

Conceptos de vulnerabilidad y ductilidad en el proyecto sismorresistente de edificios*

Vulnerability and ductility concepts in the seismic design of buildings



Alex H. Barbat

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos,
Catedrático de la Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona



Sergio Oller

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos,
Catedrático de la Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona



Luis G. Pujades

Dr. en Ciencias Físicas,
Catedrático de la Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona

RESUMEN

A pesar de la cada vez mejor comprensión y conocimiento de los factores que influyen en el comportamiento sísmico de los edificios, existe actualmente un gran desnivel entre los desarrollos teóricos que se realizan continuamente en el campo de la ingeniería sísmica y los conceptos que se aplican en las normativas de diseño de muchos países y, obviamente, en el diseño. Este hecho se refleja claramente en el comportamiento sísmico muy irregular de los edificios durante los grandes terremotos ocurridos en el mundo en los últimos años. Las normativas de diseño sismorresistente hacen recomendaciones exhaustivas referentes a las cargas sísmicas, a los métodos simplificados de cálculo de estructuras a aplicar, a los detalles que deben incorporarse en el proyecto sismorresistente y en la construcción de los elementos estructurales y, en menor medida, al diseño conceptual de los edificios. En este trabajo se hace especial referencia a la ductilidad estructural y a su influencia en la vulnerabilidad sísmica de los edificios y en la evaluación de su daño y riesgo sísmicos.

SUMMARY

In spite of the every time better understanding and knowledge of the factors that influence in the seismic behaviour of the buildings, there is a great difference at the moment between the theoretical developments that are carried out continually in the field of earthquake engineering and the concepts that are applied in the seismic design codes of many countries. This fact is reflected clearly in the very irregular seismic

behaviour of the buildings during the big earthquakes occurred in the world in the last years. The earthquake design codes make exhaustive recommendations concerning the seismic loads, the simplified methods of structural analysis to be applied, to the details that should incorporate in the seismic design and construction of the structural elements and, in lesser measure, to the conceptual design of the buildings. Therefore, special attention is paid in this work to the structural ductility and its influence on the seismic vulnerability of the buildings and on their seismic damage and risk.

1. INTRODUCCIÓN

La incorporación de requisitos de diseño sismorresistente en las normativas de diseño de edificios data de los años 20 y 30 del siglo pasado, cuando se observó claramente la necesidad de incluir en los cálculos los efectos de la acción sísmica. Al no disponerse de mediciones fiables de las características cinemáticas del movimiento sísmico del terreno y de conocimientos suficientes acerca de la respuesta dinámica de las estructuras, las fuerzas sísmicas de diseño se evaluaban de una manera muy simplificada. Habitualmente, se adoptaban para la acción sísmica fuerzas estáticas horizontales del orden del 10% del peso total del edificio. Puesto que se utilizaba un cálculo elástico con base en criterios de tensión admisible, las estructuras reales diseñadas tenían una resistencia a fuerzas laterales mayor que la calculada.

En el período transcurrido desde los años 40 hasta los años 60, al desarrollarse procedimientos de cálculo dinámico cada

* Este artículo está basado en la ponencia presentada por el Dr. Barbat en la Jornada Técnica Anual de Ache de Mayo de 2004, sobre Comportamiento de Estructuras de Hormigón en Zonas Sísmicas. En el número anterior de Hormigón y Acero se publicó otro artículo basado, asimismo, en ponencias de dicha Jornada.

vez más sofisticados, orientados hacia su aplicación en ordenadores, se pudieron realizar estudios mucho más rigurosos de la respuesta sísmica de las estructuras. El criterio de diseño que se utilizaba en las normativas de aquel tiempo requería que no se supere la capacidad de resistencia de la estructura. Sin embargo, se pudo comprobar que al diseñar las estructuras utilizando dichas normativas, no se aseguraba que su límite de resistencia en el campo lineal elástico no se supere durante algunos terremotos fuertes. Y, a pesar de ello, se pudo observar que esta falta de resistencia no siempre llevaba al fallo de la estructura y, muchas veces ni siquiera a daños sísmicos severos. La conclusión fue que las estructuras lograban sobrevivir a los terremotos si se conseguía mantener la degradación de su resistencia en ciertos límites durante la fase de deformación inelástica y que, en tal caso, hasta era posible su reparación con unos costes razonables. Una vez observado que la resistencia excesiva no es esencial y ni siquiera deseable, el objetivo del diseño sismorresistente sufrió un cambio: en vez de asegurar la resistencia de la estructuras a grandes fuerzas laterales, se tenía que evitar el efecto destructivo de dichas fuerzas sobre las estructuras. Como consecuencia, empezó a utilizarse el cálculo no lineal de las estructuras como una herramienta esencial en la evaluación del diseño sismorresistente. Más recientemente, se llegó a la conclusión que el diseño sismorresistente debe orientarse al uso de edificios con alta capacidad para deformarse en el campo inelástico, permitiendo que esta no linealidad se concentre en ciertas zonas preestablecidas de la estructuras. Más recientemente, en la década de los 90, se pusieron las bases del “Performance Based Design”, que se traducirá aquí como “Diseño por Prestaciones”, a fin de evitar, durante los terremotos fuertes, no solamente las pérdidas de vidas sino también reducir las pérdidas económicas, asegurar el funcionamiento de las estructuras esenciales, utilizando extensamente el concepto de *prevención* de los desastres sísmicos.

Las normativas de diseño sismorresistente de edificios existentes en el mundo hacen recomendaciones referentes a las cargas sísmicas que se deben considerar, a los métodos simplificados de cálculo de estructuras a aplicar, a los detalles de armado que se deben utilizar pero, en menor medida, a los criterios que deben aplicarse en el diseño conceptual de las estructuras. Sin embargo, en la fase de diseño conceptual se toman decisiones determinantes que condicionan el comportamiento sísmico de las estructuras, hasta tal punto que los cálculos y los detalles de armado que se apliquen posteriormente, pueden no tener el efecto esperado. Por ejemplo, se decide la tipología, la forma en planta de la estructura, la distribución en altura de la masa y de la rigidez, se especifica la organización del sistema resistente, etc.

Los avances que se realizan continuamente en el diseño de edificios se aplican básicamente a las estructuras nuevas y, en menor medida, a la rehabilitación de estructuras existentes. Sin embargo, para reducir las pérdidas debidas a los sismos, es necesario mejorar también el comportamiento sísmico de éstas. Para poder evaluar dicho comportamiento y para poder tomar decisiones acerca del posible refuerzo, rehabilitación o demolición de las estructuras existentes, es muy útil el concepto de *vulnerabilidad sísmica* que puede definirse como el grado de pérdida esperado en un elemento o grupo de elementos como resultado de la ocurrencia de un terremoto. La vulnerabilidad sísmica de los edificios puede también entender-

se como un factor de riesgo interno de las estructuras, correspondiente a su predisposición intrínseca de ser susceptible a sufrir un daño durante terremotos. Su evaluación proporciona información con base en criterios estructurales para tomar decisiones sobre la rehabilitación correctiva de las estructuras más vulnerables de una zona, con el objetivo de reducir la vulnerabilidad global de la misma (Cardona y Barbat 2000).

Las normativas de diseño recomiendan el uso de sistemas estructurales que controlen el daño por su capacidad de disipar una parte importante de la energía inducida por el sismo. Es decir, las normativas, al utilizar un criterio de diseño con base en el control del daño, admiten que se puedan producir daños estructurales y no estructurales durante los terremotos fuertes. Esto significa que admiten no sólo cierto grado de vulnerabilidad sísmica de las estructuras, sino también cierto nivel de *riesgo sísmico* que consideran aceptable, entendido dicho riesgo como la probabilidad de que se produzca una pérdida en una estructura como consecuencia de un suceso con una severidad dada.

En este artículo se comienza por examinar algunos aspectos esenciales del comportamiento de los edificios durante terremotos y su relación con el concepto de vulnerabilidad sísmica. En este sentido se destaca la gran influencia que tiene la ductilidad estructural y el diseño conceptual en el comportamiento sísmico de los edificios. A continuación se examina la forma en que se define la ductilidad estructural en las normativas de diseño sismorresistente y se describe un procedimiento de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los edificios. Tanto el concepto de ductilidad estructural como el de vulnerabilidad sísmica de los edificios pueden fundamentarse en curvas de capacidad carga-desplazamiento obtenidas a partir de cálculos estáticos no lineales de los mismos y están relacionados con el daño sísmico global que los edificios pueden sufrir durante los terremotos y, consecuentemente, con el riesgo sísmico. Los proyectistas utilizan el confinamiento para controlar el daño sísmico y predefinen las zonas de la estructura más adecuadas a un comportamiento no lineal. Finalmente, se incluye un ejemplo de evaluación del daño sísmico de edificios de hormigón armado con forjados reticulares y se muestran mapas de riesgo sísmico para la ciudad de Barcelona.

2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LOS EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO

Las fuerzas de inercia debidas a los terremotos fuertes generan en los edificios de hormigón armado sometidos a sismos fuertes, es común que se produzcan daños en los pilares, tales como grietas diagonales causadas por el esfuerzo cortante y/o de torsión, o grietas verticales, desprendimiento del recubrimiento, aplastamiento del hormigón y pandeo debidos al exceso de esfuerzos de flexión y compresión. En vigas se producen grietas diagonales y rotura de estribos por cortante y/o torsión y grietas verticales, rotura del refuerzo longitudinal y aplastamiento del hormigón por la flexión debida a cargas alternativas. Las conexiones entre elementos estructurales son, por lo general, los puntos más críticos. En las uniones viga-pilar, el cortante produce grietas diagonales y son habituales los fallos por insuficiente adherencia y anclaje del

refuerzo longitudinal de las vigas como consecuencia de esfuerzos excesivos de flexión. En las losas se pueden producir grietas por punzonamiento alrededor de los pilares y grietas longitudinales a lo largo de la losa debido a la excesiva demanda de flexión que puede imponer el sismo. Las irregularidades de rigidez y masa en altura hacen que la absorción y disipación de energía durante el sismo se concentren en los pisos más flexibles, donde los elementos estructurales pueden verse sometidos a solicitaciones excesivas. Las irregularidades de masa, rigidez y resistencia en planta pueden originar vibraciones torsionales.

Los daños no estructurales suelen producir enormes pérdidas. Se deben a la excesiva flexibilidad de la estructura, que puede generar en los elementos no estructurales deformaciones que superan su límite elástico aun cuando la propia estructura se encuentra en el rango elástico. Otra causa es la unión inadecuada entre muros divisorios, instalaciones y estructura. Es decir, la vulnerabilidad mecánica de un edificio condiciona, en muchos casos, su vulnerabilidad funcional, que es fundamental para que aquellos edificios cuya función es vital después de un terremoto, tales como hospitales, cuarteles de bomberos, etc., se mantengan en servicio.

Durante los sismos fuertes, los edificios tienen un comportamiento fuertemente no lineal. Si dicho comportamiento da lugar a grandes deformaciones de los elementos estructurales antes de que se produzca su rotura, es decir, a un comportamiento dúctil, se evita una pérdida brusca de rigidez y de resistencia de la estructura. Sin embargo, un comportamiento frágil de los elementos estructurales sería indeseable, puesto que su rotura sería frágil, acompañada por la liberación de una gran cantidad de energía, pudiendo conducir a daños severos e incluso al colapso del edificio. Por esta razón, en el diseño sismorresistente se buscan soluciones que aseguren un equilibrio entre la rigidez, la resistencia y la ductilidad global de la estructura. Aplicar este criterio permite proyectar estructuras capaces de resistir la acción sísmica trabajando más allá del límite de fluencia sin una pérdida significativa de su resis-

tenencia, lo que permite evitar el colapso y limitar los daños.

El daño sísmico severo más frecuente se concentra en los pilares de los edificios y se debe a los importantes momentos flectores combinados con grandes cortantes generados por los terremotos pero también con los esfuerzos axiales. Cuando en una estructura existen pilares cortos, o pilares cuya luz se ve acortada por elementos no estructurales excesivamente rígidos (pilares involuntariamente cortos), el efecto del cortante es mucho mayor y su rotura se produce de una manera frágil, tal como puede verse en la figura 1. Cuando la armadura longitudinal comprimida es insuficientemente arriostrada, puede producirse un pandeo local de ésta (véase la figura 2).

Es importante evitar, mediante aplicación de técnicas de diseño sismorresistentes, que la ubicación de las rótulas plásticas que se formen durante la acción de los terremotos den lugar a un mecanismo de colapso en los edificios. Por esta razón es imprescindible incrementar la resistencia de la zona del pilar cercana al nudo para impedir la aparición de rótulas plásticas en estas zonas. Esto se consigue mediante el confinamiento del hormigón. Puede afirmarse que, en el caso sísmico, el efecto más importante de la armadura transversal es el de confinar el hormigón del núcleo de la sección. En el caso de la figura 2 puede observarse la falta de confinamiento y su resultado.

También es importante evitar la rotura de los nudos que, al contrario de lo que se supone en los cálculos estructurales habituales que se realizan, son de dimensión finita y están sometidos a la acción de fuerzas de compresión y tracción transmitidas por los elementos estructurales que concurren en ellos (véase la figura 3).

Otro tipo de daño muy frecuente en edificios se debe a la pérdida de anclaje de las barras, tanto por el deterioro de adherencia bajo la acción sísmica como por la magnitud del esfuerzo cortante. En este sentido hay que señalar que, además de esto, existen aun zonas sísmicas en el mundo donde



Figura 1. Rotura por cortante de un pilar corto.



Figura 2. Pandeo de las barras longitudinales por falta de armadura transversal

se siguen utilizando armaduras lisas (véanse las figuras 2 y 3), hecho que contribuye a la ocurrencia de daños sísmicos muy severos en edificios por insuficiente adherencia. Evitar este efecto requiere utilizar barras de alta adherencia e

incrementar las longitudes de anclaje y solape. En las figuras 4 y 5 se muestran patologías por la presencia de disposiciones inadecuadas de armado y longitudes de anclaje o solape insuficientes.



Figura 3. Agotamiento de un nudo de conexión viga-pilar.



Figura 4. Refuerzos sin conexión en el nudo, con insuficiente recubrimiento.



Figura 5. Refuerzo longitudinal anclado en la zona del nudo.



Figura 6. Pilares cortos perimetrales en la base de un edificio.



Figura 7. Pilares cortos en todos los pisos de un edificio.

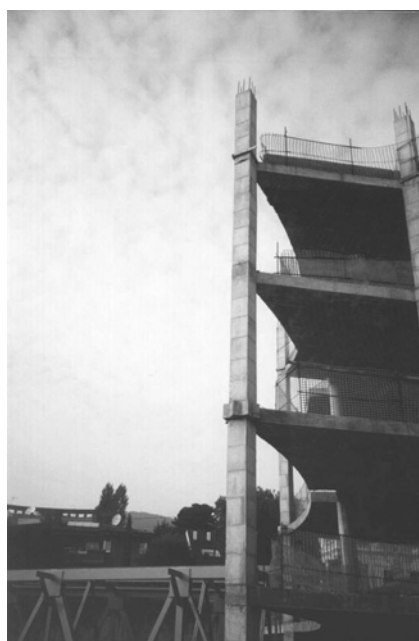


Figura 8. Edificio con nudos excesivamente débiles por la defectuosa colocación de los pilares.

Además de estos aspectos específicos del proyecto y construcción sismorresistente, debe observarse que en las zonas con una sismicidad moderada a baja no existe una conciencia ni de la población ni institucional de la amenaza sísmica. Esta tendencia puede tener como resultado la construcción de edificios utilizando sistemas constructivos no adecuados en zonas sísmicas, aumentando de esta manera la vulnerabilidad sísmica de la zona. Por ejemplo, los edificios con forjados reticulares no permiten un comportamiento sísmico dúctil. A este aspecto deben añadirse los frecuentes defectos de configuración estructural como, por ejemplo, la presencia de pilares cortos (figuras 6 y 7), de conexiones débiles forjado-pilar (figura 8) o de zonas sometidas a corte directo en caso de sismo (figura 9).

En zonas sísmicas, la influencia de las fuerzas horizontales en el cálculo de los esfuerzos y de las armaduras es importante. Sin embargo, en el edificio de la figura 10 puede verse, examinando las esperas, que en el cálculo de la cuantía de armadura longitudinal se ha considerado solamente la superficie de forjado que le corresponde al pilar: se han dispuesto pocos redondos en el pilar de esquina y un mayor número en los centrales. Es decir, no se observa la influencia del efecto de las fuerzas horizontales y de la torsión, que es mayor en los pilares de esquina.

4. LA DUCTILIDAD Y LAS NORMATIVAS DE DISEÑO SISMICO

Las normativas de diseño sismorresistente que han sido aplicadas en España a



Figura 9. Edificio con zonas de un pilar sometidas a corte directo en caso de sismo.

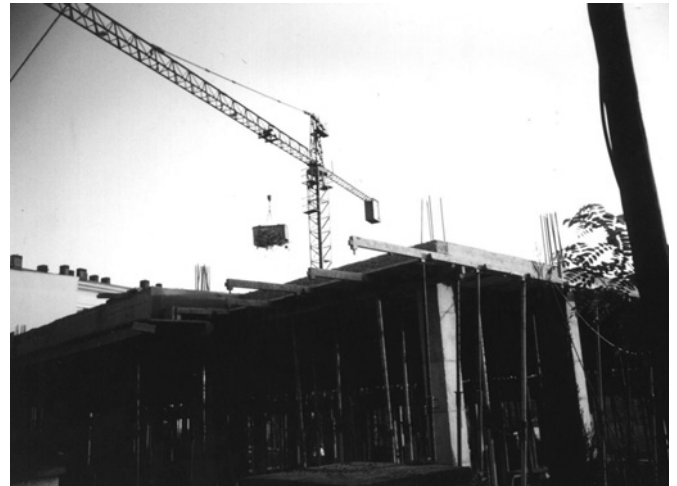


Figura 10 Edificio con el pilar de esquina insuficientemente armado frente a acciones sísmicas.

partir del mediados del siglo pasado han tenido siempre su ámbito de aplicación claramente definido al campo de las estructuras de edificación. Sin embargo, la apariencia de generalidad que se les ha dado ha producido a veces una cierta confusión entre los ingenieros y arquitectos que las debían aplicar. En realidad, dichas normativas son generales solamente en lo referente a la definición de la peligrosidad sísmica, es decir, al cálculo de la intensidad o aceleración máxima del terreno en un emplazamiento dado. De hecho, para el cálculo y diseño de estructuras no edilicias existen otras normativas específicas.

Es habitual que los cálculos dinámicos previstos en las normativas de diseño sismorresistente del mundo se utilice el modelo simplificado de edificio de cortante que, en realidad, es aplicable a la mayoría de los edificios utilizados en la práctica y que proporciona resultados con una precisión satisfactoria. Además, las diferentes normativas fundamentan los cálculos en el análisis modal añaden requisitos específicos de aplicación que vienen impuestos por los métodos simplificados de cálculo que proponen.

Cada normativa sísmica define sus propias expresiones para el cálculo de un coeficiente sísmico que, multiplicado por la masa, permite evaluar las fuerzas sísmicas equivalentes. Dicho coeficiente se calcula multiplicando factores que consideran diferentes aspectos que contribuyen a las fuerzas sísmicas, tales como la aceleración máxima del terreno, el período de retorno del terremoto de diseño, el período de vida útil de la estructura, la interacción estructura-terreno, la importancia de la estructura, la ductilidad global de la estructura, etc. Sin embargo, existen varios problemas del cálculo dinámico de los edificios que no pueden solucionarse mediante incorporación en el cálculo de factores de naturaleza empírica. Un primero es el de las grandes deformaciones que puede sufrir una estructura bajo las acciones sísmicas, es decir, el de la no linealidad geométrica. Un planteamiento simplificado de este problema, que admite la hipótesis de que las tensiones y deformaciones coinciden en la configuración inicial y deformada de la estructura, se conoce como análisis de segundo orden. En el análisis sísmico de edificios, dicho problema recibe, habitualmente, el nombre de efecto $P-\Delta$. Un segundo problema es el de la torsión global que sufren los edificios

durante la acción de los terremotos. Un cálculo dinámico que contemple el fenómeno de torsión requiere utilizar grados de libertad de giro en el plano de los pisos y dichos grados de libertad no están incluidos en el modelo de edificio de cortante. Por este motivo, es posible considerar el efecto de la torsión de una manera desacoplada, es decir, calculando primeramente los esfuerzos seccionales debidos a las fuerzas sísmicas equivalentes correspondientes a los grados de libertad de traslación y sumarlas luego con los esfuerzos seccionales debidos a la torsión.

Sin embargo, de entre todos los factores utilizados para obtener los coeficientes sísmicos debe destacarse al que considera en el cálculo el efecto de la ductilidad estructural. Dicha ductilidad puede definirse como la capacidad de la estructura de deformarse en el rango no lineal sin pérdida significativa de resistencia. La importancia del factor de ductilidad en el cálculo sísmico se debe al hecho de que la ductilidad está estrechamente relacionada con el daño estructural, al estar ambos conceptos relacionados con la deformación no lineal que sufre la estructura.

La energía inducida por los terremotos en estructuras se disipa, en parte, por el efecto del amortiguamiento y, en parte, por el efecto de las deformaciones no elásticas en los elementos estructurales. Las estructuras bien diseñadas y construidas deben ser capaces de absorber y disipar la energía, sufriendo un daño mínimo durante terremotos moderados y daños limitados durante terremotos fuertes (Barbat y Oller 1998). En este contexto, puede definirse no solamente el concepto de ductilidad estructural, tal como se ha visto antes, sino también el de ductilidad de un material o de una sección de un elemento estructural.

Es sabido que la ductilidad de los materiales se mide a través de la curva tensión-deformación, que la ductilidad de las secciones se evalúa a través del diagrama momento-curvatura, mientras que la ductilidad de un edificio se determina a partir de la curva carga-desplazamiento de la estructura. Puesto que en las normativas de cálculo sismorresistente es este último el caso que interesa, es relevante destacar que la ductilidad estructural puede evaluarse mediante la relación entre la deformación última y la deformación de fluencia o

mediante la relación entre la energía de deformación disipada hasta la rotura y la energía disipada hasta haber alcanzado el límite de fluencia. De acuerdo con los criterios tradicionales de diseño, es necesario que un edificio tenga un comportamiento dúctil para que resista la acción sísmica sin roturas frágiles o colapsos prematuros (Astiz *et al.* 2005).

Para conseguir edificios con un comportamiento dúctil es necesario predefinir las zonas de la estructura donde se admite que se produzcan rótulas plásticas y aumentar la resistencia de aquellas las zonas en las que no se desea que éstas se produzcan. Dicho incremento de resistencia se realiza mediante el confinamiento del hormigón. Al tener el hormigón un comportamiento sumamente frágil cuando está sometido a un estado uniaxial de tensiones, su resistencia se puede incrementar si se impide su deformación transversal mediante armadura transversal en forma de espirales o cercos. De esta manera se consigue que, cuando un elemento está sometido a un esfuerzo axial, en el hormigón se produzca un estado multiaxial de tensiones de compresión que aumenta su resistencia. Este efecto del confinamiento, junto con el gran incremento de la deformación última, son esenciales para evitar roturas frágiles de los elementos estructurales y, consecuentemente, de la estructura.

Obviamente, existe una relación entre la ductilidad de los materiales, la seccional y la estructural: cuando la capacidad de rotación plástica de las secciones es alta, la estructura tendrá una mayor capacidad de deformarse sin que en ninguna de dichas secciones se produzca el agotamiento y, como consecuencia, la ductilidad estructural será mayor.

A pesar de sus numerosas ventajas, los espectros de respuesta, tienen la gran limitación de que pueden aplicarse sólo al análisis de estructuras lineales elásticas. Por otra parte, la simulación numérica del proceso de deterioro de las estructuras durante terremotos es complicada y requiere procedimientos sofisticados de cálculo no lineal. Por este motivo es de gran utilidad extender el concepto de espectro de respuesta a sistemas no lineales, especialmente para su uso en el cálculo de estructuras menos complejas como, por ejemplo, los que se adecuan al modelo de edificio de cortante. La no linealidad en el término de rigidez de las ecuaciones del movimiento de un modelo con un solo grado de libertad se puede representar de manera simplificada mediante una curva de capacidad (figu-

ra 11a), calculándose una respuesta estructural corregida, como si se tratase de una estructura elástica equivalente. La no linealidad en la rigidez se puede producir por dos motivos: uno por que se desarrollan grandes deformaciones, es decir, existe una relación no lineal entre el campo de desplazamientos y el de deformaciones; y otro por la no linealidad constitutiva o del material propiamente dicho, que se debe a fenómenos de plasticidad, degradación, fractura, etc.

Todos los fenómenos de no linealidad en la rigidez pueden incluirse de una manera simplificada dentro del concepto de ductilidad estructural. Es decir, se puede admitir que el comportamiento no lineal que se manifiesta en una estructura se produce por la acción conjunta de fenómenos plásticos, de degradación de rigidez, de microfisuración, etc. Por otra parte, estos fenómenos producen grandes incrementos en los desplazamientos, con incrementos pequeños, nulos o incluso negativos en las fuerzas así como una disipación energética no recuperable.

En el caso de estructuras porticadas, la relación carga-desplazamiento no muestra un comportamiento elastoplástico, pues es el resultado del deterioro progresivo de la rigidez estructural debido a la fisuración del hormigón y de la formación sucesiva de rótulas plásticas en secciones críticas. No obstante, a efectos prácticos se pueden utilizar curvas carga-desplazamiento idealmente bilineales, como la de la figura 11b (Astiz *et al.* 2005).

En este sentido, la ductilidad estructural está relacionada con la capacidad de disipación energética que tiene una estructura sometida a cargas cuasi-estáticas y que no tiene ninguna relación con la disipación producida por el amortiguamiento, que sólo depende de la velocidad. La disipación de energía independiente del tiempo (cuasi-estática) conduce a fuerzas reales que actúan sobre la estructura inferiores a las correspondientes al caso elástico, tal como puede verse en la figura 11b. De esto surge la definición del coeficiente ρ de reducción por ductilidad

$$\rho = \frac{F}{F^{in}}$$

donde F es la fuerza que actúa en una estructura cuyo comportamiento es idealmente elástico y F^{in} es la fuerza corres-

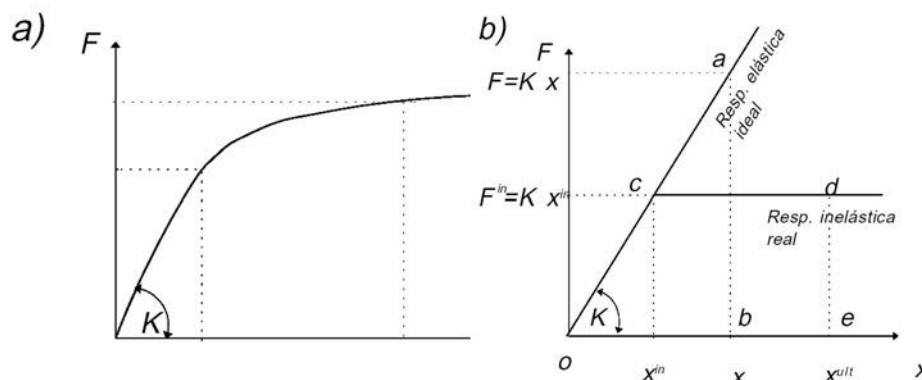


Figura 11. Diferente comportamiento no lineal de un modelo:

a) Comportamiento real;

b) Comportamiento ideal, útil para obtener el coeficiente de ductilidad ρ .

pondiente a la estructura real, cuyo comportamiento es inelástico.

Pueden establecerse tres tipos distintos de coeficientes r de reducción según la parte del espectro en que se encuentre el período fundamental del oscilador (véase la figura 12), cuya justificación es la siguiente:

- Para períodos T bajos, en la zona de aceleración constante (frecuencia alta en la figura 12), tanto en la estructura ideal elástica como en la real inelástica, la fuerza aplicada se debe mantener constante por lo que no hay reducción de las mismas

$$S_a = S_a^{in} \Rightarrow \rho = \frac{F}{F^{in}} = \frac{mS_a}{mS_a^{in}} = 1$$

siendo S_a el espectro de respuesta en aceleraciones.

- Para períodos T intermedios, en la zona de velocidad constante, se mantiene constante la energía tanto en la estructura ideal elástica como en la real inelástica (véase la figura 12)

$$\text{Área (oab)} = \text{Área (ocde)}$$

Como consecuencia

$$\frac{1}{2}Fx = \frac{1}{2}F^{in}x^{in} + F^{in}(x_{ult} - x^{in})$$

$$\frac{1}{2}F\frac{F}{k} = \frac{1}{2}F^{in}\frac{F^{in}}{k} + F^{in}\left(\mu\frac{F^{in}}{k} - \frac{F}{k}\right)$$

$$F^2 = (F^{in})^2(2\mu - 1) \Rightarrow \rho = \frac{F}{F^{in}} = \sqrt{2\mu - 1} \Rightarrow S_a^{in} = \frac{S_a}{\sqrt{2\mu - 1}}$$

donde μ representa la relación que hay entre el desplazamiento último y aquel correspondiente a la fluencia.

- Para períodos T altos, en la zona de desplazamiento constante (frecuencia baja en la figura 12), se mantiene constante la proporcionalidad entre desplazamientos y fuerzas tanto en la estructura ideal elástica como en la real inelástica

$$\rho = \frac{F}{F^{in}} = \frac{x_{ult}}{x^{in}} = \mu \Rightarrow \rho = \frac{mS_a}{mS_a^{in}} = \mu \Rightarrow S_a^{in} = \frac{S_a}{\mu}$$

Esta última forma de definir la ductilidad ha sido la adoptada por las normativas españolas. Aunque no existe una completa justificación de la aplicación de los espectros de respuesta no lineales al cálculo de la respuesta máxima de sistemas con varios grados de libertad, prácticamente todas las normativas sísmicas del mundo admiten su utilización en el diseño de edificios.

5. CUANTIFICACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS UTILIZANDO CURVAS DE FRAGILIDAD

Las tendencias más recientes en el campo de la evaluación de la vulnerabilidad orientada hacia la evaluación del riesgo sísmico operan con modelos mecánicos simplificados con base en el Método del Espectro de Capacidad (Freeman 1998b; HAZUS 2002). Este método permite estimar el comportamiento sísmico esperado de edificios comparando su capacidad sísmica con la demanda descrita mediante espectros sísmicos de respuesta adecuadamente reducidos para tener en cuenta el comportamiento inelástico de las estructuras (Fajfar 2000). Tanto la capacidad como la demanda se describen en formato de espectros que relacionan la aceleración espectral ($\ddot{x}$) con el desplazamiento espectral (x) y su intersección corresponde al punto de máximo desplazamiento espectral de la estructura que permite evaluar el nivel de las prestaciones sísmicas de un edificio o su desempeño (*performance point*) (Fajfar y Gaspersic 1996). El uso posterior de

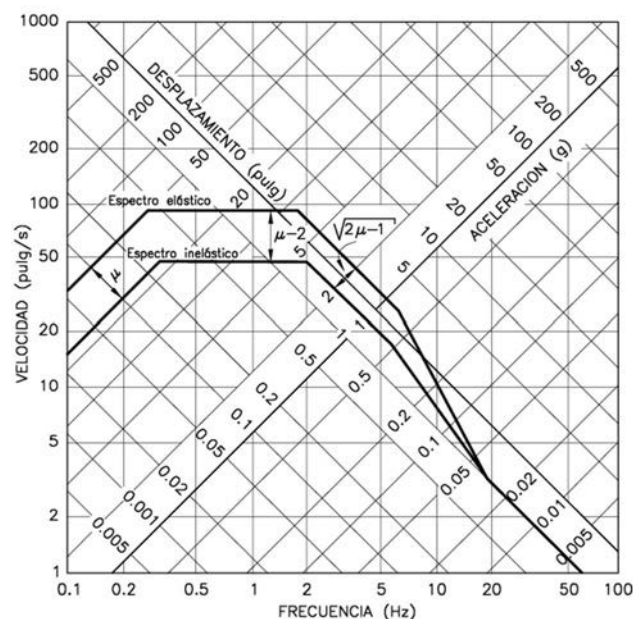


Figura 12. Espectro de diseño para una aceleración máxima del terreno de 1.0g, sin amortiguamiento.

curvas de fragilidad permite calcular la probabilidad de daño de la estructura para la acción sísmica esperada así como matrices de probabilidad de daño.

Las curvas de capacidad son diagramas carga-desplazamiento de una estructura, obtenidas mediante un análisis estático no lineal aplicando un patrón de cargas correspondiente a su respuesta máxima en el primer modo de vibración y que permiten describir el daño estructural. Dichas curvas dependen fundamentalmente del diseño sísmico del edificio y de la práctica constructiva utilizada. En la figura 13 puede verse un ejemplo de intersección de un espectro de demanda sísmica con un espectro de capacidad y la obtención del correspondiente punto de desempeño sísmico.

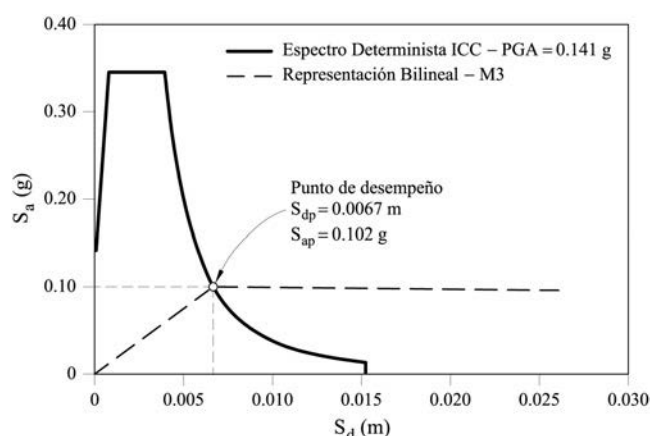


Figura 13. Punto de desempeño sísmico.

Las curvas de fragilidad definen la probabilidad de que el daño esperado d exceda un estado de daño dado dS , como una función de un parámetro que cuantifica la severidad de la acción sísmica. De esta manera, las curvas de fragilidad quedan completamente definidas representando gráficamente la probabilidad $P(d=dS)$ en ordenada y el desplazamiento espectral $\bar{\theta}$ en abscisa. Si se supone que las curvas de fragilidad obedecen a una distribución de probabilidad lognormal, quedan completamente definidas a través de sólo dos parámetros que, en este caso, son el desplazamiento espectral medio y la correspondiente desviación estándar.

Las curvas de fragilidad pueden obtenerse de manera simplificada partiendo de una representación bilineal de las curvas de capacidad (véase la figura 13). En tal caso no sería necesario utilizar curvas de capacidad obtenidas mediante un análisis estático carga-desplazamiento (*pushover*), sino se podría partir de curvas de capacidad bilineales, definidas por su punto de fluencia (D_y , A_y) y último (D_u , A_u) para cada tipología de edificio. Dichas curvas dependen de los parámetros geométricos y tecnológicos de los edificios (número de plantas, nivel de la normativa utilizada en el diseño sísmico, características del material, capacidad de deformación, etc.).

Para analizar el daño sísmico, han sido considerados 5 estados de daño: *sin daño*, *leve*, *moderado*, *severo* y *completo* a los que, en una escala numérica, se les asignan los valores 0, 1, 2, 3 y 4, respectivamente. Para un estado de daño dado, una

curva de fragilidad se describe por la siguiente función de densidad de probabilidad lognormal:

$$P[ds / Sd] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{Sd}{\bar{S}_{ds}} \right) \right]$$

donde $\bar{S}_{ds}$ es el desplazamiento espectral para el cual la probabilidad del estado de daño dS es 50%, β_{ds} la desviación estándar del logaritmo natural de este desplazamiento espectral, Φ es la función de distribución acumulativa normal y θ es el desplazamiento espectral. La figura 14 y la tabla 1 muestran cómo se definen los límites de estado de daño $\bar{\theta}_{ds}$ a partir del espectro de capacidad. Referente a la desviación estándar β_{ds} , es sabido que el daño sísmico esperado en edificios obedece a una distribución de probabilidad binomial. Por este motivo se supone que, para el límite del estado de daño $\bar{\theta}_{ds}$, la probabilidad de este estado de daño es igual a 50% y después se evalúan las probabilidades de los demás estados de daño.

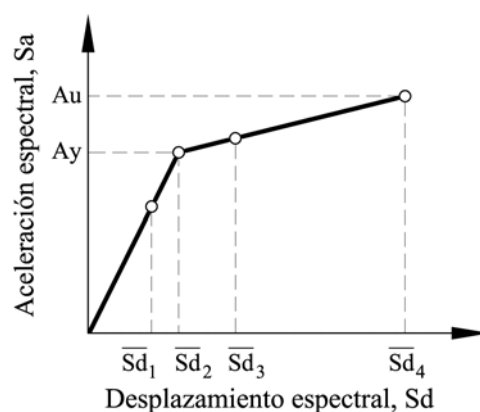


Figura 14. Límites de los estados de daño representados en el espectro de capacidad.

Tabla 1. Límite de los estados de daño definido de acuerdo con el espectro de capacidad

$\bar{\theta}_1 = 0.7 D_y$	leve
$\bar{\theta}_2 = D_y$	moderado
$\bar{\theta}_3 = D_y + 0.25 (D_u - D_y)$	severo
$\bar{\theta}_4 = D_u$	completo

Una vez obtenidas las matrices de probabilidad de daño, puede calcularse un índice de daño medio DS_m utilizando la siguiente ecuación:

$$DS_m = \sum_{i=0}^4 DS_i P[DS_i]$$

donde DS_i toma los valores 0, 1, 2, 3 y 4 para los estados de daño i considerados en el análisis y los valores $P[DS_i]$ son las correspondientes probabilidades. Puede afirmarse que DS_m es un valor próximo al estado de daño más probable de la estruc-

tura. De acuerdo con esta ecuación, un valor $DS_m \approx 3$, por ejemplo, indica que el estado de daño más probable de un edificio se encuentra entre *leve* y *moderado*, siendo más probable el estado de daño *leve*. Este índice de daño medio permite representar gráficamente escenarios de daño sísmico utilizando este único parámetro. Evidentemente, como una alternativa puede representarse en mapas la distribución espacial de la probabilidad de ocurrencia de un estado de daño específico, es decir, $P[DS_i]$ para un estado de daño i .

El ámbito de aplicación del método del espectro de capacidad ha trascendido al diseño de edificios nuevos, para emplearse también en la predicción del comportamiento de edificios existentes, es decir, en la evaluación de la vulnerabilidad y del riesgo sísmico. De particular interés es la aplicación de esta técnica en zonas urbanas de sismicidad moderada, donde el crecimiento económico ha tenido como consecuencia el aumento del riesgo sísmico.

Otro aspecto importante requiere un comentario. Tal como se ha explicado en el apartado 4, la ductilidad estructural de los edificios ha sido definida a partir de la curva de capacidad carga-desplazamiento de los edificios. Cuando un edificio experimenta desplazamientos más allá del límite de fluencia debido a su ductilidad, también sufre daños que los proyectistas controlan tratando de predefinir, mediante confinamiento, las zonas de la estructura más adecuadas a un comportamiento no lineal. La vulnerabilidad de los edificios también se define partiendo de las curvas de capacidad y describe cuan propensa es la estructura a sufrir daños en caso de sismo. Es decir, los dos conceptos de diseño sismorresistente de los edificios, tanto el de ductilidad como el de vulnerabilidad, se pueden definir a partir de curvas de capacidad estructural y están relacionados con el daño sísmico global de los edificios.

6. EJEMPLO DE APLICACIÓN

Como ejemplo de aplicación se consideran los edificios de hormigón armado de Barcelona, que en su gran mayoría son

de forjados reticulares, una tipología estructural desaconsejada en zonas sísmicas. El nivel de amenaza sísmica en Barcelona es moderado. Desde el punto de vista sísmico, el suelo de la ciudad está clasificado en cuatro zonas (Cid 1998). Una reevaluación reciente, tanto desde una óptica determinista como desde una probabilista, considerando la severidad de la acción en términos de la intensidad y en términos de las aceleraciones espectrales para los períodos de 0, 0.3, 0.6, 1.0 y 2.0 segundos, ha proporcionado resultados como el de la figura 15 (Irizarry *et al.* 2003). El caso probabilista corresponde al escenario con una probabilidad de ocurrencia de 10% en 50 años, es decir, a un período de retorno de 575 años, que es el escenario habitual considerado en estudios de riesgo sísmico. El caso determinista corresponde a un terremoto histórico ocurrido a 25 Km de la ciudad.

La alta vulnerabilidad de los edificios de hormigón armado con forjados reticulares de España ha sido ya comentada en el apartado 2 y, tal como se ha visto, se debe, en primer lugar, a la tipología estructural inadecuada que no permite un comportamiento sísmico dúctil. En segundo lugar, en el diseño sismorresistente de dichos edificios no se aplicaron adecuadamente los requisitos de la normativa en lo referente a los detalles que aseguren la ductilidad estructural. Por último, muchos edificios presentan defectos graves de configuración estructural que tienden a incrementar su ya alta vulnerabilidad estructural.

Las curvas de capacidad de este tipo de edificios se han obtenido mediante un análisis estático no lineal utilizándose el programa de ordenador RUAUMOKO (Carr 2000). Las estructuras han sido modelizadas utilizando varios pórticos planos conectados entre sí. El efecto de la rigidez de los forjados se ha considerado compatibilizando el movimiento de los nodos que pertenecen al mismo nivel. El patrón de cargas utilizado corresponde a la forma del primer modo de vibración de la estructura. Para los edificios de gran y media altura se ha considerado una planta de 25,65 m $\times$ 21,90 m mientras que para las estructuras de baja altura la planta ha sido de 13.6 m $\times$ 13.6 m. Se han considerado los siguientes valores medios de las características mecánicas de los materiales:

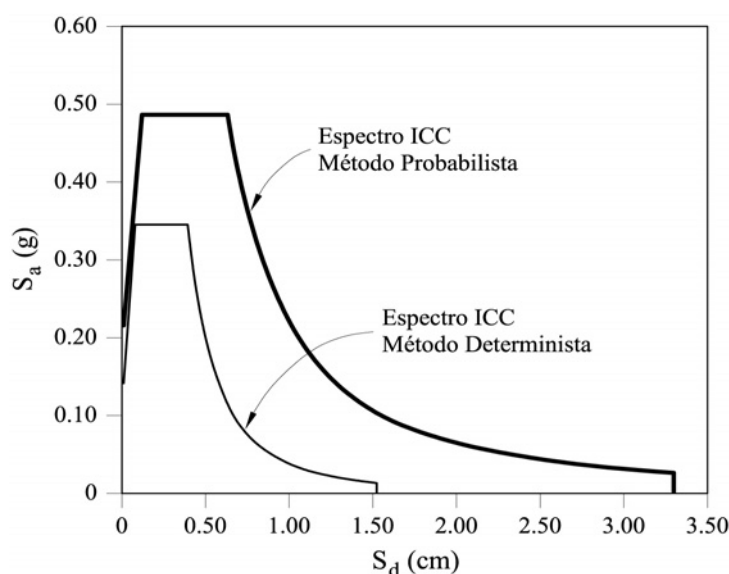


Figura 15. Espectros de respuesta propuestos por el ICC para los escenarios de amenaza sísmica determinista y probabilista en formato aceleración-desplazamiento (AD) para la zona II (Irizarry *et al.* 2003).

Tabla 2. Capacidad de fluencia y última para edificios con forjados reticulares.

Tipo de edificio	Capacidad de fluencia		Capacidad última	
	Dy (cm)	Ay (g)	Du (cm)	Au (g)
Bajos	0.70	0.129	5.240	0.138
Medios	1.418	0.083	5.107	0.117
Altos	1.894	0.059	4.675	0.079

resistencia a compresión del hormigón $f_{ck}=20$ MPa; tensión de fluencia del acero $f_y=510$ Mpa; módulo de elasticidad del hormigón armado $E_c=30$ GPa; y módulo de elasticidad a cortante del hormigón armado $G=12,5$ GPa. La tabla 2 muestra los puntos que corresponden a la capacidad de fluencia y última de los edificios en función de su altura.

Una forma simplificada para la estimación del daño esperado de las estructuras consiste en considerar una probabilidad de ocurrencia de 50% para los límites de los estados de daño que han sido definidos en la tabla 1 y en la figura 14. Si se supone, de acuerdo con Grünthal (1999) que las probabilidades de daño se distribuyen siguiendo una ley de probabilidad binomial o Beta equivalente, se obtienen las probabilidades de los estados de daño que pueden verse en la tabla 3. Estas pro-

habilidades son cumulativas y corresponden a los puntos que se muestran en la figura 16. Luego se ajusta por mínimos cuadrados a estos puntos una función de densidad de probabilidad. En Hazus-99-SR2 (2002) se supone que la función de probabilidad es lognormal, caso que se ha utilizado en este estudio. La figura 16 muestra un ejemplo de tal ajuste. Los puntos corresponden a las probabilidades de los estados de daño y las líneas son las curvas de fragilidad ajustadas. La tabla 4 contiene los parámetros que caracterizan estas curvas, concretamente $\bar{\theta}_i$ y β_i .

La figura 17 muestra un ejemplo de escenario de riesgo sísmico para el distrito del Ensanche, representado en términos de probabilidad de daño correspondiente a un terremoto moderado y a una amenaza definida de manera determinista.

Tabla 3. Probabilidades de los estados de daño esperados cuando se fija una probabilidad de 50% para cada estado de daño: 1-leve, 2-moderado, 3-severo y 4-completo

Condición	DS_m	$P_{\beta}(1)$	$P_{\beta}(2)$	$P_{\beta}(3)$	$P_{\beta}(4)$
$P_{\beta}(1) = 0.5$	0.911	0.50	0.119	0.012	0.00
$P_{\beta}(2) = 0.5$	1.919	0.896	0.50	0.135	0.008
$P_{\beta}(3) = 0.5$	3.081	0.992	0.866	0.50	0.104
$P_{\beta}(4) = 0.5$	4.089	1.000	0.988	0.881	0.50

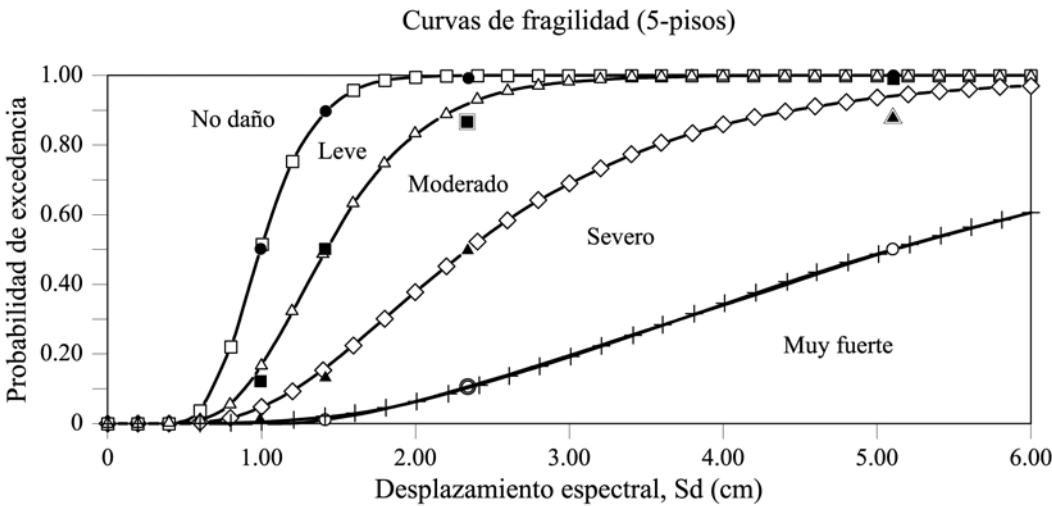


Figura 16. Curvas de fragilidad para edificios de hormigón armado de altura media.

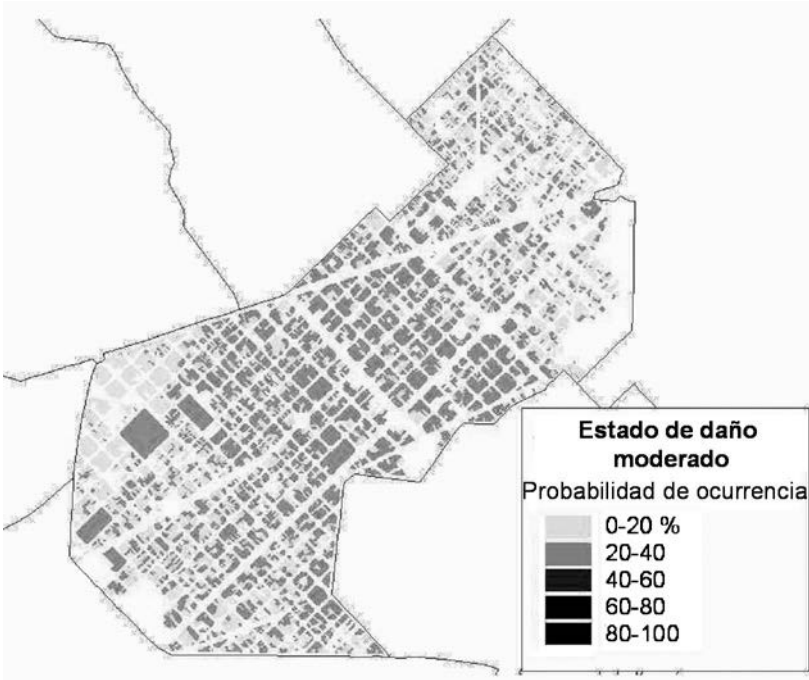


Figura 17. Probabilidad del estado de daño moderado en el distrito del Ensanche y para un escenario determinista de amenaza sísmica.

Tabla 4. Parámetros que caracterizan las curvas de fragilidad de los edificios de hormigón armado con forjados reticulares.

Clase de edificio	Límites de los estados de daño							
	$\bar{S}_1$ (cm)	β_1	$\bar{S}_2$ (cm)	β_2	$\bar{S}_3$ (cm)	β_3	$\bar{S}_4$ (cm)	β_4
bajos	0.49	0.28	0.70	0.37	1.84	0.82	5.24	0.83
medios	0.99	0.28	1.42	0.36	2.34	0.50	5.11	0.61
altos	1.33	0.28	1.89	0.29	2.59	0.34	4.68	0.45

La figura 18 muestra un escenario de riesgo sísmico –que representa un mapa del índice de daño medio DS_m – para toda la ciudad de Barcelona, para el escenario probabilista de ame-

naza. En las dos figuras han sido incluidos también edificios con otras tipologías, de los cuales los más representativos son los de mampostería no reforzada (Barbat *et al.* 2005).

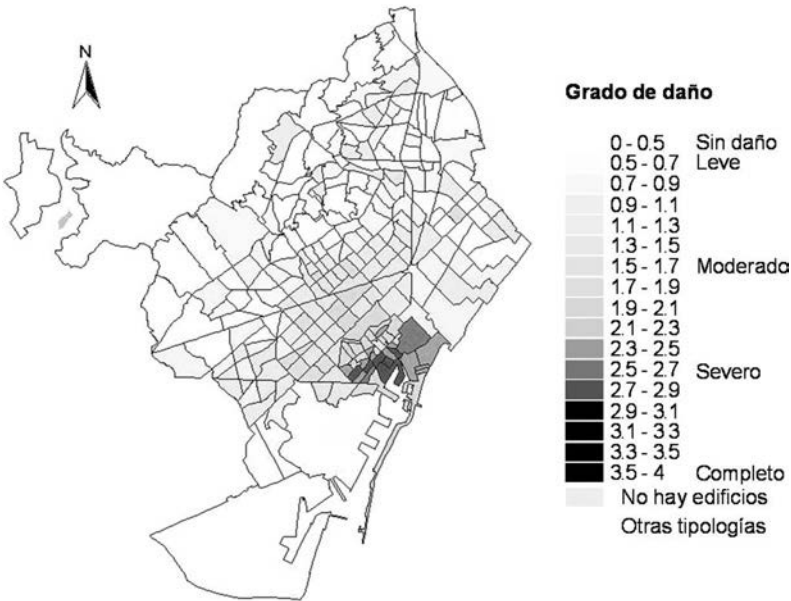


Figura 18. Escenario de daño sísmico en la ciudad de Barcelona para el caso de definición probabilista de la amenaza.

6. CONCLUSIONES

Una ductilidad estructural alta, tan necesaria en el caso de los edificios emplazados en zonas sísmicas y un requisito previsto en las normativas de diseño, se consigue utilizando topologías estructurales adecuadas para ser usadas en zonas sísmicas, un acero de refuerzo dúctil y detalles de armado correctos. De esta manera, desde el punto de vista del comportamiento dinámico no lineal de un edificio, la ductilidad incrementa la absorción de la energía inducida por los terremotos al permitir una alta deformación inelástica del mismo. Desde el punto de vista de la seguridad del edificio, la ductilidad permite predefinir eficazmente las zonas de la estructura donde se admite un comportamiento no lineal (rótulas plásticas), evitándose, de esta manera, un comportamiento estructural con fallos frágiles, o pérdidas excesivas de resistencia. Sin duda, al utilizarse los elementos dúctiles como una línea de defensa de un edificio contra el efecto del sismo, éste sufre daños que pueden ser importantes, hasta tal punto que su reparación puede ser, a veces, problemática.

Tal como se ha demostrado en el artículo, tanto el concepto de ductilidad estructural como el de vulnerabilidad sísmica de los se pueden definir a partir de curvas de capacidad estructural obtenidas mediante procedimientos de cálculo estático no lineal y están relacionados con el daño global que los edificios pueden sufrir durante los terremotos.

El método del espectro de capacidad, que se analiza en el artículo, permite evaluar el comportamiento sísmico esperado de edificios comparando la capacidad con la demanda sísmica descrita en formato de espectros.

Este método se ha aplicado a la evaluación del riesgo sísmico de la ciudad de Barcelona. Para su aplicación han sido calculados espectros de capacidad y curvas de fragilidad para los principales tipos de edificios existentes en la ciudad, con especial énfasis en los edificios de hormigón armado. De acuerdo con los resultados obtenidos, puede afirmarse que un alto porcentaje de los edificios de la ciudad están en un riesgo sísmico significativo, pese a no encontrarse en una zona de alta peligrosidad. Esta situación se debe a que la mayoría de ellos son muy vulnerables y, por lo tanto, en caso de un sismo con una severidad incluso moderada, podrían esperarse serias consecuencias no sólo en términos de daño físico, sino también de orden económico y social. Si bien es cierto que actualmente no hay razones para esperar la ocurrencia de sismos severos frecuentes en Barcelona, la ciencia es cada vez más consciente de que en una zona donde ya se han producido eventos moderados o fuertes en el pasado, tarde o temprano volverán a ocurrir.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el soporte financiero del Ministerio de Educación y Ciencia de España, proyecto “Desarrollo y aplicación de procedimientos avanzados para la evaluación de la vulnerabilidad y del riesgo sísmico de estructuras (EVASIS)”

(REN2002-03365/RIES) y acción complementaria CGL2004-22325-E y de la Comisión Europea, proyecto RISK-UE, contrato EVK4-CT-2000-00014.

REFERENCIAS

Astiz Suárez, M. A., Marí Bernat, A. y Perepérez, B. (2005). “Conceptos específicos del proyecto de estructuras en zonas sísmicas”, *Hormigón y Acero*, 237.

Barbat, A.H. y Oller, S. (1998). *Conceptos de cálculo de estructuras en las normativas de diseño sismorresistente*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), Barcelona.

Barbat, A.H., Lagomarsino, S. y Pujades, L.G. (2005). “Vulnerability assessment of dwelling buildings”, capítulo 6 de *Assessing and managing earthquake risk*, editores Sousa Oliveira, C., Roca, A. y Goula, X., Kluwer Academic Publishers, B.V. (en prensa).

Cardona, O. D. y Barbat, A.H. (2000). *El riesgo sísmico y su prevención*, Calidad Siderúrgica, Madrid.

Carr, A. (2000) Inelastic Dynamic Analysis Program: RUAUMOKO and Post-processor for RUAUMOKO, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.

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, Barcelona.

Fajfar, P. (2000). “A non linear analysis method for performance-based seismic design”, *Earthquake Spectra*, 16(3) pp: 573-5924.

Fajfar, P. y Gaspersic, P. (1996). “The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25, 23-67.

Freeman S.A. (1998). “The Capacity Spectrum Method”, *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris.

Grünthal, G. (editor) (1999). *European Macroseismic Scale 1990*, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, European Seismological Commission.

HAZUS-99-SR2 (2002). *HAZUS Technical Manual*, Federal Emergency Management Agency, FEMA & National Institute of Building Sciences, NIBS, Washington D.C., Vol.1, 2, 3.

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, Barcelona.