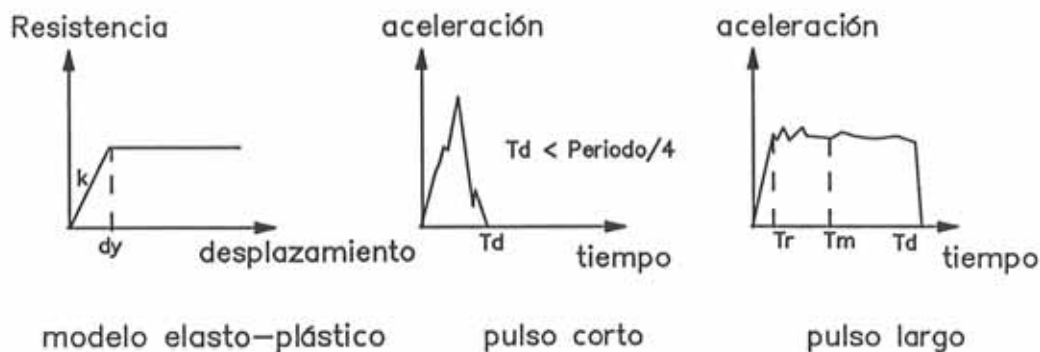


Figura 4.5 Pulsos de corta y de larga duración.

La tabla 4.1 presenta una comparación entre el factor de reducción de fuerzas de diseño máximo para los dos casos extremos considerados anteriormente. De esta tabla se puede concluir que las máximas reducciones posibles corresponden a pulsos de duración corta, las cuales son considerablemente superiores a las de pulsos de larga duración. Para una ductilidad de diez y para un pulso de duración corta, se podrían reducir las fuerzas elásticas hasta 4.3 veces, mientras que para esta misma ductilidad disponible pero para un pulso largo sólo se podrían reducir 1.9 veces. La presencia de pulsos de larga duración está asociada a terrenos blandos y, en algunos casos, a la proximidad del epicentro. Por ello, en estos casos las reducciones por ductilidad deberían de ser inferiores a las reducciones para una estructura similar en suelo firme.

Tabla 4.1 Factor de reducción de fuerzas de diseño en función del tipo de pulso.

Ductilidad	$\mu = 1$	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 5$	$\mu = 6$	$\mu = 7$	$\mu = 8$	$\mu = 9$	$\mu = 10$
Pulso corto	1.0	1.73	2.25	2.65	3.0	3.32	3.6	3.87	4.12	4.35
Pulso largo	1.0	1.5	1.67	1.75	1.8	1.83	1.86	1.88	1.89	1.9

4.4 ESPECTROS NO LINEALES

4.4.1 Normalización de las ecuaciones de movimiento

Con el objetivo de reducir el número de parámetros independientes para el estudio del comportamiento no lineal de estructuras de un grado de libertad las ecuaciones de movimiento se pueden normalizar. Existen varias alternativas para ello tal como se presenta en la referencia [13]. Un procedimiento conveniente en muchos casos consiste en normalizar los desplazamientos con respecto a la aceleración máxima del terreno. Para ello se define el parámetro

$$\lambda(t) = \frac{u(t)}{\ddot{u}_{g\max}} \quad (4.13)$$

Este parámetro no es adimensional pues tiene unidades de s^{-2} pero, como se observará más adelante, su utilización es conveniente ya que permite obtener la respuesta con independencia de la aceleración máxima empleada para el análisis. Dividiendo ambos miembros de la ecuación de movimiento para un sistema con un grado de libertad por λ se obtiene

$$\ddot{\lambda}(t) + 2w\xi\dot{\lambda}(t) + \frac{V(t)}{m\ddot{u}_{g\max}} = \frac{u_g(t)}{\ddot{u}_{g\max}} \quad (4.14)$$

donde $V(t)$ es el cortante en la base tal como el mostrado en la figura 4.2. Esta ecuación puede ser convenientemente modificada incluyendo un nuevo parámetro

que relaciona la intensidad característica de la aceleración máxima del terreno con la resistencia característica de la estructura. Dicho parámetro denominado coeficiente de resistencia se define como

$$\eta_{\text{ult}} = \frac{V_{\text{ult}}}{m\ddot{u}_{g\text{max}}} \quad (4.15)$$

donde V_{ult} es el cortante último. El modelo histerético bi lineal puede también normalizarse con respecto al cortante último definiendo el siguiente parámetro:

$$\rho(t) = \frac{V(t)}{V_{\text{ult}}} \quad (4.16)$$

o de manera similar

$$\rho(t) = \frac{V(t)}{\eta_{\text{ult}}m\ddot{u}_{g\text{max}}} \quad (4.17)$$

De estas expresiones se obtiene la siguiente ecuación del movimiento normalizada:

$$\ddot{\lambda}(t) + 2w\xi\dot{\lambda}(t) + \eta_{\text{ult}}\rho(t) = \frac{u_g(t)}{\ddot{u}_{g\text{max}}} \quad (4.18)$$

Por ello cualquier estructura con el mismo período, coeficiente de amortiguamiento, coeficiente de resistencia, modelo histerético normalizado y sujeta al mismo terremoto normalizado a una aceleración máxima unitaria tendrá la misma respuesta normalizada representada por el parámetro λ .

La normalización de la ecuación del movimiento con este procedimiento permite sintetizar la respuesta de un número infinito de estructuras empleando un solo gráfico. En general, se pueden desarrollar gráficos normalizados para una variedad de parámetros de respuesta como, por ejemplo, aceleración, desplazamiento o ductilidad máxima.

La solución numérica de la ecuación 4.18 se obtiene siguiendo alguno de los procedimientos presentados en el Capítulo 3, por ejemplo el procedimiento presentado en la sección 3.7.2 o en las referencias (14,15).

A pesar de que modelar el comportamiento preciso de una sección de hormigón armado puede necesitar el empleo de un modelo histerético más sofisticado que un modelo bi lineal, varios estudios numéricos^(2,16,17) llevados a cabo con estructuras de un grado de libertad indican que la diferencia entre emplear modelos elasto plásticos, bi lineales o el degradante no es muy significativa, por lo menos con respecto a la respuesta máxima del sistema.

4.4.2 Influencia del amortiguamiento estructural

El efecto del amortiguamiento estructural es importante para estructuras lineales y con una excitación cercana al período fundamental de la estructura, pues limita la respuesta máxima a la inversa del amortiguamiento. Para sistemas inelásticos y, en comparación al efecto de la ductilidad, la influencia del amortiguamiento estructural en la respuesta de la estructura no es significativa⁽²⁾, como se puede observar en la figura 4.6. La variación en la respuesta entre estructuras con 2% y 10% de la fracción del amortiguamiento crítico es reducida y bastante inferior a la diferencia entre sistemas con coeficientes de resistencia que varían entre 0.4 y 0.8. Por ejemplo, la ductilidad para una estructura de período 0.4s, con una fracción del amortiguamiento de 10% y con un coeficiente de resistencia de 0.4 es igual a 20. Para una estructura con el mismo período, pero con un coeficiente de resistencia de 0.8, la ductilidad se reduce a sólo 5. Si el amortiguamiento disminuye al 2%, la ductilidad aumenta a 30.

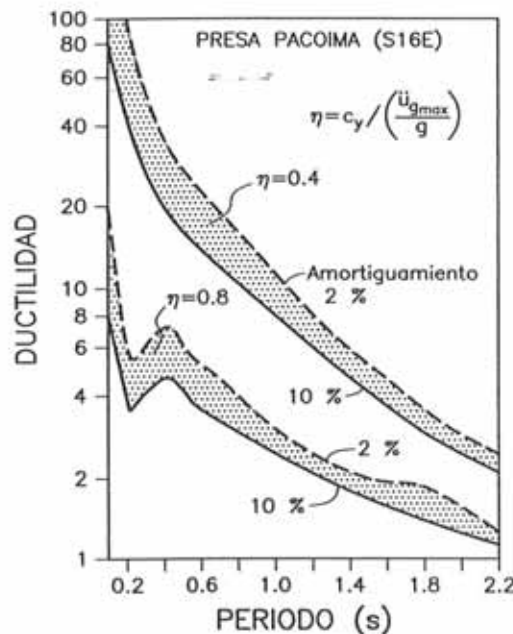


Figura 4.6 Influencia del amortiguamiento estructural en la respuesta estructural.

En la actualidad se emplean amortiguadores externos para reducir las vibraciones en edificios altos como, por ejemplo, las torres gemelas de New York, las cuales fueron los primeros edificios altos en emplearlos⁽¹⁸⁾. Sin embargo, para lograr aumentar el amortiguamiento estructural mediante elementos mecánicos externos del 2% al 10%, se requeriría una gran cantidad de ellos por lo que actualmente no son rentables para reducir la acción sísmica.

4.4.3 Desplazamientos máximos

En la figura 4.7 se presenta un espectro no lineal típico de desplazamientos normalizados correspondiente al registro de Taft 1952 —componente S69E—, con un coeficiente de amortiguamiento crítico del 5%. De acuerdo a Newmark y Hall⁽¹⁹⁾ el desplazamiento total de sistemas no lineales y con independencia de la resistencia de los mismos tiende a aproximar la respuesta de sistemas lineales, para períodos de la estructura en los rangos intermedio y largo. Esta tendencia se observa en la figura 4.7 para períodos estructurales mayores a 0.5s. Tanto en el rango lineal como no lineal se observa que los desplazamientos se incrementan al aumentar el período estructural. Por otro lado estudios presentados en la referencia [20] indican que la influencia del endurecimiento ("strain hardening") o rigidez post fluencia no es significativa con respecto a desplazamientos, por lo menos para estructuras en el rango de períodos intermedio y largo.

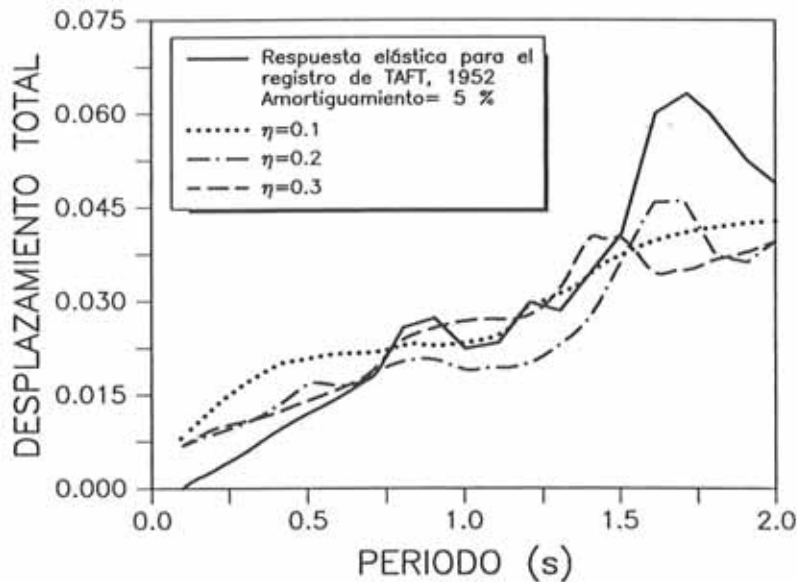


Figura 4.7 Espectro normalizado de desplazamiento total.

Estructuras con períodos menores a 0.5s (es decir el rango de períodos cortos) experimentan amplificaciones significativas en sus desplazamientos máximos. Una expresión propuesta por Bozzo⁽²⁰⁾ para estimar esta amplificación en sistemas bilineales es

$$2\mu - 1 + (\mu - 1)^2 s = \left(\frac{d}{d_y}\right)^2 \quad (4.19)$$

donde μ , s , d , d_y son, respectivamente, la ductilidad real (d_{\max}/d_y), el coeficiente de "strain hardening", el desplazamiento máximo del sistema elástico lineal y el

desplazamiento de fluencia. Si el coeficiente de endurecimiento es cero, se obtiene la conocida expresión del coeficiente de amplificación de Newmark y Hall

$$2\mu - 1 = \left(\frac{d}{dy}\right)^2 \quad (4.20)$$

La separación entre edificios es un problema de diseño importante y difícil de resolver de manera precisa. Es importante debido al elevado número de colisiones observadas en terremotos recientes como por ejemplo el de México en 1984. En la práctica profesional se suele diseñar la junta de separación en función de un factor que multiplica el número de pisos o se diseña la junta según los resultados de un análisis en el rango lineal elástico. Este último procedimiento y según las observaciones presentadas, sólo es correcto para estructuras en el rango de períodos intermedio y largo. Para estructuras de poca altura y para un sismo severo que origine una respuesta inelástica son de esperar amplificaciones importantes del orden de 10 a 50 veces la respuesta lineal elástica, por lo que a falta de un análisis no lineal preciso deberían emplearse las expresiones 4.19 ó 4.20. Por ejemplo, si se emplea la expresión 4.20 y para una estructura con un desplazamiento lineal elástico igual a 1cm y con un desplazamiento de fluencia igual a 0.2cm, se tendría una demanda de ductilidad igual a 13. Por ello, sin considerar el desplazamiento del edificio vecino, la junta de separación debe ser por lo menos de 2.6cm.

4.4.4 Ductilidad máxima

La figura 4.8 presenta espectros típicos de ductilidad para estructuras elasto plásticas sometidas a los registros de la presa de Pacoima, y El Centro 1940, ambos con 5% de amortiguamiento crítico. Los espectros son para coeficientes de resistencia constantes comprendidos entre 0.2 y 1.0. Los gráficos indican que a medida que se reduce la resistencia de la estructura los requisitos de ductilidad aumentan y dicho aumento es mucho más apreciable en estructuras en el rango de períodos cortos. Además, las diferencias entre las demandas de ductilidad para estructuras con coeficientes de resistencia de 0.2 y 1 son muy significativas. Por ejemplo para el terremoto de Pacoima Dam y para un período de 0.4s el requisito de ductilidad para un coeficiente de resistencia de 1 es de sólo 3 mientras que la demanda de ductilidad para un coeficiente de resistencia de 0.2 es de 80, es decir casi 27 veces mayor.

Las demandas de ductilidad presentadas en las figuras 4.8 tienden a reducirse para un coeficiente de resistencia constante a medida que se incrementa el período. Esta observación no justifica directamente la selección de una estructura flexible en comparación a una estructura rígida⁽²⁾. En primer lugar, debido a que las fuerzas de diseño empleando normativas de diseño disminuyen al aumentar el período. Por ello, el coeficiente de resistencia empleado en la práctica es probable que también disminuya al aumentar el período, en vez de mantenerse constante como en las figuras 4.8. En segundo lugar, debido a que

el nivel de daño no estructural aceptable es, generalmente, un factor limitante en el diseño sísmico de estructuras aporricadas y este daño está controlado, en gran medida, por el desplazamiento máximo de entrepiso, el cual generalmente aumenta al incrementar el período de la estructura. De estas figuras se observa que para los actuales niveles de diseño del coeficiente de cortante en la base y para aceleraciones del suelo mayores a 0.3g se obtendrían demandas de ductilidad muy altas, en particular para estructuras en el rango de períodos cortos.

El diseño de estructuras de pocos pisos suele estar gobernado por las cargas gravitatorias. Por ello y debido a su sobre-resistencia no se suelen observar daños significativos en estructuras en dicho rango de períodos. Sin embargo, para un diseño racional y con cargas sísmicas importantes se deben tener en cuenta estos elevados requisitos de ductilidad, en general muy superiores a las demandas de ductilidad global implícitas en normativas sísmicas.

$$\eta = c_v / \left(\frac{u_{gmax}}{g} \right)$$

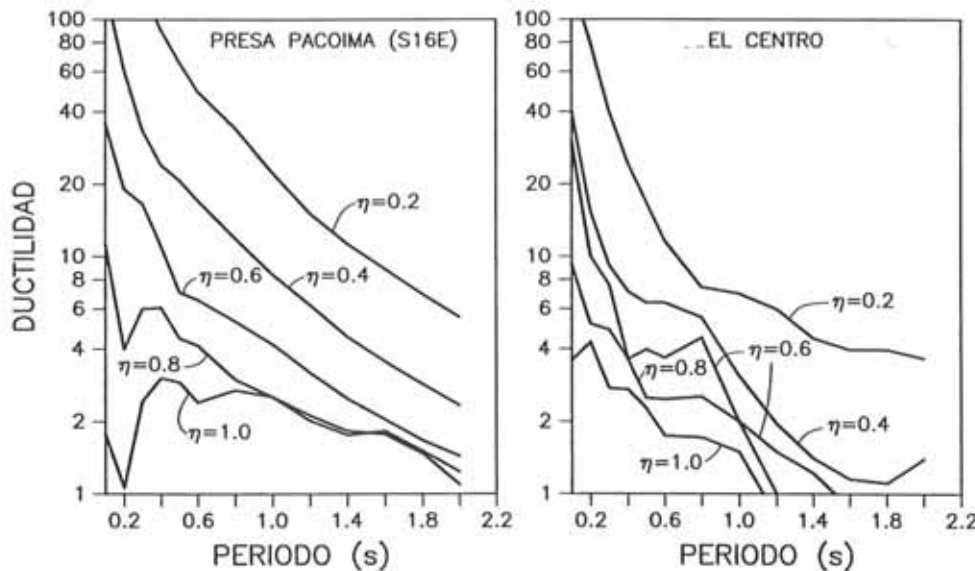


Figura 4.8 Espectros inelásticos de respuesta para coeficientes de resistencia constantes.

La figura 4.9 presenta espectros de ductilidad constante para el terremoto de El Centro 1940 con un coeficiente de amortiguamiento crítico del 5% y para dos definiciones de la ductilidad. La primera definición corresponde a la usualmente empleada en este trabajo y la segunda corresponde a la ductilidad acumulada — μ^a en la ecuación (4.1)—. Se observa que, en general, para ductilidades bajas ambas definiciones proporcionan coeficientes de resistencia similares. Sin embargo, para ductilidades altas es claro que la ductilidad acumulada requiere un coeficiente de resistencia considerablemente mayor al necesario para una ductilidad de desplazamiento máximo. Por ejemplo, para un período de 0.5s y para

una ductilidad acumulada de diseño de $\mu^a = 10$ se requiere un coeficiente de resistencia de $\eta = 0.3$. Para el mismo período pero definiendo la ductilidad como la de desplazamiento máximo el coeficiente de resistencia es de sólo $\eta = 0.22$.

Los espectros de ductilidad constante son considerablemente más difíciles de obtener que los espectros de resistencia constante presentados en la figura 4.8, debido a que, en general, requieren iterar la solución numérica⁽²¹⁾. Sin embargo, desde un punto de vista de diseño son más ventajosos que los espectros de coeficiente de resistencia constante debido a que en la práctica es más racional seleccionar un nivel de ductilidad global máxima y, de acuerdo a él, obtener el coeficiente de cortante de diseño. Con los espectros de resistencia constante se selecciona una resistencia y se obtiene una demanda de ductilidad, por lo que el proceso corresponde más a una verificación que a un diseño.

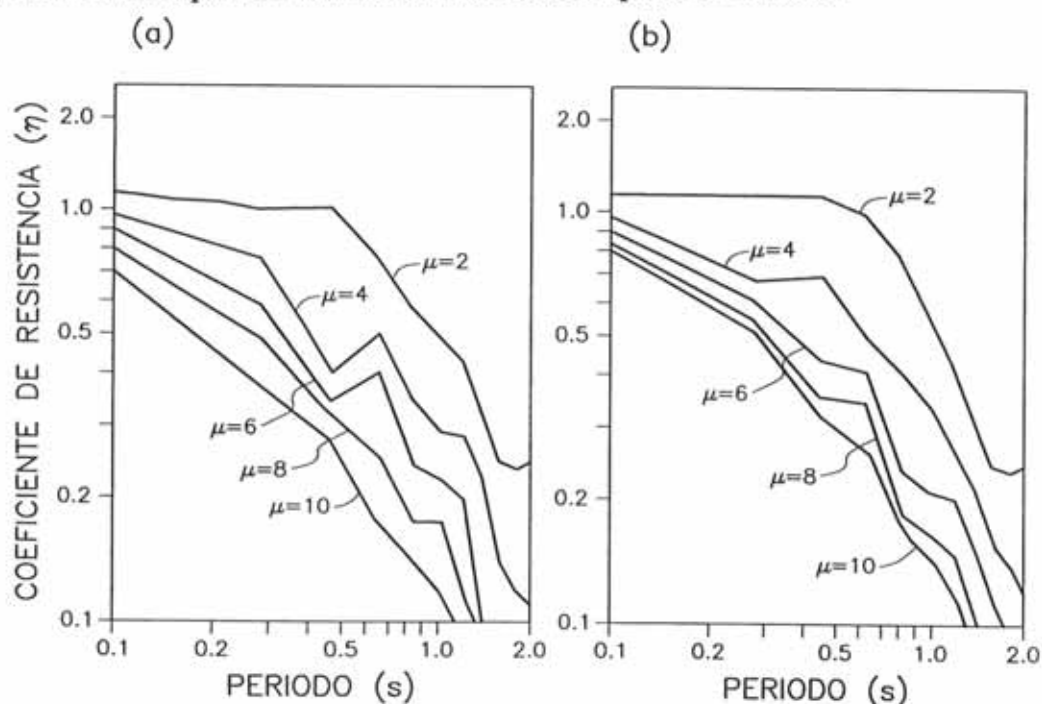


Figura 4.9 Espectros de ductilidad constante. (a) La ductilidad se define según ecuación (4.2). (b) La ductilidad se define como la ductilidad cíclica o acumulada.

4.4.5 Aceleración máxima

La aceleración máxima es un parámetro de diseño importante, no sólo por ser una indicación del cortante en la base, sino porque proporciona una indicación de las fuerzas ejercidas sobre equipamiento y piezas móviles en el edificio. La figura 4.10 presenta espectros normalizados de aceleración máxima para el terremoto de Olympia 1949 componente N86E para coeficientes de resistencia comprendidos entre 0.1 y 0.3 y para un coeficiente de amortiguamiento crítico del 5%. La aceleración máxima es, en general, una curva suave que disminuye de valor al

aumentar el período estructural. El efecto del comportamiento inelástico es reducir considerablemente la aceleración máxima, lo cual es de esperar por su relación con el cortante en la base. También se puede observar en la figura que, al disminuir el coeficiente de resistencia, disminuye la aceleración máxima y, por consiguiente, también disminuyen las fuerzas sobre equipo y pieza móviles en la estructura.

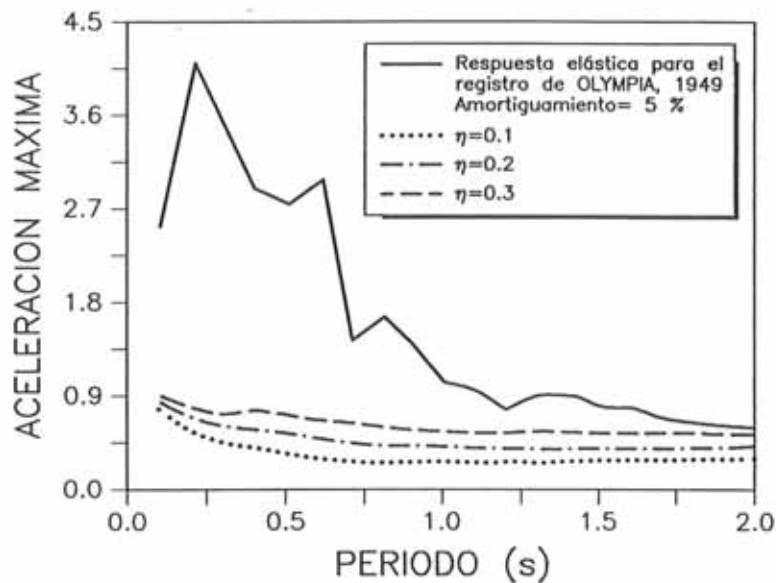


Figura 4.10 Aceleración máxima normalizada para el terremoto de Olympia 1949 componente N86E.

4.4.6 Coeficiente de cortante

El coeficiente de cortante es el factor que multiplicado por el peso total de un edificio proporciona el cortante de diseño en la base. Por ejemplo las recomendaciones de diseño del ATC⁽⁴⁾ determinan el cortante en la base de un edificio según

$$V = C_s W \quad (4.21)$$

donde C_s , V , W son el coeficiente de cortante, el cortante en la base y el peso del edificio, respectivamente. El peso del edificio debe incluir un porcentaje de la carga viva estimada. El coeficiente de cortante es una función del tipo de suelo, del período fundamental del edificio, de la aceleración máxima del terremoto de diseño y de un factor de reducción del cortante en función de la ductilidad global del edificio. Esta reducción varía entre 1.5 y 8 para edificios frágiles de ladrillo y pórticos dúctiles, respectivamente.

Si el coeficiente de reducción se considerase igual a 1, se tendría el cortante en la base que en la mencionada normativa correspondería a una estructura en el rango lineal y elástico. La experiencia con diversos terremotos y en particular con el reciente terremoto de Northridge 1994 en Los Angeles, indica, sin embargo, que las fuerzas de diseño son actualmente peligrosamente poco conservadoras^(2,22). La figura 4.11 presenta el coeficiente de cortante comparando el ATC3-S2 con un coeficiente de reducción de 1 y espectros lineales elásticos para cuatro registros del terremoto de Northridge. Los espectros indican claramente que las fuerzas de diseño actuales son entre dos y tres veces las fuerzas ejercidas por el terremoto, lo cual implica demandas de ductilidad global superiores a 8.

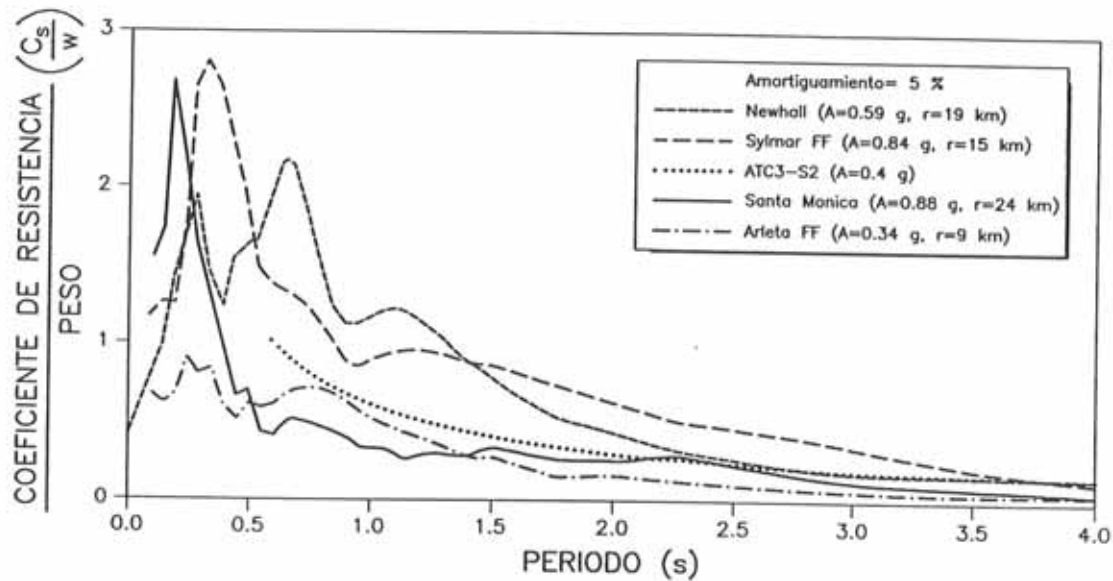


Figura 4.11 Espectros lineales del coeficiente de cortante en la base para el terremoto de Northridge, Los Angeles, 1994⁽²²⁾.

Esta conclusión está en concordancia con el elevado daño causado por el terremoto de Northridge en construcciones recientes. Por ejemplo el "Olive View Medical Center" en Sylmar tiene 6 pisos y, para un rango de períodos entre 0.4 y 0.7s, el cortante en la base fue en efecto un 50% mayor que el de diseño. El hospital es excepcionalmente resistente y, por ello, no se observó daño estructural, aunque se reportaron daños significativos en su equipamiento lo que originó la evacuación de los pacientes. Por un lado debemos de tener en cuenta que el mencionado terremoto fue severo y el costo de mantener la estructura en el rango lineal puede ser muy elevado, pero se debe de considerar que es fundamental que estructuras como hospitales o centrales eléctricas sigan operativas inmediatamente después del terremoto y por ello el daño no estructural debe limitarse. Es interesante indicar que otro hospital con aislamiento de base y ubicado también cerca del epicentro se comportó en el rango lineal elástico sin ningún daño no

estructural y estuvo operativo después del terremoto. Otro ejemplo de daño severo y también ocasionado por el terremoto de Northridge es el edificio URM en Santa Mónica, el cual se explica, como se puede apreciar en la figura 4.11, por la elevada magnitud del coeficiente de cortante para el registro de Santa Mónica en el rango de períodos cortos.

4.5 COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE SISTEMAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD

Para estructuras con varios grados de libertad no es posible, en general, normalizar las ecuaciones del movimiento, excepto para casos particulares donde se supone una distribución de masas, rigideces y resistencias en altura. Por ello, en muchos casos el comportamiento de estructuras con varios grados de libertad ha sido abordado mediante estudios paramétricos más o menos extensos tal como puede verse en las referencias . Un buen procedimiento de diseño es aquél que siguiendo un procedimiento simple nos permita evaluar, por lo menos de forma aproximada, la respuesta que en este caso es no lineal. Por ejemplo, un procedimiento de diseño adecuado sería el de poder correlacionar la abundante información existente para sistemas de un grado de libertad con sistemas de varios grados de libertad⁽⁶⁻¹¹⁾. En esta sección se presentan resultados obtenidos en estudios paramétricos para estructuras con varios grados de libertad, los cuales permiten ciertas conclusiones generales sobre el comportamiento inelástico de edificios.

Un primer aspecto a considerar es cómo varían las demandas de ductilidad en altura para edificios de varios pisos, para lo cual es útil el emplear los resultados obtenidos por Rega y Vestroni⁽²³⁾. La estructura denominada S1 corresponde a una estructura regular donde todos los niveles tienen la misma resistencia, rigidez y masa. El modelo estructural empleado para el análisis dinámico corresponde a un edificio de cortante de diez pisos. La rigidez y resistencia se consideran proporcionales y la masa no varía en altura. La estructura denominada S2 corresponde a una estructura donde la rigidez y resistencia varían linealmente en altura. La resistencia se considera proporcional a la rigidez por lo que su variación en altura es la misma. El mínimo de esta resistencia y rigidez corresponde al último piso donde alcanza un valor igual a la mitad del valor correspondiente del primer nivel. El coeficiente sísmico de diseño es de $0.1g$ y el valor último es de $0.22g$ y $0.21g$ para las estructuras S1 y S2, respectivamente. El período fundamental para ambas estructuras es aproximadamente $0.4s$. El modelo histerético considerado corresponde a un modelo elasto plástico.

Ambas estructuras fueron sometidas a trece registros medidos en California y escalados a la misma intensidad espectral de Housner. Los registros corresponden a una muestra de terremotos en suelo firme.

La figura 4.12 presenta la distribución de demandas de ductilidad en altura para estas dos estructuras. La demanda de ductilidad corresponde a la máxima obtenida con estos trece registros. Se puede observar claramente que para la

estructura S1 varía sustancialmente en altura alcanzando su valor máximo, de aproximadamente 9, en el primer nivel. Para la estructura S2 la variación no es tan pronunciada alcanzando su valor máximo de aproximadamente 3, en el primer y tercer nivel. Teniendo en cuenta que las demandas de ductilidad globales implícitas en los códigos son generalmente de 5-6 se puede concluir que la estructura S1 presenta demandas de ductilidad excesivas en el primer nivel. Este resultado es particularmente interesante teniendo en cuenta que la estructura S1 está sobredimensionada con respecto a la estructura S2 y por ello su costo será también superior y a pesar de ello no está del lado de la seguridad como sí lo está la estructura S2.

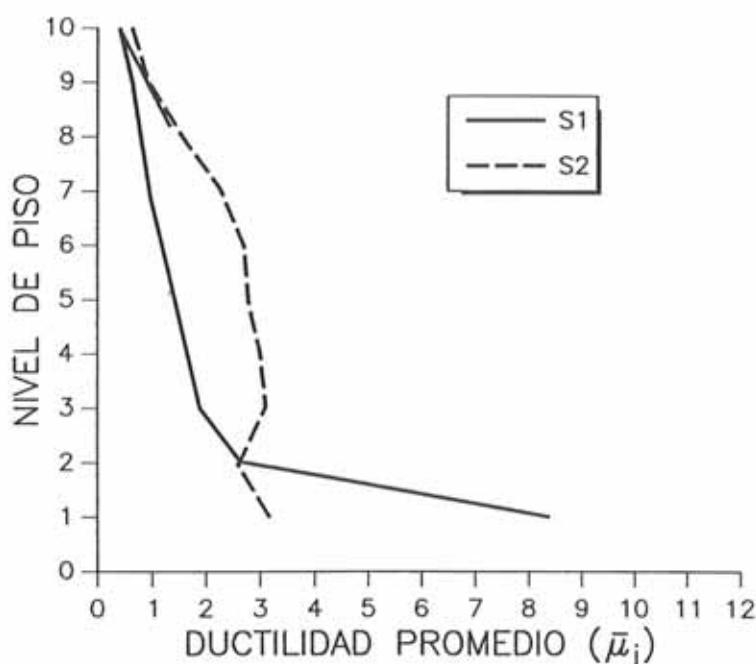


Figura 4.12 Variación de demandas de ductilidad máximas en dos edificios de diez pisos sometidos a una muestra de trece registros correspondientes a suelo firme.

La concentración de ductilidades en el primer nivel para estructuras regulares corresponde a lo que se denomina un "soft story" o entrepiso suave. Este comportamiento no es adecuado debido a que se puede producir un mecanismo de colapso con solo pocas rótulas plásticas ubicadas en los extremos de las columnas del primer nivel donde la carga axial es la mayor. Un ejemplo de este mecanismo de colapso es el fallo del hospital "Olive View" en los Angeles durante el terremoto de San Fernando en 1971. En este hospital se ubicaron muros de corte que empezaban en el segundo nivel por lo que la carga lateral en el primer nivel era transmitida íntegramente por columnas. Durante el terremoto se produjeron rótulas plásticas en los extremos de las mencionadas columnas y éstas, junto con el peso propio, produjeron un desplazamiento lateral permanente de casi 60

cms concentrado, prácticamente, en el primer nivel. Debido al extensivo daño concentrado mayormente en columnas el hospital fue demolido. Es interesante indicar que en esta misma localización se construyó un nuevo hospital mencionado anteriormente como el "Olive View Medical Center" en Sylmar que soportó el terremoto de Northridge de 1994, también en Los Angeles. Este nuevo hospital se diseñó muy conservadoramente, en particular debido a la mala experiencia durante el anterior terremoto de San Fernando. Si bien el hospital resistió el terremoto de 1994 sin daño estructural significativo éste tuvo que cerrar por unos días debido a la destrucción de cuantiosos equipos y maquinarias.

En la referencia [20] se presenta un estudio paramétrico para investigar la respuesta de estructuras de varios grados de libertad apoyadas en aisladores dinámicos de fricción, que permite extrapolar ciertas conclusiones con respecto a la respuesta no lineal de sistemas de varios grados de libertad. Las estructuras consideradas tenían una rigidez y masa constante en altura aunque el coeficiente de resistencia de entrepiso podía variar sustancialmente. Generalmente en el primer nivel y debido a la presencia de los aisladores de fricción el coeficiente de resistencia era menor.

Este estudio paramétrico indica que para períodos mayores a aproximadamente 0.5s el desplazamiento máximo para estructuras lineales de un grado de libertad es similar al desplazamiento inelástico de sistemas con varios grados de libertad. Para el rango de períodos cortos existe una zona de amplificación de desplazamientos, similar a la observada en estructuras no lineales de un grado de libertad. De esta forma se pueden correlacionar los desplazamientos de sistemas de un grado de libertad lineales con los desplazamientos de sistemas de varios grados de libertad no lineales, de manera similar a como se presentó anteriormente para estructuras con un grado de libertad.

El efecto del amortiguamiento estructural para sistemas de varios grados de libertad es también similar a su efecto para sistemas de un solo grado de libertad. Es decir la influencia del amortiguamiento, aunque importante en algunos casos, en particular para reducir algunos picos en la respuesta como la demanda de ductilidad máxima en el primer nivel, es en general de segundo orden comparada con la influencia de otros parámetros como la rigidez y resistencia.

En la referencia [21] se presenta un estudio paramétrico incluyendo 800 estructuras de uno, dos, tres, cinco y diez pisos con períodos fundamentales que varían entre 0.4 y 4s., todas modeladas como un edificio de cortante con masa, rigidez y resistencia constante en altura. Se incluyeron cinco registros escalados a una intensidad espectral de Housner constante para períodos entre 0.4 y 4s equivalente a 452.5cm. La muestra se considera representativa de terremotos californianos en suelo firme. Debido a la regularidad de las estructuras en altura las demandas de ductilidad máxima también se ubicaron, por lo general, en el primer nivel.

Un objetivo importante del mencionado estudio paramétrico es el de correlacionar la demanda de ductilidad máxima para sistemas de varios grados de

libertad con la demanda de ductilidad de sistemas de un grado de libertad por medio de un factor llamado de "deamplificación". La obtención de este factor se basa en la observación de espectros de desplazamiento de fluencia para un determinado nivel constante de demanda de ductilidad, tal como el que se presenta en la figura 4.13. En este espectro, obtenido para una demanda de ductilidad de cinco, "n" es el número de pisos del edificio, "dy" es el desplazamiento de fluencia —constante en altura—, y "w" es la frecuencia fundamental de la estructura. El modelo hysterético de cada entrepiso es elasto plástico.

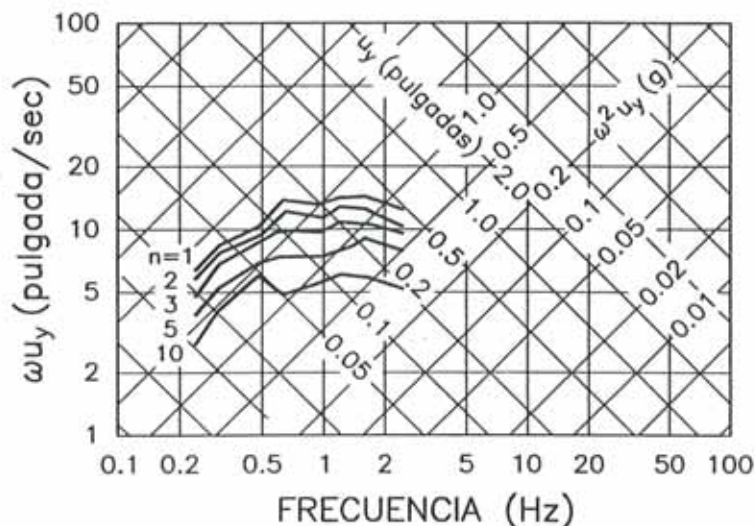


Figura 4.13 Espectro de ductilidad constante para el desplazamiento de fluencia. La ductilidad de diseño es 5 y el amortiguamiento es de 5%.

Se observa en esta figura que teniendo como datos el período fundamental de la estructura, su número de pisos y una ductilidad de diseño se puede obtener el desplazamiento de fluencia de entrepiso. Con este desplazamiento y la rigidez de entrepiso se puede obtener fácilmente la resistencia de diseño que garantiza la ductilidad de diseño. En general se observa que estas curvas son suaves y que incrementan su irregularidad según se aumenta el número de pisos. Su forma es aproximadamente parabólica y las curvas para distinto número de pisos no se intersectan.

Un aspecto interesante de estas curvas es que según este estudio, a medida que se aumenta el número de pisos y para un determinado período y demanda ductilidad, se disminuye el desplazamiento de fluencia de entrepiso. Este resultado es aparentemente contradictorio pues indicaría que el desplazamiento para sistemas no lineales disminuiría según el número de pisos, y según se ha indicado anteriormente por lo menos para períodos mayores a 0.5s. el desplazamiento es fundamentalmente una función del período y es, en general, independiente incluso si la estructura es lineal o no lineal. La explicación de este resultado es que en la figura 4.13 se presenta el desplazamiento máximo de entrepiso y no el desplazamiento total del último nivel, el cual sí ha de ser poco sensible al número

de pisos. De hecho es muy probable que la forma suave y parabólica de estas curvas se deba al rango de períodos seleccionado en el estudio —es decir entre 0.4 y 4s— correspondiente al rango de períodos intermedio y largo.

Las observaciones indicadas anteriormente se basan en estudios paramétricos realizados casi íntegramente en edificios de cortante. Análisis no lineales realizados en estructuras aporticadas indican que las rótulas plásticas no están generalmente presentes en todas las vigas para un mismo intervalo de tiempo. El desarrollo de rótulas plásticas tiende a moverse hacia arriba en grupos que involucran unos pocos niveles a la vez. Para edificios de pocos pisos, sin embargo, puede haber instantes de tiempo cuando todas las vigas desarrollen rótulas plásticas al mismo tiempo, obteniéndose un mecanismo de colapso como el indicado en la figura 4.15(b).

En general se observa que la respuesta de estructuras de varios grados de libertad que responden en el rango no lineal es muy sensitiva al contenido de frecuencias del terremoto. Esto es particularmente cierto para parámetros locales como la ductilidad máxima de sección y es menos cierto para parámetros globales como por ejemplo la ductilidad promedio. Una estructura sismorresistente correctamente diseñada debería ser menos sensible a la acción sísmica que otra no diseñada satisfactoriamente. Esto se puede lograr evitando diseñar elementos sobredimensionados que concentren el daño y las demandas de ductilidad. La disipación de energía debe llevarse a cabo por la mayor cantidad posible de rótulas plásticas. Debe tenerse en cuenta que la respuesta no lineal de edificios no es necesariamente proporcional a la acción. Es decir, la diferencia en la demanda de ductilidad para una determinada sección entre un terremoto con aceleración máxima de 0.2g y otro de 0.4g no es necesariamente de dos sino que puede ser mayor, en particular si esta sección es la que disipa mayoritariamente la energía del terremoto.

Como ejemplo final de esta sección se presenta el edificio de la figura 4.14.a incluido en la referencia [24]. Este edificio regular de veinte pisos de altura servirá para estudiar la respuesta de una estructura aporticada al sismo moderado del El Centro de 1940, el cual tuvo una aceleración máxima de aproximadamente 0.3g. En particular se estudiará la influencia en la relación resistencia de columnas a resistencia de vigas. Las rigideces y masas varían en altura según se ilustra en las figuras 4.14(a) y 4.14(b).

La figura 4.14(c) presenta el desplazamiento lateral, la ductilidad máxima de viga, la ductilidad máxima de columnas exteriores y la ductilidad máxima de columnas interiores para tres resistencias de vigas y para cada nivel del edificio. El valor más bajo de resistencias de vigas se obtuvo multiplicando por 1.5 el valor de los momentos de servicio obtenidos empleando el código UBC. Es decir las fuerzas obtenidas en vigas empleando las cargas estáticas equivalentes del mencionado código se incrementaron un 50% para llevarlas a cargas últimas. Las fuerzas en las columnas se multiplicaron por 6 y se mantuvieron constantes para los tres casos considerados en la figura 4.14(c).

Se puede observar en la figura 4.14(c) que el desplazamiento lateral es similar al desplazamiento lineal elástico para las tres resistencias de vigas consideradas (lo cual es de esperar pues el período de un edificio de veinte pisos claramente está en el rango de períodos largos).

La demanda de ductilidad en vigas disminuye al aumentar su resistencia y su variación es relativamente constante en altura. De hecho la demanda de ductilidad máxima se da en los tres casos en la parte superior del edificio. La ductilidad máxima en vigas corresponde a la resistencia de 2 y es de aproximadamente 8, un valor muy aceptable en vigas dúctiles de hormigón armado.

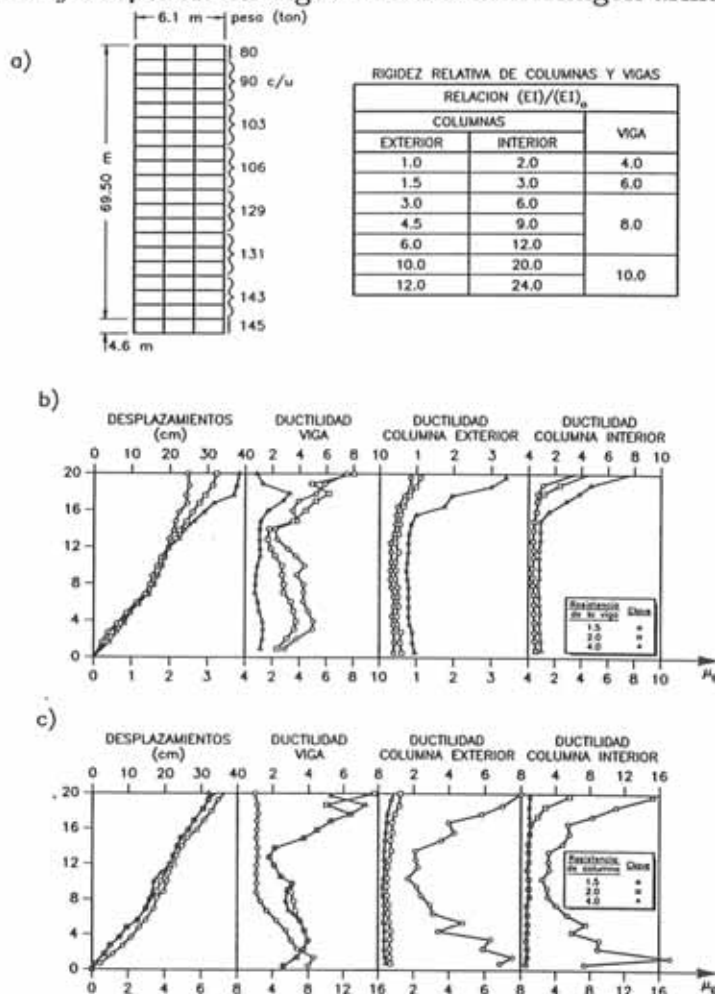


Figura 4.14 Influencia de la resistencia de vigas y columnas en la respuesta de edificios aperticados.

La demanda de ductilidad en columnas interiores y exteriores es relativamente constante, excepto en los cuatro últimos pisos del edificio donde se incrementa considerablemente. Claramente la demanda de ductilidad en columnas se incrementa al aumentar la resistencia de las vigas. Por ejemplo, para las columnas exteriores la demanda de ductilidad para una resistencia de vigas de 1.5 y

4.0 se incrementa aproximadamente de 3.5 a 8. Este análisis indica el inconveniente de proporcionar elementos sobredimensionados en diseño sísmo resistente los cuales no sólo incrementan el costo de la estructura sino que inducen demandas de ductilidad que, como en este caso, no son convenientes pues se concentran en las columnas.

Por otro lado este ejemplo indica la necesidad de la correcta evaluación de la resistencia de vigas si se quiere evitar el desarrollo de rótulas plásticas en columnas. Para ello se debe, generalmente, estimar entre otros factores un ancho colaborante de la losa de piso.

La figura 4.14(d) presenta la influencia de la variación de la resistencia de las columnas en la respuesta. La resistencia de 2 corresponde a una resistencia última en columnas obtenida multiplicando por este factor las fuerzas de diseño de servicio del UBC. Las fuerzas de diseño en las vigas se obtuvieron incrementando un 100% las fuerzas del código y para los tres casos incluídos en la figura 4.14(d) se mantuvieron constantes.

Una clara observación de estas figuras es que una resistencia adecuada de las columnas es fundamental para garantizar el correcto comportamiento sísmo-resistente. Una estructura diseñada con una resistencia de columnas de sólo 2 no es satisfactoria pues se obtienen demandas de ductilidad en las columnas del orden de 16. Esta ductilidad no es generalmente aconsejable en miembros de hormigón armado, en particular sometido a una carga axial importante como seguramente será el caso para las columnas de los primeros niveles de un edificio de veinte pisos.

Por otro lado se observa que la variación en las demandas de ductilidad para los casos de resistencias de 6 y 10 no es mayormente significativa. Este resultado se debe a que para estos niveles de fuerzas de diseño las columnas responden mayormente en el rango elástico y las rótulas plásticas se concentran principalmente en las vigas. Este es un comportamiento adecuado desde el punto de vista sísmo-resistente debido a que es más fácil garantizar un determinado nivel de ductilidad en vigas que en columnas.

El ejemplo de la figura 4.14 sugiere la necesidad de buscar diseños sísmo-resistentes con una disipación de energía basada fundamentalmente en la formación de rótulas en las vigas. Con este objetivo existen diversos criterios de diseño. Quizá el más conocido corresponde a la recomendación del ACI con respecto a los llamados pórticos dúctiles especiales, que establece que "la suma de las resistencias de las columnas en un nudo y para una dirección determinada debe de ser igual o mayor a la suma de las resistencias de las vigas en la misma dirección." En la referencia [25] se demuestra que esta recomendación no garantiza que las rótulas no se formen en columnas y por ello recomienda un criterio más estricto: "la resistencia mínima de una columna en un nudo y para una dirección determinada debe de ser igual o mayor a la suma de las resistencias de las vigas en la misma dirección." Finalmente, un criterio de diseño común empleado en EEUU corresponde a incrementar las fuerzas de diseño en servicio para cargas

laterales estáticas equivalentes obtenidas empleando el UBC por factores de 6 y de 2 según se trate de una columna o de una viga, respectivamente. Las fuerzas de diseño últimas asíobtenidas se combinan con las fuerzas últimas para cargas permanentes y móviles obteniéndose, finalmente, la envolvente de diseño. La figura 4.14 indica que este criterio de diseño, y por lo menos para estructuras similares a la considerada, funciona satisfactoriamente.

4.6 COMPORTAMIENTO CÍCLICO DE COMPONENTES ESTRUCTURALES

4.6.1 Introducción

Una estructura está formada por componentes tales como vigas y columnas, que a su vez pueden estar agrupados en subestructuras como entrepisos. Desde el punto de vista de su representación, el agrupamiento de estos componentes no es un problema de fácil resolución, debido a que un mismo elemento puede formar parte de varias subestructuras. Por ejemplo, una columna puede considerarse desde la base del edificio hasta el último piso o puede considerarse sólo en un entrepiso. En esta sección se describe el comportamiento cíclico de componentes estructurales individuales tales como columnas y vigas.

Como se ha indicado previamente, las fuerzas laterales de diseño obtenidas empleando normativas de diseño son considerablemente inferiores a las fuerzas reales, por lo menos para sismos severos. La reducción de fuerzas de diseño es posible gracias a la capacidad de disipación de energía en componentes estructurales y conexiones. La figura 4.15 presenta el comportamiento cíclico global de dos estructuras. El comportamiento de la estructura mostrada en la figura 4.15(a) no es adecuado pues se observa una pérdida de resistencia importante a medida que aumenta el movimiento cíclico, lo que podría originar incluso su colapso durante un sismo de larga duración. Se observan, además, curvas histeréticas con poca capacidad de disipación de energía. El comportamiento cíclico mostrado en la figura 4.15(b) es el ideal, debido a que no se observa una pérdida de resistencia y la capacidad de disipación de energía es alta. La degradación de resistencia es un hecho en estructuras de hormigón armado y en la práctica es muy difícil obtener un comportamiento histerético como el mostrado en la figura 4.15(b) sin pérdida de resistencia. Por ello lo que no es aceptable es una pérdida súbita y significativa de resistencia, tal como la que se ilustra en la figura 4.15(a).

4.6.2 Componentes lineales

El hormigón sin refuerzo es un material frágil; sin embargo, según la cantidad y disposición del acero de refuerzo el hormigón armado es un material con una adecuada capacidad de disipación de energía. El comportamiento cíclico

de componentes de hormigón armado está gobernado principalmente por la disposición y área del acero de refuerzo transversal, la relación entre la fuerza de compresión actuante y la capacidad de la sección, la fuerza de cortante actuante y, finalmente, la adherencia entre el acero de refuerzo y el hormigón.

La influencia del área y disposición del acero transversal en la ductilidad de componentes de hormigón armado es un tema que ha recibido considerable investigación⁽²⁶⁻³¹⁾. Esta influencia se manifiesta principalmente en dos aspectos. Primero, en el confinamiento del hormigón en el interior del refuerzo transversal y, en segundo lugar, en la reducción de la longitud de pandeo del refuerzo longitudinal.

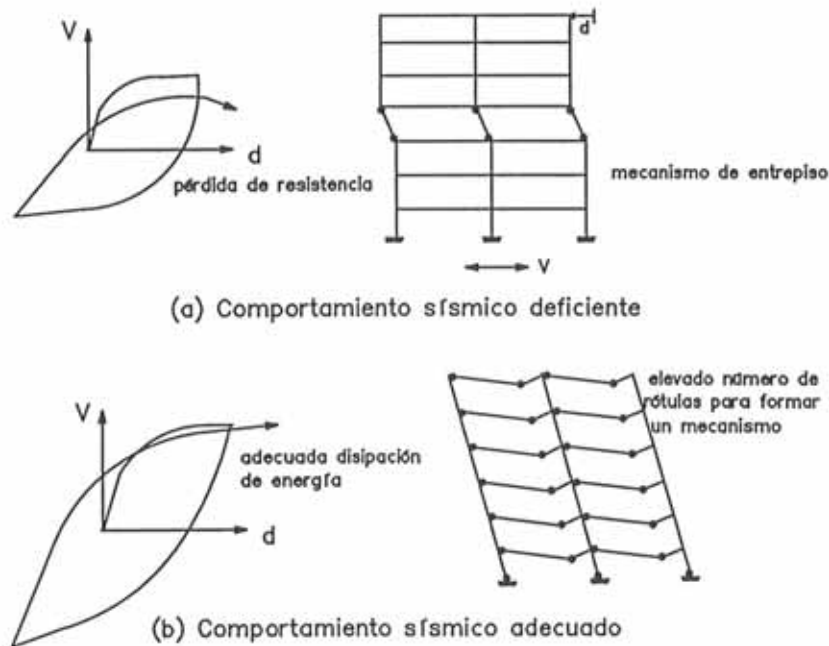


Figura 4.15 Comportamientos cíclicos deficiente y adecuado incluyendo un mecanismo de colapso respectivo.

La figura 4.16 ilustra el comportamiento cíclico de un componente de hormigón armado sometido a una compresión constante relativamente baja de sólo $0.214f'_cA_g$, donde A_g es el área de hormigón descontando el recubrimiento. Es algo común no considerar el hormigón de recubrimiento debido a que éste es, generalmente, expulsado para curvaturas relativamente bajas comparadas con las curvaturas finales. En la figura se indica que el hormigón de recubrimiento es expulsado ("cover spalling") para curvaturas de $\pm 20 \times 10^{-6}$ /mm. Se observa que la pérdida de este hormigón reduce la rigidez de la sección aunque no se produce una pérdida significativa de su capacidad de disipación de energía. El componente tiene la capacidad de desarrollar curvaturas de hasta 7 veces la curvatura en el instante de la expulsión del hormigón de recubrimiento. El comportamiento de esta sección es adecuado, lo que, probablemente, no sería el

caso si el hormigón en el interior de la sección no estuviera lo suficientemente confinado.

Un fallo por pandeo local de la armadura de refuerzo longitudinal implica una pérdida repentina de la capacidad de la sección, por lo que este comportamiento debe evitarse. Por otro lado este tipo de fallo es común, según se aprecia en daños causados por el terremoto de Northridge⁽²²⁾. El área del refuerzo longitudinal y la separación del refuerzo transversal son los principales parámetros que determinan la capacidad de pandeo del refuerzo longitudinal como se ilustra en la figura 4.17. A medida que se incrementa el área de la sección transversal de una varilla se incrementa su carga de pandeo, aunque disminuye su adherencia con el hormigón. Es práctica común en diseño sismo-resistente no emplear diámetros gruesos, por ejemplo mayores a 3cm, excepto en casos en que se garantice una adecuada separación entre varillas y buen recubrimiento. De hecho no parece conveniente emplear diámetros mayores con el objetivo de aumentar la carga de pandeo del refuerzo.

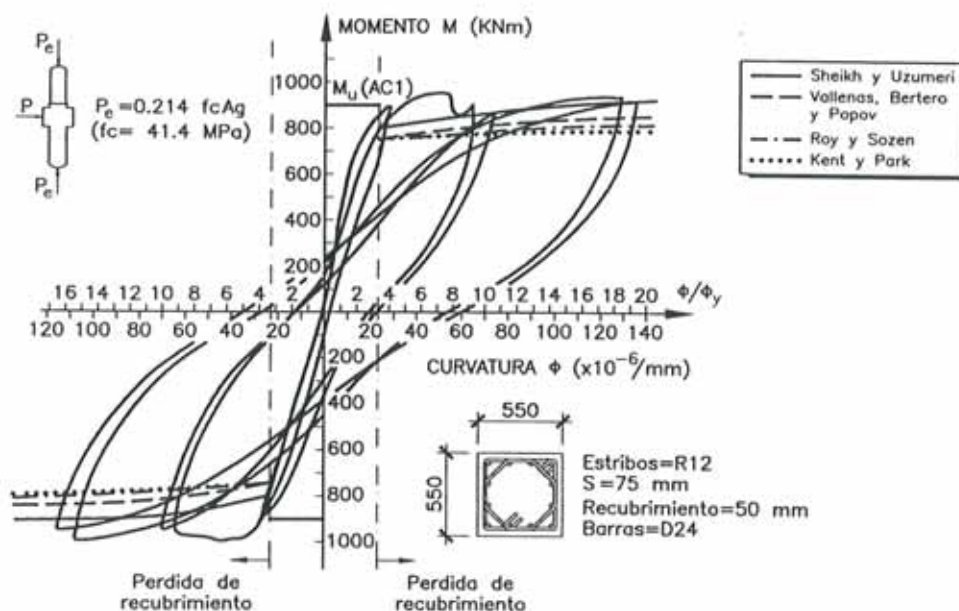


Figura 4.16 Comportamiento cíclico de un elemento de hormigón armado convenientemente confinado, sometido a una compresión constante relativamente baja.

La separación y disposición del refuerzo longitudinal son, en la práctica, los parámetros que permiten modificar la carga de pandeo del refuerzo longitudinal. La separación determina la longitud de pandeo y por ello afecta de manera significativa su resistencia. La disposición del acero transversal permite arriostrar el esfuerzo longitudinal por una, dos o por tres varillas de refuerzo transversal, con el consiguiente aumento en la carga de pandeo.

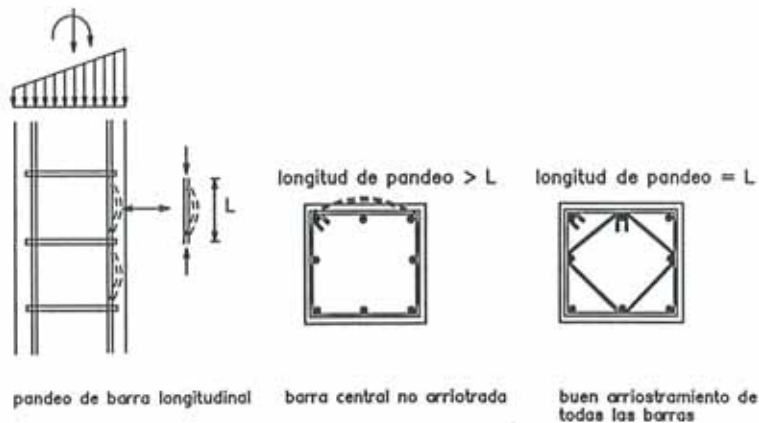


Figura 4.17 Fallo por pandeo local del refuerzo longitudinal.

La figura 4.18 ilustra la influencia de la disposición y práctica constructiva del acero de refuerzo transversal en la capacidad última de la sección⁽²⁸⁾. Las disposiciones de armadura A1, B1 corresponden a una práctica constructiva recomendable pues el ángulo de cierre del refuerzo es de 180 grados en contraposición a los 45 grados del caso C1. Todas las varillas en los casos A1, B1 están arriostradas mientras que en el caso D1 cuatro no lo están. Los resultados experimentales muestran que las disposiciones A1, B1 proporcionan una capacidad última similar y confirman el inadecuado comportamiento de las disposiciones C1, D1.

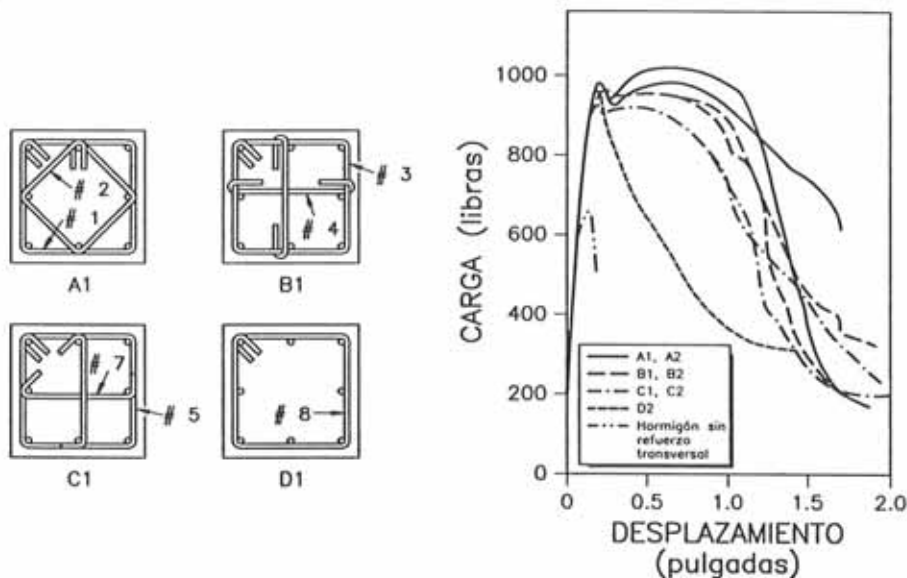


Figura 4.18 Influencia de la disposición de la armadura de refuerzo transversal en la ductilidad.

La capacidad de disipación de una componente lineal se reduce según se incrementa el esfuerzo de compresión actuante, tal como puede observarse en la figura 4.19⁽³²⁾. Las curvas histeréticas de la figura 4.19(a), obtenidas sin carga

axial, disipan una mayor cantidad de energía que las curvas histeréticas de la figura 4.19(b), obtenidas con un esfuerzo de compresión de $0.6A_g$ (donde como se indicó anteriormente, A_g es el área de la sección sin incluir el recubrimiento). Más aún el fallo que se observa en la figura 4.19(b) es frágil. Por otro lado el fallo de una columna ocasiona, en muchos casos, el colapso global de una estructura, mientras que el fallo de una viga ocasiona frecuentemente sólo un fallo local. Por ello se acepta en la práctica, el criterio de "columna fuerte-viga débil" el cual busca garantizar una mejor capacidad de disipación de energía y evitar un posible colapso global. Para garantizar este comportamiento se debe tener en cuenta, entre otros factores, la posible sobre-resistencia en la capacidad última de las vigas, debida a losas monolíticamente unidas a la viga⁽³³⁾.

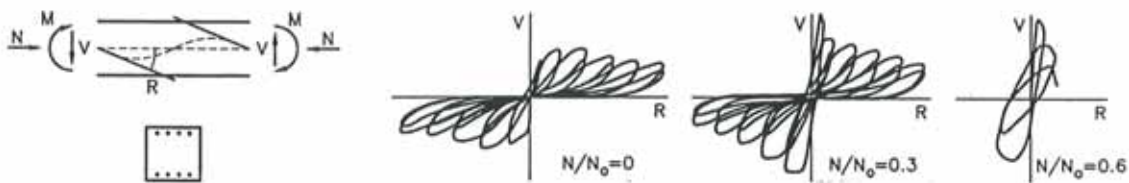


Figura 4.19 Influencia de la carga de compresión en la capacidad de disipación de energía de una sección.

Un fallo por cortante ocasionaría una pérdida repentina de la capacidad de disipación de energía de una sección, por lo que debe evitarse. La figura 4.20 ilustra las curvas histeréticas para un componente sometido a carga axial constante que colapsa por cortante. Como se aprecia en las figuras, el fallo es frágil y la capacidad de disipación de energía inadecuada. Un criterio de diseño para evitar un fallo por cortante es diseñar la sección por "capacidad". Para ello el esfuerzo cortante de diseño se selecciona como el mayor de los siguientes:

- 1) El esfuerzo de cortante actuante debido a la acción sísmica.
- 2) El esfuerzo de cortante obtenido según $V = \frac{M_{u1} + M_{u2} + wL}{L}$, donde L es la longitud del componente y M_{u1} , M_{u2} son, respectivamente, la capacidad a flexión del componente en sus extremos inicial y final, y w es la carga uniformemente distribuida.

El objetivo de este criterio es garantizar un fallo por flexión antes que uno por cortante por lo que el momento último a flexión debería incluir el endurecimiento del refuerzo longitudinal.

Finalmente la adherencia entre el acero de refuerzo y el hormigón es otro parámetro que afecta significativamente la capacidad de disipación de energía de un elemento de hormigón armado. La falta de adherencia adecuada es un fallo comúnmente observado en terremotos como, por ejemplo, el colapso del viaducto de Cypress durante el terremoto de Loma Prieta en 1989, ocasionado entre otros

motivos por la falta de adherencia de las varillas en la unión columna-viga⁽³⁴⁾. En la práctica se garantiza una adecuada capacidad de adherencia proporcionando una cierta longitud de traslape; evitando que se corte más del 50% de refuerzo en una misma sección y evitando usar diámetros gruesos. Los diámetros mayores tienen una menor capacidad de adherencia debido a que la resistencia a tracción se incrementa con el cuadrado del diámetro de la barilla mientras que la adherencia es función del perímetro y por consiguiente es función sólo lineal del diámetro.

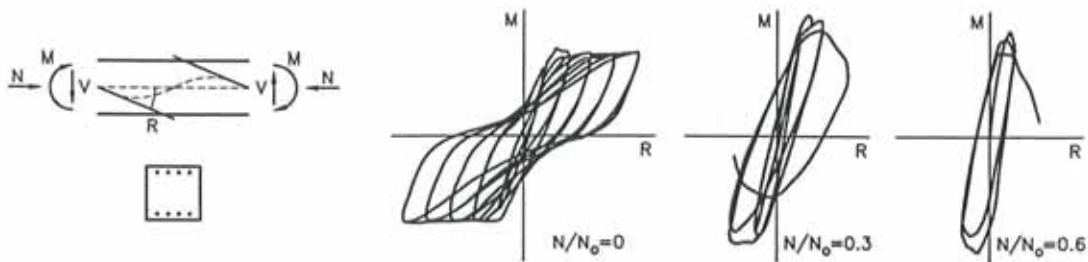


Figura 4.20 Fallo por cortante de un componente sometido a compresión constante.

REFERENCIAS

1. UBC, Uniform Building Code, USA, 1988.
2. Bertero V.V., Herrera R.A. y Mahin S.A., "Establishment of Design Earthquakes-Evaluation of Present Methods", *International Symposium on Earthquake Structural Engineering*, St. Louis, Missouri, USA, 1976.
3. Hall John F. (Technical Editor), "Northridge Earthquake January 17, 1994, Preliminary Reconnaissance Report", *Reporte EERI*, Earthquake Engineering Research Institute, March 1994.
4. ATC, Applied Technology Council, Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC-3-06.
5. Cruz E. y Chopra A., "Simplified Methods of Analysis for Earthquake Resistant Design of Buildings", *UCB/EERC 85/01*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1985.
6. Anagnostopoulos S.A., Haviland R.W., y Biggs J.M., "Use of Inelastic Spectra in Aseismic Design", *Journal of the Structural Division*, ASCE, 104(1), 1978.
7. Baggett J.F. y Martin J.F., "Evaluation of the Inelastic Spectrum Design Method for Two Degree-of-Freedom Structures under Seismic Loading", *Engineering Structures*, 5, 1983.
8. Geschwindner L.F. Jr., "Nonlinear Dynamic Analysis by Modal Superposition", *Journal of the Structural Division*, ASCE, 107(12), 1981.
9. Morris N.F., "The Use of Mode Superposition in Nonlinear Dynamics", *Computers and Structures*, 7, 1977.

10. Sheikh T.M., Roesset J.M. y Johnson C.P., "Modal Analysis of Nonlinear Systems", *Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering*, Istanbul, Turkey, 1980.
11. Villaverde R., "Response Spectrum Method for the Analysis of Nonlinear Multi-story Structures", *Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, 1984.
12. Wilson E., , *SADSA: Static and Dynamic Structural Analysis Programs*, User's manual, Structural Analysis Programs, Inc., 1992.
13. Mahin S.A. y Bertero V.V., "Problems in Establishment and Predicting Ductility in Aseismic Design", *International Symposium on Earthquake Structural Engineering*, St. Louis, Missouri, USA, 1976.
14. Lin J., Mahin S.A., "Effect of Inelastic Behavior on the Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures", *UCB/EERC 85/08*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1985.
15. Lin J., Mahin S.A., "Construction of Inelastic Response Spectra for Single Degree of Freedom Systems", *UCB/EERC 83/17*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1983.
16. Iwan W., "Estimating Inelastic Response Spectra from Elastic Spectra", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, ASCE, 8(4), pag. 375-388, 1980.
17. Ridell R. y Newmark N., "Statistical Analysis of the Response of Nonlinear Systems Subjected to Earthquakes", *Civil Engineering Studies, Structural Research Series 468*, University of Illinois, Urbana, Agosto, 1979.
18. Mahmoodi P., Robertson L., Yontar M., Moy C., y Feld L., "Performance of Viscoelastic Structural Dampers in World Trade Center Towers", *Vibration Control Systems, Construction Market, 3M*.
19. Newmark N. y Hall W., *Earthquake Spectra and Design*, EERC, Engineering Monographs on Earthquake Criteria, Structural Design and Strong Motion Records, 3, 1982.
20. Zayas Victor, Low Stanley, Bozzo Luis y Mahin Stephen, "Feasibility and Performance Studies on Improving the Earthquake Resistance of New and Existing Buildings Using the Friction Pendulum Base isolation System", *UCB/EERC 89/09*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Estados Unidos, 1989.
21. Srivastav S. y Nau J., "Seismic Analysis of Elastoplastic MDOF Structures", *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, 114(6), 1988.
22. Moehle Jack (editor), "Preliminary Report on the Seismological and Engineering Aspects of the January 17, 1994 Northridge Earthquake", *UCB/EERC 94/01*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1994.
23. Vestroni F. y Rega G., "statistical Analysis of the Inelastic Response of Shear Structures Subjected to Earthquakes", *Istituto di Scienza delle Costruzioni*, University of L'Aquila, Monteluco-Roio, Italia, 1982.
24. Clough Ray y Penzien Joseph, *Dynamics of Structures*, Mc Graw-Hill, 1975.
25. Park R. y Pauley T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, 1975.

26. Sheikh Shamim, "A Comparative Study of Confinement Models", *ACI Journal*, 79-30, 1982.
27. Sheikh Shamim, Uzumeri S., "Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns", *Journal of the Structural Division*, ASCE, **108(12)**, 1982.
28. Moehle Jack y Cavanagh Terry, "Confinement Effectiveness of Crossties in RC", *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, **111(10)**, 1985.
29. Sheikh Shamin, Uzumeri S., "Strength and Ductility of Tied Concrete Columns", *Journal of the Structural Division*, ASCE, **106(5)**, 1980.
30. Roy H.E., y Sozen M.A., "Ductility of Concrete", *Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, ASCE and American Concrete Institute, Miami, Fla. 1964.
31. Kent Dudley y Park Robert, "Flexural Members with Confined Concrete", *Journal of the Structural Division*, ASCE, **97(7)**, 1971.
32. Wakabayashi Minoru, *Design of Earthquake Resistant Buildings*, McGraw Hill, 1986.
33. Pantazopoulou S.J. y Moehle Jack, "The Effect of Slabs on the Flexural Behavior of Beams", *UCB/EERC 87/17*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1987.
34. Nims D.K., Miranda E., Aiken I.D., Whittaker A.S. y Bertero V.V., "Collapse of the Cypress Street Viaduct as a Result of the Loma Prieta Earthquake", *UCB/EERC 89/16*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1989.

Acelerogramas y espectros de diseño

5.1 INTRODUCCIÓN

Los investigadores y profesionales suelen estar de acuerdo en los siguientes criterios de diseño que definen conceptualmente la acción sísmica:

- (1) La estructura debe resistir en el rango lineal elástico todos aquellos sismos de magnitud reducida que ocurran durante su vida útil.
- (2) La estructura debe resistir en el rango no lineal, sin daños significativos, todos aquellos sismos de magnitud moderada que ocurran durante su vida útil.
- (3) La estructura debe resistir en el rango no lineal sin colapso, aunque permitiéndose daño significativo, aquel sismo severo que ocurra una única vez durante su vida útil.

No existe, sin embargo, un claro consenso sobre qué se entiende por sismo de magnitud reducida, moderada o severa pues existen varios factores como localización geográfica, calidad y tipo de las construcciones existentes, entre otros, que lo determinan. Estos criterios son particularmente difíciles de establecer para estructuras en el rango no lineal ya que, tal como se presentó en el capítulo anterior, la sollicitación que causa la respuesta más desfavorable es compleja y a su vez función de la estructura. El objetivo, sin embargo, está claramente especificado y es aceptado ampliamente en el diseño sismorresistente.

5.2 DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA EN BASE A ACELEROGRAMAS

El procedimiento de análisis dinámico más general corresponde a un procedimiento paso a paso empleando acelerogramas. Los registros pueden ser o bien sismos ocurridos en el pasado o bien generados artificialmente. El análisis se puede realizar en el rango lineal o no lineal pero en ambos casos y en especial en el no lineal, para obtener parámetros de diseño realistas deben emplearse varios

registros con un contenido de frecuencias similar al esperado en el emplazamiento de la estructura. De esta forma, en general, se debe disponer de un grupo de acelerogramas para suelo firme y otro para suelo blando. El análisis se realiza con cada uno de los registros y se obtiene una envolvente de diseño, la cual se combina con la envolvente para cargas permanentes y cargas móviles.

Dada la inherente laboriosidad de este procedimiento de análisis sólo se suele emplear en edificios de cierta entidad y en todo caso únicamente durante las etapas finales del proceso de diseño. Ejemplos de edificios que suelen analizarse con este procedimiento son centrales nucleares y ciertos hospitales y viaductos de importancia.

Otra dificultad de este procedimiento es la relativa a la obtención de los registros para el emplazamiento del edificio. En zonas como California se dispone de una amplia red de estaciones que proporcionan una gran variedad de registros tanto en suelo firme como blando y para diversas intensidades. Otras regiones, sin embargo, no disponen de esta red o no es lo suficientemente antigua para tener registrados varios terremotos severos, por lo que, en general, se emplean registros de otras regiones. Los acelerogramas sintéticos resuelven en parte el problema ya que permiten disponer de acelerogramas con un mínimo de parámetros. Un ejemplo de estos acelerogramas sintéticos es el denominado "ruido blanco" correspondiente a un registro con una transformada de Fourier con coeficiente de participación unitario para todas las frecuencias. Es decir en este acelerograma todas las frecuencias participan de forma similar. De hecho éste no es el caso para movimientos sísmicos y por ello se emplean filtros, tal como el de Kanai-Tajimi, que modifican el contenido de frecuencias y lo adecúan a las características globales y locales de la región.

Disponiendo de un grupo de acelerogramas, sean éstos de origen artificial o medidos, un primer aspecto a considerar es cómo escalarlos a un determinado nivel de intensidad. El procedimiento más obvio y empleado en la práctica es escalar la aceleración máxima a un determinado nivel (por ejemplo igual a $0.35g$, donde g es la gravedad). En el Capítulo 4 se presentó, sin embargo, que este procedimiento no es conveniente en el rango no lineal y que el daño potencial de un registro no es necesariamente una función única de la aceleración máxima. Por ello existen varias alternativas como la intensidad de Arias y la intensidad espectral de Housner⁽¹⁻⁷⁾, presentadas en el Capítulo 1, que se suelen emplear para escalar los registros. Se observa que por lo menos para registros de una misma región la intensidad espectral de Housner con un amortiguamiento del 5% proporciona un procedimiento efectivo para estimar el daño potencial de un terremoto. Para registros de varias regiones la intensidad de Arias y la velocidad máxima del suelo son igualmente efectivos.

La tabla 5.1 presenta el factor de escala empleando la intensidad espectral de Housner para varios registros, principalmente californianos, medidos en suelo firme en los últimos cincuenta años. La tercera columna presenta la aceleración máxima del registro y la quinta columna presenta el factor de escala para obte-

ner la aceleración normalizada presentada en la cuarta columna. Se observa la gran dispersión de las aceleraciones máximas las cuales varían desde 0.065 hasta 1.239 veces la gravedad para los registros de Los Angeles y la presa de Pacoima, respectivamente. Mientras que la relación entre las aceleraciones máximas de estos dos registros es de aproximadamente 20, la variación en el factor de escala es de sólo 10. La intensidad de Housner seleccionada para escalar los registros de la tabla 5.1 es de 70cm.

Tabla 5.1 Registros en suelo firme escalados a la misma intensidad espectral de Housner.

No	Registro	a_{max}/g	a_n/g	factor	duración(s)
1	Helena N00S 1935	0.135	0.3577	2.65	6.0
2	Helena E00W 1935	0.155	0.1684	1.09	6.0
3	Ferndale N45E 1938	0.158	0.3864	2.45	10.0
4	Ferndale S45E 1938	0.125	0.2965	2.37	10.0
5	Hollister S01W 1949	0.114	0.2036	1.79	10.0
6	Ferndale S45E 1941	0.0888	0.3194	3.6	10.0
7	Pacoima Dam S16E 1971	1.239	0.2042	0.165	11.0
8	Taft N69W 1952	0.157	0.1816	1.16	18.0
9	Taft S21W 1952	0.1775	0.2090	1.18	18.0
10	Olympia N10W 1949	0.188	0.2060	1.1	19.0
11	Olympia N80E 1949	0.325	0.2564	0.79	19.0
12	Los Angeles N39E 1933	0.065	0.1106	1.7	21.0
13	El Centro E00W 1940	0.226	0.1758	0.78	28.0
14	Lima N08E 1974	0.18	0.44	2.45	60
15	Lima N82W 1974	0.2	0.29	1.43	60

Debe enfatizarse que la definición de la acción en base a acelerogramas únicamente garantiza un buen diseño si se emplea un adecuado número de registros consistente con las condiciones de suelo tanto globales como locales. En varias regiones no se dispone de un número suficiente de acelerogramas y por ello deben emplearse otros procedimientos como los espectros suavizados presentados a continuación.

5.3 ESPECTROS DE NEWMARK Y HALL

El análisis dinámico lineal elástico empleando el método espectral ha encontrado una gran aceptación en la práctica profesional debido a su relativa simplicidad y adecuada precisión. El procedimiento se basa en que el comportamiento de estructuras en el rango lineal elástico está gobernado por la superposición de unos pocos modos de vibración. Un primer espectro que se puede emplear para este análisis modal es el propuesto por Newmark y Hall^(8,9).

El espectro de Newmark y Hall se basa en un estudio estadístico de la respuesta de sistemas de un grado de libertad empleando 63 registros. El procedimiento consiste en determinar primero un espectro de suelo que representa

el desplazamiento, velocidad y aceleración máximas de un terremoto para una determinada localidad. El espectro lineal elástico de diseño se obtiene mediante unos factores de amplificación en función del amortiguamiento estructural.

Como se ha indicado, la primera etapa en este procedimiento es estimar el desplazamiento, velocidad y aceleración máxima del terremoto de diseño para una determinada localidad incluyendo posibles amplificaciones locales del suelo. En su estudio Newmark y Hall estiman que el movimiento máximo esperable para una localidad próxima a una falla y en roca es de:

$$A \approx 0.5g; \quad V \approx 40\text{cm/s}; \quad D \approx 45\text{cm} \quad (5.1)$$

Varios registros obtenidos con posterioridad al estudio de Newmark y Hall para suelos de roca y próximos al epicentro parecen confirmar estos valores. Por ejemplo, durante el terremoto de Northridge 1994⁽¹⁰⁾ la máxima aceleración medida en roca se registró a 36 km sureste del epicentro en el hospital de la Universidad de Los Angeles y fue de 0.49g. Se debe indicar que la proximidad al epicentro o amplificaciones locales de suelo pueden incrementar estos valores sustancialmente. Por ejemplo, durante el mismo terremoto de Northridge se registró una aceleración máxima horizontal de 1.82g junto con una aceleración máxima vertical de 1.18g a sólo 7km del epicentro en la localidad de Tarzana-Cedar y sobre una base aluvial de 10m.

Graficando estos valores en papel logarítmico tripartito, tal como se indica en la figura 5.1, se obtienen tres líneas poligonales que definen el movimiento máximo del terreno. La gráfica se realiza de manera tal de obtener una pseudoaceleración igual a la máxima aceleración del terreno para el rango de períodos cortos; una pseudovelocidad igual a la máxima de velocidad del terreno para el rango de períodos intermedio; y un pseudodesplazamiento igual al desplazamiento máximo del terreno para el rango de períodos largos. La figura 5.1 ilustra el movimiento máximo del terreno para un desplazamiento máximo de 30cm, una velocidad máxima de 40cm/s y una aceleración de 0.33g.

El espectro lineal suavizado se obtiene amplificando el espectro del suelo según la tabla presentada en la figura 5.1, la cual es función del amortiguamiento estructural. La intersección entre la zona controlada por la velocidad y la zona controlada por la aceleración definen una frecuencia F_1 . Esta frecuencia determina la transición en la zona de períodos cortos entre el espectro amplificado y el del suelo.

Newmark y Hall⁽⁹⁾ también proponen dos espectros de diseño no lineales para aceleración y desplazamientos, aplicables a estructuras regulares que se puedan modelar con un grado de libertad. El espectro no lineal se obtiene del espectro lineal reduciéndolo o amplificándolo para obtener aceleraciones o desplazamientos, respectivamente, y en función de la ductilidad de diseño, tal como se ilustra en la figura 5.2. El espectro no lineal para desplazamientos y en el rango de períodos intermedios y largos es directamente el espectro lineal elástico. Este comportamiento se basa en los estudios paramétricos presentados en el Capítulo

4, los cuales indican que con independencia del grado de no linealidad y de diversos parámetros la respuesta lineal y no lineal de sistemas de un grado de libertad es similar, por lo menos para períodos mayores a 0.5s. Para períodos cortos el desplazamiento inelástico (d_{max}) se obtiene de multiplicar el desplazamiento lineal elástico (d) por el factor

$$\frac{d_{max}}{d} = \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}} \tag{5.2}$$

donde μ es la ductilidad de diseño. Esta expresión se puede obtener de la expresión (4.20), la cual permite escribir

$$d_y = \frac{d}{\sqrt{2\mu - 1}} \tag{5.3}$$

Teniendo en cuenta que $\mu = d_{max} / d_y$ se obtiene la expresión (5.2). Para el rango de períodos muy cortos ($T \leq 0.08s$), se recomienda multiplicar el desplazamiento del suelo directamente por la ductilidad.

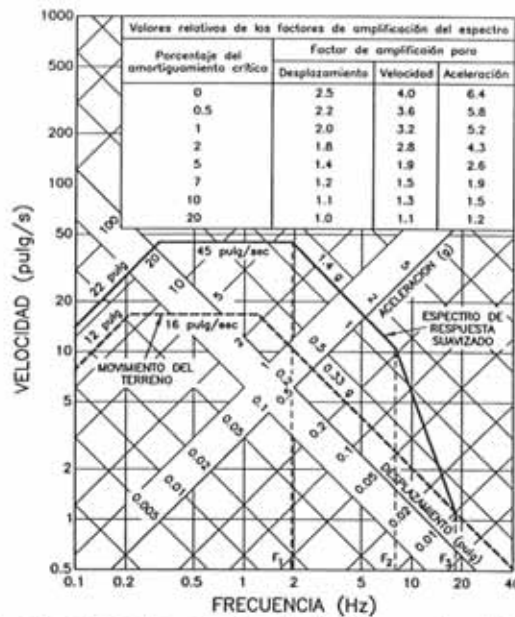


Figura 5.1 Espectro suavizado de Newmark y Hall^(8,9).

El espectro no lineal de aceleraciones se obtiene reduciendo el espectro lineal según los factores presentados a continuación. Para períodos intermedios y largos la aceleración se obtiene reduciendo la aceleración elástica directamente por la ductilidad de diseño. Para períodos cortos se emplea el factor

$$a_y = \frac{a}{\sqrt{2\mu - 1}} \tag{5.4}$$

donde a_y es la aceleración no lineal, a es la aceleración elástica, y μ es la ductilidad. Para estructuras con períodos muy cortos ($T \leq 0.08s$) se recomienda no reducir la aceleración elástica debido a que la rigidez de la estructura ocasionaría un movimiento similar al de un cuerpo rígido y por tanto no se permiten reducciones por ductilidad.

Es interesante indicar que la expresión (5.4) es similar a la expresión (4.7) obtenida anteriormente para estructuras sometidas a pulsos de corta duración. La aplicación de la expresión (5.4) para períodos mayores a aproximadamente 0.5s resulta en muchos casos en diseños conservadores, según se concluye de estudios numéricos. Por ello en el rango de períodos intermedios y largos se propone reducir las aceleraciones directamente por la ductilidad, tal como se ilustra en la figura 5.2.

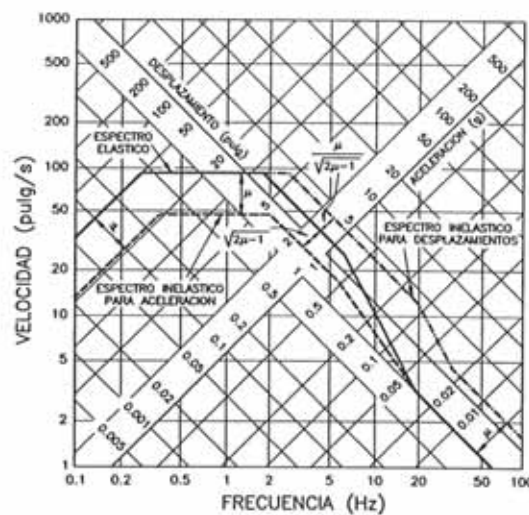


Figura 5.2 Espectros no lineales de diseño para aceleración y desplazamiento propuestos por Newmark y Hall^(8,9).

La figura 5.3 presenta una comparación entre espectros lineales elásticos empleando los registros de Pacoima Dam y El Centro, junto con los espectros elástico y elasto plástico obtenidos empleando el procedimiento de Newmark y Hall y los espectros correspondientes al código UBC-91 para diversos sistemas estructurales representados por el coeficiente R_w —por ejemplo $R_w = 12$ corresponde a los pórticos dúctiles especiales—.

Se puede observar en esta figura que el espectro lineal suavizado representa convenientemente la respuesta en un gran rango de períodos y en especial para el registro de El Centro. Para el registro de Pacoima en roca y para períodos entre 1 y 2s el espectro suavizado está por debajo, lo cual es razonable debido a que el procedimiento se basa en un estudio estadístico y a la inusual magnitud del registro de Pacoima. El espectro no lineal de aceleraciones sugiere que estructuras diseñadas según el UBC estarán sujetas a demandas de ductilidad bastante superiores a 2. Por otro lado cualitativamente el procedimiento de Newmark y

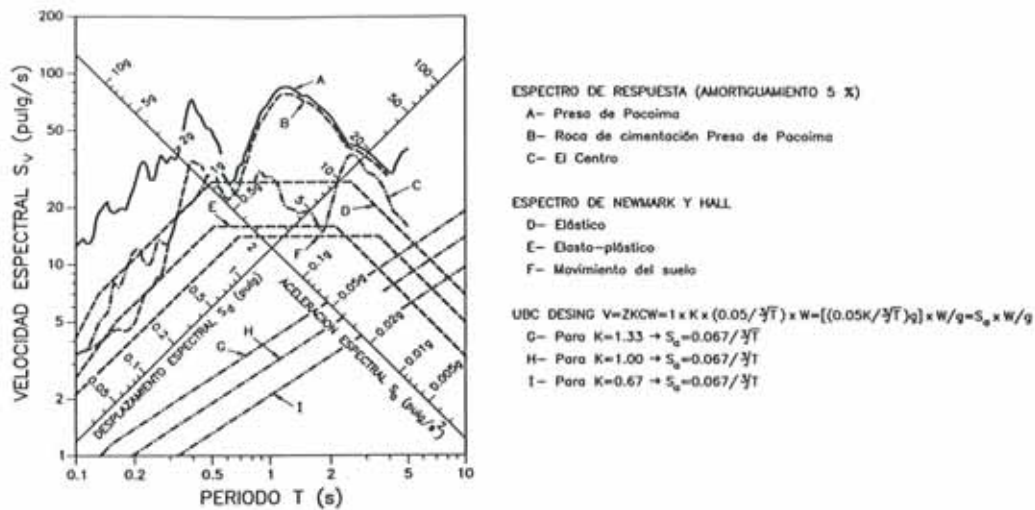


Figura 5.3 Comparación entre los espectros suavizados de Newmark y Hall, los espectros de diseño del UBC y los espectros elásticos para los registros de El Centro y de la presa de Pacoima.

Hall representa mejor las demandas de diseño para el cortante en la base y la ductilidad que empleando la normativa americana.

En la referencia [11] se observa que el procedimiento de Newmark y Hall amplifica los errores a medida que se aumenta el número de grados de libertad por lo que en estos casos debería emplearse sólo para estructuras regulares. Para edificaciones donde se esperan concentraciones de ductilidad importantes como edificios irregulares en altura ("setbacks") o con entrepisos suaves ("soft stories"), se debería emplear un análisis dinámico no lineal o por lo menos incrementar sustancialmente las acciones laterales.

5.4 ESPECTROS DE SEED E IDRISSE

El procedimiento propuesto por Seed e Idriss⁽¹²⁾ consiste en determinar una aceleración máxima del terreno y obtener directamente el espectro de diseño empleando los espectros normalizados presentados en la figura 5.4. Estos espectros son función de las características de suelo locales y se obtuvieron para un amortiguamiento del 5%. Este procedimiento simple se obtuvo a partir de un estudio estadístico empleando 104 registros que incluían las tres condiciones de suelo indicadas en la figura.

Claramente un aspecto fundamental en el espectro de Seed e Idriss consiste en evaluar la aceleración máxima de diseño. Desde el punto de vista de un diseño, esta aceleración es función de diversos factores tales como distancia de la estructura al epicentro, probabilidad de ocurrencia del evento, nivel de daño aceptable y, como se indicó en el Capítulo 4, de la ductilidad estructural. En la referencia [12] se presentan procedimientos para obtener este parámetro en

función de la distancia epicentral y las condiciones de suelo locales. Debe indicarse, sin embargo, que esos procedimientos son en general válidos únicamente para condiciones de suelo globales y tipo de falla compatibles con las empleadas por Seed e Idriss (principalmente terremotos californianos). Por ello al emplearlas en regiones con condiciones de suelo globales distintas, como por ejemplo es el caso de terremotos de subducción en la placa Nazca en las costas del Pacífico, puede originar diferencias importantes en la obtención de la aceleración lateral máxima ya que las curvas de atenuación en dicha zona es menos pronunciada que en comparación a curvas similares para la costa oeste de Estados Unidos.

Como comparación con el espectro de Newmark y Hall, la figura 5.1 incluye el espectro de diseño para suelo firme propuesto por Seed e Idriss, para una aceleración máxima del suelo de 0.33g. Como se observa, los resultados siguiendo ambos procedimientos concuerdan adecuadamente, en especial para el rango de períodos cortos. Para los rangos de períodos intermedios y largos el espectro de Newmark y Hall es más conservador, lo que es de esperar ya que no incluye de manera explícita la influencia del suelo. En el procedimiento de Newmark y Hall las condiciones de suelo locales determinan el movimiento o espectro máximo del suelo pero no los coeficientes de amplificación como es el caso de Seed e Idriss.

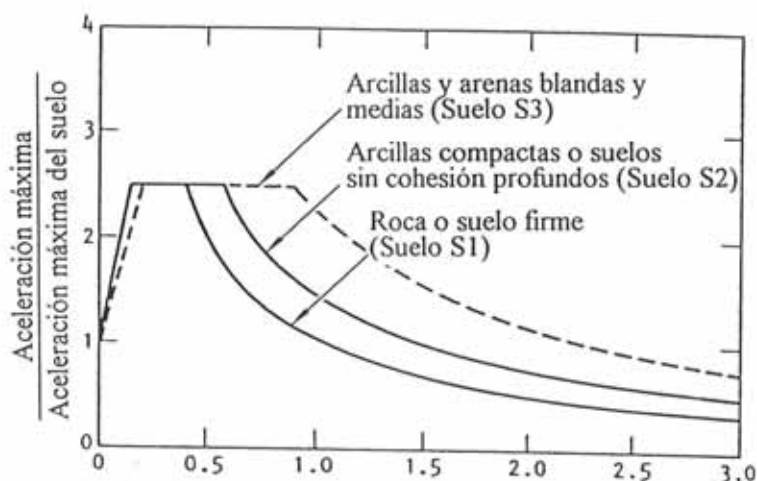


Figura 5.4 Espectro de diseño suavizado de Seed e Idriss⁽¹²⁾.

5.5 DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA EN BASE A NORMATIVAS

Todas las normativas se rigen por los mismos criterios de descomposición y superposición modal presentados con anterioridad. La definición del espectro empleando normativas de diseño varía en función de diversos parámetros como la severidad de los terremotos, período fundamental del edificio, condiciones de suelo locales, entre otros. Esta sección presenta la definición de la acción para

diversas normativas principalmente americanas y la española. Debido a que varias son similares no se entra al detalle de todas las normativas y en cambio se presentan las características que las distinguen.

5.5.1 Recomendaciones del ATC⁽¹³⁾

La "Applied Technology Council (ATC)" presentó hace algunos años unas recomendaciones para la obtención de las cargas laterales de diseño sísmico ampliamente conocidas en Estados Unidos, por lo menos entre investigadores —la más reciente versión de la normativa americana UBC-91 presentada a continuación recoge varias de estas recomendaciones—. La expresión fundamental es

$$V = C_s W \quad (5.5)$$

donde C_s es el coeficiente de diseño sísmico; V es el cortante en la base y W es el peso total del edificio. El coeficiente sísmico se obtiene según

$$C_s = 1.2 \frac{A_v S}{RT^{2/3}} < 2.5 \frac{A_a}{R} \quad (5.6)$$

donde A_v es un coeficiente que representa la velocidad efectiva; A_a representa la aceleración efectiva; S es un coeficiente para el tipo de suelo; R es un coeficiente en función de la ductilidad global del edificio; y T es su periodo fundamental. Si el tipo de suelo corresponde a uno blando y la aceleración efectiva (A_a) es mayor a 0.3, el coeficiente sísmico no necesita exceder a $C_s < 2A_a/R$.

La aceleración y velocidad máximas efectivas se definen como aquellas que inducen la respuesta máxima en la estructura. Un procedimiento presentado en estas recomendaciones se ilustra en la figura 5.5 y la tabla 5.2. Este procedimiento necesita de espectros lineales de respuesta compatibles con las condiciones de suelo del edificio para obtener la aceleración espectral (S_a) y la velocidad espectral (S_v), en función de las cuales se obtiene la aceleración y velocidad efectivas. La aceleración espectral se obtiene trazando una línea entre la respuesta para períodos de 0.1s y 0.5s. La velocidad espectral se obtiene para un período de 1s. La aceleración máxima efectiva se define como

$$A_a = S_a/2.5g \quad (5.7)$$

donde g es la aceleración de la gravedad. La velocidad máxima efectiva se obtiene empleando la tabla 5.2 y definiendo la velocidad efectiva (EPV) como $EPV = S_v/2.5$.

El coeficiente de suelo (S) varía entre 1, 1.2 y 1.5 en función de si el suelo es una roca o suelo firme en una profundidad mayor a 70m; si el suelo es una arcilla dura o suelos sin cohesión profundos; o si el suelo es una arcilla o arena medias o blandas, respectivamente.

Tabla 5.2 Definición de la velocidad máxima efectiva.

EPV(cm/s)	A_v
30	0.4
15	0.2
7.5	0.1
3.75	0.05

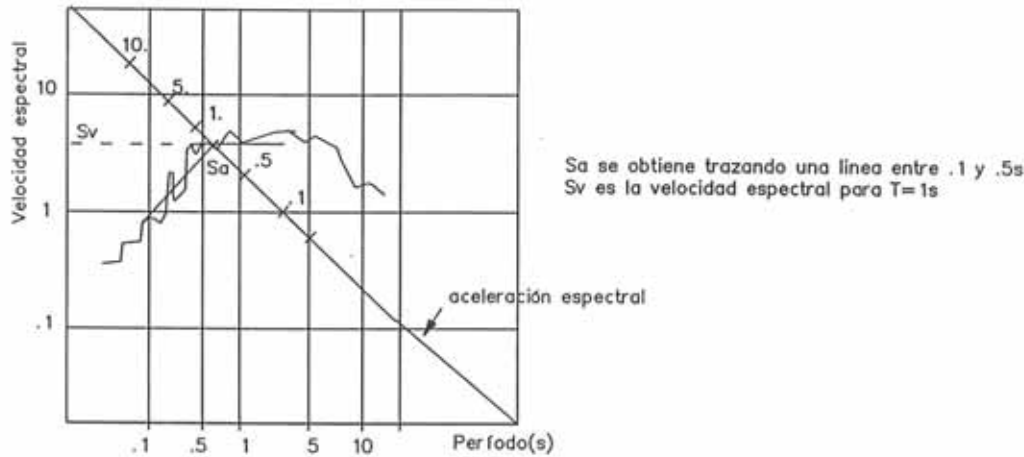


Figura 5.5 Obtención de la velocidad y aceleración espectrales que se emplean para definir la velocidad y aceleración efectivas.

El coeficiente de reducción por ductilidad (R) se obtiene de la Tabla 5.3, la cual es un resumen de la presentada por el ATC⁽¹³⁾. Este factor depende de la ductilidad global del sistema estructural y representa una clasificación de la bondad del sistema estructural respectivo frente a terremotos ocurridos en el pasado y también frente a investigaciones en laboratorio. Se observa que entre los mejores sistemas estructurales están el sistema dual y los pórticos dúctiles especiales. Por el contrario entre los peores están los péndulos invertidos, tales como tanques de agua elevados.

Las fuerzas laterales se distribuyen en altura empleando la expresión

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \tag{5.8}$$

donde w_i es la parte del peso total W en el nivel i ; h_i es la altura sobre la base al nivel i ; y n es el nivel superior en la parte principal del edificio. La potencia k es función del período del edificio y se obtiene empleando

$$\begin{aligned} k &= 1 \text{ para } T \leq 0.5s \\ k &= 2 \text{ para } T \geq 2.5s \end{aligned} \tag{5.9}$$

$$k = 0.75 + 0.5T \text{ para } 0.5 < T < 2.5$$

es decir edificios bajos distribuyen las fuerzas en altura de forma triangular y edificios altos en forma parabólica.

Tabla 5.3 Definición del coeficiente de reducción por ductilidad(R).

Sistema estructural	R
Pórticos dúctiles espaciales capaces de resistir el 100% de la carga lateral y vertical:	7
Pórticos espaciales de ductilidad intermedia capaces de resistir el 100% de la carga lateral y vertical:	4
Muros de corte o pórticos arriostrados transmiten el 100% de la carga lateral.	
Muros o pórticos arriostrados transmiten la carga vertical:	4
Pórticos espaciales transmiten la carga vertical:	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 cargas verticales las transmiten muros de corte:	8
Las cargas verticales las transmiten pórticos arriostrados:	6
Sistema estructural dual formado por muros de corte y pórticos de ductilidad intermedia.	
Las cargas verticales las transmiten muros de corte:	6
Las cargas verticales las transmiten pórticos arriostrados:	5
Sistemas de péndulo invertido apoyados en pórticos dúctiles especiales trabajando principalmente como una gran viga en voladizo:	2.5

5.5.2 Normativa Americana Uniform Building Code 1991^(14,15)

La expresión fundamental propuesta por el UBC indica que el cortante mínimo de diseño para un edificio regular es

$$V = \frac{ZIC}{R_w}W \quad (5.10)$$

donde V es el cortante en la base; Z es un factor de zona; I es un factor de importancia del edificio; C es un factor que depende del período del edificio y del tipo de suelo; R_w es un factor de reducción de fuerzas de diseño en función de la ductilidad y W es el peso total del edificio.

El factor de zona, claramente, se refiere a zonas en los Estados Unidos y varía entre $Z = 0.075$ para las de menor riesgo sísmico y $Z = 0.4$ para las de mayor riesgo sísmico. El valor de este coeficiente pueden considerarse como el de la aceleración pico efectiva (A_a) definida en las recomendaciones del ATC y para una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años.

El factor de importancia depende del tipo de edificio. Un edificio importante que debe ser operativo inmediatamente después del terremoto, como es el caso de un hospital, tiene un coeficiente $I = 1.25$. En contraste un edificio de oficinas o con una ocupación de más de 300 personas tiene un factor $I = 1.0$.

El factor C se determina en función de

$$C = \frac{1.25S}{T^{2/3}} \leq 2.75 \quad (5.11)$$

donde T es el período fundamental del edificio y S es un coeficiente de suelo. Este período se puede calcular empleando alguno de los métodos numéricos presentados en el Capítulo 3 o de manera más sencilla por reglas como

$$T = C_t h_n^{3/4} \quad (5.12)$$

donde h_n es la altura total del edificio en pies; $C_t = 0.035$ para edificios aporricados de acero; $C_t = 0.03$ para pórticos excéntricos y edificios aporricados de hormigón armado; y $C_t = 0.02$ para edificios no comprendidos en los casos anteriores. El factor C/R_w tiene un valor mínimo de 0.075, excepto cuando las fuerzas laterales se aumentan por el factor $3R_w/8$ —por ejemplo para calcular el desplazamiento máximo de entrepiso—.

El factor S de suelo varía entre 1.0 y 2.0 y se determina en función del tipo de suelo. Suelos de roca o duros con una profundidad menor a 200 pies tienen el valor $S = 1.0$. Suelos de tipo duro pero con una profundidad que excede los 200 pies tienen un coeficiente $S = 1.2$. Suelos con una profundidad mayor a 70 pies con más de 20 pies de suelo arcilloso suave o medio pero no más de 40 pies de arcilla blanda tiene un coeficiente $S = 1.5$. Suelos blandos con más de 40 pies de arcilla suave tienen un coeficiente $S = 2.0$.

El factor de reducción por ductilidad R_w depende del sistema estructural y varía entre 4 y 12. Este coeficiente es una medida de la capacidad del sistema de disipar energía en el rango inelástico y de su redundancia estructural. Se obtiene de observar el comportamiento estructural de edificios durante sismos severos complementado con experimentación. La tabla 5.4 presenta un resumen del valor del coeficiente de reducción de cargas sísmicas y la altura máxima en metros en función del sistema estructural. Es importante indicar que en zonas de alta vulnerabilidad sísmica la normativa americana no permite ciertos sistemas estructurales tales como edificios de hormigón armado sin ductilidad o edificios estructurados en base a muros de carga y pórticos arriostrados de hormigón armado que transmitan cargas verticales. Tampoco se permiten sistemas estructurales duales formados por muros de corte y pórticos de ductilidad intermedia ni uno formado por pórticos arriostrados y pórticos ductiles especiales. De esta forma la normativa americana no recomienda, en general, el empleo de pórticos arriostrados de hormigón armado. Una excepción a esta recomendación no contemplada en la normativa es la de emplear diagonales de acero y no de hormigón

armado.

Un sistema estructural dual formado por muros de corte y pórticos dúctiles obtiene el valor de $R_w = 12$. En este sistema estructural los pórticos deben ser capaces de resistir por lo menos el 25% de la carga lateral total pero los muros de corte o los pórticos arriostrados deben también ser capaces de transferir la totalidad de la carga lateral. La parte de la carga lateral soportada por los pórticos y por los muros debe obtenerse proporcionalmente a su rigidez.

Tabla 5.4 Resumen de la tabla para obtener el coeficiente de reducción por ductilidad (R_w) y la altura máxima (H_{max}) del edificio presentada en 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

Para edificios regulares, la fuerza de cortante se distribuye en altura en base a la expresión

$$F_x = \frac{(V - F_t)w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (5.13)$$

donde F_t es una fuerza concentrada aplicada en el último piso del edificio, w_x es el peso del piso donde se determina la carga lateral y h_x es su la altura con respecto al suelo.

La fuerza concentrada F_t tiene por objeto modelar de forma aproximada la participación de modos superiores al primero y por ello sólo se necesita incluir si el período fundamental del edificio es mayor a 0.7s. Esta fuerza se calcula según

$$F_t = 0.07TV \leq 0.25V \quad (5.14)$$

En esta normativa se indica que edificios que disminuyen su planta en altura, tales como edificios con torres o "setbacks", sin que éstas excedan al 25% de las dimensiones iniciales se pueden considerar como regulares con respecto a la distribución del cortante en altura. La distribución del cortante en altura para

estructuras altamente irregulares en planta o en altura debe realizarse empleando sus características modales, tal como se presentó en el Capítulo 3.

5.5.3 Normativa Sismorresistente de Argentina INPRES-CIRSOC 103⁽¹⁶⁾

La definición de la acción sísmica empleando la normativa Argentina emplea la expresión fundamental

$$V = CW \quad (5.15)$$

donde C es el coeficiente sísmico y W es el peso total del edificio. El coeficiente sísmico se obtiene en función de la ubicación del edificio, su período fundamental, el uso del edificio y una reducción de fuerzas por ductilidad. Esta reducción de fuerzas por ductilidad es, a diferencia de con la normativa UBC, una función del sistema estructural y de su período estructural. Esta modificación es importante debido a que como se presentó en el Capítulo 4 existe una interrelación entre la acción sísmica y el período estructural. La reducción de fuerzas sísmicas en base a la ductilidad es menor para estructuras sometidas a pulsos de larga duración con respecto al período fundamental. Por ello en esta normativa, estructuras muy rígidas tienen una menor reducción de fuerzas por ductilidad, en comparación a estructuras flexibles.

La expresión para obtener el coeficiente sísmico es

$$C = \frac{S_a I}{R} \quad (5.16)$$

donde S_a representa la aceleración espectral la cual se obtiene en función del período fundamental del edificio, la zona sísmica y las condiciones de suelo locales; I es un factor de importancia del edificio el cual varía entre 1.4, 1.3 y 1; finalmente, R es el factor de reducción por ductilidad.

El factor de reducción de fuerzas por ductilidad se obtiene según
Para $T \leq T_1$:

$$R = 1 + (\mu - 1) \frac{T}{T_1} \quad (5.17)$$

Para $T > T_1$:

$$R = \mu \quad (5.18)$$

donde T_1 aparentemente representa el período fundamental del suelo y μ es la ductilidad global disponible. En esta normativa la ductilidad global varía entre 6 y 1 siendo los muros de corte acoplados el sistema estructural con mayor ductilidad global. Los pórticos ductiles especiales y el sistema dual están contemplados en la normativa y se les asigna una ductilidad global de 5. Es importante resaltar que la diferencia en el coeficiente de reducción es significativa con respecto

al período fundamental del edificio. Considerese por ejemplo un edificio estructurado en base a muros acoplados con período fundamental $T = 0.2s$ y ubicado en un suelo blando con período $T_1 = 0.4s$. La reducción por ductilidad en este caso es de sólo $R = 3.5$ en comparación a la reducción $R = 6$ que sería posible si la estructura tuviera un período mayor al del suelo ($T \geq T_1$).

5.5.4 Normativa Sismorresistente de Chile INN-89⁽¹⁷⁾

La definición de la acción sísmica empleando la normativa chilena INN-89 es relativamente sencilla de obtener. A diferencia de la normativa del UBC-91 o de las recomendaciones del ATC, la normativa INN-89 no especifica explícitamente ningún factor de reducción de fuerzas por ductilidad. La normativa incluye un coeficiente K_2 en función de la configuración estructural que permite reducir las fuerzas de diseño en un 20% si se emplean pórticos dúctiles sin mencionar muros de corte, sistemas duales, o pórticos excéntricos, entre otros. La ecuación fundamental de esta normativa es

$$V = K_1 K_2 C W \quad (5.19)$$

donde K_1 es un coeficiente que depende del uso del edificio; K_2 es un coeficiente que depende de la configuración estructural y C es un coeficiente que depende del período fundamental del edificio y de las condiciones de suelo locales.

El coeficiente de uso es similar al de importancia (I) para la normativa UBC, variando en este caso entre $K_1 = 1.2$ y $K_1 = 0.8$.

El coeficiente de configuración estructural K_2 varía entre 1.2, 1.0 y 0.8 en función de si el edificio es uno convencional; si es uno con diafragmas rígidos; o si es uno con diafragmas rígidos y pórticos dúctiles.

El coeficiente C se determina según

$$C = \frac{0.2TT_0}{T^2 + T_0^2} \quad (5.20)$$

donde T_0 es función del tipo de suelo. Para suelos de roca $T_0 = 0.2s$; para suelos de arena densos o de arcillas firmes $T_0 = 0.3s$ y para suelos granulares y arcillas blandas $T_0 = 0.9s$. Para períodos menores e iguales al mencionado período de suelo ($T \leq T_0$) se considera $C = 0.1$. En todo caso el valor de C no debe ser inferior a 0.06. El período fundamental del edificio debe calcularse para períodos mayores al período del suelo y en edificios de varios pisos el cortante en la base debe ser por lo menos $0.06W$. Para edificios de un solo piso el cortante mínimo se incrementa a $0.12W$, excepto para albañilería sin refuerzo para la cual se incrementa a $0.18W$.

El cortante se distribuye en altura en función de la expresión

$$F_n = \frac{W_n A_n V}{\sum_{j=1}^N W_j A_j} \quad (5.21)$$

donde W_n es el peso de la planta n ; N es el número total de pisos y A_n es un coeficiente que se define a continuación

$$A_n = \sqrt{1 - \frac{h_{n-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{h_n}{H}} \quad (5.22)$$

donde h_n es la altura desde la base hasta la planta n y H es la altura total del edificio.

5.5.5 Normativa Sismorresistente de España NCS-94

La normativa española NCS-94^(18,19) determina las acciones laterales equivalentes en base a la expresión

$$F_{ni} = s_{ni} m_n g \quad (5.23)$$

donde F_{ni} es la fuerza en el piso n y para el modo de vibración i ; s_{ni} es el coeficiente sísmico para el piso n y para el modo i ; m_n es la masa del piso n considerada para el análisis sísmico y g es la aceleración de la gravedad. El coeficiente sísmico está expresado por

$$s_{ni} = \left(\frac{a_o}{g}\right) f(T_i) \beta \eta_{ki} \quad (5.24)$$

donde a_o es la aceleración sísmica de diseño; $f(T_i)$ es la ordenada espectral para el modo i ; β es un coeficiente de respuesta y η_{ki} es un factor de distribución en altura correspondiente a la planta k .

La aceleración sísmica de diseño está dada por un mapa de peligrosidad sísmica y por una lista de poblaciones incluidas en la normativa. Su valor máximo es de 0.25, un valor relativamente bajo en comparación a otras regiones. Sin embargo debe recordarse que el daño potencial de un sismo no sólo es función de la aceleración máxima del mismo, tal como es evidente observando el tremendo daño material y humano ocasionado por el terremoto de México en 1984 con solamente una aceleración máxima del suelo de 0.2g en la ciudad de México.

La ordenada espectral $f(T_i)$ se obtiene en función del espectro elástico de respuesta. En realidad la normativa proporciona dos espectros, uno bilineal para determinar la acción sísmica y otro trilineal sin motivo aparente. El espectro que define la acción sísmica es

Para períodos bajos e intermedios ($T < T_o < T_1$):

$$f(T) = f(T_o) \quad (5.25)$$

Para períodos largos ($T > T_1$):

$$f(T) = f(T_o) \frac{T_1}{T} \quad (5.26)$$

donde:

$$f(T_o) = (3C - 3.8)(K - 1.25) + 2.3 \quad (5.27)$$

$$T_o = 0.125C + 0.2K - 0.175 \quad (5.28)$$

$$T_1 = \frac{0.215K(5C - 1)}{f(T_o)} \quad (5.29)$$

El parámetro C es un coeficiente de suelo que varía entre 1.0, 1.4 y 1.8 en función de si el suelo es del tipo roca compacta; terrenos granulares o cohesivos de compacidad media a dura; y suelo granular suelto a medio, o suelo cohesivo media a blando, respectivamente. El parámetro K es un coeficiente de contribución que tiene en cuenta la influencia en la peligrosidad sísmica de cada punto de los distintos tipos de terremotos considerados. Este factor varía entre $K = 1.0$ y $K = 1.5$ y su valor se determina de un mapa de peligrosidad incluido en la normativa de forma similar a la aceleración sísmica de cálculo.

El coeficiente de respuesta β se obtiene de la tabla 5.5 en función del tipo de estructura y de su ductilidad. Se observa de esta tabla que varía entre $\beta = 0.22$ para un edificio de hormigón armado con una gran ductilidad, a $\beta = 1.09$ para un edificio de acero laminado sin ductilidad.

Tabla 5.5 Valores del coeficiente de respuesta β .

Sistema estructural	ξ (%)	ductilidad alta ($\mu = 4$)	ductilidad media ($\mu = 3$)	ductilidad baja ($\mu = 2$)	sin ductilidad ($\mu = 1$)
Acero laminado:					
Planta diafana	4	0.27	0.36	0.55	1.09
Planta compartimentada	5	0.25	0.33	0.50	1.00
Hormigón armado:					
Planta diafana	6	0.23	0.31	0.46	0.93
Planta compartimentada	7	0.22	0.29	0.44	0.87
Muros y similares:					
Planta compartimentada	10			0.38	0.76

El factor de distribución correspondiente a la planta n se obtiene empleando la expresión

$$\eta_{ni} = \phi_{ni} \frac{\sum_{n=1}^m m_n \phi_{ni}}{\sum_{n=1}^m m_n \phi_{ni} \phi_{ni}} \quad (5.30)$$

donde m es el número total de pisos, y ϕ_{ni} es el modo de vibración i . Una expresión propuesta por la normativa para aproximar los modos de vibración es

$$\phi_{ni} = \sin\left[\frac{3.14(2i - 1)h_n}{2H}\right] \quad (5.31)$$

donde h_n es la altura desde la cimentación a la planta n y H es la altura total del edificio.

Finalmente, las fuerzas estáticas equivalentes se obtienen de combinar los distintos modos de vibración empleando la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Así la carga equivalente para el nivel n es

$$V_n = \sqrt{\sum_{i=1}^r V_{ni}^2} \quad (5.32)$$

donde r es el número de modos incluidos en el análisis y V_{ni} es la carga equivalente en el piso n y para el modo i .

5.5.6 Normativa Sismorresistente de México (1993)⁽²⁰⁾

La expresión fundamental propuesta en la normativa Mexicana es

$$V = \frac{c}{Q'} W \quad (5.33)$$

donde c es el coeficiente sísmico y Q' es el coeficiente de reducción de fuerzas en función del período estructural, el sistema estructural y el período del suelo. En esta normativa no se emplea el factor de uso o importancia del edificio. El coeficiente sísmico c se obtiene directamente de tablas en función de la zona sísmica y las condiciones de suelo locales.

El coeficiente de reducción (Q') se determina en función del período fundamental del edificio

Para $T \geq T_a$ ó para un período desconocido:

$$Q' = Q \quad (5.34)$$

Para $T < T_a$:

$$Q' = 1 + (T/T_a)(Q - 1) \quad (5.35)$$

donde T_a es el período fundamental del suelo y Q es un factor que se obtiene para cada nivel del edificio y que depende del sistema estructural sin mencionar su posible ductilidad y que varía entre 4 y 1. Aparentemente el concepto de la ductilidad no aparece explícitamente en esta normativa debido a la sustancial modificación que tuvo esta normativa a consecuencia del desastrozo terremoto de México en 1985. Una de las conclusiones que se obtuvieron al determinar las causas del enorme daño causado por este terremoto fue de que la normativa Mexicana anterior no empleaba coeficientes de reducción por ductilidad muy distintos entre pórticos ductiles especiales y pórticos comunes. Dada la complicación

práctica en cumplir las condiciones para diseñar pórticos dúctiles especiales muchos proyectistas preferían los pórticos sin los mencionados requisitos especiales por ductilidad.

Las fuerzas de cortante se distribuyen en altura empleando la expresión

$$F_n = \frac{W_n h_n}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} V \quad (5.36)$$

donde W_n es el peso del nivel n y h_n es la altura desde la base hasta el nivel n . Si se conoce el período fundamental del edificio la normativa permite reducir las fuerzas sísmicas en función de un espectro de respuesta.

5.5.7 Normativa Sismorresistente de Perú (1977)⁽²¹⁾

La normativa peruana y a pesar de su relativa antigüedad —actualmente se está elaborando una nueva normativa sísmica— representa explícitamente un coeficiente de reducción de cargas sísmicas en función de la ductilidad. La expresión básica es

$$V = \frac{ZUSC}{R_d} W \quad (5.37)$$

donde, similaremente a la normativa UBC, Z es un factor de zona; U es un factor de uso o importancia del edificio; S es un factor de suelo; C es un coeficiente sísmico y R_d es el coeficiente de reducción por ductilidad.

El coeficiente de reducción de fuerzas por ductilidad varía entre 6 y 2.5. El sistema estructural con mayor reducción por ductilidad es el de los pórticos dúctiles especiales correspondientes al UBC. Sistemas estructurales en base a muros de corte y pórticos dúctiles especiales —sin restricción en cuanto al porcentaje de la carga lateral transmitida por ambos, es decir, sin clasificarlos en sistema dual o pórticos acoplados— obtienen una reducción de $R_d = 5$. Debe indicarse que en el año de 1977 cuando se aprobó este documento no existía suficiente información para corroborar la excelente respuesta de los muros acoplados o de los sistemas estructurales duales. En esta normativa se da una reducción de fuerzas $R_d = 4$ para estructuras aporticadas que no cumplan los requisitos de los pórticos dúctiles especiales y incluso se desalienta el empleo de muros de corte como elementos principales para transmitir las cargas laterales al asignarseles un coeficiente de reducción de sólo $R_d = 3.0$, similar al $R = 2.5$ propuesto para albañilería reforzada o confinada.

Es claro que según esta normativa una estructura aporticada que no cumpla requisitos de ductilidad tiene un factor $R_d = 4$, es decir, sólo un 30% menor al de una estructura aporticada dúctil con $R_d = 6$. Por ello en la práctica profesional y dada la aparente seguridad que proporciona el diseñar una estructura con un factor de reducción por ductilidad inferior, es muy común proyectar estructuras frágiles. Es claro, sin embargo, que en base a las observaciones presentadas en el

Capítulo 4 y en base a la trágica experiencia proporcionada por el terremoto de México en 1984 —donde la práctica profesional era similar a la peruana antes del terremoto—, que estructuras sin ductilidad deben evitarse. Es claro también que al diseñar estructuras con acciones sólo un 30% mayores a las correspondientes a una estructura dúctil no se está necesariamente del lado de la seguridad en especial para suelos blandos donde las reducciones de fuerzas por ductilidad son menores en comparación a las correspondientes a un suelo firme.

5.5.8 Normativa Sismorresistente de Venezuela COVENIN 1756-87

La normativa Venezolana⁽²²⁾ emplea una expresión relativamente distinta a las empleadas por las otras normativas presentadas. En esta normativa la fuerza sísmica se determina según

$$V = \mu A_d W \quad (5.38)$$

donde μ es un coeficiente por cortante y A_d es la aceleración espectral de diseño. La aceleración espectral de diseño es función de la importancia del edificio, el tipo de suelo, los períodos del suelo y de la estructura y un factor de reducción de fuerzas por ductilidad similar al empleado por la normativa Argentina para $T_1 = 0.15s$. La normativa no reconoce explícitamente los pórticos dúctiles especiales y proporciona la ductilidad global de un edificio en función de si es una estructura aporricada o una con muros de corte y pórticos donde estos últimos resistan más o menos del 25% de la carga lateral. De esta forma se reconoce tentativamente al sistema dual aunque aparentemente no se distingue entre pórticos comunes y pórticos dúctiles.

El factor de modificación por cortante es un factor particular de la normativa Venezolana, la cual indica que se debe adoptar el valor más alto de

$$\mu_1 = \frac{3(n+1)}{2(2n+1)} \quad (5.39)$$

ó

$$\mu_2 = 0.8 + \frac{1}{20} \frac{T}{T_s - 1} \quad (5.40)$$

donde n es el número de pisos; T es el período del edificio y T_s es el período del suelo.

REFERENCIAS

1. G. W. Housner, "Spectrum Intensities of Strong Motion Earthquakes", *Proceedings of the Symposium of Earthquake and Blast Effects on Structures*, EERI, 1975.
2. R. Husid, *Earthquake: Spectral Analysis and Characteristics of Acceleration as a Basis of Earthquake Resistant Design*, Santiago, Chile, 1973.

3. D. E. Hudson, "Reading and Interpreting Strong Motion Accelerogram", *Engineering Monographs on Earthquake Criteria, Structural Design, and Strong Motion Records*, EERI, 1, Berkeley, California, 1979.
4. G. W. Housner, "Behavior of Structures During Earthquakes", *Journal of the Engineering Mechanics*, ASCE, 85(4), 1959.
5. G. W. Housner, "Measures of Severity of Earthquake Ground Shaking", *Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, EERI, Ann Arbor, Michigan, 1975.
6. G. W. Housner, "Spectrum Intensities of Strong Motion Earthquakes", *Proceedings of the Symposium of Earthquake and Blast Effects on Structures*, EERI, 1975.
7. J. M. Nau y W. J. Hall, "An Evaluation of Scaling Methods for Earthquake Response Spectra", *Civil Engineering Studies, Structural Research Series*, 499, University of Illinois, Urbana, 1982.
8. N. Newmark, J. Blume, y K. Kapur, "Seismic Design Spectra for Nuclear Power Plants", *Journal of the Power Division*, ASCE, 1973.
9. N. Newmark, y Hall W. J. *Earthquake Spectra and Design*, Monografía EERI, California, 1982.
10. J. Mohle(editor), "Preliminary Report on the Seismological and Engineering Aspects of the January 17, 1994 Northridge Earthquake", *UCB/EERC-94/01*, 1994.
11. S. Srivastav y J. Nau, "Seismic Analysis of Elastoplastic MDOF Structures", *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, 114(6), 1988.
12. B. Seed y I. M. Idriss, *Ground Motion and Soil Liquefaction During Earthquakes*, Monographs on Earthquake Criteria, Structural Design, and Strong Motion Records, EERI, Berkeley, California, 1982.
13. Applied Technology Council, *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings*, Special Publication, 510, U.S. National Bureau of Standards, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., 1978.
14. Uniform Building Code, *UBC 318-91*, Estados Unidos, 1991.
15. Mario Paz, en *International Handbook of Earthquake Engineering. Codes, Programs and Examples*, Mario Paz (editor), Chapman & Hall, Nueva York, 1994.
16. Fernando A. M.Reyna, Bibiana M. Luccioni, y Ricardo D. Ambrosini, en *International Handbook of Earthquake Engineering. Codes, Programs and Examples*, Mario Paz (editor), Chapman & Hall, Nueva York, 1994.
17. Arturo Cifuentes, en *International Handbook of Earthquake Engineering. Codes, Programs and Examples*, Mario Paz (editor), Chapman & Hall, Nueva York, 1994.
18. Alex H. Barbat y Mario Paz, en *International Handbook of Earthquake Engineering. Codes, Programs and Examples*, Mario Paz (editor), Chapman & Hall, Nueva York, 1994.
19. Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación(NCSE-94), España, 1995.
20. Roberto Villaverde, en *International Handbook of Earthquake Engineering. Codes, Programs and Examples*, Mario Paz (editor), Chapman & Hall, Nueva York, 1994.
21. Gianfranco Ottazzi y Daniel Quiun, en *International Handbook of Earthquake En-*

- gineering. Codes, Programs and Examples*, Mario Paz (editor), Chapman & Hall, Nueva York, 1994.
22. William Lobo Quintero y Edward D. Thomson, en *International Handbook of Earthquake Engineering. Codes, Programs and Examples*, Mario Paz (editor), Chapman & Hall, Nueva York, 1994.

Diseño de elementos y sistemas estructurales

6.1 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

6.1.1 Diseño de elementos tipo barra

En esta sección se presentan expresiones para el diseño de secciones de hormigón armado correspondientes al método de diseño a rotura⁽¹⁾. Los procedimientos que se incluyen a continuación son válidos, en general, para el diseño de elementos de hormigón armado solicitados tanto bajo cargas estáticas como dinámicas. Recomendaciones especiales para el diseño de edificios sismoresistentes se presentan, principalmente, en la sección correspondiente al diseño de sistemas estructurales.

Diseño de barras a flexión

El procedimiento para el diseño de barras a flexión emplea el bloque equivalente de Whitney⁽²⁾ para el hormigón en compresión. Dicho procedimiento, ilustrado en la figura 6.1, reemplaza la compleja distribución de tensiones en el hormigón cerca de la rotura por una distribución rectangular sencilla de más fácil empleo. Un aspecto fundamental en el diseño es que el fallo, en caso de producirse, debe originarse de manera dúctil y no súbita. Por ello, el fallo debe ser por fluencia del acero y debe evitarse uno por compresión del hormigón. La cuantía balanceada se define como aquella que originaría un fallo simultáneo tanto del hormigón en compresión como del acero en tensión. Para secciones reforzadas con una sola capa de acero, esta cuantía se puede obtener empleando la hipótesis de compatibilidad de las secciones planas y asumiendo que la deformación máxima permitida en el hormigón es de 0,003. Empleando posteriormente el equilibrio y considerando que el acero de refuerzo está en fluencia se obtiene la cuantía balanceada

$$\rho_b = \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \quad (6.1)$$

donde f'_c es la resistencia a compresión del hormigón; f_y es la resistencia a tracción del refuerzo longitudinal y E_s es el módulo de elasticidad del acero. El coeficiente β_1 permite aproximar mejor la resultante obtenida empleando el bloque equivalente de Whitney y depende de la resistencia a la compresión del hormigón. Para una resistencia del hormigón de 210 kg/cm^2 este coeficiente es de 0.85. Para una resistencia a la compresión superior a 280 kg/cm^2 el coeficiente se disminuye por 0.05 por cada 70 kg/cm^2 superiores a los 280 kg/cm^2 . El valor mínimo de es de 0.65 y corresponde a hormigones con una resistencia a la compresión a partir de 560 kg/cm^2 . Las unidades en la expresión (6.1) deben ser kilogramo-centímetro.

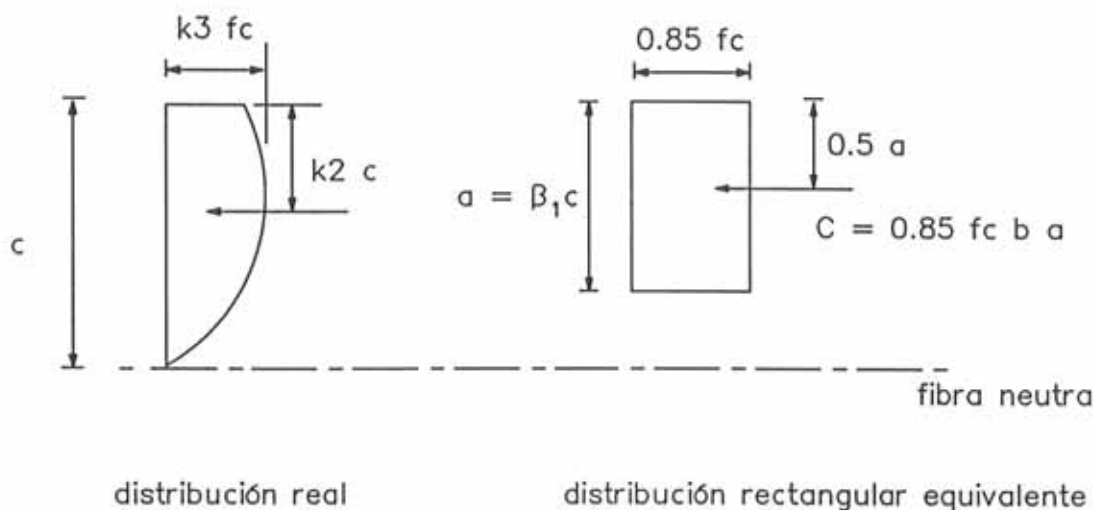


Figura 6.1 Bloque de compresión equivalente de Whitney.

Para dar un mayor coeficiente de seguridad contra un fallo frágil^(1,2), la cuantía máxima permitida es de:

$$\rho_b = 0.75 \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \quad (6.2)$$

Para secciones donde se espera se desarrollen rótulas plásticas este límite se reduce a sólo el 50% de la cuantía balanceada (esta recomendación se recoge de los comentarios del código ya que en la normativa no se indica claramente). Debe indicarse, sin embargo, que para el diseño sismoresistente la actual normativa

ACI⁽¹⁾ no considera apropiado que se emplee este límite debido, entre otros motivos, a la inconsistencia de considerar un fallo balanceado en secciones donde se espera un comportamiento cíclico no lineal importante, además de limitar la deformación permitida en el hormigón a sólo 0.003 —por ejemplo la normativa española define la deformación última como 0.0035 y para el diseño de muros de corte es común aceptar $\epsilon_u = 0.004$ — y de establecer un límite de fluencia del acero de refuerzo sin incluir un probable endurecimiento del mismo. Por ello para el diseño simoesistente se establece el límite en una cuantía de 0,025 independientemente de la resistencia del acero y del hormigón e independientemente de si se proporciona acero de compresión o no. Esta cuantía límite se establece en base a motivos de construcción y manejo de la mezcla. Es interesante indicar que la expresión (6.2) con una resistencia del hormigón de 210kg/cm^2 y un límite de fluencia del acero de 4200kg/cm^2 establece la cuantía máxima en sólo 0.016, es decir un 50% menos que la cuantía aceptada en el diseño sísmico.

La cuantía mínima en una sección de hormigón armado se obtiene a partir de igualar la resistencia de una sección de hormigón sin armadura (claramente considerando su resistencia a tracción) con la resistencia de una sección con armadura mínima. De esta forma se obtiene que en cualquier sección se debe proporcionar una cuantía mínima

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad (6.3)$$

donde f_y se expresa en kg/cm^2 . En el diseño de secciones solicitadas por cargas que no son laterales se permite emplear una cuantía mínima correspondiente a un 30% superior a la cuantía obtenida del análisis. El diseño de una sección de hormigón armado sujeta a un momento de rotura M_u se realiza empleando la expresión

$$M_u = \varphi A_s f_y \left(d - 0.59 \frac{A_s f_y}{f'_c b} \right) \quad (6.4)$$

donde A_s es el área del acero longitudinal y φ es un factor de seguridad que reduce la resistencia ideal del material, el cual para secciones a flexión se puede considerar como 0.9. Definiendo el parámetro

$$w = \frac{\rho f_y}{f'_c} \quad (6.5)$$

y reagrupando la expresión (6.4) se obtiene

$$M_u = \varphi w b d^2 f'_c (1 - 0.59w) \quad (6.6)$$

Resolviendo esta expresión de segundo grado se obtiene el valor de w y por ello el valor de la cuantía de acero. Al resolver esta ecuación de segundo grado se obtienen dos soluciones y la correcta corresponde a la menor cuantía de refuerzo.

Es común que el refuerzo máximo permitido por la expresión (6.2) no sea suficiente por lo que en estos casos es necesario emplear refuerzo adicional en compresión. También es necesario el empleo de refuerzo en compresión cuando se necesita aumentar la ductilidad de la sección y para reducir deflexiones. La verificación y el diseño de estas secciones es similar al procedimiento anteriormente descrito para secciones con refuerzo únicamente en tracción. En este caso, sin embargo, no existe una solución directa debido a que el acero en compresión puede o no estar en fluencia.

Asumiendo inicialmente que la armadura en compresión está en fluencia, la verificación de una sección se puede realizar obteniendo el canto efectivo del bloque de Whitney

$$a = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0.85f'_c b} \quad (6.7)$$

donde A'_s es el área del refuerzo en compresión, tal como se indica en la figura 6.2. Esta expresión es válida si se verifica que el refuerzo en compresión y el refuerzo en tracción están en fluencia para lo cual se debe cumplir, respectivamente

$$\begin{aligned} 0.003 \frac{a - \beta_1 d'}{a} &\geq \frac{f_y}{E_s} \\ 0.003 \frac{\beta_1 d' - a}{a} &\geq \frac{f_y}{E_s} \end{aligned} \quad (6.8)$$

donde d y d' son el canto efectivo del acero en tracción y en compresión, respectivamente, y tal como se ilustra en la figura 6.2. Si éste fuera el caso, el momento último resistente de la sección sería

$$M_u = 0.85f'_c ab(d - \frac{a}{2}) + A'_s f_y (d - d') \quad (6.9)$$

Si el refuerzo en compresión no está en fluencia la verificación se realiza empleando la hipótesis de las secciones planas y el equilibrio, obteniéndose el canto efectivo del bloque de Whitney al resolver la ecuación cuadrática

$$(0.85f'_c b)a^2 + (A'_s E_s 0.003 - A_s f_y d)a - \left(\frac{A'_s 0.003 d' E_s}{\beta_1}\right) = 0 \quad (6.10)$$

El refuerzo en tracción siempre debe estar en fluencia ya que de no ser éste el caso se tendría un fallo por compresión del hormigón. El esfuerzo en el refuerzo de compresión se obtiene de

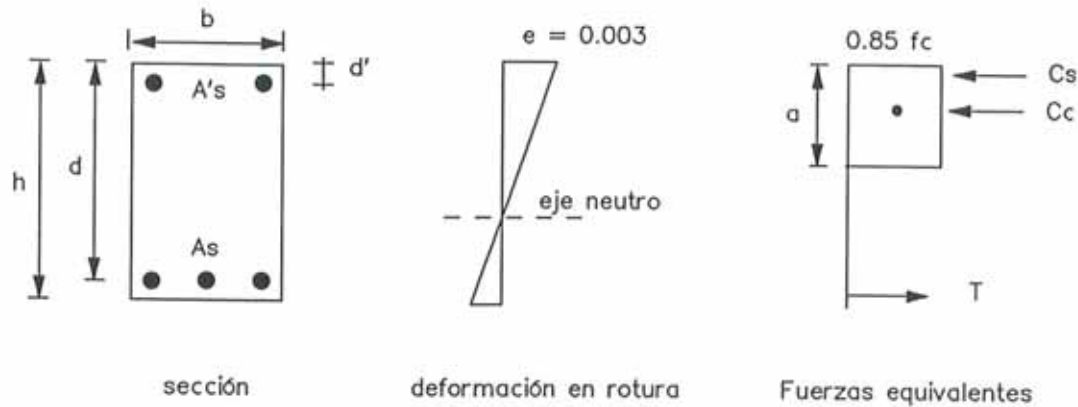


Figura 6.2 Sección con refuerzo en compresión.

$$f'_s = \epsilon'_s E_s = 0.003 \frac{a - \beta_1 d'}{a} E_s \quad (6.11)$$

y finalmente el momento último es

$$M_u = 0.85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') \quad (6.12)$$

El diseño de secciones con refuerzo en compresión debe proporcionar tanto el refuerzo superior como inferior para un determinado momento último actuante. Para ello, en general, debe determinarse un límite a la diferencia de cuantías superior e inferior. Empleando las leyes básicas del equilibrio y compatibilidad en la sección se puede obtener que las armaduras en compresión están en fluencia si se cumple

$$\rho - \rho' \geq \rho_b \frac{d' 0.003 E_s + f_y}{d 0.003 E_s - f_y} \quad (6.13)$$

donde ρ , ρ' son las cuantías para los refuerzos en tracción y en compresión, respectivamente y ρ_b es la cuantía balanceada definida según la ecuación (6.1). Considerando un refuerzo con límite elástico $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y módulo de elasticidad $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ se obtiene

$$\rho - \rho' \geq 5 \rho_b \frac{d'}{d} \quad (6.14)$$

El canto equivalente del bloque de Whitney se obtiene según

$$a = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0.85f'_c b} \quad (6.15)$$

y el momento último en este caso es

$$M_u = \varphi[(A_s - A'_s)f_y(d - \frac{a}{2}) + A'_s f_y(d - d')] \quad (6.16)$$

Conociendo la diferencia entre las cuantías para refuerzo en tracción y compresión se obtiene de la expresión (6.16) el refuerzo en compresión necesario para resistir el momento último M_u . Existen algunas situaciones en las que se busca diseñar una sección según, por ejemplo, $\rho - \rho' \geq 0.5\rho_b$, de tal manera que la expresión (6.13) no se verifica. En estos casos el refuerzo en compresión no está en fluencia por lo que debe considerarse la ley esfuerzo-deformación del refuerzo. El diseño en esta situación se puede realizar resolviendo la ecuación cuadrática

$$(0.85f'_c b)a^2 + [(A_s - A_{sd})E_s 0.003]a - A_s f_y - (A_s - A_{sd})0.003E_s \beta_1 d' = 0 \quad (6.17)$$

donde $A_{sd} = A_s - A'_s$. Empleando la expresión (6.11) se puede obtener el esfuerzo en el refuerzo en compresión y obtener su área empleando la siguiente ecuación

$$M_u = \varphi[0.85f'_c ab(d - \frac{a}{2}) + A'_s f'_s(d - d')] \quad (6.18)$$

Otra alternativa de diseño de secciones con refuerzo en dos capas es establecer una relación entre el refuerzo en tracción y el refuerzo en compresión (por ejemplo $A'_s/A_s = 0.5$ lo que permite cumplir los requisitos mínimos para los denominados pórticos dúctiles especiales que se presentan en la sección correspondiente a sistemas estructurales). Suponiendo que el refuerzo en compresión está en fluencia el área del refuerzo en tracción necesaria para resistir un momento último M_u es

$$A_s/\varphi = \frac{M_u}{f_y(d - a/2) - \alpha f_y(d' - a/2)} \quad (6.19)$$

donde $\alpha = A'_s/A_s$, y a se obtiene empleando la expresión (6.15). De esta forma para una cuantía de refuerzo en compresión igual al 50% de la cuantía en tracción se tiene

$$A_s/\varphi = \frac{M_u}{f_y(d - a/4 - d'/2)} \quad (6.20)$$

Si no se verifica que el refuerzo en compresión este en fluencia el canto efectivo del bloque de Whitney se puede obtener resolviendo la ecuación cuadrática

$$(0.85f'_c b)a^2 + (\alpha A_s E_s 0.003)a - A_s f_y - \alpha A_s 0.003 E_s \beta_1 d' = 0 \quad (6.21)$$

Finalmente, el área del refuerzo en compresión se puede obtener empleando la expresión (6.18).

El diseño de vigas con sección en T o en I sigue exactamente los mismos principios empleados para las secciones rectangulares con una o dos capas de refuerzo. Un aspecto fundamental, sin embargo, es el de obtener la capacidad de una determinada sección en T de hormigón armado incluyendo el ancho colaborante de la placa o losa de piso. Esta capacidad última es fundamental debido a que permite establecer relaciones que aseguren la formación de rótulas plásticas en vigas y no en columnas. Una estimación conservadora de la capacidad de una sección de viga sin incluir el mencionado ancho colaborante puede ocasionar la formación de un mecanismo de colapso de "entrepiso suave". En la sección correspondiente al diseño de placas de este capítulo se presentan las expresiones recomendadas para evaluar este ancho colaborante de placas monolíticamente unidas a vigas en una o en sus dos caras. Dichas expresiones distinguen los casos en que la placa esté en compresión o en tracción. Empleándolas junto con los principios básicos y las ecuaciones presentadas en esta sección se obtiene la mencionada capacidad. Adicionalmente debe indicarse que para un diseño sismoresistente es recomendable evaluar esta capacidad empleando una resistencia del refuerzo que incluya su probable endurecimiento como, por ejemplo, $f'_y = 1.25f_y$.

Diseño de barras a flexo-compresión

El diseño de barras a flexo-compresión empleando el procedimiento del ACI sigue los mismos principios básicos que para el diseño de barras a flexión simple. Es decir se emplea el bloque equivalente de Whitney para el hormigón en compresión cerca de la rotura y se considera que su límite a rotura se alcanza para una deformación de 0.003. La sección debe diseñarse, en lo posible, para evitar un fallo frágil del hormigón en compresión, aunque esto puede ser difícil de evitar en función de la carga axial.

La capacidad última de una columna de hormigón armado sometida únicamente a carga axial es

$$P_u = (0.85f'_c A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \quad (6.22)$$

donde A_g es el área total de la sección transversal incluyendo recubrimiento y A_{st} es el área total del refuerzo longitudinal. Para emplear esta expresión en diseño se debe incluir el factor de reducción por los materiales $\varphi = 0.9$, si la resistencia a tracción del refuerzo longitudinal cumple $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$ y si la distancia entre las barillas de refuerzo extremas y la dimensión correspondiente de la sección es menor o igual a 0.7. Si no se cumplen estas condiciones el factor se reduce a $\varphi = 0.7$. En general siempre existe por lo menos una excentricidad en

las cargas y por ello se debe considerar una cierta flexión. La capacidad última de una sección a flexo-compresión suele determinarse considerando que el refuerzo en compresión está en fluencia. Este es, por lo general, el caso excepto si la carga axial es baja o si se emplea un refuerzo de alta resistencia. Considerando la notación de la figura 6.3 se tiene que la carga axial y momento últimos son, respectivamente,

$$P_u = 0.85f'_c ab + A'_s f_y - A_s f_s \quad (6.23)$$

$$P_u e' = 0.85f'_c ab(d - 0.5a) + A'_s f_y (d - d') \quad (6.24)$$

donde el momento último se toma con respecto al centroide del refuerzo en tracción.

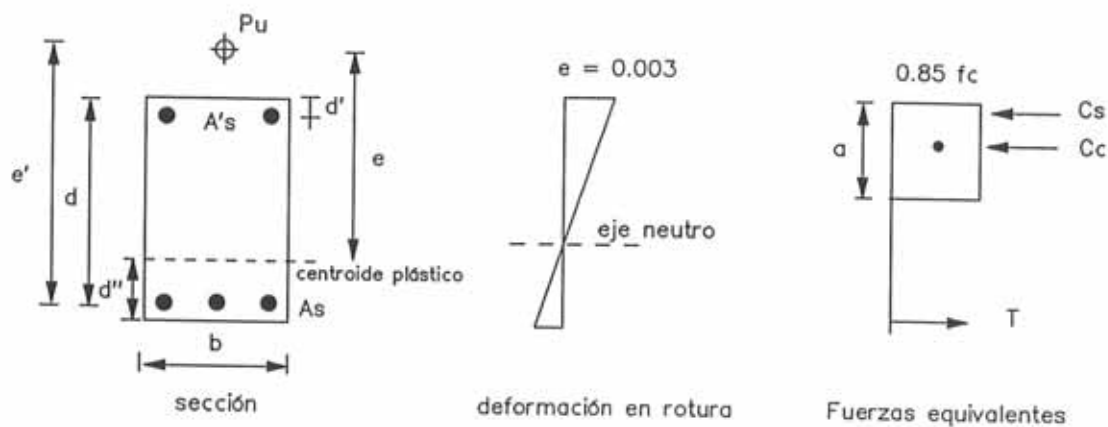


Figura 6.3 Sección en flexo-compresión.

Un fallo balanceado ocurre cuando el refuerzo en tracción alcanza su límite elástico justo cuando la fibra extrema en compresión alcanza una deformación de 0.003. En base a la compatibilidad de las deformaciones en la sección se obtiene que en un fallo balanceado

$$a_b = \beta_1 c_b = \frac{0.003 E_s}{f_y + 0.003 E_s} \beta_1 d \quad (6.25)$$

Es decir se obtiene exactamente la misma expresión que para un fallo balanceado de una sección a flexión simple. Conociendo a_b y empleando las expresiones

(6.23) y (6.24) se puede obtener la carga última y el momento para condiciones balanceadas, los cuales por otra parte son independientes de las cargas aplicadas y son una propiedad de la sección. Un fallo por tracción ocurre si la carga actuante es menor a la carga balanceada. Por el contrario un fallo por compresión ocurre si la carga actuante es mayor que la carga balanceada. El centroide plástico⁽²⁾ se define como aquel punto de la sección donde debe aplicarse la carga externa P con el objeto de obtener un fallo simultaneo en compresión tanto del hormigón a un esfuerzo de $0.85f'_c$ como del refuerzo a un esfuerzo f_y . Bajo esta condición y tomando momentos se obtiene

$$d'' = \frac{0.85f'_c b h (d - 0.5h) + A'_s f_y (d - d')}{0.85f'_c b h + (A_s + A'_s) f_y} \quad (6.26)$$

donde d'' es la distancia del centroide plástico al centroide del refuerzo en tracción. Obviamente para secciones rectangulares con refuerzo simétrico el centroide plástico coincide con el centroide geométrico de la sección. En general el diseño de elementos a flexo-compresión requiere la elaboración de diagramas de interacción que representen el fallo de la sección bajo diversas relaciones carga axial-momento (o excentricidad). La elaboración de estos diagramas es un proceso lento y por ello existen diagramas normalizados calculados para diversas geometrías y distribución de refuerzos.

Diseño de barras por cortante

De acuerdo al ACI la resistencia al cortante en miembros de hormigón armado es proporcionada por dos componentes, la resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo (φV_s), y la resistencia al cortante proporcionada por el hormigón (φV_c). De esta forma el diseño por corte debe verificar la inecuación, $V_u \leq \varphi(V_s + V_c)$. El diseño por cortante para elementos sometidos principalmente a flexión (es decir sin cargas axiales importantes), se simplifica si el espaciamiento (s) entre los refuerzos por corte se expresa en función del canto efectivo de la viga (d). Por ejemplo, según el ACI 11.5.4.1 y ACI 11.5.4.3⁽³⁾, los límites prácticos para este espaciamiento varían entre $s = d/2$ y $s = d/4$. Considerando un espaciamiento intermedio $s = d/3$, los cálculos para determinar el refuerzo por corte se simplifican considerablemente. La resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo se puede expresar según

$$\varphi V_s = \frac{\varphi A_v f_y d}{s} \quad (6.27)$$

ó

$$\varphi V_s = \varphi A_v f_y n \quad (6.28)$$

donde $s = d/n$ y $n = 2, 3, 4$. La tabla 6.1 presenta la resistencia proporcionada

Tabla 6.1 Resistencia proporcionada por el refuerzo por corte.

Espaciamiento (s)	estribo 3/8"	estribo 1/2"	estribo 5/8"
d/2	10T	18T	27T
d/3	15T	27T	41T
d/4	20T	36T	57T

por el refuerzo por corte teniendo en cuenta que $\varphi = 0.85$ y considerando una resistencia $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$.

La resistencia proporcionada por el hormigón es función de si existe refuerzo por corte o no. Si existe refuerzo por corte y considerando una resistencia del hormigón $f'_c = 4000\text{l/pulg}^2$ esta resistencia se expresa por

$$\varphi V_c = 2\varphi\sqrt{f'_c}b_wd = 0.11b_wd \quad (6.29)$$

en unidades de libras por pulgada. Si no existe refuerzo por corte y considerando una resistencia del hormigón $f'_c = 4000\text{l/pulg}^2$ esta resistencia se expresa por

$$\varphi V_c = \varphi\sqrt{f'_c}b_wd = 0,055b_wd \quad (6.30)$$

en unidades de libras por pulgada. Como se indicó anteriormente, la resistencia del miembro es la sumatoria de φV_s y φV_c la cual no debe exceder el valor máximo

$$\varphi V_c + \varphi V_s = 10\varphi\sqrt{f'_c}b_wd = 0.55b_wd \quad (6.31)$$

Empleando estas expresiones es relativamente sencillo determinar el área y espaciamiento del refuerzo por cortante necesario para un determinado nivel de esfuerzos.

Como ejemplo considere el diseño por corte de la viga ilustrada en la figura 6.4. La viga tiene una longitud $L = 6\text{ m}$, un ancho $b_w = 0.2\text{ m}$ y un canto efectivo $d = 0.4\text{ m}$. Los momentos últimos tanto positivo como negativo en los extremos de la viga son $M_u^+ = 10\text{Tm}$ y $M_u^- = 17\text{Tm}$. Considerando una carga actuante de $W_u = 3\text{T/m}$ el cortante mínimo de diseño que asegura un fallo por flexión antes que uno por cortante es $V_u = 13.5\text{T}$. En primer término, la resistencia máxima permitida según la expresión (6.31) es de 31T por lo que el dimensionamiento es satisfactorio. La resistencia del hormigón sin refuerzo de corte y con refuerzo de corte es, empleando las expresiones 6.29 y 6.30, respectivamente, de 3.1T y 6.2T . Por ello el refuerzo por corte debe transferir un total de 7.3T . Finalmente, de la tabla 6.1 se puede concluir que un refuerzo por corte satisfactorio es estribos de 3/8" cada 20cm. Debe indicarse que el diseño por corte es independiente de los requisitos de confinamiento de nudos por ductilidad los cuales en un diseño sismorresistente originarán una fuerte concentración de estribos en los extremos

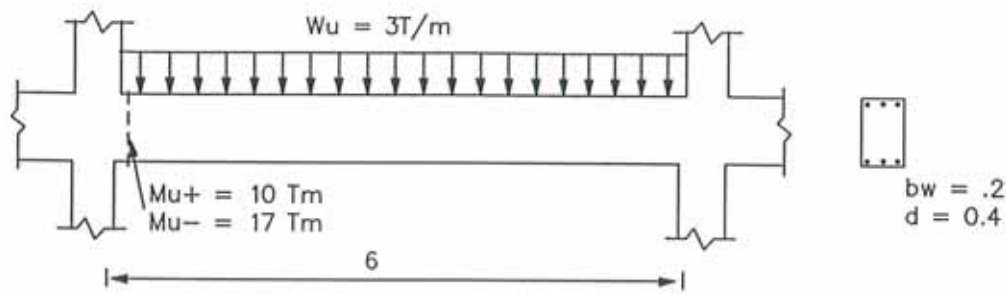


Figura 6.4 Ejemplo de diseño de barras por cortante.

de la barra y, seguramente, el refuerzo antes obtenido será el mínimo en toda la longitud.

El diseño por corte para elementos sometidos a una carga axial de compresión es similar al procedimiento antes indicado pero la resistencia al cortante del hormigón se incrementa según la expresión

$$\phi V_c = 2\phi \left(1 + \frac{N_u}{2000A_g}\right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (6.32)$$

donde el cociente N_u/A_g se expresa en libras por pulgada cuadrada. Para elementos sometidos a una carga axial de tracción significativa se recomienda no incluir la resistencia del hormigón al corte. Finalmente, si el momento de torsión último excede el valor $T_u \geq 0.5\phi \sqrt{f'_c} \sum x^2 y$ la resistencia del hormigón al corte se calcula según

$$\phi V_c = \frac{2\sqrt{f'_c} b_w d}{\sqrt{1 + (2.5C_t \frac{T_u}{V_u})^2}} \quad 6.33$$

donde C_t es un factor que relaciona propiedades de la sección a cortante y a torsión definido como $C_t = (b_w d) / (\sum x^2 y)$.

Verificación de secciones por ductilidad

La verificación de secciones por ductilidad es necesaria en aquellas zonas donde se espera una concentración de demandas de ductilidad, como por ejemplo muros terminados en columnas o vigas cortas que unen muros de corte. En estas zonas, en general y para edificios resistentes a sismos severos, no es suficiente el determinar cuantías de refuerzo en función a los esfuerzos antes presentados. Como se ha indicado en el Capítulo 4, las fuerzas de diseño sísmico se pueden reducir considerablemente en base a la ductilidad global del edificio la cual es función de la ductilidad de sección y de la ductilidad de los materiales. Por lo

general la demanda de ductilidad de material es muy superior a la demanda de ductilidad de sección y esta a su vez es superior a la demanda de ductilidad global, siendo la última la que se emplea en las normativas de diseño.

El acero de refuerzo es un material dúctil bajo esfuerzos de tracción, tal como se ilustra en la figura 6.5(a) para un acero con límite de fluencia $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ (el límite real considerado en la figura es $1.2f_y$ para tener en cuenta su probable sobrerresistencia). La resistencia última considerada es de $f_u = 2f_y$ para una deformación $\epsilon_u = 0.08$. La ductilidad disponible para este material es de $\mu = 0.08/0.0025 = 32$.

El hormigón sin confinamiento es un material frágil, tal como se ilustra en la figura 6.5(b) para un hormigón con una resistencia $f'_c = 280\text{kg/cm}^2$. La figura 6.5(b) también presenta la idealización bilineal propuesta por Kent y Park⁽⁴⁾ para el comportamiento del hormigón sin confinar. La deformación $\epsilon_o = 0.0022$ suele considerarse como aquella en la que el hormigón de recubrimiento empieza a perderse. La deformación última ϵ_{50u} puede considerarse como aquella en la que la totalidad del hormigón de recubrimiento se ha perdido. Esta deformación se puede estimar según

$$\epsilon_{50u} \simeq \frac{3 + 0.002f'_c}{f'_c - 1000} \quad (6.34)$$

donde la resistencia f'_c es en libras por pulgada cuadrada. Para una resistencia $f'_c = 4000\text{lib/pul}^2$ esta deformación se estima en $\epsilon_{50u} = 0.0035$. La ductilidad disponible para este material es de sólo $\mu = 0.0035/0.001 = 3.5$.

El hormigón confinado es un material dúctil, tal como se ilustra en la figura 6.5(c) siguiendo el modelo de Sheikh y Uzumeri^(5,6). En este modelo el comportamiento del hormigón se define por cuatro curvas "O-B", "A-B", "B-D", y "D-U". La resistencia última del hormigón se evalúa empleando

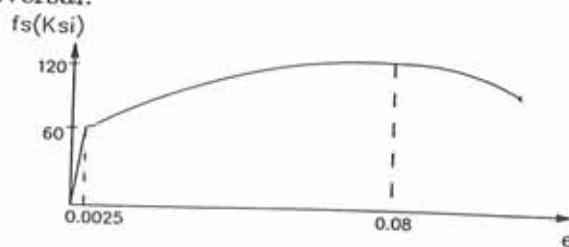
$$f_{cc} = K_s f_{cp} \quad (6.35)$$

donde f_{cp} es la resistencia a compresión del hormigón sin refuerzo y K_s es un parámetro que depende del número, disposición y área del refuerzo transversal junto con las dimensiones de la sección, entre otros parámetros. Para secciones cuadradas el parámetro K_s se puede expresar como

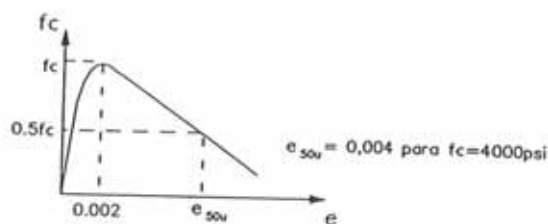
$$K_s = 1 + \frac{2.63B^2}{P_{occ}} \left[\left(1 - \frac{nC^2}{5.5B^2}\right) \left(1 - \frac{s}{2B}\right)^2 \right] \sqrt{\rho_s f'_s} \quad (6.36)$$

donde las unidades son kilo libras y pulgadas y B es la dimensión de la sección sin recubrimiento; P_{occ} es la resistencia de la sección sin refuerzo y sin recubrimiento (la cual se puede estimar según $P_{occ} = 0.85f_{cp}B^2$); n es el número de barras longitudinales; C es la separación entre barras longitudinales; s es la separación

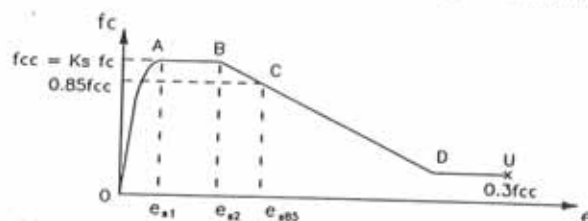
entre barras transversales; ρ_s es la relación volumétrica de refuerzo transversal y f'_s es el esfuerzo en el refuerzo transversal en el momento de máxima resistencia del hormigón confinado el cual puede considerarse similar al límite de fluencia del refuerzo transversal.



(a) Curva esfuerzo deformación del acero



(b) Curva esfuerzo deformación para hormigón sin confinar



(c) Curva esfuerzo deformación para hormigón confinado

Figura 6.5 Curvas carga axial-deformación para acero y hormigón sin confinar y confinado.

El parámetro ϵ_{s1} en la figura 6.5(c) se determina empleando la expresión

$$\epsilon_{s1} = 0.55K_s f'_c \times 10^{-9} \quad (6.37)$$

donde f'_c es en kilo-libras por pulgada cuadrada. La curva para una deformación del hormigón $\epsilon_c \leq \epsilon_{s1}$ se define como

$$f_{cc} = 0.85K_s f'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_{s1}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{s1}} \right)^2 \right] \quad (6.38)$$

El parámetro ϵ_{s2} se determina según

$$\epsilon_{s2} = \left[1 + \frac{0.81}{C} \left(1 - 5 \left(\frac{s}{B} \right)^2 \right) \frac{\rho_s 1000 f'_s}{\sqrt{1000 f'_c}} \right] \epsilon_{\infty} \quad (6.39)$$

donde ϵ_{inf} es la deformación correspondiente al máximo esfuerzo en el hormigón sin confinar y se puede considerar como $\epsilon_{inf} = 0.0022$. Finalmente el parámetro ϵ_{s85} , que corresponde a la deformación del hormigón confinado para un nivel de esfuerzos igual al 85% de la resistencia máxima del hormigón confinado, se evalúa empleando

$$\epsilon_{s85} = 0.225\rho_s\sqrt{\frac{B}{s}} + \epsilon_{s2} \quad (6.40)$$

El modelo de hormigón confinado presentado es de gran precisión y permite evaluar de forma realista el comportamiento de una sección de hormigón armado en zonas cercanas a la rotura. Es de destacar que una ventaja de este modelo frente a otros como los presentados en las referencias (4,7-11) es que permite incluir como parámetro el número y disposición de las armaduras transversales, tal como se ilustrará con el ejemplo siguiente.

Considere las tres secciones de hormigón armado presentadas en la figura 6.6(a). El hormigón para las tres secciones tiene una resistencia de 4000 libras por pulgada cuadrada y el acero un límite de fluencia de 60.000 libras por pulgada cuadrada. El espaciamiento para el refuerzo transversal es de 2.25 pulgadas, 4 pulgadas y 2.25 pulgadas para la sección 1, 2 y 3, respectivamente. Empleando el modelo antes presentado y teniendo en cuenta que $n = 4$, $B = 16$ pulgadas, $\rho_s = 4BA_s/B * B * s = 0.022$ y que $P_{occ} = 862$ kilo libras se obtiene el parámetro $K_s = 1.22$. Las deformaciones $\epsilon_{s1} = 0.00268$, $\epsilon_{s2} = 0.00428$ y $\epsilon_{s85} = 0.01736$. El procedimiento para determinar las curvas para las secciones 2 y 3 es similar al presentado para la sección 1 excepto que los parámetros C y n son este caso 8 pulgadas y 8 unidades, respectivamente.

La figura 6.6(b) presenta la curvas esfuerzo-deformación para las tres secciones presentadas en la figura 6.6(a). Se observa que de las tres secciones la que tiene una mejor capacidad de disipación de energía es la tercera, a pesar de que la segunda emplea estribos de 1/2 pulgada mientras que la tercera sólo emplea estribos de 3/8 de pulgada. Claramente el mejor comportamiento de la tercera sección se debe al menor espaciamiento de los estribos. Es claro también que es más conveniente emplear una mayor cantidad de estribos de menor diámetro que emplear una menor cantidad de estribos gruesos con la misma separación, como es el caso de la sección 3 y de la sección 1, respectivamente.

La verificación por ductilidad de secciones sometidas a compresión simple, flexión o flexo-compresión se realiza empleando las leyes esfuerzo deformación para hormigón sin confinar, hormigón confinado y refuerzo junto con las leyes del equilibrio y la compatibilidad. El procedimiento en general es complejo debido a la necesidad de integrar en el área de la sección los esfuerzos correspondientes, lo cual es relativamente difícil dada la variación de las curvas esfuerzo-deformación antes presentadas. Por ello esta verificación se suele realizar empleando programas de ordenador que realizan la integración numéricamente.

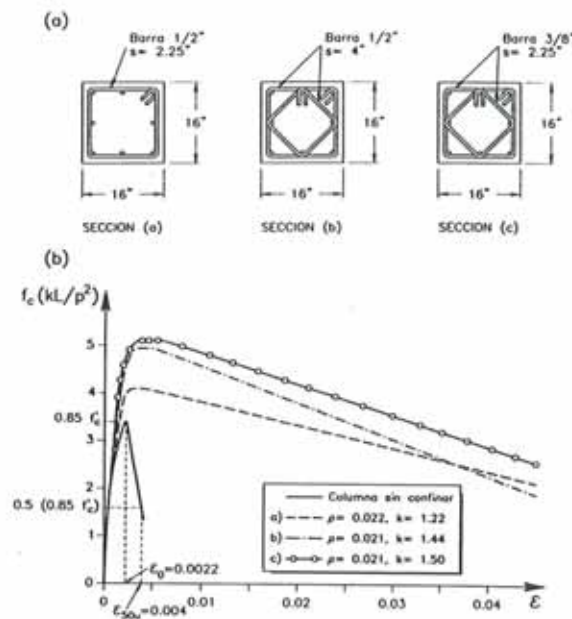


Figura 6.6 Secciones de hormigón armado y curva esfuerzo-deformación para hormigón confinado empleando el modelo de Sheikh y Uzumeri⁽⁶⁾.

Con el objetivo de ilustrar el procedimiento, a continuación se presenta un ejemplo de verificación para el caso más sencillo, correspondiente a una sección sometida a compresión simple. La figura 6.7(a) presenta el primer nivel de un edificio con muros de corte. Por motivos arquitectónicos el muro central no puede continuar en el primer nivel y por ello se propone emplear columnas de sección rectangular confinadas con tres estribos en espiral, tal como se ilustra en la figura 6.7(b). El comportamiento cualitativo del diseño preliminar propuesto es de que debido a la rigidez de los muros laterales del primer piso, éstos transferirán a la cimentación el cortante ocasionado por el sismo. De esta forma a partir del segundo nivel los tres muros resisten el cortante pero a partir del primer nivel sólo los extremos lo resisten. El cortante en el muro central a partir del segundo nivel ocasiona un fuerte momento de flexión el cual debe transferirse a la cimentación por los dos pilares inferiores. De esta forma se espera una carga axial fuerte en estos pilares y por ello se busca verificar su ductilidad.

Un objetivo básico de este problema de diseño es de que el área de la sección sin recubrimiento debe estar lo suficientemente bien confinada para no perder resistencia debido a la pérdida del recubrimiento. La columna debe ser lo suficientemente dúctil para transferir la carga aún bajo deformaciones laterales importantes y los estribos en espiral deben prevenir un fallo por pandeo del refuerzo longitudinal.

Una primera hipótesis de compatibilidad correspondería a asumir que las deformaciones del hormigón confinado, del hormigón del recubrimiento y la del acero son iguales, lo que equivale a eliminar cualquier posible deslizamiento entre el hormigón y el acero. Empleando el modelo de Kent y Park antes presentado

para el hormigón sin confinar se tiene que para una deformación $\epsilon \leq 0,0022$ la carga transferida por el hormigón de recubrimiento es

$$P_r = 1000(-702.48\epsilon^2 + 3.091\epsilon)A_r \quad (6.41)$$

donde A_r es el área del hormigón de recubrimiento. Para el hormigón confinado se emplea el modelo de Sheikh y Uzumeri antes presentado y se estima la constante K_s como

$$K_s = 0.85 + \frac{2.73B^2}{P_{occ}}[\lambda^*\lambda^{**}]\sqrt{\rho_s f_y} \quad (6.42)$$

donde $\lambda^* \simeq 1$ para el refuerzo en espiral; $\lambda^{**} = (1 - s/(2B))^2$; $B = 20$ pulgadas; y $f_y = 60$. La cuantía de refuerzo transversal se obtiene empleando las recomendaciones del ACI para pórticos dúctiles especiales aplicables a refuerzo en espiral:

$$\rho_s \geq 0.45\left(\frac{A_g - A_{cc}}{A_{cc}}\right)\frac{f'_c}{f_y} \geq \rho_{\min} = 0.008 \quad (6.43)$$

donde A_g es el área total de la sección y A_{cc} es el área sin incluir el recubrimiento. Empleando esta expresión se obtiene $\rho_s = 0.016$ lo que equivale a un refuerzo transversal en espiral de 1/2 pulgada con paso cada 2 pulgadas. De esta forma la constante K_s se estima como $K_s = 1.79$. De esta forma para una deformación $\epsilon \leq \epsilon_{s1} = 0.004$ la carga transferida por el hormigón confinado es

$$P_{cc} = 1000[3.634\epsilon - 461.23\epsilon^2]A_{cc} \quad (6.44)$$

De forma similar se obtiene la carga axial transmitida por el refuerzo longitudinal. Por equilibrio, la carga axial transferida por la columna es igual a la sumatoria de la carga transmitida por el hormigón sin confinar, el hormigón confinado y el refuerzo longitudinal en cada uno de los intervalos de deformación correspondientes, tal como se presenta en la figura 6.7(c).

El límite último de deformación generalmente aceptado para el hormigón corresponde a una deformación $\epsilon = 0.04$. Se observa en la figura 6.7(c) que para esta deformación no existe una pérdida significativa de resistencia para la columna e incluso que su resistencia es mayor a la resistencia cuando se origina la pérdida del recubrimiento (inicio en el punto "a" y pérdida total de recubrimiento en el punto "b"). La fluencia del acero longitudinal se inicia en el punto "c" y el endurecimiento del acero se inicia en el punto "d". El incremento en la resistencia de la columna a partir del punto "b" se debe al aumento de resistencia por el confinamiento y al endurecimiento del acero. La ductilidad disponible en esta columna se puede estimar conservadoramente en $\mu = 0.04/0.004 = 10$.

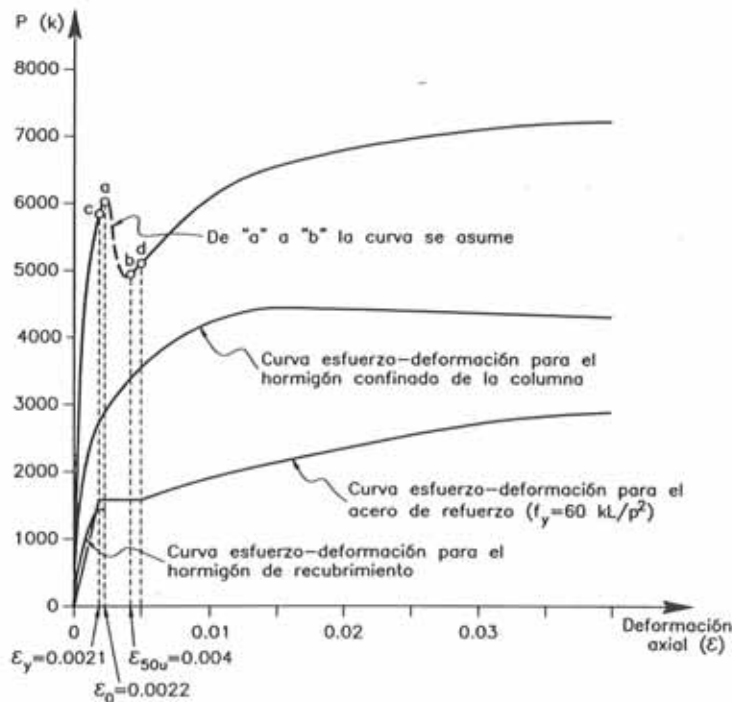


Figura 6.7 Verificación por ductilidad para una columna de hormigón armado soportando un muro de corte discontinuo.

6.1.2 Diseño de elementos tipo muro de corte

El resultado de varias investigaciones recientes⁽¹²⁻¹⁶⁾ indican que los procedimientos recomendados por la normativa americana de diseño "Uniform Building Code(UBC)-1991" correspondientes al diseño de muros sismoresistentes son, generalmente, conservadores. Por ello en el diseño de estos elementos estructurales es preferible emplear procedimientos alternativos como el propuesto por Wallace^(15,16). En este procedimiento los requisitos de confinamiento y refuerzos transversales del muro se obtienen según la deformada del muro y no en función de unas determinadas fuerzas reducidas en función de la ductilidad del muro, como en el caso del UBC. El procedimiento propuesto por Wallace consiste en estimar la deflexión máxima en el último piso del muro y en base a ella determinar la disposición y cantidad del refuerzo transversal. Tal como se presentó en el Capítulo 4, la deflexión máxima en sistemas lineales y no lineales son similares, por lo menos para el rango de periodos intermedios y largos. Con fundamento en este comportamiento y empleando la notación indicada en la figura 6.8, el desplazamiento máximo en la azotea con respecto a la altura del muro se estima según Wallace como

$$\frac{\delta_u}{h_w} = [1.25SZI]0.34 \frac{h_w}{l_w} \sqrt{\frac{wg}{h_s E_{cp}}} \quad (6.45)$$

donde S , Z , I , son los factores de suelo, zona e importancia de la normativa

americana UBC; w es el peso por unidad de área incluyendo el peso propio del muro; h_w es la altura del muro; h_s es la altura promedio de piso; g es la constante de la gravedad; E_c es el módulo de elasticidad del hormigón y p es la relación entre el área de todas los muros en la dirección de diseño con respecto al área total de la planta. Considerando los valores siguientes: $S = 1.2$, $Z = 0.4$, $I = 1$, $h_s = 275\text{cm}$, $g = 981\text{cm/seg}^2$, $E_c = 24.000\text{Mpa}$ y $w = 8.4\text{kPa}$ la expresión anterior se simplifica a

$$\frac{\delta_u}{h_w} = 0.00023 \frac{h_w}{l_w} \sqrt{\frac{1}{p}} \quad (6.46)$$

que permite una rápida estimación del desplazamiento en la azotea.

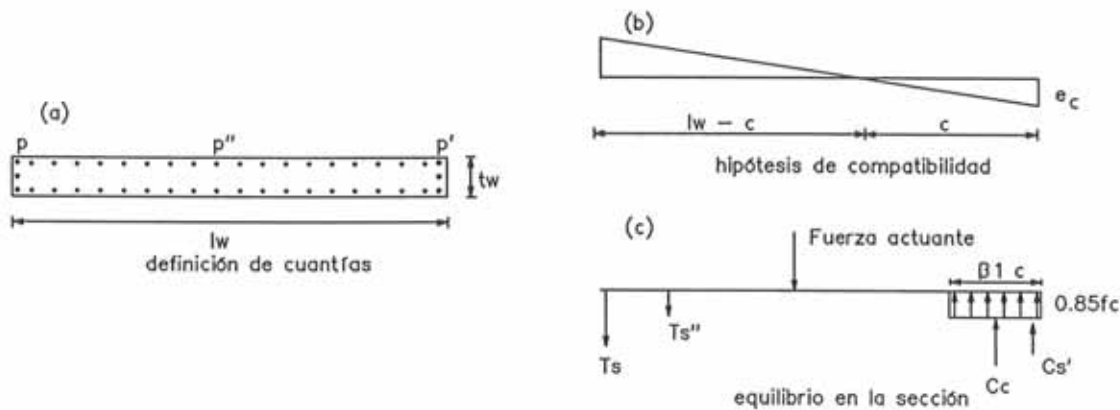


Figura 6.8 Notación para el diseño de muros de corte.

En general un edificio está formado por varios muros de corte con dimensiones distintas por lo que la expresión anterior no se aplica directamente. Un procedimiento para emplearla es obtener una longitud y área de muros y de planta efectivos. La longitud efectiva se obtiene de igualar la inercia total de los muros con la inercia de un número igual de muros equivalentes y considerando un espesor promedio. La relación entre el área de muros y el área de la planta se obtiene empleando la longitud equivalente y el número inicial de muros.

Como ejemplo considere la planta y muros de corte ilustrados en la figura 6.9. El edificio es de oficinas tiene 10 plantas y la altura de entrepiso es de 2.75m por lo que la altura de la azotea es $h_w = 27.5\text{m}$. La inercia de los muros es $I_{w1} = 3.125\text{m}^4$ y $I_{w2} = 3.755\text{m}^4$ por lo que la longitud equivalente es de $l_{eq} = 5.2\text{m}$.

La relación área de muros efectiva a la planta del edificio es $p_{eq} = 0.0094$ por lo que, empleando la expresión (6.46) el desplazamiento relativo de la azotea se estima en un 1.25%.

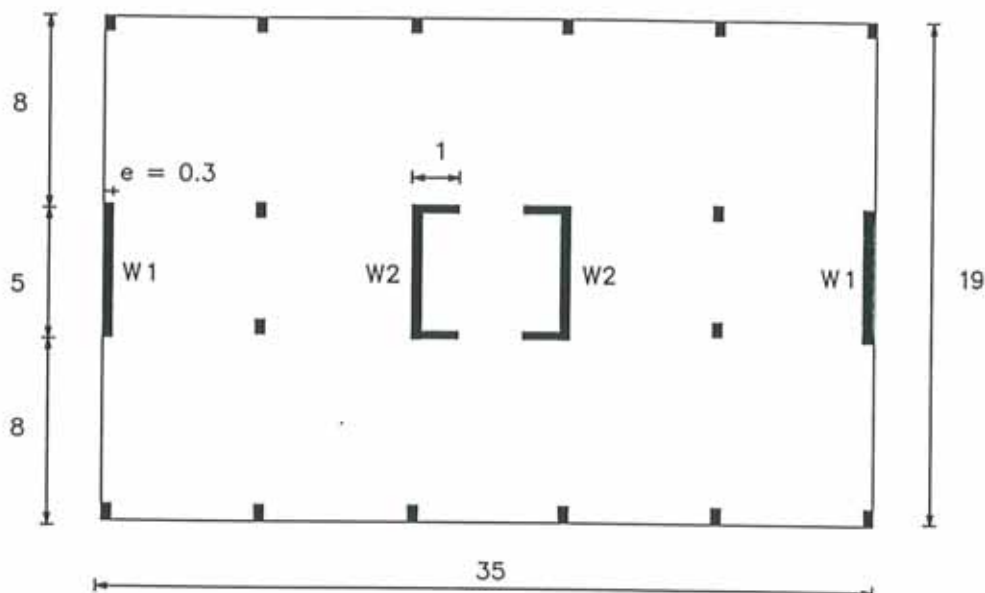


Figura 6.9 Edificio de diez plantas con cuatro muros de corte y caja de ascensor.

El desplazamiento de la azotea también puede obtenerse empleando un análisis estructural elástico y lineal, aunque la rigidez del muro en los niveles inferiores debe reducirse en un 40-50% para incluir, por lo menos de forma aproximada, la fisuración del hormigón. Además y tal como se presentó en el Capítulo 4, el desplazamiento inelástico en el rango de períodos cortos debe obtenerse amplificando el desplazamiento lineal elástico empleando las expresiones (4.19), (4.20) ó similares. Alternativamente, el desplazamiento puede obtenerse empleando el primer modo de vibración y un espectro no lineal de desplazamientos.

La curvatura última se obtiene en función del desplazamiento de la azotea empleando la expresión

$$\phi_u l_u = 0.0025 \left[1 - \frac{1}{2} \frac{h_w}{l_w} \right] + 2 \frac{\delta_u}{h_w} \quad (6.47)$$

La deformación máxima de la fibra extrema en compresión se obtiene empleando la siguiente expresión propuesta por Wallace ⁽¹²⁾:

$$\varepsilon_{c,\max} = \frac{(\rho + \rho'') \frac{\alpha f_y}{f_c} - \rho' \frac{\gamma f_s'}{f_c} - \frac{0.85b}{A_w} (a - t_w) + \frac{P}{A_w f_c}}{(0.85\beta_1 + 2\rho'' \frac{\alpha f_y}{f_c})} \phi_u l_w \quad (6.48)$$

donde $\varepsilon_{c,\max}$ es la deformación máxima de compresión en el hormigón; $\rho = A_s/(t_w l_w)$ es la cuantía del refuerzo en tracción; $\rho' = A'_s/(t_w l_w)$ es la cuantía del refuerzo en compresión; $\rho'' = A''_s/(t_w l_w)$ es la cuantía del refuerzo distribuido; β_1 es un factor empleado para el bloque equivalente de Whitney y anteriormente definido; P es la carga axial; f_y es la resistencia del refuerzo en tracción; f_s es el esfuerzo en el refuerzo en compresión; t_w espesor del alma; a espesor del ala y b es la longitud del ala. Los factores α y γ incluyen los efectos de la sobrerresistencia y el endurecimiento del refuerzo, respectivamente. Valores apropiados para ellos son $\alpha = 1.5$ y $\gamma = 1.25$. Para secciones rectangulares $a = t_w$, lo que permite simplificar la expresión a

$$\varepsilon_{c,\max} = \frac{(\rho + \rho'') \frac{\alpha f_y}{f'_c} - \rho' \frac{\gamma f_s}{f'_c} + \frac{P}{A_w f'_c}}{(0.85 \beta_1 + 2 \rho'' \frac{\alpha f_y}{f'_c})} \phi_u l_w \quad (6.49)$$

Las expresiones (6.48) y (6.49) permiten obtener la deformación máxima aunque, en general, se necesita iterar ya que no se conoce si el refuerzo en compresión está o no en fluencia. En todo caso el procedimiento es similar al presentado para secciones con refuerzo en compresión.

Obtenida la deformación máxima en compresión y la longitud del muro en compresión es posible estimar aquellas zonas que al exceder un determinado límite de deformación necesitan confinamiento. Un valor para la deformación máxima sin confinamiento de 0.004 fue propuesto por Paulay⁽¹⁷⁾. De esta forma si la deformación máxima en el muro no excede el mencionado límite no es necesario ningún refuerzo especial por confinamiento, excepto aquellos mínimos indicados por el código.

Las recomendaciones del ACI 318-91 indican que la cuantía mínima tanto para refuerzo longitudinal como transversal es de $\rho = 0.0025$ con un espaciado máximo de 45cm. El refuerzo longitudinal en los extremos del muro debe tener ganchos de amarre o "ties" con un espaciado máximo de $(16d_b, 48d_{tb}, t_w)$, donde d_b es el diámetro de las barras longitudinales, d_{tb} es el diámetro de los ganchos y t_w es la dimensión menor en compresión del muro.

Si la deformación en compresión excede el límite de 0.004 se debe emplear un área de refuerzo transversal equivalente a

$$A'_{sh} = \left[\frac{\varepsilon - 0.003}{0.005} \right] A_{sh} \leq A_{sh} \quad (6.50)$$

donde A'_{sh} es el área de refuerzo transversal necesaria y A_{sh} es la mayor de

$$A_{sh} = 0.3(s h_c \frac{f'_c}{f_{sh}}) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (6.51)$$

$$A_{sh} = 0.09shc \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (6.52)$$

donde A_g es el área parcial del muro que requiere confinamiento (es decir aquella área con deformaciones superiores a 0.004); A_{ch} es el área que requiere confinamiento pero sin incluir el recubrimiento; h_c es la dimensión entre refuerzos transversales medida en el plano perpendicular del muro; f_{yh} es el esfuerzo de fluencia de refuerzo transversal y s es su espaciamiento. El espaciamiento máximo para deformaciones entre 0.004 y 0.006 es de $(8d_b$ ó 20 cm, donde d_b es el diámetro menor del refuerzos longitudinal. Para deformaciones entre 0.006 y 0.01 el espaciamiento máximo es de $6d_b$ ó 15cm. Deformaciones en exceso de 0.01 no son recomendables.

Según recomienda Paulay⁽¹⁷⁾, el refuerzo transversal para deformaciones superiores a 0,004 debe prolongarse hasta una altura mínima de l_w o $h_w/6$ aunque no necesita exceder de $2l_w$.

La verificación por corte se realiza empleando las expresiones del ACI 318-91 las cuales establecen que la resistencia a cortante es

$$V_n = A_{cv}(2\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_n f_y) \quad (6.53)$$

donde $\lambda = 0.083$ si f'_c es en MPa; A_{cv} es el área del muro en la dirección del cortante y sin incluir el recubrimiento y ρ_n es la cuantía de refuerzo transversal distribuido medida en un plano perpendicular a A_{cv} .

La fuerza de cortante actuante en el muro puede estimarse empleando la expresión propuesta por Paulay⁽¹⁷⁾,

$$V_{actuante} = \omega_v \frac{M_o}{M_{code}} V_{code} \quad (6.54)$$

donde ω_v es un factor que toma en cuenta la distribución del cortante en altura; M_o es la capacidad a flexión teniendo en cuenta factores de sobrerresistencia; M_{code} es la demanda a flexión del código; y V_{code} es el cortante del código.

El factor ω_v es 4/3 ó 5/3 en función de si el edificio es de menos o más de diez pisos, respectivamente. El cociente $\frac{M_o}{M_{code}}$ se incluye para tener en cuenta la probable sobrerresistencia a flexión y el endurecimiento del refuerzo longitudinal. Un valor recomendable para secciones de hormigón armado simétricas es de 2. En todo caso en la referencia [23] se recomienda no exceder un esfuerzo por cortante de $0.5\sqrt{f'_c}$ donde la resistencia a compresión se mide en MPa.

Finalmente es claro que en general un edificio estará formado por varios muros con rigideces distintas por lo que la verificación por cortante debe realizarse para cada muro y el cortante actuante debe distribuirse en función de las rigideces relativas de los muros.

6.1.3 Diseño de elementos tipo placa

Las placas son elementos estructurales muy empleados como alternativa a edificios con luces más o menos similares en las direcciones principales de los pórticos. Existen varios sistemas de placas como las placas reticulares con capiteles colgantes ("drop panels") o sin capiteles, con vigas o sin vigas e incluso para grandes luces las placas reticulares mixtas⁽¹⁸⁾. Dentro de la categoría de las placas reticulares, y principalmente aquellas sin capiteles colgantes y sin vigas no han tenido un comportamiento satisfactorio durante terremotos severos como el de México 1984. El problema fundamental en estas placas es su fallo frágil por punzonamiento en la unión columna-placa. La resistencia a flexión en estas uniones suele ser alta debido a su análisis con el peso propio y la sobrecarga total, sin embargo, durante un terremoto severo el cortante puede ser muy importante y ocasionar un fallo frágil por cortante. Además, debido a sus importantes deflexiones estas placas tienen, en general, el inconveniente de tener un alto peso propio y por consiguiente atraen mayores fuerzas sísmicas. En contraste las placas reticulares mixtas tienen un peso propio muy reducido (del orden de sólo 150kg/m² para luces libres entre 10 y 25 m) y se diseñan con detalles dúctiles en las uniones viga-columna.

El diseño de placas de hormigón armado tanto para cargas estáticas como dinámicas suele abordarse en base a procedimientos simplificados que las modelan como parte colaborante del sistema aperticado viga-columna o de manera más precisa empleando elementos finitos. El procedimiento simplificado es el actualmente más empleado en la práctica profesional aunque el procedimiento empleando elementos finitos se emplea recientemente con más frecuencia⁽¹⁹⁾. Un procedimiento simplificado muy común para cargas estáticas es el del pórtico equivalente. En este procedimiento una placa se divide en franjas de columnas y franjas centrales. Las franjas de columnas forman pórticos con los pilares de la planta y transmiten principalmente las cargas. El análisis se realiza para cada planta ya que se asumen puntos de inflexión en la mitad de las columnas de cada piso. Este procedimiento se emplea para cargas estáticas y, además, existe abundante información al respecto por lo que no se profundizará en el mismo. Una alternativa relativamente simple para analizar sistemas estructurales con placas bajo cargas dinámicas es mediante un ancho equivalente en vigas monolíticamente unidas a ellas. La figura 6.10 presenta la notación empleada para seleccionar este ancho equivalente. Este ancho equivalente depende principalmente de si la losa está en compresión o tracción y del nivel de esfuerzos, es decir servicio o rotura.

Según el ACI 318-91 para losas en compresión se recomienda:

- (1) Para losas en ambas caras de la viga (L es la longitud de la viga):

$$d_{\text{equi}} = b + 16t \leq L/4 \quad (6.55)$$

≤ La mitad de la distancia libre entre vigas

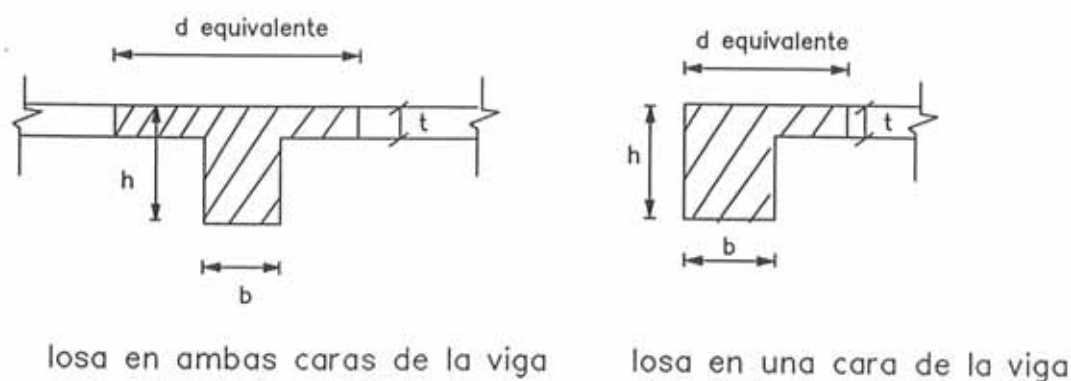


Figura 6.10 Notación para la evaluación del ancho colaborante en placas monolíticamente unidas a vigas.

(2) Para losa en una cara de la viga:

$$d_{\text{equi}} = b + 6t \leq L/12 \quad (6.56)$$

\leq La mitad de la distancia libre entre vigas

El ACI 318-91 implícitamente recomienda emplear el mismo ancho equivalente para los casos en que la losa está en tracción. Sin embargo es mejor emplear los resultados obtenidos por Moehle y Pantazopoulou⁽²⁰⁾. Según esta referencia para aquellos casos en que la placa se encuentra en tracción es recomendable:

(1) Para losa en ambas caras de la viga (L es la longitud de la viga):

$$\begin{aligned} d_{\text{equi}} &= b + 3h, & \text{para niveles de servicio} \\ d_{\text{equi}} &= b + 4h, & \text{para niveles de rotura} \\ d_{\text{equi}} &= b + (5 - 6)h, & \text{para deformaciones muy grandes} \end{aligned} \quad (6.57)$$

(2) Para losa en una cara de la viga:

$$\begin{aligned} d_{\text{equi}} &= b + 1.5h, & \text{para niveles de servicio} \\ d_{\text{equi}} &= b + 2h, & \text{para niveles de rotura} \\ d_{\text{equi}} &= b + (2.5 - 3)h, & \text{para deformaciones muy grandes} \end{aligned} \quad (6.58)$$

El análisis bajo cargas laterales y posterior diseño una vez evaluado el ancho colaborante sigue los mismos principios y ecuaciones presentadas para el diseño de vigas, por lo que no se presentarán nuevamente.

El segundo procedimiento de análisis consiste en emplear elementos finitos y discretizar la estructura en elementos placa y elementos lineales. En función a los momentos M_{xx} y M_{yy} se suelen determinar de forma independiente las cuantías de refuerzo. Quizá deba indicarse que es teóricamente más conveniente obtener los esfuerzos principales y en función de ellos determinar las cuantías; sin embargo, en la práctica es muy difícil el alinear el refuerzo en la dirección de los momentos principales en cada punto de la placa y por ello no se suele seguir este procedimiento. Además, al realizar el análisis y diseño mediante procedimientos precisos como el de los elementos finitos se obtiene, en muchos casos, que existen puntos de la estructura que requieren cuantías superiores a la máxima permitida o que simplemente no existe solución real para la ecuación (6.6). Estos resultados suelen obtenerse en apoyos modelados puntualmente y para momentos negativos. El problema se origina al modelar la placa en el régimen lineal elástico cuando en la práctica es común el tener redistribuciones de esfuerzos. Este inconveniente se puede resolver considerando que el acero en secciones aisladas de la placa fluye, distribuyendo el momento actuante en una franja; es decir considerando una redistribución de esfuerzos.

La verificación por cortante es sumamente importante en placas de hormigón armado pues una falla de este tipo es frágil. Por ello es conveniente diseñar la placa con un coeficiente de seguridad adecuado que garantice una falla por flexión u otro fallo dúctil antes de que se alcance uno por cortante. Esto es especialmente importante en zonas sísmicas donde el diseño dúctil y las líneas de falla alternativas son criterios básicos de diseño. Esta verificación por cortante es principalmente importante en forjados apoyados en columnas donde se producen reacciones concentradas. En placas apoyadas en muros o vigas de borde las reacciones son distribuidas y por ello su magnitud relativa disminuye. Por ello la verificación se suele realizar alrededor de columnas a una cierta distancia función del canto de la placa. Según el ACI la verificación por cortante debe dividirse en placas con una distribución de cortante constante alrededor de las columnas y placas con una distribución variable del cortante. Ejemplos de placas con distribución constante sería una columna en un tramo central simétrico y una distribución variable sería una columna en una esquina o en vanos irregulares de una placa. En ambos casos se distingue una placa sin refuerzo por cortante y una placa con refuerzo por cortante, de manera análoga que para vigas. La normativa presenta expresiones para todos estos casos, las cuales pueden ser consultadas directamente. Siguiendo un análisis por elementos finitos, sin embargo, se puede seguir un procedimiento más preciso. Para ello se debe obtener la resultante del cortante en un borde 1-2-3, tal como es ilustrado en la figura 6.11. El cortante en un punto se obtiene de las leyes del equilibrio de placas⁽¹⁹⁾, las cuales para un elemento finito se representan como

$$\begin{pmatrix} Q_x \\ Q_y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\delta}{\delta x} & 0 & \frac{\delta}{\delta y} \\ 0 & \frac{\delta}{\delta y} & \frac{\delta}{\delta x} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} N_1 & 0 & 0 & \dots & N_8 & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & \dots & 0 & N_8 & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & \dots & 0 & 0 & N_8 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_{xx1} \\ M_{yy1} \\ M_{xy1} \\ \vdots \\ M_{xx8} \\ M_{yy8} \\ M_{xy8} \end{pmatrix} \quad (6.59)$$

donde N_i son funciones de interpolación como por ejemplo las de Serendipity ⁽¹⁹⁾ y M_{xxi} son los momentos flectores en los nudos del elemento finito, los cuales, claramente, son conocidos a priori por el análisis. En las ecuaciones antes presentadas el elemento tiene ocho nudos, aunque el procedimiento que se presenta a continuación es independiente del número de nudos. El cortante según un eje n , normal al borde 1-2-3, se obtiene en función de los cortantes en X, Y según:

$$Q_n = \sin(\alpha)Q_x - \cos(\alpha)Q_y \quad (6.60)$$

La resultante del cortante según el borde 1-2-3 es la integral de Q_n en dicho borde :

$$Res = \int_1^3 Q_n(x, y) ds = \int_{-1}^1 Q_n(s) |J| ds \quad (6.61)$$

donde el jacobiano de la transformación es:

$$|J| = \sqrt{\left[\sum \frac{dN_i(s)}{ds} y_i \right]^2 + \left[\sum \frac{dN_i(s)}{ds} x_i \right]^2} \quad (6.62)$$

Finalmente la integral en la region "-1,1" se evalúa empleando un procedimiento de Gauss-Legendre como la sumatoria en los puntos de integración de la función a integrar.

$$Res = \sum_{j=1}^3 w_j Q_n(s_j) |J_j| \quad (6.63)$$

donde w_j son pesos de integración, tal como los de Gauss-Legendre.

Empleando la expresión (6.63) se obtiene el cortante en cualquier borde, como por ejemplo uno cerrado y alrededor de una columna. Comparando dicha resultante con la resistencia admisible, la verificación por punzonamiento o cortante se simplifica a cumplir

$$\oint Res ds \leq \varphi V_c \quad (6.64)$$

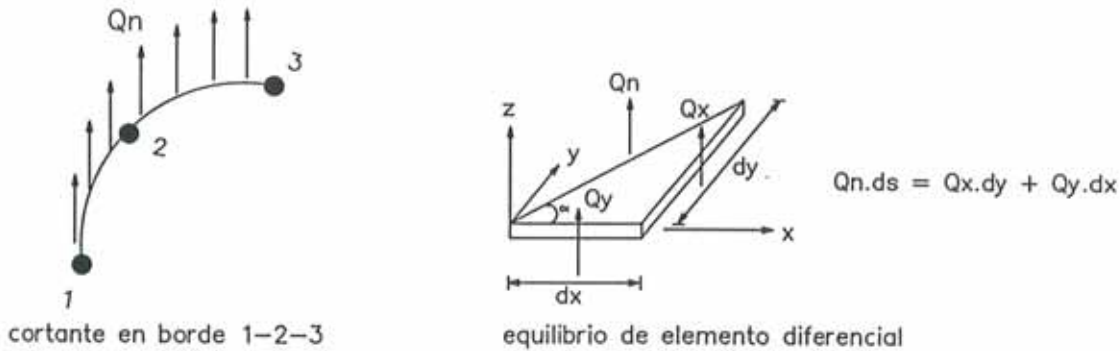


Figura 6.11 Cortante en un borde 1-2-3.

donde $\varphi = 0.85$ para miembros a cortante y $V_c = 4\sqrt{f'_c}dL$, en libras por pulgada cuadrada y L es la longitud donde se verifica el cortante. Esta verificación se realiza para secciones críticas en función de la forma del apoyo y por ejemplo para columnas rectangulares o cuadradas sin aberturas se realiza a una distancia $d/2$ alrededor del apoyo.

Otra alternativa más conservadora pero bastante más sencilla para verificar la resistencia al cortante de la placa consiste en determinar el cortante por unidad de longitud (Q_n) en cada punto de la misma, empleando por ejemplo las ecuaciones (6.59) y (6.60). La resistencia admisible por unidad de longitud y según se indica en la ecuación (6.29) para elementos sometidos a flexión y cortante es

$$V_c = 2\varphi\sqrt{f'_c}d \quad (6.65)$$

donde d es el canto de la placa y las unidades son libras por pulgada cuadrada. En este procedimiento la verificación se simplifica a cumplir en cada punto

$$Q_n \leq 1.7\sqrt{f'_c}d \quad (6.66)$$

6.2 DISEÑO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES

6.2.1 Pórticos dúctiles especiales

Una gran parte de la investigación sobre diseño sismoresistente en los últimos treinta años tiene por objetivo el buscar sistemas estructurales que proporcionen una adecuada disipación de energía evitando fallos frágiles como las indicadas en el Capítulo 4. El primer sistema estructural propuesto y hasta el momento el único claramente especificado en la normativa americana del ACI ⁽¹⁾ son los llamados pórticos dúctiles especiales. Las recomendaciones recogidas inicialmente

en este código se fundamentaron, entre otras investigaciones, en las recomendaciones de la asociación de ingenieros de California "Structural Engineers' Association of California (SEAOC) ⁽²¹⁾". Al emplear esta normativa está implícito que una estructura se divide en sistemas estructurales para cargas laterales y sistemas estructurales para cargas gravitatorias. Un sistema estructural para cargas laterales puede ser un pórtico arriotrado o un pórtico con muros de corte, el cual debido a su mayor rigidez en comparación con otros pórticos del edificio se espera resista mayoritariamente la carga lateral. Un pórtico perteneciente al sistema estructural para cargas laterales se denomina pórtico dúctil especial si cumple determinadas condiciones de cuantías mínimas de acero de refuerzo, tanto longitudinal como transversal; relaciones ancho-espesor mínimas, entre otras muchas restricciones. Estas recomendaciones deben aplicarse por igual a todos los miembros del pórtico ya que se considera implícito el hecho de que por lo general en la práctica de diseño no se podrán determinar con precisión las demandas de ductilidad en cada miembro.

Los sistemas estructurales para cargas gravitatorias también deben cumplir ciertas recomendaciones para asegurar por lo menos una compatibilidad de desplazamientos con los sistemas estructurales para cargas laterales. Estas recomendaciones, sin embargo, son mucho menos exigentes que las recomendaciones para pórticos dúctiles especiales.

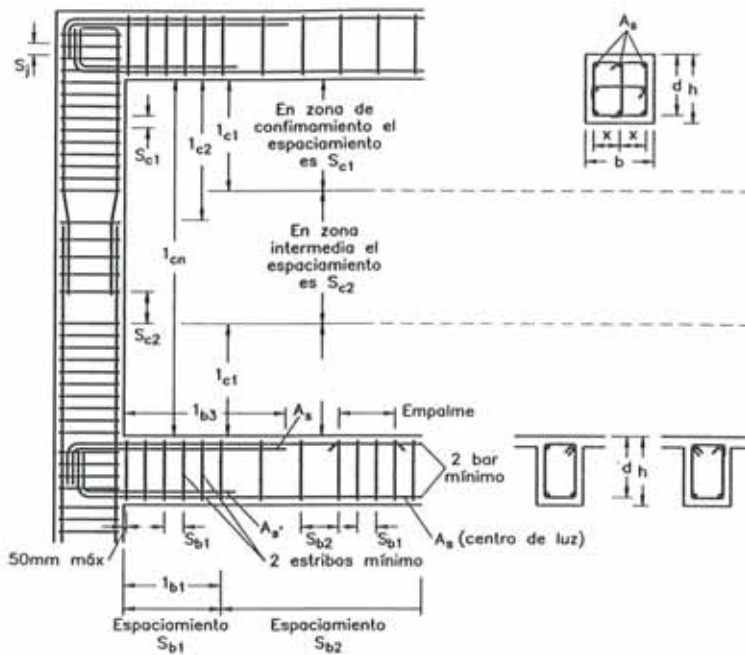
La figura 6.12 presenta un resumen de las recomendaciones mínimas que se presentan a continuación, tanto para elementos a flexión, como a flexo-compresión y conexiones entre elementos estructurales.

Elementos estructurales sometidos a flexión

Las recomendaciones para un elemento estructural sometido a flexión se aplican si se dan las siguientes cinco condiciones:

- (1) La carga axial incluyendo factores de mayoración entre cargas de servicio y últimas debe de ser menor igual a $0.1A_g f'_c$, donde A_g es el área completa de la sección transversal.
- (2) La longitud libre de la barra debe ser mayor igual a cuatro veces su canto efectivo.
- (3) La relación ancho-canto efectivo debe ser mayor igual a 0.3.
- (4) El ancho del elemento a flexión debe ser mayor igual a 25cm.
- (5) El ancho del elemento a flexión debe ser menor al ancho del elemento que lo soporte (medido en el plano de la sección transversal) más tres cuartos de su canto efectivo en cada lado.

El fundamento de estas restricciones es de que observaciones experimentales indican que bajo cargas cíclicas y en el rango no lineal el comportamiento de elementos a flexión que no cumplen con estas condiciones es distinto en comparación a elementos relativamente esbeltos que si las cumplen. Las recomendaciones con relación al refuerzo longitudinal establecen que por lo menos deben emplearse dos barillas para refuerzo negativo y dos para refuerzo positivo. La cuantía



$S_j = 2s_{c1}$ cuando existen vigas de cierta dimensión monolíticamente unidas a las cuatro caras de la columna
Para todos los otros casos usar S_{c1}

$$A_s \geq 0.01bd$$

$$\leq 0.06bd$$

$$l_{c1} < \min(h, l_{cn}/6, 450\text{mm})$$

$$l_{c2} > l_{cn}/4$$

$$x < 350\text{mm}$$

$$S_{c1}, S_{c2} < 100\text{mm}, 1/4 \text{ m\u00edn}(b, d)$$

d_b : di\u00e1metro refuerzo principal

$$S_s < h/4, 100\text{mm}$$

$$l_{b1} > 2d: \text{usar estribos a } S_{b1}$$

$$S_{b1} < \min(d/4, 8d_b, 24 \text{ di\u00e1metro estribo}, 300\text{mm})$$

$$S_{b2} < d/2$$

l_{b3} : distancia hasta el punto de inflexi\u00f3n m\u00e1s longitud de anclaje pero no menor a $L_{bn}/4$

l_{bn} : longitud libre de viga

Figura 6.12 P\u00f3rticos d\u00faciles especiales

m\u00ednima tanto superior como inferior es igual a la cuant\u00eda m\u00ednima para secciones de hormig\u00f3n armado, es decir $14/f_y$ donde f_y es la resistencia del acero de refuerzo expresada en kilogramos por cent\u00edmetro cuadrado. La cuant\u00eda m\u00e1xima en cualquier caso es de 0.025 para evitar un eventual fallo fr\u00e1gil por compresi\u00f3n del hormig\u00f3n. En los nudos la resistencia a momento positivo debe ser por lo menos igual al 50% de la resistencia a momento negativo, para tener en cuenta una eventual inversi\u00f3n de momentos debido a la acci\u00f3n s\u00edsmica. Adem\u00e1s, en cualquier secci\u00f3n del elemento se debe cumplir que tanto la resistencia a momento positivo como la resistencia a momento negativo deben ser igual o mayor a un 25% de la m\u00e1xima resistencia a momentos negativos en los nudos del elemento.

Las recomendaciones con relación al refuerzo transversal indican que a una distancia mínima de 2 veces el canto efectivo medido desde los nudos del elemento y en general en cualquier zona donde se espera se produzcan rótulas plásticas se debe proporcionar refuerzo transversal a una distancia máxima de $1c/0.05 + \min[d/4, 8d_b(\text{long}), 24d_b(\text{trans}), 30]$, donde d es el canto efectivo, $d_b(\text{long})$ es el diámetro menor de las barillas longitudinales, y $d_b(\text{trans})$ es el diámetro de las barras transversales. El espaciamiento máximo en toda su longitud es de $0.5d$.

En general no se permiten empalmes de todas las barras en los nudos y en zonas donde se espera la formación de rótulas, como por ejemplo a una distancia $2d$ de los nudos. En estas zonas se pueden soldar hasta la mitad de las barras y los empalmes deben estar separados, como mínimo, a una distancia de 75cm. En zonas de empalmes el espaciamiento máximo del refuerzo transversal no debe exceder de 10cm ni de $d/4$.

Si se cumplen todas estas condiciones, la ductilidad que se puede esperar de secciones de hormigón armado sometidas principalmente a flexión es de 6 a 10, variando, entre otros factores, en función del refuerzo transversal y la carga axial.

Elementos estructurales sometidos a flexo-compresión

Las recomendaciones para un elemento estructural sometido a flexo-compresión se aplican si se dan las siguientes tres condiciones:

- (1) La carga axial incluyendo factores es mayor a $A_g f'_c / 10$
- (2) La dimensión más corta de la sección transversal que pasa por su centroide debe ser mayor a 30 cm
- (3) La relación entre la dimensión más corta y la correspondiente dimensión perpendicular que pasen por el centroide de la sección debe ser mayor a 0.4

Si un pilar no cumple alguna de estas condiciones no se le debe incluir como parte del sistema estructural para cargas laterales.

Con relación al refuerzo longitudinal estas recomendaciones establecen que la cuantía mínima es del 1% y la cuantía máxima es del 6%. Con el objetivo de tratar de evitar la formación de rótulas plásticas en las columnas y seguir el criterio de "columna fuerte-viga débil" se establece que si la carga axial es mayor a $0.1A_g f'_c$ la sumatoria de las resistencias para momentos de las columnas incluyendo fuerza axial debe ser mayor a $6/5$ la sumatoria de la resistencia para momentos de las vigas. Las resistencias a flexión se suman de manera tal que las resistencias de las vigas se oponen a las resistencias de las columnas. Si esta condición no se cumpliera se debe proporcionar acero de refuerzo trasnversal adicional en toda la longitud de la columna, similar al confinamiento de nudos presentado a continuación.

Con relación al refuerzo transversal se establece que a una distancia mínima de $\min[d, L/6, 45\text{cm}]$ se debe proporcionar acero trasnversal con un mínimo de

$$A_{sh} \geq 0.3(shc f'_c / f_{yh}) [(A_g / A_{ch}) - 1] \quad (6.67)$$

donde A_g es el área total de la sección; A_{ch} es el área de la sección sin incluir el recubrimiento; s es el espaciamiento de los estribos; h_c es el canto de la columna sin incluir recubrimiento; y f_{yh} es la resistencia a fluencia del refuerzo de estribos. Para dimensiones típicas de recubrimiento esta expresión se puede reducir a

$$A_{sh} \geq 0.12sh_c f'_c / f_{yh} \quad (6.68)$$

en unidades de libras y pulgadas. Para una relación $f'_c / f_{yh} = 0.05$ la expresión anterior se simplifica a $A_{sh} \geq 0.024sh_c$.

La figura 6.13 presenta un ejemplo de como se mide esta área de refuerzo transversal para una columna. El espaciamiento máximo en estas zonas es de $S \geq (b, h)/4$ ó 10cm. En estas zonas se producirían, generalmente, aquellas rótulas plásticas que se formasen en las columnas. El objetivo de las recomendaciones es confinar el hormigón y evitar el pandeo del refuerzo longitudinal una vez perdido el hormigón de recubrimiento o "cover spalling", tal como se presentó en el Capítulo 4. Por ello las recomendaciones son tan exigentes en relación al refuerzo transversal. En el resto de la columna no se especifica un refuerzo mínimo aunque desde luego el máximo a flexión antes indicado no se debe de exceder. Por otro lado es recomendable que el refuerzo transversal sea similar en ambas direcciones de la sección. La separación máxima entre barillas longitudinales sin refuerzo transversal es de 35cm.

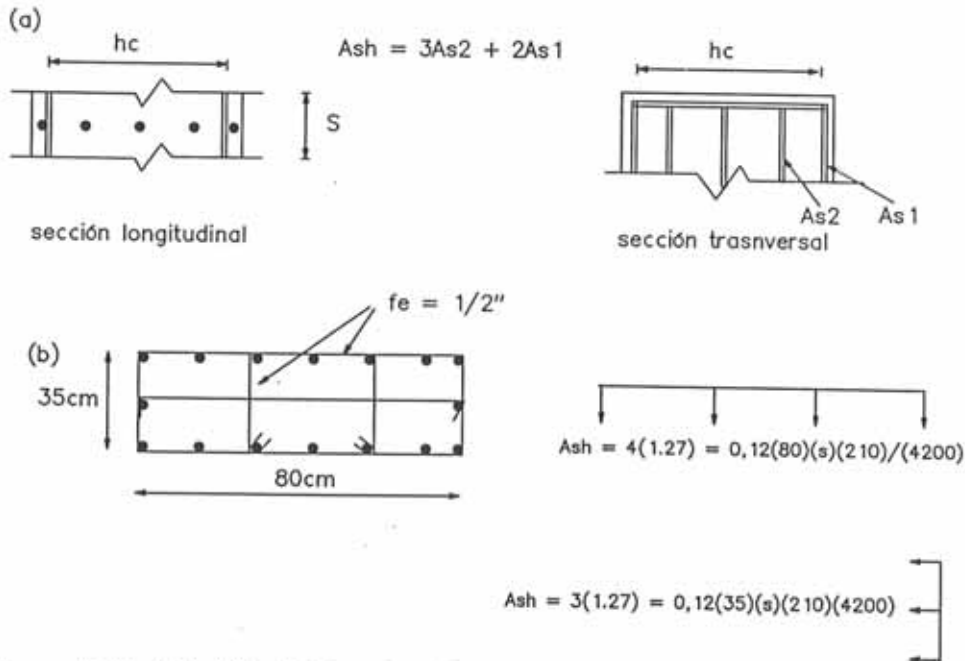


Figura 6.13 Definición del área de refuerzo transversal y separación máxima de barillas.

En zonas de cambios bruscos de rigideces es muy difícil garantizar que las rótulas plásticas se formen en los extremos de las columnas (por ejemplo si un

muro de corte termina en dos pilares, las rótulas en los pilares pueden estar en cualquier punto de su longitud). Por ello los mencionados requisitos de confinamiento mínimos en los nudos se deben de cumplir en toda la longitud de las columnas con menor rigidez. En el ejemplo del muro de corte se debe confinar las columnas en toda su longitud.

En general sólo se puede empalmar en la mitad central de los pilares. Estos empalmes se diseñan como empalmes de tracción. Empalmes en otras zonas de las columnas se pueden realizar con soldadura de forma similar al procedimiento indicado anteriormente para elementos a flexión.

Conexiones entre elementos estructurales

El refuerzo transversal en el interior de una conexión que no está confinada por elementos estructurales en sus cuatro caras es similar al refuerzo transversal antes presentado para los extremos de un elemento sometido a flexo-compresión. Si la conexión está confinada por sus cuatro caras este refuerzo transversal de nudo puede reducirse como mínimo a la mitad siempre y cuando se ubique en el interior del elemento de confinamiento con menor canto y, además, el ancho de los elementos de confinamiento sea por lo menos $3/4$ el ancho de la columna.

Las fuerzas actuantes en el refuerzo longitudinal de las vigas y en el plano de la conexión debe considerarse como $1.25f_y$ y su longitud de anclaje debe obtenerse empleando el mencionado valor. El anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas debe extenderse hasta el extremo opuesto de la columna y anclarse en el interior del refuerzo transversal de la columna. Anclajes a a tensión con ganchos a 90 grados requieren una longitud mínima de

$$l_{dh} = f_y d_b / 65 \sqrt{f'_c} \quad (6.69)$$

para barras con diámetros entre $3/8$ y $11/8$ de pulgada y con unidades de libra y pulgada. En todo caso la longitud mínima de anclaje para barras con ganchos a 90 grados es de $8d_b$ ó 15 cm. Para barras ancladas sin ganchos a 90 grados la longitud de anclaje es entre 2.5 y 3.5 veces la longitud antes indicada.

Resistencia por cortante mínima

La experiencia indica que la fuerzas de cortante obtenidas mediante un análisis lineal elástico empleando cargas según las normativas de diseño son relativamente bajas, lo cual originaría erróneamente que el refuerzo trasnversal estuviera distanciado entre si. De hecho por este motivo en las décadas entre los años de 1930-1960 no se solía emplear suficiente cantidad de refuerzo transversal, y desde luego mucho menos que en la actualidad. Según se presentó en el Capítulo 4 las fuerzas de ejercidas por un terremoto severo son reducidas en base a la ductilidad, la cual no se lograría desarrollar si se produciera un fallo frágil por cortante antes que uno ductil por flexión. Por este motivo se propuso en el Capítulo 4 lo que se denomina un diseño por capacidad que evite un fallo frágil por cortante en todos aquellos elementos pertenecientes al sistema estructural para cargas laterales.

La normativa americana recoge esta recomendación y establece que el cortante de diseño para cargas sísmicas y en miembros a flexión debe ser calculado empleando las leyes de la estática a un diagrama de cuerpo libre del elemento con la capacidad por momentos últimos (tanto positivos como negativos) en los extremos y considerando las cargas gravitatorias mayoradas. Es decir, el cortante de diseño no se obtiene según el análisis estructural sino en función de cuatro diagramas de cuerpo libre. Los momentos últimos actuantes en los extremos de la barra se deben de calcular considerando una resistencia a tensión del refuerzo longitudinal igual a $1.25f_y$ para tener en cuenta el probable endurecimiento del refuerzo bajo cargas extremas y sin considerar los coeficientes de reducción de resistencia de la normativa.

Para miembros a flexo compresión la normativa americana indica que el cortante de diseño para cargas sísmicas se determine considerando las fuerzas actuantes en el elemento, con las resistencias a momento últimas obtenidas según la carga axial mayorada que proporcione los momentos máximos. Como por lo general las cargas actuantes en columnas son bajas el cortante se determinaría como $(M1_u + M2_u)/h$ donde Mi_u son los momentos últimos en cada extremo y h es la altura de entrepiso. Los momentos últimos son función de la carga axial actuante.

Si los cortantes de diseño para cargas sísmicas antes obtenidos en miembros a flexión y en miembros a flexo-compresión exceden en más de un 50% el cortante total y si la carga axial mayorada incluyendo cargas laterales es menor a $(A_g f'_c/20)$, la contribución de la resistencia del hormigón (V_c en las expresión 6.31) debe asumirse como nula. Según los comentarios del código ACI, la contribución de la resistencia del hormigón para elementos sometidos a cargas cíclicas que inducen una respuesta no lineal importante es en realidad muy significativa y, por el contrario, el refuerzo transversal sólo confina al hormigón incrementando su resistencia. El motivo de asumir la mencionada resistencia del hormigón como nula es debido a que estudios experimentales para elementos sometidos a acciones cíclicas demuestran que se requiere más refuerzo transversal que aquel obtenido para acciones monotónicas, tales como las indicadas para obtener el cortante de diseño sísmico. Este incremento es incluso mayor para aquellos elementos con una carga axial reducida. Por ello la normativa adopta este procedimiento simple, a pesar de su inconsistencia conceptual con la realidad.

Elementos estructurales pertenecientes al sistema para cargas gravitatorias

Todos aquellos pórticos que no pertenecen al sistema estructural para cargas laterales deben, como mínimo, ser capaces de desplazarse el doble del desplazamiento calculado según las cargas laterales factorizadas manteniendo su capacidad portante para cargas gravitatorias. Con esta regla simple se pretende tener en cuenta el complejo mecanismo de compatibilidad de desplazamientos entre distintos sistemas estructurales que forman una estructura con pórticos en tres dimensiones. Claramente no es, en general, una condición lo suficientemente

estricta para evitar fallos como el mostrado en la figura 2.7, ocurridos de forma importante durante el terremoto de Northridge. La severidad del mencionado terremoto junto con la elevada magnitud de la componente vertical causó la pérdida de capacidad portante para cargas gravitatorias en varias estructuras prefabricadas de estacionamiento de vehículos originando su colapso total.

Según las recomendaciones del ACI todos aquellos elementos del sistema estructural para cargas gravitatorias que tengan una carga axial superior a $(A_g f'_c/10)$ deben confinar los extremos del elemento en una distancia mayor a $[L/6, b, h, 45\text{cm}]$. En estas zonas el espaciamiento máximo es $[8d_b(\text{long}), 24 d_b(\text{trans}), b/2, h/2]$. El primer refuerzo transversal en los extremos del elemento debe estar a la mitad de la distancia máxima antes indicada. El espaciamiento máximo en el resto del elemento no debe exceder a dos veces el espaciamiento máximo en sus extremos.

6.2.2 Sistema de muros de corte acoplados

Un aspecto que limita frecuentemente el empleo de pórticos de hormigón armado es su relativa flexibilidad, por lo que para edificios de más de ocho pisos se suelen emplear tabiques o muros de corte -este nombre no es afortunado pues si bien por su gran rigidez tienden a resistir el cortante lateral no son necesariamente elementos frágiles que fallen por corte-. El parámetro que limita el desplazamiento lateral admisible es el denominado desplazamiento de entrepiso o "interstory drift", el cual se suele medir con un porcentaje de la altura de entrepiso. Este parámetro tiene por objetivo fundamental el reducir el daño no estructural que se produciría a causa de una excesiva flexibilidad de la estructura.

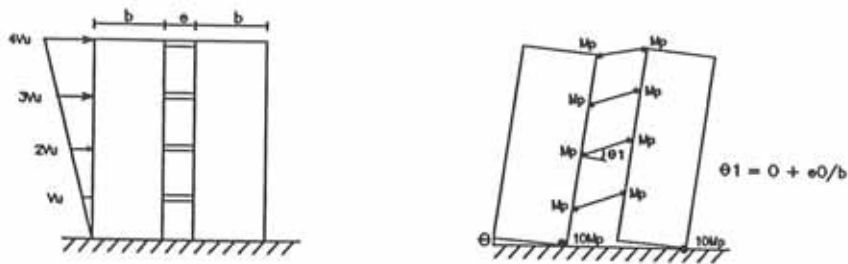
Se ha observado en terremotos recientes que estructuras con muros de corte reducen efectivamente el daño no estructural en base a su rigidez que disminuye el desplazamiento de entrepiso en comparación al desplazamiento de estructuras aperticadas. Por ello son comúnmente empleadas en varios países, en particular allí donde el costo de la mano de obra no es elevado -en EEUU su empleo es por el momento reducido en comparación con los pórticos dúctiles-.

Los principales inconvenientes de estructuras en base a muros de corte son, por una parte, que al rigidizar la estructura se suele incrementar la carga lateral producida por el sismo, por lo menos para terremotos en suelo firme con un espectro de diseño decreciente con el aumento de periodo. Además los muros de corte diseñados tradicionalmente son elementos menos dúctiles comparados con los elementos de los pórticos dúctiles especiales. De esta forma no sólo se deberían incrementar las fuerzas sísmicas debido a la disminución del periodo sino que se deberían incrementar también por su menor ductilidad.

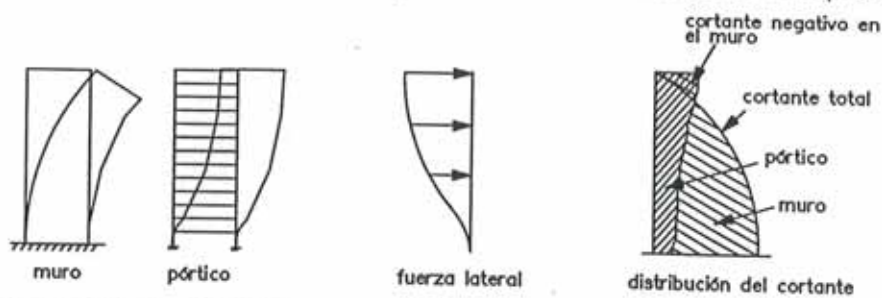
Los pórticos dúctiles especiales tienen además el inconveniente importante de no establecer diferencias entre las distintas vigas y columnas de una edificación. De esta forma las recomendaciones en torno a cuantías mínimas, separación de estribos, etc., se aplican, en general, indistintamente a todos los miembros del edificio. La investigación reciente en diseño sismoresistente busca por el contrario

limitar el daño, y por ello disipar energía, en determinados puntos preestablecidos de la edificación. De esta forma se puede obtener un ahorro en costo y por otro lado se facilita la posible reparación del edificio sometido a un sismo severo. Por ello en los últimos años se han buscado sistemas estructurales que limiten el daño a puntos predeterminados de la estructura y un primer sistema con estas características son los llamados muros o tabiques acoplados.

La figura 6.14(a) presenta una estructura con dos tabiques acoplados y su respectivo mecanismo de colapso. Como se muestra en la figura estos muros acoplados están formados por muros de corte unidos en paralelo por elementos que son generalmente de poca longitud. Las rótulas suelen comenzar a formarse en cada una de las vigas de entrepiso hasta formarse en todas ellas y en los niveles inferiores de los muros. De esta forma las vigas que conectan los muros disipan un alto porcentaje del total de la energía del sismo. Un aspecto importante del diseño de estas vigas es que para una misma ductilidad global de la estructura generalmente tienen demandas de ductilidad mayores que las suministradas por las recomendaciones para pórticos dúctiles especiales. Por ejemplo, para una ductilidad global de sólo 4 se pueden obtener ductilidades de sección del orden de 36 mientras que como se presentó anteriormente, la ductilidad de sección disponible en los pórticos dúctiles especiales para miembros en flexión es sólo de 6 a 10.



(a) Tabiques acoplados y correspondiente mecanismo de colapso



(b) Interacción entre muros y pórticos para edificios altos

Figura 6.14 Sistema estructural en base a tabiques acoplados y distribución del cortante en altura para edificios moderadamente altos.

De esta forma al diseñar estos elementos deberían emplearse las siguientes recomendaciones⁽²⁾: (1) proporcionar adecuada armadura de cortante, general-

mente en toda la longitud del elemento en particular si su relación canto-longitud es importante, (2) el refuerzo longitudinal no debe ser excesivo para asegurar un fallo por flexión evitando cualquier fallo frágil por cortante debido incluso al endurecimiento de la armadura, (3) proporcionar suficiente armadura de compresión para incrementar la ductilidad de la sección.

En la práctica no suelen encontrarse estructuras únicamente en base a muros de corte o a muros acoplados sino que se emplean junto con pórticos y por ello es importante considerar su interacción. Dos aspectos importantes a considerar son la distribución de fuerzas de cortante en altura y la rigidez y ductilidad obtenidas al combinar pórticos y muros de corte. Una estructuración en base a muros de corte y pórticos donde los muros soportan un 75% de la carga lateral y los pórticos el restante 25% suele denominarse⁽²²⁾ "sistema estructural dual" y correctamente diseñada se considera por muchos investigadores como uno de los mejores sistemas estructurales, desde un punto de vista sísmoresistente.

La figura 6.14(b) se emplea para ilustrar la interacción en la distribución de fuerzas de cortante entre placas y pórticos para edificios moderadamente altos donde el desplazamiento vertical de las columnas no es significativo. El sistema aporticado es más flexible en los niveles bajos del edificio mientras que para los últimos pisos el desplazamiento de entrepiso se reduce considerablemente. Las fuerzas de cortante en los niveles bajos del edificio son mayoritariamente resistidas por las placas mientras que en los niveles superiores son resistidas por los pórticos. El cortante en las placas y para los últimos niveles es incluso negativo. Este resultado es un tanto inesperado si se extrapolan resultados similares para casos de edificios de poca altura en los que las placas resisten mayoritariamente la carga en toda la altura. La explicación básica de este resultado es la necesidad de compatibilizar los desplazamientos de dos sistemas estructurales con distinta deformabilidad en altura.

La figura 6.15 ilustra la necesidad de proporcionar un mínimo de ductilidad a todos los sistemas estructurales de un edificio si se desea alcanzar la máxima resistencia potencial del edificio⁽²³⁾. En esta figura se presentan las curvas de resistencia y de desplazamiento lateral para un edificio formado por dos muros de corte y un pórtico dúctil especial. El muro W1 es más rígido que el muro W2 y ambos son más rígidos que el pórtico. La resistencia R_{w1} del muro W1 es mayor que la resistencia R_{w2} de la muro W2 y ambas son mayores a la resistencia R_f del pórtico. Si no se proporciona un mínimo de ductilidad a las muros de corte nunca se podría alcanzar la resistencia potencial máxima de la estructura y su correspondiente movimiento de mecanismo que disiparía la energía del terremoto. En particular, si el muro W1 no tuviera ninguna ductilidad sólo se podría alcanzar la resistencia R' y el comportamiento histerético global del edificio no sería adecuado. Aunque el pórtico fuese diseñado como un pórtico dúctil especial, su potencial ductilidad y resistencia no serían aprovechadas debido a un fallo frágil inicial de los muros y debido a la flexibilidad de los pórticos. Según la figura la ductilidad mínima que se debería proporcionar para disponer de toda

la resistencia es de 4.3 para el muro W1; 2.8 para el muro W2 y de 1 para el pórtico.

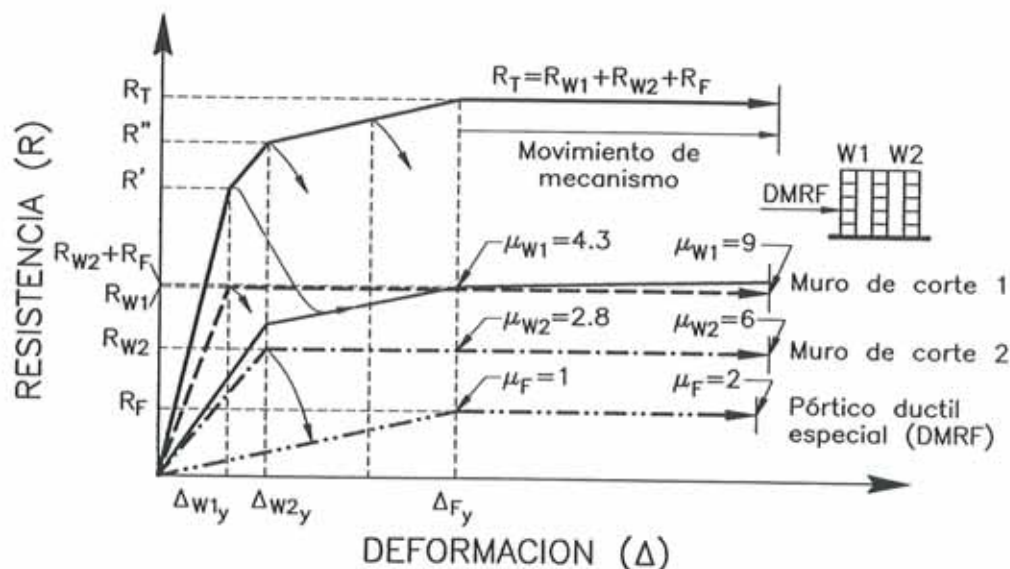


Figura 6.15 Interrelación entre ductilidad, resistencia y rigidez para alcanzar la resistencia potencial máxima de un sistema estructural que combine placas y pórticos.

Tal como se presentó anteriormente para el diseño de muros de corte, una alternativa para proporcionar ductilidad a muros de corte es concentrar el acero de refuerzo vertical en los extremos de las mismas confinándolo con acero transversal perpendicular a su plano. Es también conveniente ensanchar los extremos de tal forma que la sección del muro cambie su forma de rectángulo a una doble T donde se concentre el refuerzo longitudinal en las alas, con su correspondiente refuerzo transversal similar al empleado en columnas dúctiles. El ACI en su apéndice para el diseño de pórticos dúctiles especiales incluye algunas recomendaciones para el diseño de placas con cierta ductilidad. Un aspecto importante de las recomendaciones es que al exceder un nivel de carga axial se deben confinar las placas de manera análoga a columnas. No se especifica, sin embargo, la ductilidad global que se puede esperar si se cumplen las recomendaciones. Debe indicarse, de todas formas, que no es el objetivo del ACI establecer recomendaciones generales aplicables a todos los sistemas estructurales que combinen placas y pórticos. De hecho no son aplicables a sistemas estructurales como los tabiques acoplados mostrados en la figura 6.14(a), ya que, por ejemplo, para un nivel de ductilidad global de sólo 4 las demandas de ductilidad en las vigas cortas que unen los tabiques son generalmente más elevadas que las que se obtienen al emplear el mencionado código.

6.2.3 Sistema de pórticos excéntricos

Un sistema estructural que se emplea en EEUU de forma relativamente extensa desde hace una década corresponde a los pórticos excéntricos^(24,25), tal como el mostrado en la figura 6.16. Este sistema se emplea para edificios de acero aunque no existe ninguna limitación conceptual para emplearlo en edificios de hormigón armado. De hecho los mecanismos de disipación de energía en estos pórticos y en tabiques acoplados son similares siendo por ello potencialmente interesantes en países donde el costo de los materiales afecta significativamente el valor final de la estructura, en comparación al costo de la mano de obra. En estos pórticos las diagonales o elementos de arriostre no se llegan a unir en las vigas sino que están separados por una cierta distancia "e" en la cual se busca concentrar las rótulas plásticas para disipar energía en el caso de un sismo severo.

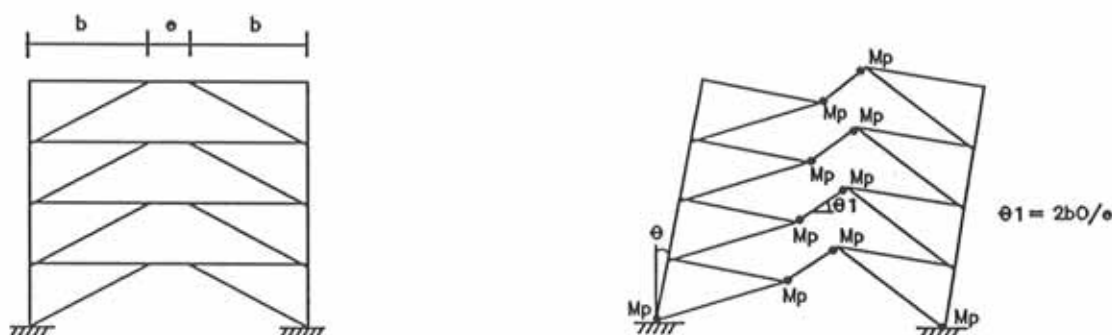


Figura 6.16 Pórtico excéntrico y mecanismo de colapso preferente.

Un aspecto fundamental en el diseño de estos pórticos es determinar los límites de la mencionada separación entre elementos diagonales para asegurar la formación de rótulas plásticas en dichas zonas y evaluar sus demandas de ductilidad. Posteriormente y de forma similar al diseño de tabiques acoplados, es fundamental determinar los requisitos de confinamiento, límites en acero longitudinal, entre otros factores, para asegurar la mencionada ductilidad de diseño. En la práctica el procedimiento a seguir es estimar mediante análisis las demandas de ductilidad en estas zonas, las cuales deben ser usualmente las más importantes, y emplear un procedimiento de diseño por ductilidad, tal como el que se presentó en este Capítulo para el diseño de tabiques acoplados.

REFERENCIAS

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete(ACI-318-91)", American Concrete Institute, Detroit, 1991.
2. Park R. y Pauley T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, 1975.
3. Neville Gerald (editor), *Simplified Design, Reinforced Concrete Buildings of Moderate Size and Height*, Portland Cement Association, Illinois, 1984.
4. Kent Dudley y Park Robert, "Flexural members with confined Concrete", *Proceedings*, ASCE, **97(7)**, Julio 1971.
5. Sheikh Shamim y Uzumeri S.M., "Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns", *Journal of the Structural Division*, ASCE, **108(12)**, Diciembre 1982.
6. Sheikh Shamim, "A Comparative Study of Confinement Models", *ACI Journal*, **79(30)**, 1982.
7. Vallenás J., Bertero V., y Popov E., "Concrete Confined by Rectangular Hoops and Subjected to Axial Loads", *UCB/EERC-77/13*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1977.
8. Soliman M., y Yu C., "The Flexural Stress-strain Relationship of Concrete Confined by Rectangular Transverse Reinforcement", *Magazine of Concrete Research*, **19(61)**, London, 1967.
9. Sargin M., "Stress-Strain Relationships for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections", *Study*, **4**, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, 1971.
10. Roy H. y Sozen M., "Ductility of Concrete", *Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, SP-12, American Concrete Institute/American Society of Civil Engineers, Detroit, 1965.
11. Chan W., "The Ultimate Strength and Deformation of Plastic Hinges in Reinforced Concrete Frameworks", *Magazine of Concrete Research*, **7(21)**, London, 1955.
12. Wallace J. y Moehle J., "The 3 March 1985 Chile earthquake: structural requirements for bearing wall buildings", *UCB/EERC-89/5*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1989.
13. Moehle J., Wallace J. y Martínez-Cruzado J., "Implications of strong motion data for the design of reinforced concrete bearing wall buildings", *UCB/EERC-90/01*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1990.
14. Wood S., "Performance of reinforced concrete buildings during the 1985 Chile earthquake: implications for the design of structural walls", *Earthquake Spectra*, **7(4)**, 1991.
15. Wallace J. y Moehle J., "Ductility and detailing requirements of bearing wall buildings", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **118(6)**, 1992.
16. Wallace J., "A methodology for developing new code provisions for seismic design of RC shear walls", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **120(3)**, 1994.
17. Paulay T., "The design of ductile reinforced concrete structural walls for earthquake resistance", *Earthquake Spectra*, **2(4)**, 1986.

18. Bozzo Miguel y Bozzo Luis, *La Estructura Espacial Compuesta*, Facultad de Teología, Lima, 1986.
19. Bozzo Luis, *Análisis, Diseño y Optimización de Placas Empleando Elementos Finitos Mixtos*, Monografía CIMNE, **24**, Barcelona, 1994.
20. Moehle, J. y Pantazopoulou, "The effect of slabs on the flexural behavior of beams", *UCB/EERC-87/17*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1987.
21. SEAOC, "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary", Seismology Committee, Structural Engineers' Association of California, San Francisco, 1973.
22. Applied Technology Council, "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings", *Special Publication*, No. 510, U.S. National Bureau of Standards, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., 1978.
23. Aktan A., Bertero V. y Piazza M., "Prediction of the Seismic Responses of R/C Frame-Coupled Wall Structures", *UCB/EERC-82/12*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1982.
24. Popov E., "Seismic Behavior of Structural Subassemblages", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **106(7)**, 1980.
25. Ricles J. y Popov E., "Inelastic Link Element for EBF Seismic Analysis", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **120(2)**, 1994.

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 Numéricos 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*, Luis 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 Almasa, 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, 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 estruturas*, Alvaro 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, 139 pp., ISBN:84-87867-57-X, 1995
- IS-14 *Simulación de escenarios de daño para estudios de riesgo sísmico*, F. Yépez, A.H. Barbat, J.A. Canas, 103 pp., ISBN: 84-87867-58-8, 1995

Los autores interesados en publicar monografías en esta serie deben contactar con el editor para concretar las normas de preparación del texto.

