

# **Monografías de Ingeniería Sísmica**

Editor A. H. Barbat

## **Herramientas necesarias para la evaluación sísmica de edificios**

R. Moreno González  
L. Pujades Beneit  
A. C. Aparicio Bengoechea  
A. H. Barbat

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos,  
Canales y Puertos de Barcelona

**Monografía CIMNE XX-XX 2007**



# Índice general

<b>1. Introducción</b>	<b>1</b>
1.1. Introducción . . . . .	1
<b>2. Métodos de análisis</b>	<b>3</b>
2.1. Métodos de análisis sísmicos . . . . .	7
2.1.1. Análisis estático lineal . . . . .	8
2.1.2. Análisis dinámico lineal . . . . .	8
2.1.3. Análisis estático no lineal . . . . .	9
2.1.4. Análisis dinámico no lineal . . . . .	9
2.2. Respuesta dinámica de estructuras . . . . .	10
2.2.1. Sistema de un grado de libertad . . . . .	10
2.2.2. Sistema de varios grados de libertad . . . . .	12
<b>3. La ingeniería sísmica en el análisis de edificios</b>	<b>13</b>
3.1. Ingeniería sísmica basada en prestaciones . . . . .	13
3.2. Curvas y espectros de capacidad . . . . .	17
3.3. Espectros de respuesta . . . . .	18
<b>4. Peligrosidad, vulnerabilidad y riesgo sísmico</b>	<b>19</b>
4.1. Peligrosidad y vulnerabilidad sísmica . . . . .	19

4.1.1. La peligrosidad sísmica . . . . .	19
4.1.2. La vulnerabilidad sísmica . . . . .	20
4.2. El riesgo sísmico . . . . .	22
<b>5. El daño sísmico</b>	<b>27</b>
5.1. Daño sísmico . . . . .	27
5.2. Índices de daño . . . . .	29
5.2.1. Índice de Park y Ang . . . . .	30
5.2.2. Índice de Roufaiel y Meyer . . . . .	30
5.2.3. Índice de Bracci . . . . .	31
5.2.4. Índice de Calvi . . . . .	31
<b>6. Evaluación de la capacidad por demanda sísmica</b>	<b>33</b>
6.1. Capacidad por demanda sísmica . . . . .	33
6.1.1. Método del espectro de capacidad . . . . .	35
6.1.2. Método N2 . . . . .	36
6.1.3. Método basado en el desplazamiento . . . . .	38
6.2. Curvas de fragilidad . . . . .	41
6.3. Matrices de probabilidad de daño . . . . .	42
<b>7. La acción sísmica en el diseño estructural</b>	<b>45</b>
7.1. Acción sísmica . . . . .	45
7.2. Espectros de respuesta . . . . .	47
7.2.1. Espectros norma sísmica española . . . . .	47
7.2.2. Espectros código sísmico europeo . . . . .	49
7.2.3. Espectros IGC para Barcelona . . . . .	52
7.3. Técnicas de obtención de acelerogramas artificiales	56

7.3.1.	Métodos sismológicos . . . . .	56
7.3.2.	Métodos estocásticos . . . . .	57
7.4.	Generación de acelerogramas artificiales compatibles con espectros de respuesta . . . . .	60
7.5.	Programa SIMQKE . . . . .	63
7.6.	La envolvente trapezoidal . . . . .	65
7.6.1.	La duración (DUR) . . . . .	65
7.6.2.	El tiempo de elevación ( <i>TRISE</i> ) . . . . .	68
7.6.3.	La fase fuerte ( <i>TLVL</i> ) . . . . .	68
7.6.4.	El tiempo de caída ( <i>TFALL</i> ) . . . . .	69
7.7.	Generación de acelerogramas artificiales específicos para Barcelona . . . . .	70
<b>8.</b>	<b>Metodología para la evaluación del riesgo sísmico</b>	<b>73</b>
8.1.	Curva de capacidad . . . . .	74
8.2.	Espectro de capacidad . . . . .	75
8.2.1.	Espectro de capacidad bilineal . . . . .	77
8.3.	Espectro de demanda . . . . .	78
8.3.1.	Punto de capacidad por demanda . . . . .	82
8.4.	Curvas de fragilidad . . . . .	83
8.4.1.	Umbral de los estados de daño . . . . .	84
8.4.2.	Desviación estándar . . . . .	86
8.5.	Matrices de probabilidad de daño . . . . .	89
8.6.	Parámetro de daño medio . . . . .	90
	<b>Referencias bibliográficas</b>	<b>93</b>



# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1. Introducción

El análisis de la respuesta sísmica de una estructura ha adquirido una especial importancia tanto para el diseño sísmico como para la predicción del daño causado por los terremotos. En los últimos años se han desarrollado varios métodos que permiten evaluar la vulnerabilidad y el daño sísmico de las estructuras considerando diferentes criterios.

En este trabajo se presenta de forma resumida, los conceptos fundamentales relacionados con la acción sísmica, la respuesta estructural de los edificios, la evaluación de la vulnerabilidad, el riesgo y el daño sísmico. Se presentan también algunos índices de daño propuestos por diferentes investigadores para evaluar el nivel de degradación que sufren los edificios cuando soportan acciones sísmicas. También se describen las formas para definir la acción sísmica que son adecuadas al cálculo estructural.

Antes de efectuar un análisis sísmico de estructuras es necesario definir, de manera correcta, la acción sísmica. El movimiento sísmico es complicado y puede ser considerado como un proceso aleatorio, el cual requiere de estudios basados en análisis estocásticos y en la teoría de probabilidades. Las técnicas más usuales de caracterizar el movimiento del terreno, tanto de forma determinista como probabilista, se basan en espectros de respuesta y acelerogramas. Desde hace muchos años se vienen utilizando definiciones

deterministas de la acción, debido a la sencilla aplicación y a la escasez de acelerogramas.

En este trabajo, también se presentan unas técnicas para generar acelerogramas artificiales, los cuales son necesarios para realizar una evaluación del riesgo sísmico mediante un análisis de historias en el tiempo. La acción sísmica, aquí utilizada, está enfocada a la ciudad de Barcelona, España. Barcelona se encuentra situada en una zona de sismicidad moderada y, además, no dispone de registros sísmicos. La definición de la acción sísmica se establece mediante espectros sísmicos de diseño y acelerogramas artificiales compatibles con dichos espectros. Al final de este trabajo, se presentan los espectros de respuestas considerados para definir la demanda sísmica y los acelerogramas artificiales obtenidos, los cuales pueden ser utilizados para la evaluación de estructuras para distintas intensidades sísmicas y para distintos emplazamientos de Barcelona.

En el último capítulo se describe una metodología para la evaluación de la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de edificios. La metodología tiene varios pasos e incluye la modelización y el análisis no lineal. Esta metodología se enfoca a la obtención de curvas de fragilidad, las cuales pueden ser generadas mediante una evaluación empírica y mediante una evaluación analítica. La primera se basa en los daños observados después de producirse un sismo real, mientras que la segunda se basa en un análisis numérico, donde se predice la respuesta sísmica de la estructura.

El objetivo de este trabajo, es básicamente, el de introducir al lector en el análisis sobre la evaluación de la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de edificios situados en un emplazamiento dado. Al final de este documento se anexa un CD con los distintos acelerogramas generados para Barcelona.

# Capítulo 2

## Métodos de análisis

Antes de introducirnos en la evaluación sísmica de edificios, es importante definir palabras y conceptos. A continuación se presentan algunas definiciones relacionadas con la acción sísmica - a la que nos solemos referir también como terremoto - con la amenaza o demanda sísmica, con la vulnerabilidad y capacidad estructural de los edificios y con el daño.

Los *terremotos* son movimientos de la Tierra causados por la liberación brusca de energía acumulada durante largos períodos de tiempo. Básicamente se conocen tres tipos de terremotos, los tectónicos, los volcánicos y los artificiales. En este trabajo se hace referencia a los sismos más destructivos, *los tectónicos*.

*Distancia epicentral*, es la distancia entre un observador y el epicentro de un sismo, medida sobre la superficie de la Tierra.

*Epicentro*, es el punto en la superficie de la Tierra ubicado directamente sobre el foco o hipocentro. Es, generalmente, el sitio en la superficie terrestre donde la intensidad del terremoto es mayor. Sin embargo, el epicentro puede no coincidir con el punto en el cual la mayoría de los daños ocurren. La ruptura de falla puede tener kilómetros de longitud y las ondas se generan a lo largo de toda la longitud de la falla. Las características de la falla y del medio de propagación, así como la geología local, pueden hacer que el punto de mayor intensidad no coincida con el epicentro, figura 2.1. D: distancia epicentral, R: distancia hipocentral y H: profundidad.

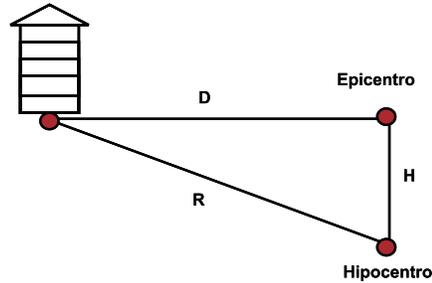


Figura 2.1: Relación geométrica.

*Hipocentro o Foco*, es el punto, en el interior de la Tierra, donde se libera la energía de un terremoto, es decir, es donde se da inicio a la ruptura de la falla que genera un sismo, figura 2.1. Cuando ocurre en la corteza de la Tierra (hasta 70 km de profundidad) el sismo se denomina superficial. Si ocurre entre los 70 y los 300 km se denomina intermedio y si es de mayor profundidad: profundo.

*Hora o tiempo origen*, corresponde al instante en que se produce la relajación súbita de los esfuerzos, es decir, el momento en que se inicia la ruptura en el foco. Ésta puede ser referida a la hora local u hora estandarizada universal (UTC: *coordinated universal time*, también conocida como GMT: *Greenwich mean time*).

*Precursores*, temblores pequeños que suelen ocurrir con anterioridad a un sismo principal.

*Réplicas*, después que se produce un terremoto grande, suelen ocurrir muchos sismos de menor tamaño en la vecindad del hipocentro del sismo principal.

*Intensidad*, es una medida cualitativa o cuantitativa de la severidad de un movimiento sísmico en un sitio específico. La medida de intensidad instrumental cuantitativa incluye parámetros ingenieriles, tales como la aceleración pico (*peak ground acceleration*), la velocidad pico (*peak ground velocity*), la intensidad espectral *Housner* y el espectro de respuesta. La intensidad macrosísmica se define en función de los efectos y daños observados. Las escalas en uso hoy en día son EMS (European Macroseismic Scale), MSK (Medvedev, Sponhauer, Karnik), MM (Mercalli Modificada) y JMA (Japanese Meteorological Agency). La intensidad depende del lugar de observación.

*Magnitud*, es una medida cuantitativa del tamaño de un terremoto; está relacionada con la energía liberada en el foco. Es independiente del lugar de observación. La escala conocida es la de Richter, la cual es una escala logarítmica.

*Peligrosidad sísmica*, es la amenaza impuesta por fenómenos naturales que pueden causar a la humanidad impacto social negativo, pérdidas humanas y económicas severas. Se define como la probabilidad de que una medida escalar de intensidad sísmica seleccionada en un sitio, exceda un valor dado en un intervalo de tiempo determinado (Pinto et al., 2004).

*Vulnerabilidad sísmica*, cuantifica la sensibilidad o resistencia de una estructura a las acciones sísmicas, se suele calificar mediante un índice que toma valores de  $0$ , muy resistente, a  $1$ , muy vulnerable. La vulnerabilidad o fragilidad sísmica se define como el grado de daño (en una estructura) debido a la ocurrencia de un sismo de intensidad dada (Pinto et al., 2004). En este estudio se evalúa la vulnerabilidad de los edificios en términos de curvas de capacidad y curvas de fragilidad.

*Riesgo sísmico*, puede definirse en términos técnicos, como la probabilidad de pérdida o daño. El riesgo se define como la probabilidad incondicional de exceder un estado límite dado, durante un tiempo de exposición (Pinto et al., 2004). El riesgo es debido a la contribución de tres factores: peligrosidad, valor expuesto y vulnerabilidad del valor expuesto. La reducción de la vulnerabilidad repercute en una disminución del riesgo.

*Preparación*, es el conjunto de medidas que deben implantarse antes de que se presente un desastre.

*Plan de emergencia*, es un conjunto de medidas a aplicar antes, durante y después de la ocurrencia de un desastre.

*Plan de mitigación*, cualquier acción preventiva que se hace antes de la ocurrencia de un desastre, con el objetivo de reducir sus consecuencias.

*Espectro de respuesta*, es una curva que da la respuesta máxima de un sistema de un grado de libertad en función de una característica estructural. Su forma más usual viene dada por el período o la frecuencia, en el eje de abscisas y, en el eje de ordenadas,

---

la aceleración máxima del sistema. El formato ADRS se ha hecho también popular y en él se representa el desplazamiento espectral en abscisas y la aceleración espectral en ordenadas.

*Acelerograma*, es una representación de las aceleraciones registradas en el terreno en función del tiempo.

*Ergodicidad*, se puede demostrar que, cuando un proceso estocástico cumple ciertas condiciones, es posible estimar consistentemente sus características a partir de una realización del mismo. Los procesos que cumplen tales condiciones se denominan ergódicos. Por ejemplo, un proceso estocástico estacionario es ergódico en la media si es posible estimar consistentemente este parámetro haciendo uso de la media muestral temporal. De forma análoga puede hablarse de ergodicidad respecto a la autocovarianza. En general, las condiciones de ergodicidad se cumplen para la clase de procesos que nos interesan.

*Estocástico*, perteneciente o relativo al azar. Teoría estadística de los procesos, cuya evolución en el tiempo es aleatoria.

*Probabilista*, relativo a la probabilidad.

Para describir el desplazamiento de un edificio, se utilizan varios términos con diferentes significados. Las siguientes definiciones describen estos términos y su significado, figura 2.2 (FIB, 2003).

*Desplazamiento en el techo* ( $\Delta_{techo}$ ): es el desplazamiento lateral en el último piso del edificio con respecto a la base, figura 2.2.

*Deriva de entrepiso* ( $\Delta_i$ ): es el desplazamiento horizontal entre dos pisos adyacentes, figura 2.2.

*Deriva* ( $\delta_i$ ): corresponde a la deriva de entrepiso dividida por la altura del piso ( $h_i$ ),  $\delta_i = \frac{\Delta_i}{h_i}$ , figura 2.2.

*Deriva promedio* ( $\delta_{prom}$ ): corresponde al desplazamiento en el techo dividido por la altura total del edificio ( $H_{total}$ ,  $\delta_{prom} = \frac{\Delta_{techo}}{H_{total}}$ ), figura 2.2.

Los términos de riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad están altamente relacionados y, antes de su uso, se debe encontrar una definición estándar que permita distinguirlas. Algunos comités y

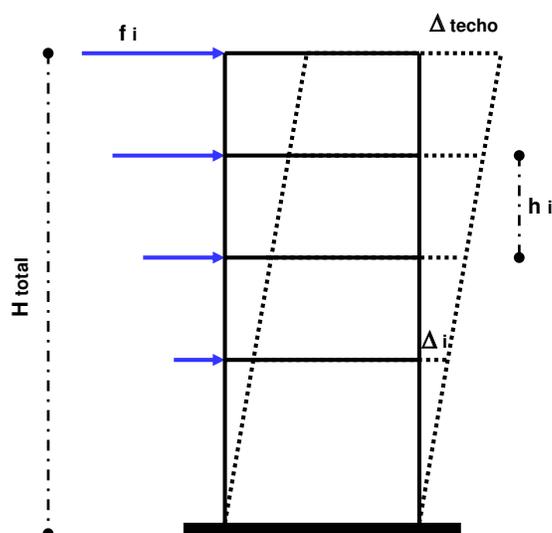


Figura 2.2: Definición de derivas de piso.

trabajos científicos se han encargado de establecer definiciones, dentro del área de la ingeniería sísmica, que permiten aclarar las diferencias existentes. Entre otros comités se encuentran el Instituto de Investigaciones en Ingeniería Sísmica (*EERI*), la Asociación Europea de Ingeniería Sísmica (*EAAE*), la Comisión de Seguridad Sísmica de California (*CSSC*), el Servicio Geológico de los Estados Unidos (*USGS*) y en los trabajos científicos están Dolce et al. (1994), Yépez (1996) y (Mena, 2002).

También debemos aclarar que cuando en este trabajo se habla de desempeño, se hace referencia a la capacidad por demanda, y el término *pushover* quiere decir empuje incremental.

## 2.1. Métodos de análisis sísmicos

La mayoría de los códigos sísmicos actuales y el diseño sísmorresistente están basados en el análisis elástico de las estructuras. Estos procedimientos incluyen análisis estático y dinámico, los cuales son utilizados en los análisis de la fuerza lateral equivalente, el análisis del espectro de respuesta, en el análisis modal y en el análisis elástico de historias en el tiempo. Para tener en cuenta la

incursión de la estructura en el rango no lineal, los códigos sísmicos incluyen un factor de reducción o de comportamiento para reducir el espectro elástico equivalente, el cual depende del tipo de estructura. Estos métodos están bien documentados en la literatura de la ingeniería sísmica y son extensamente usados. Cuando la respuesta inelástica o no lineal es importante, el análisis elástico debe usarse con precaución (SEAOC, 1995).

En un análisis lineal, las propiedades estructurales, tales como la rigidez y el amortiguamiento, son constantes, no varían con el tiempo. Todos los desplazamientos, esfuerzos, reacciones, son directamente proporcionales a la magnitud de las cargas aplicadas. En un análisis no lineal, las propiedades estructurales pueden variar con el tiempo, la deformación y la carga. La respuesta suele no ser proporcional a las cargas, ya que las propiedades estructurales suelen variar.

### 2.1.1. Análisis estático lineal

La estructura es modelada como un sistema equivalente de uno o varios grados de libertad (gdl) con una rigidez elástica lineal y un amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica de entrada es modelada por una fuerza lateral equivalente, con el objetivo de producir los mismos esfuerzos y deformaciones que el terremoto que ésta representa. Basados en el primer modo de vibración del edificio (modo predominante), la fuerza lateral es distribuida en la altura del edificio y las correspondientes fuerzas y desplazamientos internos son calculados usando el análisis elástico lineal.

### 2.1.2. Análisis dinámico lineal

La estructura es modelada como un sistema de uno o varios grados de libertad, con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica de entrada es modelada usando un análisis modal o bien un análisis histórico-temporal (*time-history*). El análisis modal supone que la respuesta dinámica de un edificio puede ser estimada a partir de la respuesta independiente de cada modo natural de vibración usan-

do el espectro de respuesta elástico lineal. Solamente se consideran los modos que contribuyen de forma significativa a la respuesta de la estructura. La mayoría de los códigos sísmicos requieren que se incluyan suficientes modos de vibración como para movilizar un 90 % de la masa efectiva. El análisis histórico-temporal implica una evaluación paso a paso en el tiempo de la respuesta del edificio, usando registros reales o acelerogramas artificiales como movimiento de entrada. En ambos casos, tanto las correspondientes fuerzas como los desplazamientos internos se calculan usando un análisis lineal elástico.

### 2.1.3. Análisis estático no lineal

Se basa en el análisis estático considerando la respuesta no lineal de los materiales. Existen muchos métodos para efectuar este tipo de análisis (ver por ejemplo *ATC-40*, *FEMA-273*) pero todos ellos tienen en común que las características no lineales (*fuerza-deformación*) de la estructura, son representadas por una curva de capacidad (*pushover*).

El máximo desplazamiento que, probablemente, puede ser experimentado durante un sismo dado, es determinado usando espectros de respuesta inelásticos. La gran ventaja de este método con respecto al análisis lineal es que directamente tiene en cuenta los efectos de la respuesta no lineal del material (mientras que en el análisis lineal esto se debe tener en cuenta de forma aproximada, mediante el factor de comportamiento o de reducción del espectro) y, por lo tanto, el cálculo de las fuerzas internas y desplazamientos serán más representativos de los esperados durante un sismo.

### 2.1.4. Análisis dinámico no lineal

Con este método la estructura es modelada de manera similar al análisis dinámico lineal, pero incorporando directamente la respuesta inelástica del material. La principal diferencia es que el sismo de entrada sólo puede ser modelado usando una función histórica-temporal, el cual implica una evaluación paso a paso en el tiempo de la respuesta del edificio. Es la técnica de análisis más sofisticada disponible. Es posible incluir la participación de los com-

ponentes no estructurales y, además, se puede incluir la interacción suelo-estructura.

Esta técnica requiere el uso de programas computacionales sofisticados de análisis no lineal en 2D ó 3D y los resultados deben ser utilizados cuidadosamente, debido a las posibles incertidumbres existentes en el modelo, así como también, en la representación de la acción sísmica.

La respuesta puede ser muy sensible a las características del sismo de entrada, por lo tanto, se requieren varios análisis histórico-temporal usando diferentes registros de acelerogramas. Este tipo de análisis para predecir las fuerzas y desplazamientos bajo un movimiento sísmico es muy costoso. El principal valor de un análisis dinámico no lineal es que constituye una potente herramienta de investigación, que permite simular el comportamiento de una estructura en detalle, es decir, para describir los desplazamientos esperados así como la distribución y propagación del daño, la distribución de esfuerzos verticales y de cortante y la forma de la curva histerética.

## 2.2. Respuesta dinámica de estructuras

La respuesta dinámica se suele caracterizar principalmente por medio de la aceleración y del desplazamiento de respuesta de un sistema estructural sujeto a movimientos sísmicos. Las propiedades de una estructura, tales como la rigidez, la masa, la resistencia y el amortiguamiento, influyen en la respuesta dinámica y en el desempeño esperado.

### 2.2.1. Sistema de un grado de libertad

El sistema más sencillo y fundamental es el de un oscilador simple, el cual está representado por una masa soportada por un elemento estructural vertical (columna).

Este sistema se utiliza para estudiar la respuesta de un sistema de un grado de libertad (*SDOF: single-degree-of-freedom*). En el sistema idealizado, la masa ( $m$ ) representa el peso del sistema

dividido por la aceleración de la gravedad, y el pilar representa la rigidez ( $k$ ).

La segunda ley de Newton establece que la fuerza de inercia desarrollada en la masa durante un instante de tiempo, es proporcional al producto de la masa ( $m$ ) por su aceleración ( $\ddot{x}$ ).

La amplitud de vibración libre, en ausencia de fuerzas externas, decae con el tiempo, indicando que existe un mecanismo que disipa la energía. La disipación de energía puede ser explicada por la fricción de los miembros en movimiento, la viscosidad de los materiales, la disipación de la energía histerética durante la respuesta inelástica, pero realmente, aún hoy en día, la fuente real no está claramente identificada. En cualquier caso, la disipación de la energía dentro de una estructura causa una vibración libre amortiguada y una cantidad de amortiguamiento viscoso equivalente ( $c$ ) que englobe los anteriores efectos.

La ecuación dinámica de equilibrio se escribe como:

$$m(\ddot{u}) + c(\dot{u}) + ku = -m(\ddot{x}_o) \quad (2.1)$$

donde  $\ddot{x}_o$  es la aceleración del terreno correspondiente al registro obtenido por un acelerómetro durante un terremoto,  $(\ddot{u})$ ,  $(\dot{u})$ ,  $(u)$ , son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento relativos al movimiento del terreno. La ecuación (2.1) indica que el sistema que es excitado en su base por un movimiento sísmico, es equivalente a un sistema fijado en la base que tiene unas cargas dinámicas aplicadas en su masa.

La frecuencia angular propia ( $\omega$ ) de este sistema viene dada como:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (\text{rad/seg}) \quad (2.2)$$

Suponiendo una respuesta elástica lineal, la aceleración pico absoluta y el desplazamiento de respuesta relativo para un movimiento sísmico, puede ser calculado en función del período de vibración ( $T = 2\pi/\omega$ ) y del amortiguamiento viscoso.

### 2.2.2. Sistema de varios grados de libertad

La formulación de equilibrio dinámico para un sistema SDOF (ecuación 2.1), puede ser extendida a un sistema con múltiples grados de libertad (*MDOF: multiple-degree-of-freedom*). Las estructuras típicas en la ingeniería civil no son siempre esquematizadas como SDOF, sino que se necesitan modelar como MDOF. Por ejemplo, los edificios de varios pisos son analizados como sistemas MDOF.

La ecuación dinámica de equilibrio del sistema MDOF se escribe como:

$$[M](\ddot{u}) + [C](\dot{u}) + [K](u) = -[M][\gamma](\ddot{x}_o) \quad (2.3)$$

donde  $[M]$ ,  $[C]$  y  $[K]$  son, respectivamente, las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema,

$\ddot{x}_o$  es el vector que contiene la aceleración sísmica en la base de la estructura y  $[\gamma]$  es una matriz auxiliar usada para distribuir la aceleración basal en los grados de libertad correspondientes.

En el caso de edificios de varios pisos, con forjados rígidos, es posible esquematizar la estructura considerando una sola masa concentrada en cada piso, obteniendo así el mínimo número de grados de libertad. En este caso hipotético, un edificio de  $n$  plantas, con diafragma horizontal, infinitamente rígido en su plano, y columnas infinitamente rígidas axialmente, puede ser descrito con sólo tres grados de libertad por piso (2 traslacionales y 1 rotacional).

## Capítulo 3

# La ingeniería sísmica en el análisis de edificios

### 3.1. Ingeniería sísmica basada en prestaciones

El diseño sismorresistente tiene como objetivo garantizar unas prestaciones o funciones del edificio en caso de un sismo. Los primeros procedimientos de diseño consideraban un único objetivo: evitar el colapso estructural. Hasta hace poco, los códigos de diseño no consideraban necesario diseñar para niveles de servicio bajo cargas sísmicas. El uso explícito de múltiples objetivos de prestaciones se introdujo en los años 90, en documentos tales como, FEMA 273 (FEMA, 1997), ATC 40 (ATC, 1996) y Vision 2000 (SEAOC, 1995), FIB (2003).

La *ingeniería basada en prestaciones* conocida en la literatura inglesa como *performance based engineering* (PEB), fue creada por el comité Vision 2000 (SEAOC, 1995), el cual está formado por la asociación de ingenieros estructurales de California (SEAOC: *Structural Engineers Association of California*). La ingeniería basada en prestaciones comienza con la concepción de un proyecto y dura toda la vida del edificio, es decir, comienza con la selección de los objetivos de prestaciones y con la identificación del peligro sísmico, continúa con el diseño conceptual, preliminar y final, revisa la aceptabilidad durante el diseño y finalmente, con-

cluye con el control de calidad durante la construcción y con el mantenimiento durante toda la vida útil del edificio.

Los objetivos de las prestaciones se seleccionan y expresan en términos de los niveles esperados de daño. El lugar adecuado y el análisis de riesgo sísmico, son llevados a cabo para identificar el peligro del lugar y para caracterizar los niveles específicos del movimiento sísmico de diseño. En el diseño conceptual las decisiones claves son hechas en lo que respecta a la selección, el trazado y la configuración de los sistemas estructurales y no estructurales, y a la elección de un sistema de elementos dúctiles. El diseño preliminar establece el tamaño inicial de los miembros estructurales basados en los criterios iniciales de diseño. En el diseño final se refinan los tamaños y se completan los detalles de ductilidad. Con el análisis de aceptabilidad se verifican los criterios definidos por los objetivos de las prestaciones. Asegurar la calidad es esencial en la ingeniería basada en prestaciones, ésta incluye una amplia revisión del diseño y una garantía de calidad en la construcción. El mantenimiento estructural incluye una garantía y protección contra el deterioro y las alteraciones del sistema resistente al terremoto.

La ingeniería sísmica basada en prestaciones, involucra el diseño completo y permite que el edificio sea construido para resistir sismos de diferentes magnitudes, permitiendo ciertos límites de daño. La limitación de los estados de daño se refiere al término de niveles de prestaciones. El comité Vision 2000, define cuatro niveles de prestaciones:

- Nivel completamente operacional: las instalaciones continúan en operación con daños despreciables.
- Nivel operacional: las instalaciones continúan en operación con daños menores.
- Nivel de seguridad para la vida: la seguridad es protegida, el daño es de moderado a severo.
- Nivel cerca al colapso: la seguridad está en riesgo, el daño es severo, pero el colapso estructural está prevenido.

La ingeniería sísmica basada en prestaciones engloba completamente las tareas necesarias de la ingeniería, para crear estructuras con un comportamiento sísmico previsible.

Dentro de la ingeniería basada en prestaciones existen varias metodologías disponibles para el diseño (basado en prestaciones).

*La metodología de diseño global*, se desarrolla a partir del concepto de que todos los edificios deben encontrar unos objetivos mínimos básicos y, además, que el diseño sísmico ideal, esté basado, al menos, en el coste total de la vida de la estructura, incluyendo el coste inicial y el coste de reparación de los daños ocasionados por los sismos. Se basa en el análisis global del sistema estructural.

*La metodología de diseño basada en desplazamiento*, utiliza como punto de partida del diseño sísmico, el desplazamiento en vez de la fuerza, suponiendo que el control de desplazamiento o de deriva, es la clave para controlar la capacidad por demanda y el daño de la estructura. En el diseño sísmico tradicional basado en fuerzas, la estructura es diseñada elásticamente para una respuesta de aceleración reducida y entonces, el desplazamiento es revisado como parte del criterio de aceptabilidad. En la metodología basada en desplazamiento, el proceso de diseño es inverso, se diseña el edificio con control de desplazamiento y entonces se revisa para las fuerzas.

Otra *metodología es la basada en energía*, en ésta, el daño está directamente relacionado con la energía total de entrada. El potencial de daño del terremoto a una estructura específica y a su contenido, está estrechamente relacionado con la energía de entrada a la estructura y con su capacidad de disipación. Esta metodología tiene en cuenta los efectos de la duración y el contenido de energía del movimiento del terreno en diferentes períodos estructurales, así como también, la degradación del sistema estructural a través de la respuesta cíclica. El comportamiento histerético plástico está diseñado dentro de la estructura por medio del uso de elementos dúctiles, para los cuales la capacidad de disipación de energía debe ser establecida.

*La metodología general fuerza-resistencia*, incluye el diseño sísmico más común. Está basada en determinar una fuerza cortante basal lateral (mínima), distribuida en toda la altura del edificio para realizar un análisis, estático o dinámico, diseñando los miembros con suficiente resistencia para resistir las fuerzas resultantes en los elementos. Los métodos de los códigos actuales normalmente, utilizan un espectro de respuesta elástico para describir la acción

sísmica. Las fuerzas derivadas del espectro elástico son reducidas con un factor  $R$  para tener en cuenta la energía disipada por ductilidad.

En la ingeniería basada en prestaciones, la clave para verificar el diseño sísmico adecuado es el análisis de aceptabilidad. Los valores límite de los diferentes parámetros de respuesta estructural completan los criterios de aceptabilidad del diseño. Los parámetros de respuesta son medidas de la respuesta estructural que pueden estar correlacionados con los niveles de daño y con los objetivos de las prestaciones. Los parámetros más críticos son la deriva, el desplazamiento, la ductilidad de demanda, la energía de demanda y la aceleración.

SEAOC (1995), define los siguientes niveles de las prestaciones estructurales basados en la capacidad de deformación de la estructura:

- SP1: estado límite de cedencia
- SP2: 30 % de uso de la capacidad de deformación (Estado límite de servicio)
- SP3: 60 % de uso de la capacidad de deformación (Estado límite de control de daño)
- SP4: 90 % de uso de la capacidad de deformación (Estado límite de la seguridad vital)
- SP5: 100 % de uso de la capacidad de deformación (Estado límite de colapso)

Las intensidades sísmicas se caracterizan por cuatro niveles de eventos probabilísticos:

- EQ1: evento frecuente, período de retorno de 43 años, probabilidad de excedencia de 50 % en 30 años.
- EQ2: evento ocasional, período de retorno de 72 años, probabilidad de excedencia de 50 % en 50 años.
- EQ3: evento raro, período de retorno de 475 años, probabilidad de excedencia de 10 % en 50 años.

- EQ4: evento muy raro, período de retorno de 970 años, probabilidad de excedencia de 10 % en 100 años.

En el análisis de aceptabilidad se pueden emplear varias técnicas de análisis elástico o inelástico. Los procedimientos del análisis elástico, tales como la fuerza lateral equivalente, los espectros de respuesta y el análisis modal, han limitado la aplicación en determinar la respuesta inelástica. El análisis dinámico no lineal histórico-temporal, proporciona un análisis más completo. Los análisis más modernos como el espectro de capacidad o el pushover, analizan una estructura cargada incrementalmente, hasta que se alcance la deriva de capacidad última estimada.

## 3.2. Curvas y espectros de capacidad

La capacidad de una estructura es representada por una *curva de capacidad*. La curva de capacidad es la relación entre la resistencia de carga lateral de una estructura y su desplazamiento lateral característico (Kircher et al., 1997). La curva de capacidad es obtenida, típicamente, por medio de un análisis estático no lineal, conocido también como *análisis pushover*.

La curva de capacidad (desplazamiento-fuerza) es convertida a aceleración y desplazamiento espectral, dando origen a una nueva curva llamada *espectro de capacidad*. Esta transformación de la curva de capacidad a coordenadas espectrales es realizada para poder ser comparada con el espectro de demanda. Una forma de transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad es la siguiente:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (3.1)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 * \phi_{1,techo}} \quad (3.2)$$

donde  $S_a$ ,  $S_d$  son la aceleración y el desplazamiento espectral, respectivamente,  $V$  es el cortante basal,  $W$  es el peso total,  $\alpha_1$  es la masa efectiva del primer modo de vibración,  $\Delta_{techo}$  es el desplazamiento en el último piso,  $PF_1$  es el factor de participación modal y  $\phi_{1,techo}$  es el desplazamiento modal en la última planta del edificio.

El punto de capacidad por demanda o punto de desempeño es obtenido para una tipología de edificio dada, definida por el sistema estructural. Este punto corresponde a la intersección de los espectros de capacidad y demanda.

### 3.3. Espectros de respuesta

Las características de un registro sísmico dado, son a menudo representadas por su espectro de respuesta, el cual relaciona un parámetro de respuesta dado con el período natural. El parámetro de respuesta puede ser la aceleración, la velocidad o el desplazamiento.

Un espectro de respuesta da la respuesta máxima amortiguada de todos los posibles sistemas de un grado de libertad lineales, usando la frecuencia natural o el período y el amortiguamiento para describir el sistema.

La definición del espectro de respuesta de desplazamiento es

$$S_d(T, \xi) = |u|_{max} \quad (3.3)$$

El valor del desplazamiento del espectro de respuesta (para un período de vibración  $T$  y un coeficiente de amortiguamiento  $\xi$ ) es el máximo desplazamiento relativo  $u$ , en valor absoluto, que un sistema SDOF sostenga cuando es sujeto al acelerograma en estudio.

El espectro de respuesta de velocidad viene dado por:

$$S_v(T, \xi) = |\dot{u}|_{max} \quad (3.4)$$

y el espectro de respuesta de aceleración por:

$$S_a(T, \xi) = |\ddot{u} + \ddot{x}_o|_{max} \quad (3.5)$$

Para amortiguamientos pequeños, vale la siguiente relación entre los diferentes espectros de respuesta:

$$S_d(T, \xi) \equiv \frac{S_v(T, \xi)}{\omega} \equiv \frac{S_a(T, \xi)}{\omega^2} \quad (3.6)$$

# Capítulo 4

## Peligrosidad, vulnerabilidad y riesgo sísmico

### 4.1. Peligrosidad y vulnerabilidad sísmica

#### 4.1.1. La peligrosidad sísmica

La peligrosidad sísmica de un lugar se relaciona con los efectos provocados por los sismos en dicha zona (Bertero, 1992). Estos efectos se pueden representar por medio de la aceleración, la velocidad, el desplazamiento o por la intensidad sentida en el sitio. La peligrosidad sísmica es definida como la probabilidad de que ocurra un sismo en una zona determinada durante un tiempo específico (Yépez, 1996).

Es imprescindible una buena definición de la peligrosidad sísmica para poder estimar adecuadamente el nivel de pérdidas esperadas a causa de un sismo. El análisis de la peligrosidad sísmica es previo al estudio del riesgo sísmico.

Una primera decisión consiste en la selección del parámetro que expresa el tamaño del sismo y la forma de expresar la peligrosidad sísmica en función de ese parámetro. Existen varias metodologías para realizar una evaluación global de la peligrosidad sísmica en una región. La diferencia entre éstas metodologías radica en los parámetros considerados y en los procedimientos uti-

lizados, los cuales están relacionados con las fuentes sísmicas y con la evaluación de la propagación de la energía. Los algoritmos más utilizados para realizar esta evaluación son los de Cornell y McGuire (McGuire, 1978). Muchos investigadores opinan que lo más importante es la preparación cuidadosa de los datos, por encima de los métodos utilizados. Más recientemente, los estudios de peligrosidad sísmica ya se basan en valores espectrales (Fleta et al., 1996).

El objetivo de la evaluación de la peligrosidad sísmica a escala local, consiste en estimar la probabilidad anual de que ocurra un sismo de un tamaño dado. Se suele dar también en términos de período de retorno o probabilidad de ocurrencia en un período dado.

En este estudio la acción sísmica se define mediante espectros de respuesta y acelerogramas artificiales compatibles con los espectros de respuesta. Las acciones sísmicas consideradas corresponden a períodos de retorno de 500 años o a unas probabilidades de ocurrencia del 10 % en 50 años.

Se usarán las funciones espectrales proporcionadas por la norma sísmica española (1998; 2002) y el eurocódigo 8 (1998). El Instituto Geológico de Cataluña ha desarrollado espectros específicos para Barcelona (Irizarry, 2004).

#### 4.1.2. La vulnerabilidad sísmica

Los edificios son estructuras vulnerables a los sismos. Mientras se realiza un análisis del riesgo sísmico del sistema estructural, es imprescindible poder identificar la vulnerabilidad sísmica asociada a los diferentes estados de daño. El desarrollo de la vulnerabilidad, en forma de curvas de fragilidad, representan un desafío técnico importante. Estas curvas se definen tradicionalmente como probabilidades.

No existe una metodología estándar para estimar la vulnerabilidad sísmica de los edificios, ni de las estructuras en general. Dolce et al. (1994), clasifican diferentes tipos de metodologías en cuatro técnicas de evaluación: técnicas directas, indirectas, híbridas y convencionales. Estas técnicas, en general, se basan en la

recopilación de información de datos sobre los daños ocasionados por terremotos pasados y en índices de calidad estructural, entre otros.

El método del índice de vulnerabilidad de Benedetti y Petri ni (Angeletti et al., 1988), utiliza datos obtenidos mediante inspección, para calificar la calidad del diseño y construcción sismorresistente de los edificios, mediante un coeficiente denominado *índice de vulnerabilidad*. Este método considera parámetros estructurales evaluados por expertos, tales como: la calidad del sistema resistente, la configuración en planta, conexión entre elementos, etc. Yépez (1996) y Mena (2002) usaron este método para caracterizar la vulnerabilidad sísmica de los edificios de Barcelona.

En las últimas 3 décadas, los análisis de vulnerabilidad sísmica en la ingeniería civil, se encuentra en un nivel avanzado. Se han desarrollado un gran número de técnicas de evaluación de la vulnerabilidad sísmica y se han realizado numerosas aplicaciones, Pinto et al. (2004); Giovinazzi y Lagomarsino (2001); Dumova (2000); Hurtado (1999); Singhal y Kiremidjian (1995); Hwang y Huo (1994); Gunturi (1992); Kawamura et al. (1992); Petrovski et al. (1992) y Kappos et al. (1992), entre otros.

La vulnerabilidad se puede entender como una propiedad del edificio, correspondiente a su predisposición intrínseca a sufrir daño, expresado como la factibilidad de que el sistema expuesto sea afectado por el fenómeno que caracteriza la amenaza. La amenaza es un peligro latente o un factor externo a un sistema expuesto, que se puede expresar matemáticamente como la probabilidad de exceder un nivel de ocurrencia de un suceso con una cierta intensidad, en un sitio específico y en un período de tiempo determinado (Barbat y Pujades, 2004).

La vulnerabilidad sísmica está relacionada con el grado de daño de uno o varios sistemas como resultado de un movimiento sísmico de determinada magnitud, expresada en una escala de cero (sin daños) a uno (pérdida total). La vulnerabilidad se puede definir también como la capacidad que posee un sistema de resistir un suceso sísmico.

La vulnerabilidad en edificios existentes está relacionada con la capacidad que tienen de soportar los desplazamientos y esfuerzos inducidos por un sismo pero, también está relacionada con el com-

portamiento de los elementos no estructurales, tales como tabiques, instalaciones y equipos entre otros.

Un estudio de vulnerabilidad se puede llevar a cabo tanto en las construcciones existentes como en las que están en la fase de diseño. Cuando se realiza un diseño estructural hay que cumplir los criterios establecidos en las normativas, para asegurar las vidas humanas. Estos parámetros de diseño permiten que las estructuras sufran ciertos daños, por lo tanto, en el diseño se condiciona a la estructura, implícitamente, a una vulnerabilidad funcional, permitiendo un nivel de riesgo aceptable.

Para llevar a cabo un estudio de vulnerabilidad es necesario disponer de la mayor información posible de las estructuras así como de datos obtenidos de los daños observados en sismos pasados.

Lang (2002) y Lang y Bachmann (2003) estiman la vulnerabilidad sísmica de edificios existentes por un método basado en el cálculo de la capacidad de desplazamiento del edificio, siendo ésta comparada con la demanda sísmica dada, mediante un espectro de respuesta de desplazamiento.

En resumen, la vulnerabilidad de un edificio existente se puede entender como la capacidad que tiene la estructura para soportar acciones sísmicas.

## 4.2. El riesgo sísmico

El concepto de riesgo está relacionado con las pérdidas humanas y monetarias. El riesgo depende de la densidad de población, del desarrollo económico, del grado de preparación que se tenga ante un sismo. Pero sobre todo, de la peligrosidad de la zona y de la vulnerabilidad de los bienes expuestos. El riesgo sísmico es una consecuencia de la peligrosidad sísmica y de la vulnerabilidad de los sistemas expuestos.

El riesgo sísmico físico se define como el grado de pérdidas esperadas debido a un sismo y como una función de la peligrosidad sísmica y de la vulnerabilidad de la estructura. La peligrosidad se puede expresar en función de la aceleración o de la intensidad y la vulnerabilidad en términos de índices, curvas de fragilidad y

matrices de probabilidad de daño.

Las matrices de probabilidad de daño son muy usadas para representar el daño estructural en función de una intensidad sísmica, es decir, para definir la probabilidad de alcanzar un estado de daño para distintos niveles de aceleración.

Debido a que los terremotos son fenómenos aleatorios, es conveniente usar las probabilidades para caracterizar el riesgo sísmico. El riesgo físico se puede calcular como la pérdida esperada en un período de tiempo y se suele expresar en pérdidas económicas o humanas. Así como para la amenaza o peligrosidad se pueden crear mapas, para el riesgo también. Los escenarios sísmicos son muy importantes para elaborar planes de emergencia y para planificar el territorio. Estos escenarios reflejan, de acuerdo con el grado de vulnerabilidad del sistema expuesto, la distribución espacial de los efectos que puede causar un sismo de cierta intensidad sobre una zona (Barbat y Pujades, 2004).

En los estudios de riesgo sísmico intervienen una gran cantidad de parámetros. En lo referente a la peligrosidad hay que conocer las leyes de atenuación de intensidad, aceleraciones o valores espectrales, así como la geometría de las zonas sismogénicas; estos estudios se han ido incrementando y optimizando mediante el uso de los sistemas de información geográfica (*G.I.S.: Geographic Information System*). Estos sistemas son relativamente nuevos y han surgido como una tecnología potente, ya que pueden realizar análisis georeferenciados y mapas. Por otra parte, su uso permite localizar las regiones con mayor riesgo sísmico, las estructuras más vulnerables, realizar estimaciones de pérdidas y estudios en líneas vitales; es decir, permite tener una idea global del problema a la hora de un sismo y plantear soluciones elaborando y aplicando medidas de control. Una definición de los sistemas de información geográfica es la siguiente: “*un conjunto de soportes informáticos formado por hardware, software, datos geográficos y personal asignado para capturar, almacenar, actualizar, manipular, analizar y representar información referenciada geográficamente*”; ésta es la definición de la empresa de *software Environmental Systems Research Institute Inc.* (ESRI, 1995).

En la actualidad casi todos los estudios que se han publicado en el mundo reconocen las ventajas de G.I.S. (Faccioli et al., 1995;

King et al., 1995; Lawson, 1995). Muchos (Faccioli et al. (1995); Klyanchko (1995); Chavez y García (1995); Emmi y Horton (1993)) utilizan la intensidad macrosísmica como parámetro del terremoto, mientras que otros (Ho et al. (1995); Thibault y Velkov (1995); King et al. (1995); Mahdyar et al. (1995)) utilizan la aceleración máxima. Hwang y Lin (1995) y Bustamante et al. (1995) usan la aceleración máxima obtenida de forma indirecta a partir de la magnitud y la distancia epicentral.

El estudio del riesgo sísmico es multidisciplinar y requiere un equipo de diferentes tipos de especialistas, como por ejemplo, sismólogos y geólogos para la estimación de la actividad sísmica de la región y para la delimitación de las fuentes sismogénicas, ingenieros para la predicción del movimiento del suelo a nivel de cimentaciones y para la evaluación del comportamiento estructural debido a un sismo, también requiere la colaboración de técnicos de construcción y arquitectos. Para evaluar las consecuencias socio-económicas se requieren economistas, funcionarios gubernamentales y políticos.

Para la mayoría de los edificios, el terremoto es una importante amenaza. Su sacudida incluye los movimientos transmitidos a las estructuras aisladas así como también el efecto de los edificios adyacentes, debido al golpeteo y a los elementos compartidos. Otros efectos inducidos por los sismos son la licuefacción, el deslizamiento de laderas, asentamientos, inundaciones, maremotos, etc.

La acción sísmica esperada está representada por una serie de parámetros, tales como la amplitud, la frecuencia y la duración, o por un grupo de registros sísmicos. Los registros sísmicos proporcionan la aproximación más directa para analizar el desempeño de una estructura. No obstante, los espectros de respuesta, continúan siendo una aproximación práctica importante. Kramer (1996) y Stewart (2001) evalúan y discuten los registros sísmicos y los espectros de respuesta (FIB, 2003).

Estudios recientes (Alavi, 2000; Sasani, 2000; Rodríguez-Marek, 2000; Krawinkler, 1998; Somerville, 1998, 1997) han identificado la importancia de las características del impulso de los movimientos del suelo cercanos a la fuente. La amplitud de la aceleración y la duración del impulso, en relación a la rigidez y la resistencia de la estructura, son importantes para determinar la respuesta de am-

plitud (FIB, 2003).

Estudios geológicos e históricos, indican que los sismos de magnitudes más pequeñas, ocurren más frecuentemente que los de gran magnitud. Terremotos pasados han demostrado la importancia de reconocer que, la intensidad depende fuertemente de las características del sitio. Los suelos blandos tienden a filtrar los períodos cortos y a amplificar los períodos largos. Procedimientos para determinar los efectos de amplificación del sitio han sido desarrollados y ampliamente utilizados en aplicaciones de diseño sísmico (FIB, 2003).

En resumen, en cuanto al riesgo sísmico se puede decir que depende de la peligrosidad y de la vulnerabilidad sísmica; que representa la probabilidad de que una estructura o un grupo de ellas, sufra cierto grado de daño durante un período de exposición dado. Por otro lado, la peligrosidad sísmica es la probabilidad de que una medida escalar de intensidad sísmica seleccionada en un sitio, exceda un valor dado en un intervalo de tiempo determinado y la peligrosidad o fragilidad sísmica se define en una estructura como el grado de daño debido a la ocurrencia de un sismo de intensidad dada.



# Capítulo 5

## El daño sísmico

### 5.1. Daño sísmico

El daño sísmico representa el nivel de deterioro de un sistema causado por una acción sísmica. Hoy en día existen muchos modelos para evaluar o cuantificar el daño. Sin embargo, aún no existe un criterio específico para definir los modelos de daño de forma unificada.

En las escalas de intensidad clásicas, la definición del daño se hacía en términos cualitativos. Este tipo de esquemas se basaban en la observación e identificación de daños reales, verificados en las estructuras después de la ocurrencia de un terremoto de determinadas características (Carvalho y Coelho, 1994).

Una estructura está compuesta por sistemas estructurales y por sistemas no estructurales. Dependiendo donde la estructura sufra daños, éstos pueden ser daños estructurales o no estructurales. El daño estructural es el que se produce en los elementos que conforman el sistema resistente (columnas, vigas y muros de carga); los elementos que no forman parte del sistema estructural resistente como, por ejemplo, los revestimientos, las divisiones con tabiques, son los que se consideran dentro del daño no estructural.

Se describen, a continuación los daños típicos causados por los grandes terremotos tanto en edificios de hormigón como de obra de fábrica. En cuanto a los edificios de hormigón, en los pilares (co-

lumnas) aparecen grietas a  $45^\circ$  y a  $90^\circ$ , las diagonales son a causa de la torsión y del cortante, y las grietas verticales son debidas al desprendimiento del hormigón, aplastamiento del hormigón y pandeo de las barras longitudinales; en las vigas también se producen grietas diagonales debido al cortante (falla del acero transversal) y a la torsión. También existen grietas verticales (rotura del acero longitudinal), aplastamiento del hormigón por flexión. Cuando el diseño de la unión es insuficiente, en los nodos aparecen grietas inclinadas ( $45^\circ$ ) debidas al cortante. Estas conexiones son las más importantes y se deben diseñar y ejecutar cuidadosamente. En los forjados o losas se pueden producir, alrededor de los pilares, unas grietas debidas al punzonamiento y, a causa de la flexión, se pueden producir también grietas a lo largo de todo el forjado. En cuanto a los daños no estructurales, los más comunes son el agrietamiento de muros divisorios, en los que el cortante produce unas grietas diagonales en forma de X (cruces de San Andrés) y unas grietas verticales, que aparecen en las esquinas y en la zona central y que son debidas a la tendencia al vuelco que tienen los muros, y a la flexión. Otros daños típicos no estructurales son el desprendimiento de acabados, rotura de cristales, de instalaciones. Cuando los pórticos poseen tabiques de relleno al entrar en contacto con ellos se vuelven más rígidos, cambiando las propiedades dinámicas de la estructura. Cuando se tienen ventanas rectangulares en el tope de un muro de relleno formando pilares cortos, se producen daños fuertes ya que el pilar tiende a fallar por los elevados esfuerzos cortantes que se producen al impedir su deformación hasta la altura total de piso.

En cuanto a la obra de fábrica, el modo de fallo más común, cuando está sujeta a compresión, es el de la aparición de grietas verticales en las unidades, producidas por las deformaciones verticales que se ven incrementadas por el efecto de las deformaciones del mortero de las juntas. Las deformaciones del mortero se producen debido a que éste tiende a expandirse más que la unidad (bloque), como consecuencia de su mayor flexibilidad y mayor coeficiente de Poisson. Debido a que el mortero y el bloque están unidos, el bloque resiste la expansión lateral adicional del mortero. Si el agrietamiento vertical se vuelve excesivo, se produce la inestabilidad del elemento y en consecuencia se produce el fallo. Otro fallo muy común es el que se presenta cuando la dirección principal de los esfuerzos se vuelve diagonal, ocurriendo entonces el fallo por

tensión diagonal. Cuando los paneles de obra de fábrica son muy esbeltos, su resistencia se puede ver gobernada por la flexión fuera del plano, generando momentos de segundo orden y posibles fallos por pandeo fuera del plano, debido a la excentricidad de cargas y relaciones de esbeltez muy altas.

Como medida representativa de la degradación estructural se define un parámetro indicador del daño, el cual se puede definir a nivel local, que representa el nivel de daño en un elemento individual, y a nivel global, que representa el daño en una estructura entera. Estos índices pueden estar basados en algunos resultados como la respuesta medida de una estructura durante un sismo, en los resultados de un análisis dinámico no lineal o en la comparación de las propiedades físicas estructurales antes y después de un terremoto.

Para caracterizar el estado de una estructura después de un evento sísmico, existen muchos índices de daño que se basan en el concepto de ductilidad, sin considerar el daño acumulado bajo cargas sísmicas. Otros modelos se basan en la deformación plástica y en la energía absorbida durante un sismo. Algunos estudios relacionados con el daño son Bracci et al. (1989); Roufaiel y Meyer (1987); Hasselman et al. (1980); Banon et al. (1981); Chung et al. (1987, 1988, 1989, 1990); Kunnath et al. (1990, 1991, 1992); DiPasquale y Cakmark (1987, 1988); Reinhorn et al. (1988).

En cuanto a los índices de daño global, estos se suelen calcular como un promedio ponderado de los índices de daño locales, siendo necesario definir unos factores de ponderación que estén relacionados con la cantidad de energía absorbida a nivel local o que estén relacionados con criterios de importancia. Además, los índices de daño global, se pueden calcular con parámetros modales, tales como el período natural de vibración (DiPasquale et al., 1990).

## 5.2. Índices de daño

Se describen a continuación los principales índices de daño adoptados en la literatura.

### 5.2.1. Índice de Park y Ang

Un índice de daño ampliamente utilizado para estructuras de hormigón, es el de Park y Ang (1985 a, b). Este índice ha sido calibrado usando datos reales de muchas estructuras dañadas por terremotos pasados. Este índice de daño global se usa para representar el comportamiento del sistema estructural y se define como un promedio ponderado de índices de daño local ( $D_i$ ) usando la energía disipada ( $E_i$ ) en el elemento correspondiente como coeficiente de ponderación. El índice de daño global ( $D_T$ ) viene dado por:

$$D_T = \sum \lambda_i D_i \quad \lambda_i = \frac{E_i}{\sum E_i} \quad (5.1)$$

El daño estructural se cuantifica por cinco estados discretos de daño: nulo, leve, moderado, severo y colapso. La Tabla 5.1 muestra los valores del índice de daño de Park y Ang (Park et al., 1987) correspondientes a los distintos estados de daño.

Tabla 5.1. Rangos del índice de daño de Park y Ang para diferentes estados de daño (Park et al., 1987).

Estados de Daño	Rangos del índice de Park y Ang
Leve	0.1 - 0.2
Moderado	0.2 - 0.5
Severo	0.5 - 1.0
Colapso	> 1.0

Estos estados de daño han sido calibrados con numerosos ensayos de laboratorio y con evaluaciones hechas a edificios de hormigón armado después de terremotos.

### 5.2.2. Índice de Roufaiel y Meyer

En 1987, Roufaiel y Meyer proponen calcular el parámetro de daño global de una estructura por medio de su curva de capacidad:

$$ID_G = \frac{dm - dy}{du - dy} \quad du = 0,06 H \quad (5.2)$$

donde  $dm$  es el desplazamiento lateral máximo en el último piso del edificio,  $dy$  es el desplazamiento de cedencia,  $du$  es el desplazamiento último y  $H$  es la altura total del edificio (Roufaiel y Meyer, 1987).

### 5.2.3. Índice de Bracci

El índice de daño de Bracci et al. (1989) está basado en el diagrama momento-curvatura. Estos autores han realizado ensayos sobre columnas y sobre pórticos. En la Tabla 5.2 se muestran los rangos de variación del índice de daño de Bracci para los diferentes estados de daño.

Tabla 5.2. Rangos del índices de Bracci para los diferentes estados de daño (Bracciet al., 1989).

Estados de Daño	Rangos de variación del índice de daño
No daño	< 0.33
Reparable	0.33 - 0.66
Irreparable	0.66 - 1.0
Colapso	> 1.0

### 5.2.4. Índice de Calvi

Calvi (1997, 1999) desarrolló un procedimiento simplificado para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los edificios de mampostería, sujetos a un mecanismo de fallo en el plano. Este procedimiento considera la disipación de energía y la capacidad de desplazamiento de los edificios existentes y, a través de una metodología probabilística muy simple, calcula la probabilidad de ocurrencia de un estado de daño límite para un sismo dado. La demanda sísmica se define en términos del espectro de respuesta. Los estados límites se definen en términos de la deriva de piso. La Tabla 5.3 muestra los intervalos de la deriva de entrepiso para los cuatro estados de daño (Calvi, 1999; Calvi y Magenes, 1996).

Tabla 5.3. Límites del índice de Calvi para los estados de daño para estructuras de mampostería (Calvi, 1999).

Estados de Daño	Intervalos de derivas, $\delta$ (%)
Leve (LS1)	< 0.1
Moderado (LS2)	0.1 - 0.3
Severo (LS3)	0.3 - 0.5
Colapso (LS4)	> 0.5

Varios de los índices aquí nombrados han sido objeto de discusión (Kappos, 1992). Establecer límites o correlaciones en los índices de daño es un tema complejo y subjetivo. Algunos investigadores como Park y Ang (1987); Bracci et al. (1989); Calvi (1999) y Lagomarsino y Penna (2003), han propuesto correlaciones de los índices de daño con los estados de daño.

El daño se cuantifica mediante una *matriz de probabilidad de daño*, que para un desplazamiento o aceleración espectral dada, define la probabilidad de que se dé un estado de daño.

Un parámetro de daño medio ( $D_M$ ) ponderado definido como:

$$D_M = \sum i.P(i),$$

donde  $i$  vale 0, 1, 2, 3, 4, respectivamente, para los estados de daño nulo, leve, moderado, severo y completo y  $P(i)$  define la probabilidad de ocurrencia del estado de daño  $i$ , permite definir el daño esperado mediante un sólo parámetro.

En resumen, en este capítulo se presentó una sección relacionada al daño sísmico en edificios, el cual representa el nivel de deterioro causado por una acción sísmica. Se definieron, también, unos índices de daño propuestos por diferentes investigadores. Se presentó una metodología que se centra en el análisis de aceptabilidad, siendo este análisis la clave para verificar el diseño sísmico por medio de análisis lineales o no lineales, esta metodología se conoce con el nombre de ingeniería sísmica basada en capacidad por demanda. Esta metodología engloba el rango completo de actividades ingenieriles necesarias para crear estructuras con un comportamiento sísmico predecible.

# Capítulo 6

## Evaluación de la capacidad por demanda sísmica

### 6.1. Capacidad por demanda sísmica

El concepto de diseño basado en capacidad por demanda, desempeño o prestación, se conoce desde la década de los 90. Esta idea hace énfasis en el diseño de los estados límites últimos. Normalmente se diseña para el estado límite último, se busca aumentar la resistencia, pero con esto no necesariamente se garantiza reducir el daño y, por ende, la seguridad. Según Park y Paulay, los edificios porticados pueden comportarse mejor bajo impactos sísmicos si se asegura que las rótulas plásticas puedan ocurrir más en las vigas que en las columnas, es decir, formando un mecanismo de “columna fuerte viga débil” (Priestley, 2000).

Partiendo de unos estudios de Park y Priestley en 1985 para estructuras de puentes, Moehle (1992) sugiere para estructuras de edificación, unos requisitos para el diseño basado únicamente en fuerzas, debido a que reconoce algunas imperfecciones. Tales requisitos son el cálculo de la capacidad dúctil de la estructura y la revisión de ésta con la ductilidad de demanda estimada, correspondiente a un nivel de diseño sísmico y al factor de reducción adoptado para el diseño. En Nueva Zelanda y Europa esto aún es considerado como diseño de fuerzas, mientras que en Estados Unidos, al añadir el chequeo del desplazamiento, el cual tendrá po-

siblemente la modificación de la resistencia de diseño, se conoce como *diseño basado en desplazamiento* (en la literatura inglesa: *displacement-based design*) o *diseño basado en desempeño* (conocido como *performance-based design*, en la literatura inglesa). Para la evaluación del comportamiento estructural básico se deben conseguir tres objetivos principales, los cuales se logran con el diseño del edificio. A continuación se nombran los tres estados límite para dicha evaluación del desempeño:

- Seguridad: protección de vidas humanas.
- Reparabilidad: conservación de la propiedad.
- Serviciabilidad: mantenimiento de su función.

El objetivo del estado límite de seguridad es evitar el peligro, dando seguridad a la gente dentro y fuera del edificio, el objetivo del estado límite de reparabilidad es garantizar la reparación de los daños causados al edificio por fuerzas externas y finalmente, el objetivo del estado límite de serviciabilidad, es asegurar la funcionalidad y la comodidad del edificio. Esta nueva filosofía de diseño basada en niveles de funcionamiento de las estructuras de edificación fue desarrollado en el marco de un proyecto Japonés de investigación y desarrollo que duró 3 años. Se trata del proyecto: *Development of a New Engineering Framework for Building Structures* (Aoki y Ohaashi, 2000).

Recientemente, Chopra y Goel (2001) han avanzado en el uso del espectro inelástico para la metodología del diseño basado en desplazamiento, donde la demanda sísmica está representada por espectros inelásticos en vez de espectros elásticos, generados para un rango de amortiguamiento viscoso equivalente.

Existen tres métodos principales para conseguir el diseño basado en desempeño y los tres métodos requieren la asimilación de la estructura completa de varios grados de libertad a una estructura de un solo grado de libertad, esto se hace aceptando que la respuesta dinámica de la estructura seguirá una forma específica y empleando el método de las coordenadas generalizadas (Paz, 1994). A continuación se describen, brevemente, los tres métodos.

### 6.1.1. Método del espectro de capacidad

#### Implementación inicial

El método del espectro de capacidad (Freeman, 1978) utiliza un gráfico de espectro de respuesta en coordenadas espectrales conocido como formato ADRS (*ADRS: Acceleration-Displacement-Response-Spectra*). Para un sistema estructural MDOF dado, se realiza un análisis *pushover* y los resultados se presentan en términos de un sistema SDOF equivalente. La curva resultante del *pushover*, que en formato ADRS se llama espectro de capacidad, se superpone sobre las curvas ADRS de la acción sísmica, las de demanda graficadas para diferentes valores de amortiguamiento viscoso equivalente, para así evaluar el desplazamiento de respuesta máximo.

El método del espectro de capacidad propuesto, inicialmente, por Freeman, ha sido estudiado extensamente. En algunos casos, se han propuesto modificaciones para identificar las limitaciones del método. La limitación de las primeras versiones del método se basaba en la forma del modo fundamental elástico inicial y, en la evaluación de la curva de capacidad utilizada para el análisis (Paret et al., 1996).

#### Implementación ATC-40

El método del espectro de capacidad es la base de los métodos en el documento ATC-40 (1996) titulado “*Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*”.

Investigaciones recientes de Chopra (1999), (2000) han sugerido que pueden haber algunas limitaciones en la metodología del ATC-40, basada en la hipótesis de que un sistema inelástico MDOF puede ser modelado con una técnica de análisis iterativa, basada en un sistema elástico SDOF equivalente. El núcleo de la crítica, está en el uso de los conceptos de amortiguamiento viscoso equivalente y de rigidez secante, popularizados por Gulkan y Sozen (1974).

En el ATC-40, hay tres métodos propuestos llamados *método A*, *método B* y *método C*. En la metodología propuesta por Chopra

(2000), los métodos *A* y *B* del ATC-40 son modificados por el uso del espectro inelástico.

El procedimiento del *método A* es muy similar al método del espectro de capacidad con la modificación de los espectros inelásticos. La curva del espectro de capacidad es superpuesta sobre la de demanda, la cual es expresada como espectro inelástico en formato ADRS.

Los procedimientos recomendados en el documento FEMA-273/274 “*NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*” están también basados en el método del espectro de capacidad.

Este método se considera un método basado en fuerzas que incorpora una comprobación del desplazamiento.

### 6.1.2. Método N2

El método N2 desarrollado en la Universidad de Ljubljana, Eslovenia (Fajfar et al., 1997), se formuló a finales de la década de los años 80 y su desarrollo continuó hasta mediados de los 90. En el método N2, se estima el desplazamiento de demanda sísmico a partir del análisis del espectro de respuesta de un modelo bilineal de un SDOF equivalente, representando el modo elástico predominante de la estructura.

El método N2, donde N indica que se trata de un análisis no lineal y 2 hace referencia al uso de dos modelos matemáticos (Fajfar, 2000). El método compara el desplazamiento de demanda, obtenido por el análisis del espectro de respuesta de un modelo bilineal equivalente a un sistema de un grado de libertad (SDOF), con los resultados de un análisis *pushover* de un sistema de varios grados de libertad (MDOF), determinando el espectro inelástico para ductilidades constantes, los espectros son representados en formato AD (aceleración-desplazamiento). Luego los índices de daño locales y globales se determinan con los modelos de daño de Park y Ang.

A continuación se presentan, de forma resumida, los pasos a seguir para la aplicación del método N2:

1. Datos: modelo estructural y espectro elástico, figura 6.1.

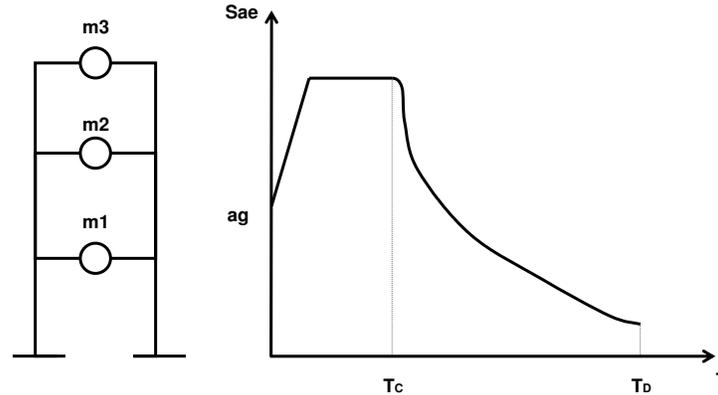


Figura 6.1: Estructura y espectro elástico.

## 2. Espectro de demanda sísmica en formato AD:

- a) Determinar el espectro elástico en formato AD (aceleración-desplazamiento):

$$Sd_e = \frac{Sa_e * T^2}{4\pi^2} \quad (6.1)$$

donde,  $Sa_e$ ,  $Sd_e$  y  $T$  son la aceleración espectral, el desplazamiento espectral y el período, respectivamente para un modelo elástico.

- b) Determinar el espectro inelástico para ductilidades constantes.

## 3. Análisis pushover:

- a) Suponer el desplazamiento de forma  $\phi$ .
- b) Determinar la distribución vertical de las fuerzas laterales.
- c) Determinar la relación entre cortante en la base ( $V$ ) y desplazamiento en el tope del edificio  $\Delta_{techo}$ .

## 4. Modelo equivalente a un sistema de un grado de libertad (SDOF):

- a) Determinar la masa equivalente ( $m^*$ ).



(Priestley, 2000). Este método, a diferencia de los anteriores en los que se calcula el desplazamiento de capacidad por demanda (desempeño) de la estructura, hace el proceso inverso, es decir, dado un comportamiento de diseño, la masa de la estructura determina la fuerza basal para la que debe ser dimensionada la estructura. Este método se conoce también como *método directo de diseño basado en desplazamiento*, Priestley (2003).

La estructura se debe representar como un oscilador equivalente de un grado de libertad (SDOF) con una masa efectiva  $m_e$ , figura 6.2.

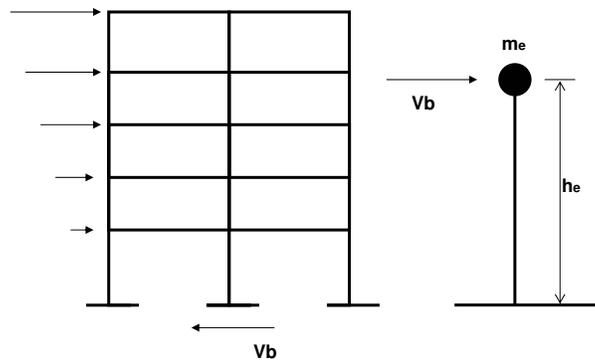


Figura 6.2: Simulación de SDOF.

La representación bilineal de la respuesta fuerza-desplazamiento del sistema SDOF se muestra en la figura 6.3, mientras que el diseño sísmico basado en fuerza-desplazamiento caracteriza a una estructura en términos de la rigidez inicial ( $K_i$ ) y del amortiguamiento elástico, el método de diseño basado en capacidad por demanda caracteriza la estructura en términos de la rigidez efectiva o secante ( $K_e$ ) en el desplazamiento máximo ( $\Delta d$ ), figura 6.3.

Para un nivel de ductilidad de demanda se asigna un amortiguamiento viscoso equivalente, figura 6.4, representativo de la combinación del amortiguamiento elástico e hysterético de la energía absorbida durante la respuesta elástica.

En la figura 6.4 se puede observar como para un nivel de demanda de ductilidad dado, un edificio metálico tendrá asignado un mayor nivel de amortiguamiento viscoso equivalente que un edificio de hormigón armado diseñado para un mismo nivel de ductilidad,

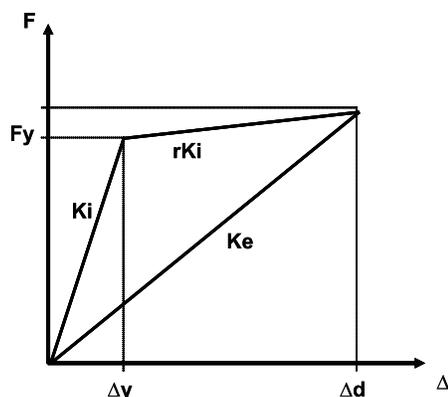


Figura 6.3: Rigidez efectiva ( $K_e$ ).

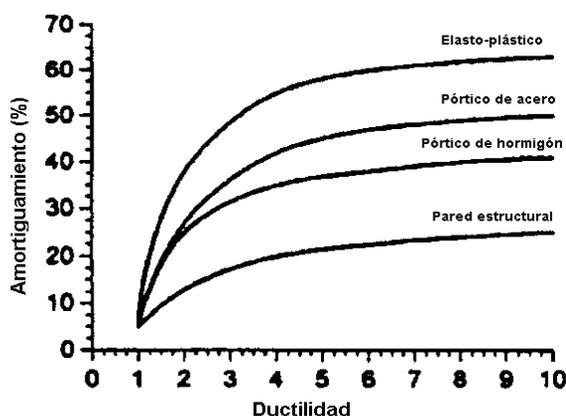


Figura 6.4: Amortiguamiento viscoso con ductilidad.

como una consecuencia de las curvas de histerésis.

Con el desplazamiento de diseño determinado en la respuesta máxima y el correspondiente amortiguamiento estimado a partir de la ductilidad de demanda esperada, el período efectivo ( $T_e$ ) se puede leer de un grupo de espectros de desplazamiento de diseño (figura 6.5), donde se indica también los diferentes amortiguamientos efectivos en %, Priestley (2003).

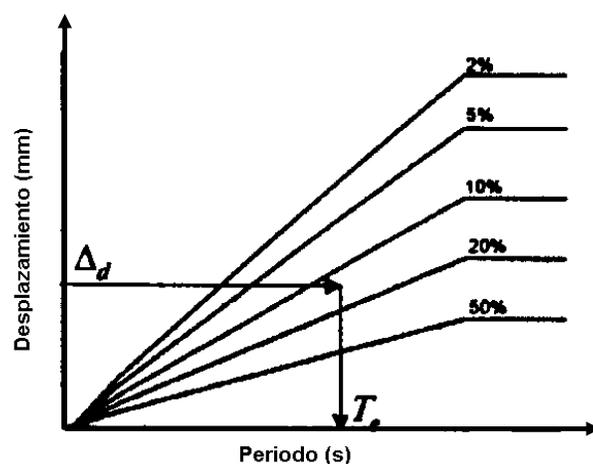


Figura 6.5: Espectros de desplazamiento de diseño.

La rigidez efectiva se puede determinar a partir de la siguiente ecuación

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{K_e}} \quad (6.2)$$

De la figura 6.3, se obtiene la fuerza sísmica lateral de diseño ( $F_d$ ), la cual es también el cortante en la base de diseño ( $V_b$ ).

$$F_d = V_b = K_e * \Delta_d \quad (6.3)$$

Esta fuerza de diseño de la estructura equivalente se distribuye en la estructura real y se dimensiona la estructura, a partir de aquí, se realiza un análisis estático no lineal para verificar que el amortiguamiento de partida se satisface dentro de una tolerancia aceptable.

## 6.2. Curvas de fragilidad

Las *curvas de fragilidad* se definen como una función de distribución acumulada de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite, en función de un estimador de la acción sísmica. El parámetro que define o caracteriza la acción sísmica en las curvas de fragilidad, suele ser la aceleración pico efectiva

(*PGA*), la velocidad pico efectiva (*PGV*), el desplazamiento espectral (*Sd*) o la aceleración espectral (*Sa*).

En la metodología HAZUS (1999), las curvas de fragilidad se representan por funciones de distribución lognormal y, por lo tanto, pueden ser descritas por la media y la desviación estándar de acuerdo a la siguiente ecuación,

$$P[ED \geq Sd] = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{ED}} \cdot \ln\left(\frac{Sd}{\bar{Sd}_{ED}}\right)\right] \quad (6.4)$$

donde  $\Phi$  es la función de distribución estándar acumulada, *Sd* es el desplazamiento espectral,  $\bar{Sd}_{ED}$  es el desplazamiento espectral medio para el cual la probabilidad de que se alcance o exceda el estado de daño es del 50 %,  $\beta_{ED}$  es la desviación estándar asociada a los estados de daño (*ED*).

Los estados límite de daño considerados en la metodología HAZUS (1999) son: leve, moderado, severo y completo (muy fuerte), una descripción detallada puede ser encontrada en Kircher et al. (1997).

La metodología HAZUS fue desarrollada por la Agencia Federal de Emergencia de Estados Unidos (*FEMA: Federal Emergency Management Agency*). HAZUS es un acrónimo de HAZard y de U.S. y es una herramienta concebida para el análisis del riesgo sísmico en los Estados Unidos, en la cual la acción sísmica se define en términos espectrales. La metodología está basada en tres conceptos fundamentales: curvas de capacidad, punto de capacidad por demanda (punto de desempeño) y curvas de fragilidad.

### 6.3. Matrices de probabilidad de daño

La forma más frecuentemente usada para estimar la probabilidad de un estado de daño es por medio de la matriz de probabilidad de daño (*MPD*); se supone que un grupo de edificios de una misma tipología estructural, tendrán el mismo comportamiento bajo la acción de un mismo sismo, y además, el nivel de daño podría ser el mismo para todo el grupo de edificios (Di Pasquale et al., 2001). Cada elemento de la matriz está expresado de acuerdo

a la ecuación (6.5):

$$MPD(DV/I, T) = P(DV/I, T) \quad (6.5)$$

donde  $DV$  corresponde a un nivel o estado de daño dado,  $I$  es la intensidad sísmica y  $T$  es una tipología estructural específica (Restrepo, 2004). Normalmente, la intensidad está descrita por alguna escala macrosísmica, como por ejemplo, la escala macrosísmica europea (*EMS: European Macroseismic Scale*, Grünthal, 1998).

Esta forma de cuantificar el daño es considerada como un método directo, ya que permite estimar el daño sísmico en un solo paso, considerando el edificio como un miembro dentro de una clase específica. De acuerdo a la ecuación (6.5), la  $MPD$  define la probabilidad de alcanzar un nivel de daño para una intensidad sísmica y una tipología dadas. La ventaja de este método es la posibilidad de utilizar las  $MPD$  calibradas en una zona dada, para evaluar el daño en otra zona en la cual los edificios tengan características similares.

En los primeros estudios de riesgo sísmico, la acción se define para valores discretos de, por ejemplo, intensidad, y los tipos de edificio se incluyen en unas pocas clases, por ejemplo, A, B, C. Las probabilidades de que un tipo de edificio sufriera un estado de daño dado al sufrir una intensidad ( $I$ ), se obtienen mediante el análisis de datos de daño causados por terremotos. El ATC-13 (1985) desarrolla este tipo de matrices a partir de un estudio sofisticado basado, no en daños observados, sino en la opinión y el juicio de expertos.

El análisis de daño se puede fundamentar en el desarrollo de curvas de fragilidad, en las que la acción sísmica se considera en términos espectrales. A partir de ellas y para las demandas sísmicas de un emplazamiento se pueden desarrollar matrices de probabilidad de daño para edificios.

En resumen, los métodos de evaluación del diseño sísmico basado en desempeño o comportamiento son tres y requieren la asimilación de un sistema MDOF a uno SDOF. Los métodos son: el método del espectro de capacidad, el método N2 y el método basado en desplazamiento. En los dos primeros métodos se calcula el desplazamiento de desempeño de la estructura y con el método basado en desempeño se hace el proceso inverso, dado un comportamiento de diseño se determina la fuerza basal para la que debe ser

dimensionada la estructura. Estos métodos constituyen una gran herramienta para la aplicación del diseño basado en desempeño y para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica. Finalmente, las curvas de fragilidad definen la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño en función de un parámetro representativo de la acción sísmica. Las matrices de probabilidad de daño se emplean para estimar la probabilidad de alcanzar un estado de daño para un grupo de edificios de una misma tipología, dada una intensidad sísmica.

# Capítulo 7

## La acción sísmica en el diseño estructural

### 7.1. Acción sísmica

En esta sección se describen las formas de definir la acción sísmica que son adecuadas al cálculo estructural. Las técnicas más usuales de caracterizar el movimiento del terreno, tanto de forma determinista como de forma probabilista, se basan en espectros de respuesta y en acelerogramas.

Básicamente, los parámetros más utilizados son, la aceleración máxima, la frecuencia de movimiento y, en algunas ocasiones, registros de aceleración de movimientos fuertes del terreno, ocurridos en una región en el pasado. Pueden también utilizarse los espectros sísmicos de respuesta y los acelerogramas.

Los espectros de respuesta representan una definición usual del movimiento sísmico del terreno, para utilizar en el análisis de estructuras. Su gran ventaja reside en que permiten una descripción de las características más importantes de la respuesta, sin necesidad de disponer de una historia temporal de la excitación. Un espectro de respuesta puede suavizarse, promediarse o simplemente modificarse para incluir las condiciones locales del terreno. Mediante el estudio de espectros de respuesta correspondientes a un número suficiente de terremotos registrados en una región, es posible la estimación de la forma de un espectro típico para di-

cha región y, además, obtener reglas generales para el desarrollo de espectros aproximados. Éstos son espectros suavizados, definidos mediante un número limitado de parámetros característicos. Cuando este tipo de espectros se utilizan en el diseño sísmico de estructuras, se suelen denominar espectros de diseño.

Un espectro de diseño es una representación gráfica suavizada que simula las características esenciales de un espectro de respuesta, pero que, a diferencia de éste, es válido para una región sísmica completa. Una vez definido el espectro de diseño, las normas estipulan el cálculo de las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes a utilizar para determinar la respuesta estructural (Barbat y Canet, 1994).

Los acelerogramas reales son los registrados en una zona y el cálculo sísmico se basa en un registro único o en pocos registros disponibles para una zona, por lo que implican una elevada incertidumbre en la definición de la acción. Sin embargo, mediante los acelerogramas artificiales se pueden generar señales que consideren la influencia de las distintas características de los movimientos sísmicos, tales como, la magnitud, la distancia focal y el contenido de frecuencias, entre otras.

Para modelos con un comportamiento lineal elástico se permite la aplicación del desacoplamiento modal del sistema de ecuaciones del movimiento y la definición de la acción mediante espectros de respuesta. Este tipo de definición se utiliza en las normas sísmicas de cálculo de estructuras. La aplicación de procedimientos de análisis que utilicen tal definición permite sólo la obtención de valores máximos de la respuesta estructural. En las normas más modernas, la teoría de los espectros de respuesta se ha extendido al análisis no lineal de estructuras, utilizándose espectros correspondientes a sistemas con comportamiento no lineal. Dichos espectros se representan en función de los mismos períodos correspondientes al sistema considerado lineal elástico, pero adoptan correcciones mediante el uso de coeficientes que tienen en cuenta la ductilidad del material de la estructura (Barbat y Canet, 1994).

Existen zonas sísmicas con poca sismicidad para las que únicamente se dispone de los espectros de respuesta estipulados en las normas sísmicas. En estos casos, cuando no se dispone de registros sísmicos reales, existen procedimientos numéricos que permi-

ten generar familias de acelerogramas artificiales, cuyos espectros son compatibles con los espectros de respuesta prescritos o indicados en los códigos sísmicos. En este trabajo se presenta, de forma resumida, un método para la generación de acelerogramas artificiales.

## 7.2. Espectros de respuesta

Se describen aquí, los espectros de respuesta para la ciudad de Barcelona.

### 7.2.1. Espectros norma sísmica española

La norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSE-02), fue publicada en septiembre del año 2002. La NCSE-02 define la peligrosidad sísmica de España en términos de la llamada aceleración sísmica básica ( $a_b$ ) que representa la aceleración en un período de retorno de 500 años. La aceleración sísmica de cálculo ( $a_c$ ) se define a partir de la aceleración básica mediante la siguiente ecuación,

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b \quad (7.1)$$

donde  $\rho$  es un coeficiente adimensional de riesgo que depende del período de vida útil para el que se proyecta la construcción y de la importancia de la misma. Para un edificio considerado de importancia normal, el factor de riesgo vale 1.0.  $S$  es un coeficiente de amplificación del terreno que se define como:

$$\begin{aligned} S &= \frac{C}{1,25} & \rho a_b \leq 0,1g \\ S &= \frac{C}{1,25} + 3,33 (\rho a_b / g - 0,1) (1 - C / 1,25) & 0,1g < \rho a_b < 0,4g \\ S &= 1 & \rho a_b \geq 0,4g \end{aligned} \quad (7.2)$$

La norma sismorresistente anterior a la NCSE-02 (2002), la NCSE-94 (1994), en el párrafo §1.2.3 de la misma, establece que no es obligatoria su aplicación para aceleraciones de cálculo menores a  $0.06g$ .

La NCSE-02 considera 4 tipos de suelo, donde a cada uno se le asigna un coeficiente  $C$  que depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación. A continuación se definen los tipos de suelo y los valores del parámetro  $C$ .

*Tipo I:* Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla,  $V_s > 750$  m/s,  $C=1.0$ .

*Tipo II:* Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla,  $750$  m/s =  $V_s > 400$  m/s,  $C=1.3$ .

*Tipo III:* Suelo granular de compactación media o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla,  $400$  m/s =  $V_s > 200$  m/s,  $C=1.6$ .

*Tipo IV:* Suelo granular suelto o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla,  $V_s = 200$  m/s,  $C=2.0$

En el apartado §1.2.3 de la norma, se consideran los criterios de aplicación de la misma y en él se especifica que la norma está exenta de aplicación en las edificaciones consideradas de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica es inferior a  $0.04g$ , siendo  $g$  la aceleración de la gravedad, así como también, en las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones, cuando la aceleración sísmica básica es inferior a  $0.08g$ . No obstante, la norma debe aplicarse en edificios de más de siete plantas, si la aceleración sísmica de cálculo es igual o mayor que  $0.08g$ . Si la aceleración sísmica básica es igual o mayor que  $0.04g$  deberán tenerse en cuenta los posibles efectos del sismo en terrenos potencialmente inestables. Si la aceleración básica es igual o mayor que  $0.08g$  e inferior a  $0.12g$ , las edificaciones de fábrica de ladrillo, de bloques de mortero, o similares, poseerán un máximo de cuatro alturas, y si dicha aceleración sísmica básica es igual o superior a  $0.12g$ , un máximo de dos (NCSE-02, 2002).

La NCSE-02 (2002) establece un espectro normalizado de respuesta elástico para movimientos horizontales, correspondientes a un oscilador lineal simple con amortiguamiento de 5 % respecto

al crítico. El espectro consta de tres tramos que se definen en la Tabla 7.1.

Tabla 7.1. Tramos del espectro de respuesta (NCSE-02, 2002).

Tramos	$\alpha(T)$
Períodos bajos ( $T < T_A$ )	$1.0 + 1.5 \cdot \frac{T}{T_A}$
Períodos intermedios ( $T_A \leq T \leq T_B$ )	2.5
Períodos altos ( $T > T_B$ )	$K \cdot \frac{C}{T}$

$T$  es el período en segundos,  $K$  es un coeficiente de contribución,  $\alpha(T)$  es el valor del espectro de respuesta elástico normalizado,  $S_a$  es la aceleración espectral y  $T_A$  y  $T_B$  son períodos característicos dados por:

$$T_A = K \cdot \frac{C}{10} \qquad T_B = K \cdot \frac{C}{2,5} \qquad (7.3)$$

Para la provincia de Barcelona  $0.04 g \leq a_b \leq 0.09 g$  con un factor  $K=1.0$ . En Barcelona ciudad,  $a_b = 0.04 g$  (NCSE-02, 2002).

El espectro elástico de respuesta representa la aceleración máxima de la estructura ( $S_a$ ) durante un terremoto, en función del período de vibración ( $T$ ). La siguiente ecuación permite pasar del formato  $S_a - T$  al formato  $S_a - S_d$ .

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2} = \frac{S_a * T^2}{(2 * \pi)^2} \qquad (7.4)$$

La figura 7.1 muestra los espectros de respuesta previstos para Barcelona para los diferentes tipos de suelo ( $C=1.0, 1.3, 1.6, 2.0$ ). Para  $a_b=0.04g$  se ha considerado  $K=1$  y  $\rho=1$ .

### 7.2.2. Espectros código sísmico europeo

El eurocódigo número 8 (EC-8, 1998; 2004), es una norma europea que contiene disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes. La aceleración de cálculo del terreno ( $a_g$ ), corresponde a un período de retorno de 475 años. En el EC-8 (1998), parte 1-1 párrafo §4.1.5, en zonas sísmicas con aceleraciones de

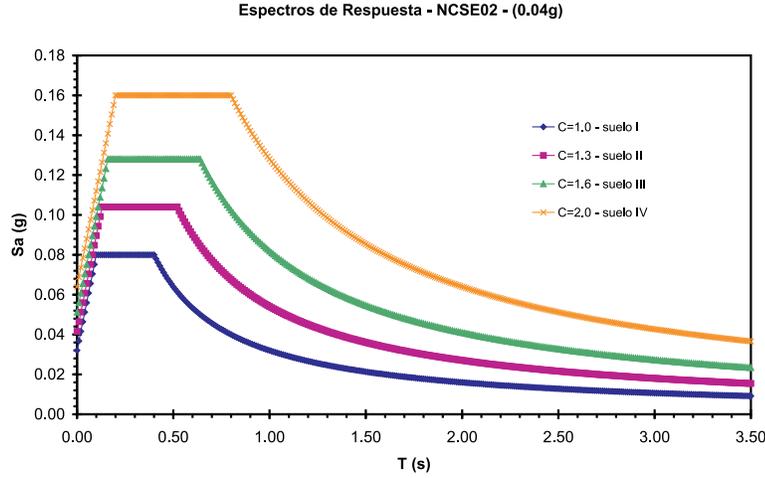


Figura 7.1: Espectros de respuesta previstos para Barcelona, NCSE-02.

cálculo al terreno no mayores a  $0.04g$ , se establece que no es necesario observar las disposiciones del mismo.

El espectro elástico de respuesta es la representación del movimiento sísmico en un punto dado de la superficie. El espectro elástico de respuesta  $S_e(T)$  para el período de retorno de referencia se define como:

$$\begin{aligned}
 S_e(T) &= a_g S \left\{ 1 + \frac{T}{T_B} (\eta \xi_0 - 1) \right\} & 0 \leq T \leq T_B \\
 S_e(T) &= a_g S \eta \xi_0 & T_B \leq T \leq T_C \\
 S_e(T) &= a_g S \eta \xi_0 \left\{ \frac{T_C}{T} \right\}^{k_1} & T_C \leq T \leq T_D \\
 S_e(T) &= a_g S \eta \xi_0 \left\{ \frac{T_C}{T_D} \right\}^{k_1} \left\{ \frac{T_D}{T} \right\}^{k_2} & T_D \leq T
 \end{aligned} \tag{7.5}$$

donde,  $T$  es el período (segundos),  $S_e(T)$  es la ordenada del espectro elástico de respuesta,  $a_g$  es la aceleración de cálculo del terreno,  $\xi_0$  es el factor de amplificación de la aceleración espectral para un amortiguamiento viscoso de 5%,  $T_B$ ,  $T_C$  son los límites del tramo de aceleración espectral constante,  $T_D$  es el valor que define el comienzo del tramo de desplazamiento constante del espectro;  $k_1$  y  $k_2$  son exponentes que definen la forma del espectro para un período de vibración mayor de  $T_C$  y  $T_D$ , respectivamente,  $S$  es el paráme-

tro del suelo y  $\eta$  es un factor de corrección por amortiguamiento,  $\eta$  vale 1.0 para el caso de un amortiguamiento del 5 %. Los valores de los parámetros que describen el espectro elástico de respuesta han sido seleccionados para que las ordenadas del mismo tengan una probabilidad de excedencia uniforme para todos los períodos, igual al 50 % (EC-8, 1998), ver Tabla 7.2:

Tabla 7.2. Parámetros del espectro de respuesta (EC-8, 1998).

Tipo de Suelo	$S$	$\xi_0$	$k_1$	$k_2$	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
<i>A</i>	1.0	2.5	1.0	2.0	0.10	0.40	3.0
<i>B</i>	1.0	2.5	1.0	2.0	0.15	0.60	3.0
<i>C</i>	0.9	2.5	1.0	2.0	0.20	0.80	3.0

La influencia de las condiciones locales del terreno sobre la acción sísmica se tiene en cuenta mediante la consideración de tres clases de suelo descritas a continuación:

*Clase A:* Roca u otra formación geológica caracterizada por una velocidad de onda transversal,  $V_s$ , de 800 m/s, incluyendo como máximo 5 m del material más débil de la superficie. Depósitos compactos de arena, grava o arcilla sobreconsolidada de varias decenas de metros de espesor, caracterizados por valores de  $V_s$  de 400 m/s a una profundidad de 10 m.

*Clase B:* Depósitos profundos de arenas de densidad media, gravas o arcillas de consistencia media, con espesores desde algunas decenas a muchos centenares de metros, caracterizados por valores de  $V_s$  de 200 m/s, a 10 m de profundidad, que se incrementan hasta 350 m/s, por lo menos, a una profundidad de 50 m.

*Clase C:* Depósitos de suelo suelto no cohesivo, con o sin algunas capas de débil cohesión, caracterizados por valores de  $V_s$  inferiores a 200 m/s en los primeros 20 m. Depósitos en los que predominan suelos cohesivos de rigidez débil a media, caracterizados por valores de  $V_s$  inferiores a 200 m/s en los 20 m más superficiales.

La figura 7.2 muestra los espectros de respuesta para una aceleración de  $0.04g$  para los 3 tipos de suelo A, B y C.

En la nueva versión del eurocódigo 8 (2004), los parámetros para construir los espectros de respuesta varían, y uno de los cambios hechos en este código fue el de considerar cinco tipos de suelos

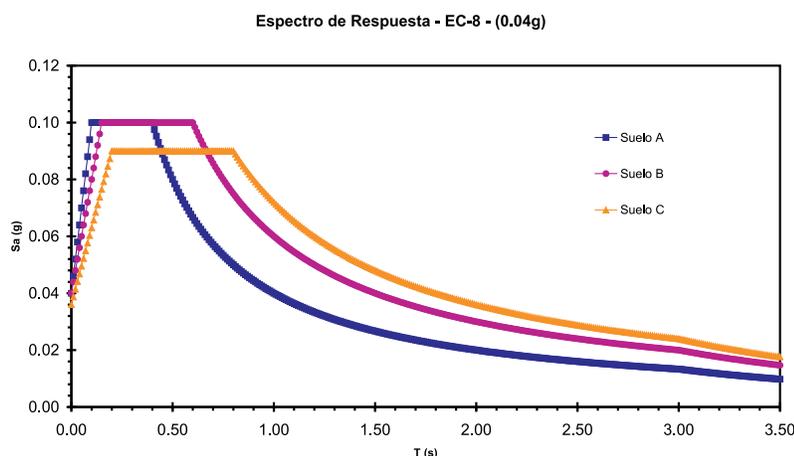


Figura 7.2: Espectros de respuesta para una aceleración de 0.04g (EC-8, 1998).

en vez de tres. En el momento de llevar a cabo este estudio estaba vigente la versión del código europeo del año 1998, por lo tanto los espectros utilizados y los acelerogramas generados corresponden a esta versión del código europeo.

### 7.2.3. Espectros IGC para Barcelona

Cid, J. (1998; 2001) realizó la zonificación sísmica de Barcelona, definiendo cuatro zonas representativas.

De los principales suelos existentes en Barcelona, se definen a continuación estas cuatro zonas:

*Zona I:* afloramientos holocenos, una amplificación pico máxima en un rango de 0.5 - 0.7 segundos, caracteriza la función promedio de transferencia. El factor de amplificación máxima es aproximadamente 4. Corresponde a rocas compactas.

*Zona II:* afloramientos pleistocenos con substrato terciario de espesor lo suficientemente grande como para que influya en la respuesta. La función de transferencia presenta un pico de amplificación máxima cercano a 0.2 segundos, con un factor de amplificación alrededor de 4. La amplificación de la aceleración máxima del suelo (PGA) respecto a la roca es 1.65. Corresponde a materiales

semicompactos.

*Zona III:* afloramientos pleistocenos sin substrato terciario de espesor lo suficientemente grueso como para que influya en la respuesta. La función de transferencia está caracterizada por una amplificación máxima próxima a 0.2 segundos, con un valor de amplificación entre 3 y 4. La amplificación de la aceleración máxima del suelo (PGA) respecto a la roca es 1.40. Corresponde a suelos no cohesionados.

*Zona Roca:* afloramientos paleozoicos y terciarios, no se esperan efectos de amplificación. Corresponde a una roca dura (suelo firme).

La figura 7.3 muestra la zonificación sísmica de Barcelona.

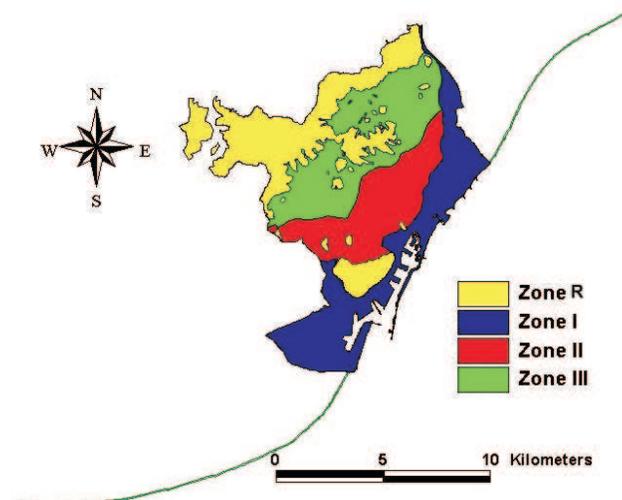


Figura 7.3: Clasificación de los suelos de la ciudad de Barcelona (Cid, 1998).

Por otro parte, el Instituto Geológico de Cataluña, ha desarrollado dos escenarios sísmicos para el análisis de riesgo sísmico en la ciudad de Barcelona (Irizarry et al., 2003), los cuales reciben el nombre de escenarios deterministas y probabilistas.

El escenario *probabilista* fue evaluado en términos de los valores espectrales teniendo en cuenta la zonificación sismotectónica, en cada una de estas zonas se ajustan los parámetros característicos del modelo de recurrencia de los terremotos utilizados. Una vez deducidas todas las distribuciones de probabilidad de recurrencia de terremotos de cada zona sismotectónica, se propagan los efec-

tos de la sismicidad de cada zona a cada punto del territorio, de acuerdo a leyes de atenuación sísmica para Cataluña.

El escenario *determinista* se evalúa a partir de las intensidades máximas de los terremotos históricos. La estimación de la intensidad en cada punto de Cataluña se obtiene aplicando a cada terremoto del catálogo un modelo de atenuación de la intensidad con la distancia. De esta manera, en cada punto de Cataluña, se puede saber la intensidad que probablemente se percibió por causa de cada uno de los terremotos del catálogo. Finalmente, con la consideración de los efectos de todos los terremotos se puede deducir la intensidad máxima en cada punto.

Irizarry et al. (2003) establecieron unos espectros de respuesta para estos dos escenarios básicos: deterministas y probabilistas. El espectro se define, para un período de retorno de 475 años, como:

$$\begin{aligned}
S_a(T) &= PGA \left\{ 1 + \frac{T}{T_B} (B_C - 1) \right\} & 0 \leq T \leq T_B \\
S_a(T) &= PGA * B_C & T_B \leq T \leq T_C \\
S_a(T) &= PGA \left\{ \frac{T_C}{T} \right\}^d B_C & T_C \leq T \leq T_D \\
S_a(T) &= PGA \left\{ \frac{T_D}{T} \right\}^2 B_C & T_D \leq T
\end{aligned} \tag{7.6}$$

La *PGA* define el nivel de la acción sísmica,  $T_B$  y  $T_C$  definen la meseta de aceleración espectral constante,  $T_D$  es el valor que define el comienzo del tramo de desplazamiento constante del espectro,  $B_C$ , es un factor que relaciona la aceleración máxima espectral con la *PGA* y  $d$  es un parámetro que modula la caída del espectro para períodos largos.

La Tabla 7.3 muestra los parámetros que definen los 8 espectros de respuesta correspondientes a los escenarios determinista y probabilista para los 4 tipos de suelos de Barcelona.

Tabla 7.3. Parámetros del espectro de respuesta de Barcelona propuestos por el IGC (Irizarry et al., 2003).

Tipo de Suelo	Tipo de espectro	$PGA(g)$	$d$	$B_C$	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Zona I	Determinista	0.136	1.70	1.91	0.10	0.39	2.30
	Probabilista	0.188	1.34	2.00	0.10	0.40	2.85
Zona II	Determinista	0.141	1.43	2.45	0.10	0.22	2.20
	Probabilista	0.194	1.28	2.50	0.10	0.23	2.21
Zona III	Determinista	0.122	1.40	2.29	0.10	0.22	2.00
	Probabilista	0.169	1.12	2.57	0.10	0.19	1.77
Zona R(roca)	Determinista	0.072	1.12	2.26	0.10	0.23	1.75
	Probabilista	0.10	0.98	2.29	0.10	0.25	1.75

La figura 7.4 muestra los espectros de respuesta correspondientes a los escenarios determinista y probabilista en la zona R.

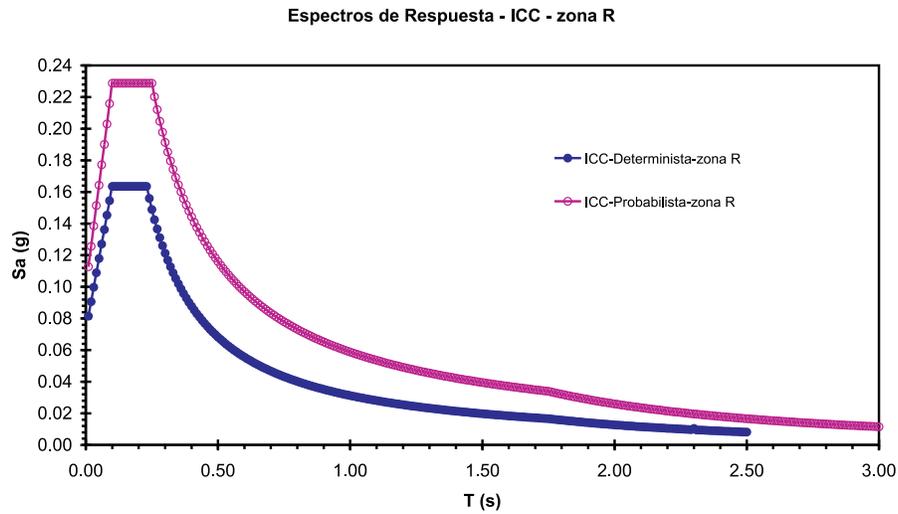


Figura 7.4: Espectros de respuesta del IGC en zona R.

## 7.3. Técnicas de obtención de acelerogramas artificiales

Los principales métodos utilizados para la generación de acelerogramas son los métodos deterministas y los estocásticos (Lam et al., 2000).

### 7.3.1. Métodos sismológicos

Es uno de los primeros métodos usados para generar acelerogramas artificiales y está basado en la teoría de la dislocación o rotura puntual (Aki, 1968). Este método utiliza el momento sísmico y supone una función de deslizamiento de falla para caracterizar la fuente sísmica y la teoría de ondas para modelar la transmisión de las ondas sísmicas de cizalla generadas en un lugar, a través de un espacio homogéneo. Otros métodos de simulación determinista más sofisticados han sido desarrollados para generar acelerogramas más realistas. Los dos métodos de simulación contemporánea más populares son, el método de la función empírica de Green (*EGF: Empirical Green Function*) y el método de la teoría de rayos (Atkinson y Somerville, 1994; Irikura, 1986; Beresnev y Atkinson, 1967; Irikura y Kamae, 1994; Bolt, 1995).

El método de la función de Green define una onda, generada por un pequeño impulso, viajando a través de un medio elástico y el método de la teoría de rayos está basada en la trayectoria de la propagación de ondas. En el método EGF, las mismas funciones empíricas de la función de Green deducidas para y a partir de un evento sísmico, son superpuestas, con retrasos de tiempos cortos, para generar acelerogramas de eventos mucho más grandes, basados en leyes de escala establecidas. El método tiene la ventaja de su simplicidad, pero su potencial está limitado por el hecho de que los eventos sísmicos reales representativos y las funciones empíricas de Green adecuadas no están siempre disponibles. En el método de la teoría de rayos, los acelerogramas se generan mediante la convolución de una función de Green teórica, que se sintetiza por medio de la teoría de rayos, con una función de tiempo, empírica o teórica, de la fuente, la cual, a su vez, se basa en la geometría de falla supuesta y en la profundidad focal (Lam et al., 2000).

### 7.3.2. Métodos estocásticos

La generación de movimientos sísmicos debe tener en cuenta variables aleatorias, las cuales pueden ser consideradas para usar métodos estocásticos. Con la llegada de los ordenadores y el algoritmo de la transformada rápida de Fourier (*FFT: Fast Fourier Transform*), los métodos estocásticos basados en el análisis en el dominio de frecuencias, han llegado a ser populares. Los procedimientos estocásticos consisten, básicamente, en definir el espectro de Fourier, es decir, el contenido de frecuencias y un grupo de ángulos aleatorios que definen las fases de llegada (Vanmarcke, 1977). La amplitud máxima y la duración de la señal se modelan mediante una función específica de amplitud. El conocido filtro de Kanai (1957) y Tajimi (1960) ha sido desarrollado dentro de un marco estocástico para generar acelerogramas artificiales. McGuire (1978) y Trifunac (1976, 1989) han desarrollado modelos de espectros de Fourier más elaborados, usando la magnitud sísmica, la distancia de la fuente y la clasificación del emplazamiento como parámetros de control (Lam et al., 2000).

Los procesos estocásticos permiten producir acelerogramas concretos, que se caracterizan mediante una variable aleatoria, que puede ser vectorial o escalar y que puede evolucionar con el tiempo. La figura 7.5 muestra un ejemplo de un acelerograma concreto que ha sido generado a partir de un modelo estocástico.

Este registro simulado, corresponde a una realización concreta de la variable aleatoria que lo define. Evidentemente pudo ocurrir otro acelerograma, al igual que al lanzar un dado en el que ha salido un 4 pudo haber salido cualquier número entre 1 y 6. Cuanto mayor es el acierto de estos modelos para predecir acelerogramas representativos de los realmente esperados en la zona de estudio, mayor es la calidad y adecuación del método. Por otra parte, la respuesta estructural a un acelerograma concreto, tampoco es determinista. Un mismo acelerograma puede producir respuestas similares aunque distintas, particularmente cuando el sistema es no lineal. Por consiguiente, tanto la excitación como la respuesta deben ser consideradas como procesos estocásticos (Hurtado, 1998).

Entre los métodos estocásticos destacan las técnicas conocidas como estacionarias y no estacionarias.

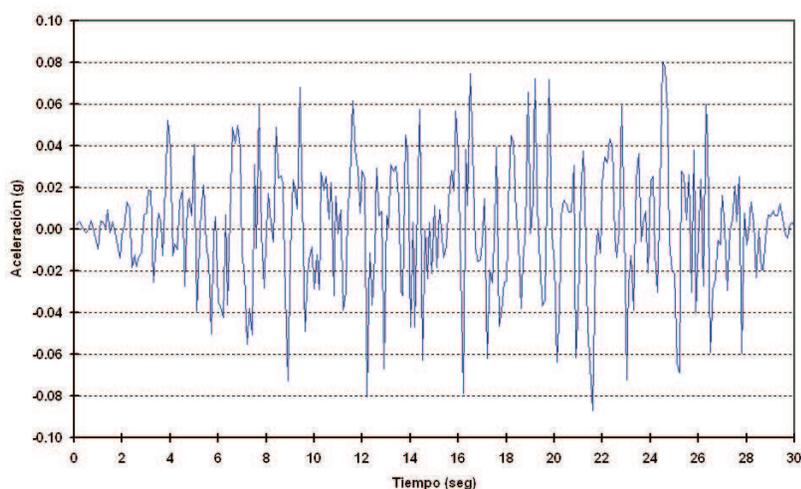


Figura 7.5: Aceleración sísmica en función del tiempo.

Un proceso *estacionario* se define como aquél para el cual sus distribuciones probabilistas permanecen inalteradas para una traslación arbitraria del eje de tiempo, es decir, su estructura probabilista no varía en el tiempo. Una hipótesis importante para la obtención de los parámetros estadísticos de un proceso estocástico estacionario a partir de sus realizaciones físicas es la ergodicidad, porque se establece una equivalencia entre los promedios obtenidos en el espacio de muestreo y los calculados a partir de una realización única sobre el eje temporal. En la práctica, el mayor interés reside principalmente en la ergodicidad con respecto a promedios comunes tales como la media, la media cuadrática y la autocorrelación. Un proceso estacionario puede descomponerse en una suma infinita de armónicos de amplitudes aleatorias, que pueden estar relacionados estadísticamente con su frecuencia respectiva mediante una función aleatoria que tenga una naturaleza espectral (Hurtado, 1998).

Por otra parte, los procesos *no estacionarios*, no se pueden representar como una suma de funciones seno y coseno, ya que éstas son completamente estacionarias. La representación espectral es atractiva tanto en sentido teórico (para cálculos analíticos) como práctico (para fines de simulación) por el hecho de que el espectro del proceso está implícito en su definición. Algunos autores tales como Priestley (1981) han propuesto modelos no estacionarios

basados en la representación espectral (Hurtado, 1998).

En cualquier caso, los registros de sismos son altamente no estacionarios. Esto se debe a las diferencias en los tiempos de llegada de las distintas fases, en sus componentes frecuenciales, así como en su amplitud y duración.

La acción sísmica, por lo tanto, se debe considerar como un proceso aleatorio no estacionario. Existen diferentes técnicas para modelar la no estacionariedad de los movimientos sísmicos. El modelo de Hurtado (1998) tiene en cuenta la variación del contenido frecuencial con el tiempo. Una forma más sencilla de modelar la no estacionariedad consiste en considerar un proceso estacionario cuya amplitud se modela mediante un proceso no estacionario (Hurtado y Barbat, 1998). En este caso, se supone que la parte central del movimiento sísmico se puede representar adecuadamente como un proceso aleatorio, pero estacionario. La estacionariedad del modelo se tiene en cuenta multiplicando el proceso estacionario, por una función envolvente no estacionaria. Esta envolvente suele definirse mediante una curva que vale cero justo antes del inicio del terremoto, aumenta de forma rápida hasta un valor máximo, para decrecer luego de forma gradual, hasta que la aceleración desaparece. De hecho pueden existir varios picos antes de que la aceleración se desvanezca por completo (Nau et al., 1982).

El proceso estacionario se modela en el dominio frecuencial, mediante un segmento de banda limitada que puede alternarse mediante el filtrado de un ruido blanco, es decir, el contenido de frecuencia se ha limitado a una banda finita concreta, que suele ser caracterizada a partir del análisis de acelerogramas reales típicos de la zona de estudio o asimilables a ellos. En este estudio, el ancho de banda y la función de modulación de amplitud se determinan de forma que los acelerogramas resultantes sean compatibles con espectros de respuesta, es decir, que su espectro de respuesta sea compatible con un espectro de diseño específico. En este trabajo se van a considerar espectros de diseño para Barcelona. Se usarán los espectros previstos de la norma española y espectros específicos desarrollados por el IGC, que han sido ajustados al eurocódigo 8.

A continuación se describe el procedimiento utilizado para la generación de acelerogramas compatibles con espectros de respuesta.

## 7.4. Generación de acelerogramas artificiales compatibles con espectros de respuesta

En un análisis no lineal, se suele utilizar algún procedimiento de integración paso a paso en el tiempo de las ecuaciones del movimiento, siendo necesaria, la definición de la excitación sísmica a través de acelerogramas (Barbat y Canet, 1994).

Muchos programas computacionales, como por ejemplo el SIMQKE (Venmarcke, 1976), han sido desarrollados para obtener de forma iterativa, el espectro de Fourier de un acelerograma con un espectro de respuesta dado. Así los acelerogramas artificiales pueden generarse para que sus espectros de respuesta sean compatibles con los espectros de respuesta previstos en los códigos.

La mayoría de los métodos que generan acelerogramas compatibles con un espectro de respuesta prefijado, se basan en el hecho de que una función periódica, como la aceleración  $\ddot{x}(t)$  que define la señal sísmica, se puede expandir en una serie de ondas sinusoidales, ecuación (7.7).

$$\ddot{x}(t) = \sum_{k=1}^n A_k \text{sen}(\omega_k t + \phi_k) \quad (7.7)$$

donde  $A_k$  es la amplitud,  $\omega_k$  es la frecuencia angular y  $\phi_k$  son los ángulos de fase de las  $k$  contribuciones sinusoidales.

A continuación se describe, de forma resumida el método propuesto por Gasparini y Venmarcke, (1976) para la generación de acelerogramas artificiales.

Fijando una serie de amplitudes y generando un número de series de ángulos fase, se pueden generar diferentes movimientos con la misma apariencia general en el contenido de frecuencias pero distintos en los detalles. Estos modelos fijan un número  $n$  de frecuencias, luego se generan de forma aleatoria la misma cantidad de amplitudes y ángulos fase con valores comprendidos entre 0 y  $2\pi$ , dando a la señal un carácter estocástico. Las amplitudes  $A_k$  están relacionadas a la función de densidad espectral  $G(\omega)$ , mediante la ecuación (7.8):

$$G(\omega_k) \Delta\omega = \frac{A_k^2}{2} \quad (7.8)$$

donde  $G(\omega_k)\Delta\omega$  representa la contribución de la potencia del movimiento de la sinusoidal con frecuencia  $\omega_k$ .

La potencia total y el contenido de frecuencia relativa de los movimientos producidos por la ecuación  $\ddot{x}(t)$  no varían con el tiempo. Para simular el carácter transitorio de terremotos reales, los movimientos estacionarios  $\ddot{x}(t)$ , se multiplican por una función de intensidad envolvente determinista predefinida:  $I(t)$ . De esta forma, el movimiento final simulado viene dado por la ecuación (7.9):

$$\ddot{x}(t) = I(t) \sum_{k=1}^n A_k \text{sen}(\omega_k t + \phi_k) \quad (7.9)$$

Este movimiento es estacionario en el contenido de frecuencias con una aceleración pico cercana a la aceleración pico dada (Gasparini y Venmarcke, 1976).

Las funciones de intensidad simulan el carácter transitorio de los acelerogramas. Algunos ejemplos de las funciones de intensidad deterministas obtenidas a partir de observaciones reales son, de tipo cajón, trapezoidal (Hou, 1968), exponencial (Liu, 1968) y compuestas (Jennings, 1968), figura 7.6.

En este trabajo se empleó el programa SIMQKE (Carr, 1997) para la generación de los acelerogramas artificiales. Con este programa se pueden generar acelerogramas compatibles con un espectro de respuesta, definido por el usuario, o con una función de densidad espectral (Gasparini y Venmarcke, 1976), de forma que para cada espectro de respuesta se pueden generar un número infinito de acelerogramas diferentes.

Los acelerogramas artificiales aquí generados, son compatibles con los espectros elásticos de respuesta de aceleración, que se han definido anteriormente.

En este trabajo, se adoptó la función de envolvente de amplitud trapezoidal, que se encuentra incorporada dentro del programa, cuyos parámetros se describen a continuación.

Seguidamente, se presenta una breve descripción del programa SIMQKE.

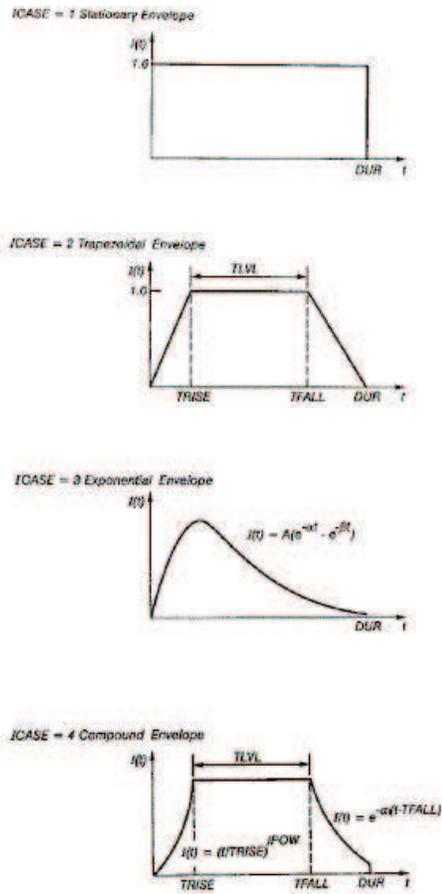


Figura 7.6: Envolturas de intensidad (Carr, 1997).

## 7.5. Programa SIMQKE

Las principales características del programa SIMQKE son las siguientes:

- Calcula una función densidad del espectro de potencia a partir de un espectro de respuesta suavizado especificado.
- Genera acelerogramas artificiales independientes de las historias en el tiempo y trata de igualar por un proceso iterativo el espectro de respuesta especificado.
- Lleva a cabo una corrección de línea base garantizando que la velocidad final del terreno, es nula.
- Calcula el espectro de respuesta correspondiente a las historias temporales generadas.
- El programa puede elevar o bajar la aceleración pico generada para que corresponda exactamente con la aceleración pico que se desea.

La figura 7.7 muestra un ejemplo de acelerograma obtenido con el programa SIMQKE, a partir de un espectro de respuesta. La figura 7.8 muestra el espectro de respuesta junto con el espectro adoptado en la simulación.

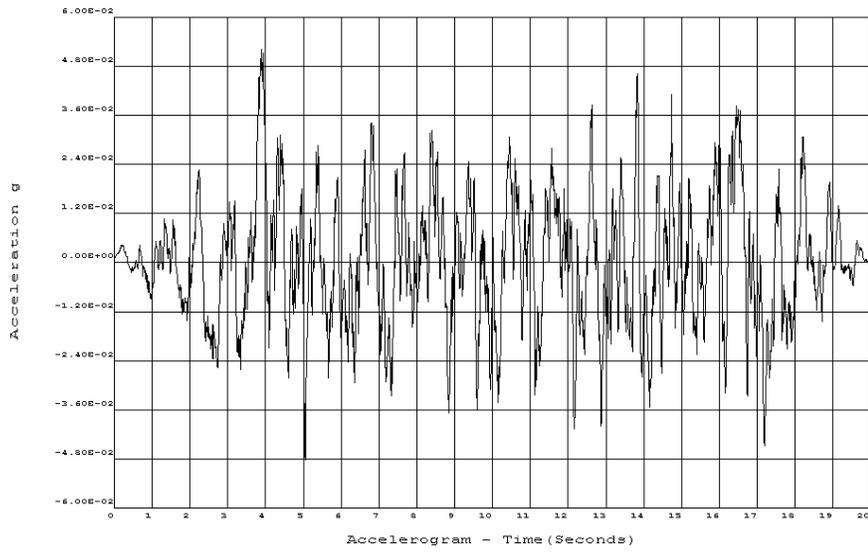


Figura 7.7: Acelerograma generado con el programa SIMQKE.

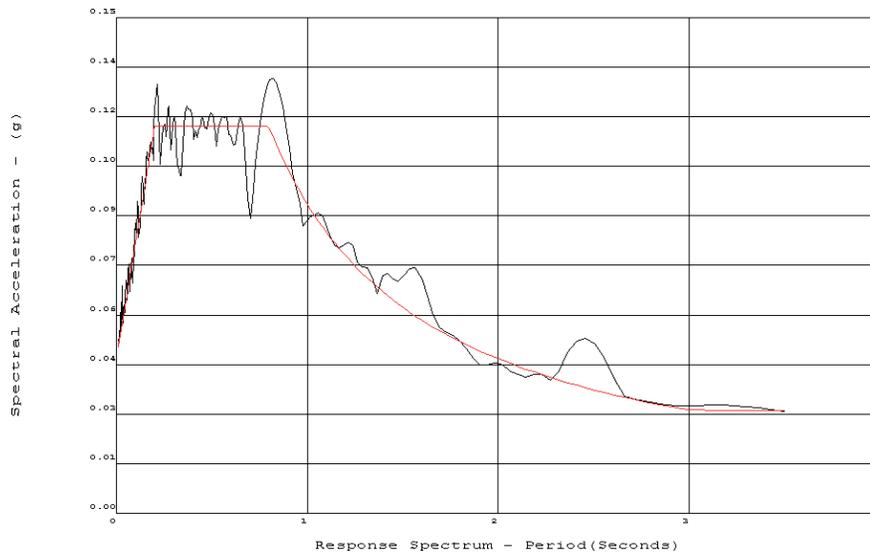


Figura 7.8: Espectro de aceleración ajustado con el programa SIMQKE.

## 7.6. La envolvente trapezoidal

La figura 7.9 muestra la función de envolvente de amplitud utilizada para la generación de los acelerogramas artificiales. Los parámetros que componen dicha envolvente se obtienen de acuerdo a la severidad del sismo y no de forma arbitraria.

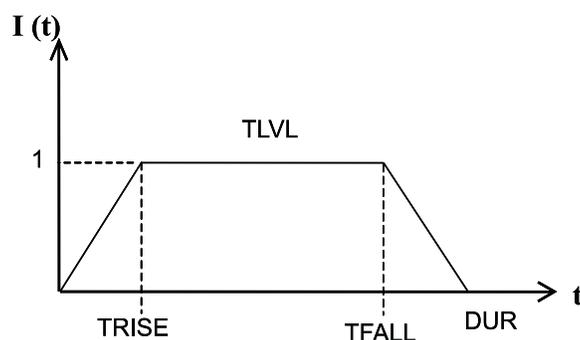


Figura 7.9: Envolvente de amplitud trapezoidal.

En este apartado se definen los parámetros que describen esta función envolvente.

### 7.6.1. La duración (DUR)

No hay una definición universal aceptada para la duración aparente de un movimiento del suelo debido a un sismo. En las últimas tres décadas, un gran número de investigadores han propuesto definiciones de la duración de movimiento sísmico, y estas definiciones fueron revisadas en orden cronológico por Bommer y Martínez-Pereira (1999) y clasificadas de acuerdo a cuatro grupos genéricos: categoría de la duración, duración uniforme, duración significativa y duraciones basadas en la respuesta de la estructura ante una carga sísmica (Bruno y Fabrice, 2000).

Con el modelo de Bruno y Fabrice (2000), el cálculo de la duración aparente está basado en la acumulación de energía del acelerograma representado por la integral del cuadrado de la aceleración. Esta definición está relacionada a la intensidad de Arias (Arias, 1970) y está clasificada en el grupo de duración significativa, definida como el intervalo entre el tiempo en el cual el 5 % y 95 %

de la intensidad de Arias (Arias, 1970) es alcanzado (Trifunac y Brady, 1975; Dobry et al., 1978). Esta definición tiene la ventaja que considera el acelerograma completo. La duración de la señal del sismo crece con la distancia debido a las diferentes velocidades de propagación de ondas. La figura 7.10 muestra la duración del movimiento fuerte del suelo según el modelo empírico y los datos registrados. Con las líneas continuas se representa la relación propuesta para distintas magnitudes sísmicas, que se indican según la barra de colores dada, los círculos corresponden a la duración derivada de los datos, las estrellas corresponden a la duración calculada, usando el modelo empírico propuesto en su estudio con la magnitud y distancia de los datos utilizados (Bruno y Fabrice, 2000).

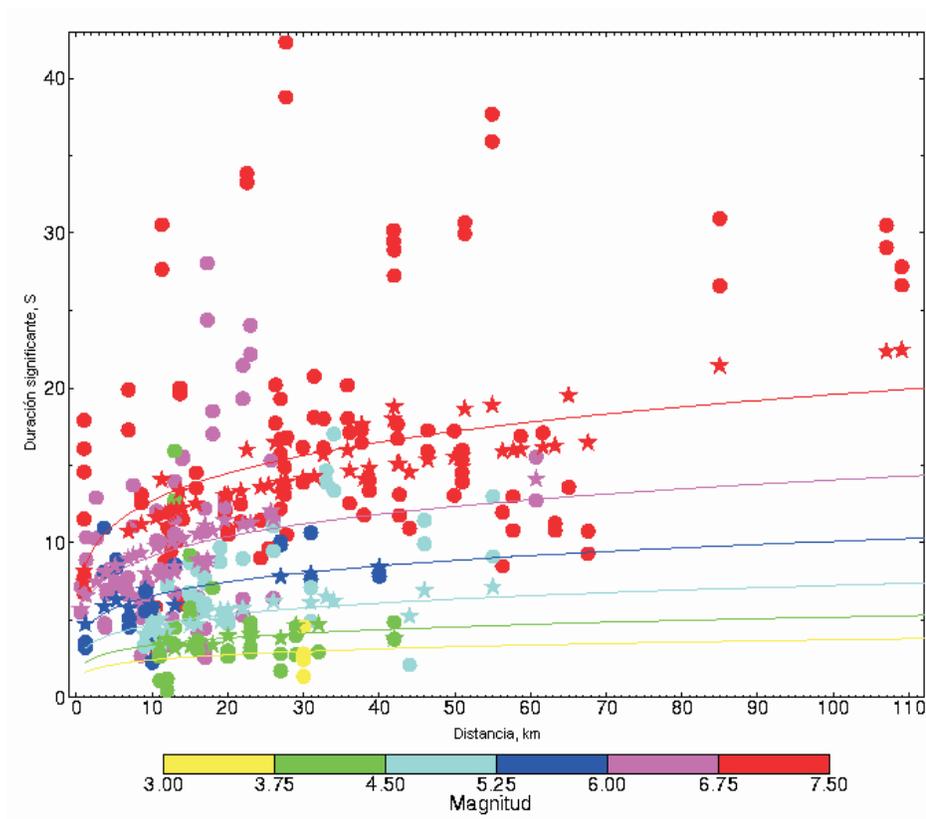


Figura 7.10: Modelo empírico para la duración del movimiento sísmico.

El parámetro de duración del movimiento sísmico (DUR) es muy importante, debido a que la cantidad de daño en las estructuras aumenta con el número de ciclos de carga. La duración del mo-

vimiento está relacionada con la magnitud y distancia de la fuente y, al aumentar la magnitud, aumenta también la duración.

La duración del terremoto es uno de los efectos de la demanda sísmica que se debe tener en cuenta. La duración del movimiento sísmico está definida en relación a la aceleración sísmica y existe un gran número de definiciones diferentes. Desafortunadamente, las expresiones para tales correlaciones varían extensamente (Dowrich, 1997).

La evaluación de la duración de un sismo para una magnitud y distancia dada entre la fuente y el sitio no es sencilla. De todas formas, este parámetro aún no ha sido considerado en la mayoría de los códigos sísmicos. Bruno y Fabrice (2000) presentan un modelo empírico preliminar para la duración del movimiento sísmico, derivado de datos de movimientos horizontales de California e Italia. Este modelo empírico predice el valor medio de la duración como una función de la magnitud, la distancia y las condiciones del suelo, y puede ser usado para la evaluación del riesgo sísmico.

La expresión general del modelo empírico usado en este estudio es definido por, ecuación (7.10):

$$\ln(D) = a + b.Magnitud + c. \ln(dist) + d.Suelo + 0,48 \quad (7.10)$$

donde  $D$  es la duración del sismo en segundos,  $dist$ , es la distancia epicentral en km,

$$Suelo = \begin{cases} 1 & V \leq 750 \text{ m/s} \\ 0 & \text{roca} \end{cases}$$

donde,  $V$  es la velocidad de onda en el sitio.

A continuación se definen los parámetros de la ecuación (7.10) para modelar la duración del sismo.

a	b	c	d
-1.04	0.44	0.19	0.04

Estos parámetros son coeficientes empíricos para un rango de frecuencias entre 0.5 y 10 Hz, los valores fueron derivados a partir de 272 acelerogramas.

### 7.6.2. El tiempo de elevación (*TRISE*)

El tiempo de elevación ( $T_{RISE}$ ), ver figura 7.9, se calcula a partir de la frecuencia de esquina usando la expresión de Beresnev y Atkinson (1997), ecuación (7.11) (Lam et al., 2000):

$$T_{RISE} = \frac{0,27}{f_c} \quad (7.11)$$

$f_c$  es la frecuencia de esquina y se basa en el modelo de Brune (1970), pero como este modelo presenta ciertas limitaciones, Atkinson ha introducido un modelo semi-empírico de frecuencias de esquina, basándose en registros de movimientos sísmicos (Atkinson, 1993; Atkinson y Silva, 1997).

A pesar que el modelo de Brune (1970) es ampliamente utilizado, existen otros modelos para estimar  $f_c$ , tales como: el modelo de Atkinson y Boore (1995), ecuación (7.12)

$$f_c = 2,41 - 0,533M \quad (7.12)$$

donde  $M$  es la magnitud de momento.

El modelo de Frankel et al. (1996), ecuación (7.13)

$$f_c = 2,623 - 0,5M \quad (7.13)$$

El modelo de Joyner (1997), ecuación (7.14)

$$f_c = 2,312 - 0,5M \quad (7.14)$$

El modelo de Atkinson y Silva (2000), ecuación (7.15), etc.

$$f_c = 2,181 - 0,496M \quad (7.15)$$

En este trabajo, para obtener el tiempo de elevación,  $T_{RISE}$ , que da paso a la acción fuerte del sismo, se utilizó la función de frecuencia de esquina de Atkinson y Silva (2000), ecuación (7.15).

### 7.6.3. La fase fuerte (*TLVL*)

En este estudio, la duración de la zona de movimiento fuerte (*TLVL*), ver figura 7.9, es determinada usando la fórmula propuesta

por Huo et al. (1991):

$$\ln(Te) = -5,222 + 0,751M + 0,582 \ln(R + 10) \quad (7.16)$$

Por ejemplo, para una magnitud de momento sísmico  $M = 7.3$  y una distancia epicentral  $R=95$  km, la duración de la fase fuerte del sismo es de 19 segundos (Hwan y Huo, 1994).

En Barcelona se han sentido terremotos con intensidades ( $I$ ) entre  $V$  y  $VII$  en la escala MSK, concentrándose la mayor actividad sísmica en la zona Pirenaica. A partir de estas intensidades, se calcula la magnitud de ondas superficiales ( $M_S$ ), ecuación (7.17),

$$M_S = 0,55I + 2,2 \log R - 1,14 \quad (7.17)$$

seguidamente la magnitud de ondas internas (ondas de cuerpo,  $mb$ ), ecuación (7.18),

$$mb = 2,5 + 0,63M_S \quad (7.18)$$

las cuales son transformadas a magnitud de momento usando la ecuación (7.19) para una distancia epicentral fijada en 95 km (Tabla 7.4).

$$M = 4,853 - 0,853mb + 0,173mb^2 \quad (7.19)$$

Esta distancia epicentral ha sido tomada, teniendo en cuenta que la mayor actividad sísmica que ha afectado a Barcelona, se encuentra en la zona volcánica de la *Garratona* y en los Pirineos.

Tabla 7.4. Magnitudes obtenidas a partir de intensidades

$I$	$M_S$	$mb$	$M$
$V$	6.0	6.3	6.3
$VI$	6.5	6.6	6.8
$VII$	7.1	6.9	7.3

#### 7.6.4. El tiempo de caída ( $TFALL$ )

Se define como el tiempo en el cual el terremoto empieza a desvanecer y se obtiene como la suma de  $TRISE$  más  $TLVL$ , ver figura 7.9.

La Tabla 7.5 resume las principales variables necesarias para la generación de los acelerogramas artificiales, para una distancia epicentral de 95 km.

Tabla 7.5. Valores de la envolvente sísmica trapezoidal

<i>I</i>	<i>Ms</i>	<i>mb</i>	<i>M</i>	<i>Dur</i>	<i>Te(TLVL)</i>	<i>T<sub>rise</sub></i>	<i>T<sub>fall</sub></i>
<i>V</i>	6.0	6.3	6.3	13.0	9.0	2.0	11.0
<i>VI</i>	6.5	6.6	6.8	20.0	13.0	4.0	17.0
<i>VII</i>	7.1	6.9	7.3	30.0	19.0	7.0	26.0

## 7.7. Generación de acelerogramas artificiales específicos para Barcelona

Para la generación de los acelerogramas artificiales se han propuesto unos intervalos de aceleraciones pico, que corresponden a intensidades que es razonable esperar en la ciudad de Barcelona y que, además, pueden ocasionar daños a sus edificios. Es decir, intensidades comprendidas entre V y VII en la escala MSK.

En la Tabla 7.6, se presenta la relación entre las intensidades y los intervalos de variación de las aceleraciones picos del terreno (*PGA*), correspondientes con las aceleraciones sísmicas de cálculo de la NCSE-02 y con las propuestas por el IGC. Estas intensidades han sido llevadas a aceleración, mediante la fórmula empírica incluida en la norma NCSE-94.

Además de estos intervalos de aceleración, también se consideraron, para la generación de acelerogramas artificiales, los diferentes tipos de suelo según cada normativa y simultáneamente, se tomaron distintos parámetros de la envolvente trapezoidal utilizada en el estudio, es decir, se realizó una variación en la duración (*DUR*) del sismo según la aceleración sísmica y por lo tanto, en los tiempos de elevación (*TRISE*) y caída (*TFALL*) del movimiento sísmico.

Tabla 7.6. Relación de I y PGA para la generación de acelerogramas artificiales

I (MSK)	PGA(g)	Comentarios
<i>V - VI</i>	0.04g - 0.07g	Corresponden con la PGA propuestas en la NCSE-02 para Barcelona
<i>VII</i>	0.10g - 0.15g	Corresponden con las PGA propuestas por el IGC para Barcelona

La Tabla 7.7 sintetiza la colección de acelerogramas artificiales generados (Moreno, 2006). Se han generado un grupo de 242 acelerogramas compatibles con acciones sísmicas que es razonable esperar en la ciudad de Barcelona. Se ha efectuado un barrido para considerar aceleraciones pico entre  $0.03g$  y  $0.15g$  con duraciones entre 13 y 30 segundos, utilizando las formas espectrales definidas en el eurocódigo 8 y en la NCSE-02, considerando los diferentes tipos de suelo. Todo ello garantiza, además del intervalo de la aceleración pico, una amplia variedad de contenidos espectrales.

También se han desarrollado otros acelerogramas artificiales compatibles con la norma española NCSE-04 para un suelo tipo II y con una duración fija de 15 segundos. Para estos acelerogramas se han considerado aceleraciones pico medias entre  $0.05g$  y  $0.35g$  con incrementos de  $0.05g$ .

El motivo de este estudio se basa en la escasez de registros sísmicos disponibles en Barcelona para llevar a cabo un análisis estructural teniendo en cuenta la acción sísmica.

Para algunos estudios específicos de vulnerabilidad y riesgo sísmico, es necesario generar acelerogramas artificiales para un amplio rango de aceleración máxima.

Los acelerogramas artificiales aquí generados cubren diferentes rangos de aceleración máxima y de contenido frecuencial, que son necesarios para analizar la respuesta no lineal de edificios.

Estos acelerogramas artificiales podrán ser utilizados por otros investigadores para llevar a cabo un estudio amplio y detallado de edificios, mediante un análisis dinámico no lineal. En un CD se anexan los acelerogramas artificiales aquí generados.

En resumen, si se quiere llevar a cabo estudios de riesgo sísmico por medio de análisis dinámico no lineal, es necesario disponer de un grupo de acelerogramas que cubran un rango de aceleraciones, para así, poder determinar de la manera más exacta la respuesta estructural.

En zonas donde no existe un gran número de registros de movimientos sísmicos, es necesario generar acelerogramas capaces de representar en lo posible a los terremotos que puedan ocurrir en un emplazamiento determinado.

Tabla 7.7. Colección de acelerogramas artificiales.

<i>PGA</i> ( <i>g</i> )	<b>Espectros</b> <b>Tipo</b>	<b>Suelos</b> <b>Tipo</b>	<i>Dur</i> ( <i>seg</i> )	<i>N°</i> <b>Acel</b>
0,03 <i>g</i> – 0,048 <i>g</i>	<i>NCSE</i> – 02	<i>I</i>	<b>13</b>	<b>10</b>
0,03 <i>g</i> – 0,048 <i>g</i>	<i>NCSE</i> – 02	<i>II</i>	<b>13</b>	<b>10</b>
0,03 <i>g</i> – 0,048 <i>g</i>	<i>NCSE</i> – 02	<i>III</i>	<b>13</b>	<b>10</b>
0,03 <i>g</i> – 0,048 <i>g</i>	<i>NCSE</i> – 02	<i>IV</i>	<b>13</b>	<b>10</b>
0,05 <i>g</i> – 0,07 <i>g</i>	<i>EC</i> – 8	<i>A</i>	<b>20</b>	<b>13</b>
0,05 <i>g</i> – 0,07 <i>g</i>	<i>EC</i> – 8	<i>B</i>	<b>20</b>	<b>13</b>
0,05 <i>g</i> – 0,07 <i>g</i>	<i>EC</i> – 8	<i>C</i>	<b>20</b>	<b>13</b>
0,10 <i>g</i> – 0,15 <i>g</i>	<i>NCSE</i> – 02	<i>I</i>	<b>30</b>	<b>21</b>
0,10 <i>g</i> – 0,15 <i>g</i>	<i>NCSE</i> – 02	<i>II</i>	<b>30</b>	<b>21</b>
0,10 <i>g</i> – 0,15 <i>g</i>	<i>NCSE</i> – 02	<i>III</i>	<b>30</b>	<b>21</b>
0,10 <i>g</i> – 0,15 <i>g</i>	<i>NCSE</i> – 02	<i>IV</i>	<b>30</b>	<b>21</b>
0,10 <i>g</i> – 0,15 <i>g</i>	<i>EC</i> – 8	<i>A</i>	<b>30</b>	<b>21</b>
0,10 <i>g</i> – 0,15 <i>g</i>	<i>EC</i> – 8	<i>B</i>	<b>30</b>	<b>21</b>
0,10 <i>g</i> – 0,15 <i>g</i>	<i>EC</i> – 8	<i>C</i>	<b>30</b>	<b>21</b>
0,136 <i>g</i>	<i>IGC</i> – <i>Determinista</i>	<i>zonaI</i>	<b>20</b>	<b>2</b>
0,141 <i>g</i>	<i>IGC</i> – <i>Determinista</i>	<i>zonaII</i>	<b>20</b>	<b>2</b>
0,122 <i>g</i>	<i>IGC</i> – <i>Determinista</i>	<i>zonaIII</i>	<b>20</b>	<b>2</b>
0,072 <i>g</i>	<i>IGC</i> – <i>Determinista</i>	<i>zonaR</i>	<b>20</b>	<b>2</b>
0,188 <i>g</i>	<i>IGC</i> – <i>Probabilista</i>	<i>zonaI</i>	<b>20</b>	<b>2</b>
0,194 <i>g</i>	<i>IGC</i> – <i>Probabilista</i>	<i>zonaII</i>	<b>20</b>	<b>2</b>
0,169 <i>g</i>	<i>IGC</i> – <i>Probabilista</i>	<i>zonaIII</i>	<b>20</b>	<b>2</b>
0,100 <i>g</i>	<i>IGC</i> – <i>Probabilista</i>	<i>zonaR</i>	<b>20</b>	<b>2</b>

En este trabajo, se presentó de forma detallada, el procedimiento empleado para generar acelerogramas artificiales, para diferentes intensidades sísmicas y para diferentes tipos de suelo, para así, poder someter las estructuras a diversos movimientos sísmicos.

Los espectros de respuesta definidos en este trabajo han sido y pueden ser usados para evaluar la respuesta máxima de las estructuras mediante un análisis estático no lineal y, los acelerogramas generados a partir de estos espectros, también se pueden usar para evaluar el comportamiento estructural por medio de un análisis histórico-temporal (análisis dinámico no lineal). Los acelerogramas aquí generados son específicos para la ciudad de Barcelona. Estos acelerogramas artificiales se construyeron teniendo en cuenta los diferentes espectros de respuesta, un rango de aceleraciones pico, los diferentes tipos de suelos, la duración de la señal y la variación de la envolvente trapezoidal.

## Capítulo 8

# Metodología para la evaluación del riesgo sísmico

A continuación se describe una metodología para la evaluación de la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de edificios, por medio de curvas de fragilidad. Las curvas de fragilidad describen la probabilidad de alcanzar o exceder diferentes estados de daño (Moreno, 2006). Para construir estas curvas es necesario definir unas medidas objetivas que indiquen, cuándo el daño de una estructura pasa de un estado a otro; estas medidas se conocen como umbrales de daño o estados límite de daño.

Para realizar una evaluación de la integridad estructural, en términos de estados límite de daño, se relaciona el daño con la capacidad estructural del edificio. La capacidad estructural se representa por una curva de capacidad, la cual se obtiene mediante un análisis estático no lineal.

Con los espectros de demanda, los cuales dependen de la acción sísmica considerada y la curva de capacidad, se determina la respuesta pico del edificio, la cual representa la respuesta máxima de la estructura ante la acción sísmica a la que está sometida. Esta respuesta se conoce como punto de desempeño.

A partir de las curvas de fragilidad y el punto de desempeño se obtienen matrices de probabilidad de daño. Las matrices de probabilidad de daño permiten construir escenarios de daño que, a su vez, permiten estimar las pérdidas esperadas, como por ejemplo, las

víctimas y el coste económico. Finalmente, los escenarios de riesgo sísmico son útiles para la prevención y el desarrollo de planes de emergencia.

## 8.1. Curva de capacidad

Una curva de capacidad se define como la relación que existe entre la resistencia a la carga lateral de una estructura y su desplazamiento lateral característico. Típicamente se obtiene por medio de un análisis estático no lineal. Este análisis se puede llevar a cabo aplicando un patrón de cargas laterales a la estructura, que representen las fuerzas sísmicas, patrón que se va incrementando monótonicamente hasta alcanzar la capacidad última de la estructura o el colapso. El objetivo de este procedimiento es cuantificar la capacidad de la estructura para absorber una acción lateral como, en este caso, la de un sismo.

Durante el análisis, el cortante en la base va incrementado progresivamente manteniendo constante el patrón de fuerzas sísmicas distribuido en la altura del edificio. Para conseguir una representación realista de esfuerzos sísmicos, se emplea una distribución de las fuerzas sísmicas laterales, similar a las de las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes, las cuales siguen la forma del modo fundamental de vibración o una distribución más sencilla, como puede ser triangular invertida, parabólica o uniforme (ver figura 8.1).

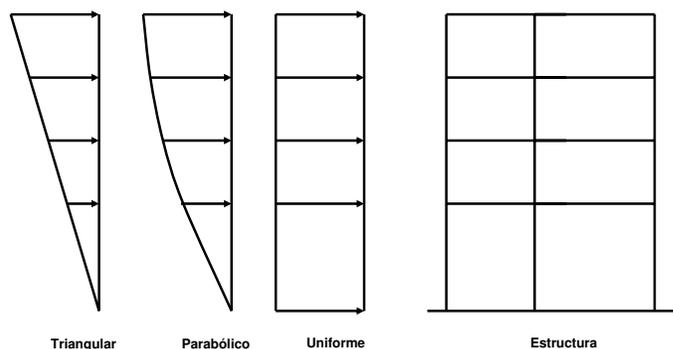


Figura 8.1: Patrones de distribución de cargas laterales para un análisis *pushover*.

La forma de distribución de las fuerzas laterales (triangular, parabólica, uniforme) aplicadas a una estructura, influye en la determinación de las curvas de capacidad. No existe un único patrón de fuerzas que sea universalmente aceptado. Una solución práctica es utilizar al menos dos distribuciones diferentes y definir la curva de capacidad mediante la envolvente de los resultados obtenidos (Fajfar, 2000).

En la figura 8.2 se muestra una representación típica de una curva de capacidad, con el cortante en la base en el eje de las ordenadas, mientras que en el eje de abscisas se representa el desplazamiento lateral en el último piso del edificio.



Figura 8.2: Curva de capacidad.

Para facilitar una comparación directa con el espectro de demanda (el cual se utiliza para encontrar el desplazamiento de demanda en un sistema en el rango inelástico, utilizando el espectro de respuesta del movimiento sísmico), la curva de capacidad se convierte a un espectro de capacidad mediante un cambio de variable, de forma que el cortante en la base se transforma a aceleración espectral y el desplazamiento en el último piso a desplazamiento espectral. Esto se hace utilizando las propiedades modales, como se describe en la siguiente sección.

## 8.2. Espectro de capacidad

Para obtener el espectro de capacidad de una estructura, se necesita transformar (punto a punto) la curva de capacidad a coordenadas espectrales. El espectro de capacidad es la representa-

ción de la curva de capacidad en un espacio de coordenadas espectrales conocido como *ADRS* (*ADRS: Acceleration-Displacement-Response-Spectra*) o como curva AD (aceleración-desplazamiento). Esta curva relaciona la aceleración espectral con el desplazamiento espectral (figura 8.3).

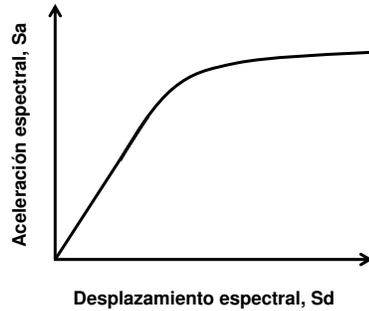


Figura 8.3: Espectro de capacidad.

Para llevar a cabo esta transformación, se necesita conocer las propiedades dinámicas de la estructura: modos de vibración y el factor de participación modal. Por lo que el primer paso es hacer un análisis modal de la estructura.

Una forma de transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad es por medio de las ecuaciones (8.1) y (8.2):

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (8.1)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 * \phi_{1,techo}} \quad (8.2)$$

donde  $S_a$ ,  $S_d$  son la aceleración y el desplazamiento espectral, respectivamente,  $V$  es el cortante en la base,  $W$  es la masa total,  $\alpha_1$  es la masa efectiva del primer modo de vibración,  $\Delta_{techo}$  es el desplazamiento en el último piso,  $PF_1$  es el factor de participación modal y  $\phi_{1,techo}$  es el desplazamiento modal en la última planta del edificio. En estas ecuaciones,  $S_a$  representa la aceleración que sufre la masa desplazada según el modo fundamental, de igual forma,  $S_d$  es el desplazamiento generalizado del primer modo cuando el desplazamiento del techo es  $\Delta_{techo}$ .

### 8.2.1. Espectro de capacidad bilineal

Con la finalidad de tener parámetros objetivos y cuantificables respecto al comportamiento de la estructura, el espectro de capacidad se representa por medio de una curva bilineal simplificada definida por dos puntos de control: capacidad de cedencia ( $Dy, Ay$ ) y capacidad última ( $Du, Au$ ) (ver figura 8.4).

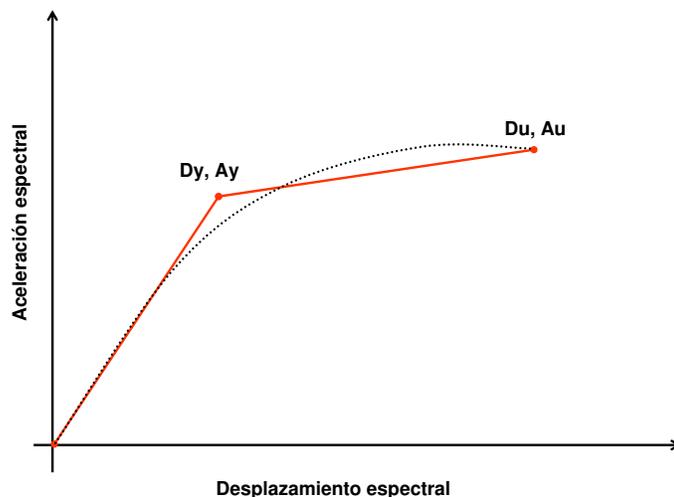


Figura 8.4: Representación bilineal de la curva de capacidad.

El punto de *cedencia* representa el desplazamiento en el que la respuesta del edificio empieza a ser fundamentalmente no lineal. Este punto viene definido por  $(Dy, Ay)$ , donde  $D$  se refiere al desplazamiento,  $A$  a la aceleración y el subíndice  $y$  se refiere a la cedencia.

El punto de capacidad *última* representa el desplazamiento en el que el sistema estructural global ha alcanzado el mecanismo de colapso. Este punto viene definido por  $(Du, Au)$ , donde el subíndice  $u$  se refiere a la capacidad última.

Los puntos de capacidad de cedencia y capacidad última son fundamentales ya que se relacionan con la ductilidad global de la estructura.

En esta metodología, la representación bilineal de la curva del espectro de capacidad se determinó con un criterio de balance

de energía. Así, se busca una curva bilineal que pueda absorber la misma energía que la curva de capacidad real (área bajo la curva) y que tenga el mismo punto de colapso. Partiendo de la rigidez elástica, el punto de cedencia se define de forma que el área bajo la curva de capacidad y el área bajo su aproximación bilineal coincidan. En otras palabras, se igualan las áreas que, comprendidas entre ambas curvas, quedan por encima y por debajo de la curva de capacidad.

El punto de desplazamiento último se obtiene cuando la estructura alcanza su capacidad última o cuando alcanza su máxima ductilidad de desplazamiento ( $\mu_d$ ), definida como,

$$\mu_d = \frac{D_u}{D_y} \quad (8.3)$$

Una estructura tiene ductilidad, cuando es capaz de responder inelásticamente a una acción sísmica prevista en su diseño, sin una degradación significativa de la resistencia.

### 8.3. Espectro de demanda

El punto clave de la estimación del daño esperado en un edificio sometido a una acción sísmica es la determinación del máximo desplazamiento espectral que éste va a experimentar. El método del espectro de capacidad permite la obtención de esta respuesta máxima.

El método del espectro de capacidad fue desarrollado por Freeman (1990). Es el método adoptado por el ATC-40 (ATC, 1996) y por la metodología HAZUS (FEMA, 1999). En esta sección se ofrece una descripción del método del espectro de capacidad (*CSM: capacity spectrum method*). El ATC-40 (1996) indica que, de acuerdo con estudios recientes para estructuras dominadas por la respuesta del primer modo de vibración, la metodología del espectro de capacidad da una buena estimación del desplazamiento máximo al compararse con una serie de análisis de historias en el tiempo (*time-history*), en los que fueron utilizados diferentes registros con la misma envolvente espectral.

El espectro de demanda es la representación de la acción sísmica y se basa en el espectro de respuesta de diseño, de la zona de estudio, con 5 % de amortiguamiento, reducido para niveles mayores de amortiguamiento efectivo. El espectro es reducido para simular la energía disipada por la respuesta inelástica de la estructura mediante un amortiguamiento efectivo adicional. Cuando una estructura es conducida al rango inelástico debido a un movimiento del suelo, el amortiguamiento efectivo puede ser visto como una combinación de amortiguamiento viscoso e hysterético.

La energía disipada por los ciclos de histerésis puede ser representada como amortiguamiento viscoso equivalente ( $\xi_{eq}$ ) asociado a un desplazamiento máximo:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \xi_I \quad (8.4)$$

donde  $\xi_0$  es el amortiguamiento hysterético representado como amortiguamiento viscoso equivalente, y donde  $\xi_I$  es el amortiguamiento viscoso inherente de la estructura en el rango elástico, el cual, para estructuras de hormigón armado y de mampostería, usualmente, se asume 0.05 (5 %).

Cuando un edificio cede en respuesta a la demanda sísmica, éste disipa energía con el amortiguamiento hysterético. Aquellos edificios que tienen una curva de histéresis estable durante su cendencia cíclica, tienen capacidad de disipar más energía que aquellos con curvas de histéresis con estrechamientos en el origen (efecto *pinching*) causada por la degradación de la resistencia y rigidez. Para considerar este tipo de respuestas menos dúctiles, se introduce un factor de modificación ( $\kappa$ ) para definir el amortiguamiento viscoso efectivo ( $\xi_{eff}$ ). De esta forma, el amortiguamiento viscoso equivalente definido en la ecuación (8.4) se modifica para tener en cuenta esta degradación. Así pues, el amortiguamiento viscoso efectivo viene dado por la ecuación (8.5):

$$\xi_{eff} = \kappa\xi_0 + \xi_I \quad (8.5)$$

El valor de  $\xi_0$  puede ser obtenido a partir de:

$$\xi_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{SO}} \quad (8.6)$$

donde  $E_D$  es la energía disipada por el amortiguamiento hysterético, que corresponde al área del paralelograma de la figura 8.5.

$$E_D = 4 (S_{ay}S_{dpi} - S_{api}S_{dy}) \quad (8.7)$$

$E_{SO}$  corresponde a la máxima energía de deformación absorbida por la estructura, que es el área triangular sombreada de la figura 8.5.

$$E_{SO} = \frac{1}{2} (S_{dpi} S_{api}) \quad (8.8)$$

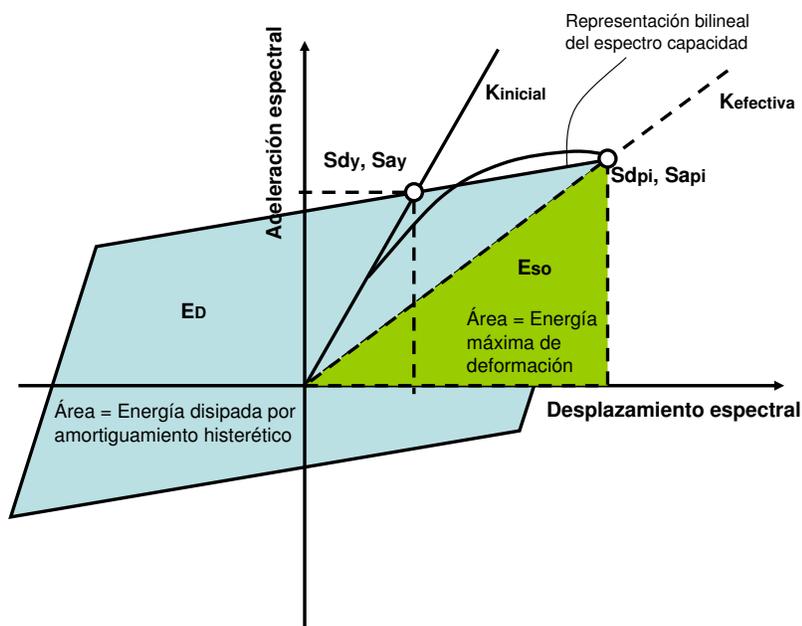


Figura 8.5: Energía disipada.

Como se dijo anteriormente, el factor  $\kappa$  depende del comportamiento global de los ciclos de histéresis del edificio. El ATC-40 (1996) ofrece tres categorías para definir el comportamiento de las estructuras de edificación, éstas son:

- Tipo A: edificios con, razonablemente, una curva de histéresis completa.
- Tipo B: edificios con reducción moderada del área de la curva de histéresis.
- Tipo C: edificios que presentan un comportamiento histérico pobre con una reducción substancial del lazo de histéresis.

La Tabla 8.1, muestra los valores para el factor de modificación del amortiguamiento dependiendo del comportamiento estructural:

Tabla 8.1. Valores para el factor de modificación del amortiguamiento (ATC-40, 1996).

Comportamiento Estructural	$\xi_0$ (%)	$\kappa$
Tipo A	$\leq 16.25$	1.0
	$> 16.25$	$1.13 - 0.51 \cdot \frac{E_D/4}{2 \cdot E_{SO}}$
Tipo B	$\leq 25.0$	0.67
	$> 25.0$	$0.845 - 0.446 \cdot \frac{E_D/4}{2 \cdot E_{SO}}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

A partir de aquí se obtiene el espectro de demanda reducido mediante la derivación numérica de los factores de reducción espectral, los cuales dependen del amortiguamiento efectivo y están definidos en la siguiente ecuación:

$$SR_a = \frac{3,21 - 0,68 \ln(\xi_{eff})}{2,12} \quad SR_v = \frac{2,31 - 0,41 \ln(\xi_{eff})}{1,65} \quad (8.9)$$

donde  $SR_a$  y  $SR_v$  son los factores de reducción en el dominio de aceleración constante y velocidad constante, respectivamente (ver figura 8.6).

Se debe comprobar que los valores resultantes de la derivación numérica de los factores de reducción espectral, sean mayores o iguales que los de la Tabla 8.2 (ATC-40, 1996).

Tabla 8.2. Valores mínimos permitidos  $SR_a$  y  $SR_v$  (ATC-40, 1996).

Comportamiento Estructural	$SR_a$	$SR_v$
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

A partir de aquí se calcula el espectro de demanda.

### 8.3.1. Punto de capacidad por demanda

Superponiendo el espectro de capacidad y el de demanda se obtiene la respuesta máxima del edificio, en el punto de intersección de ambos espectros. Este punto es conocido como *punto de capacidad por demanda* o *punto de desempeño*, en la literatura inglesa se conoce como *Performance Point*. El punto de desempeño (PD) representa el máximo desplazamiento estructural esperado para el terremoto de demanda (figura 8.6).

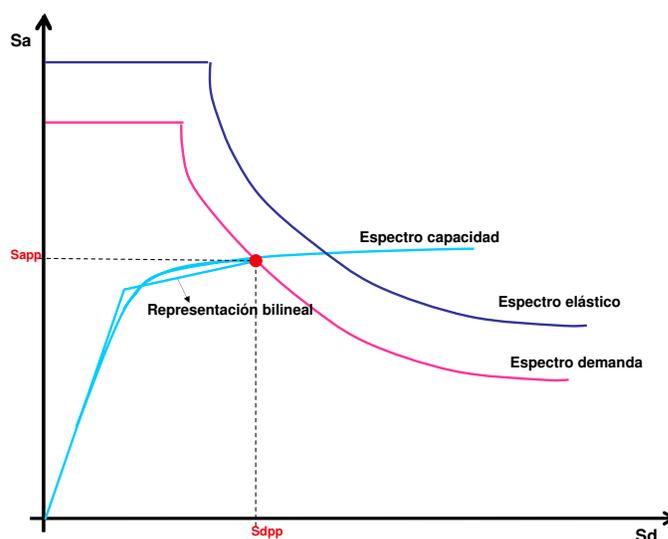


Figura 8.6: Espectros de capacidad y demanda y punto de desempeño.

Obsérvese que los factores de reducción del espectro dependen del nivel de no linealidad a la que la estructura está trabajando, el cual, a su vez, depende de la intersección del mismo espectro de demanda con el espectro de capacidad. Lo que significa que el cálculo del *PD* es un proceso iterativo.

Existen varios métodos para calcular el *PD*, a continuación se explican los pasos a seguir para calcular el espectro de demanda y el punto de desempeño, siguiendo el *Procedimiento A* del ATC-40 (1996).

El método de obtención del punto de desempeño se basa en un proceso iterativo que puede ser programado. Los pasos a seguir para llevar a cabo este procedimiento son:

1. Obtener el espectro de respuesta elástico (5 % de amortiguamiento).
2. Transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad (*sección 8.2*).
3. Seleccionar un punto de prueba ( $ap_i, dp_i$ ). Se recomienda tomar, como punto de partida  $dp_i$ , el punto donde siguiendo con la misma pendiente inicial de la curva de capacidad, ésta corte al espectro de respuesta. La ordenada  $ap_i$  será la correspondiente al  $dp_i$  en la curva de capacidad.
4. Construir una representación bilineal del espectro de capacidad para estimar el amortiguamiento efectivo y tener una apropiada reducción del espectro de demanda. La representación bilineal del espectro de capacidad se realiza de forma que el área bajo y sobre la curva de capacidad sean iguales.
5. Calcular los factores de reducción  $SR_a$  y  $SR_v$  y dibujar los espectros de demanda y de capacidad sobre un mismo gráfico.
6. Determinar si  $dp_i$  está dentro del intervalo de tolerancia. El ATC-40 (1996), recomienda el rango:  $0.95dp_i \leq dp_i \leq 1.05dp_i$ . Debe haber una intersección entre el espectro de demanda y el espectro de capacidad dentro de esta tolerancia, si esto no ocurre, se debe seleccionar un nuevo punto de prueba y repetir el proceso, se tiene que iterar hasta encontrar un  $dp_i$  dentro de la tolerancia dada.

## 8.4. Curvas de fragilidad

La fragilidad de un edificio está relacionada con su vulnerabilidad sísmica y se cuantifica mediante curvas de fragilidad.

La curva de fragilidad es la representación gráfica de la función de distribución acumulada, de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite específico, dada una respuesta estructural, ante una acción sísmica dada.

Las curvas de fragilidad se construyen con respecto a una variable que caracteriza la acción sísmica. Esta variable suele ser la

aceleración pico efectiva ( $PGA$ ), la velocidad pico efectiva ( $PGV$ ), el desplazamiento espectral ( $Sd$ ), o la aceleración espectral ( $Sa$ ).

En la metodología HAZUS (FEMA, 1999) se definen estas curvas suponiendo que siguen una distribución de probabilidad tipo lognormal. Así pues, las curvas de fragilidad se definen mediante la siguiente ecuación,

$$P[ED \geq ED_i] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ED}} \ln \left( \frac{Sd}{\bar{S}d_{ED}} \right) \right] \quad (8.10)$$

donde  $\bar{S}d_{ED}$  es el desplazamiento espectral medio para el cual la probabilidad de excedencia es del 50 %.  $\beta_{ED}$  es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral para el estado límite de daño,  $\Phi$  es la función de distribución normal estándar acumulada y  $Sd$  es el desplazamiento espectral.

Así pues, cada curva de fragilidad puede ser definida por un valor medio del parámetro de demanda, por ejemplo, por el desplazamiento espectral medio,  $\bar{S}d_{ED}$ , correspondiente al umbral de un estado de daño y por la variabilidad asociada con este estado de daño.

Al igual que los umbrales de daño, la estimación de las desviaciones  $\beta_{ED}$ , no es un problema trivial. En realidad la determinación completa de las curvas de fragilidad para una tipología dada, requeriría datos de daño para los diferentes desplazamientos espectrales, comprendidos entre aquel para el que no se produce daño, hasta aquel para el cual la probabilidad de colapso es igual a la unidad. En los valores intermedios es preciso conocer cómo se distribuyen las probabilidades de excedencia de cada estado de daño considerado. Una forma expedita de estimar estos parámetros, conocidos los valores medios, es suponer que la probabilidad de daño sigue una distribución de probabilidad determinada, lo que permite el cálculo de las probabilidades esperadas y el ajuste de las curvas de fragilidad. A continuación se define una forma simplificada para hallar los parámetros que caracterizan las curvas de fragilidad.

#### 8.4.1. Umbrales de los estados de daño

El daño esperado en un edificio depende de su capacidad y de su fragilidad, estos no son conceptos independientes sino que se

hallan íntimamente relacionados entre sí. Existen diferentes formas para cuantificar el daño de una estructura sometida a un evento sísmico. En este apartado se expone un método simplificado que permite estimar los valores umbrales del desplazamiento espectral, correspondiente a los umbrales de los estados de daño (valores medios), a partir de la representación bilineal de los espectros de capacidad. A partir de estos umbrales de daño, los valores de  $\beta_{ED}$  pueden ser calculados para construir las curvas de fragilidad.

Los estados de daño, aquí presentados, forman parte de la propuesta, por parte de Lagomarsino y Penna (2003), en el proyecto de la Comisión Europea RISK-UE.

Se suponen cuatro estados de daño diferentes del estado de daño nulo (no daño): leve, moderado, severo y completo. Los umbrales de daño o valores medios de la distribución de probabilidad de las curvas de fragilidad definidos en la ecuación (8.10) se determinan a partir de los parámetros  $Dy$  (desplazamiento de cedencia) y  $Du$  (desplazamiento último) definidos en la forma bilineal de la curva de capacidad.

Definición de los umbrales de daño,  $\bar{S}d_i$ :

- *Daño leve*, es definido antes de alcanzar el punto de cedencia,

$$\bar{S}d_1 = 0,7 Dy \quad (8.11)$$

- *Daño moderado*, es definido en el punto de la capacidad de cedencia,

$$\bar{S}d_2 = Dy \quad (8.12)$$

- *Daño severo*, es definido después del punto de cedencia, pero no mucho más allá de éste,

$$\bar{S}d_3 = Dy + 0,25 (Du - Dy) \quad (8.13)$$

- *Daño completo*, es un daño muy fuerte donde la estructura es inhabitable pero no colapsa, es definido en el punto de la capacidad última,

$$\bar{S}d_4 = Du \quad (8.14)$$

La figura 8.7 muestra un ejemplo de representación de los umbrales de daño.

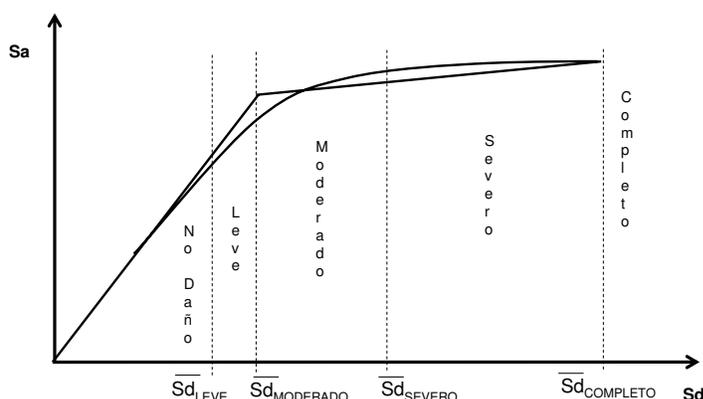


Figura 8.7: Umbrales de los ED adoptados en RISK-UE.

#### 8.4.2. Desviación estándar

El procedimiento propuesto para determinar la desviación estándar asociada a cada desplazamiento espectral medio se ha desarrollado dentro del proyecto europeo *RISK-UE* (Milutinovic y Trendafiloski, 2003). Los desarrollos realizados en el proyecto RISK-UE, permiten obtener escenarios de riesgo sísmico mediante dos metodologías. La metodología 1 (L1) define funciones de vulnerabilidad media semi-empírica que correlacionan un grado de daño medio ( $\mu_d$ ) con la intensidad macrosísmica ( $I$ ) y un índice de vulnerabilidad ( $V_I$ ). La metodología 2 (L2) es análoga a la metodología HAZUS (FEMA, 1999), donde el sismo de entrada se expresa en términos del espectro de demanda.

Para obtener la desviación estándar correspondiente a cada desplazamiento espectral medio, se tiene en cuenta que la probabilidad de cada estado de daño en su desplazamiento espectral medio es del 50 % y se supone que la probabilidad de los otros estados de daño siguen una distribución binomial (o beta). En los siguientes pasos se presenta este procedimiento para la obtención de la desviación estándar (Moreno et al., 2003); primero, en los puntos 1, 2 y 3, se describe someramente cómo se obtiene la distribución del daño en el método L1 de RISK-UE y en el punto 4, se explica cómo utilizar este tipo de distribuciones para estimar las desviaciones típicas.

1. Se estima el índice de vulnerabilidad ( $V_I$ ), el cual se utiliza para cuantificar de forma convencional el comportamiento de un edificio. Este índice tiene en cuenta ciertos factores tales como el número de pisos, la edad de las estructuras, las irregularidades del edificio y, además, considera los datos de vulnerabilidad observada y de opinión de expertos.
2. Se estima el grado de daño medio ( $\mu_d$ ), para un índice de vulnerabilidad ( $V_I$ ) y la correspondiente intensidad sísmica ( $I$ )

$$\mu_D = 2,5 \left\{ 1 + \tanh \left( \frac{I + 6,25V_I - 13,1}{2,3} \right) \right\} \quad (8.15)$$

El índice de vulnerabilidad varía entre 0 y 1, los valores cercanos a 1 representan los edificios más vulnerables,  $\mu_d$  toma valores entre 0 y 5.

3. Se estima la distribución del daño, se debe calcular usando la función de distribución de probabilidad beta ( $FDP$ ), ésta es usada para calcular la matriz de probabilidad de daño para cada clase de vulnerabilidad

$$FDP: P_\beta(x) = \frac{\Gamma(t)}{\Gamma(r)\Gamma(t-r)} \frac{(x-a)^{r-1}(b-x)^{t-r-1}}{(b-a)^{t-1}} \quad (8.16)$$

La  $FDP$  es utilizada para obtener la distribución de probabilidad discreta correspondiente a los cinco estados de daño (incluyendo el no daño).  $a$ ,  $b$ ,  $t$ ,  $r$  son los parámetros de la distribución y  $x$  es la variable continua y está acotada por:  $a \leq x < b$

El parámetro  $r$  es una función de  $t$  y  $\mu_d$ , definida por el siguiente polinomio de tercer grado

$$r = t (0,007 \mu_D^3 - 0,0525 \mu_D^2 + 0,2875 \mu_D^1) \quad (8.17)$$

El parámetro  $t$  afecta la dispersión de la distribución. Para que esta distribución se ajuste bien a la distribución binomial se utiliza un valor de  $t=8$ . Esta distribución está señalada en la escala de intensidad EMS-98 (Grünthal, 1998) como la que mejor ajusta la distribución de los daños observados.

Para usar la distribución beta, es necesario hacer referencia al grado de daño, el cual es una variable discreta, caracterizado

por 5 grados de daño, por lo tanto  $a=0$  y  $b=5$  (Lagomarsino et al., 2002).

La probabilidad de que el daño sea mayor o igual a un grado de daño, se obtiene integrando la función  $FDP$ , ecuación (8.16), entre  $a$  y el grado de daño correspondiente  $x$  (ver ecuación (8.18)):

$$P_c(x) = \int_a^x P_\beta(\varepsilon) d\varepsilon \quad (8.18)$$

Las curvas de fragilidad definen la probabilidad de alcanzar o exceder un cierto grado de daño  $x$  y son obtenidas directamente a partir de una distribución de probabilidad acumulada beta como:  $P(ED \geq ED_x) = 1 - P_\beta(x)$ .

En la Tabla 8.3 se presentan los valores obtenidos de  $\mu_d$  junto con la distribución de probabilidad del estado de daño esperado, cuando la probabilidad para cada estado de daño: leve, moderado, severo y completo (1, 2, 3 y 4, respectivamente) está fijada al 50 %.

Tabla 8.3. Distribución discreta de las probabilidades.

Condición	$\mu_d$	$P_\beta(1)$	$P_\beta(2)$	$P_\beta(3)$	$P_\beta(4)$
$P_\beta(1) = 0,50$	<b>0.911</b>	<b>0.500</b>	<b>0.119</b>	<b>0.012</b>	<b>0.000</b>
$P_\beta(2) = 0,50$	<b>1.919</b>	<b>0.896</b>	<b>0.500</b>	<b>0.135</b>	<b>0.008</b>
$P_\beta(3) = 0,50$	<b>3.081</b>	<b>0.992</b>	<b>0.866</b>	<b>0.500</b>	<b>0.104</b>
$P_\beta(4) = 0,50$	<b>4.089</b>	<b>1.000</b>	<b>0.988</b>	<b>0.881</b>	<b>0.500</b>

4. Se determina la desviación estándar  $\beta_{ED}$ . Éstas son determinadas a partir de un ajuste por mínimos cuadrados de la distribución lognormal de la ecuación (8.10) que define las curvas de fragilidad de los puntos dados de la Tabla 8.3.

Un ejemplo de las curvas de fragilidad ajustadas se puede observar en la figura 8.8. Los puntos que están en la figura son los puntos dados en la Tabla 8.3.

Después de obtener las curvas de fragilidad, es posible construir matrices de probabilidad de daño y calcular un parámetro indicador del daño global de la estructura, los cuales pueden ser utilizados para evaluar el riesgo sísmico de los edificios, construir escenarios de daño sísmico e indicar el nivel de daño que podría sufrir la estructura dependiendo de su tipología y del tipo de suelo donde ésta esté cimentada.

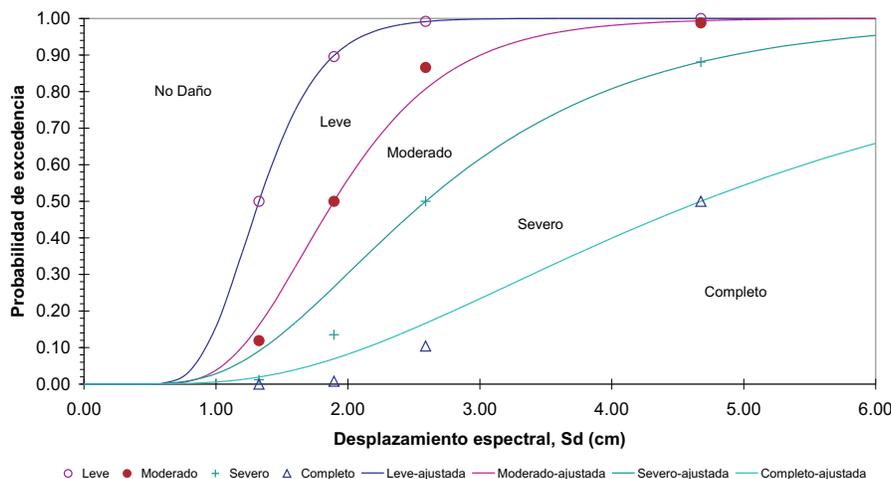


Figura 8.8: Curvas de fragilidad ajustadas por mínimos cuadrados.

## 8.5. Matrices de probabilidad de daño

A partir de las curvas de fragilidad es posible obtener la probabilidad de ocurrencia de cada estado de daño y construir *matrices de probabilidad de daño*.

Dada una acción sísmica, las matrices de probabilidad de daño se obtienen a partir del punto de desempeño (el cual está relacionado con la demanda sísmica específica y la capacidad estructural) y usando las curvas de fragilidad correspondientes. Para esto es necesario entrar en las curvas de fragilidad con el parámetro que representa la respuesta estructural (en este caso el desplazamiento espectral, ver figura 8.10) y obtener las probabilidades correspondientes a cada estado de daño. Así, por ejemplo, la probabilidad de que se dé el estado de daño moderado para un desplazamiento espectral  $S_d$ , vendrá dada por la diferencia entre la probabilidad del umbral de daño moderado menos la probabilidad del umbral de daño severo, ver figura 8.9 y ecuación (8.19).

$$P[ED_i / S_d] = P_c(ED_i / S_d) - P_c(ED_{i+1} / S_d) \quad (8.19)$$

$P[ED_i / S_d]$  es la probabilidad de que ocurra el estado de daño  $ED_i$  cuando la estructura tiene un desplazamiento espectral  $S_d$  y

$P_c(ED_i / S_d)$  es la probabilidad de excedencia de  $ED_i$  para un  $S_d$ , es decir, la curva de fragilidad correspondiente al  $ED_i$ .

La figura 8.9 muestra el procedimiento de lectura de los estados de daño sobre las curvas de fragilidad.

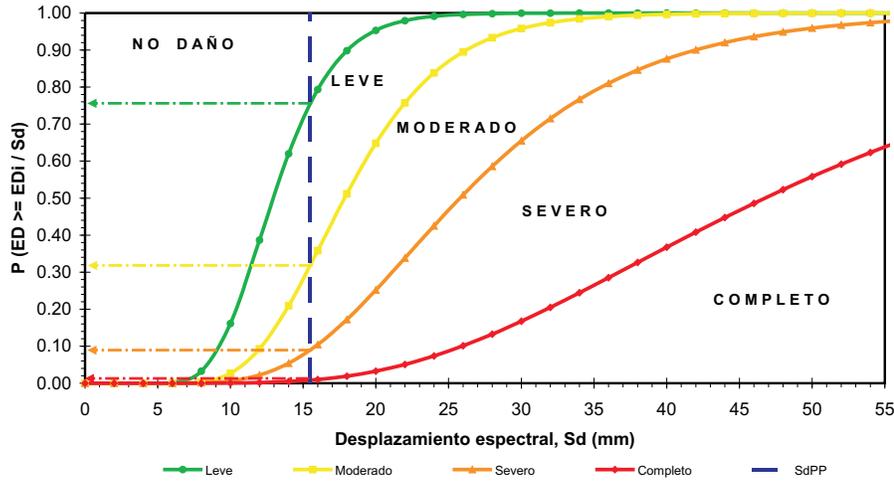


Figura 8.9: Lectura de los ED sobre las curvas de fragilidad.

## 8.6. Parámetro de daño medio

Una vez obtenido el punto de desempeño y calculadas las curvas de fragilidad para una clase de edificio específico, se obtiene la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño. Este proceso de estimación del daño del edificio, está esquematizado en la figura 8.10, donde las curvas de fragilidad se han caracterizado usando el desplazamiento espectral como parámetro representativo de la acción sísmica. El proceso de la figura 8.10 para obtener matrices de probabilidad de daño sigue este orden: primero, se obtiene la respuesta del edificio ( $S_{dpp}$ ) como se muestra en la figura 8.10 (arriba y a la izquierda), luego se obtienen las curvas de fragilidad (figura 8.10, abajo), en esta misma figura, se entra en las curvas de fragilidad con la respuesta del edificio y se obtienen las probabilidades para cada estado de daño, las cuales se muestran en la figura 8.10 (arriba y a la derecha).

Para cuantificar los resultados de forma simplificada, se suele

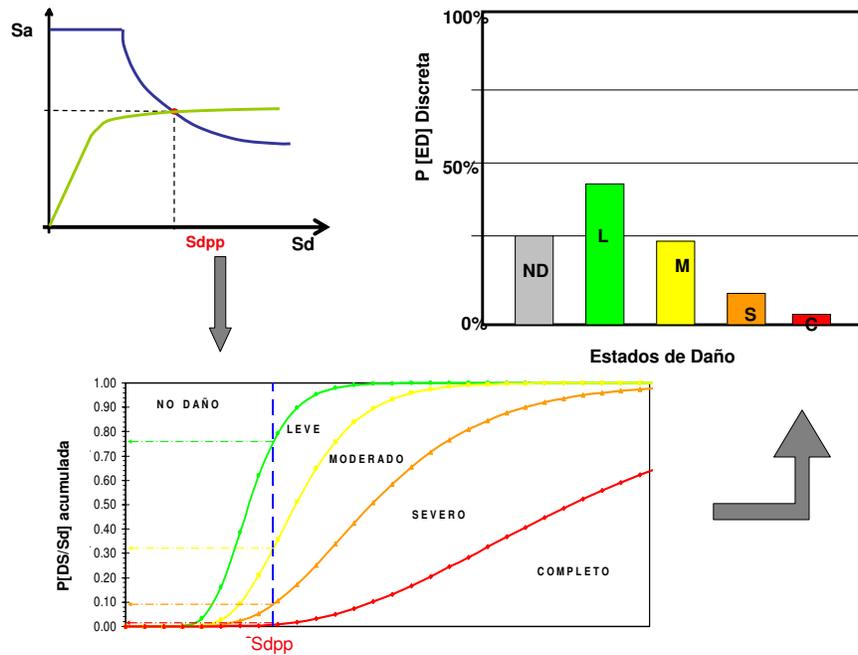


Figura 8.10: Proceso de estimación del daño en edificios.

usar un parámetro ponderado de daño medio ( $D_M$ ) definido como

$$D_M = \sum_{i=0}^{1=4} i \cdot P(i) \quad (8.20)$$

donde  $i$  corresponde a cada estado de daño considerado y  $P(i)$ , es la probabilidad de ocurrencia del estado de daño  $i$ , dado un desplazamiento espectral. El índice  $i$  toma valores de 0, 1, 2, 3 y 4 para el estado de daño: no daño, leve, moderado, severo y completo, respectivamente.

Este parámetro de daño medio tiene intervalos de variación para cada estado de daño y, además, se puede utilizar para representar *escenarios de riesgo sísmico* en un área determinada. Para los cinco estados de daño considerados en este trabajo (no daño, daño leve, moderado, severo y completo), la Tabla 8.4 muestra los intervalos de variación de  $D_M$ :

Tabla 8.4. Intervalos de variación del parámetro de  $D_M$ .

Estado de daño	Intervalo de Variación
No daño	$0 \leq D_M < 0.5$
Leve	$0.5 \leq D_M < 1.5$
Moderado	$1.5 \leq D_M < 2.5$
Severo	$2.5 \leq D_M < 3.5$
Completo	$3.5 \leq D_M < 4.0$

A partir de aquí se pueden generar *escenarios de daño sísmico* para una tipología de edificios situados dentro de un entorno urbano. Estos escenarios permiten analizar el comportamiento sísmico de las estructuras y, a partir de ellos, se pueden generar planes de emergencias. Una vez obtenido el daño físico directo, se pueden emplear técnicas para analizar o desarrollar otros escenarios de interés, tales como pérdidas económicas, escombros y números de fallecidos, entre otros. Coburn y Spence (2002) proponen fórmulas empíricas que permiten hacer estimaciones razonables de este tipo de pérdidas.

Finalmente, se ha presentado una metodología para llevar a cabo un análisis de la vulnerabilidad y del riesgo sísmico por medio de curvas de fragilidad, las cuales describen las fronteras entre los estados de daño.

Esta metodología se puede aplicar en un emplazamiento dado, a edificios pertenecientes a tipologías como edificios de hormigón armado y edificios de obra de fábrica de ladrillo (conocidos en Latinoamérica como edificios de *concreto armado* y de *mampostería no reforzada*). Con las matrices de probabilidad de daño que se obtienen del análisis se pueden construir escenarios de daño que permiten estimar las pérdidas esperadas, y a su vez, los escenarios de riesgo sísmico son útiles para la prevención y el desarrollo de planes de emergencia.

# Referencias bibliográficas

(\*) *Obras citadas en referencias consultadas.*

Aki, K. (1968)\*. “Seismic displacement near a fault”, *Journal Geophys. Res.*, Vol. 73, 6, 5359-5376.

Alavi, B. y Krawinkler, H. (2000). “Consideration of near-fault ground motion effects in seismic design”, *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Zelanda.

Angeletti P., Bellina, A., Grandori, E., Moretti, A. y Petri-  
ni, V. (1988)\*. “Comparison between vulnerability assessment and  
damage index, some results”, *Proceedings of the 9th World Con-  
ference on Earthquake Engineering*, 7, Tokyo, 181-186.

Aoki Y. y Ohaashi Y. (2000). “Target seismic performance le-  
vels in structural design for buildings”, *Proceedings of 12th World  
Conference of Earthquake Engineering*, Ed. CD-ROM, Nueva Ze-  
landa.

Arias, A. (1970)\*. “A measure of earthquake intensity”, *Seis-  
mic design for nuclear power plants*, Hansen, R., MIT Press, Cam-  
bridge, Massachusetts, pp. 438-483.

ATC-13: Applied Technology Council (1985). “Earthquake  
damage evaluation data for California”, *Technical Report*, Founded  
by Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington  
D.C.

ATC-40: Applied Technology Council (1996). “Seismic e-  
valuation and retrofit of concrete buildings, volume 1”, *Report: SSC  
96-01*, Seismic Safety Commission, Redwood City, California.

Atkinson, G. y Silva, W. (2000). "Stochastic modeling of California ground motions", *Bull. Seism. Soc. Am.*, 90, 255-274.

Atkinson, G. (1993)\*. "Earthquake source spectral in eastern North America", *Bull. Seism. Soc. Amer.*, 83, 1778-1798.

Atkinson, G. M. y Boore, D. (1995)\*. "Ground motion relations for Eastern North America", *Bull. Seism. Soc. Amer.*, 85, 17-30.

Atkinson, G. y Silva, W. (1997)\*. "An empirical study of earthquake source spectra for Californian earthquakes", *Bull. Seism. Soc. Amer.*, 87, 97-113.

Atkinson, G. y Somerville, P. (1994)\*. "Calibration of time history simulation methods", *Bull. Seism. Soc. Amer.*, 84, 400-414.

Banon, H., Biggs, J. e Irvine, H. (1981)\*. "Seismic damage in reinforced concrete frames", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 107, 9, 1713-1729.

Barbat, A. y Canet, J. (1994). "Estructuras sometidas a acciones sísmicas", 2da. Edición, Edita Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), Barcelona, España.

Barbat, A. y Pujades, B. (2004). "Evaluación de la vulnerabilidad y del riesgo sísmico en zonas urbanas. Aplicación a Barcelona", *Proceedings 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Guimaraes, Portugal*, 229-251.

Beresnev, I. y Atkinson, G. M. (1997)\*. "Modelling finite-fault radiation from the wn spectrum", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 87(1), 67-84.

Bertero, V. (1992). "Lessons learned from recent catastrophic earthquake and associated research", *Primera conferencia internacional Torroja, Madrid*.

Bolt, B. A. (1995)\*. "Interplate seismicity and zonation", *Proceedings of the Fifth Pacific Conference on Earthquake Engineering, Melbourne, Australia*, 1, 1-11.

Bommer, J. J. y Martínez-Pereira, A. (1999)\*. "The effective duration of earthquake strong ground", *Journal of Earthquake Engineering*, 3, pp. 127-172.

Bracci, J., Reinhorn, A., Mander, J., y Kunnath, S. (1989). "Deterministic model for seismic damage evaluation of RC structures", Technical report, NCEER-89-0033, University of New York, Buffalo.

Brune, J. N. (1970)\*. "Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes", *Journal Geophysical Research*, 75, 4997-5009.

Bruno, H. y Cotton, F. (2000). "Empirical determination of the ground shaking duration due to an earthquake using strong motion accelerograms for engineering applications", paper No. 2254/4/A, France, pp. 11,

Bustamante, G., Chatelain, J., Valverde, J., Yepes, H., Tucker, B., Villacis, C., Yamada, T. y Kaneko, F. (1995)\*. "An example in Quito, Ecuador, of the use of seismic microzoning for risk reduction in developing countries", *Proceedings of the 5th International Conference on Seismic Zonation, Nice*, 1, 683-690.

Calvi, G. (1999). "A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings", *Journal of Earthquake Engineering*, 3, 3, 411-438.

Calvi, G.M. (1997). "Un metodo agli spostamenti per la valutazione della vulnerabilità di classi di edifici", *L'ingegneria sismica in Italia, Atti VIII Convegno Nazionale ANIDIS, Taormina, Italia*. (en italiano).

Calvi, G.M., Kingsley, G.R. y Magenes, G. (1996)\*. "Testing of masonry structures for seismic assessment", *Earthquake Spectra*, 12, 1, 145-162.

Carr, A. (1997). "SIMQKE: Artificial earthquake generation", University of Canterbury, Nueva Zelanda.

Chávez, M. y García-Rubio, L. (1995)\*. "Seismic vulnerability of the metropolitan zone of Guadalajara, México", *Proceedings of the 5th International Conference on Seismic Zonation, Nice*, 1, 33-40.

Chopra, A.K. y Goel, R.K. (1999). "Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum", *Earthquake Spectra*, 15, 4, 637-656.

Chopra, A.K. y Goel, R.K. (2000). "Evaluation of NSP to estimate seismic deformation: SDF system", *Journal of Structural Engineering*, 126, 4, 482-490.

Chopra, A.K. y Goel, R.K. (2001). "Direct displacement based design: use of inelastic and elastic design spectra", *Earthquake Spectra*, 17, 1, 47-65.

Chung, Y., Meyer, C. y Shinozuka, M. (1987). "Seismic assessment of reinforced concrete members", Technical report, NCEER-87-0022, National Center of Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo.

Chung, Y., Shinozuka, M. y Meyer, C. (1988). "SARCF User's guide seismic analysis of reinforced concrete frames", Technical Report, NCEER-88-0044, Buffalo.

Chung, Y., Meyer, C. y Shinozuka, M. (1989\*). "Modeling of concrete damage", *ACI Structural Journal*, 86, 3, 259-271.

Chung, Y., Meyer, C. y Shinozuka, M. (1990)\*. "Automated seismic design of reinforced concrete building frames", *ACI Structural Journal*, 87, 3, 326-340.

Cid, J. (1998). "Zonificación sísmica de la ciudad de Barcelona basada en métodos de simulación numérica de efectos locales", Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, pp 215.

Cid, J., Susagna, T., Goula, X., Chavarria, L., Figueras, S., Fleta, J., Casas, A. y Roca, A. (2001). "Seismic Zonation of Barcelona based on numerical simulation of site effects", *Pure Applied Geophysics*, Vol. 158, 1-19.

Coburn, A. y Spence, R. (2002). "Estimation of the expected number of casualties", *Earthquake protection*, 2da. Edición, John Wiley y Sons.

CSSC Committee (1999)\*. "Earthquake risk management: A toolkit for decision - Makers", California Seismic Safety Commission, State of California.

Di Pasquale, G., Goretti, A., Dolce, M. y Martinelli, A. (2001). "Confronto fra differenti modelli di vulnerabilità degli edifici", *Língegneria sísmica in Italia*, Atti X Convegno Nazionale ANIDIS, Potenza-Matera, Italia. (en italiano).

Di Pasquale, E. y Cakmak, A. (1987). "Detection and assessment of seismic structural damage", Technical report, NCEER-87-0015, Bufalo.

DiPasquale, E. y Cakmak, A. S. (1988). "Identification of the serviceability limit state and detection of seismic structural damage", Technical report, NCEER-88-0022, Bufalo, New York.

DiPasquale, E., Ju, J-W., Askar, A. y Cakmak, A. (1990). "Relation between global damage indices and local stiffness degradation", ASCE Journal of Structural Engineering, 116, 5, 1440-1456.

Dobry, R., Idriss, I. M. y Ng, E. (1978)\*. "Duration characteristics of horizontal components of strong-motion earthquake records", Bulletin Seismological Society of America, 68, pp. 1487-1520.

Dolce, M., Kappos, A., Zuccaro, G. y Coburn, A. (1994). "Vulnerability and risk analysis: Report of the EAEE working group 3", 10th European Conference on Earthquake Engineering, 4, Viena, 3049-3077.

Dowrich David (1997). "Earthquake resistant design for Engineers and Architects", 2da. Edición, Edit. John Wiley- Sons, pp. 519.

Dumova, E. (2000). "Fragility curves for reinforced concrete structures in Skopje (Macedonia) region", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 19, 455-466.

Emmi, P. y Horton C. (1993)\*. "A GIS-based assessment of earthquake property damage and casualty risk: Salt Lake County, Utah", Earthquake Spectra, 9, 1, 11-33.

ESRI: Environmental Systems Research Institute (1995). "Understanding GIS", The ARC/INFO Method, John Wiley y Sons, Inc., New York.

Eurocódigo 8 (1998). "Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes", Parte 1-1: Reglas generales, acciones sísmicas y requisitos generales de las estructuras, Parte 1-2: Reglas generales, para edificación, AENOR, España.

Eurocódigo 8 (2004). "Design of structures for earthquake resistances - Part 1: General rules, seismic actions and rules for

buildings”, EN 1998-1:2004:E, December 2004, 229pp.

Faccioli, E., Andrighetto, R. y Pessina, V. (1995)\*. “Seismic risk zonation and earthquake scenarios using GIS technology”, Proceedings of the 5th International Conference on Seismic Zonation, Nice, 1, 136-141.

Fajfar P. y EERI M. (2000). “A nonlinear analysis method for performance-based seismic design”, Earthquake Spectra, 3, 16, 573-593.

Fajfar P., Gaspersic, P. y Drobic D. (1997)\*. “A simplified nonlinear method for seismic damage analysis of structures”, Bled Conference on Displacement Based Design.

FEMA 273: Federal Emergency Management Agency (1997). “NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings”, Report No. FEMA-273, Washington, D.C.

FEMA 273: Federal Emergency Management Agency (1997). “NEHRP Commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings”, Report No. FEMA-274, Washington, D.C.

FIB Bulletin, Task Group 7.1 (2003). “Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings”, Fédération Internationale du Béton (FIB), 24.

FIB Bulletin, Task Group 7.2 (2003). “Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings”, Fédération Internationale du Béton (FIB), 25.

Fleta, J., Escuer, J., Goula, X., Olivera, C., Combes, P., Grellet, B. y Granier, T. (1996). “Zonación tectónica, primer estudio de la zonación sismotectónica del NE de la Península Ibérica. (Cataluña)”, Geogaceta, Vol. 20, 853-856.

Frankel, A., Mueller, C., Barnhard, T., Perkins, D., Leyendecker, E., Dickman, N., Hanson, S. y Hopper, M. (1996)\*. “National seismic hazard maps: documentation June 1996”, U.S. Geol. Surv. Open-File Rept.96-532, pp. 69.

Freeman, S.A. (1978). “Prediction of response of concrete buildings to server earthquake motion”, ACI Special Publication, SP-55, 589-605.

Freeman, S.A. (1990). "Development and use of capacity spectrum method", Proceedings of the 6th National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Oakland.

Gasparini, D. y Venmarcke, E. H. (1976). "Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra", M.I.T., Department of Civil Eng. Research Report R76-4.

Giovinazzi, S. y Lagomarsino, S. (2001). "Una metodologia per l'analisi di vulnerabilità sismica del costruito", *L'ingegneria sismica in Italia*, Atti X Convegno Nazionale ANIDIS, Potenza-Matera, Italia. (en italiano).

Grünthal, G. (1998). "EMS-98: European Macroseismic Scale", *Chaires du Centre Européen du Géodynamique et de Séismologie*, volume 15, Luxembourg.

Gulkan, P. y Sozen, M. (1974). "Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motions", *ACI Journal*, 71, 12, 604-610.

Gunturi, S. (1992)\*. "Buildings specific damage estimation", PhD Tesis, Stanford University, Stanford.

Hasselmann, T., Eguchi, R. y Wiggins, J. (1980)\*. "Assessment of damageability for existing buildings in a natural hazards environment", Volume 1 Methodology, Redondo Beach, California.

HAZUS-99: Earthquake Loss Estimation Methodology (1999). "Earthquake Loss Estimation Methodology, Technical Manual", Vol. 1, Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington.

Ho, C., Hadj-Hamou, T. y Nilsson, M. (1995)\*. "GIS-based zonation of infrastructure damage related to seismically triggered landslide risk", Proceedings of the 5th International Conference on Seismic Zonation, Nice, 1, 142-149.

Hou, S. (1968)\*. "Earthquake simulation models and their applications", M.I.T., Department of Civil Eng. Research Report R68-17.

Huo, J.R., Hu, Y. y Feng, Q. (1991). "Study on the envelop function of the ground motion acceleration time history", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 11, No. 1, 1-12.

Hurtado, J. (1999). “Modelización estocástica de la acción sísmica”, Edita Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), IS-33, Barcelona, España.

Hurtado, J.E. (1998). “Stochastic dynamics of hysteresis structures. Application to the seismic analysis of base isolated buildings”. Tesis doctoral, UPC, Barcelona, pp. 206.

Hurtado, J.E. y Barbat, A. A. (1998). “MonteCarlo simulation techniques in computational stochastic mechanics”, Archives of Computational Methods in Engineering, 5, 3-30.

Hwan, H. H. M. y Huo, J.R (1994). “Generation of hazard-consistent fragility curves for seismic loss estimation studies”, Technical report, NCEER-94-0015, Búfalo, Nueva York.

Hwang, H. y Lin, H. (1995)\*. “GIS mapping of seismic hazard and seismic risk in Shelby County, Tennessee, USA”, Proceedings of the 5th International Conference on Seismic Zonation, Nice, 1, 150-157.

Irikura, K. (1986)\*. “Prediction of strong acceleration motions using empirical Green’s function”, Proceedings of the 7th Japan Earthquake Engineering Symposium, 151-156.

Irikura, K. y Kamae, K. (1994)\*. “Simulation of strong ground motion based on fractal composite faulting model and empirical Green’s function”, Proceedings of the 9th Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo.

Irizarry, J. (2004). “An advanced approach to seismic risk assessment. Application to the cultural heritage and the urban system of Barcelona”, Tesis doctoral, Universidad Politécnic de Cataluña. España.

Irizarry, J., Goula, X. y Susagna, T. (2003). “Analytical formulation for the elastic acceleration-displacement response spectra adapted to Barcelona soil conditions”, Technical Report, Instituto Cartográfico de Cataluña, pp 48.

Jennings, P. C., Housner, G. W. y Tsai, N. C. (1968)\*. “Simulated earthquake motions”, EERL, California Institute of Technology, Pasadena, California.

Joyner, W. B. (1997)\*. “Ground motion estimates for the

North-eastern U.S. and South-eastern Canada”, In Recommendations for probabilistic seismic hazard analysis: Guidance on uncertainty and use of experts, Senior Seismic Hazard Analysis Committee (R. Budnitz, G. Apostolakis, D. Boore, L. Cluff, K. Coppersmith, A. Cornell and P. Morris eds.), U.S. Nuclear Reg. Comm. Rept. NUREG/CR-6372, Washington, D.C.

Kanai, K. (1957)\*. “Semi-empirical formula for the seismic characteristic of the ground”, Technical Report 35, Univ. Tokyo, Bull. Earthquake Res. Inst.

Kappos, A. J. (1992). “Seismic damage indices, criteria for local and global collapse, and their analytical implementation”, Technical report, Working Document: CEB Task Group III/2 (Revised version: January).

Kappos, A., Stylianidis, K. y Michailidis, C. (1992). “Development of earthquake damage scenarios using a comprehensive analytical method”, Proceedings of the 10th World Conference of Earthquake Engineering, Madrid.

Kawamura, H., Tani, A. y Kambara, H. (1992)\*. “Aseismic structural planning system by fuzzy network”, Proceedings of the 10th World Conference of Earthquake Engineering, Madrid.

King, S., Kiremidjian, A., Law, K. y basoz, N. (1995)\*. “Earthquake damage and loss estimation through geographic system”, Proceedings of the 5th International Conference on Seismic Zonation, Nice, 1, 265-272.

Kircher, C., Nassar, A., Kustu, O. y Holmes, W. (1997). “Development of building damage functions for earthquake loss estimation”, Earthquake Spectra, 13, 4, 663-682.

Klyanchko, M. (1995)\*. “The development of GIS, EQ-DISC and DIMAK as the best tools for seismic risk analysis on the urban areas”, Proceedings of the 5th International Conference on Seismic Zonation, Nice, 1, 158-165.

Kramer, G. (1996)\*. Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ.

Krawinkler, H. y Alavi, B. (1998)\*. “Development of improved design procedures for near-fault ground motions”, SMIP98,

Seminar on utilization of strong motion data, Oakland, California.

Kunnath, S., Reinhorn, A. y Lobo, R. (1992). "IDARC version 3.0: A program for the inelastic damage analysis of RC structures". Technical report, NCEER-92-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo.

Kunnath, S., Reinhorn, A. y Park Y. (1990). "Analytical modeling of inelastic seismic response of R/C structures", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 116, 4, 996-1017.

Lagomarsino, S. y Penna, A. (2003). "Guidelines for the implementation of the II level vulnerability methodology. WP4: Vulnerability assessment of current buildings", Technical presentation RISK-UE project: An advanced approach to earthquake risk scenarios with application to different European towns, Francia.

Lagomarsino, S., Galasco, A. y Penna, A. (2002). "Pushover and dynamic analysis of URM buildings by means of a non-linear macro-element model", International Conference on Earthquake Loss Estimation and Risk Reduction, Technical presentation meeting, RISK-UE project, Bucharest.

Lam, N. T. K., Wilson, J. L. y Hutchinson, G. L. (2000). "Generation of synthetic earthquake accelerograms using seismological modelling: a review", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 4, No. 3, 321-354.

Lang, K. (2002). "Seismic vulnerability of existing buildings", Institute of Structural Engineering (IBK), ETH Zurich, Report N° 273, vdf Hochschulverlag, Zurich.

Lang, K. y Bachmann, H. (2003). "In the seismic vulnerability of existing unreinforced masonry buildings", *Journal on Earthquake Engineering*, 7, 3, 407-426.

Lawson, S., Anagnos, T., Kircher, C. y Shah, H. (1995)\*. "Development of a regional earthquake loss estimation methodology", Proceedings of the 5th International Conference on Seismic Zonation, Nice, 1, 281-289.

Liu, S. C. (1968)\*. "On intensity definitions of earthquakes", *Journal of Structural Division*, ASCE.

Mahdyiar, M., Cornell, A., Jackson, D. y Aki, K. (1995).

“Probabilistic seismic hazard analysis of southern California”, Proceedings of the 5th International Conference on Seismic Zonation, Nice, 1, 453-461.

McGuire, R. K. (1978)\*. “A simple model for estimating Fourier amplitude spectra of horizontal ground acceleration”, Bull. Seism. Soc. Amer., 68 (3), 803-822.

Mena, U. (2002). “Evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas”, Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña. España.

Milutinovic, Z. V. y Trendafiloski, G.S. (2003). “WP04: Vulnerability of current buildings”, RISK-UE project: An advanced approach to earthquake risk scenarios with application to different European towns, contract No.EVK4-CT-2000-00014, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), Skopje, 109pp.

Moehle J. (1992). “Displacement-Based design of RC structures subjected to earthquakes”, Earthquake Spectra, 3, 4, 403-428.

Moreno, R. (2006). “Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona”, Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña. España.

Moreno, R., Lantada, N., Bonett, R., Barbat, A. y Pujades, L. (2003). “WP4: Vulnerability assessment of current buildings. Capacity and fragility of the Barcelona’s residential buildings”, RISK-UE project: An advanced approach to earthquake risk scenarios with application to different European towns, Technical presentation CIMNE Group.

Nau, R., Oliver, R. y Pister, K. (1982). “Simulating and analyzing artificial nonstationary earthquake ground motion”, Bull. Seism. Soc. Amer., 72, 2, 615-636.

NCSE-02 Normativa (2002). “Norma de Construcción Sismo-resistente: Parte General y Edificación”, Real Decreto 997/2002, Boletín Oficial del Estado: 244. Madrid.

NCSE-94 Normativa (1994). “Norma de Construcción Sismo-resistente: Parte General y Edificación”, Real Decreto 2543/94,

Boletín Oficial del Estado: 33, Madrid. Acciones en la edificación, Series normativas, Norma básica de la edificación, AE-88, Ministerio de Fomento, pp. 77-135.

Paret, T.F., Sasaki, K.K., Eilbeck, D.H. y Freeman, S.A. (1996). "Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects", Proceedings of 11th World Conference of Earthquake Engineering, Acapulco, México.

Park, Y. J., Ang, A. H-S. y Wenn, Y. K. (1987). "Damage limiting aseismic design of buildings", Earthquake Spectra, 3, 1, 1-26.

Park, Y. y Ang, A. (1985a). "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, 111, 4, 722-739.

Park, Y. y Ang, A. (1985b). "Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings", Journal of Structural Engineering, ASCE, 111(4), 740-757.

Paz, M. (1997). "Structural dynamics, theory and computation", Edit. Chapman y Hall, 4ta. Edición, EEUU.

Petrovski, J., Ristic, D. y Nocevski, N. (1992)\*. "Evaluation of vulnerability and potential seismic risk level of buildings", Proceedings of 10th World Conference of Earthquake Engineering, Madrid.

Pinto, P., Giannini, R. y Franchin, P. (2004). "Seismic reliability analysis of structures". IUSS Press, Pavia.

Priestley M. (2000). "Performance based seismic design", Keynote address, Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland.

Priestley M.J.N. (2003). "Myths and fallacies in earthquake engineering, revisited", The Mallet Milne Lecture, IUSS Press, Pavia.

Priestley, M.B. (1981)\*. "Spectral analysis and Time Series", Academic Press, London.

Reinhorn, A., Seidel, M., Kunnath, S. y Park, Y. (1988). "Damage assessment of reinforced concrete structures in Eastern Uni-

ted States”, Technical report, NCEER-88-0016, University of New York, Buffalo.

Restrepo, L. (2004). “ Seismic risk of unreinforced masonry buildings”, Ph.D. Thesis, Rose School, Università degli Studi di Pavia, Italia.

Rodriguez-Makek, A. (2000)\*. “Near-fault seismic site response”, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

Roufaiel, M. y Meyer, C. (1987). “Analytical modelling of hysteretic behaviour of R/C frames”, Journal of Structural Division, ASCE, 113, 3, 429-444.

Sasani, M. y Bertero, V. (2000)\*. “Importance of severe pulse-type ground motion in performance-based earthquake engineering: historical and critical review”, Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda.

SEAOC (1995). “Vision 2000 a framework for Performance-Based Engineering”, Structural Engineers Association of California, California.

Singhal, A. y Kiremidjian, A. (1995). “Method for developing motion damage relationship for reinforced concrete frames”, Technical report, NCEER-95-0008, Búfalo, Nueva York.

Somerville, P. (1998)\*. “Development of an improved representation of near-fault ground motions”, Proceedings, SMIP98, Seminar on utilization of strong motion data, California Strong Motion Instrumentation Program, Sacramento, California, 1-20.

Somerville, P., Smith, N., Graves, R. y Abrahamson, A. (1997)\*. “Modification of the empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity”, Seismological Research Letters, 68, 199-222.

Stewart, J., Bray, J., Somerville, P. y Abrahamson, N. (2001)\*. “Ground motion evaluation procedures for performance-based design”, PEER Report, Richmond, California.

Tajimi, H. (1960)\*. “A statistical method of determining the maximum response of a building structure during an earthquake”, Proc. 2<sup>o</sup>WCEE, vol. 2, Tokyo y Kyoto, 781-798.

Thibault, C. y Velkok, P. (1995)\*. "Evaluation of seismic vulnerability of an urban neighbourhood in Nice", Proceedings of the 5th International Conference on Seismic Zonation, Nice, 1, 92-100.

Trifunac, M. D. (1976)\*. "Preliminary empirical model for scaling Fourier amplitude spectra of strong ground acceleration in terms of earthquake magnitude, source-to-station distance and recording site conditions", Bull. Seism. Soc. Amer., 66 (4), 1343-1373.

Trifunac, M. D. (1989)\*. "Dependence of Fourier spectrum amplitudes of recorded earthquake accelerations on magnitude, local soil conditions and on depth of sediments", Earthq. Engrg. Struct. Dyn., 18, 999-1016.

Trifunac, M. D. y Brady, A. G. (1975)\*. "A study on the duration of strong ground motion", Bulletin Seismological Society of America, 65, pp. 581-626.

USGS\*. "National Earthquake Information Center, World data Center a for Seismology".

Venmarcke, E. H. (1976)\*. "Seismic risk and engineering decisions", Chapter 8, Editor: Lomnitz, C. and Rosenblueth, E., Elsevier Publishing Co.

Yépez, F. (1996). "Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras aplicando técnicas de simulación", Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña.