

DUCTILIDAD CELSA

GARANTÍA DE SEGURIDAD



LA DUCTILIDAD

ANEJOS I, II

Dentro de este documento de ductilidad se ha querido dedicar un lugar especial para dos temas que han suscitado un particular interés por el incremento de la calidad que van a suponer en las obras, y que son considerados como dos de las grandes novedades que presenta la nueva Instrucción de Hormigón Estructural EHE: el Diseño Sismorresistente de Estructuras y la Certificación de los aceros.

Debido a la sensibilización por las consecuencias sociales, económicas, de comunicaciones, etc, que puede acarrear en la sociedad actual un desastre natural como es el sismo, se ha decidido incluir en la nueva Instrucción EHE, unas "Recomendaciones especiales para estructuras en zonas sísmicas" en su Anejo nº 12.

En el Anejo I se introduce la Marca ARCER para armaduras pasivas certificadas para hormigón armado, así como las ventajas que la Instrucción concede a las armaduras certificadas.

En el Anejo II hemos contado con la inestimable colaboración del Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Alex H. Barbat, profesor de la Universidad Politécnica de Barcelona. En este Anejo, el profesor Barbat nos aproxima a los conceptos básicos del Riesgo Sísmico de Edificios de Hormigón Armado.

La Instrucción EHE introduce por primera vez la Certificación "en cascada" de las armaduras

con el fin de garantizar, no sólo la calidad del acero fabricado (Certificación del fabricante), sino también la correcta elaboración y colocación en obra del mismo (Certificación del ferrallista).



ANEJO 1

LA CERTIFICACIÓN
Y SUS VENTAJAS
SEGÚN LA EHE-99

ANEJO 2

CONSIDERACIÓN DEL
RIESGO SÍSMICO EN EL
DISEÑO DE EDIFICIOS

LA CERTIFICACIÓN Y SUS VENTAJAS SEGÚN LA EHE-99

LA MARCA ARCER (ARMADURAS CERTIFICADAS)

La marca **ARCER** se refiere exclusivamente a las armaduras pasivas para hormigón armado.

Las armaduras que están en posesión de la marca **ARCER** garantizan unas prestaciones superiores en relación con:

- El estado límite de fatiga.
- El comportamiento frente a ciclos de histéresis.
- El tratamiento estadístico de las características obtenidas en ensayos.
- La garantía de calidad.
- El inmediato tratamiento y solución de cualquier problema o aclaración tanto en la fase de proyecto como en el de ejecución.

ARCER
Armaduras para hormigón

VENTAJAS DE LA CERTIFICACIÓN

La EHE establece una clara diferencia entre **aceros certificados** (homologados por el Ministerio de Fomento) y **aceros no certificados**, premiando el empleo de los primeros a través de tres vías:

- A. Las Condiciones de Suministro
- B. El Control de Calidad
- C. El Control de Ejecución

A. CONDICIONES DE SUMINISTRO

La EHE exige una serie de documentos según el acero esté certificado o no.

Si el acero está certificado, cada partida:

- Acreditará estar en posesión de la **marca**.
- Deberá llevar el **Certificado de Garantía** del fabricante, en el que se indiquen los valores límites de las características.
- Acompañará el **Certificado de Homologación de Adherencia**.
- En el caso que se solicite, el fabricante facilitará los **resultados de los ensayos de control de producción** correspondientes a esa partida.

Si el acero no está certificado, cada partida.

- Deberá acompañarse de los resultados de los ensayos de **composición química, características mecánicas y geométricas**, realizados por un laboratorio oficialmente acreditado, que justifiquen que el acero cumple las exigencias establecidas en la EHE.
- Adjuntará el **Certificado de Homologación de Adherencia** expedido por un laboratorio oficialmente acreditado, según la Norma UNE 36740:1997.





B. CONTROL DE CALIDAD DEL ACERO

Según el artículo 90 de la EHE, se establecen dos niveles para controlar la calidad del acero:

- b.1. Control a **nivel reducido**.
- b.2. Control a **nivel normal**.

Las partidas deben ir acompañadas de los documentos de suministro.

b.1. CONTROL A NIVEL REDUCIDO

Según el artículo 90.2 de la EHE, este nivel de control, que sólo es aplicable para armaduras pasivas, se deberá contemplar únicamente en las siguientes situaciones:

- Obras en las que el consumo de acero es muy reducido.
- Obras en donde existan dificultades para realizar ensayos completos del material, ya sea por su especial ubicación, o por cualquier otra causa.

El **control** consiste en comprobar, sobre cada diámetro, que :

- Su sección equivalente cumple lo especificado en la EHE.
- No se forman grietas o fisuras en las zonas de doblado y en los ganchos de anclaje, mediante la inspección en obra.

b.2. CONTROL A NIVEL NORMAL

En el control a nivel normal se puede emplear acero certificado o no, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones.

Si el acero está certificado:

- A efectos de control, las armaduras se dividirán en lotes, correspondientes cada uno a un mismo suministrador, designación y serie, y siendo su cantidad máxima de 40 toneladas o fracción.
- Para la realización de este tipo de control se procederá de la siguiente manera:
 - Se tomarán dos probetas por cada lote, para sobre ellas:
 - Comprobar que la sección equivalente cumple lo especificado en el art. 31.1 de la EHE.
 - Comprobar que las características geométricas de sus resaltos están comprendidas entre los límites admisibles establecidos en el certificado específico de adherencia según el art. 31.2 de la EHE.
 - Realizar, después de enderezado, el ensayo de doblado-desdoblado indicado en el art. 31.2 y 31.3 de la EHE.
 - Se determinarán, al menos en dos ocasiones durante la realización de la obra el límite elástico, carga de rotura y alargamiento como mínimo en una probeta de cada diámetro y tipo de acero empleado y suministrador según las UNE 7474-1:92. En el caso particular de las mallas electrosoldadas se realizarán, como mínimo, dos ensayos por cada diámetro principal empleado en cada una de las dos ocasiones y dichos ensayos incluirán la resistencia al arrancamiento del nudo soldado según UNE 36462:0.
 - En el caso de existir empalmes por soldadura en armaduras pasivas, se comprobará, de acuerdo con lo especificado en 90.4, la soldabilidad.



LA CERTIFICACIÓN Y SUS VENTAJAS SEGÚN LA EHE-99

Si el acero no está certificado:

- Los resultados del control del acero, tal como se ha comentado con anterioridad, deben conocerse antes del hormigonado de la zona.
- A efectos de control, las armaduras se dividirán en lotes, correspondientes cada uno a un mismo suministrador, designación y serie, y siendo su cantidad máxima de 20 toneladas o fracción.
- Se procederá de la siguiente forma:
 - Se tomarán dos probetas por cada lote, para sobre ellas:
 - Comprobar que la sección equivalente cumple lo especificado en el art. 31.1 de la EHE.
 - En el caso de barras corrugadas, comprobar que las características geométricas de sus resaltes están comprendidas entre los límites admisibles establecidos en el certificado específico de adherencia según el art. 31.2 de la EHE.
 - Realizar, después de enderezado, el ensayo de doblado-desdoblado, indicado en el art. 31.2 y 31.3 de la EHE.
 - Se determinarán, al menos en dos ocasiones durante la realización de la obra, el límite elástico, carga de rotura y alargamiento (en rotura, para las armaduras pasivas; bajo carga máxima, para las activas) como mínimo en una probeta de cada diámetro y tipo de acero empleado y suministrador según las UNE 7474-1:92 y 7326:88 respectivamente. En el caso particular de las mallas electrosoldadas, se realizarán, como mínimo, dos ensayos por cada diámetro principal empleado en cada una de las dos ocasiones; y dichos ensayos incluirán la resistencia al arrancamiento del nudo soldado según UNE 36462:80.

- En el caso de existir empalmes por soldadura en armaduras pasivas se comprobará la soldabilidad de acuerdo con lo especificado en el art. 90.4.
- En este caso los resultados del control del acero deben ser conocidos antes del hormigonado de la parte de obra correspondiente.

C. CONTROL DE EJECUCIÓN

El Control de Ejecución tiene por objeto garantizar que la obra se ajusta al proyecto y a las prescripciones de la Instrucción EHE.

Según el artículo 95.1 de la EHE, corresponde a la Propiedad y a la Dirección de Obra la responsabilidad del control externo de la ejecución, el cual se adecuará al nivel correspondiente, en función del valor adoptado para γ_f en el proyecto.

El nivel de control de la ejecución se relaciona directamente con el valor adoptado γ_f en el proyecto.

Se consideran los tres siguientes niveles para la realización del control de la ejecución:

- Control de ejecución a nivel reducido.
- Control de ejecución a nivel normal.
- Control de ejecución a nivel intenso.

que están relacionados con el coeficiente de mayoración de acciones empleado para el proyecto.

NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE DE MAYORACIÓN DE ACCIONES	
	P. propio y C. Muerta	Sobrecarga
REDUCIDO	1,60	1,80
NORMAL	1,50	1,60
INTENSO	1,35	1,50

c.1 CONTROL A NIVEL INTENSO

Este nivel de control, además del control externo, exige que el Constructor posea un sistema de calidad auditado de forma externa, y que la ferralla esté certificada, es decir, que la elaboración de la ferralla se realice en instalaciones industriales fijas y con un sistema de control interno y externo certificados por un organismo independiente y acreditado.

Si no se dan estas condiciones, la Dirección de Obra deberá exigir al Constructor unos procedimientos específicos para la realización de las diversas actividades de control interno involucradas en la construcción de la obra.

Para este nivel de control externo, se exige la realización de, al menos, tres inspecciones por cada lote en los que se ha dividido la obra.

c.2 CONTROL A NIVEL NORMAL

Según el artículo 95.3 de la Instrucción EHE, este nivel de control externo es de aplicación general y exige la realización de, al menos, dos inspecciones por cada lote en los que se ha dividido la obra.

Existen unas diferencias muy importantes entre considerar un nivel de control de ejecución intenso y otro cualquiera. Además, para adoptarlo se requiere ferralla certificada.

c.3 CONTROL A NIVEL REDUCIDO

Este nivel de control externo es aplicable cuando no existe un seguimiento continuo y reiterativo de la obra, y exige la realización de, al menos, una inspección por cada lote en los que se ha dividido la obra.

EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL NIVEL DE CONTROL DE EJECUCIÓN EN UNA ESTRUCTURA DE EDIFICACIÓN NORMAL

PESO PROPIO + CARGA MUERTA (G)	SOBRECARGA DE USO (Q)
480 kp / m ²	200 kp / m ²

NIVEL DE CONTROL	APLICANDO EL COEFICIENTE ADECUADO DE MAYORACIÓN
REDUCIDO	P = 5,64 Q
NORMAL	P = 5,20 Q
INTENSO	P = 4,74 Q

Valor de P = G + Q

CONCLUSIÓN DE LAS GRÁFICAS

Las diferencias entre las cargas de cálculo en las tres hipótesis de niveles de control son:

- Nivel de control normal frente control intenso: + 9,7 % de incremento de las cargas de cálculo.
- Nivel de control reducido frente control intenso: + 19 % de incremento de las cargas de cálculo.

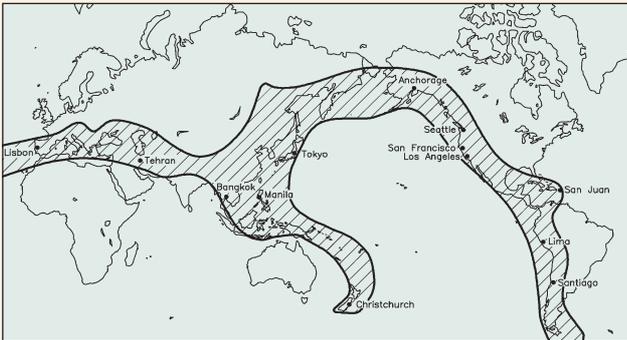
Este aumento de las cargas de cálculo afecta, lógicamente, a toda la estructura: cimentación, estructura, etc, además del acero.

CONSIDERACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN EL DISEÑO DE EDIFICIOS

por A. H. Barbat

La mayoría de los desastres sísmicos del mundo se producen en ciertas zonas del planeta, denominadas "cinturones sísmicos". En la figura siguiente puede verse el denominado "cinturón de fuego" que rodea el Océano Pacífico y también el cinturón Himalayo-Alpino-Mediterráneo. Los terremotos son los causantes de más de catorce millones de víctimas en todo el mundo desde 1775 cuando un seísmo destruyó la ciudad de Lisboa. Se tiene también conciencia histórica de varios terremotos ocurridos en el pasado en España.

Se ha observado que las pérdidas económicas y el número de víctimas que se producen durante los terremotos dependen directamente del daño sufrido por los edificios. Esto se debe al alto número de edificios vulnerables existentes en las zonas sísmicas, es decir, a los edificios propensos a sufrir daños durante la acción de los terremotos.



Los terremotos severos suelen poner en evidencia todos los errores que se cometen en todas las fases de realización de una estructura: cálculo, diseño y construcción. Obviamente, una incorrecta selección de los materiales de construcción es una fuente de error de carácter decisivo. Durante los desastres sísmicos ocurridos en la última década en el mundo se han producido fallos muy graves en estructuras de hormigón armado.

Riesgo sísmico

Se entiende por riesgo sísmico las pérdidas esperadas en un elemento en riesgo durante un periodo de tiempo especificado. El elemento en riesgo puede ser un edificio, una ciudad entera, las propias

personas que viven en los edificios, la actividad económica desarrollada en la zona o las líneas de comunicación.

El riesgo sísmico se expresa en costes que pueden ser de diferente tipo: físico, económico, financiero, de indemnización, social, humano, etc. Dicho riesgo se obtiene como convolución entre la peligrosidad y la vulnerabilidad, las cuales se definen de la siguiente manera:

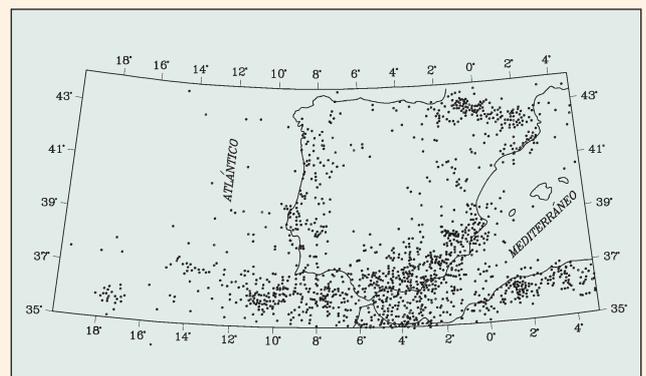
- La peligrosidad sísmica es la probabilidad de ocurrencia, dentro de un periodo específico de tiempo y en una zona dada, de un movimiento sísmico del terreno de una fuerza determinada.
- La vulnerabilidad sísmica de una estructura es el grado de daño debido a la ocurrencia de un movimiento sísmico del terreno de una fuerza determinada. Esta directamente relacionada con las características del diseño de la estructura.

Peligrosidad sísmica

La peligrosidad sísmica puede definirse de una manera muy intuitiva y en general como la descripción de los efectos provocados por los movimientos sísmicos en el suelo de una cierta zona.

Durante los seísmos se libera bruscamente la energía de deformación acumulada durante largos periodos de tiempo en las zonas de contacto entre las placas tectónicas. En la siguiente figura puede observarse la distribución de los epicentros de los terremotos que han afectado la Península Ibérica en este siglo.

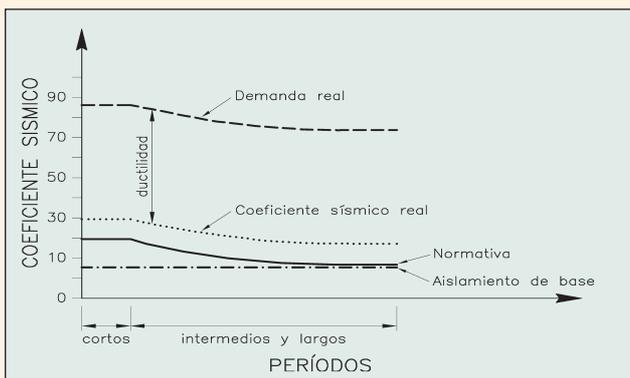
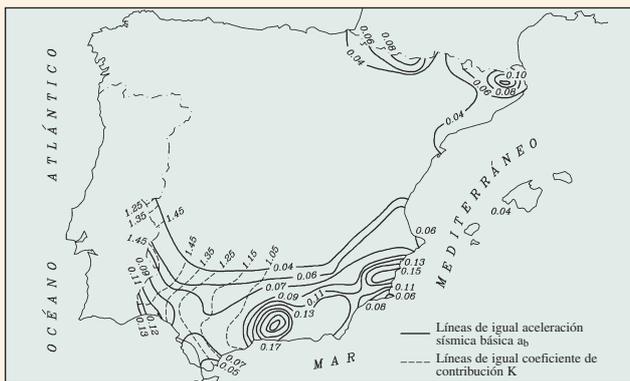
Existe un parámetro muy utilizado para definir la peligrosidad, concretamente la intensidad macrosísmica, la cual describe los efectos de los terremotos sobre las estructuras, personas, suelo, objetos, etc. En el caso de las estructuras, el efecto más relevante es el daño que sufren las mismas.



Existen, hoy en día, más de 40 escalas diferentes de intensidad; la de Medvedev-Sponheuer-Karnik (MSK) es la que se utiliza en España. La peligrosidad sísmica se evalúa también a través de otros efectos de los terremotos, tales como la evolución en el tiempo de la aceleración, velocidad y desplazamiento sísmicos del terreno o sus valores máximos.

Un concepto muy útil para definir la peligrosidad es el período de retorno que es el tiempo medio que transcurre entre la ocurrencia de dos seísmos con las mismas características.

Éstas podrían ser, por ejemplo, la aceleración máxima del terremoto o su intensidad. Otro concepto de utilidad es el tiempo de exposición que es el período de vida útil de la estructura. A partir de estas definiciones, la peligrosidad puede caracterizarse como la probabilidad de que en una zona ocurra un sismo de determinadas características, asociado a un cierto período de retorno y a un tiempo de exposición dado de las estructuras. Esta es la forma de definición utilizada en los mapas de las normativas de diseño sísmico como, por ejemplo, el de la figura siguiente que muestra aceleraciones horizontales del terreno, a_b , esperadas en España para un período de retorno de 500 años, de acuerdo con la normativa NCSE (1994). En el mismo mapa se muestra también la variación del coeficiente de contribución K, utilizado para describir la influencia que tiene sobre el terremoto de diseño el hecho de que los terremotos se originen en zonas con diferentes características sismológicas.



Ductilidad

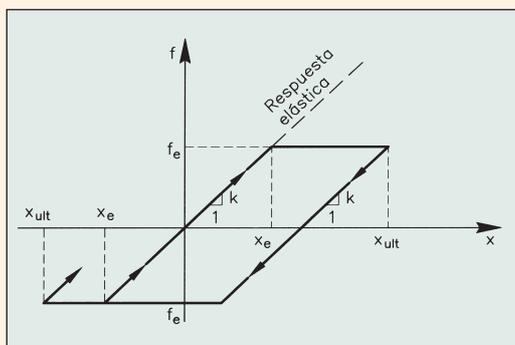
El coeficiente sísmico de un edificio se define como la relación entre la fuerza lateral máxima que puede resistir dicho edificio y el peso total del mismo. Expresado en estos términos el coeficiente sísmico hace referencia a la resistencia sísmica, pero también puede definirse uno que describa la demanda sísmica. En tal caso sería expresado por la relación entre la fuerza horizontal máxima que ejerce un cierto terremoto sobre el edificio y el peso propio total del mismo. Obviamente, la fuerza sísmica equivalente en la base, denominada cortante en la base, puede calcularse mediante multiplicación del mencionado coeficiente por el peso total de la estructura. En la figura siguiente puede verse la variación del coeficiente sísmico así definido en función del período propio de los edificios de hormigón armado.

Las diferentes curvas que aparecen en la figura anterior corresponden a ciertos niveles de fuerzas sísmicas equivalentes que tiene una especial relevancia en el diseño sismorresistente. Por ejemplo, la línea continua corresponde a las fuerzas sísmicas de cálculo estipuladas en las normativas, que corresponden a un comportamiento lineal del material de la estructura. La línea de puntos corresponde a las fuerzas sísmicas que será capaz de resistir el edificio por la redundancia estructural que no se tuvo en cuenta en los cálculos y por las características mecánicas reales de los materiales que habitualmente son mejores que las del proyecto. Es decir, esta línea define la resistencia real del edificio frente al sismo de diseño. La línea interrumpida superior corresponde al nivel de fuerzas de resistencia. La gran diferencia entre la demanda de resistencia frente a un sismo real y la resistencia de proyecto del edificio debe ser absorbida por el comportamiento no lineal del edificio, concretamente a través de su ductilidad.

La ductilidad, tal como se estipula en las normativas de cálculo sísmico de edificios de hormigón armado, toma en cuenta las modificaciones que sufre la rigidez de dichos edificios como consecuencia de los fenómenos no lineales que se producen durante la acción de un terremoto severo. En la práctica del diseño, la totalidad de los fenómenos que contribuyen a la no linealidad de la rigidez de un edificio de hormigón armado suelen incorporarse, de una manera simplificada, en una característica única denominada ductilidad estructural. Esta describe la capacidad de una

estructura de deformarse inelásticamente sin llegar al fallo y sin una substancial pérdida de resistencia. La ductilidad estructural que se consigue depende de la del mismo acero que se utiliza como armadura, de la cuantía del mencionado acero y de los detalles del armado de las vigas y pilares que componen los pórticos del sistema resistente del edificio.

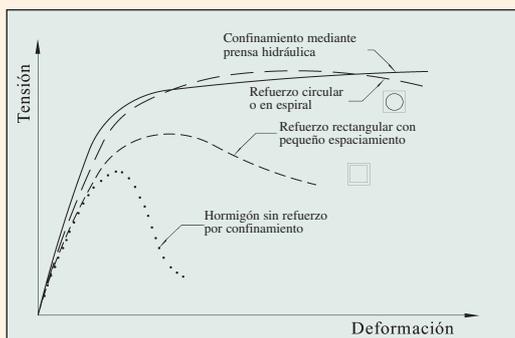
La siguiente figura muestra que debido a la ductilidad se producen grandes incrementos en los desplazamientos x , con incrementos pequeños, nulos o incluso negativos en las fuerzas f . En las normativas sísmicas se definen coeficientes $\gamma = x_{ult}/x_e$, siendo x_{ult} el desplazamiento último del



oscilador y x_e su desplazamiento al límite de fluencia, que reducen la fuerza sísmica de cálculo por ductilidad.

La diferencia entre la resistencia de proyecto y la demanda puede ser muy grande en el caso de terremotos severos, pudiendo llegar a valores de hasta 10 veces mayores que los de cálculo y, por este motivo, edificios modernos, proyectados mediante normativas que utilizan una ductilidad insuficiente, pueden no ofrecer garantías suficientes contra sismos severos.

El hormigón adquiere una cierta ductilidad cuando se confina mediante un refuerzo transversal dispuesto en forma de estribos. En la figura siguiente se muestra esquemáticamente la influencia de refuerzo transversal, tanto en la resistencia como en la ductilidad, para diferentes tipos de confinamiento (Park y Paulay 1991).



La forma de estas curvas depende de variables tales como la relación volumétrica entre el acero transversal y el volumen del núcleo confinado de hormigón, las tensiones de fluencia del acero, el espaciamiento entre el refuerzo transversal, el diámetro de los redondos, la cuantía del refuerzo longitudinal y la resistencia de hormigón.

Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica está directamente relacionada con la calidad del diseño y construcción de las estructuras, la cual depende en gran medida del nivel técnico de las normativas. En el Eurocódigo 8 (E8 1997) que es una de las normativas de diseño sísmico más avanzadas del mundo y que será de obligada aplicación en todos los países de la Unión Europea, se recomienda el cumplimiento de los siguientes requisitos:

- que la estructura no colapse
- limitar su susceptibilidad al daño.

La vulnerabilidad sísmica de una estructura puede expresarse a través de funciones de vulnerabilidad, las cuáles son relaciones gráficas o matemáticas que expresan en forma continua la vulnerabilidad en función de algún parámetro que describa la fuerza del sismo. Dichas funciones nacen de la inspección post-terremoto de las estructuras así como del levantamiento de los daños sísmicos y su posterior estudio estadístico. Tales levantamientos proporcionan como resultado más importante un índice de daño que, caracteriza globalmente la degradación que sufriría una estructura sometida a la acción de un sismo.

En muchos de los estudios de vulnerabilidad y riesgo que se llevan a cabo en el mundo, la evaluación del daño estructural global de los edificios se realiza utilizando la definición de grado de daño global proporcionada por las distintas escalas de intensidad macrosísmicas. Sin embargo, en un análisis más detallado de los resultados de daños obtenidos mediante inspección se caracteriza el comportamiento sísmico global de los edificios mediante un índice de daño global, que toma valores en una escala de 0 a 100. Éste debe caracterizar globalmente la degradación del conjunto de todos los elementos estructurales.

El método del índice de vulnerabilidad (GNBDT 1986) utiliza los datos obtenidos por inspección para realizar una calificación de calidad del diseño y construcción sismorresistente de los edificios mediante un coeficiente denominado índice de



vulnerabilidad. A partir de una inspección post-terremoto se obtiene también un índice de daño que sufre la estructura. Las funciones de vulnerabilidad relacionan los dos índices para cada tipología estructural y para cada grado de intensidad macrosísmica del terremoto.

Para evaluar el daño global de un edificio se califican sus elementos, tanto los que forman parte del sistema resistente como los no estructurales, en una escala entre **A** (ningún daño) y **F** (fallo total). Los elementos considerados son: elementos resistentes verticales, forjados, cubiertas y escaleras. Una vez realizada esta evaluación, los grados de daños **A-F** se relacionan con un índice de daño global del edificio entre 0 y 100.

El cálculo del índice de vulnerabilidad parte de una operación de calificación de once parámetros estructurales cuya influencia sobre el daño sísmico de los edificios de hormigón armado es determinante. Éstos son:

- Organización del sistema resistente.
- Calidad del sistema resistente.
- Resistencia convencional de los materiales.
- Influencia de la cimentación.
- Elementos horizontales.
- Configuración en planta.
- Configuración en elevación.
- Conexión entre los elementos de los sistemas resistentes vertical y horizontal.
- Elementos de baja ductilidad.
- Elementos no estructurales.
- Estado de conservación.

Cada uno de estos parámetros es calificado en clases de calidad entre A y C conforme la calidad del parámetro decrezca. Una vez realizadas las calificaciones se asignan valores numéricos K_i a cada una de dichas clases de acuerdo con una escala propuesta

por Benedetti y Petrini (1984). El valor del índice de vulnerabilidad, I_v , normalizado a valores entre 0 y 100, se obtiene mediante la expresión:

$$I_v = 10 \left(\frac{\sum_{i=1}^{11} K_i \times W_i \times 1}{4} \right)$$

Funciones de vulnerabilidad

Mediante este método ha sido obtenida una función de vulnerabilidad para los edificios afectados por los terremotos ocurridos en las provincias de Almería y Granada en los días 23 de Diciembre de 1993 y 4 de Enero de 1994. Éstos han sido notados en una extensa zona del sur de España, comprendiendo además de las provincias mencionadas, a las de Málaga, Albacete, Jaén y Murcia. Sus epicentros se localizaron, el primero cerca de las poblaciones de San Roque y Berja y el segundo en el mar, a unos 20 km de la costa, frente a las localidades de Almerimar, Balerna y Baños. Se ha determinado que los dos terremotos han alcanzado una intensidad máxima del grado VII en la escala MSK y han producido daños tanto en estructuras de mampostería no reforzada como de hormigón armado. Algunos de los daños observados en los edificios de hormigón armado se muestran en las siguientes tres fotografías.

Los dos tipos de edificios de hormigón armado que más se utilizan en España son los de forjados planos y, en menor medida, las estructuras porticadas con vigas planas. Para evaluar la ductilidad de los edificios porticados con vigas planas, han sido considerados dos edificios del mismo tipo y de similares dimensiones en planta y en elevación. El primero de buena calidad sísmica, tiene un índice de vulnerabilidad de 15; el índice del segundo, que es de baja calidad sísmica, es de 65. Se realizó un cálculo no lineal sometiendo los edificios a fuerzas estáticas horizontales que han sido incrementadas

Foto 1 izquierda. Edificio de hormigón armado de Balerna que ha sufrido daños severos en la planta baja y daños importantes en el primer piso. Sus últimos tres pisos se comportaron prácticamente como un cajón rígido. Los daños se debieron al cambio brusco de rigidez entre la planta baja y el primer piso y a la flexibilidad excesiva del forjado de primer piso.

Foto 2 derecha. Detalles de daños importantes en un edificio de hormigón armado de Guardías Viejas.

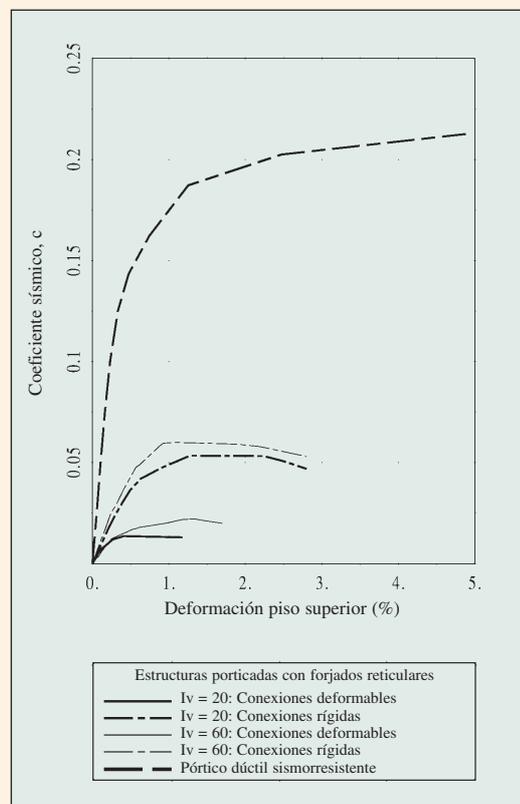
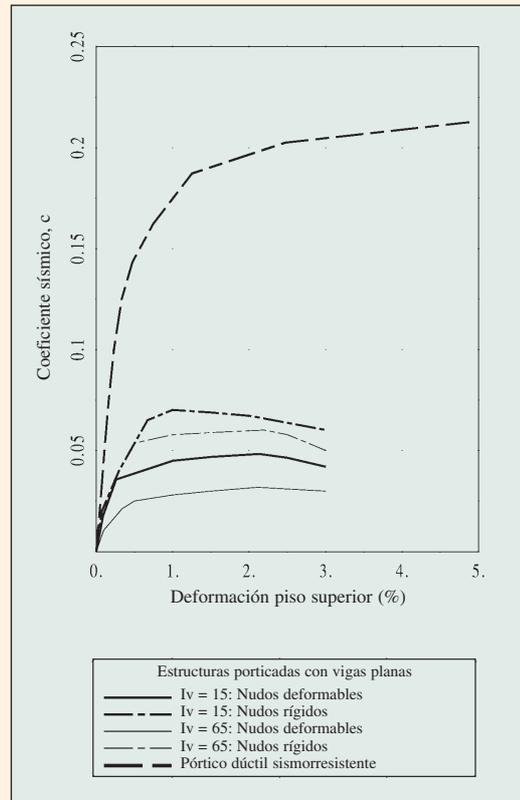
Foto 3 centro. Detalle del daño observado en un pilar de un edificio de hormigón armado ubicado en Adra, con una tipología similar a la del edificio de la anterior figura. Los daños globales de los primeros dos pisos no parecen, a primera vista, tan graves como en el caso anterior, pero se observan daños locales severos en los pilares. El recubrimiento de la armadura está desconchado, dejando ver armaduras corroídas e insuficiencia de estribos; además los dos estribos visibles están rotos.

hasta el fallo estructural, proceso numérico denominado "push over". Como resultado se obtuvo una estimación de la ductilidad global de las estructuras. En la gráfica (a) de la siguiente figura ha sido representado el coeficiente sísmico en función del porcentaje del desplazamiento lateral del piso superior en relación con la altura total del edificio. En la mencionada figura han sido incluidos resultados tanto para edificios de nudos rígidos como para edificios de nudos deformables. Todos muestran la insuficiente ductilidad, es decir, un comportamiento sísmico frágil. En la misma figura ha sido incluida, para comparación, una curva del mismo tipo para un edificio de similares características pero que tiene un diseño sísmico adecuado.

En ninguno de los casos, los coeficientes sísmicos superan el valor del coeficiente sísmico requerido por la normativa sismorresistente vigente en el tiempo del diseño. Pero la normativa española, al igual que todas las demás, especifica unos valores más bajos del coeficiente sísmico suponiendo que el proyectista asegurará un comportamiento dúctil del edificio mediante aplicación de ciertas medidas de diseño y construcción. Sin embargo, tal como puede verse en la figura, las estructuras analizadas presentan una ductilidad insuficiente, puesto que en el instante en que alcanzan su máxima resistencia llegan a una deformación relativa del piso superior de máximo 2%. Por el contrario, en el caso del pórtico semirresistente, que fue diseñado para un coeficiente sísmico de 0.10, se alcanzan valores de hasta 0.22 de dicho coeficiente y, lo más importante, sin que ocurra una caída significativa de resistencia.

En la gráfica (b) de la misma figura pueden verse resultados para los edificios con forjados reticulares. También se consideran dos casos: un edificio de buena calidad sísmica, con un $I_v = 20$ y un segundo de calidad sísmica inferior, con un $I_v = 60$. A los resultados del análisis de push-over obtenidos tanto para estructuras con conexiones losa-pilar rígidas, como para modelos con conexiones deformables, se añadieron de nuevo, para comparación, los correspondientes al edificio con diseño sismorresistente adecuado.

Puede observarse que en este caso los edificios tienen un comportamiento sísmico aún más frágil que los porticados con vigas planas. Los coeficientes sísmicos obtenidos no cumplen los requisitos de la normativa de cálculo sísmico utilizada en su diseño. Ninguno de los edificios estudiados presenta ductilidad, la cual alcanza tan solo valores del orden del 1% de deformación



Resultados de un análisis de push-over realizado sobre edificios de hormigón armado con diferentes índices de vulnerabilidad sísmica y diferentes conexiones pilar-viga.

- a. Edificios porticados con vigas planas
- b. Edificios con forjados reticulares

relativa del piso superior en el instante de su máxima resistencia. Además de todos estos aspectos muy importantes, los edificios de hormigón armado estudiados tienen una serie de defectos ilustrados en las siguientes tres fotografías, que tienden a incrementar su ya alta vulnerabilidad sísmica.

Se simularon mediante el método de Monte Carlo las funciones de vulnerabilidad sísmica para edificios de mampostería no reforzada, para edificios porticados con vigas planas y para edificios con forjados reticulares que se muestran en las

siguientes tres gráficas (Barbat et al. 1996). En el caso de los edificios porticados con vigas planas, los valores para la intensidad VI MSK no han sido incluidos en la figura puesto que los índices de daño económico fueron inferiores al 5% para todos los lv. En el caso de los edificios con forjados planos, los valores para la intensidad IX MSK no se muestran debido al hecho de que todas las estructuras colapsarían. Los índices de vulnerabilidad y de daño tan altos pueden explicarse tanto por los tipos de estructuras que son inadecuados en zonas sísmicas como por el detallamiento estructural incorrecto.



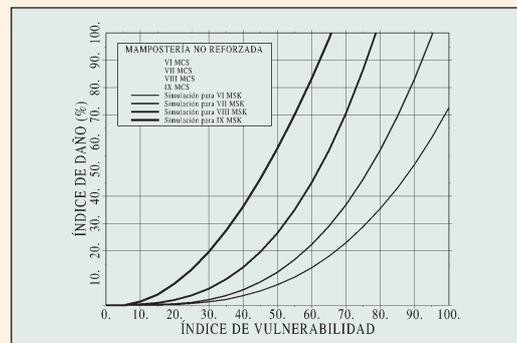
Foto 4. Edificio de hormigón armado con pilares cortos en su base. La mayor rigidez de éstos implica un incremento del esfuerzo cortante que puede producir un fallo frágil de la estructura.



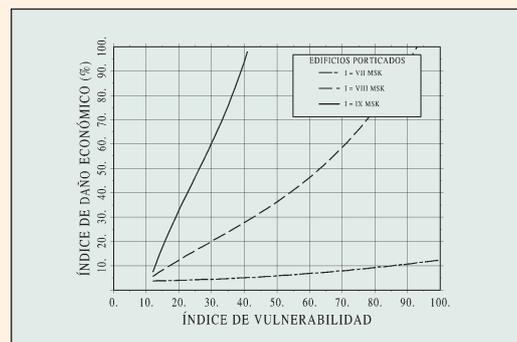
Foto 5. Edificio con el pilar de esquinas insuficientemente armado para resistir acciones sismicas. Obsérvese que los pilares centrales tienen más armadura, lo que demuestra que la estructura ha sido dimensionada sólo a acciones verticales y estáticas.



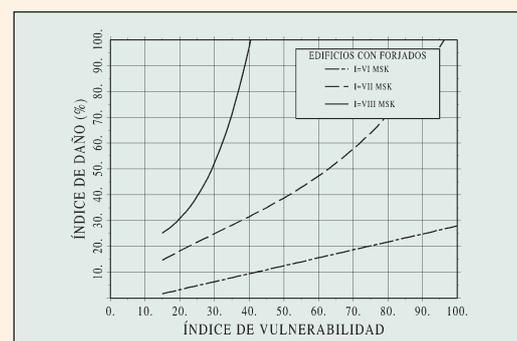
Foto 6. Muros excesivamente débiles en un edificio de hormigón armado con forjados reticulares. Sus pilares están girados bajo un ángulo de 45º respecto a la dirección según la cual se espera el mayor desplazamiento horizontal durante un terremoto. La conexión pilar-forjado que puede verse es sumamente débil lo que reduce aún más la ductilidad estructural.



Gráfica 1. Funciones de vulnerabilidad obtenidas por simulación para edificios de mampostería reforzada



Gráfica 2. Funciones de vulnerabilidad para edificios porticados de hormigón armado con vigas planas



Gráfica 3. Funciones de vulnerabilidad para edificios de hormigón con forjados planos.

Riesgo sísmico del Eixample de Barcelona

Las funciones de vulnerabilidad simuladas se aplicaron para obtener escenarios de riesgo sísmico en el distrito del Eixample de Barcelona. Dicho distrito, construido de acuerdo con el diseño urbanístico del ingeniero de caminos Ildefons Cerdà, cubre actualmente una superficie de 750 hectáreas de la ciudad y está constituido por manzanas casi simétricas con dimensiones de 113x113 m. El número promedio de niveles de los edificios de la zona es de 6, la altura promedio de 19 m y la superficie promedio de las plantas de los edificios de 281 m².

La mayoría de los edificios existentes son de mampostería no reforzada, están diseñados solamente a cargas verticales y han sido construidos entre 1860 y 1940. El resto son en hormigón armado, construidos durante los años 1960-1970, después de la demolición de algunos edificios antiguos de mampostería. Los edificios de hormigón armado del Eixample son con forjados reticulares o porticados con vigas planas, siendo del tipo contemplado por las funciones de vulnerabilidad de las figuras anteriores. Esto quiere decir que en su cálculo se tomaron en cuenta fuerzas sísmicas, de acuerdo con los requerimientos de la normativa de ese momento, pero no los detalles de diseño que proporcionan ductilidad.

Barcelona se encuentra en una zona de sismicidad moderada y este hecho viene reflejado en las previsiones de las distintas normativas que han existido en España entre 1936 y 1994. En éstas se le asignó a Barcelona un grado de intensidad VII en la escala MSK. A partir de 1997 Barcelona "perdió" el grado VII de intensidad sísmica y, de acuerdo con la normativa NCSE-94 (1994) ha sido incluida en una zona que no requiere diseño sismorresistente alguno de sus edificios. En esta normativa, que utiliza la aceleración máxima del terreno como parámetro de definición de la peligrosidad sísmica, se le asignó a Barcelona una "aceleración sísmica básica" de 0.4 g. Incluso en el caso que se utilizase un coeficiente de riesgo p de 1.3, correspondiente a un período de vida de la estructura de 100 años, se llegaría a un valor de la "aceleración sísmica de cálculo" de 0.529, por debajo del valor límite de 0.69 requerido para que la aplicación de la normativa sea obligatoria. En un estudio reciente de riesgo sísmico, Egozcue et al. (1997) utilizaron la teoría de toma de decisiones para determinar cuál debe ser la intensidad sísmica de diseño de la ciudad de Barcelona. En la siguiente figura puede observarse

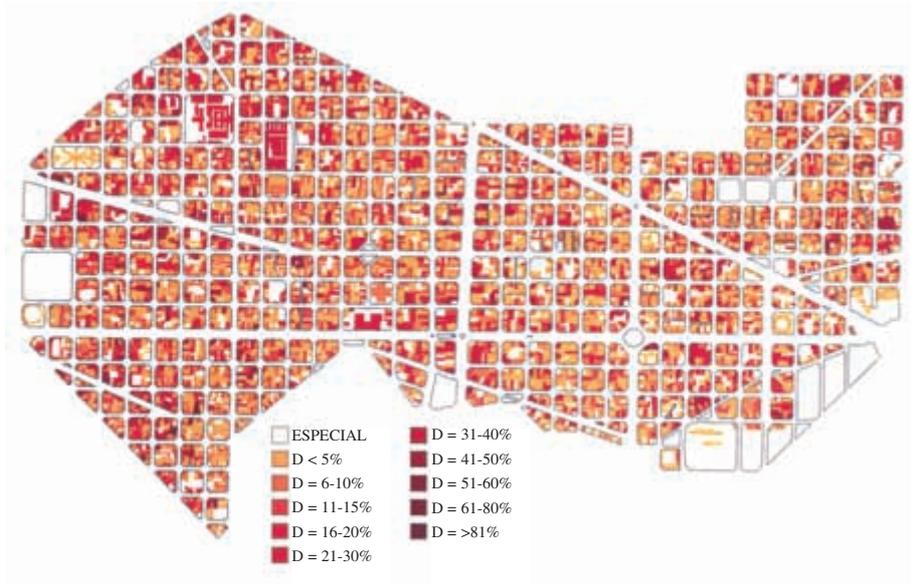
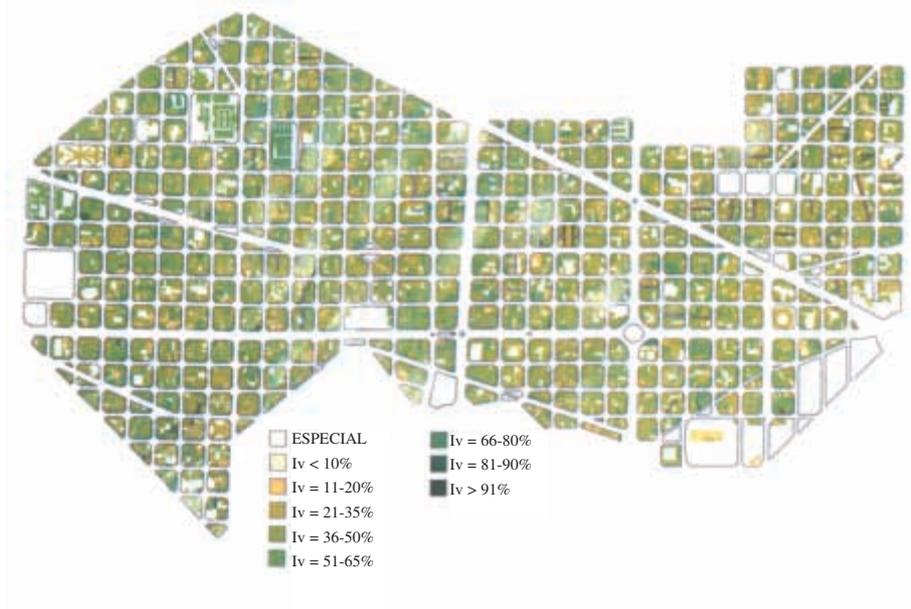
que el coste total esperado en la zona es mínimo para la intensidad macrosísmica VII MSK, por lo cual ésta sería la decisión óptima a tomar por el legislador.

Para simular escenarios de daño en el Eixample se utilizaron las anteriores funciones de vulnerabilidad. Se realizó la simulación de escenarios de daño, utilizando el sistema de información geográfica ARC/INFO. Algunos de los once parámetros del índice de vulnerabilidad se pudieron obtener directamente utilizando información de la base de datos del Ayuntamiento de Barcelona; otros se pudieron inferir a partir de éstos. Finalmente el resto se generó de manera aleatoria utilizando las distribuciones de probabilidad obtenidas a partir de la inspección de una muestra de edificios de la zona. Los resultados obtenidos para el área estudiada fueron representados gráficamente en forma de mapas. En la figura se muestra un posible escenario de daños para un grado de intensidad macrosísmica VII en la escala MSK; obsérvese que la mayoría de los edificios tendrían daños menores del 20%. Sin embargo, el 9% de ellos tendrían un índice de daño entre un 20% y 30% y un 3% tendrían daños severos, mayores de 40% (Barbat et al. 1998).

La vulnerabilidad de los edificios de hormigón armado se puede reducir mejorando su diseño sismorresistente, utilizando las siguientes cuatro posibilidades:

- Utilizar sistemas estructurales adecuados para zonas sísmicas. Si esta condición no se cumple, es prácticamente inútil refinar los detalles de cálculo y diseño.
- Utilizar mejores materiales de construcción, tales como hormigones de calidad y aceros de alta ductilidad.
- Evitar los errores de diseño conceptual al utilizar un sistema estructural adecuado.
- Aplicar detalles de diseño adecuados para el sistema estructural.





Bibliografía anejos

Barbat, AH; Yépez Moya, F; Canas, JA. (1996). **"Damage scenarios simulation for seismic risk assessment in urban zones"**, Earthquake Spectra, 12 (3), 371-394.

Barbat, AH; Mena U; Yépez Moya, F. (1998). **"Evaluación probabilística del riesgo sísmico en zonas urbanas"**, Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, 14 (2), 247-268.

Benedetti, D; Petrini, V. (1984). **"Sulla Vulnerabilità sismica di edifici in muratura: Proposte di un metodo di valutazione"**, L'Industria delle Costruzioni, 149, 66-78, Roma.

Egozcue, JJ; Simarro, G; Díez, PD. (1997). **"Vulnerabilidad sísmica y toma de decisiones"**, Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 2 (1), 35-38.

E8 (1997). **"Eurocode 8: Desing of structures for earthquake resistance"**, European Committee for Standardization, Brussels.

GNDT (1986). **"Instruzioni per la compilazione della scheda di relivamento esposizione e vulnerabilità degli edifici"**, Grupo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, CNR. Roma.

NCSE-94 (1994). **"Norma de Construcción Sismorresistente, Parte General y de Edificación"**, Comisión Permanente de Normas Sismorresistente, Real Decreto 2543/1994 del 29 de diciembre de 1994, Boletín Oficial del Estado, 33, Miércoles 8 de febrero 1995, 3.936-3.980.

Park, R; Paulay, T. (1991). **"Estructuras de Concreto Reforzado"**, sexta edición, Editorial Noriega-Limusa, México.





GRUPO CELSA Polígono Industrial San Vicente, s/n. - 08755 CASTELLBISBAL (Barcelona) España
Tel. +34 93 773 05 00 - Fax +34 93 773 05 02 | E-mail: sales@gcelsa.com | <http://www.gcelsa.com>