



Boletín Técnico
ISSN 0376-723X *versión impresa*

IMME v.45 n.2 Caracas jul. 2007



Como citar este artículo

Respuesta no lineal de edificios de concreto armado diseñados para baja ductilidad.

Juan Carlos Vielma¹, Alex H. Barbat², Sergio Oller²

¹ Departamento de Ingeniería Estructural, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centrocidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Venezuela (email jcvielma@ucla.edu.ve)

² Universidad Politécnica de Cataluña, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos C/ Gran Capitán s/n- 08034, Barcelona, España (email alex_barbat@upc.edu, oller@cimne.upc.edu)

Resumen

En el diseño sismorresistente de edificios es necesario conocer previamente el valor de la ductilidad que éstos podrán llegar a alcanzar al ser sometidos a movimientos sísmicos fuertes. Los valores de ductilidad de referencia están incluidos en las normas de diseño sismorresistente. Su estimación también puede hacerse bajo criterio de expertos o de la observación de la respuesta que los edificios han tenido ante determinados terremotos. Sin embargo, generalmente el problema estudiado se ha centrado en la respuesta de edificios con respuesta dúctil, como son los edificios aporticados resistentes a momentos, sin que existan muchos datos que avalen la respuesta de los edificios de ductilidad limitada, entre los que se encuentran los edificios aporticados con vigas planas y los edificios con forjados reticulares. En este trabajo se estudia la respuesta no lineal de edificios de ductilidad limitada, proyectados conforme a los requisitos de la instrucción española (EHE) y la norma NCSE-02, y se obtienen los valores de ductilidad a partir de dicha respuesta, lo que permiten verificar los valores de los factores de reducción aplicados en la determinación de las fuerzas sísmicas y los valores de sobrerresistencia. De manera adicional, se estudia la respuesta de los edificios proyectados con aceros con diferentes características de ductilidad y tensión de plastificación. Finalmente, se comparan las respuestas de los edificios de ductilidad limitada con la respuesta de un edificio aporticado, verificándose el cumplimiento de las hipótesis consideradas para el proceso de análisis elástico de las mismas. Los resultados se comparan con los obtenidos de la respuesta no lineal de edificios con pórticos resistentes a momentos, diseñados según las normas españolas y la norma americana

ACI-318.

Palabras Claves: Ductilidad estructural, sobrerresistencia, análisis estático no lineal, Edificios con ductilidad limitada.

Non-linear response of reinforced concrete buildings designed for restricted ductility

ABSTRACT

In the earthquake resistant design of buildings, it is necessary to know a priori the value of the ductility that these will be able to reach when they are affected by strong ground motions. These values are available in the seismic design codes, but their estimation can be also made by using expert's opinion or the actual response of the buildings during seismic events. Nevertheless, the problem has been generally centred on the response of structures with ductile behaviour, like special moment-resisting frames, and there are not enough data available on the response of buildings with restricted ductility, such as framed buildings with flat beams and buildings with waffle slabs. Therefore, in this study, the nonlinear behaviour of buildings with restricted ductility is examined. In this paper two restricted ductility buildings have been designed according to the requirements of the EHE instruction and of the NCSE-02 code. The values of their ductility have been thus calculated and compared with the values of the reduction factors applied in the determination of the seismic design forces and with the values of the structural overstrength. Additionally, the response of the buildings, designed with steel of different ductilities and yield stress, are studied. Finally, the responses of the buildings with restricted ductility are compared with that of a moment-resisting framed buildings designed according to EHE and ACI codes.

Palabras Claves: Structural ductility, overstrength, pushover analysis, restricted ductility buildings.

Recibido: 17/03/07 **Revisado:** 28/05/07 **Aceptado:** 11/06/07

1. Introducción

La aparición de procedimientos claros con base en el desempeño (ATC-40, FEMA-273) aplicables a la adecuación y diseño sismorresistente de edificios, ha incrementado el interés de los investigadores sobre la respuesta estática no lineal de los edificios, Bertero y Bertero (2002). Entre las tipologías más estudiadas se encuentra la de los edificios aporticados con vigas de canto (Elnashai y Mwafi, 2002, Fragiaco et al. 2006), sin embargo, los edificios que se proyectan para presentar una respuesta poco dúctil, denominados edificios de ductilidad limitada, entre los que se encuentran los edificios con forjados reticulares y los edificios aporticados con vigas planas, han sido menos estudiados (Erberik y Elnashai, 2006).

Existen dos cantidades de la respuesta no lineal que permiten caracterizar si la respuesta obtenida es adecuada para una determinada amenaza sísmica: la ductilidad estructural y la sobrerresistencia. Las normas de diseño sismorresistente en general y la norma española NCSE-02, en particular, contemplan valores de ductilidad muy bajos para los edificios de ductilidad limitada, los cuales han sido formulados considerando que estas estructuras disponen de una baja capacidad de disipación de energía. Por otro lado, a excepción del Uniform Building Code (UBC-97) y el Internacional Building Code (IBC-2003), no existe en las normas de diseño sismorresistente de edificios, referencia

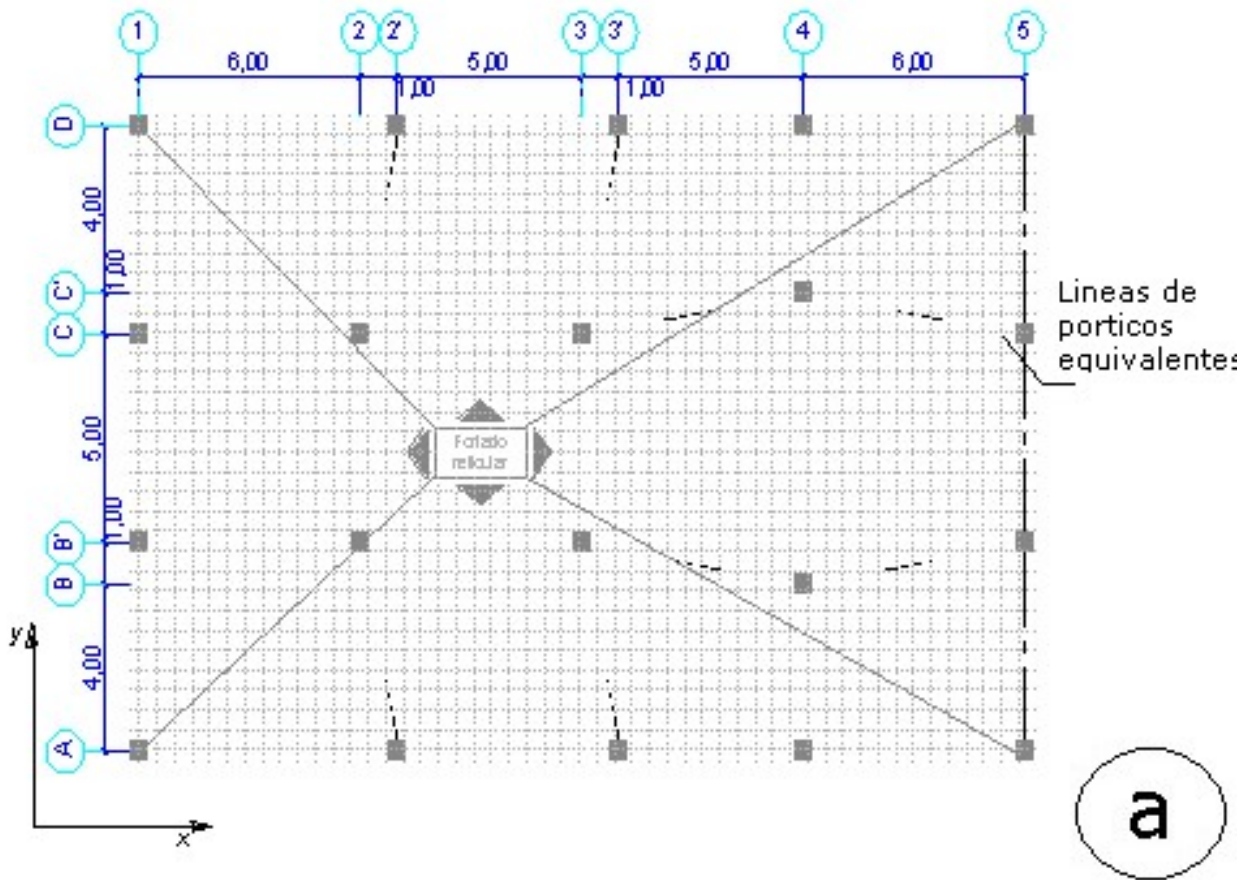
directa a los valores de la sobrerresistencia, importantes en la determinación de los factores de reducción de respuesta, Vielma et al. (2006). En este trabajo el principal objetivo es calcular los valores de la ductilidad y la sobrerresistencia de los edificios de ductilidad limitada, aplicando el análisis estático no lineal con control de fuerzas, para lo que se utiliza el concepto del índice de daño con el fin de obtener los valores de los desplazamientos últimos de los edificios. Los desplazamientos correspondientes al otro punto que permite calcular la ductilidad (desplazamiento de plastificación) se obtienen aplicando la forma bilineal idealizada, Park (1988). Conocida la respuesta no lineal, se estudia el efecto beneficioso que sobre ésta tendría la mejora de las características de ductilidad del acero de refuerzo, del confinamiento longitudinal y transversal y la aplicación de tipologías estructurales que logran combinar las características de edificios de ductilidad limitada con las de los edificios aporticados resistentes a momentos. Finalmente, se realiza una comparación entre respuesta no lineal de los edificios con ductilidad limitada y la respuesta de dos edificios aporticados resistentes a momentos, uno con ductilidad intermedia, proyectado según la instrucción española EHE y el otro con ductilidad alta, proyectado según la norma ACI-318, encontrando que en el caso de los edificios de ductilidad limitada no se satisfacen algunas de las premisas asumidas en la etapa de diseño sismorresistente.

2. Descripción de los casos de estudio

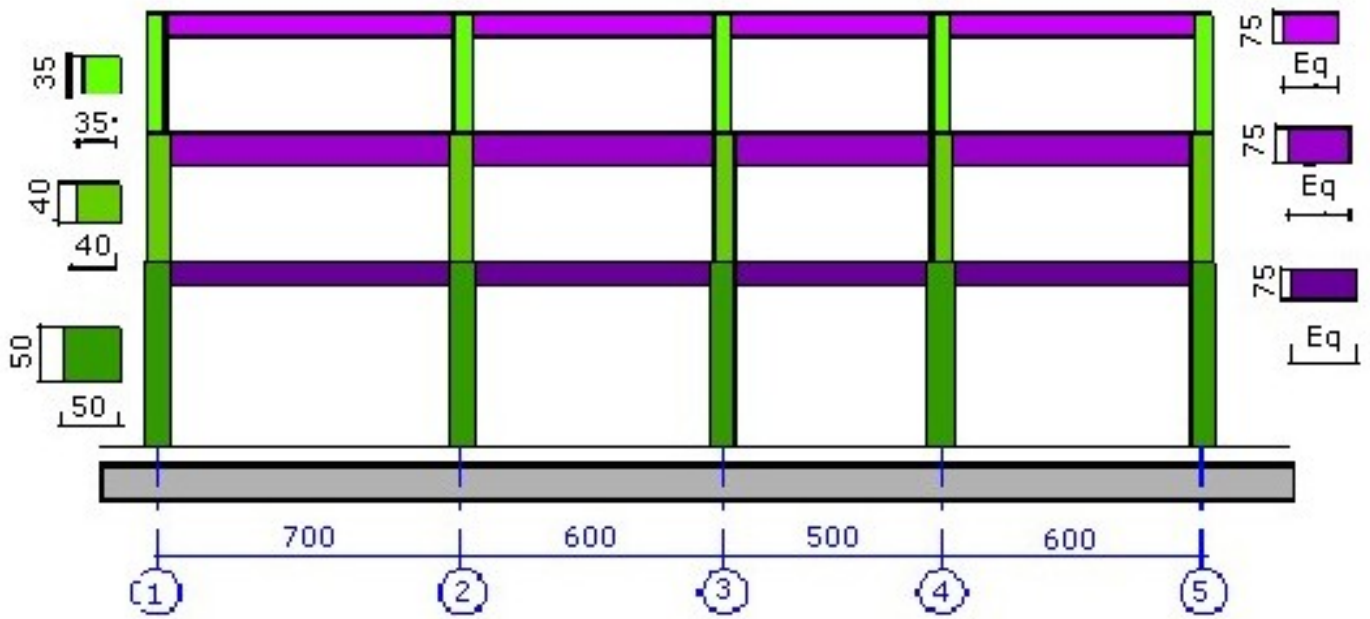
Para explicar mejor las implicaciones que tienen la tipología y el diseño de las estructuras en la respuesta global de las mismas, se estudian tres edificios con características diferentes. Los dos primeros edificios, uno con vigas planas y el otro con forjados reticulares, se pueden clasificar como edificios de ductilidad limitada, puesto que se proyectan con factores de reducción bajos y se espera que su respuesta no lineal muestre un valor de ductilidad estructural reducido. El tercero es aporticado y con vigas de canto y sus valores de ductilidad se ubican entre intermedios y altos. A continuación se describen las formas estructurales de los tres edificios.

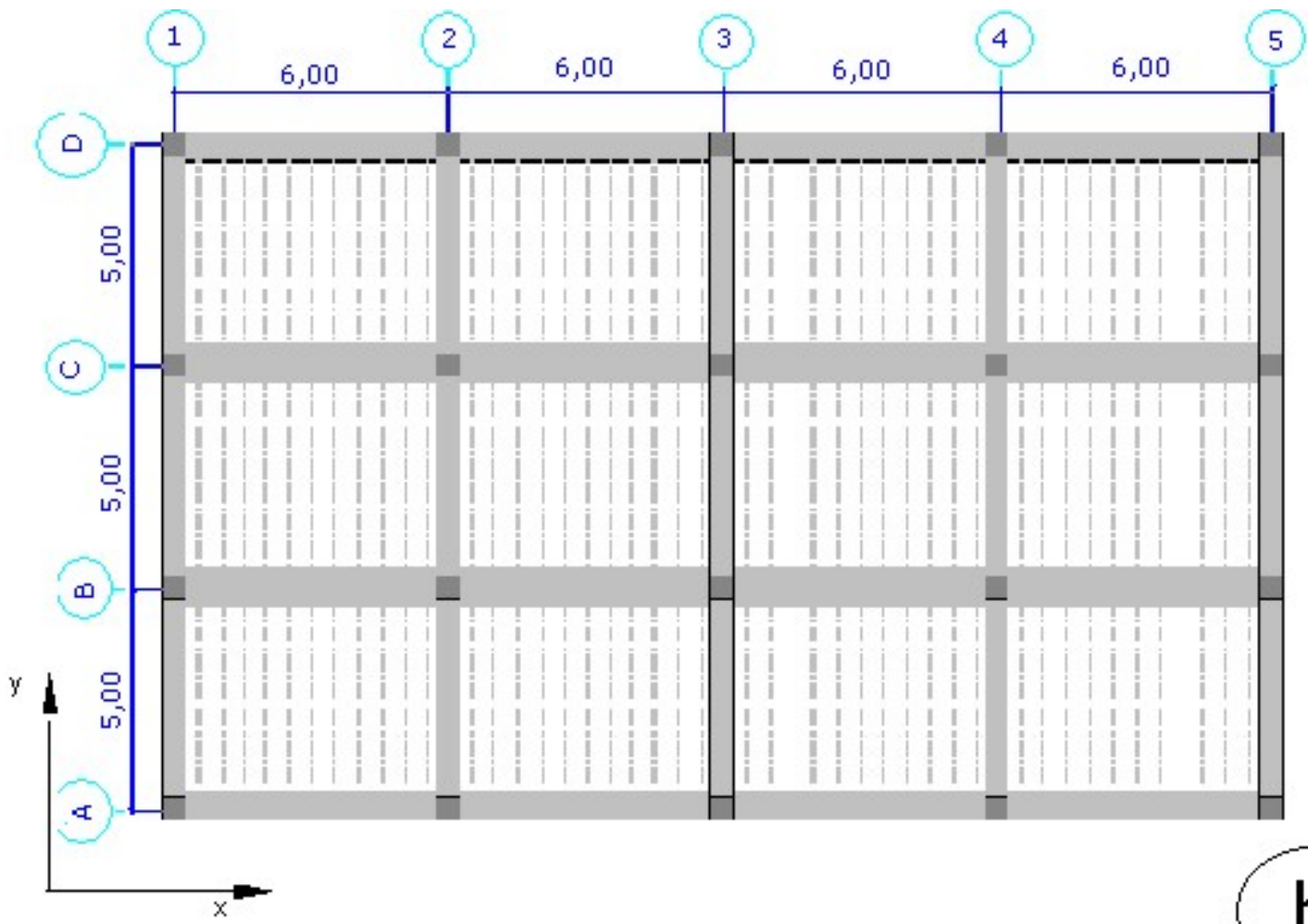
2.1 Edificio con forjados reticulares

El edificio de concreto armado con forjados reticulares tiene nervios orientados según las líneas que unen los extremos de las columnas. El edificio tiene tres niveles, el primero con una altura de 4,5 m, mayor que la del resto de los niveles, que tienen 3,0 m. Esta configuración corresponde al caso usual de los edificios que se proyectan para albergar locales comerciales en la planta baja. Tiene cuatro vanos en la dirección paralela al eje x y tres en la dirección paralela al eje y. Algunas columnas están desviadas 1,0 m en dirección x e y, tal como puede verse en la [Figura 1a](#). Este hecho se ha previsto para estudiar el efecto de las columnas que no forman líneas resistentes. Como consecuencia se tiene el inconveniente de no poder definir como unidad estructural básica los pórticos. En la [Figura 1a](#) se muestra un pórtico equivalente del edificio con forjados reticulares. El sistema de forjados es de tipo bidireccional, con nervios ortogonales entre sí. El canto total de los forjados es de 30 cm.

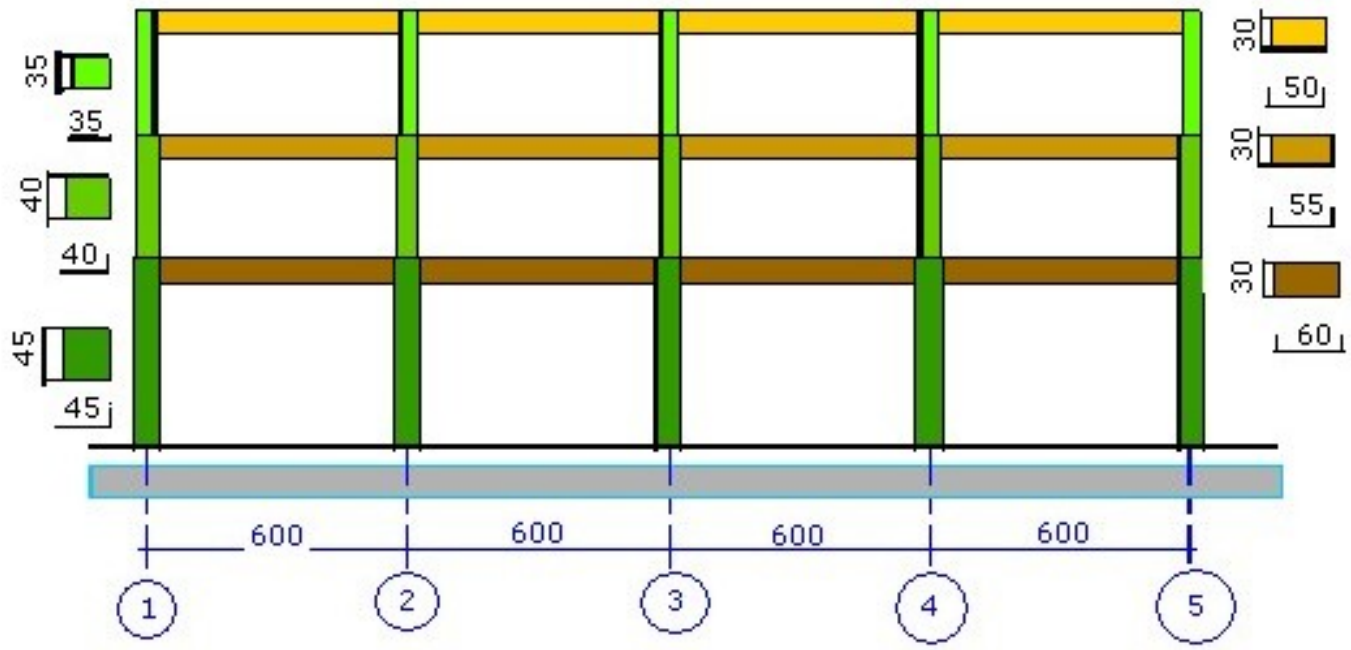


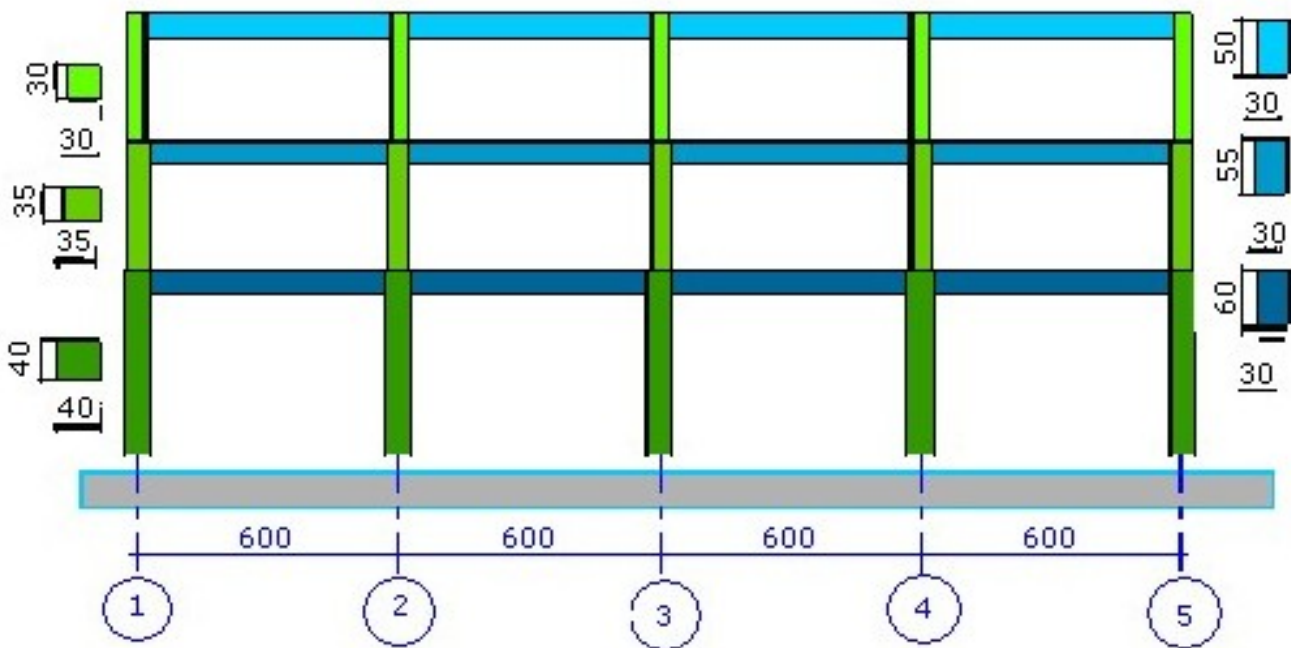
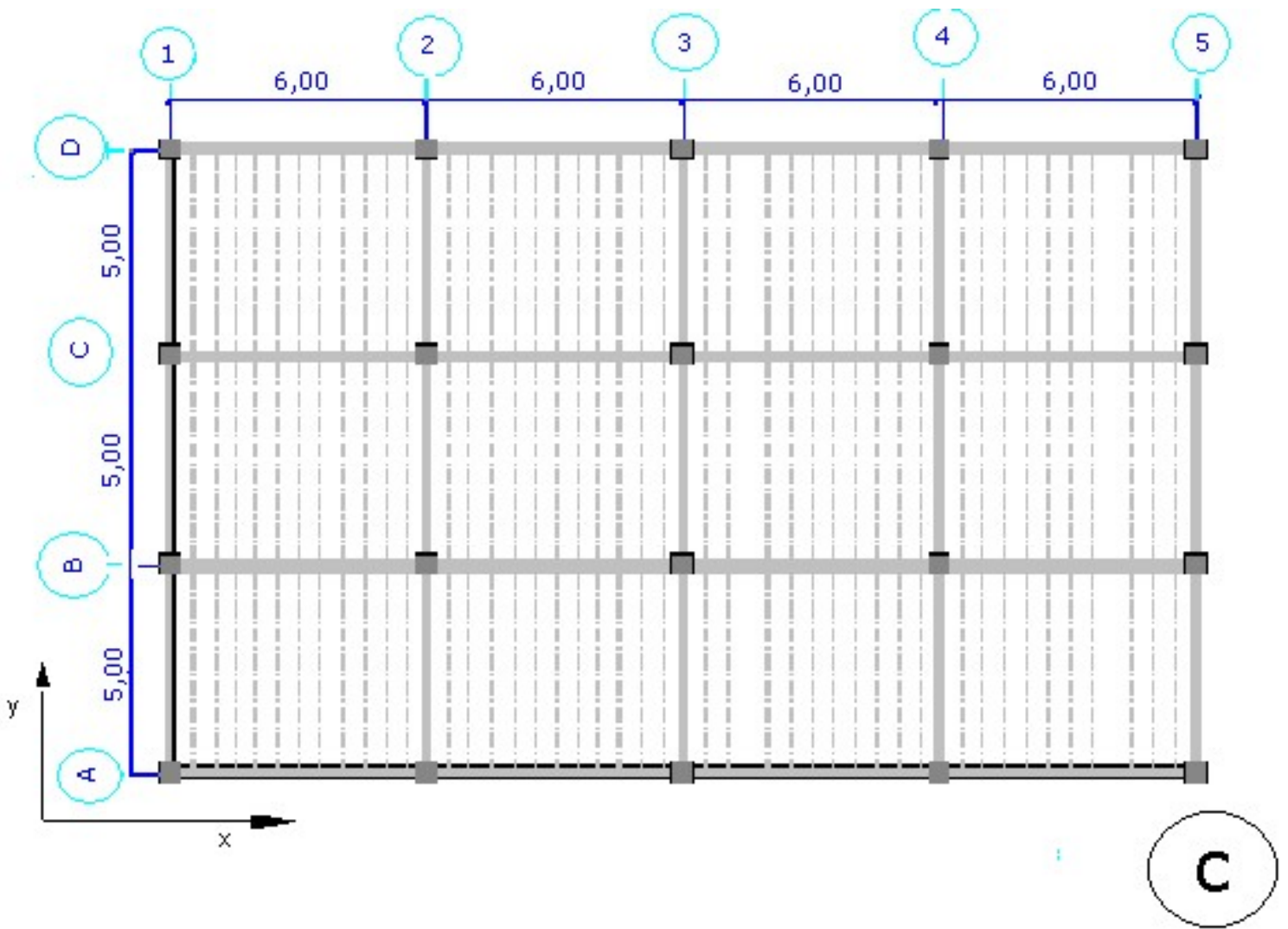
a





b





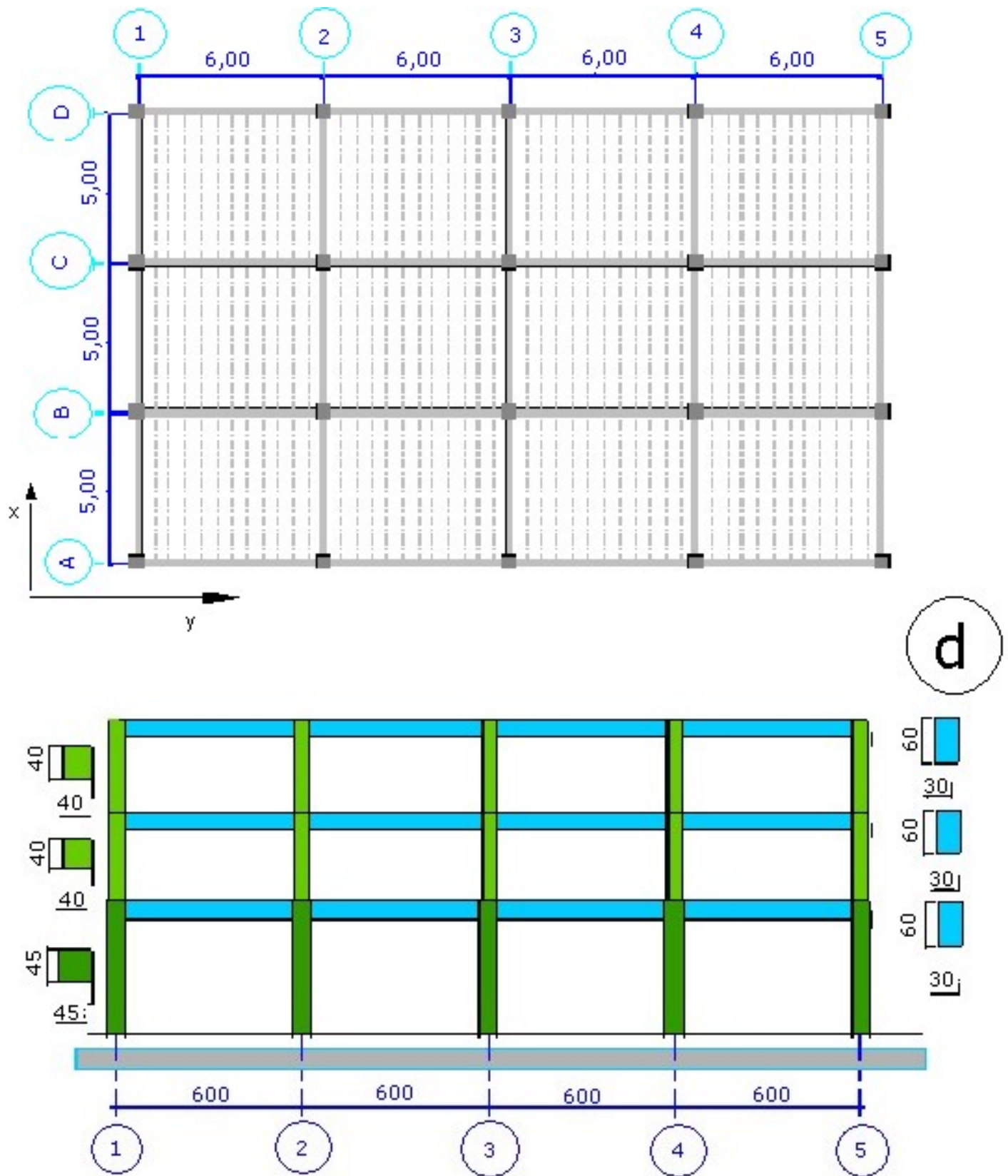


Figura 1. Plantas típicas de los cuatro edificios analizados (igual en todos los niveles) y alzados con dimensiones de las secciones transversales

El predimensionamiento de las columnas y forjados se ha efectuado aplicando inicialmente sólo las cargas de gravedad distribuidas sobre los forjados, considerando la simplificación de áreas contribuyentes. De esta forma, las cargas puntuales se

distribuyen a las columnas, evitando que las mismas superen el criterio preestablecido del 30% de la resistencia del área bruta del concreto.

2.2 Edificio con vigas planas

La tipología seleccionada para este segundo ejemplo es la de un edificio aporticado formado por columnas y vigas planas, con un sistemas de forjados unidireccionales que se apoyan sobre estas últimas (véase la [Figura 1b](#)). Las vigas planas se utilizan tanto en la dirección que recibe las viguetas del forjado unidireccional como en la dirección de arriostramiento.

El edificio tiene dimensiones en planta similares a las del edificio con forjados reticulares, pero las columnas se han alineado con lo que se definen líneas resistentes de pórticos ortogonales entre sí, tal como puede verse en la [Figura 1b](#). Se mantienen las consideraciones de planta baja flexible por su mayor altura, con el resto de los niveles conservando la misma altura y los mismos números de vanos en ambas direcciones. En la [Figura 1b](#) se muestra el alzado típico de uno de los pórticos que forman este edificio.

2.3 Edificio de pórticos resistentes a momentos

El edificio tiene características geométricas similares a las del edificio de vigas planas (apartado 2.1) cuya planta se muestra en la [Figura 1c](#), para el caso en el que el edificio ha sido proyectado conforme a la instrucción española EHE. La diferencia entre el edificio con pórticos resistentes a momentos y los edificios con vigas planas, se encuentra en que las vigas están posicionadas de canto, con la dimensión mayor orientada verticalmente. El sistema de forjado es del tipo unidireccional. Los criterios de predimensionamiento se mantienen. Se añade el criterio de obtener las dimensiones a partir del predimensionamiento sísmico, incrementando únicamente las dimensiones de las columnas para proyectar la estructura de acuerdo con el criterio de columna fuerte y viga débil.

La planta del edificio es regular, cuenta con ejes bien definidos y alineados, formando pórticos resistentes en las direcciones x e y, tal como se muestra en la [Figura 1c](#). En esta misma figura, se muestra un alzado de un pórtico típico del edificio.

Finalmente en la [Figura 1d](#) se muestran la planta y el alzado del edificio aporticado, proyectado según el ACI-318.

Efectuando el análisis modal previsto en la norma NCSE-02 (Barbat et al. 2005), se han determinado las fuerzas sísmicas de cálculo a aplicar en los nudos de los pórticos del edificio. Para ello se utiliza el espectro inelástico de diseño que puede verse en la [Figura 2](#), con una aceleración básica de diseño de 0,25g, que se calcula de manera simplificada reduciendo el espectro de diseño elástico por un factor correspondiente a la ductilidad y al amortiguamiento, Barbat et al. 2005. Dicho espectro inelástico es el mismo que se utiliza en el cálculo de las fuerzas sísmicas del edificio con forjados reticulares. Posteriormente, se calculan las fuerzas sísmicas máximas probables mediante la aplicación del método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), Barbat et al. 2005.

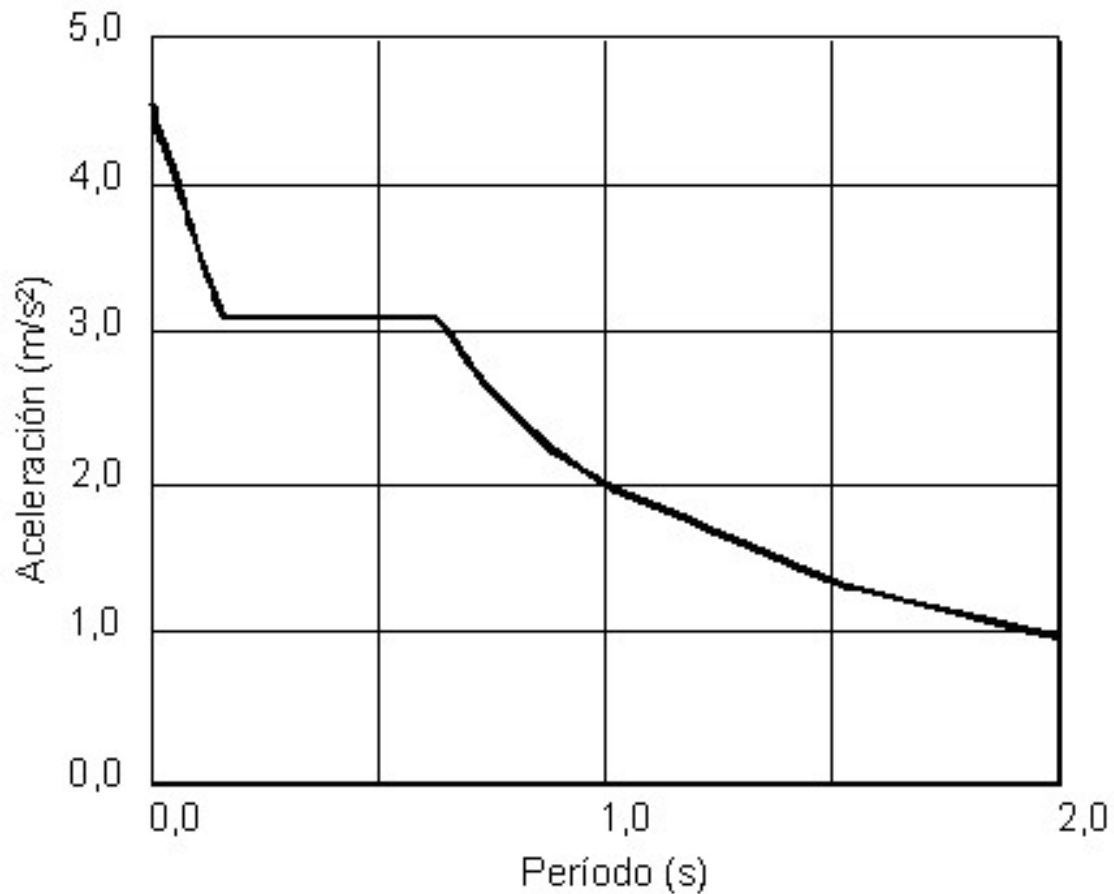


Figura 2. Espectro inelástico obtenido de acuerdo con la norma NCSE-02.

Para los casos analizados el amortiguamiento considerado es de 5% del amortiguamiento crítico mientras que los valores de la ductilidad de diseño μ se muestran en la [Tabla 1](#). Conforme con estos valores, la norma sismorresistente NCSE-02 requiere que los valores de los factores de reducción aplicados al espectro elástico de diseño sean iguales al valor de la ductilidad de diseño.

Tabla 1. Ductualidades de diseño aplicadas a los edificios analizados

Edificio	Ductilidad
	μ
Forjados reticulares	2
Aporticado con vigas planas	2
Aporticado con vigas de canto	4

Una vez calculadas las fuerzas sísmicas de diseño, se procede con el diseño de las secciones, aplicando las prescripciones contenidas en la Norma NCSE-02 y la instrucción EHE. Los detalles del armado de los elementos de los edificios no se muestran en este artículo, sin embargo se encuentran publicados (Barbat et al., 2007).

3. Análisis no lineal

El análisis no lineal tiene como principal objetivo el de hacer una evaluación más ajustada a la realidad de la respuesta de los edificios proyectados de acuerdo con el método de cálculo lineal elástico previsto en la norma NCSE-02. De esta manera se podrá ilustrar, por una parte, la manera en que el diseño sismorresistente mejora la capacidad dúctil de las estructuras y, por otra, de qué manera la respuesta no lineal cuestiona ciertas simplificaciones que se efectúan en el análisis elástico. Se debe mencionar también que dichas simplificaciones no siempre tienen un significado del todo claro para el proyectista de estructuras.

Los resultados se han calculado mediante los modelos 2D de los edificios descritos anteriormente, definiéndose pórticos representativos para cada uno de los modelos estructurales analizados. Dada la presencia de columnas no alineados en el edificio con forjados reticulares, se ha decidido modelar uno de los pórticos exteriores de este edificio, ya que el resto de los elementos no constituyen un sistema estructural que se pueda modelar como plana en sentido estricto, pues aparece el efecto de torsión.

Respecto al análisis no lineal, se ha utilizado el programa de elementos finitos PLCDYN (PLCd, 1991), en el que se modela el concreto armado como un material compuesto aplicando la teoría de mezclas, Car et al. (2000) y Car et al. (2001). Mediante esta teoría es posible considerar a un material compuesto como si este fuese homogéneo, aplicando las siguientes hipótesis básicas:

- Las propiedades mecánicas de los compuestos se determinan de acuerdo a la proporción volumétrica de los materiales componentes.
- En un volumen infinitesimal, participa una cantidad finita de componentes.
- Cada componente participa en la misma proporción a escala microscópica como a escala macroscópica.

- La deformación es la misma para cada componente.

En la [Figura 3](#) se muestra una discretización típica genérica de los pórticos, cuyos elementos tienen longitudes variables que dependen de las zonas de columnas y de vigas con un mayor confinamiento. Las zonas de confinamiento se han proyectado de acuerdo con las dimensiones generales de los elementos estructurales, de los diámetros del acero longitudinal y de las luces de los vanos o de las alturas de los pisos. En esta figura los elementos verticales aparecen numerados a la izquierda, mientras que los elementos horizontales se numeran en la parte inferior. Los nudos se numeran a la izquierda (nudos de los elementos verticales) y en la parte superior (nudos de los elementos horizontales).

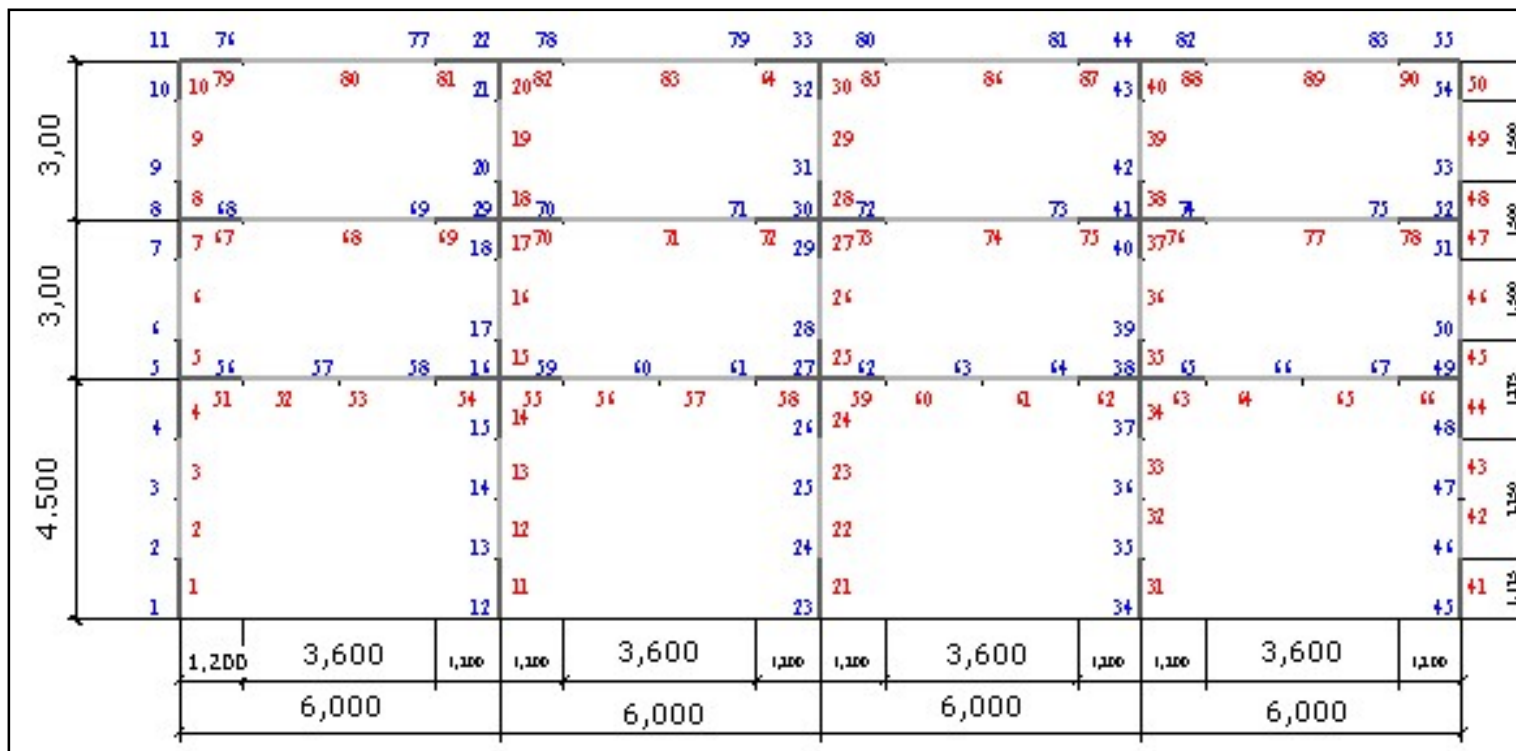


Figura 3. Discretización típica de los pórticos analizados.

Para evaluar la respuesta inelástica de las tres estructuras proyectadas se aplica un procedimiento de cálculo cuasi-estático no lineal, habitualmente conocido como pushover analysis. Dicho procedimiento consiste en someter la estructura a un patrón de fuerzas laterales, representativas de la acción sísmica, distribuidas en altura de acuerdo con diferentes criterios, e incrementarlas hasta que se produce el colapso estructural. Entre los criterios mencionados el más habitual es el de distribución de acuerdo con la forma del primer modo de vibración, en el que las fuerzas de cada nivel son directamente proporcionales a la altura del edificio, véase la [Figura 4](#); este es uno de los patrones de distribución de fuerzas recomendado por el Eurocódigo-8, el otro patrón recomendado por el Eurocódigo-8 y aplicado a los edificios analizados es el de distribución uniforme de fuerzas, sin embargo el patrón del primer modo resultó ser el más desfavorable.

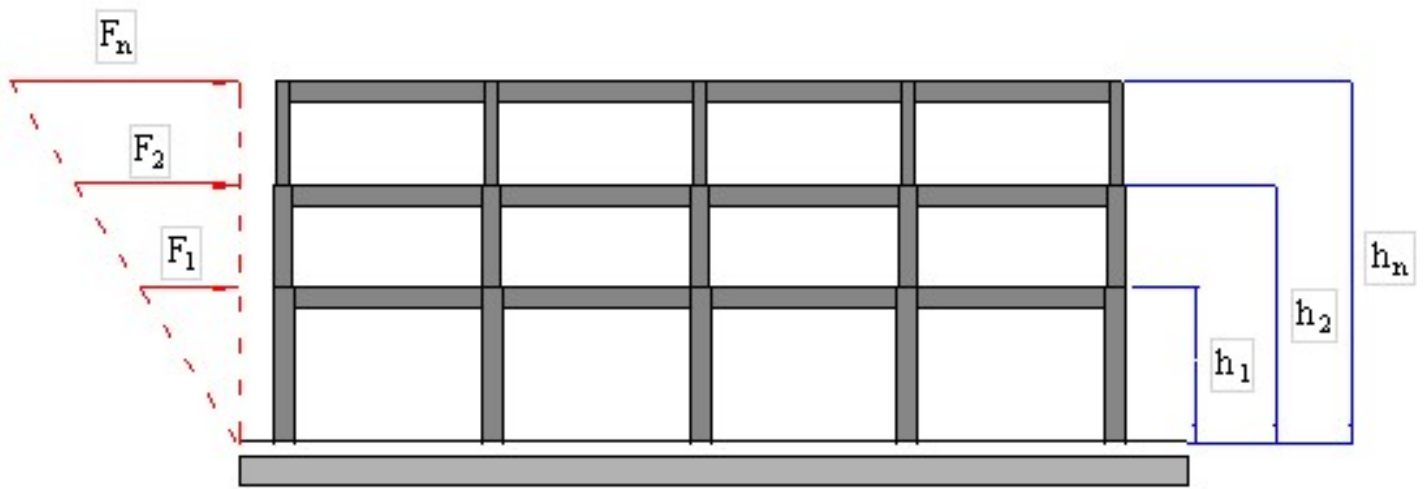


Figura 4. Distribución de fuerzas aplicada en el análisis no lineal

Las fuerzas laterales se incrementan progresivamente, desde el valor nulo, pasando por las que producen el cambio de comportamiento estructural elástico a plástico, hasta alcanzar el valor de desplazamiento último, a partir del cual la estructura ya no es capaz de soportar ningún incremento de carga y su colapso es inminente. Antes de aplicar las cargas laterales representativas de la acción sísmica, la estructura es sometida a la acción de las cargas de gravedad, de acuerdo con las combinaciones aplicadas en el análisis elástico. El procedimiento aquí descrito ha sido validado mediante la comparación de los resultados de la simulación numérica con los resultados obtenidos mediante la aplicación de cargas laterales a un pórtico de concreto armado (Barbat et al., 2007)

A partir de la respuesta estática no lineal obtenida mediante la aplicación de técnicas de elementos finitos, se obtiene la expresión idealizada bilineal de la [Figura 5](#), que tiene un segmento representativo del comportamiento elástico que va desde el origen hasta el valor que corresponde al 75% del cortante máximo en la base, Park (1988). Para obtener la segunda recta, que representa la rama de comportamiento plástico, ha sido necesario encontrar la intersección de este segmento con uno horizontal, correspondiente al valor máximo del cortante basal. Mediante este procedimiento de compensación se logra garantizar que la energía absorbida por el sistema modelizado y el ideal sean iguales ([Figura 5](#)).

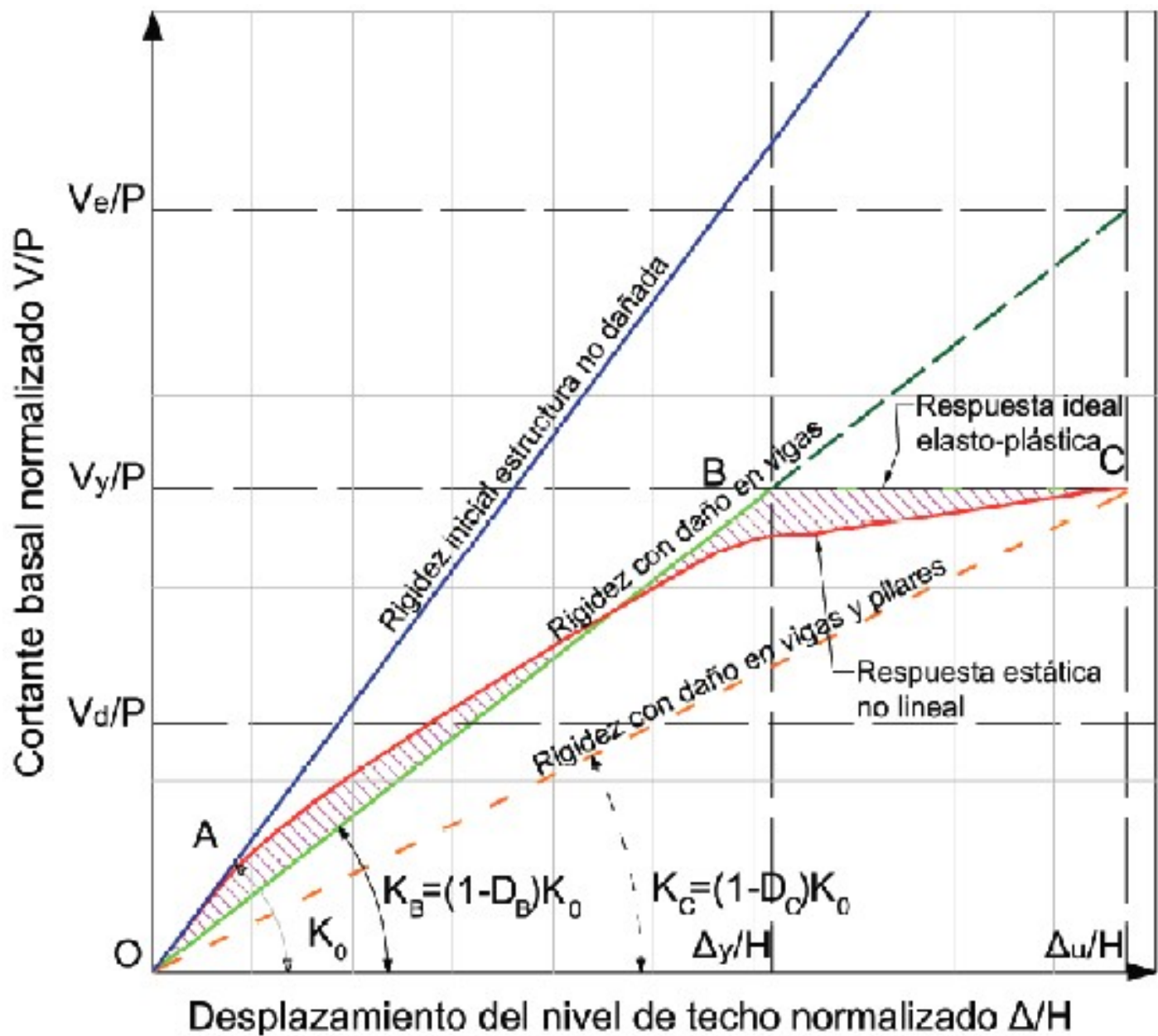


Figura 5. Esquema para la determinación del índice de daño de un elemento estructural

Del análisis no lineal interesan dos coeficientes que caracterizan la calidad de la respuesta sismorresistente de los edificios. La primera de éstas es la ductilidad estructural, como:

$$\mu = \frac{\Delta_u / H}{\Delta_y / H} \quad (1)$$

Y que se calcula a partir de los valores del desplazamiento de plastificación normalizado Δ_y/H , y del desplazamiento último normalizado Δ_u/H , siendo H la altura del último nivel

del edificio. Los desplazamientos normalizados se muestran en la [Figura 5](#).

También resulta interesante comparar los valores del de cortante basal de diseño normalizado V_p / P , con el coeficiente de cortante basal de plastificación normalizado V_y / P , siendo P el peso sísmico del edificio, véase la 0. La relación entre ambas fuerzas cortantes define la sobrerresistencia del edificio, R_R

$$R_R = \frac{V_y / P}{V_d / P} \quad (2)$$

Para efectos de diseño, la sobrerresistencia R_R representa una especie de factor de seguridad.

El comportamiento no lineal del concreto puede modelarse aplicando la teoría del daño, lo que permite asociar este fenómeno con la pérdida de área resistente de la sección de concreto resultado de la propagación macroscópica de fisuras. El índice global de daño es una combinación apropiada de los índices de daño calculados para cada sección transversal de los elementos que forman la estructura.

El índice de daño D_i (Oller et al. 1996 y Hanganu et al. 2002), se define como una relación en un instante i de la fuerza cortante reducida de la estructura dañada V_{red_i} y la que tendría en el supuesto de que mantuviese elástica V_{e_i} , que se muestran en la [Figura 6](#).

$$D_i = 1 - \frac{V_{red_i}}{V_{e_i}} = 1 - \frac{K_i \cdot \Delta_i}{K_0 \cdot \Delta_i} = 1 - \frac{K_i}{K_0} \quad (3)$$

donde K_i es la rigidez de la estructura en el estado actual y K_0 es la rigidez de la estructura antes de que ocurra la primera plastificación de cualquiera de sus elementos ([Figura 6](#)). Éste índice permite aplicar el procedimiento de control de fuerzas en la determinación de la curva de capacidad, ya que el desplazamiento último Δ_u se alcanza para un valor de daño predeterminado.

El índice de daño D puede interpretarse como la pérdida de la rigidez inicial de la estructura o elemento estructural al ser sometido a acciones externas.

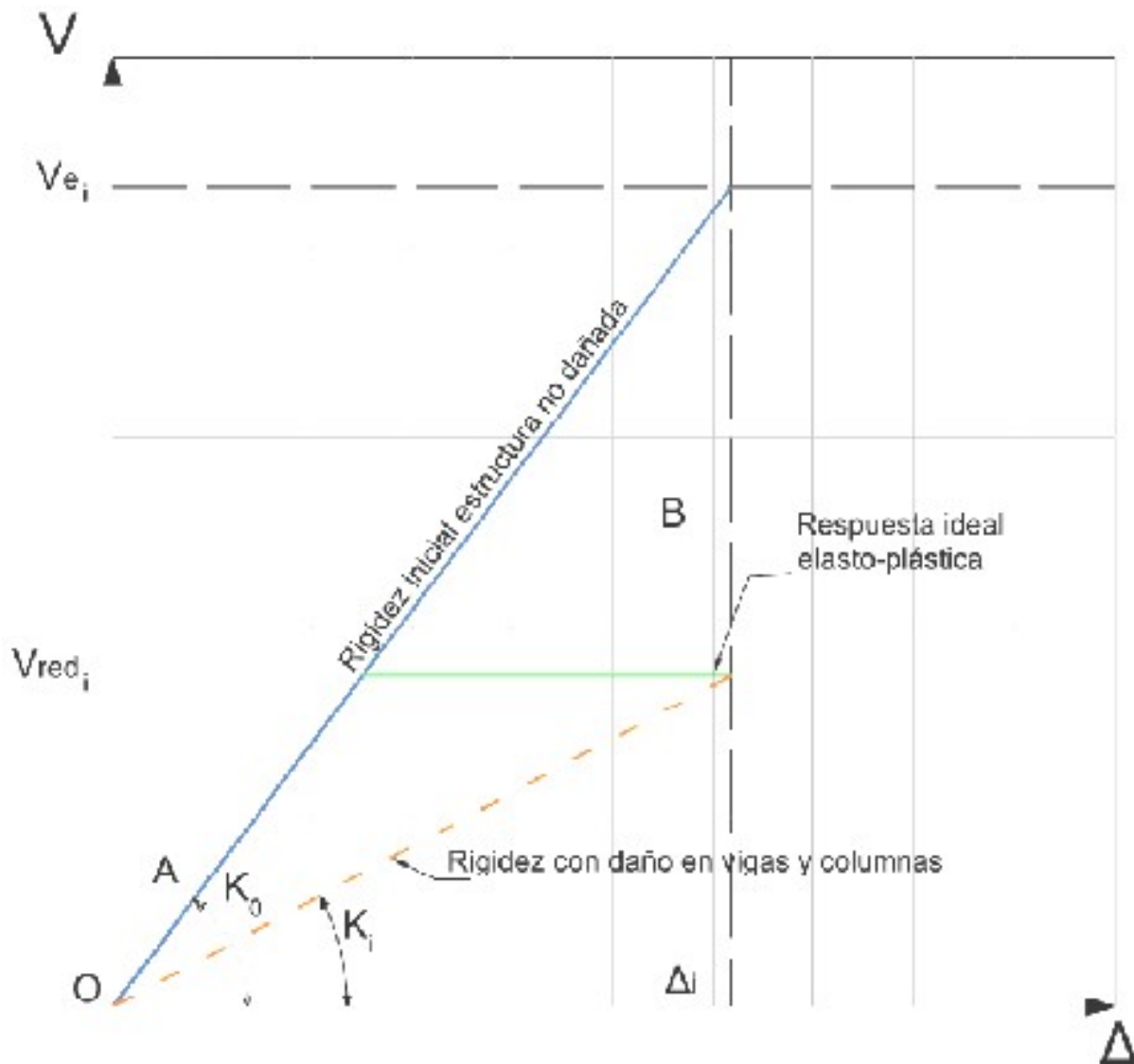


Figura 6. Relación entre los cortantes elástico y reducido que permite definir el índice de daño

3.1 Respuesta no lineal del edificio con forjadas reticulares

En la literatura especializada, no abundan los cálculos de la respuesta no lineal de este tipo de edificios, dada la naturaleza especial del sistema estructural. En este caso se ha adoptado un modelo mecánico similar al de pórtico equivalente presentado en la Norma ACI-318, ACI Comité 318 (2005).

Este tipo de estructuras se proyecta para un nivel de ductilidad muy bajo en relación con el permitido para otros sistemas estructurales como, por ejemplo, el clásico aporricado. En la [Figura 7](#) se muestra la curva de capacidad calculada para este edificio, utilizando elementos finitos con modelos constitutivos no lineales de daño y plasticidad y dentro de una teoría de mezclas de materiales. Para controlar la disipación de energía y su correcto comportamiento se han introducido valores medios aproximados de la resistencia y la energía de fractura/aplastamiento, de cada material constituyente (acero-concreto).

La ductilidad estructural, para éste pórtico exterior es de:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{2,912381}{1,853333} = 1,57$$

(4)

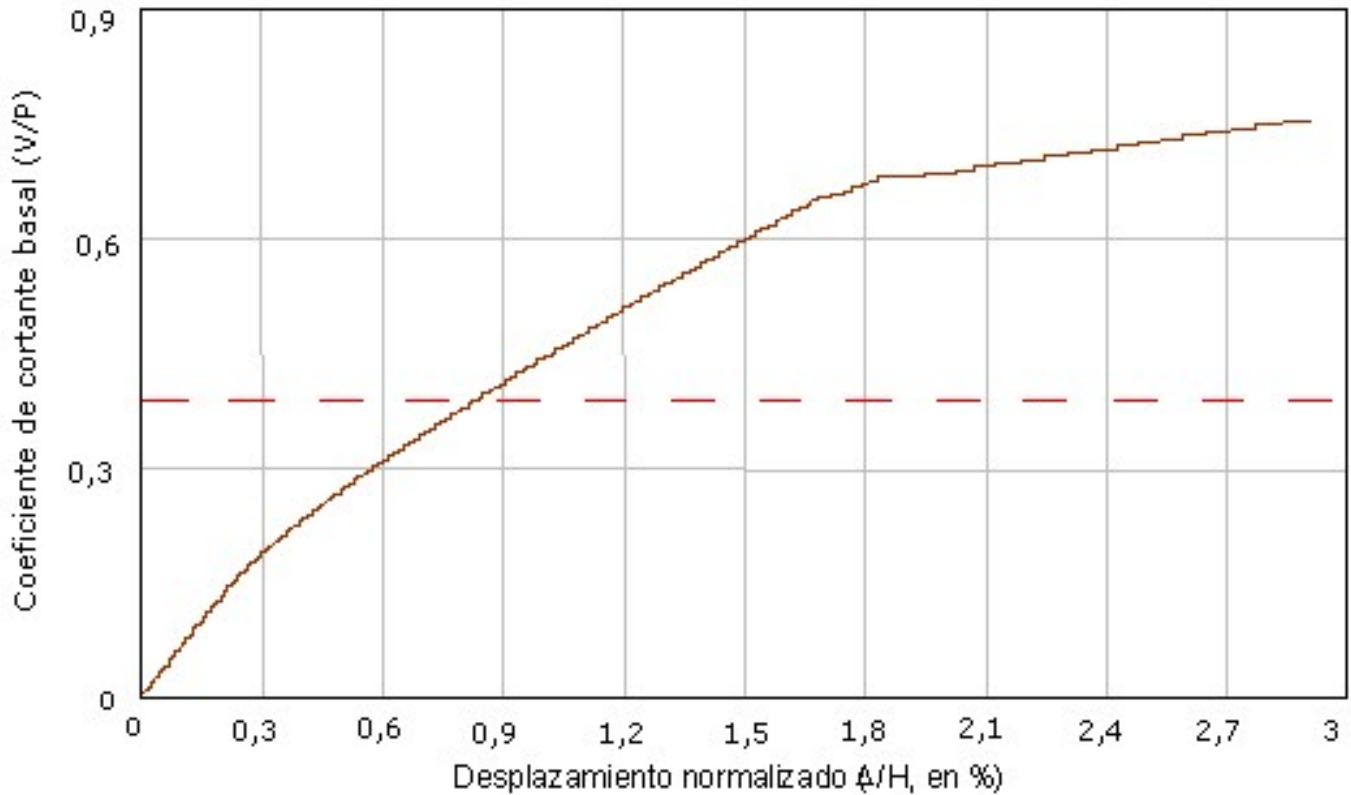


Figura 7. Curva de capacidad de un pórtico exterior del edificio con forjados reticulares

Se calcula a partir de los valores del desplazamiento de plastificación Δ_y , y del desplazamiento último Δ_u , de la curva de capacidad idealizada que puede verse en la [Figura 8](#). La ductilidad obtenida para este tipo de estructuras es de $\mu=1,57$ y se considera muy baja, pues es inferior a $\mu=2$ que da la norma española NCSE-02 para este tipo de estructuras.

Para este edificio la sobrerresistencia es:

$$R_R = \frac{V_y}{V_p} = \frac{0,752786/P}{0,3878/P} = 1,94$$

Si bien el valor de la ductilidad calculado para este edificio parece ser una sugerencia a revisar los valores del factor de ductilidad, también es cierto que los resultados muestran que este edificio exhibe una alta sobrerresistencia.

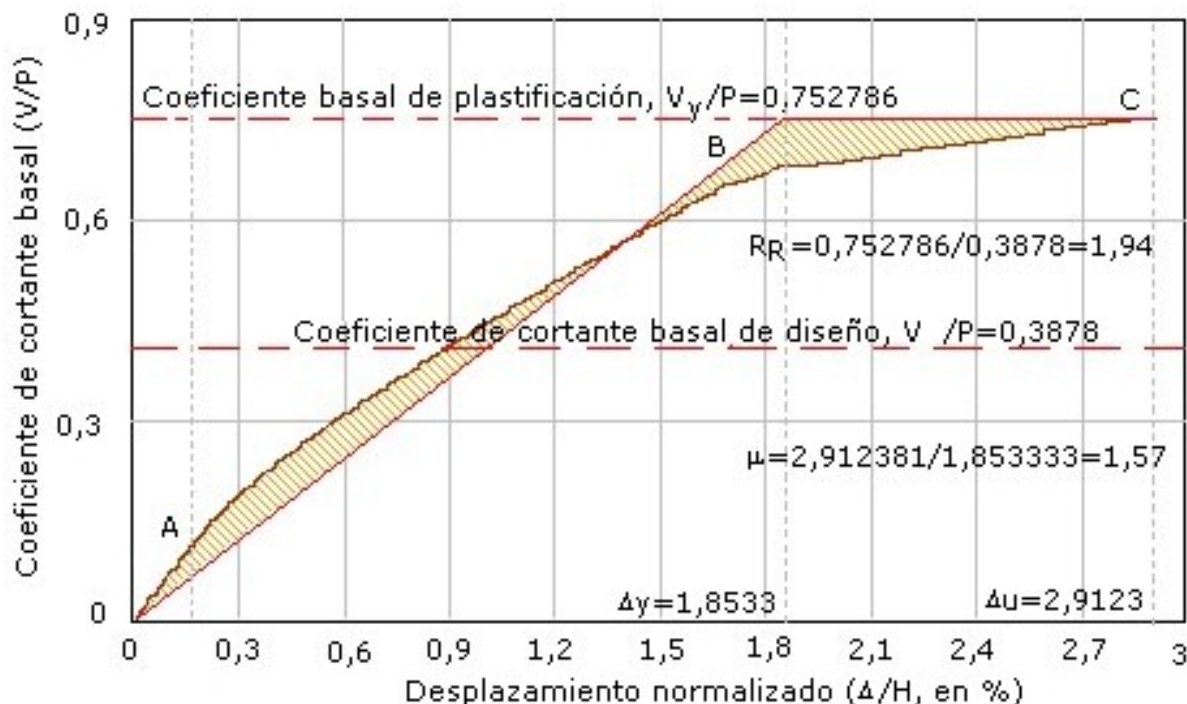


Figura 8. Idealización bilineal de la curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con forjados reticulares

En la [Figura 9](#) se muestra la evolución del índice de daño del edificio con forjados reticulares, que cuantifica la pérdida de rigidez del conjunto de elementos de la estructura que resisten la carga o conjunto de cargas que conducen al fallo de la misma. Dicho índice está calculado mediante un programa de elementos finitos (PLCd, 1991) con un modelo constitutivo de daño y plasticidad y permite correlacionar el daño con los desplazamientos.

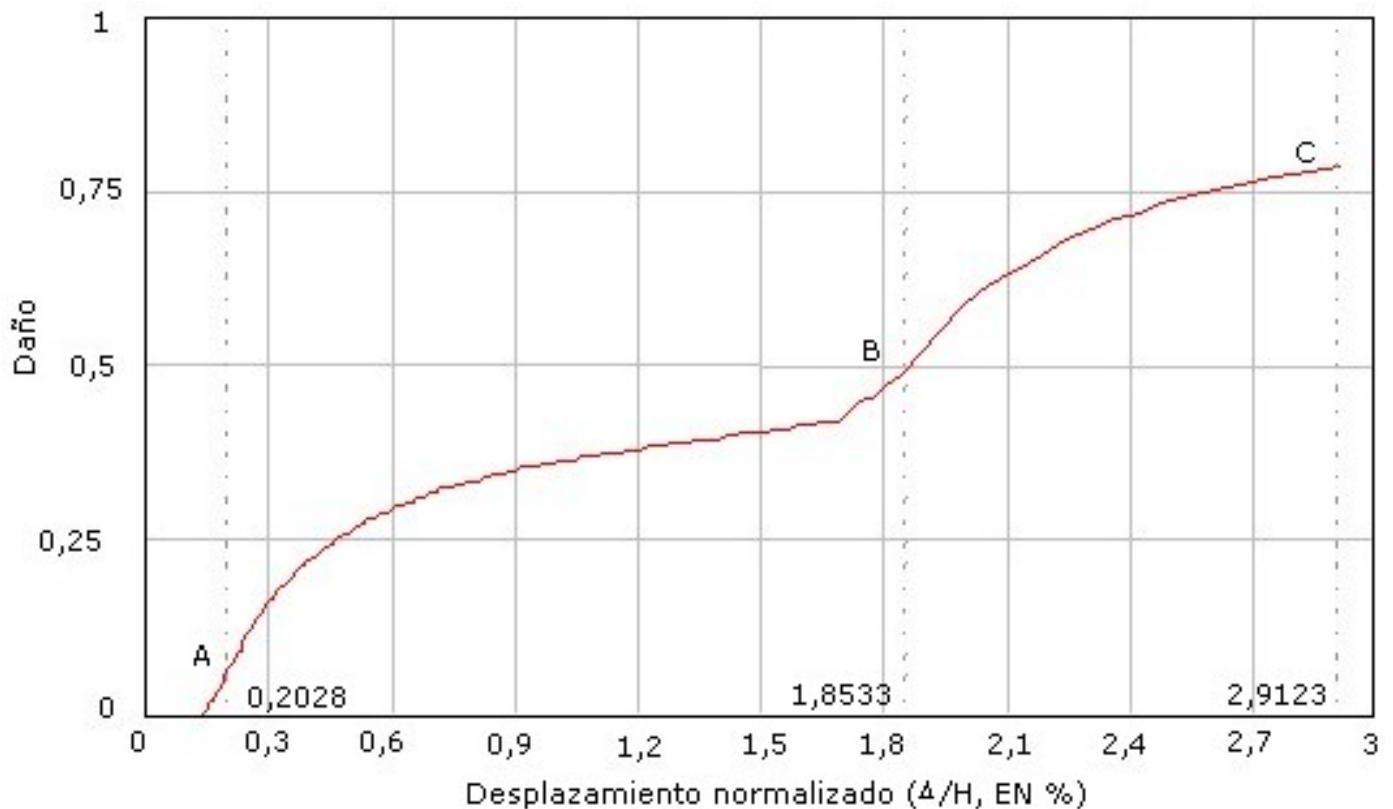


Figura 9. Evolución del índice de daño global en el pórtico exterior del edificio con forjados reticulares

El punto A indica la aparición de las primeras micro fisuras en la estructura que se incrementan hasta alcanzar la rótula en las vigas (punto B) y a partir de aquí comienzan las rótulas en columnas hasta que se alcanza el estado de umbral de colapso, punto C de la [Figura 9](#).

La respuesta poco dúctil del edificio con forjados reticulares puede atribuirse la aparición de rótulas plásticas en los puntos de transición entre los ábacos y los nervios del forjado del primer nivel. Debe recordarse que, al estar los elementos de los forjados sometidos a flexión inducida por cargas de gravedad, además de la debida a las fuerzas sísmicas de cálculo, las zonas que requieren un especial armado son las próximas a los nudos y a las del centro del vano, en donde frecuentemente se producen los mayores momentos. Se observa que es complicado poder llevar a cabo un eficiente confinamiento en la zona central de los forjados, lo que en cierto sentido explica su posible mecanismo de fallo en el caso sísmico y, por ende, el bajo nivel de ductilidad de la estructura.

3.2 Respuesta no lineal del edificio con vigas planas

Los edificios cuyos pórticos tienen vigas planas reciben en la norma española NCSE-02 una consideración diferente a la del resto de los edificios apórticados con vigas de canto, en lo que a ductilidad se refiere. Es notable la dificultad técnica de llevar a cabo las disposiciones normativas de armado para garantizar una respuesta dúctil de los elementos del pórtico. En la [Figura 10](#) se muestra la respuesta global de la estructura hasta alcanzar el desplazamiento último (desplazamiento previo al colapso total) que, junto con el valor del desplazamiento de plastificación, permite calcular el valor de la ductilidad de desplazamiento.

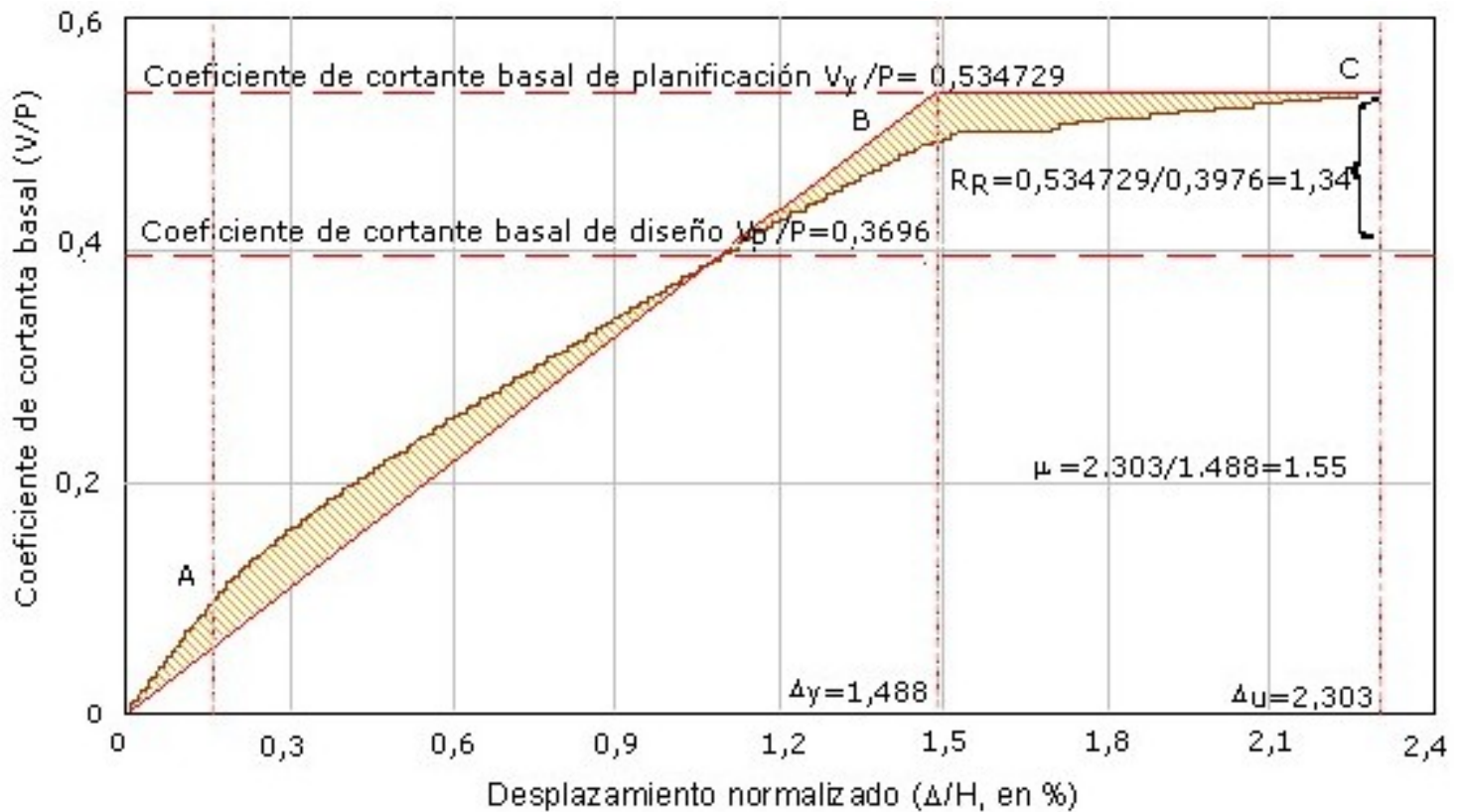


Figura 10. Curva de capacidad idealizada del pórtico exterior del edificio con vigas planas

La [Figura 10](#) indica que el comportamiento se mantiene elástico hasta un valor relativamente bajo del coeficiente de cortante basal (inferior a un valor de 0,10). Sin embargo, no es este valor el que se considera en el cálculo de la ductilidad, ya que se utiliza el valor de plastificación obtenido de la forma bilineal idealizada que se muestra en la 0. En esta figura también puede verse el cálculo de la ductilidad del edificio a partir de la forma bilineal idealizada. Tal como puede verse, la ductilidad que se obtiene para el edificio con vigas planas es de 1,55 lo que, sin duda alguna, llama la atención debido a que el valor utilizado como factor de reducción de respuesta, de acuerdo con las recomendaciones normativas, es igual a 2. Finalmente, en la [Figura 11](#) se muestra la evolución del índice de daño global del pórtico, en función del incremento del desplazamiento que se produce al aplicar las cargas horizontales. En ésta figura los puntos A, B y C representan el punto de aparición de microfisuras en vigas, de formación de rótulas plásticas en columnas y el umbral de colapso respectivamente. La evolución del daño muestra que la rigidez del pórtico se degrada rápidamente, incluso para desplazamientos relativamente pequeños. Este hecho condiciona fuertemente la respuesta no dúctil de estos edificios.

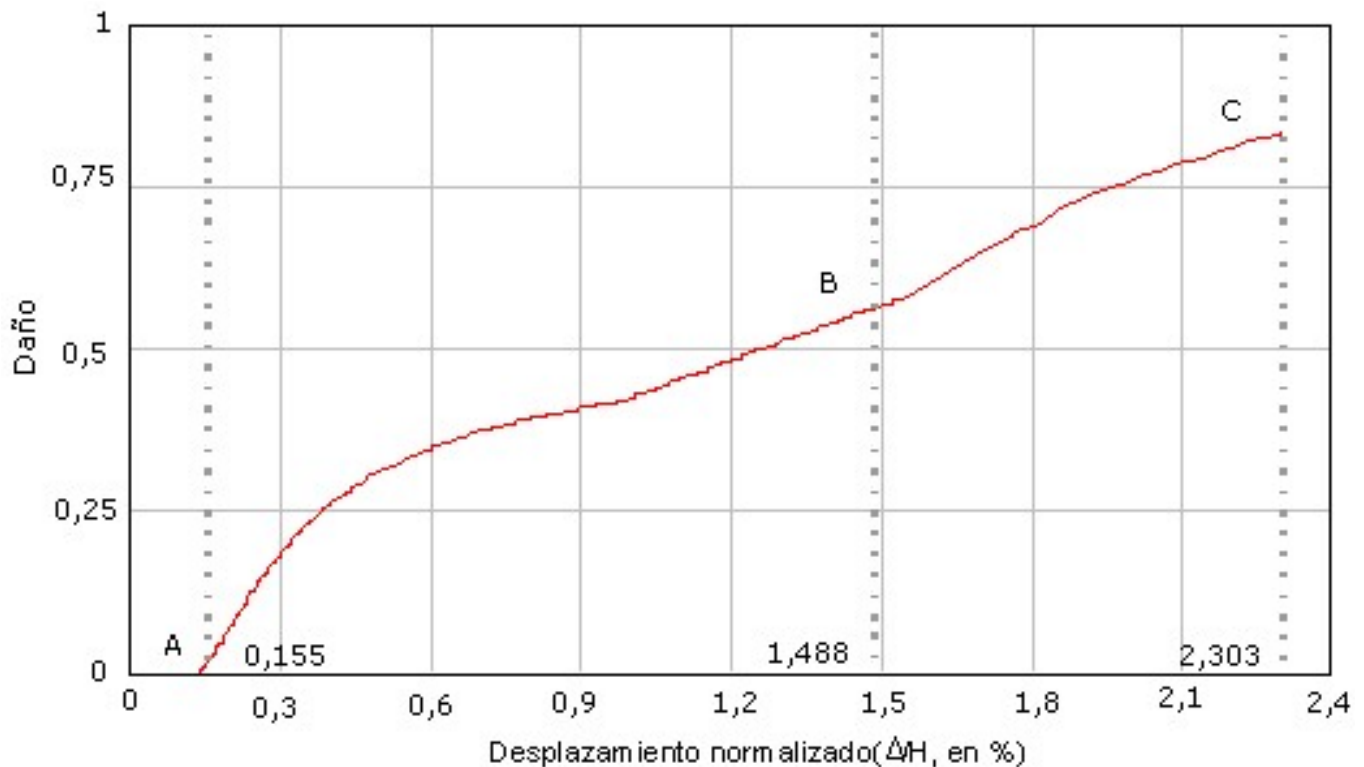


Figura 11. Evolución del índice de daño global en el pórtico

La respuesta del edificio con vigas planas muestra que la estabilidad de la estructura depende del fallo de dichas vigas. Esta observación es importante a la hora de decidir entre la selección de un sistema con vigas de canto o uno con vigas planas, puesto que este último dispone de una ductilidad inferior a la de diseño y, por ende, de un factor de reducción de respuesta R menor.

3.3 Respuesta no lineal del edificio con pórticos resistentes a momentos

A continuación se muestran los resultados de la respuesta no lineal del edificio cuya estructura principal está constituida por pórticos resistentes a momentos. Para estudiar la respuesta de esta tipología estructural, se ha escogido aplicar los preceptos de diseño de dos normas diferentes: por un lado se aplican la instrucción española EHE y la norma NCSE-02 y por el otro se aplica el ACI-318 (2005) y la norma IBC-97 para la determinación de las acciones sísmicas. Al igual que en los dos edificios anteriores, se ha analizado el pórtico externo del edificio de manera que sea posible comparar los resultados obtenidos en cada caso. En la [Figura 12](#) se muestra la curva de capacidad en la que se puede apreciar que este tipo de edificio es capaz de sostener una respuesta dúctil estable, evidenciada por alto valor del desplazamiento último.

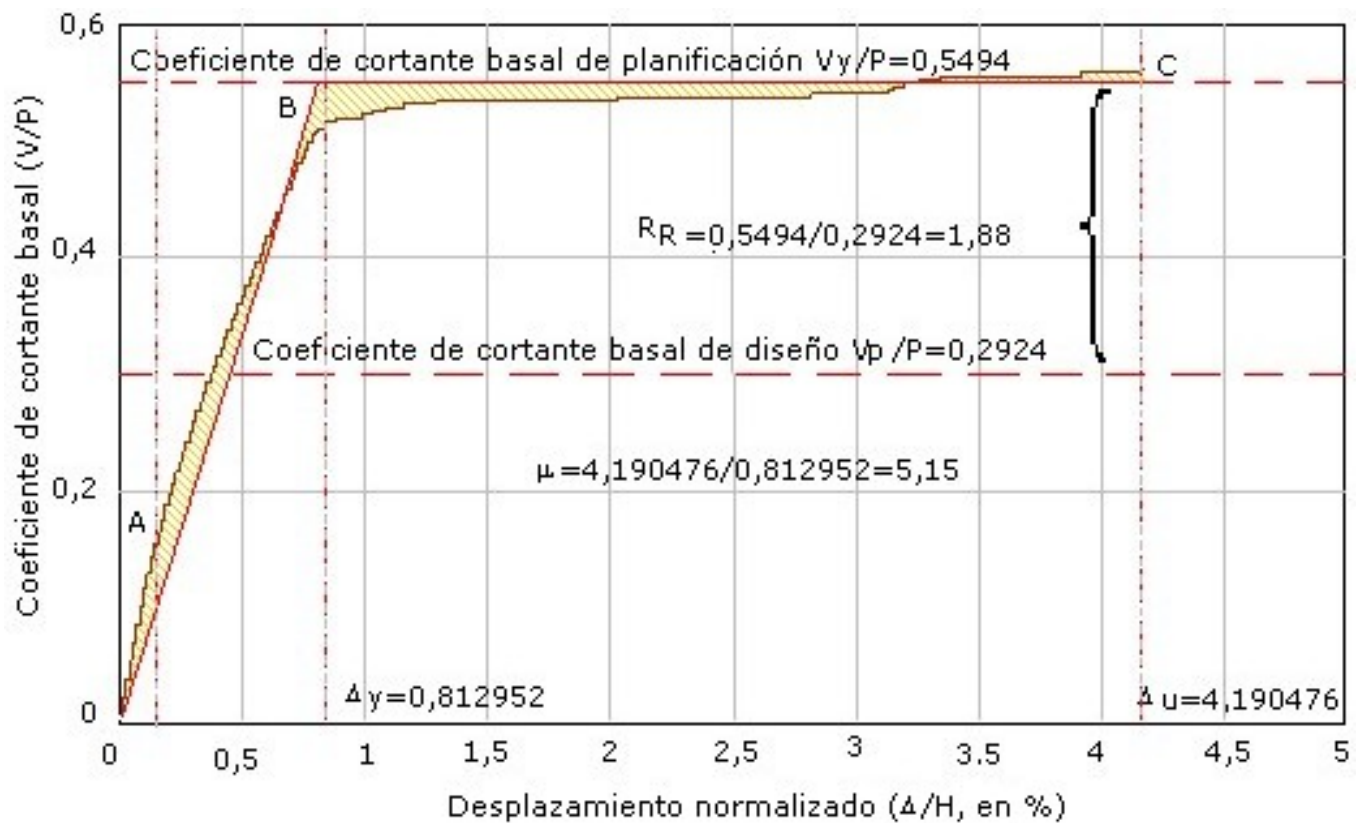


Figura 12. Curva de capacidad idealizada del pórtico externo del edificio con pórticos resistentes a momentos, proyectado conforme a la instrucción EHE.

De la curva bilineal idealizada de la [Figura 12](#) se obtiene una ductilidad de 5,15, por encima del valor considerado en el proceso de diseño sismorresistente de la estructura, que es de 4. Esto significa que los edificios con vigas de canto disponen de suficiente capacidad de respuesta dúctil ante la acción de fuerzas sísmicas, además de una adecuada sobrerresistencia. Finalmente, en la [Figura 13](#) se muestra la evolución del índice global de daño para este tipo de edificio.

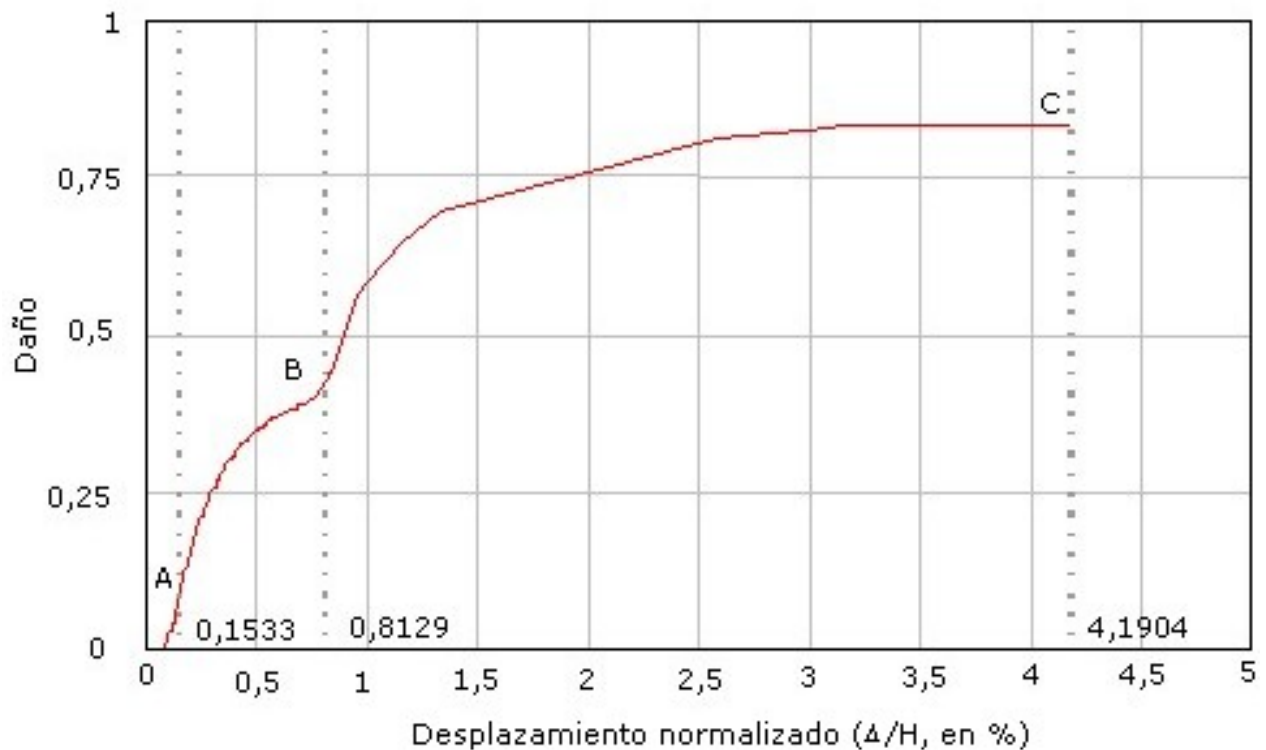


Figura 13. Evolución del índice de daño global en el pórtico resistente a momentos, proyectado según la instrucción EHE

En la [Figura 14](#) se muestra la curva de capacidad y en la [Figura 15](#) la curva de evolución del daño para el pórtico exterior del edificio proyectado conforme al ACI-318, respectivamente. La principal diferencia entre el diseño de ambos edificios aparcados reside en que la aplicación de la norma sismorresistente española permite la aplicación de un factor de reducción igual a 4 para esta tipología estructural, siendo menos exigente con el nivel de armado transversal y longitudinal, en comparación con el exigido en el ACI-318, en el que el diseño se realiza con la necesidad de satisfacer una mayor capacidad de disipación de energía.

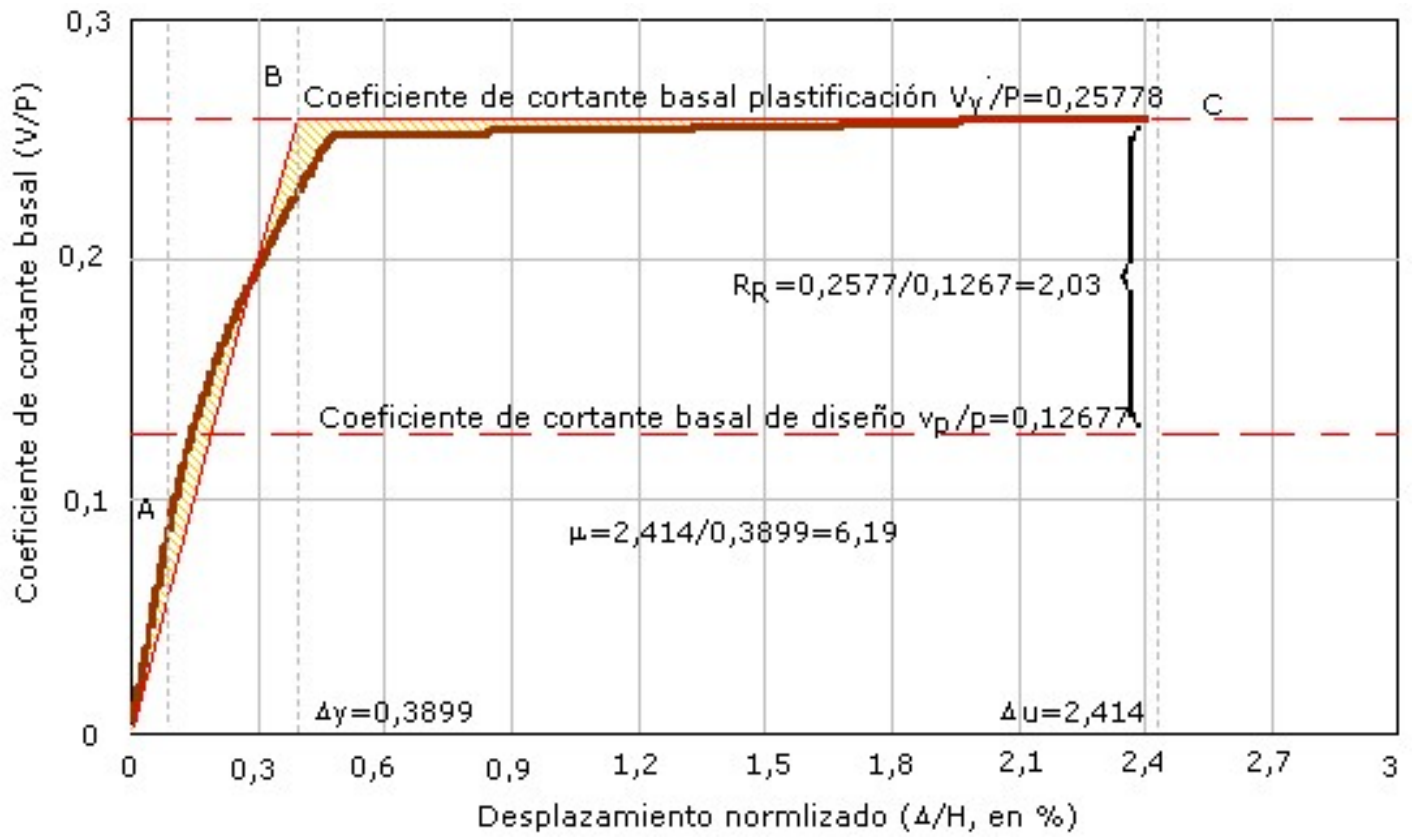


Figura 14. Curva de capacidad idealizada del pórtico externo del edificio con pórticos resistentes a momentos, proyectado conforme a la norma ACI-318 (2005)

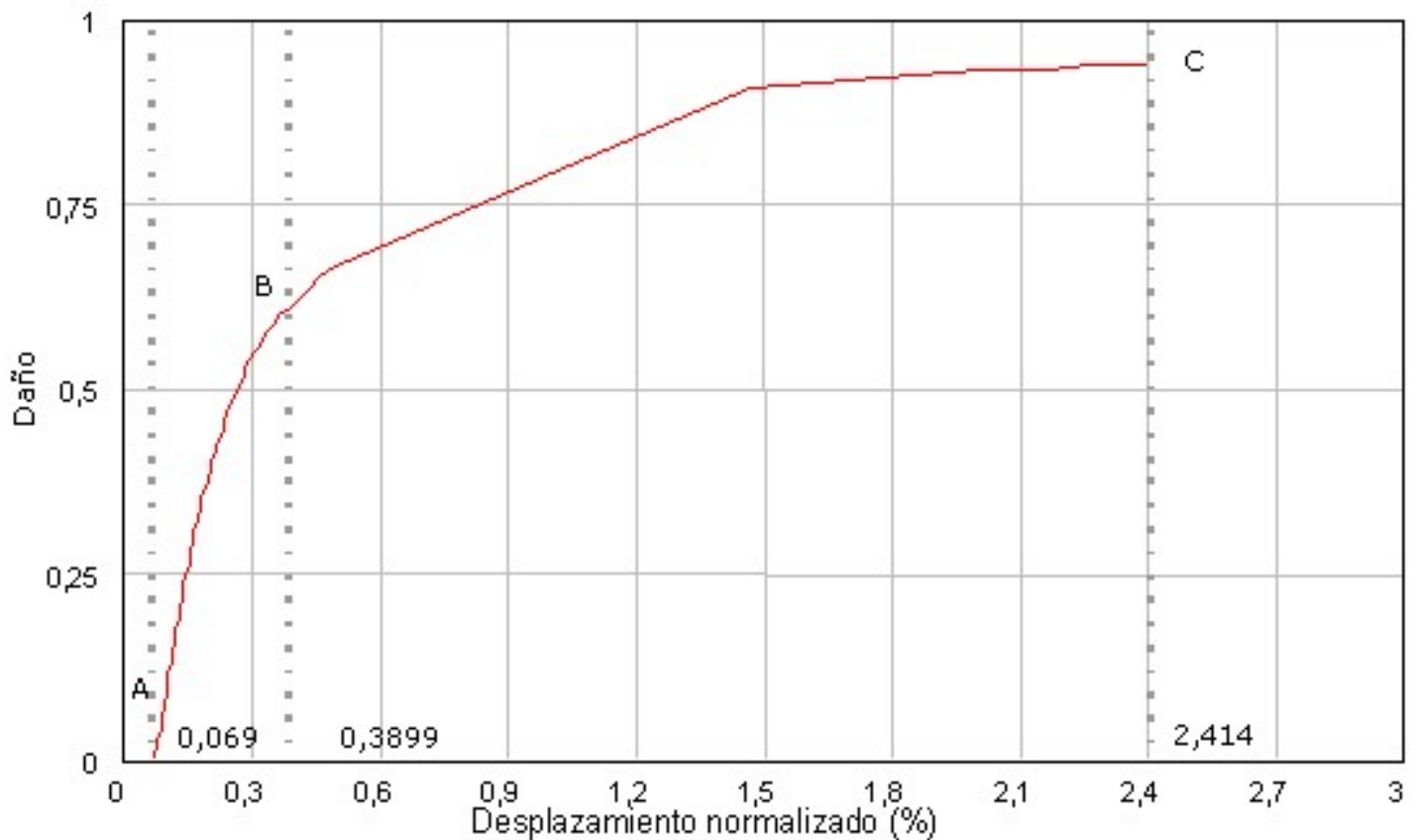


Figura 15. Evolución del índice de daño global en el pórtico resistente en momentos, proyectado según la norma ACI-318 (2005)

La respuesta no lineal del edificio con pórticos resistentes a momentos corresponde a la típica respuesta que exhiben los edificios de baja altura de concreto armado Barbat et al. (2007), en los que el comportamiento general incluye la formación de rótulas plásticas en las bases de las columnas del primer nivel. Este comportamiento general se debe a que no es fácil proyectar edificios con columna fuerte-viga débil, fundamentalmente por el predominio de las acciones de gravedad sobre las vigas, que requieren secciones que finalmente resultan mayores que en el caso de columnas.

3.4 Observaciones a la forma bilineal idealizada de la curva de capacidad

A continuación se utilizará a modo de ejemplo la curva de la [Figura 14](#) (edificio de pórticos resistentes a momentos) para plantear una reflexión sobre la forma bilineal idealizada de la curva de capacidad. Es importante señalar que el procedimiento aplicado en la obtención de la forma bilineal idealizada de la curva de capacidad (Park, 1988), resulta conveniente para poder determinar los desplazamientos de plastificación ya que se logra un balance de energía entre la curva de capacidad obtenida mediante el análisis estático no lineal y la forma bilineal idealizada. Sin embargo existe un inconveniente en la aplicación de éste método, ya que los índices de daño calculados a partir de la forma bilineal idealizada difieren de los índices calculados con la rigidez inicial de la curva de capacidad obtenida del análisis estático no lineal, que a la postre son los aplicados en la determinación de los desplazamientos últimos.

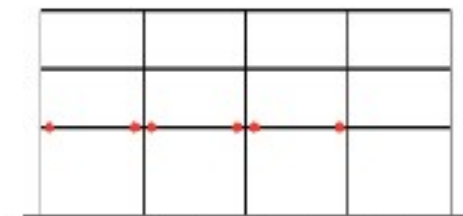
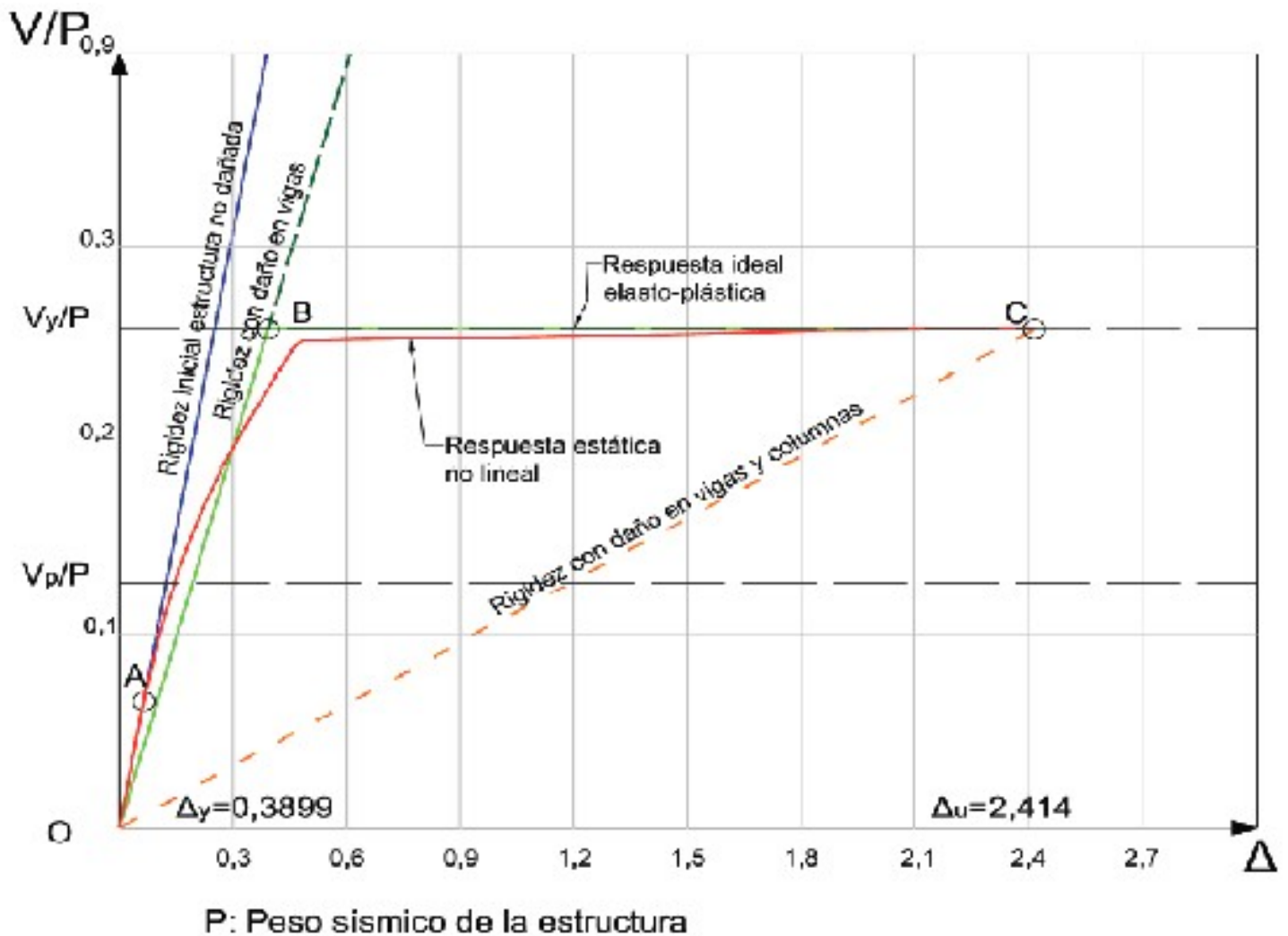
Para ilustrar esta última afirmación se presenta la [Figura 16](#) en la que se muestran tanto la curva de capacidad obtenida del análisis estático no lineal como la forma bilineal idealizada, sobre las que se han resaltado tres puntos que se definen en dicha figura. La rigidez inicial de la estructura está definida mediante el tramo para el cual no ha ocurrido ninguna plastificación (desde el origen hasta el punto A), a partir de este tramo ocurren plastificaciones en los extremos de las vigas ocurriendo la pérdida progresiva de rigidez. Hacia el punto B, sobre la forma bilineal, comienzan a aparecer las rótulas en los extremos de las columnas, además de que se extienden las rótulas sobre los extremos de vigas no dañados en el punto anterior. Finalmente, hacia el punto C, se tiene una distribución generalizada de rótulas, lo cual es un indicio de que se ha entrado en el umbral del estado límite de colapso. El daño calculado con la rigidez inicial de la curva de capacidad K_0 es

$$Dc_{análisis} = 1 - \frac{K_c}{K_0} = 1 - \frac{0,10678}{0,98202} = 0,89$$

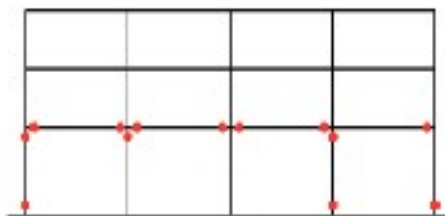
Mientras que el daño calculado con la pendiente idealizada K_B es

$$D_{c_{ideal}} = 1 - \frac{K_C}{K_B} = 1 - \frac{0,10678}{0,66104} = 0,83$$

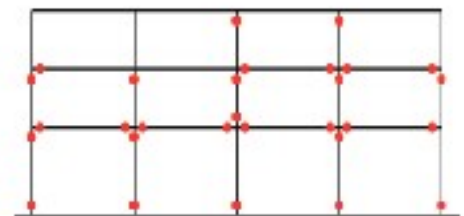
Es evidente la diferencia que existe entre los índices de daño calculados con la rigidez inicial de la curva de capacidad K_0 y la rigidez inicial idealizada K_B , por lo que es necesario resaltar que el procedimiento de forma bilineal idealizada propuesto por Park (1988), permite un buen balance de energía, pero produce valores del índice de daño que difieren con los obtenidos de la respuesta estática no lineal, lo que ha propiciado la necesidad de formular un índice de daño objetivo, Vielma et. al, 2007. Además, si observamos en la [Figura 9](#) la curva de daño que se obtiene a partir de un cálculo más ajustado realizado por elementos finitos, puede verse que en el punto C resulta un índice de daño en fuerzas residuales de $D_c = 0,93$, valor que es más cercano al obtenido mediante el cálculo simplificado $D_{c_{análisis}} = 0,89$. La diferencia resultante puede resultar de un cálculo simplificado en el cual se considera que el daño es una relación de rigideces, mientras que en el modelo por elementos finitos ocurre daño (pérdida de rigidez) y plasticidad (deformaciones permanentes) que llevan a una disipación mayor, con un consiguiente índice de daño mayor.



A aparición de rótulas plásticas en los extremos de las vigas



B aparición de rótulas plásticas en los extremos de los pilares del primer nivel



C distribución generalizada de rótulas en todo el pórtico, previa que se alcance el colapso

Figura 16. Esquema para la determinación del índice de daño. Caso: edificio con pórticos resistentes a momentos, proyectado conforme a la norma ACI-318 (2005)

4. Comparación de la respuesta no lineal de los tres tipos de edificios

Una vez obtenidos los resultados del análisis no lineal de los edificios, es provechoso destacar los aspectos generales que caracterizan la respuesta de cada tipología estructural. Para ello se han representado gráficamente las respuestas de los mencionados edificios en la [Figura 17](#), en la que puede observarse que los cuatro alcanzan un cortante basal superior al de diseño. El edificio con pórticos resistentes a momentos diseñado para un nivel alto de ductilidad (conforme al ACI-318) exhibe la

mayor sobrerresistencia del grupo ($R_R= 2,03$), sensiblemente mayor que en el caso del edificio con pórticos resistentes a momento diseñado para ductilidad intermedia (conforme a norma EHE) cuya sobrerresistencia es $R_R= 1,88$. También los edificios de ductilidad limitada muestran valores de sobrerresistencia adecuados, sin embargo es notable la diferencia del valor alcanzado por el edificio de forjados reticulares ($R_R= 1,94$) y el aporticado con vigas planas ($R_R= 1,94$). Esto indica que los cuatro edificios satisfacen este objetivo inicial del diseño sismorresistente, consistente en que la resistencia lateral sea al menos igual a la resistencia lateral reducida (resistencia lateral de diseño). En cuanto a la ductilidad, resulta interesante comparar las curvas de capacidad de los edificios con similar tipología estructural (pórticos resistentes a momentos), pero proyectados conforme a dos factores de reducción diferentes. En ambos casos se aprecia una respuesta dúctil ($\mu=5,15$ para el edificio de ductilidad intermedia y $\mu=6,19$ para el edificio de ductilidad alta), siendo su capacidad dúctil varias veces superior a la de los edificios con vigas planas o con forjados reticulares ($\mu=1,57$ y $\mu=1,55$, respectivamente). En resumen, los edificios aporticados con vigas de canto son los únicos capaces de garantizar el comportamiento dúctil considerado en el diseño y tener, al mismo tiempo, una sobrerresistencia satisfactoria.

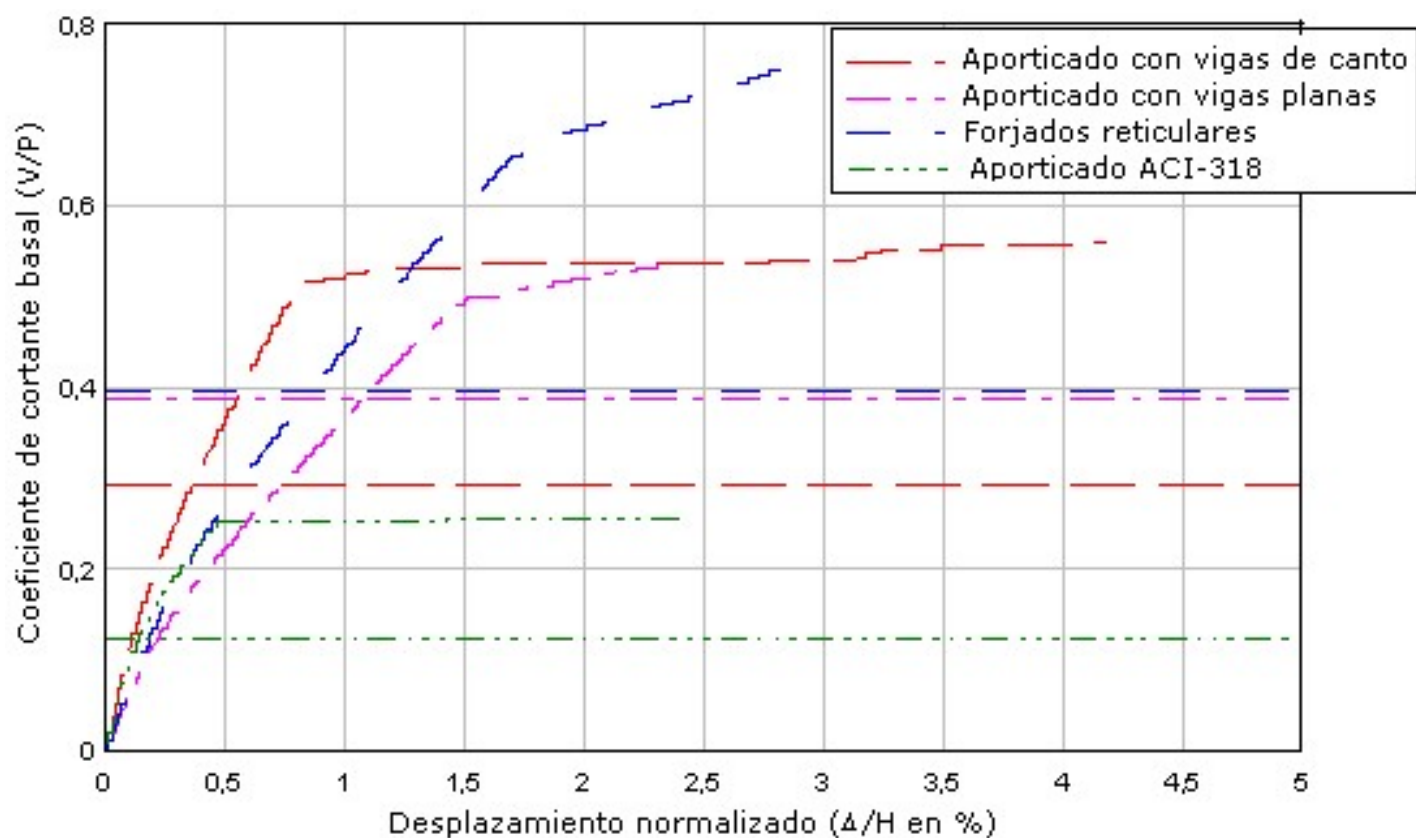


Figura 17. Comparación de la respuesta no lineal de los cuatro edificios analizados

5. Mejoras del comportamiento sísmico de los edificios con ductilidad limitada

Al observar los resultados de la respuesta no lineal de los edificios de ductilidad limitada, cabe preguntarse si es posible que el proyectista pueda mejorar dichas respuestas,

manteniendo la tipología escogida, adecuándolas a los valores mínimos de ductilidad prescritas en la norma sismorresistente NCSE-02. En este apartado se estudian las posibles alternativas para mejorar el comportamiento sísmico de los edificios con forjados reticulares y con vigas planas efectuando el análisis estático no lineal aplicando elementos finitos y se comparando las respuestas obtenidas con la obtenida para el caso de los edificios con vigas de canto.

5.1 Mejoras del comportamiento del edificio con forjados reticulares

Para tratar de mejorar la respuesta de este edificio se aplican dos alternativas: la primera consiste en utilizar un acero con límite elástico menor; la segunda consiste en utilizar una estructura en la que en el sistema de forjados reticulares se introducen vigas de canto de dimensiones $b=30$ cm y $h=50$ cm que arriostran la estructura según líneas resistentes que unen la parte superior de las columnas. Dichas vigas cumplirán la función de resistir parte de los momentos y de limitar los desplazamientos de la estructura.

Con el propósito de estudiar la influencia del tipo de acero sobre la respuesta no lineal de los edificios con forjados reticulares, se han calculado sus respuestas no lineales para el caso de que dichos edificios armados con aceros dúctiles (SD), cuyas características los hacen recomendables para el diseño de estructuras sismorresistentes según la instrucción EHE y la normas europeas EC-2 (CEN, 2001) y EC-8 (CEN, 2003), véase la [Tabla 2](#). Además se estudia la respuesta de los edificios en el caso de que éstos estuviesen proyectados con aceros no dúctiles (S). En ambos casos se estudia la respuesta para tensiones de plastificación del acero de 400 y 500. En la [Figura 18](#) se pueden observar estos resultados, mostrando que los pórticos armados con aceros dúctiles tienen una respuesta ligeramente más dúctil que en los casos en los que la armadura es de acero no dúctil. Es evidente que la respuesta global del edificio está dominada, en mayor medida, por la configuración general y la tipología estructural escogida que por las características de los materiales.

Tabla 2. Características de los aceros recomendados para el diseño dúctil de estructuras de concreto armado

Designación	f_y (N/mm ²) No menor que	f_s (N/mm ²) No menor que	f_y real/ f_y nominal	Alargamiento de rotura sobre base de 6 diámetro	Σ max	f_s/f_y en ensayo
B 400 SD	400(4077 kgf/cm ²)	480(4892 kgf/cm ²)	$\leq 1,20$	$\geq 20\%$	$\geq 9\%$	$\geq 1,20$; $\leq 1,35$
B 500 SD	500(5096 kgf/cm ²)	480(5861 kgf/cm ²)	$\leq 1,25$	$\geq 16\%$	$\geq 8\%$	$\leq 1,15$; $\geq 1,35$

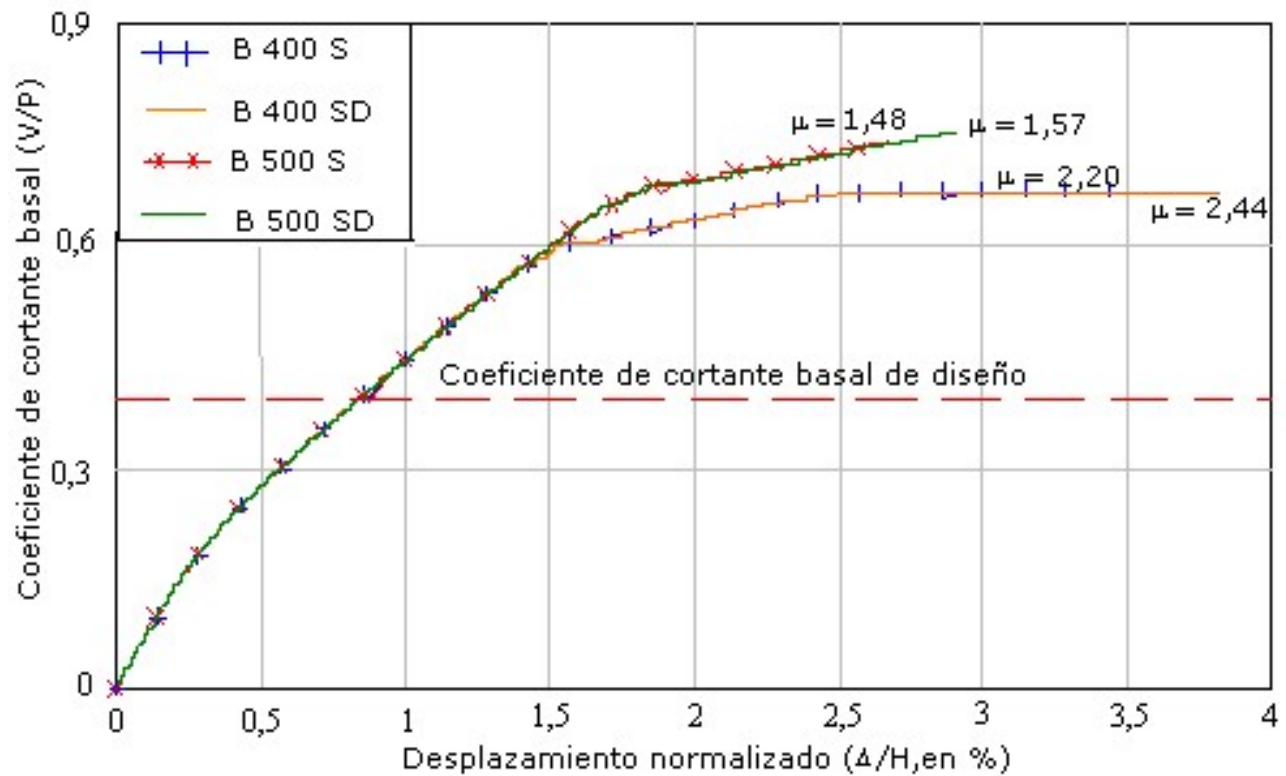


Figura 18. Curva de capacidad del edificio con forjados reticulares, armados con aceros de diferentes ductualidad

En cuanto a la alternativa de edificio con vigas de arriostramiento de canto, la curva de capacidad muestra un rasgo común al de los edificios aporticados convencionales. Dicho rasgo es el de tener una mayor rigidez inicial, proporcionada por las vigas de canto. Sin embargo, la acción conjunta del forjado y de las vigas de arriostramiento hace que la estructura disponga de una considerable sobrerresistencia, es decir, que disponga de un coeficiente de cortante basal que prácticamente triplica el coeficiente de cortante basal correspondiente a las fuerzas sísmicas de diseño (véase la [Figura 19](#)).

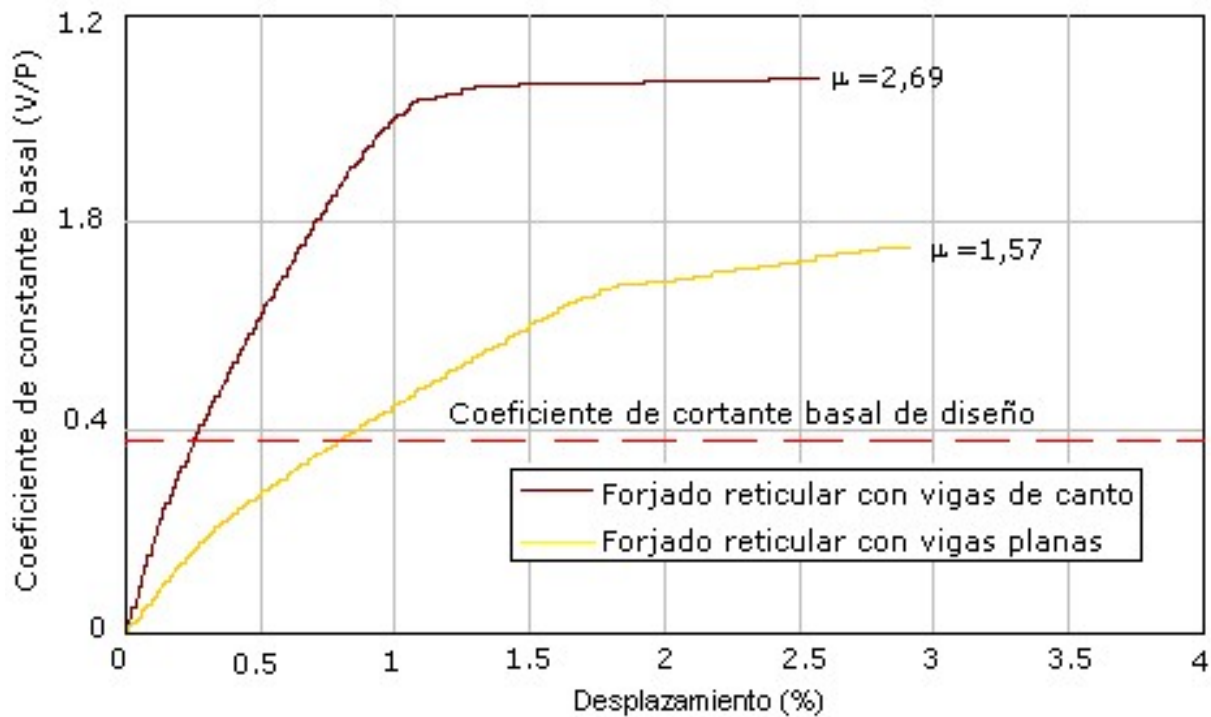


Figura 19. Curva de capacidad del edificio con forjados reticulares, con vigas de arriostramiento de canto

5.2 Mejoras del comportamiento del edificio con forjados reticulares

Una de las posibilidades consideradas para mejorar el comportamiento del edificio con vigas planas es la de reducir la tensión de plastificación del acero, escogiendo la correspondiente al acero tipo B 400 SD. La otra variante consiste en la mejora del confinamiento, incrementando la resistencia del concreto de las secciones confinadas. Finalmente, se considera en el diseño del edificio un factor de reducción $R=4$ propio de los edificios de ductilidad intermedia, lo que se adecua a la norma EC-8. En la [Figura 20](#)

se muestra la curva de capacidad correspondiente a una ductilidad $\mu=4$ conjuntamente con la curva de capacidad para $\mu=1$. Puede observarse que, a grandes rasgos, la respuesta muestra mayor ductilidad estructural que en el caso del diseño del edificio con un nivel de ductilidad bajo. Sin embargo el valor de esta ductilidad no alcanza el valor del factor de reducción de respuesta previsto en la norma NCSE-02. Por tanto, si bien la respuesta del edificio es más dúctil, esta ductilidad no satisface los requisitos de diseño. Tal como era de esperar, la curva de capacidad de esta estructura muestra una mayor sobrerresistencia global del edificio que en el caso correspondiente al edificio con ductilidad limitada.

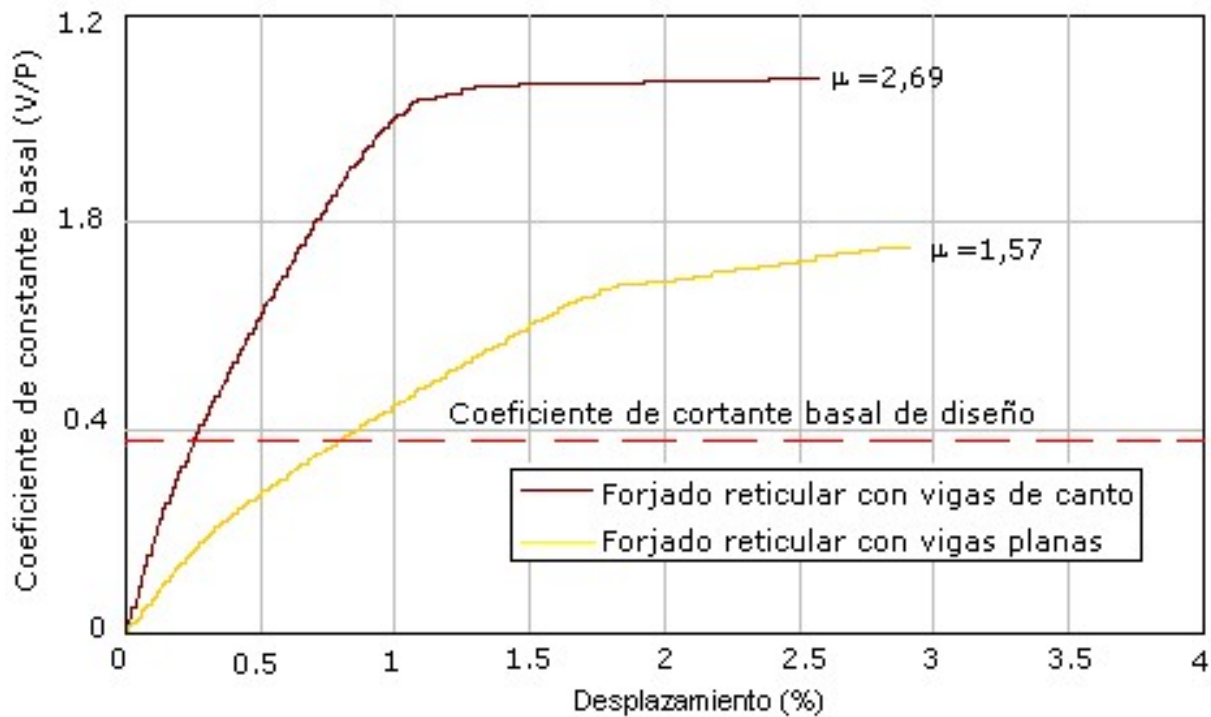


Figura 20. Curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con vigas planas, proyectado para ductilidad de 4

Es importante resaltar el caso de la respuesta no lineal del edificio con vigas planas, dado que es posible que dichas estructuras se proyecten como estructuras de ductilidad media (entre 2 y 4), puesto que en el EC-8 existen restricciones en cuanto a la forma de las secciones de las vigas únicamente en el caso de las estructuras de ductilidad alta. La curva de capacidad obtenida ([Figura 20](#)) permite establecer que, a pesar de que el edificio se proyecta para un valor de ductilidad de 4, la respuesta no llega a alcanzar el valor de la ductilidad que se espera. En este caso el valor alcanzado es de 3,12.

En la 0 se muestra el tratamiento que se da a los tres tipos de estructuras analizados en este trabajo en las normas NCSE-02 y EC-8. Se puede observar el caso de las estructuras porticadas con vigas planas, que no se recomiendan en la norma española NCSE-02 para ductilidad alta y que, sin embargo, son permitidas en la norma EC-8 para valores de ductilidad medios, pero con ciertas restricciones sobre el ancho de las vigas.

También se estudió el comportamiento del edificio con vigas planas para casos de armado con aceros con ductilidad diferente (tipo SD y tipo S) y con diferente tensión de plastificación (400 y 500). De nuevo, es posible observar que la capacidad dúctil del edificio es condicionada de forma decisiva por las características del tipo estructural escogido y que es menos sensible al tipo de acero utilizado (véase la [Figura 21](#)).

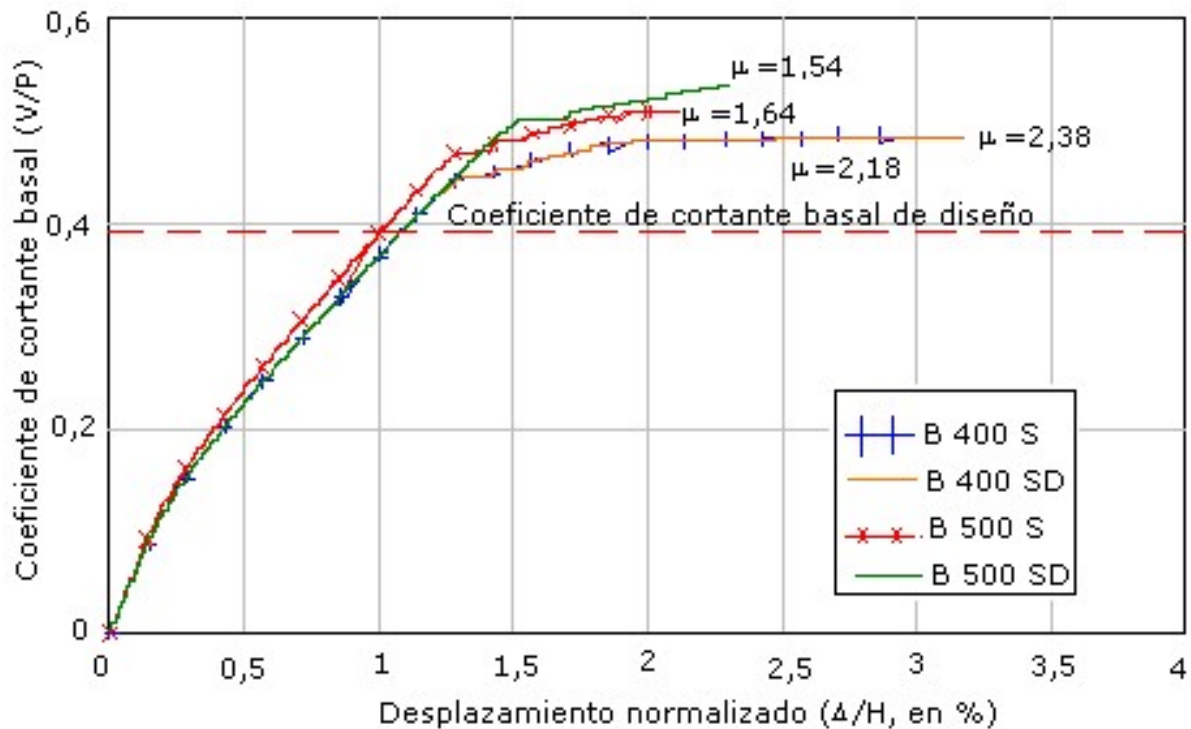


Figura 21. Curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con vigas planas armado con aceros de diferente ductilidad y tensión de plastificación

Finalmente, y con el objetivo de comparar los resultados obtenidos al armar el edificio aporricado con vigas de canto, con diferentes calidades de acero, se muestran juntas las curvas de capacidad de todos los casos véase la [Figura 22](#).

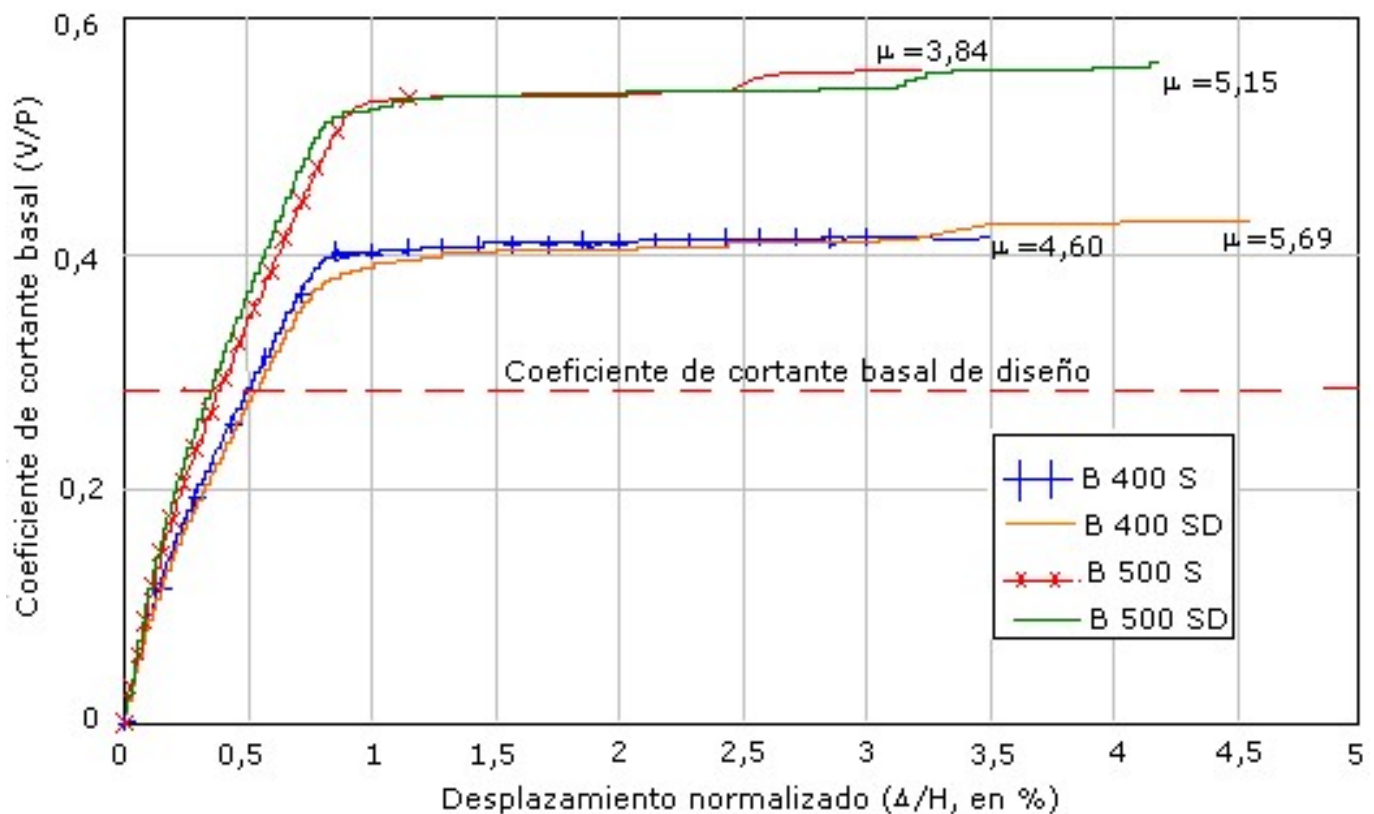


figura 22. Curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con vigas de

canto armados con aceros de diferente ductilidad y tensión de plastificación**Tabla 3. Comparación entre los tipos de estructuras que se pueden utilizar para proyectar edificios en zonas sísmicas**

		Ductilidad		
		Alta $\mu > 4$	Media $3 \leq \mu \leq 4$	Baja $\mu < 2$
EC-8	Porticada con vigas de canto	si	si	si
	Porticada con vigas planas	no	si (*)	si
	Con forjados reticulares	no	no	si
NCSE-02	Porticada con vigas de canto	no	si	si
	Porticada con vigas planas	no	no	si
	Con forjados reticulares	no	no	si

(*) El EC-8 limita el ancho de las vigas para ductilidad media, según: $b_w = \min \{bc + h_w; 2bc\}$

Donde: b_w : ancho de la viga

h_w : canto de la viga

bc : mayor dimensión de la sección transversal del pilar

6. Conclusiones

En este trabajo se han podido verificar algunos aspectos del diseño sismorresistente de edificios de concreto armado, analizando su respuesta obtenida mediante un análisis estático no lineal. A continuación se presentan las conclusiones que corresponden a los casos estudiados:

- Se aplica el procedimiento de análisis estático no lineal con control de fuerzas para el cual se fija como criterio de comportamiento para el desplazamiento último, o umbral de colapso de la estructura, en un punto en el que se alcanza un nivel preestablecido del índice de daño.
- Los desplazamientos de plastificación de los pórticos se obtienen mediante formas bilineales idealizadas, aplicando el procedimiento propuesto por Park (1988). Esta forma bilineal demuestra ser adecuada para igualar la energías absorbidas obtenidas tanto de la respuesta no lineal obtenida del análisis estático no lineal como la de la respuesta no lineal idealizada, sin embargo no permite determinar valores adecuados del índice de daño D .
- En cuanto a los resultados de la respuesta no lineal de los casos estudiados, los edificios aporricados con vigas de canto disponen de suficiente ductilidad y sobrerresistencia para garantizar que un comportamiento estable, incluso para ductilidades superiores a las de diseño.
- Los edificios de ductilidad limitada tienen altas sobrerresistencia siempre y cuando, al ser sometidos a un terremoto, sean capaces de mantener la respuesta en el rango elástico.

- Se comprueba la máxima de que a mayor resistencia menor ductilidad. Los edificios proyectados con acero B 500 SD, si bien disponen de mayor sobrerresistencia, son menos dúctiles que los edificios proyectados con acero B 400 SD.
- El comportamiento global de los edificios con vigas planas y con forjados reticulares está dominado, en gran medida, por la tipología estructural. Cuando dichos edificios están armados con aceros SD, tienen una respuesta ligeramente más dúctil que en el caso en el que se proyectan con aceros S (véanse las [figuras 18 y 21](#)). Dentro de dicha tipología, el diseño conceptual concreto de cada edificio también influye, de manera importante, en la ductilidad estructural. Sin embargo, en el caso de los edificios aporticados con vigas de canto se observa un claro incremento de la ductilidad en la respuesta si se utiliza acero SD en lugar del acero S (véase la [Figura 22](#)).
- Los edificios con forjados reticulares pueden mejorar su respuesta dúctil si se prevén vigas de canto que conecten entre sí, en las dos direcciones ortogonales, los extremos de las columnas de la misma planta. Esta mejora también se refleja en un incremento de la sobrerresistencia.
- La respuesta dúctil de los edificios con vigas planas no mejora sustancialmente si se mejora el confinamiento de sus elementos. En consecuencia, para garantizar su respuesta dúctil, un adecuado confinamiento es requisito necesario pero no suficiente, siendo también necesaria una adecuada configuración y un óptimo dimensionamiento de las secciones transversales. El buen confinamiento sólo es aprovechable en el caso de los edificios con configuración y tipología que permitan un comportamiento dúctil, tal como son los edificios aporticados con vigas de canto.

7. REFERENCIAS

1. ACI Comitee 318. (2005). Building code requirements for structural concrete ACI 318-05. Farmington Hills, Michigan.
2. Applied Technology Council (ATC). ATC-40: The Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. ATC: Redwood City, CA, 1996.
3. Barbat, A., Oller, S. Mata, P. y Vielma, J. (2007). Computational simulation of the seismic response of buildings with energy dissipating devices. Chapter in book of the ECCOMAS Thematic conference on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering. Rethymno, Greece.
4. Barbat, A. H., Oller, S. y Vielma, J.C. (2007). Confinamiento y ductilidad de los edificios de hormigón armado. Serie de monografías ARCER, monografía N° 5, Madrid.
5. Barbat, A. H., Oller, S. y Vielma, J.C. (2005). Cálculo y diseño sismorresistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02. Monografía IS-56, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE). Barcelona.
6. Bertero, R. y Bertero, V. (2002). Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 31: 627-652.
7. Car, E., Oller, S. y Oñate, E. (2000). An Anisotropic Elasto Plastic Constitutive Model for Large Strain Analysis of Fiber Reinforced Composite Materials. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering. Vol. 185, No. 2-4, pp. 245-277. 2000. ISSN: 0045-

7825.

8. Car, E., Oller, S. y Oñate, E. (2001). A Large Strain Plasticity for Anisotropic Materials: Composite Material Application. *International Journal of Plasticity*. Vol.17, No. 11, pp. 1437-1463. Nov. 2001. ISSN: 0749-6419.
9. Comisión permanente del concreto.(1998) EHE instrucción de hormigón estructural. Leynfor siglo XXI, Madrid.
10. Comité Européen de Normalisation (CEN). (2001). Eurocode 2: design of concrete structures. Brussels.
11. Comité Européen de Normalisation (CEN). (2003). Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Brussels.
12. Elnashai, A. y Mwafi, A. (2002) Overstreght and force reduction factors of multistory reinforced-concrete buildings. *Structural design of tall buildings*. 11 : 329-351.
13. Erberik, A. y Elnashai, A. (2006). Loss Estimation Analysis of Flat-Slab Structures. *Journal of Structural Engineering*. Vol 7, N° 1, 26-37.
14. Federal Emergency Management Agency. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA 273—Provisions. FEMA 274—Commentary, Washington, DC, 1997.
15. Fragiacomio, M., Amadio, C. y Rajgelj, S. (2006). Evaluation of the structural response under seismic actions using non-linear static methods. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 35: 1511-1531.
16. Hanganu, A. Oñate, E. and Barbat, A. (2002). A finite element methodology for local/global damage evaluation in civil engineering structures. *Computers & Structures*. 80, 1667-1687.
17. International Building Conference of Building Officials. (2003). International Building Code (IBC-2003).Whittier, California.
18. International Building Conference of Building Officials. (1997). Uniform Building Code (UBC-97).Whittier, California.
19. NCSE-2002. Norma de construcción sismorresistente. BOE N° 244. 2002. Madrid.
20. Oller, S., Luccioni, B. y Barbat, A. (1996). Un método de evaluación del daño sísmico en estructuras de concreto armado. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*. Vol. 12, 2, 215-238.
21. Park, R. (1988). State-of-the-art report: ductility evaluation from laboratory and analytical testing. In proceedings 9th WCEE. IAEE, Tokyo-Kyoto, Japan VIII, 605-616.
22. PLCd Manual (1991). Non-linear thermo mechanic finite element oriented to PhD student education, code developed at CIMNE.

23. Vielma J. C., Barbat A. y Oller S. (2006). Factores de reducción de respuesta: estado del arte y estudio comparativo entre códigos. Revista internacional de ingeniería de estructuras. Vol. 11, 1, 79-106, Quito, Ecuador.

24. Vielma Juan, Barbat Alex, Oller Sergio. (2007). Un índice de daño sísmico objetivo para la evaluación de los edificios de hormigón armado. Hormigón y Acero. En revisión, Madrid, España, 2007.

© 2010 2002 Instituto de Materiales y Modelos Estructurales. Facultad de Ingeniería. Universidad Central de Venezuela (UCV).

Instituto de Materiales y Modelos Estructurales. Facultad de Ingeniería. Universidad Central de Venezuela. Apartado Postal 50361. Caracas 1050-A. Venezuela. Telfs: (058-0212) 6053133/6053128/6053129. Fax: (058-0212) 6053135/6053136.



boletintecnicoimme@hotmail.com