

## Capítulo 8

# Otras consideraciones sobre el comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado

### 8.1. Introducción

El comportamiento de una estructura durante un terremoto depende de las características de la acción sísmica, de la calidad de la estructura misma, que está en función de la tipología estructural, del procedimiento de proyección, del detalle de los elementos estructurales y no estructurales y del control de calidad durante su construcción (Petrini et al., 2004).

En los *Capítulos 6 y 7*, se ha realizado un análisis detallado de los edificios de hormigón y de fábrica de ladrillo típicos de Barcelona. Su comportamiento sísmico esperado se ha evaluado mediante el método del espectro de capacidad que caracteriza al edificio mediante su espectro de capacidad bilineal y la acción sísmica mediante su espectro de demanda. El cruce de ambos espectros permite estimar el comportamiento sísmico esperado del edificio sometido al terremoto caracterizado mediante el espectro de respuesta dado.

Así pues, mediante la aplicación de métodos más o menos simplificados, pero bien establecidos, se han obtenido curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño para los edificios más comunes de la ciudad y para escenarios sísmicos razonables.

En este capítulo se complementan los estudios hasta aquí presentados con el objetivo de responder a las siguientes cuestiones: 1) ¿Cuán importante es el diseño sismorresistente para disminuir la fragilidad de los edificios? 2) ¿Cómo influye en el comportamiento sísmico de un edificio la consideración de las paredes interiores o muros de relleno? y 3) ¿Cuán diferente hubieran sido los resultados y conclusiones si se hubiese utilizado otros métodos de análisis más sofisticados y otros índices de daño?

De esta forma se mantiene el espíritu crítico con los métodos utilizados y con los resultados aquí obtenidos resaltando su alcance pero también sus limitaciones. Así pues, para orientar la respuesta a las 3 preguntas arriba formuladas, se ha estructurado este capítulo en casos de estudio.

En el caso 1, se describe y analiza un edificio de pórticos de hormigón armado, el cuál ha sido diseñado siguiendo, paso a paso, normativas sísmicas y de diseño. Se ha empleado un análisis estocástico mediante una simulación por el método de Monte Carlo, donde se han considerado incertidumbres estructurales. La acción sísmica utilizada corresponde a la prevista en la norma española NCSE-94.

En el segundo caso de estudio, se evalúa el comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado de 8 y 5 pisos. El estudio efectuado en el *Capítulo 6* se complementa aquí considerando las paredes de relleno.

Finalmente, el caso de estudio 3 se dedica al análisis dinámico no lineal, en el que la acción sísmica se cuantifica en términos de acelerogramas, la respuesta en términos de derivas máximas y el daño por medio del índice de Park y Ang. Se analiza el edificio con diseño sísmico del caso 1 y finalmente, un estudio más exhaustivo del edificio de 8 pisos se utiliza para ilustrar y

discutir el daño en términos del índice de Park y Ang.

## 8.2. Caso de estudio 1: El diseño sísmico

### 8.2.1. Introducción

Teniendo en cuenta las normas españolas y códigos europeos vigentes, se ha proyectado y analizado un edificio residencial de pórticos de hormigón armado de mediana altura. Debido a las incertidumbres existentes tanto en los parámetros estructurales como sísmicos, se ha llevado a cabo un análisis estocástico, generando muestras numéricas de variables aleatorias para las cuales la función de densidad de probabilidad es conocida. Para ello se ha utilizado el programa STAC (Zárate et al., 2002), ya que es una herramienta orientada a este tipo de análisis. Teniendo en cuenta estas incertidumbres, se realiza un estudio del comportamiento estructural mediante un análisis estático no lineal, para este tipo de análisis se emplea el programa RUAUMOKO (Carr, 2000), obteniendo las curvas de capacidad. Mediante el método del espectro de capacidad (ATC, 1996) se obtienen los espectros de demanda y el punto de desempeño. A partir de aquí se construyen las curvas de fragilidad.

### 8.2.2. El edificio

El sistema estructural proyectado es un edificio de cinco plantas de pórticos de hormigón armado tipo vivienda, con una altura total de 15.80m. El edificio posee una estructura regular en planta y, en la dirección según la cual realizamos el análisis, consta de cuatro pórticos de dos vanos, mientras que en la otra dirección existen tres pórticos de tres vanos (figura 8.1). La altura del primer piso es de 3.80m y el resto de 3.00m.

Los pórticos están constituidos por vigas de sección cuadrada de 250mm x 250mm y pilares de 300mm x 300mm y de 350mm x 350mm. Se ha elegido un forjado unidireccional formado por nervios de hormigón armado y bloques cerámicos de aligeramiento con un canto total de 250mm. En la figura 8.1 se muestra la planta del edificio y el alzado de un pórtico tipo.

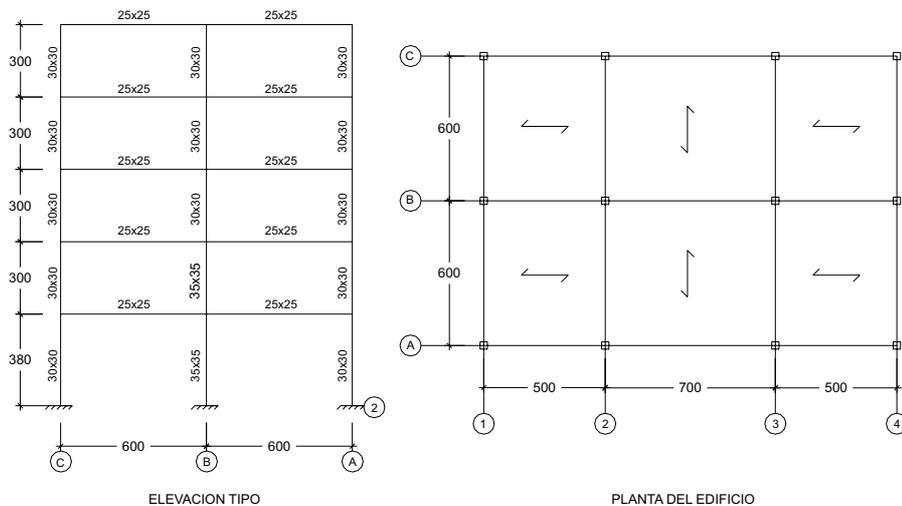


Figura 8.1: Planta y alzado típico. (Unidades en cm)

### 8.2.3. Normativa y bases del proyecto

Para el proyecto de la estructura de hormigón armado y la definición de las acciones se han seguido las siguientes normativas: “*Instrucción del Hormigón Estructural - EHE-99*” (1999), normativa de obligado cumplimiento en el Estado Español; de manera paralela fue empleado el “*Eurocódigo 2 - Estructuras de Hormigón*” (1992), norma no incompatible con la primera, “*Acciones en la Edificación - AE-88*” (1998) y por último la “*Norma de Construcción Sismorresistente - NCSE-94*” (1994).

A continuación se muestran los parámetros más importantes para el estudio:

- Resistencia característica del hormigón,  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ .
- Límite elástico característico del acero,  $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ .
- Carga permanente (muerta), en el piso correspondiente al tejado (piso 5) es de  $4.7 \text{ kN/m}^2$  y de  $3.3 \text{ kN/m}^2$  para el resto de las plantas.
- Carga variable (viva), en el piso correspondiente al tejado (piso 5) es de  $1.9 \text{ kN/m}^2$  y de  $3.0 \text{ kN/m}^2$  para el resto de las plantas.
- Acción del viento, se considera una situación topográfica expuesta, una presión dinámica  $w = 1.0 \text{ kN/m}^2$  y la velocidad del viento de  $v = 144 \text{ km/h} = 40 \text{ m/s}$ .
- Acción sísmica, por su uso, la estructura se considera de normal importancia, la aceleración sísmica de cálculo es de  $a_c = 0.04 \text{ g}$ . Se ha supuesto que el suelo en que será cimentada la estructura es de tipo granular o cohesivo de compacidad media. Debido a que la aceleración de cálculo es considerablemente baja, se ha dispuesto en proyecto que la estructura responda con una ductilidad baja. De esta manera se trata de reproducir la situación normal de la práctica, ya que no es razonable para una exigencia tan baja, exigir disipación de energía y respuesta dúctil o de ductilidad especial.

Una información más detallada en lo referente a los materiales, los coeficientes de combinación de acciones y las acciones se encuentra en Moreno et al. (2004a).

#### 8.2.4. Análisis estructural

##### Modelo SAP2000

En el proyecto ha sido empleado el programa SAP2000 no lineal (2002), basado en el método de los elementos finitos. La acción del viento se ha modelado

de forma cuasi estática, mientras que para la acción sísmica se ha empleado un análisis de superposición modal, utilizando un modelo tridimensional y 15 modos de vibración (3 por piso). De esa forma se garantiza una masa modal total superior al 90 % en cada dirección. Se adoptan tres grados de libertad por planta (dos desplazamientos horizontales y una rotación en torno al eje vertical).

En el modelo tridimensional fue impuesta una excentricidad mínima (accidental), entre los centros de masa y rigidez de cada piso, igual al 5 % de la longitud de la estructura en la dirección perpendicular a la dirección de la onda sísmica. De esta forma se tienen en cuenta los efectos torsionales. El dimensionado del edificio se ha hecho siguiendo las normativas citadas anteriormente y los estados límite últimos (solicitaciones normales y de corte) y de servicio (deformación) que en ellas se especifican.

### **Modelo RUAUMOKO**

Se realizó una evaluación completa de la rigidez, resistencia y ductilidad de la estructura mediante un análisis estático no lineal. Para llevar a cabo este análisis se emplearon los programas BCSEC (Bairán, 2000), RUAUMOKO (Carr, 2000) y STAC (Zárate et al., 2002). El programa RUAUMOKO es un programa de análisis no lineal estático y dinámico en dos dimensiones (2D), el cual es utilizado para evaluar el comportamiento de la estructura. Para modelar la estructura en 2D se colocaron los pórticos uno al lado del otro, imponiendo la condición de que los desplazamientos sean iguales a los del primer pórtico, introduciendo el efecto de diafragma rígido (figura 8.2).

El programa BCSEC permite obtener las características mecánicas no lineales de las secciones. Este programa se utiliza para calcular en las vigas y columnas los diagramas momento-curvatura ( $m - \phi$ ), para así poder calcular la ductilidad de cada sección en función del esfuerzo axial. Se ha construido un módulo especial para el cálculo directo de las curvas momento-curvatura

16	20	17	25	18	34	45	35	50	36	52	70	53	75	54	70	95	71	100	62
5		10		15	30		35		40	55		60		65	80		85		90
13	19	14	24	15	31	44	32	49	33	49	69	50	74	51	67	94	66	99	61
4		9		14	29		34		39	54		59		64	79		84		89
10	18	11	23	12	28	43	29	48	30	46	68	47	73	48	64	93	65	98	60
3		8		13	28		33		38	53		58		63	78		83		88
7	17	8	22	9	25	42	26	47	27	43	67	44	72	45	61	92	52	97	59
2		7		12	27		32		37	52		57		62	77		82		87
4	16	5	21	6	22	41	23	46	24	40	66	41	71	42	58	91	59	96	58
1		6		11	26		31		36	51		56		61	76		81		86
1	2		3		19		20		21	37		38		39	55		56		57

Figura 8.2: Colocación plana de los pórticos analizados mediante el RUAUMOKO-2D.

en los puntos requeridos por el programa RUAUMOKO.

El confinamiento del hormigón se ha tenido en cuenta mediante la ecuación constitutiva de Kent y Park (Park y Paulay, 1994), el endurecimiento por deformación del acero y los planos de rotura según el Eurocódigo 2 (1992), excepto la deformación máxima a tracción del 1 % que ha sido modificada a un valor suficientemente grande para que no limite la curvatura última y se pueda desarrollar toda la ductilidad de la sección.

En el programa BCSEC se definen los distintos materiales, en este caso hormigón y acero, que constituyen la sección, asignando a cada uno su curva de tensión-deformación correspondiente, para este caso parábola-rectángulo y lineal-rectángulo, respectivamente (Moreno et al., 2004a).

Para tener en cuenta las incertidumbres existentes en las propiedades mecánicas de los materiales, se utiliza el programa STAC, el cual permite usar el método de simulación de Monte Carlo. Con el programa STAC se definen las funciones de distribución de las variables y se les asigna un coeficiente de variación (figura C.4). De acuerdo a las recomendaciones de trabajos previos (Yépez, 1996), las variables aleatorias utilizadas en este trabajo, el tipo de distribución adoptada y los valores de los parámetros que las caracterizan,

se resumen en la Tabla 8.1. Como resultado de la simulación (variables de salida), se obtiene la media y desviación estándar de los momentos últimos y de las ductilidades de cada sección.

Tabla 8.1. Variables aleatorias.

Variabes	Distribución	Media	Covarianza
$f_{ck}$	Normal	25 $N/mm^2$	0.15
$E_c$	Normal	3.21E4 $N/mm^2$	0.15
$f_{yk}$	Lognormal	400 $N/mm^2$	0.11
$E_{s_{max}}$	Normal	2.1E5 $N/mm^2$	0.09

En la Tabla 8.1,  $E_c$  es el módulo de elasticidad del hormigón y  $E_{s_{max}}$  es el módulo de elasticidad del acero.

### 8.2.5. Capacidad

La capacidad del edificio se obtiene mediante un análisis estático no lineal, realizado con el programa RUAUMOKO. A la estructura se le aplica un patrón de cargas horizontales que se va incrementando hasta que la estructura falla o alcanza la capacidad última, obteniendo así la curva de capacidad (figura 8.3). El patrón de fuerzas horizontales aplicado corresponde a las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes de la norma sísmica española (NCSE-94). En la figura 8.3, se muestra un ejemplo de curva de capacidad, obtenida de manera determinista (sin considerar las incertidumbres de los materiales).

La curva de capacidad es transformada a coordenadas espectrales utilizando las ecuaciones de aceleración y desplazamiento espectral (ecuaciones (4.1) y (4.2)), las cuales dependen de las propiedades modales del edificio. En cuanto a las propiedades dinámicas se tiene un factor de participación del primer modo de 1.287, un coeficiente de masa modal 0.84 y un período propio de 1.58 segundos.

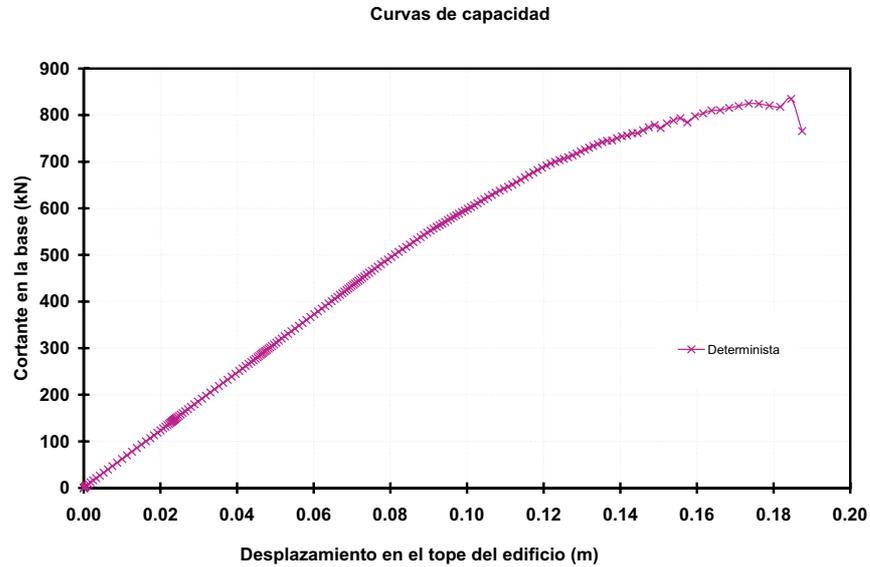


Figura 8.3: Curva de capacidad determinista.

En la figura 8.4 se muestran los espectros de capacidad de este modelo, representadas por la curva de capacidad media y sus correspondientes desviaciones (media más/menos la desviación estándar).

Para evaluar la respuesta estructural mediante el método del espectro de capacidad, se suele adoptar una representación bilineal del espectro de capacidad, de forma que éste queda definido mediante dos puntos de control. En la Tabla 8.2 se presentan los puntos de control que definen la curva bilineal.

Tabla 8.2. Puntos de capacidad de cedencia y de capacidad última.

Dy (m)	Ay (g)	Du (m)	Au (g)
0.0865	0.128	0.118	0.132

### 8.2.6. Demanda y desempeño sísmico

El espectro de capacidad bilineal del modelo, junto al espectro elástico de la norma sísmica (NCSE-94), son utilizados con el método del espectro de

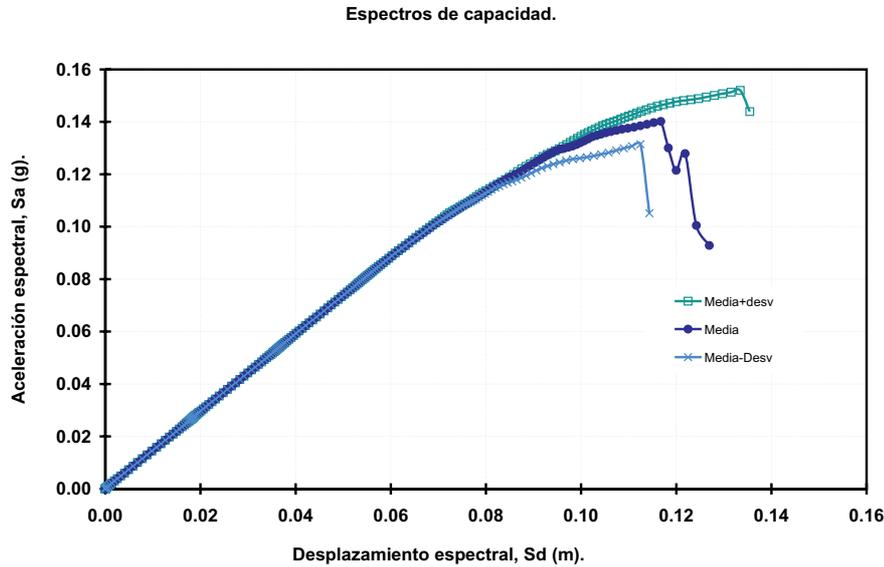


Figura 8.4: Espectros de capacidad: media más la desviación estándar, media y media menos la desviación estándar.

capacidad para obtener el espectro de demanda, y por ende, la respuesta máxima estructural.

El espectro de demanda correspondiente a la aceleración máxima de Barcelona ( $0.04g$ ) corta a la curva en el rango lineal, entonces para obtener la respuesta máxima de la estructura ante diferentes acciones sísmicas, se construyeron una serie de espectros con las siguientes aceleraciones máximas:  $0.07g$ ,  $0.10g$ ,  $0.13g$ ,  $0.15g$ ,  $0.17g$  y  $0.19g$ .

En la Tabla 8.3 se muestran los puntos de desplazamiento de desempeño ( $SD_{PD}$ ) obtenidos, para las diferentes acciones sísmicas, y los valores de amortiguamiento efectivo ( $\xi_{eff}$ ) correspondientes a cada espectro de demanda.

En la figura 8.5 se muestra la representación bilineal del espectro de capacidad (correspondiente a la curva media obtenida de la simulación por el método de Monte Carlo, Tabla 8.2) y los espectros de demanda obtenidos para las

diferentes PGA's.

Tabla 8.3. Desplazamientos de desempeño y amortiguamiento efectivo.

$PGA(g)$	$SD_{PD}$ (m)	$\xi_{eff}$ (%)
0.04	0.0215	5.00
0.07	0.0377	5.00
0.10	0.0539	5.03
0.13	0.0695	5.60
0.15	0.0798	6.45
0.17	0.0901	7.33
0.19	0.101	8.55

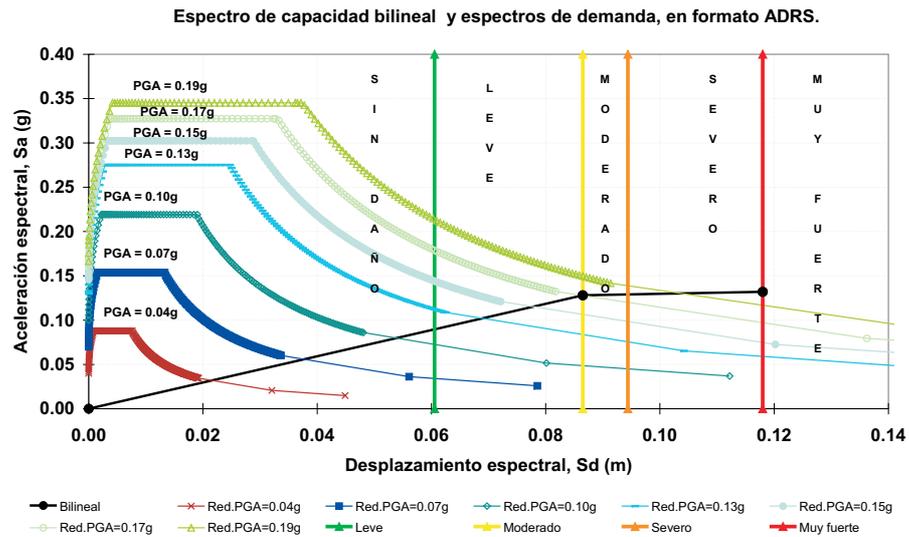


Figura 8.5: Espectros reducidos para aceleraciones comprendidas entre 0.04g y 0.19g, espectro de capacidad bilineal e indicadores de los estados de daño.

### 8.2.7. Fragilidad

En la Tabla 8.4 se muestran los umbrales de daño para el edificio de 5 pisos y están representados en la figura 8.5. En este caso de aplicación, el valor de

$\beta$  fue obtenido de los manuales técnicos de la metodología HAZUS (FEMA, 1998), para una tipología similar a la aquí estudiada (C1M).

Tabla 8.4. Umbrales de daño y desviación estándar  $\beta$ .

$\bar{S}d_1(m)$	$\beta_1$	$\bar{S}d_2(m)$	$\beta_2$	$\bar{S}d_3(m)$	$\beta_3$	$\bar{S}d_4(m)$	$\beta_4$
0.0605	0.70	0.0865	0.74	0.0944	0.86	0.118	0.98

En la figura 8.6 se representan las curvas de fragilidad, en función de la aceleración pico.

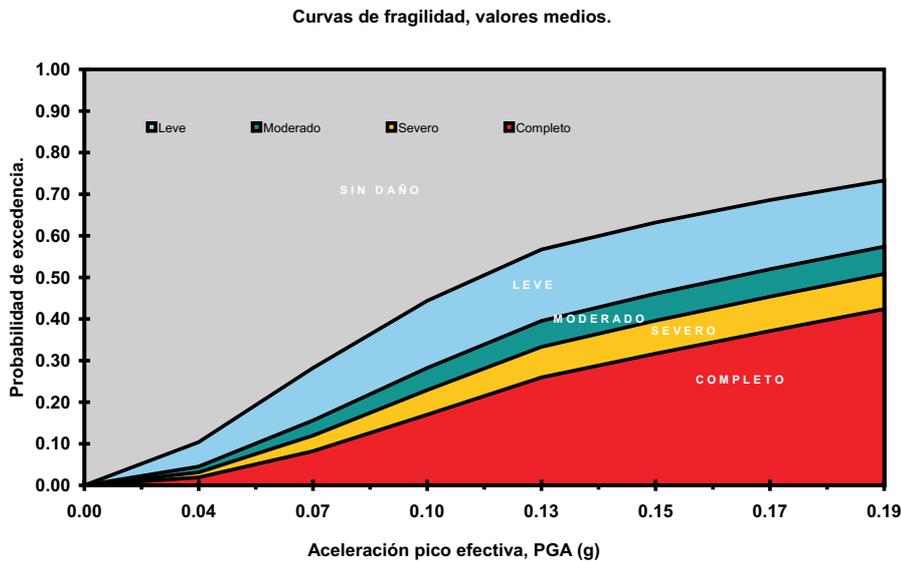


Figura 8.6: Curvas de fragilidad en función de la aceleración pico.

## 8.2.8. Discusión

El edificio aquí analizado mediante un análisis estático no lineal presentó un buen comportamiento con respecto a la acción sísmica de cálculo que existe en la normativa española. La acción sísmica esperada para la ciudad de Barcelona, para un período de retorno de 500 años es de  $0.04g$ . Para esta

aceleración el edificio respondió linealmente. A ello puede haber contribuido la consideración de la acción del viento en el dimensionado de la estructura, la cual resultó ser la acción más desfavorable. De la figura 8.5, se observa que para esta aceleración pico, el punto de desempeño permanece en la rango lineal de la curva de capacidad. De la Tabla 8.3 y de la figura 8.5 se observa que para una  $PGA = 0.10g$  el amortiguamiento viscoso efectivo es aproximadamente igual al 5%, lo cual quiere decir que el amortiguamiento histerético representado como amortiguamiento viscoso equivalente es nulo y, por lo tanto, el amortiguamiento viscoso efectivo, sería igual al amortiguamiento viscoso inherente en la estructura. Por lo tanto, se llega a la conclusión de que este edificio, diseñado siguiendo las normativas españolas, responderá de manera elástica para aceleraciones menores a  $0.10g$ .

## 8.3. Caso de estudio 2: Los muros de relleno

### 8.3.1. Introducción

Los edificios RCH y RCM descritos y analizados en el *Capítulo 6*, se analizan aquí considerando las paredes de relleno. Para ello se ha adoptado el modelo de Crisafulli (1997) que viene implementado en el programa RUAUMOKO.

En primer lugar se describen las características de las paredes de relleno y el modelo de Crisafulli que las representa. Después se aplican los procedimientos empleados en el *Capítulo 6* para analizar el comportamiento sísmico de los edificios RCH y RCM cuando se tiene en cuenta las paredes de relleno, para ello, se usan unas curvas de fragilidad simplificadas y un escenario sísmico que define la acción sísmica mediante el espectro de respuesta definido en la NCSE para un  $PGA = 0.04g$ . En tercer lugar, se analiza el edificio de 8 plantas situado en un suelo tipo II de Barcelona considerando los mismos escenarios sísmicos del *Capítulo 6*, pero añadiendo el escenario previsto en la NCSE-94 que corresponde al sismo con un período de retorno de 500 años. Así pues,

se consideran los escenarios sísmicos ICC-determinista, ICC-probabilista y NCSE-94. Finalmente, se resumen y discuten los resultados obtenidos.

### 8.3.2. Las paredes de relleno

Las paredes de relleno se consideraron sin armadura y fueron dispuestas de forma irregular en los pórticos. La obra de fábrica empleada para la simulación fue el ladrillo catalán estándar, con dimensiones de 290mm x 135mm x 90mm. La resistencia a compresión del bloque es de 15 N/mm<sup>2</sup>. El espesor del panel es de 90.0mm.

El programa RUAUMOKO incorpora un modelo para simular las paredes de mampostería de relleno en los pórticos, este modelo fue propuesto por Crisafulli (Crisafulli, 1997). El modelo supone que no hay aberturas entre el pórtico y la pared. Cada panel es representado por cinco bielas: dos bielas paralelas en cada dirección diagonal, para representar los efectos rotacionales en las juntas, de las fuerzas a compresión llevadas a través de la diagonal del panel (figura 8.7a) y una sola biela actuando en el centro, a través de dos diagonales de esquinas opuestas, para transmitir el cortante desde el tope del panel hasta la parte más baja del mismo (figura 8.7b).

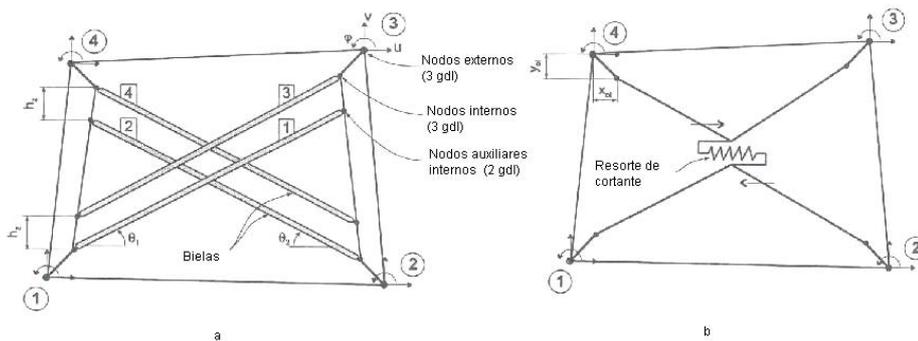


Figura 8.7: Mecanismo de bielas y comportamiento a cortante, modelo Crisafulli (1997).

Para definir el comportamiento de las bielas que representan a los paneles de

mampostería, algunos parámetros mecánicos y geométricos son requeridos.

El parámetro principal es la resistencia a compresión,  $f'_{m\theta}$ ; ésta no es la resistencia a compresión uniaxial estándar, sino que tiene que ser evaluada teniendo en cuenta la inclinación de los esfuerzos principales de compresión y el modo de fallo esperado en el panel, es decir,  $f'_{m\theta}$  controla la resistencia de las bielas. La resistencia a tracción,  $f'_t$ , es mucho más pequeña que la de compresión y no tiene una influencia significativa en la respuesta global de la estructura. Ésta puede suponerse cero ó un 10 % de la de compresión. El módulo elástico,  $E_{mo}$ , representa la pendiente inicial de la curva tensión-deformación y se supone que  $E_{mo} \geq f'_{m\theta}/\epsilon'_m$ , para obtener una adecuada rama ascendente de la envolvente de resistencia.  $\epsilon'_m$  es la tensión en la deformación máxima, en este trabajo se adoptó un valor de  $\epsilon'_m = -0.003$  (Crisafulli, 1997). Su principal efecto en la respuesta global de la estructura, está en la modificación de la rigidez secante de la rama ascendente en la curva tensión-deformación.

### 8.3.3. Influencia de las paredes de relleno

El procedimiento empleado en el *Capítulo 6*, se ha empleado aquí para los edificios tipo RCH y RCM considerando las paredes de relleno; como se verá, pueden modificar de forma significativa la respuesta sísmica del edificio. En este apartado se hace referencia a los edificios analizados como: 8-sin, 5-sin, 8-con y 5-con, para denominar a los edificios de ocho y cinco pisos sin y con paredes de relleno, respectivamente.

La figura 8.8 muestra un ejemplo de pórticos en el que se incluyen las paredes de relleno. La disposición de las paredes de relleno en cada pórtico del modelo es de forma irregular, excepto en las paredes exteriores que dividen un edificio de otro (figura 8.8). En esta figura, las bielas de color azul están en compresión no lineal y se han formado algunas rótulas plásticas en vigas y columnas.

La Tabla 8.5 muestra las características modales de los 4 edificios analizados.

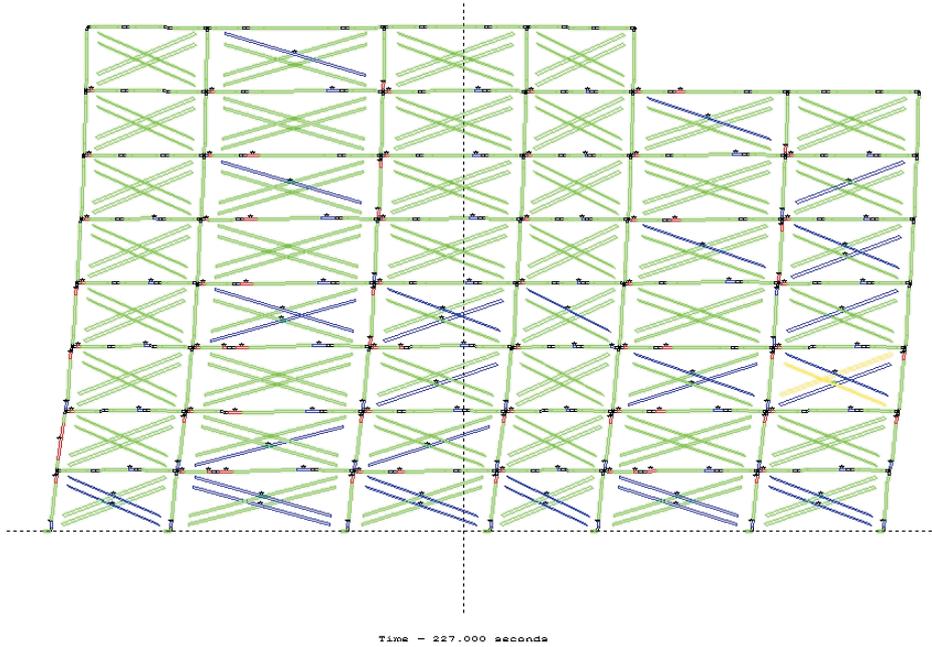


Figura 8.8: Ejemplo de pórtico con paneles de mampostería de relleno.

Obsérvese cómo las paredes de relleno rigidizan el edificio. Los períodos disminuyen de forma sensible. Los parámetros modales  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  son los factores correspondientes a la masa y la altura, respectivamente, del primer modo de vibración y,  $\gamma$  y  $\lambda$  son factores de resistencia correspondientes a la resistencia de cedencia y última, respectivamente.

Tabla 8.5. Parámetros modales de capacidad de los edificios analizados.

Tipo	T (seg)	Factores modales		Factores resistencia	
		$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\gamma$	$\lambda$
8-sin	1.163	0.78	0.63	1.25	1.33
8-con	0.881	0.80	0.59	1.25	1.19
5-sin	0.838	0.88	0.68	1.25	1.41
5-con	0.572	0.92	0.55	1.25	1.20

La figura 8.9 muestra los espectros de capacidad obtenidos y la Tabla 8.6 contiene los puntos de la forma bilineal simplificada de los espectros de capa-

idad. Por completitud, se incluyen las curvas y parámetros correspondientes a los casos sin paredes de relleno que han sido desarrollados en el *Capítulo 6*.

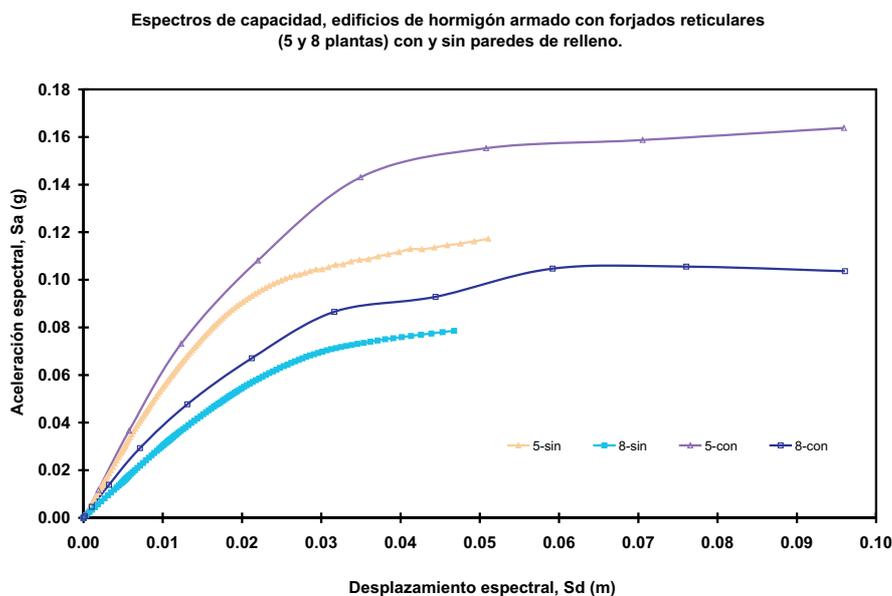


Figura 8.9: Espectros de capacidad, edificios de 5 y 8 plantas, con y sin paredes de mampostería de relleno.

Tabla 8.6. Parámetros de las curvas de capacidad.

Tipo	Capacidad cedencia		Capacidad última	
	Dy (m)	Ay (g)	Du (m)	Au (g)
8-sin	0.01894	0.0591	0.04675	0.0785
8-con	0.02044	0.0868	0.09607	0.1036
5-sin	0.01418	0.0831	0.05107	0.1173
5-con	0.02296	0.1366	0.09593	0.1638

Se han desarrollado curvas de fragilidad. Los umbrales de los estados de daño se han definido de acuerdo al procedimiento simplificado descrito en el *Capítulo 4* y discutido en el *Capítulo 5*. Las desviaciones típicas, por simplicidad y rapidez, se han tomado de la metodología HAZUS (FEMA, 1998).

Concretamente se han tomado las previstas para edificios porticados de hormigón armado sin y con paredes de relleno, situados en zonas de códigos sísmicos bajos (*Low Code*). La Tabla 8.7 muestra los parámetros de las curvas de fragilidad aquí construidas.

Tabla 8.7. Parámetros de las curvas de fragilidad.

	$\bar{S}d_1(m)$	$\beta_1$	$\bar{S}d_2(m)$	$\beta_2$	$\bar{S}d_3(m)$	$\beta_3$	$\bar{S}d_4(m)$	$\beta_4$
5-sin	0.0099	0.70	0.0142	0.74	0.0234	0.86	0.0511	0.98
5-con	0.0161	0.85	0.023	0.83	0.0412	0.79	0.0959	0.98
8-sin	0.0133	0.70	0.0189	0.81	0.0259	0.89	0.0468	0.98
8-con	0.0143	0.71	0.0204	0.74	0.0393	0.9	0.0961	0.97

Las curvas de fragilidad en función del desplazamiento espectral, se han transformado al formato en función del PGA, siguiendo los procedimientos indicados en HAZUS (FEMA, 1998).

Las figuras 8.10, 8.11, 8.12 y 8.13 muestran las curvas de fragilidad obtenidas para los edificios 5-sin, 5-con, 8-sin y 8-con, respectivamente.

Se han obtenido también los puntos de desempeño correspondientes a escenarios caracterizados por la forma del espectro básico previsto en la NCSE-94 y diferentes PGA. Para la construcción del espectro de respuesta previsto en la NCSE-94, se consideró un coeficiente de riesgo  $\rho = 1$ , un coeficiente de contribución de la peligrosidad sísmica  $k = 1$  y un suelo tipo II.

Las figuras 8.14, 8.15, 8.16 y 8.17 muestran los espectros de demanda obtenidos para diferentes PGA's, respectivamente para los edificios 5-sin, 5-con, 8-sin y 8-con. En las mismas figuras se muestra los espectros de capacidad bilineal y los umbrales de los estados de daño. La Tabla 8.8 muestra, para cada acción sísmica, los desplazamientos de desempeño con sus respectivos amortiguamientos efectivos.

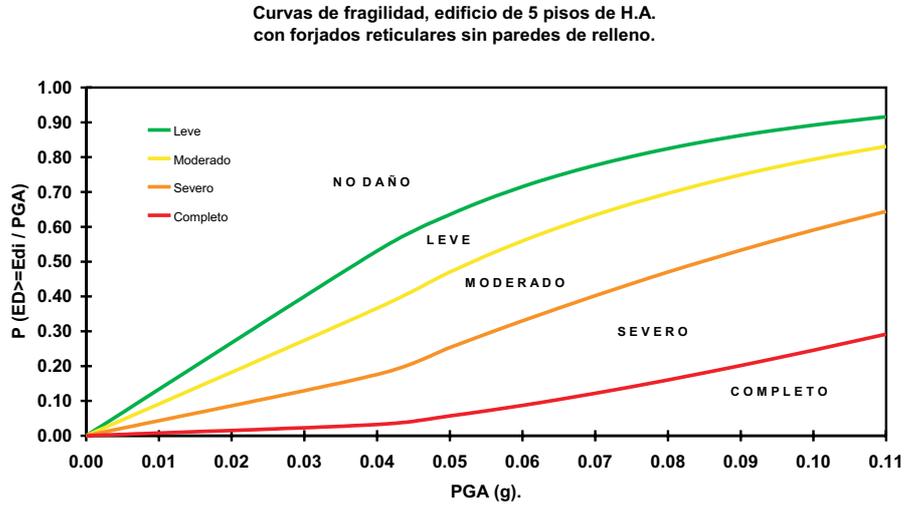


Figura 8.10: Curvas de fragilidad para el edificio de 5 pisos sin paredes de mampostería de relleno.

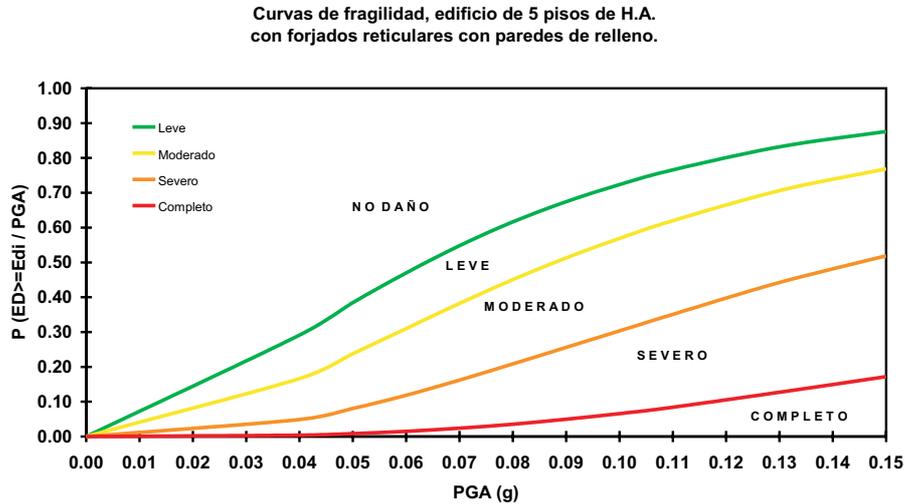


Figura 8.11: Curvas de fragilidad para el edificio de 5 pisos con paredes de mampostería de relleno.

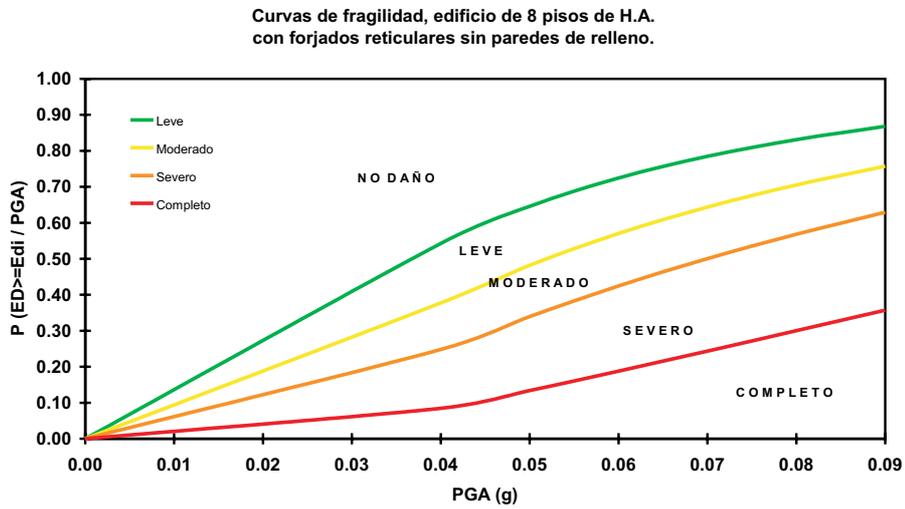


Figura 8.12: Curvas de fragilidad para el edificio de 8 pisos sin paredes de mampostería de relleno.

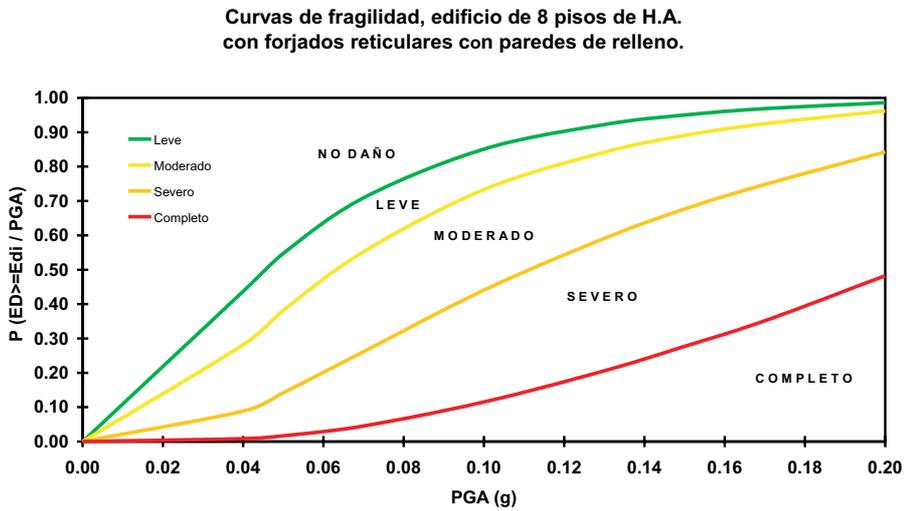


Figura 8.13: Curvas de fragilidad para el edificio de 8 pisos con paredes de mampostería de relleno.

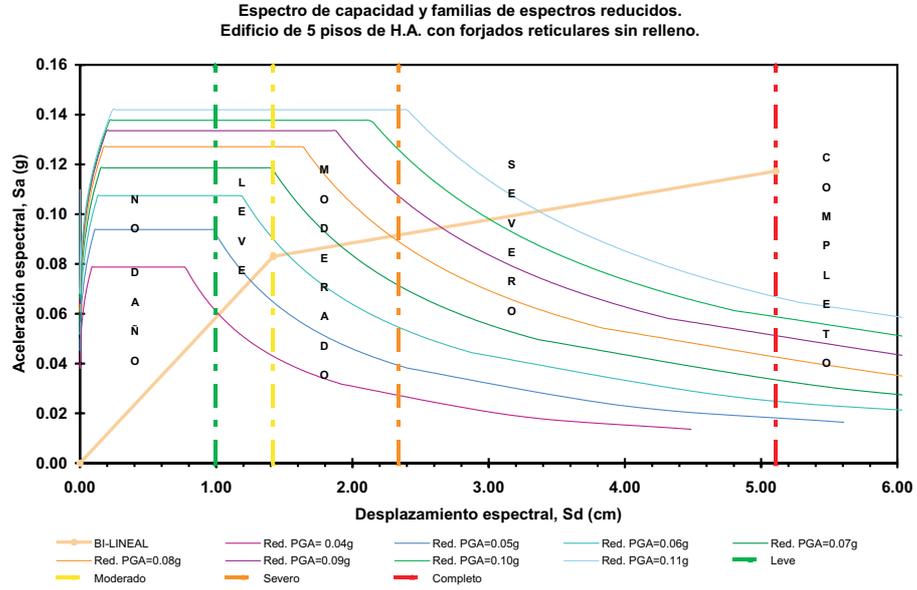


Figura 8.14: Espectros de demanda, capacidad y umbrales de daño para el edificio de 5 pisos sin paredes de mampostería de relleno. PGA's: 0.04g - 0.11g.

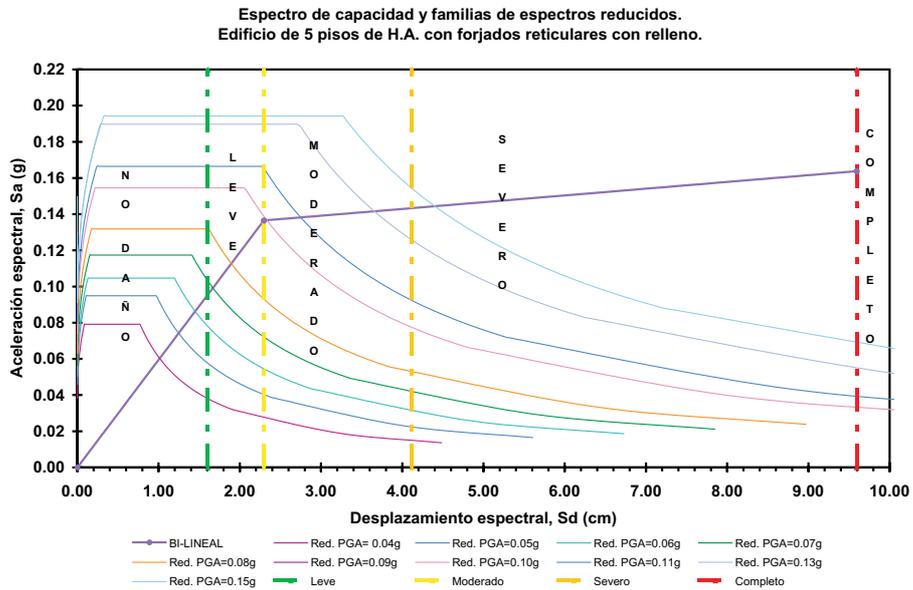


Figura 8.15: Espectros de demanda, capacidad y umbrales de daño para el edificio de 5 pisos con paredes de mampostería de relleno. PGA's: 0.04g - 0.15g.

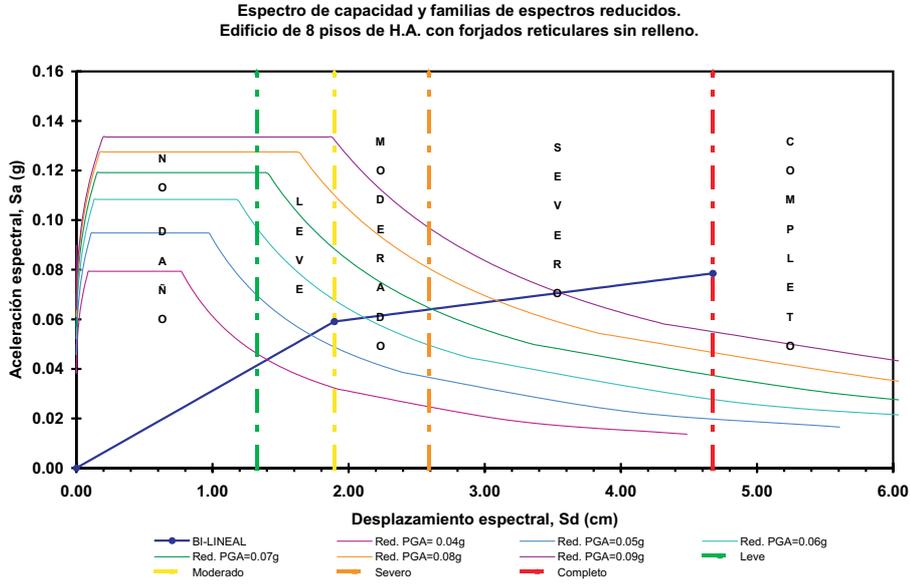


Figura 8.16: Espectros de demanda, capacidad y umbrales de daño para el edificio de 8 pisos sin paredes de mampostería de relleno. PGA's: 0.04g - 0.09g.

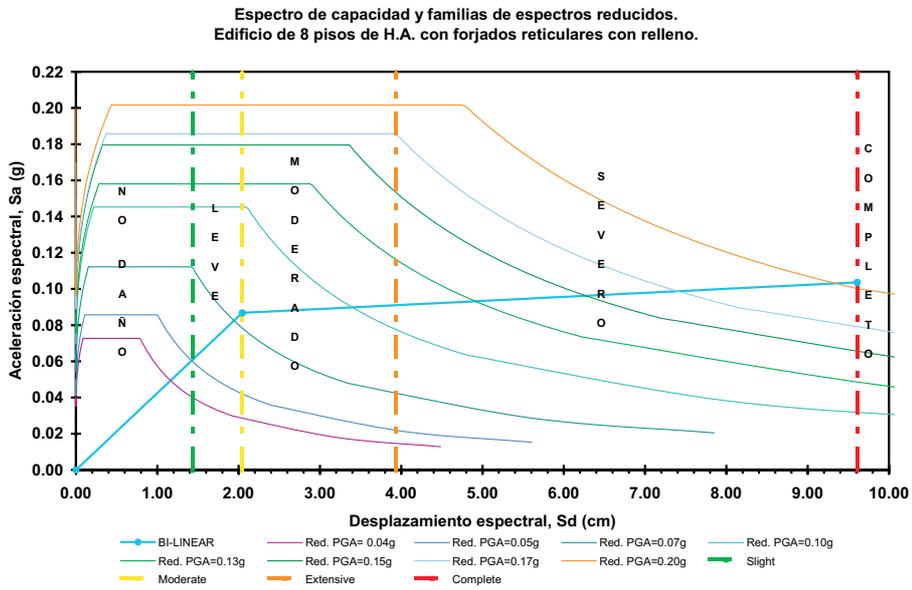


Figura 8.17: Espectros de demanda, capacidad y umbrales de daño para el edificio de 8 pisos con paredes de mampostería de relleno. PGA's: 0.04g - 0.20g.

Tabla 8.8. Desplazamientos de desempeño y amortiguamiento efectivo.

PGA (g)	5-sin		PGA (g)	5-con	
	$SD_{PD}$ (m)	$\xi_{eff}$ (%)		$SD_{PD}$ (m)	$\xi_{eff}$ (%)
0.04	0.0106	6.88	0.04	0.0101	6.80
0.05	0.0133	7.85	0.05	0.0125	7.63
0.06	0.0161	8.87	0.06	0.0151	9.48
0.07	0.0190	10.16	0.07	0.0178	10.43
0.08	0.0220	11.81	0.08	0.0207	10.86
0.09	0.0251	13.70	0.09	0.0236	11.63
0.10	0.0284	15.94	0.10	0.0266	12.57
0.11	0.0321	18.02	0.11	0.0298	14.18
			0.13	0.0364	16.03
			0.15	0.0429	17.91

Continuación Tabla 8.8. Desplazamientos de desempeño y amortiguamiento efectivo.

PGA (g)	8-sin		PGA (g)	8-con	
	$SD_{PD}$ (m)	$\xi_{eff}$ (%)		$SD_{PD}$ (m)	$\xi_{eff}$ (%)
0.04	0.0145	6.75	0.04	0.0125	8.53
0.05	0.0182	7.64	0.05	0.0158	9.88
0.06	0.022	8.68	0.07	0.0229	11.59
0.07	0.0259	10.05	0.10	0.0347	14.33
0.08	0.030	11.72	0.13	0.0479	20.05
0.09	0.0343	13.92	0.15	0.0581	20.59
			0.17	0.0695	23.86
			0.20	0.0926	26.89

En esta última tabla y en las 4 últimas figuras se observa que para cada edificio existen diferentes intervalos de PGA, es decir, que no todos los edificios tienen espectros de demanda para las mismas PGA's ya que esto depende de la capacidad estructural que posee la estructura. Por ejemplo, el edificio 5-sin muestra un espectro de demanda máximo de  $0.11g$  mientras que el 5-con muestra un espectro de demanda de  $0.15g$ , lo que quiere decir que el edificio 5-sin colapsa para un espectro de demanda mayor a  $0.11g$ .

Como ya se ha dicho anteriormente, la NCSE-94 asigna a Barcelona una aceleración básica de  $0.04g$  para un período de retorno de 500 años. Para este escenario sísmico se ha desarrollado la correspondiente matriz de probabilidad de daño. La Tabla 8.9 muestra los resultados obtenidos y se observa cómo los muros de relleno, tal como han sido modelados y distribuidos en este estudio, mejoran notablemente el comportamiento sísmico de los edificios aquí considerados.

Tabla 8.9. Matriz de probabilidad de daño,  $PGA=0.04g$ .

	No daño	Leve	Moderado	Severo	Completo	$I_{DM}$
5-sin	0.46	0.09	0.27	0.15	0.03	1.20
5-con	0.71	0.13	0.11	0.05	0.00	0.50
8-sin	0.45	0.16	0.15	0.17	0.07	1.25
8-con	0.56	0.16	0.19	0.08	0.01	0.82

### 8.3.4. Edificio de 8 plantas en zona II

Para efectuar una comparación con la máxima homogeneidad, se ha escogido el edificio RCH, de 8 pisos, situado en un suelo tipo II de la ciudad de Barcelona, suelo en el que se halla el edificio existente correspondiente al modelo. Se aplican de forma rigurosa los métodos descritos en el *Capítulo 4* para estimar las curvas de fragilidad, tanto en la que se refiere a los valores umbrales de los estados de daño, como a las desviaciones típicas. Además, se obtendrán los puntos de desempeño.

Se analizarán los escenarios sísmicos definidos como ICC-determinista, ICC-probabilista y NCSE-94. A continuación se describen y analizan los principales resultados obtenidos.

La Tabla 8.6 muestra los parámetros que definen los espectros de capacidad bilineales de los edificios aquí definidos como 8-sin y 8-con. Estos espectros se hallan graficados en las figuras 8.16 y 8.17. Mediante el método simplificado

descrito en el *Capítulo 4* se han obtenido las curvas de fragilidad correspondientes. La Tabla 8.10 muestra los parámetros que las definen. La figura 8.18 muestra las gráficas de las mismas y serán éstas las curvas empleadas para la obtención del parámetro indicador de daño. Esta figura se ha repetido para la facilidad del lector, es la misma figura 6.13 que corresponde al edificio RCH sin muros de relleno, definidos aquí como 8-sin.

Tabla 8.10. Valores del desplazamiento espectral medio y su variabilidad  $\beta$ .

	$\bar{S}d_1(m)$	$\beta_1$	$\bar{S}d_2(m)$	$\beta_2$	$\bar{S}d_3(m)$	$\beta_3$	$\bar{S}d_4(m)$	$\beta_4$
8-sin	0.0133	0.28	0.0189	0.29	0.0259	0.34	0.0468	0.45
8-con	0.0143	0.28	0.0204	0.30	0.0393	0.30	0.0961	0.46

El método del espectro de capacidad se ha aplicado para estimar los puntos de desempeño correspondientes al edificio 8-con para los escenarios deterministas y probabilistas en la zona II. La Tabla 8.11 muestra los valores obtenidos, en ella se recogen, también por completitud, los puntos de desempeño correspondientes al edificio 8-sin que fueron obtenidos en el *Capítulo 6* y los correspondientes al escenario de la NCSE-94.

Tabla 8.11. Desplazamientos de desempeño y amortiguamiento efectivo.

Tipo	Determinista		Probabilista		NCSE-94	
	$SD_{PD}$ (m)	$\xi_{eff}$ (%)	$SD_{PD}$ (m)	$\xi_{eff}$ (%)	$SD_{PD}$ (m)	$\xi_{eff}$ (%)
8-sin	0.0105	5.62	0.0127	6.26	0.0145	6.75
8-con	0.00943	8.07	0.0115	8.47	0.0125	8.53

Finalmente, las Tablas 8.12 y 8.13, muestran las matrices de probabilidad de daño, correspondientes a las curvas de fragilidad dadas en la figura 8.18.

Tabla 8.12. Matriz de probabilidad de daño, 8-sin.

	No daño	Leve	Moderado	Severo	Completo	$I_{DM}$
ICC-det	0.80	0.15	0.01	0.03	0.01	0.30
ICC-prob	0.56	0.30	0.06	0.06	0.02	0.68
NCSE-94	0.34	0.46	0.15	0.04	0.01	0.92

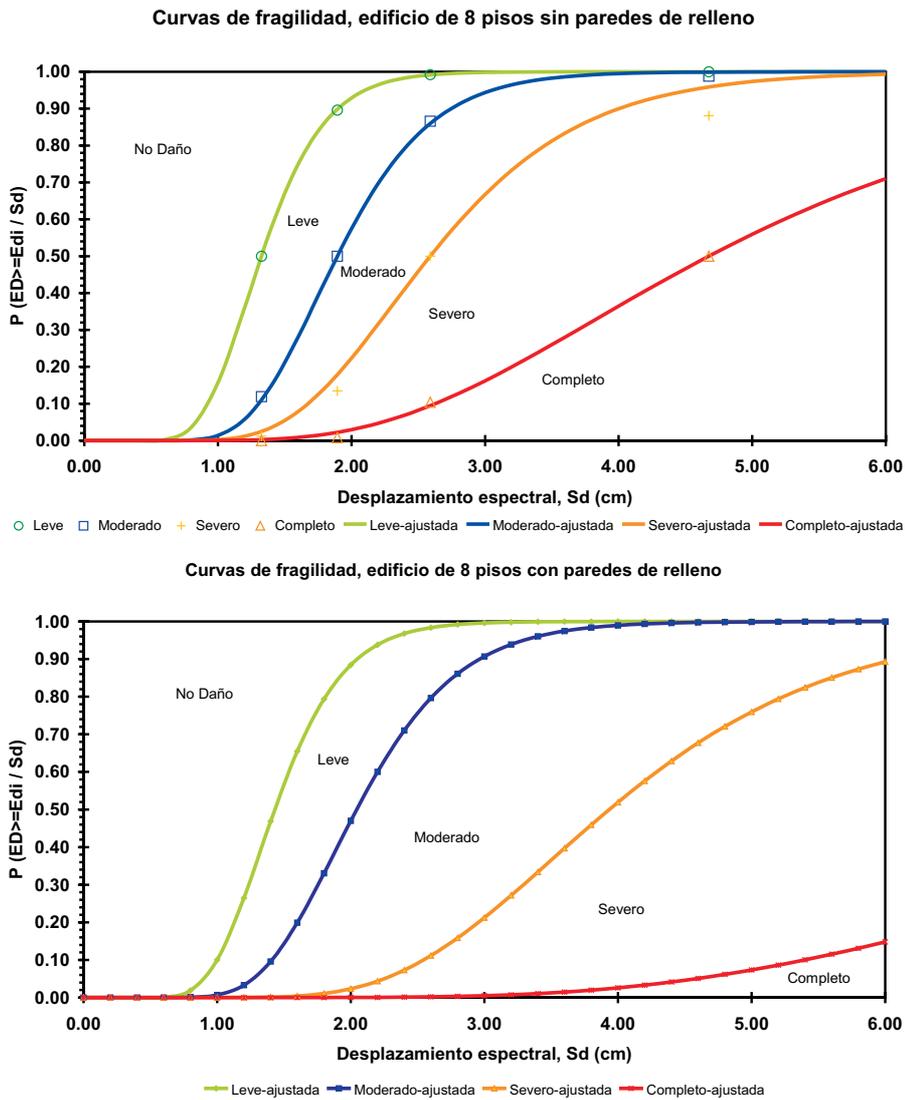


Figura 8.18: Curvas de fragilidad, edificio de 8 pisos con (abajo) y sin paredes de relleno (arriba).

Tabla 8.13. Matriz de probabilidad de daño, 8-con.

	No daño	Leve	Moderado	Severo	Completo	$I_{DM}$
ICC-det	0.92	0.07	0.01	0.0	0.0	0.09
ICC-prob	0.78	0.19	0.02	0.01	0.0	0.26
NCSE-94	0.68	0.27	0.04	0.01	0.0	0.38

### 8.3.5. Discusión

Se utilizará el factor de daño medio para analizar y discutir la influencia de las paredes no estructurales en el comportamiento sísmico de un edificio. La Tabla 8.14 muestra el caso de los 4 edificios analizados para una acción sísmica igual a  $0.04g$  (este factor de daño medio es obtenido mediante la Tabla 8.9).

Tabla 8.14. Índice de daño medio para el escenario NCSE-94,  $PGA=0.04g$ .

Edificio	$D_M$
5-sin	1.20
5-con	0.50
8-sin	1.25
8-con	0.82

Para las acciones definidas mediante los espectros de la norma española NCSE-94, se confirma un peor comportamiento sísmico de los edificios altos. La incorporación de la mampostería de relleno mejora sustancialmente el comportamiento sísmico tanto de edificios altos como medianos, aunque la mejora es más importante para los edificios de altura intermedia. Con todo, el daño esperado se mantiene entre el daño nulo y leve.

La Tabla 8.15 muestra los índices de daño medio obtenidos de las Tablas 8.12 y 8.13, para el edificio de 8 plantas sin y con paredes de relleno, para los escenarios ICC-det, ICC-prob y NCSE-94.

Tabla 8.15. Índices de daño medio esperados en el edificio de 8 niveles, en función del escenario y de los muros de relleno.

Escenario	Edificios	
	8-sin	8-con
ICC-Det	0.30	0.09
ICC-Prob	0.68	0.26
NCSE-94	0.92	0.38

Se observa como para la zona II de Barcelona, el escenario más dañino es el de la NCSE-94, sin duda, debido a la mayor anchura de banda de períodos del espectro. Los muros de relleno mejoran de forma significativa el comportamiento sísmico. Los daños esperados para estos escenarios y para estos edificios están entre nulos y leves. Lo que es razonable para las características de edificios y escenarios considerados. También, se pudo apreciar una reducción significativa del daño al considerar la mampostería de relleno, con todo, se debe ser muy precavido en la interpretación de ésta drástica reducción del daño que puede ser debido a las características empleadas para definir las paredes de relleno.

## 8.4. Caso de estudio 3: Análisis dinámico no lineal

### 8.4.1. Introducción

En este apartado se muestran formas alternativas y complementarias de evaluar el comportamiento sísmico de edificios y estructuras en general. En primer lugar, el edificio con diseño sísmico del apartado 8.2 y el edificio de 8 plantas analizado en el apartado 8.3 se usa para ilustrar este tipo de análisis en el que la acción sísmica se define mediante acelerogramas artificiales, y la respuesta y fragilidad de los edificios en términos de la deriva máxima que se

define mediante un número adimensional que representa el tanto por uno o tanto por ciento de la altura del edificio. En segundo lugar, se ilustra el uso de los índices de daño de Park y Ang (definidos en el *Capítulo 2*) para efectuar el análisis de fragilidad y daño sísmico. Finalmente, un pequeño apartado se dedica a la discusión de los análisis efectuados y de los resultados obtenidos.

### 8.4.2. Edificio con diseño sísmico

El edificio de 5 plantas de hormigón armado y con diseño sísmico tal y como ha sido modelado en el caso 1, se analiza aquí mediante un análisis dinámico no lineal. Los parámetros definidos en la Tabla 8.1 se han considerado como variables aleatorias con la distribución de probabilidad allí prevista. La simulación por Monte Carlo de las variables se ha efectuado mediante el programa STAC y el análisis dinámico no lineal mediante el programa RUAUMOKO. El número de muestras se ha optimizado mediante la técnica del *hipercubo latino mejorado* (Florian, 1992), de forma que con 100 muestras se consigue una representación suficiente del proceso aleatorio completo. La acción sísmica se ha considerado mediante acelerogramas artificiales, tomados de la colección generada en el *Capítulo 3* (ver Tabla 3.7). Así pues, para cada PGA se obtiene la probabilidad de no excedencia de la deriva máxima. Los puntos resultantes de las distintas muestras de la simulación de Monte Carlo se ajustan mediante polinomios normales de tercer grado propuestos por Hong y Lind (1996).

La figura 8.19 muestra el caso de  $PGA=0.15g$ , obtenida después de la simulación, y su correspondiente curva ajustada. Los puntos más oscuros (azules) corresponden a las simulaciones y la curva más clara (amarilla) corresponde al ajuste obtenido. La figura 8.20 muestra los ajustes obtenidos para los siguientes valores de PGA: 0.05, 0.10, 0.15, 0.18, 0.20, 0.22, 0.25 y 0.30  $g$ .

La Tabla 8.16 muestra las derivas máximas,  $\bar{\delta}$ , correspondientes a los desplazamientos espectrales de los umbrales de daño de la Tabla 8.4.

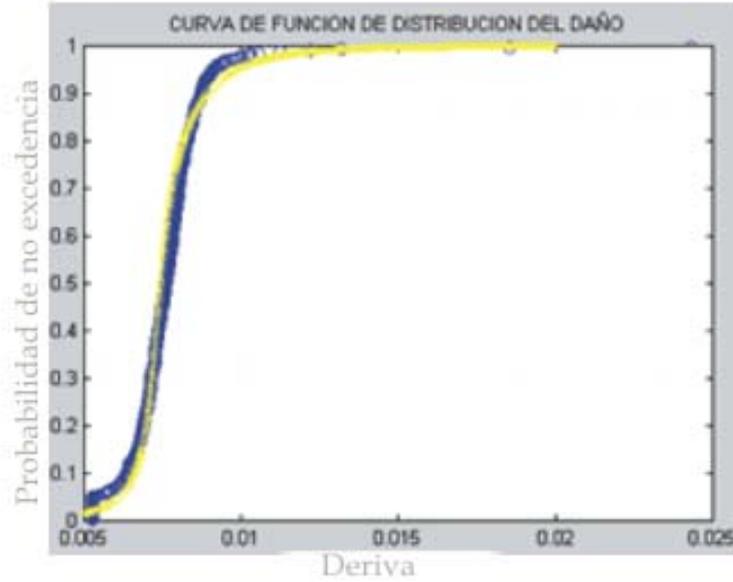


Figura 8.19: Función de distribución de probabilidad de no excedencia de la deriva máxima para un PGA=0.15g.

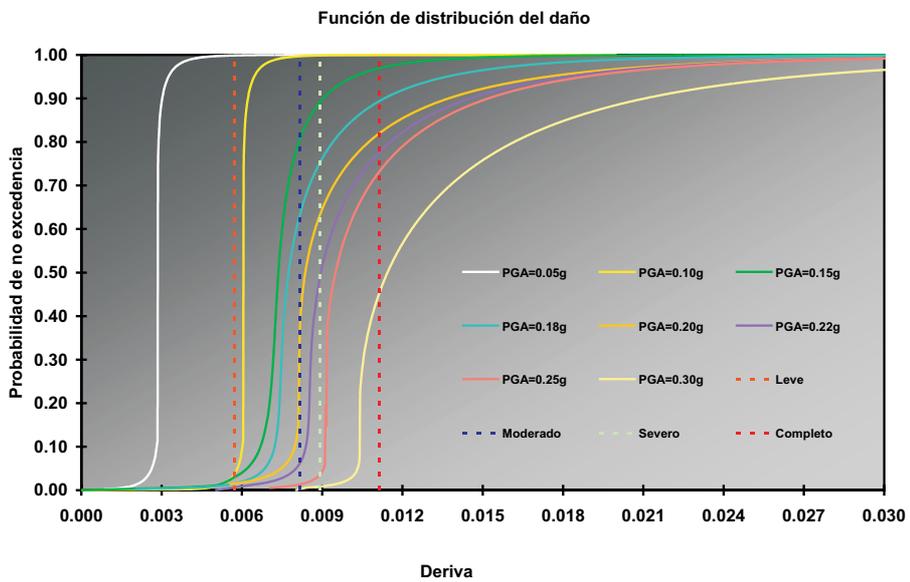


Figura 8.20: Funciones de distribución de probabilidad de no excedencia de la deriva máxima para diferentes PGA's.

Tabla 8.16. Derivas máximas correspondientes a los umbrales de daño.

$\bar{\delta}_1$	$\bar{\delta}_2$	$\bar{\delta}_3$	$\bar{\delta}_4$
0.00572	0.00817	0.00892	0.0111

De hecho, dada una acción sísmica, definida en este caso por la aceleración pico PGA, y para cada deriva máxima, las curvas de la figura 8.20 definen la probabilidad de no excedencia del parámetro indicador de daño, que se puede expresar como:

$$FDP = P[\delta \leq \delta_i \mid PGA = PGA_k] \quad (8.1)$$

A partir de estas funciones se pueden construir las curvas de vulnerabilidad que relacionan el parámetro indicador del daño ( $\delta$ ) con la severidad de la acción sísmica (PGA). La figura 8.21 muestra una curva de este tipo. En el eje de las abscisas se da la aceleración pico mientras que en el eje de las ordenadas se da la deriva máxima con una determinada probabilidad de no excedencia. En este caso, se muestran las curvas correspondientes a las derivas máximas medias y al cuantil del 50%. Este cuantil representa el valor de la deriva que tiene el 50% de probabilidad de no ser excedido en caso de que ocurra un sismo de un PGA dado.

A partir de estas funciones y utilizando los umbrales de los estados de daño también se pueden construir curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño.

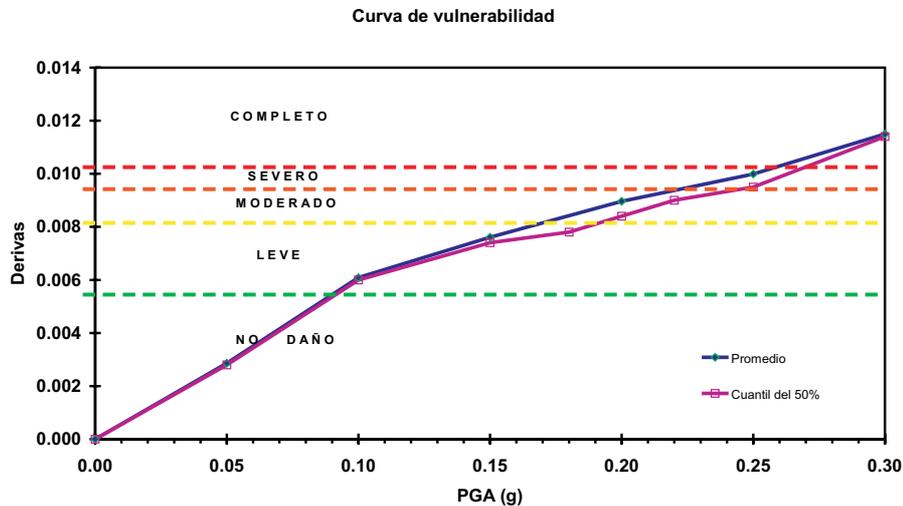


Figura 8.21: Función de vulnerabilidad.

### 8.4.3. Edificio de hormigón armado con forjado reticular

Se ha efectuado un análisis dinámico no lineal del edificio RCH (8 plantas) con el programa RUAUMOKO. El programa, además de las derivas, entrega también el índice de Park y Ang. Se analizaron, aquí, las derivas y los índices de Park y Ang para distintas acciones sísmicas compatibles con los espectros de respuesta previstos en la norma sísmica española vigente NCSE-02 y el eurocódigo 8. Así pues, de acuerdo a las características descritas en el *Capítulo 3* y resumidas en la Tabla 3.7, se han utilizado los 124 acelerogramas generados a partir de los espectros de respuesta de la NCSE-02 y los 102 acelerogramas compatibles con el EC-8. De esta manera, se han obtenido las derivas máximas, las derivas en el último piso y los índices de daño de Park y Ang para ambas normativas y para los diferentes tipos de suelo descritos en el *Capítulo 3*.

Como se ha descrito en el *Capítulo 2* (sección 2.6.2), el índice de daño de Park y Ang (1985 a, b) es ampliamente aceptado y usado para evaluar el

daño en edificios de hormigón armado. La Tabla 2.1 da la relación entre los estados de daño y los rangos del índice de Park y Ang.

La figura 8.22 muestra, para cada tipo de suelo considerado, las derivas máximas de la estructura y las derivas máximas del último piso, en función del PGA, para el caso de acelerogramas compatibles con la NCSE-02. El rango de PGA's cubierto va de  $0.10g$  hasta  $0.15g$ . Se observa cómo la deriva máxima en el último piso varía poco con la PGA y con el tipo de suelo. Sin embargo, la deriva máxima es mucho mayor y depende de forma significativa de la intensidad de la acción sísmica y de la calidad del suelo, aumenta con el PGA y es mayor en los suelos blandos, como era de esperar. Por otra parte, en general, las máximas derivas absolutas ocurren en los pisos 3 y 4, lo que puede ser debido al cambio de rigidez causado por el cambio de la altura de entrepiso y por las dimensiones de las secciones.

La figura 8.23 es análoga a la anterior, muestra la comparación entre las derivas en el techo y las derivas máximas absolutas. Los intervalos de aceleración cubiertos son respectivamente de  $0.03g$  y  $0.048g$  para el caso de la NCSE-02 y de  $0.05g$  y  $0.07g$  para el caso del EC-8. Obsérvese cómo para el  $PGA=0.048g$  (NCSE-02) y  $PGA=0.05g$  (EC-8), las derivas en el último piso y la máxima deriva absoluta son claramente comparables y muy similares. Se confirma la poca variabilidad de la deriva en el último piso, así como la dependencia de la deriva máxima con el tipo de suelo y la intensidad de la acción. Hay que notar también, que las máximas derivas se producen en los pisos 3 y 4 al igual que en los casos de la figura 8.22 y probablemente por las mismas causas allá apuntadas.

Finalmente, la figura 8.24 muestra los índices de Park y Ang en función de la PGA y del tipo de suelo para acelerogramas compatibles con los espectros de la NCSE-02 (arriba) y el EC-8 (abajo). En este último caso, sólo se muestran los índices para las aceleraciones picos inferiores a  $0.07g$ , debido a que para aceleraciones mayores a ésta, el edificio dió como resultado el nivel de daño de colapso. Hay que recordar que si el índice de daño de Park y Ang es mayor

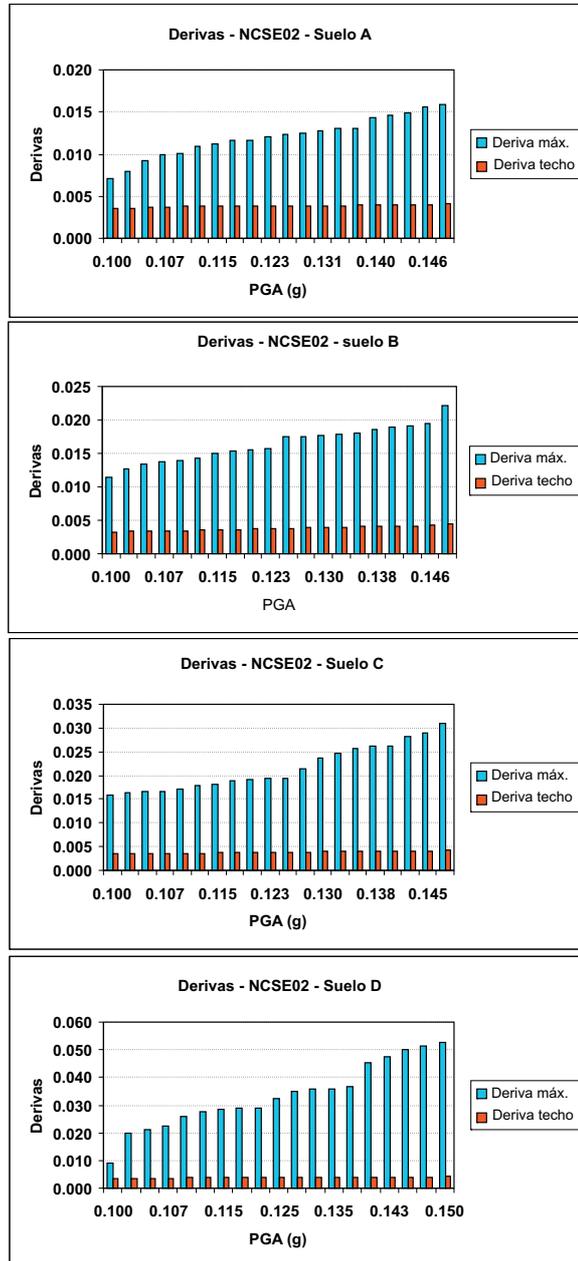


Figura 8.22: Derivas de piso para diferentes valores de PGA (0.10g y 0.15g).

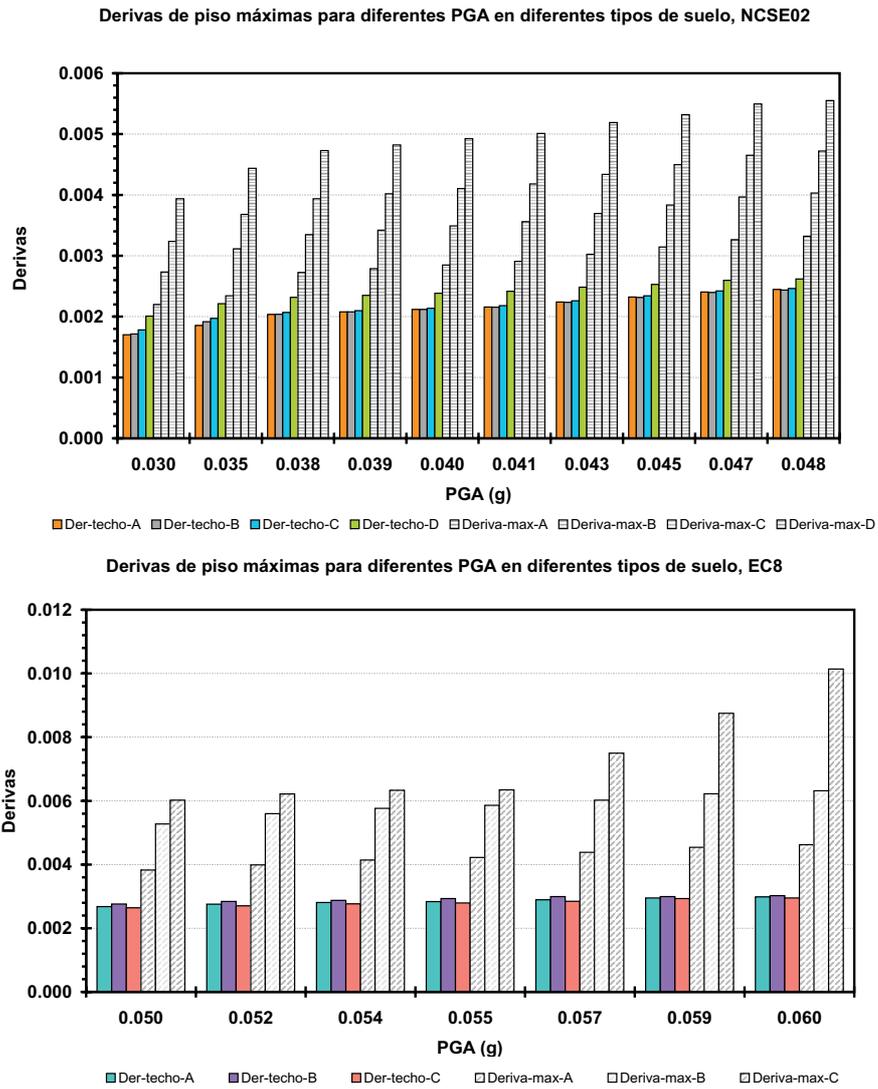


Figura 8.23: Derivas de piso para diferentes valores de PGA.

o igual a 1.0 representa el colapso total de la estructura. Debido a esto, las derivas mostradas en la figura 8.22 presentan valores elevados.

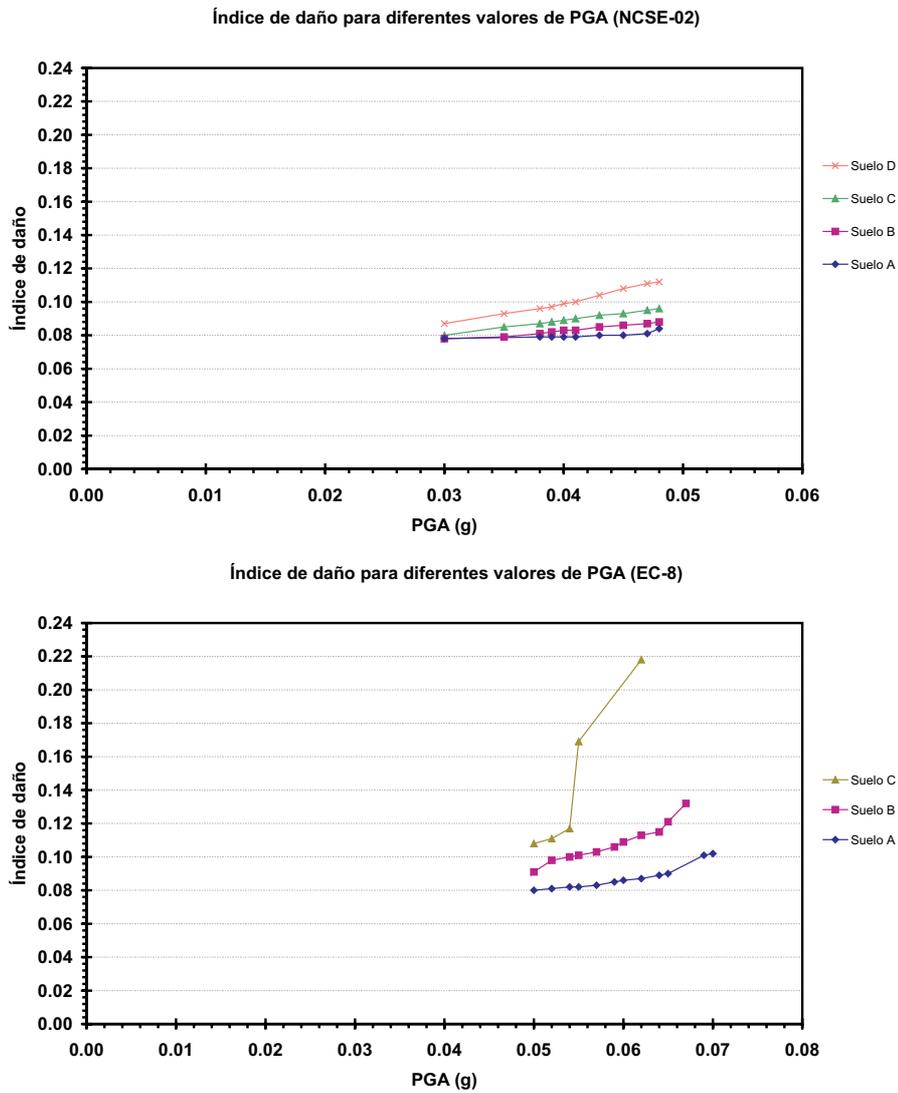


Figura 8.24: Índices de daño de Park para diferentes valores de PGA.

#### 8.4.4. Discusión

El análisis dinámico no lineal es un procedimiento sofisticado que sigue paso a paso la respuesta del edificio al sufrir un terremoto definido por la evaluación temporal de su aceleración o acelerograma. Se trata, por lo tanto, de un estudio analíticamente complejo y computacionalmente costoso. En este apartado se ha realizado este tipo de análisis aplicándolo al edificio con diseño sísmico, proyectado en el apartado segundo de este mismo capítulo, y al edificio de 8 plantas RCH. Se han adoptado formas alternativas de analizar la vulnerabilidad y fragilidad de los edificios, obteniendo curvas que para cada PGA definen la probabilidad de excedencia de que ocurra una deriva máxima dada.

De las figuras 8.5 y 8.21 se observa cómo para la aceleración prevista en la NCSE-94 para Barcelona ( $0.04 g$ ) no se esperan daños. Además, en la Tabla 8.3 se puede observar que el amortiguamiento viscoso efectivo comienza a variar a partir de una aceleración mayor o igual a  $0.10g$ . Esto se refleja en la figura 8.21, donde se muestra que para una aceleración de  $0.10g$ , el umbral de daño pasa al estado leve; aunque en la figura 8.5, con los estados de daño definidos en el *Capítulo 4*, se encuentra en el umbral de no daño, pero si se observa la figura 8.6, la probabilidad de no tener daños es menor al 60 %, por lo que existe la probabilidad de tener daños en la estructura, esto también se refleja en la figura 8.21 obtenida mediante un análisis dinámico no lineal.

Finalmente, el análisis del comportamiento dinámico no lineal efectuado para el edificio RCH (8 plantas) se interpreta en términos de derivas máximas y de los índices de daño de Park y Ang. Se observó que los resultados obtenidos utilizando las formas espectrales de la NCSE-02 y del EC-8 son compatibles. Las derivas máximas se dan en los pisos 3 y 4, poniendo de manifiesto el cambio de rigidez debido al cambio de altura del entrepiso y de las dimensiones de las secciones. Estas derivas máximas crecen con la intensidad de la acción sísmica y son mayores en los suelos blandos.

De la figura 8.16 se observa que mediante un análisis estático no lineal, el edificio RCH sólo podría resistir aceleraciones máximas  $\leq 0.09g$ , y para una aceleración de  $0.05g$  presentaría daños leves. Obsérvese ahora los resultados obtenidos mediante un análisis dinámico no lineal, figura 8.24, para una  $PGA=0.05g$  los índices de daño de Park y Ang dan como resultado un daño leve, mientras que para una aceleración mayor a  $0.09g$  el daño es de colapso. Para aceleraciones comprendidas entre  $0.10g$  y  $0.15g$  las derivas máximas en el último piso son importantes, tanto así, que los índices de daño han dado mayor que la unidad, razón por la cual no han sido presentados gráficamente.

Se concluye que el método de análisis dinámico no lineal es más realista pero también más complejo y computacionalmente costoso, por lo que se considera más adecuado para el análisis de edificios especiales, individuales o singulares. Con todo, el análisis dinámico no lineal detecta un comportamiento anómalo de los edificios de hormigón, que tendrían una respuesta sísmica adecuada para terremotos relativamente pequeños, pero una respuesta catastrófica para terremotos no excesivamente fuertes. Esta característica pasa desapercibida en el análisis estático no lineal.

## 8.5. Resumen

En este capítulo se presentó un estudio complementario a los estudios realizados en los capítulos anteriores. Se analizó el comportamiento sísmico de diversos edificios de hormigón armado. Se evaluó la capacidad estructural mediante un análisis estático no lineal. Para convertir la curva de capacidad a espectro de capacidad y obtener el punto de desempeño se utilizaron las propiedades modales del sistema SDOF equivalente y el método del espectro de capacidad. Mediante las curvas de fragilidad se evaluó la vulnerabilidad y el daño sísmico de cada modelo.

En algunos casos, se evaluó la vulnerabilidad sísmica a partir de un análisis

dinámico no lineal, utilizando un grupo de acelerogramas artificiales. Los resultados obtenidos fueron presentados en función de la acción sísmica (PGA) y de un parámetro cuantificador del daño (deriva de piso, índice de daño).

Para la mayoría de los casos analizados se llevó a cabo un análisis estocástico para considerar las incertidumbres existentes en las propiedades mecánicas y, en algunos casos de aplicación, se generó un muestreo por el método de Monte Carlo para tener en cuenta la variabilidad de la respuesta estructural.

Aquí, se han presentado 3 casos, el caso 1 se enfocó al diseño y análisis de un edificio de hormigón armado, teniendo en cuenta las normativas de diseño y sísmicas. Para el análisis se llevó a cabo un análisis estático no lineal y se observó en el edificio un buen comportamiento estructural para aceleraciones sísmicas menores a  $0.10g$ . En el caso 2, se realizó un estudio basado en los muros de relleno de los edificios de hormigón armado con forjados reticulares de 8 y 5 pisos. Para poder considerar los muros dentro de los edificios se adoptó el modelo de Crisafulli. Mediante un análisis estático no lineal y para la aceleración sísmica de Barcelona propuesta por la NCSE-94 se construyó la matriz de probabilidad de daño. Finalmente, se realizó, para el edificio de 8 pisos con y sin paredes de relleno, una comparación con los diferentes escenarios sísmicos (ICC-determinista, ICC-probabilista y NCSE-94) para un suelo tipo II, y se observó una buena influencia de los muros en el comportamiento estructural de los edificios. El último caso presentado se enfocó en el análisis dinámico no lineal, es un análisis complejo y se realizó para corroborar los resultados obtenidos mediante la metodología contemplada en el *Capítulo 4*.

Así pues, se concluye que para llevar a cabo un estudio de vulnerabilidad y riesgo sísmico siguiendo la metodología empleada en esta tesis, los resultados obtenidos son coherentes al compararlos con los resultados del análisis dinámico no lineal. Como ya se ha dicho, el análisis dinámico no lineal es un análisis muy costoso y requiere de un estudio más complejo, por lo que podría utilizarse en ciertos casos específicos, donde se requiera un estudio

más detallado y profundo.