

Procedimiento de evaluación de edificios de concreto armado mediante un índice de daño sísmico objetivo

Juan Carlos Vielma Pérez⁽¹⁾ Alex H. Barbat⁽²⁾ Sergio Oller⁽³⁾

Trabalho recebido em 15/06/2007 e aprovado para publicação em 06/01/2008

Resumen

En este trabajo se hace una revisión de los índices que permiten evaluar el daño sísmico de edificios, encontrando la necesidad de formular un índice objetivo que refleje adecuadamente el daño en los edificios de concreto armado, independientemente de la tipología estructural. Se expone un procedimiento de análisis no lineal de estructuras de concreto armado, aplicando control de fuerzas en el que se aplica como criterio de convergencia un índice de daño basado en elementos finitos. El procedimiento es validado mediante la comparación de resultados de dos pórticos de concreto armado, uno de los cuales es ensayado bajo la acción de cargas pseudo estáticas y el otro mediante la aplicación de cargas dinámicas. Los resultados muestran una buena aproximación de los resultados obtenidos mediante simulación numérica. Finalmente, el procedimiento se aplica en el cálculo de la curva de capacidad de tres edificios proyectados para diferentes niveles de ductilidad, evaluando el desempeño de los tres edificios mediante la aplicación del índice de daño sísmico objetivo.

Palabras clave: Índice de daño sísmico objetivo. Edificios de ductilidad limitada. Análisis estático no lineal. Curva de capacidad. Punto de capacidad por demanda.

⁽¹⁾ Dr. Ingeniero. Profesor Agregado, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado (UCLA). Decanato de Ingeniería Civil, Av. La Salle entre Av. Las Industrias y Av. Benítez, Barquisimeto (3001), Venezuela. 0058 2512592135. E-mail: jvielma@cimne.upc.edu o jvielma@ucla.edu.ve

⁽²⁾ Dr. Ingeniero de caminos canales y puertos. Catedrático, Universidad Politécnica de Cataluña, España. E-mail: alex.barbat@upc.edu

⁽³⁾ Dr. Ingeniero de caminos canales y puertos: Catedrático, Universidad Politécnica de Cataluña. E-mail: oller@cimne.upc.edu

1 Introducción

En el proyecto sismorresistente de estructuras se aplican procedimientos de análisis con base en la respuesta elástica que, mediante la aplicación de factores de reducción permiten obtener su respuesta elasto-plástica equivalente. Esta concepción implica la aceptar de que las estructuras tienen una determinada ductilidad que condiciona su respuesta, por lo que implícitamente las normas de proyecto sismorresistente admiten que las estructuras llegan a alcanzar determinados niveles de daño al ser sometidas a acciones sísmicas.

Los índices de daño han cobrado especial importancia durante las dos décadas pasadas, dado que pueden correlacionarse con los Estados Límites aplicados en el proyecto por desempeño, permitiendo de esta manera que el proyectista pueda evaluar si la estructura tiene una capacidad adecuada, frente a una demanda específica, generalmente tipificada mediante el espectro sísmico de proyecto aplicado. Para Kunnath (2006) en del proceso de proyecto por desempeño, la transformación de las demandas calculadas en cantidades que cuantifiquen el desempeño es una de las fases más cuestionables, de allí que sea necesario contar con índices que reflejen de forma objetiva el daño sísmico en los edificios.

Estos índices son una medida del estado de deterioro global de la estructura y se obtienen mediante simulación numérica de las estructuras sometidas a cargas horizontales, representativas de la acción sísmica, que pueden ser de tipo pseudo-estática o dinámica. Dependiendo del tipo de carga, se han formulado diversos índices de daño que incorporan las características de la respuesta no lineal (estática o dinámica). En el caso de las estructuras de concreto armado, los índices de daño se pueden clasificar según los parámetros utilizados en su determinación. En este sentido existen los índices relacionados con a) los desplazamientos máximos, b) la energía plástica disipada y c) la combinación del efecto de ambos.

Algunos índices cuantifican el daño sísmico global de una estructura a partir de su daño local, esto es, como la contribución del daño acumulado en los elementos estructurales en un instante dado al ser sometida la estructura a una determinada demanda sísmica. Entre los índices que han servido de referencia para numerosas investigaciones se puede citar el de Park y Ang (1985) que permite determinar el daño en un elemento, DI_c , a partir de la respuesta dinámica no lineal mediante la expresión siguiente:

$$DI_c = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u \cdot P_y} \int dE_h \quad (1)$$

donde, δ_m es el desplazamiento máximo del elemento, δ_u es el desplazamiento último, β es un parámetro que se ajusta dependiendo de los materiales y de la tipología estructural, P_y es la fuerza de plastificación y $\int dE_h$ es la energía histerética absorbida. Este índice de daño es de carácter local, en un elemento; sin embargo, mediante opera-

ciones es posible lograr aplicarlo también a la determinación de los valores de daño en un nivel específico, o del edificio entero.

En el caso en que el análisis realizado sea no lineal a cargas estáticas horizontales, es frecuente encontrar índices que cuantifican el daño a partir de la degradación de rigidez. En este sentido, Skjærbaek *et al.* (1998) proponen el siguiente índice de daño:

$$DI_e = 1 - \sqrt{\frac{K_i}{K_{i,0}}} \quad (2)$$

donde DI_e es el índice de daño en viga o pilar, K_i es la rigidez tangente actual y $K_{i,0}$ es la rigidez tangente inicial. Como es sabido, los períodos propios son una medida indicativa de la variación de la rigidez de la estructura. También es posible calcular el daño estructural considerando la ductilidad de proyecto en la determinación de la rigidez correspondiente al desplazamiento último. Por esta razón, Hori e Inoue (2002) han propuesto una expresión en la que se considera la degradación del período de la siguiente manera:

$$T_\mu = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\mu}{\alpha_y}} \cdot T_0 \quad (3)$$

siendo T_μ el período cuando se alcanza el colapso, μ la ductilidad de proyecto, α_y un coeficiente que depende de la degradación de la rigidez y T_0 el período propio fundamental elástico de la estructura. Es sabido que los períodos propios son una medida indicativa de la variación de la rigidez de la estructura y por tanto del daño que ésta sufre, por lo que es necesario considerar la ductilidad de proyecto en la determinación objetiva de la rigidez correspondiente al desplazamiento último.

Gupta *et al.* (2001) desarrollan un índice de daño que incorpora los desplazamientos de plastificación y último (cuya relación equivale a la relación de rigideces para comportamiento elasto-plástico perfecto) y la ductilidad

$$DI = \frac{\frac{X_{\max}}{z_{00}} - 1}{\mu - 1} \quad (4)$$

siendo X_{\max} el desplazamiento máximo y z_{00} el desplazamiento de plastificación.

Entre las características deseables que debe tener un índice de daño, Catbas y Aktan (2002) citan, entre otras:

- Debe ser sensible a la acumulación del deterioro.
- No debe ser sensible ante los cambios de las propiedades de las estructuras o de los acelerogramas aplicados.
- Debe mantenerse válido y con significado a través de los Estados Límites de servicio y de colapso.
- Debe permitir la localización y cuantificación del daño al correlacionarse el índice con la integridad de la estructura.

Estos índices de daño, especialmente el que se calcula mediante la relación de las rigideces, tiene como inconveniente que produce resultados consistentes en el caso de las estructuras con comportamiento dúctil, mientras que para estructuras proyectadas para ductilidades bajas, entre las que se encuentran las de edificios aporticados con vigas planas y los edificios con forjados reticulares, conducen a valores muy bajos, que no describen objetivamente el estado global de daño cuando la respuesta se aproxima al umbral de colapso. Para superar este inconveniente, en este artículo se desarrolla un índice de daño sísmico objetivo, independiente de la tipología estructural analizada, como una función dependiente de la relación de rigideces y la ductilidad máxima, valores que se obtienen directamente de la curva de capacidad de los edificios. Dicho índice se aplica a tres casos de edificios que se han proyectado para diferentes valores de ductilidad, a los que se les ha determinado el daño alcanzado en el punto de capacidad por demanda correspondiente a la demanda tipificada en la norma sismorresistente española NCSE-02 mediante la aplicación del método N2 (Fajfar, 2000).

2 Propuesta de índice de daño sísmico objetivo

Los índices descritos en el apartado 1, han sido desarrollados para cuantificar el daño global en estructuras dúctiles. Sin embargo, al estudiar la respuesta no lineal de estructuras que se proyectan conforme a normas sismorresistentes que prevén valores bajos de ductilidad, se observa que los valores de los índices de daño calculados para un estado previo al colapso son muy bajos en comparación con los valores calculados para edificios proyectados para tener una respuesta dúctil, por lo que no se les puede considerar como índices para la evaluación objetiva del daño a aplicar en el diseño con base en prestaciones.

El análisis que se presenta a continuación parte de la suposición de que el comportamiento de la estructura no lineal sigue los fundamentos de la teoría del daño mecánico (Oliver et al., 1990). Esta teoría está basada en la mecánica de medios continuos, cumple con los principios fundamentales de la termodinámica. No todos los materiales utilizados con fines estructurales siguen un comportamiento asimilable al daño (degradación/pérdida de rigidez), pues hay algunos que se ajustan más a la plasticidad (desarrollo de deformaciones irreversibles) y otros tienen una composición de comportamiento entre daño y plasticidad (degradación con deformaciones irreversibles), tal como puede verse en la Figura 1.

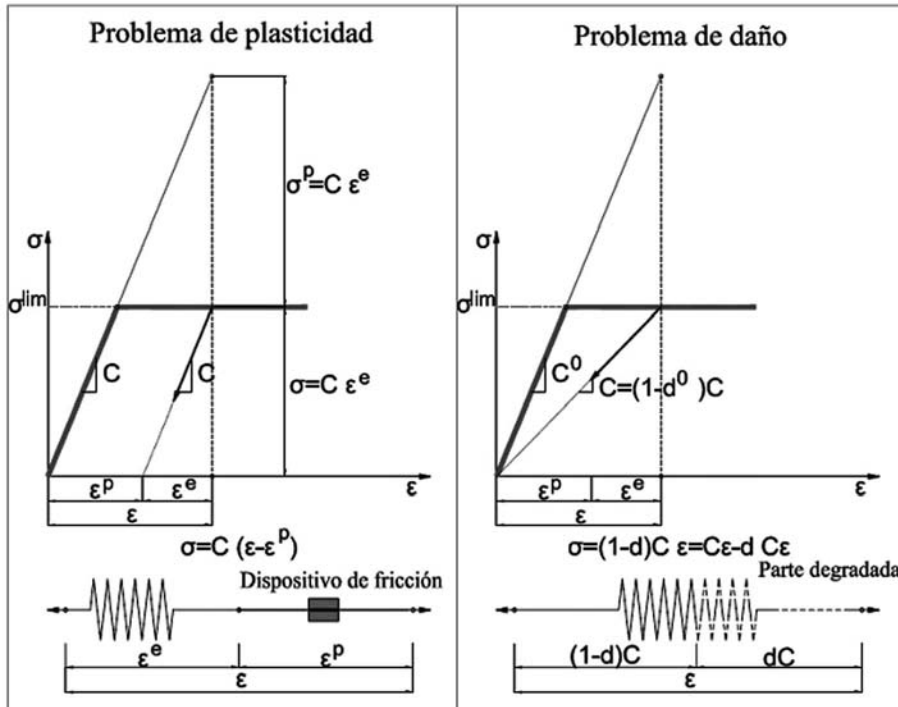


Figura 1: Formas simplificadas de entender el comportamiento elastoplástico y el daño

Examinando una respuesta estructural, sólo se puede saber si ha tenido un comportamiento de daño o plasticidad cuando se inicia la descarga, pues es el momento en que se diferencia la forma de las curvas de respuesta, mostrando en el caso de daño una descarga al origen con pérdida de rigidez, mientras que en la plasticidad se conserva la rigidez pero se acumulan deformaciones irrecuperables. Obsérvese que en carga, la forma de la curva es idéntica para modelos de daño y plasticidad

El concreto armado tiene un comportamiento mixto (daño y plasticidad) pero con preponderancia del efecto de degradación (Oller, 1991). Esta afirmación puede ser corroborada con ensayos de laboratorio y puede ser cuantificada utilizando la teoría de mezclas de sustancias simples (Car et al., 2000 y Car et al., 2001). El procedimiento que a continuación se describe ha sido planteado con el objetivo de describir el deterioro estructural frente a acciones sísmicas a partir de muy pocos datos sobre la respuesta no lineal. Esto hace que el procedimiento sea sencillo, de utilización rápida y eficaz.

Suponiendo un comportamiento elástico de la estructura, es posible conocer la rigidez estructural inicial K_0 , que se muestra en la Figura 2.

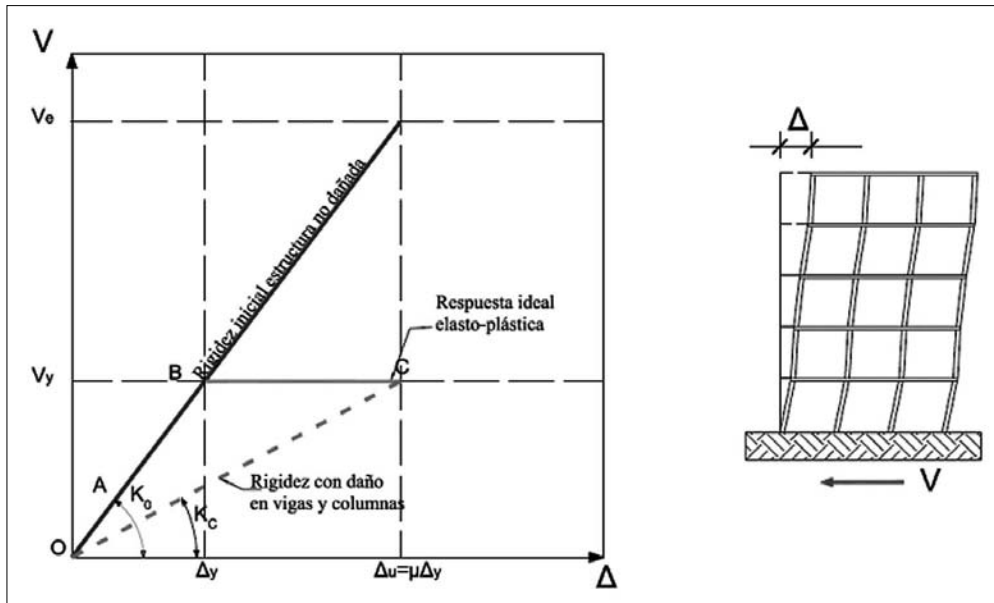


Figura 2: Cálculo de la rigidez estructural bajo cargas de push-over

Suponiendo conocido el máximo cortante en la base que desarrollaría la estructura en el momento en que se inicia su plastificación V_y y adoptando una ductilidad de proyecto μ proporcionada por las normativas, se tiene la siguiente expresión para el daño estructural máximo (en el punto "C", cuando la estructura desarrolla toda su ductilidad) evaluado según la mecánica de daño continuo,

$$D_C^{\text{def}} = 1 - \frac{K_C}{K_0} = 1 - \frac{\frac{V_y}{\Delta_u}}{\frac{V_y}{\Delta_y}} = 1 - \frac{\mu \Delta_y}{\Delta_y} = 1 - \frac{1}{\mu} = \frac{\mu - 1}{\mu} \quad (5)$$

De aquí se desprende que el daño máximo, correspondiente al instante en que la estructura desarrolla toda su ductilidad, es sólo función de la ductilidad de proyecto adoptada. Así pues, podría decirse lo siguiente,

$$\begin{cases} \text{Estructura dúctil: } \mu = 4 \Rightarrow D_C = 0.75 \\ \text{Estructura frágil: } \mu = 2 \Rightarrow D_C = 0.50 \end{cases} \quad (6)$$

Es decir, para llegar al comportamiento último de la estructura puede alcanzarse un nivel de daño mayor en una estructura dúctil que en una estructura frágil. Sin embargo, esta forma de medir el daño puede llevar a equívocos, pues podría también

interpretarse lo contrario, es decir, que una estructura dúctil se daña más que una frágil en su estado último. Esto obliga a objetivizar el cálculo de este índice de daño por comparación con el máximo daño que puede alcanzar la estructura. Así, el daño sísmico objetivo $0 \leq D_p^{obj} \leq 1$ alcanzado por una estructura en un punto cualquiera P se define como,

$$D_p^{obj} \stackrel{\text{def}}{=} \frac{D_p}{D_C} = \frac{D_p \mu}{\mu - 1} = \frac{\left(1 - \frac{K_p}{K_0}\right) \mu}{\mu - 1}; \text{ con: } 0 \leq D_p^{obj} \leq 1 \quad (7)$$

Por ejemplo P podría ser el punto de capacidad por demanda, resultante de la intersección entre la curva de demanda inelástica y la curva de capacidad estructural (obtenida mediante una simulación numérica del tipo “push-over”). En estas condiciones, la ecuación (7) proporciona el máximo daño que alcanzaría la estructura sometida al terremoto prescrito por la norma.

3 Análisis estático no lineal de edificios

Se calcula la respuesta estática no lineal de tres edificios de concreto armado, proyectados conforme a normas para ejemplos de aplicación. La respuesta no lineal se obtiene mediante control de fuerzas, aplicando un patrón de distribución de fuerzas variable con la altura y que corresponde al primer modo de vibración, que es el predominante en el caso en que se cumplen ciertos requisitos de regularidad, tanto en planta como en alzado (Fig. 3). Este método tiene como ventaja que el patrón de fuerzas reproduce adecuadamente la acción de las fuerzas sísmicas, lo que permite calcular adecuadamente el cortante en la base y además permite que la distribución del daño en la estructura sea semejante a la inducida por el terremoto. Este método tiene como inconveniente que el proceso incremental es estable hasta que se alcanza un punto singular, para el cual no existen incrementos en el cortante en la base capaces de conducir a un incremento del desplazamiento justo como ocurre cuando la estructura está a punto de alcanzar el desplazamiento de colapso, también conocido como desplazamiento último. Para evitar este inconveniente, en el estudio de los casos se ha utilizado un procedimiento de control de fuerzas, en el que el índice de daño permite fijar un criterio de convergencia, iterando hasta que se alcanza un valor mínimo aceptable de éste.

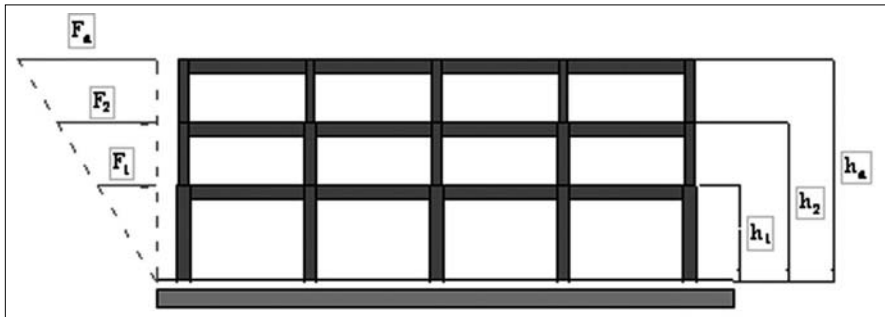


Figura 3: Distribución de fuerzas aplicada en el análisis con empuje incremental (push-over)

Para calcular las fuerzas de piso que equivalen a las fuerzas sísmicas aplicadas, se aplica un procedimiento con base en la distribución creciente de las fuerzas con la altura y el control de estas fuerzas. Para ello, se parte de un valor prefijado del cortante en la base, para el cual un buen inicio suele ser el cortante de proyecto, que se supone inferior al cortante máximo del pórtico. Con este valor inicial del cortante se calcula primero la fuerza aplicada en el nivel de cubierta utilizando una simple relación de triángulos; posteriormente, el resto de las fuerzas se calculan de forma proporcional a la fuerza del nivel de cubierta. Una vez determinadas las fuerzas sísmicas de cada nivel, se calculan los pórticos, que han sido previamente sometidos a las cargas de gravedad concentradas en los nudos. En cada iteración se verifica el valor del índice de daño, si valor es menor que el del valor mínimo de daño D_{min} , se incrementa el cortante y se efectúa un nuevo análisis no lineal con las fuerzas correspondientes al cortante incrementado. Se continúa iterando hasta alcanzar el valor mínimo de daño D_{min} , véase la Figura 4.

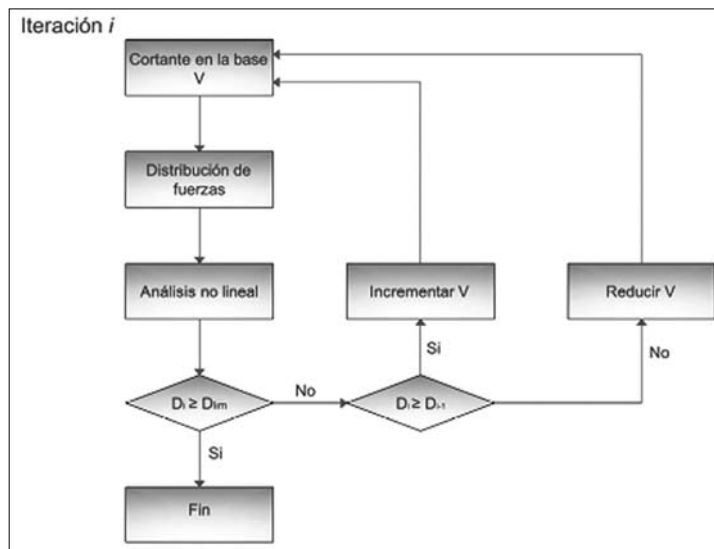


Figura 4: Diagrama de flujo del procedimiento de análisis con empuje incremental (push-over) con control de fuerzas y comprobación del índice de daño

4 Validación del procedimiento

Con la finalidad de validar el procedimiento de aplicación del programa de elementos finitos en la obtención de la respuesta estática no lineal con control de fuerzas, se estudian dos casos publicados, que disponen de suficiente información que ha permitido modelizarlos adecuadamente. Se trata de la respuesta dinámica no lineal sobre la que se ha trazado la envolvente (curva de capacidad) y un segundo caso de un edificio experimental al que se le han aplicado fuerzas laterales pseudo-estáticas.

4.1 Caso 1: pórtico regular de 3 niveles

El primer caso utilizado para la validación del código y del procedimiento de obtención de la curva de capacidad, consiste en un edificio regular de concreto armado de tres niveles, proyectado para comportamiento dúctil bajo (Han et al. 2004) véase la Figura 5.

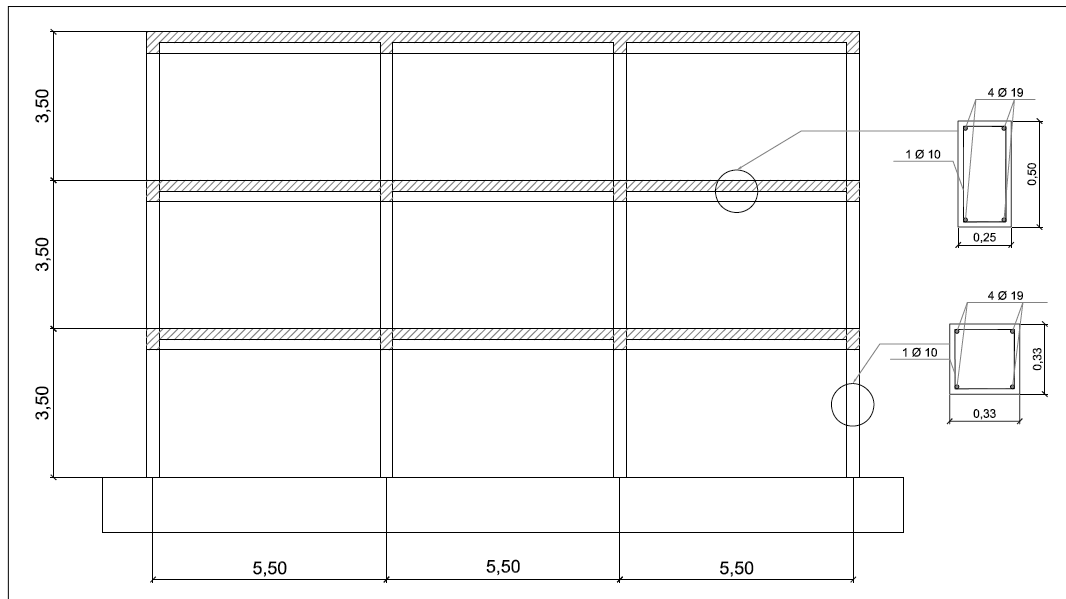


Figura 5: Geometría general y secciones transversales del pórtico de 3 niveles

El edificio consta de tres vanos de igual longitud. Las alturas de los niveles son constantes. En la Tabla 1 se muestran los datos geométricos y mecánicos del edificio.

Tabla 1: Características mecánicas de los materiales del pórtico de 3 niveles

| Características de los materiales del pórtico | |
|---|----------|
| Material | Valor |
| Hormigón | 23,5 Mpa |
| Acero de refuerzo | 392 Mpa |

En la Figura 6 se muestra el resultado obtenido, graficado junto con la respuesta no lineal dinámica del edificio, sobre la que se ha trazado la envolvente, que se aproxima a la curva de capacidad del pórtico.

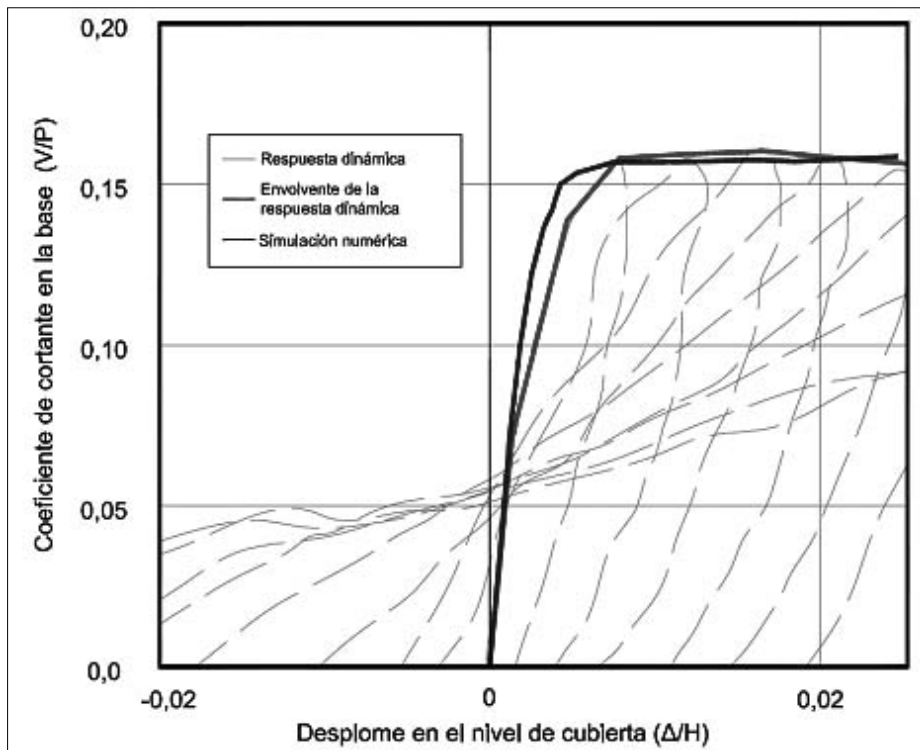


Figura 6: Comparación entre la respuesta no lineal y la curva envolvente de la respuesta dinámica no lineal del edificio de concreto armado de tres niveles

4.2 Caso 2: pórtico regular de 6 niveles

El siguiente caso utilizado para la validación del programa y del procedimiento, consiste en un pórtico regular de concreto armado de seis niveles, modelado a escala 1:5,5 (Lu, 2002). Este edificio tiene las propiedades geométricas y mecánicas que se muestran en las tablas 2 y 3, respectivamente.

Tabla 2: Características de los materiales del pórtico de 3 niveles

| Características de los materiales del pórtico | | |
|---|------|---------|
| Material | Tipo | Valor |
| Hormigón | C20 | 20Mpa |
| Acero longitudinal | S400 | 400 Mpa |
| Acero transversal | S220 | 220 Mpa |

Tabla 3: Características geométricas de las secciones del pórtico de 3 niveles

| Nivel | Dimensiones de pilares | | Cuantía mecánica de acero (%) | Dimensiones de vigas | | Cuantía mecánica de acero (%) |
|-------|------------------------|-------------|-------------------------------|----------------------|-------------|-------------------------------|
| | Real (mm) | Modelo (mm) | | Real (mm) | Modelo (mm) | |
| 1 | 600x600 | 110x110 | 1,87 | 400x500 | 73x91 | 0,91 |
| 2 | 500x500 | 91x91 | 1,37 | 400x500 | 73x91 | 0,91 |
| 3 | 450x450 | 82x82 | 1,68 | 400x450 | 73x82 | 1,02 |
| 4 | 450x450 | 82x82 | 1,68 | 400x450 | 73x82 | 1,02 |
| 5 | 350x350 | 64x64 | 2,76 | 350x400 | 64x73 | 1,32 |
| 6 | 350x350 | 64x64 | 2,76 | 350x400 | 64x73 | 1,32 |

El proyecto de las secciones, se ha efectuado para producir una estructura de ductilidad intermedia, de manera que se cumple con requisitos especiales en el detallado de las secciones. Para efectuar la simulación numérica, se han utilizado los datos correspondientes al modelo experimental a escala, aplicando sobre el modelo numérico el procedimiento para la obtención de la curva de capacidad explicado en el apartado anterior.

En la Figura 7 se muestra una vista en alzado del pórtico analizado con los datos de su geometría general (las dimensiones están a escala).

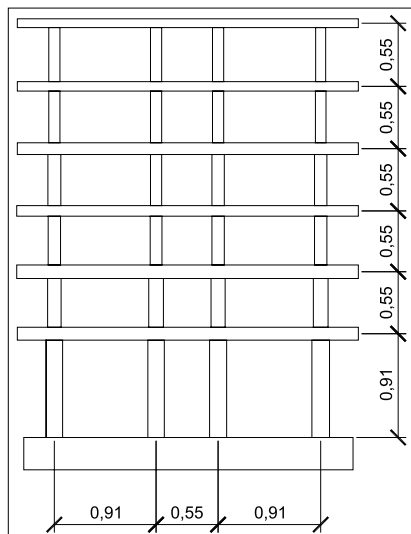


Figura 7: Geometría general del pórtico analizado

En la Figura 8 se muestra la curva de capacidad obtenida de acuerdo con la simulación numérica, la cual se ha graficado junto a la curva de capacidad obtenida de aplicar cargas laterales al pórtico a escala. Puede notarse que ambas curvas muestran unas formas bastante aproximadas, desde el punto de vista global, debiendo resaltarse las diferencias que existen entre la rama elástica de ambos casos y del valor máximo del cortante, sin embargo esta diferencia es de apenas un 6%. De igual forma, es evidente la proximidad que existe entre los puntos de plastificación obtenidos en la simulación numérica y en el ensayo experimental.

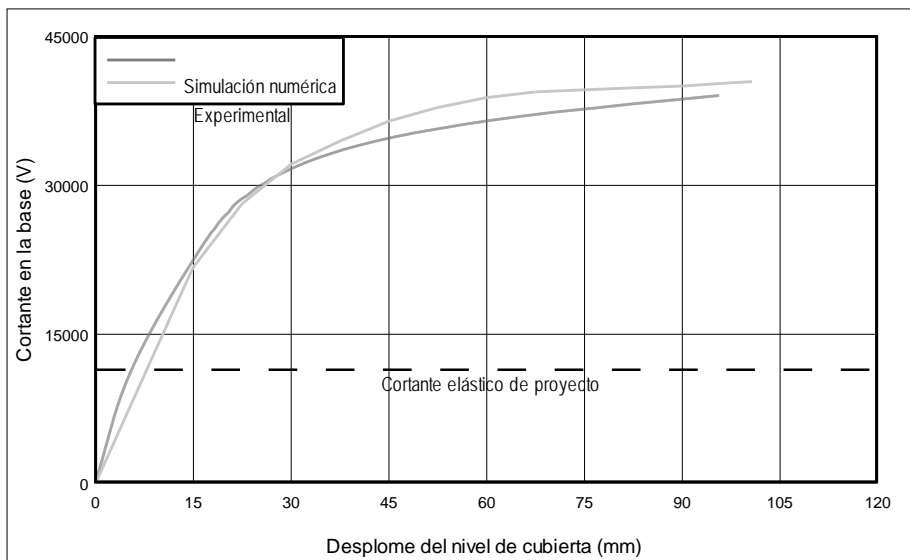


Figura 8: Comparación de las curvas de capacidad obtenidas de forma experimental y mediante simulación numérica

Es importante también lograr establecer las similitudes que existen entre los mecanismos de fallo tanto de la estructura a escala como del modelo numérico. En ambos casos se observa, véase la Figura 9, en la que se presenta un mecanismo global de viga débil-pilar fuerte, que es un mecanismo común para la altura del pórtico y bajo las condiciones de proyecto (ductilidad intermedia). Este mecanismo de fallo implica que las rótulas plásticas se ubican en los tramos de las vigas próximos a los nudos, en las zonas cuyo confinamiento procura evitar el fallo frágil. De la Figura 9 se nota la similitud que existe entre las zonas agrietadas del pórtico del modelo experimental, con la concentración del daño en los elementos del pórtico de la simulación numérica, por lo que puede considerarse que el modelo numérico permite obtener una buena aproximación a la respuesta no lineal de pórticos regulares de concreto armado.

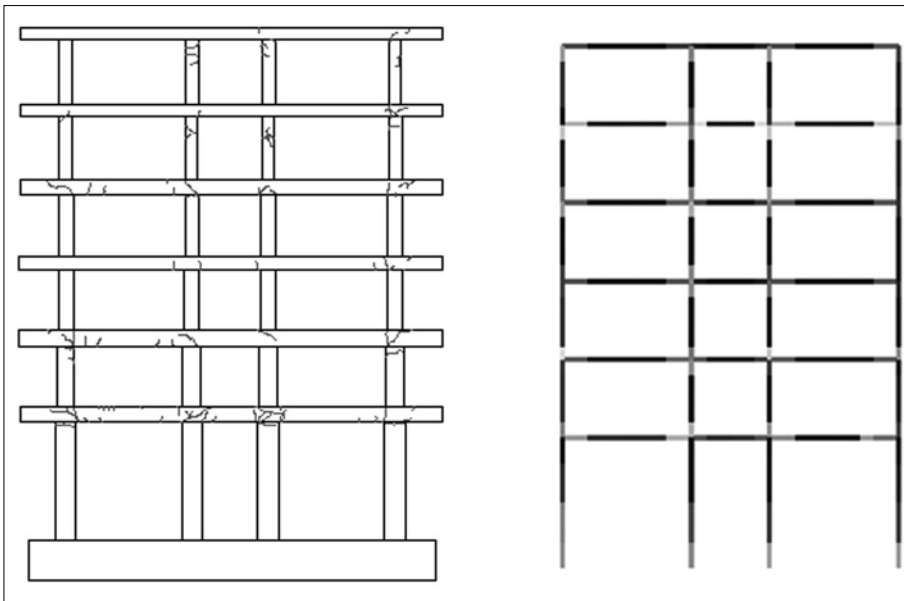


Figura 9: Comparación de la concentración del daño entre el edificio sometido a cargas laterales y la simulación numérica

5 Procedimiento aplicado para la determinación del punto de capacidad por demanda

Para calcular el punto de capacidad por demanda es necesario superponer el espectro de capacidad con el espectro de demanda, representada por los espectros elásticos e inelásticos. El espectro de capacidad se calcula a partir de la curva de capacidad obtenida del análisis no lineal de un sistema de múltiples grados de libertad, mientras que los espectros son la idealización de los promedios de los espectros de respuesta, por lo que es necesario convertir la curva de capacidad a su equivalente de un sistema de un grado de libertad. Al cumplir los edificios objeto de esta investigación con los requisitos de altura (edificios bajos) y de regularidad en planta y alzado, es posible calcular los pseudo-desplazamientos del sistema de un grado de libertad de acuerdo con:

$$S_d = \frac{\delta_c}{FPM} \quad (8)$$

Donde S_d el pseudo-desplazamiento, δ_c representa los desplazamientos del sistema de múltiples grados de libertad a nivel de cubierta y FPM es el factor de participación modal, determinado según:

$$\text{FPM} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi_{1,i}^2} \quad (9)$$

Aquí n es el número de niveles del edificio, m_i es la masa del nivel i , $\phi_{1,i}$ es la amplitud normalizada del primer modo correspondiente al nivel i . Las ordenadas del espectro de capacidad se expresan en función de pseudo-aceleración normalizada respecto a la gravedad, las cuales se consiguen al transformar los valores del cortante en la base, aplicando:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha} \quad (10)$$

Siendo S_a la pseudo-aceleración, V el cortante en la base, W el peso sísmico del edificio y α un parámetro adimensional que se calcula mediante:

$$\alpha = \frac{\left(\sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi_{1,i} \right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi_{1,i}^2} \quad (11)$$

Como es sabido, los espectros se presentan en formato de período contra pseudo-aceleración, por tanto, es necesario transformarlos a un formato de pseudo-desplazamientos contra pseudo aceleraciones, para esto se aplica:

$$S_d = \frac{S_a \cdot g \cdot T^2}{4 \cdot \pi^2} \quad (12)$$

En esta ecuación, g es la aceleración de la gravedad y T es el período de la estructura. Una vez efectuadas las transformaciones se superpone el espectro de capacidad con los espectros de demanda elástico e inelástico.

El punto de capacidad por demanda representa el punto de máximo desplazamiento lateral del sistema de un grado de libertad, inducido por la demanda sísmica. Dichos puntos se determinan mediante el procedimiento N2 (Fajfar, 2000) que consiste en obtener una forma idealizada bilineal del espectro de capacidad, de la siguiente manera:

- La rama plástica debe ser horizontal, procurando que las áreas por encima y por debajo de ésta se compensen.
- Se determina la rama plástica haciendo que pase por el espectro de capacidad en el punto que corresponde al 60% de la resistencia de plastificación.

La intersección de la recta que define la rama elástica de la forma bilineal idealizada con el espectro elástico de demanda, fija la ordenada que corresponde al desplazamiento del punto de capacidad por demanda. De forma alterna, el desplazamiento del punto de capacidad por demanda se puede calcular mediante la intersección de la forma bilineal idealizada con el espectro inelástico de demanda, que es el espectro elástico de demanda reducido mediante un factor R_μ , definido como:

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 \quad T \leq T_C$$
$$R_\mu = \mu \quad T > T_C$$
(13)

En esta ecuación T y μ son el período y la ductilidad, respectivamente, y T_C es el período esquina del espectro elástico de proyecto, que delimita las ramas de aceleración constante y la rama decreciente. Este desplazamiento se transforma en desplazamiento al nivel de cubierta del sistema con múltiples grados de libertad aplicando la ecuación (8).

6 Ejemplos de aplicación del procedimiento de análisis no lineal

A continuación se consideran tres edificios de concreto armado proyectados para distintos niveles de ductilidad, conforme a la norma sismorresistente NCSE-02. El primer edificio es de forjados reticulares de 30 cm de canto, cuyos nervios se encuentran 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. Las columnas de este edificio no se encuentran alineados, como puede observarse en la Figura 10a.

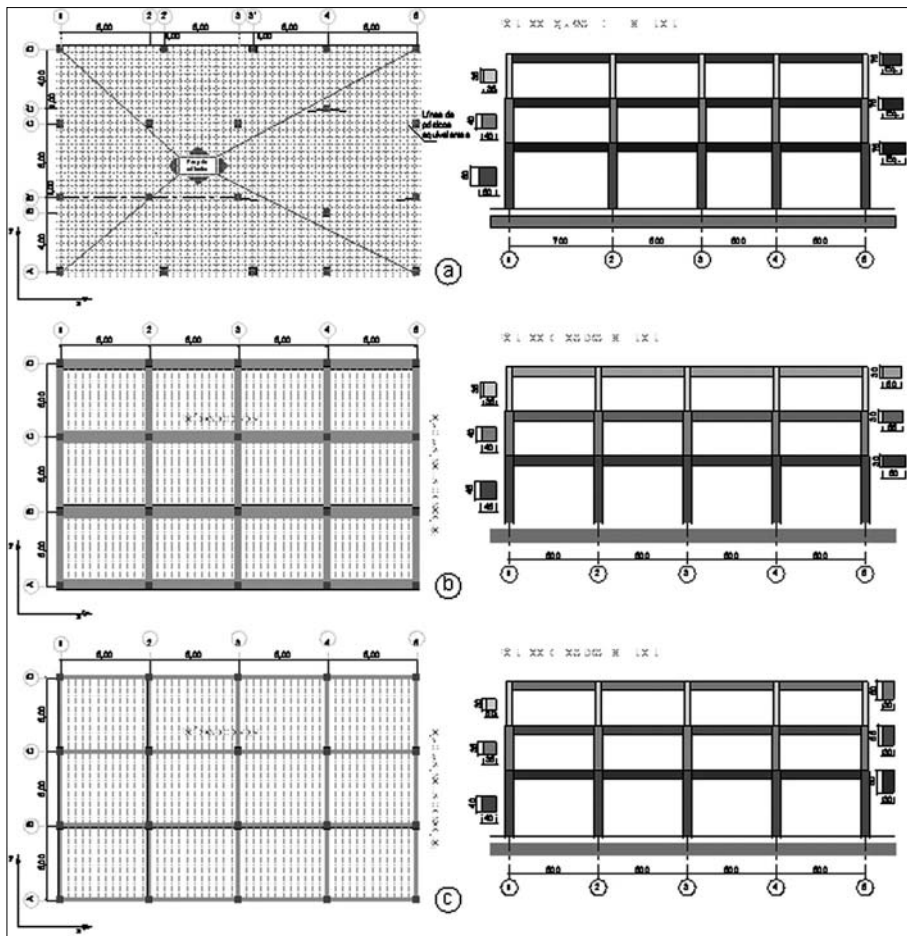


Figura 10: Planta típica del edificio con forjados reticulares (igual en todos los niveles)

El segundo edificio, proyectado para ductilidad de 2, es aporticado con vigas planas y forjados unidireccionales orientados según el eje y se muestra en la Figura 10b. El tercer edificio es aporticado con vigas de canto, proyectado para ductilidad de 4, con forjados unidireccionales orientados según el eje y, tal como puede verse en la Figura 10c.

Los edificios descritos anteriormente se han calculado mediante modelos 2D, definiéndose pórticos representativos para cada uno de ellos. Dada la presencia de pilares no alineados en el edificio con forjados reticulares, se ha modelizado uno de los pórticos exteriores de este edificio, ya que el resto de los elementos no constituyen un sistema estructural que se pueda modelizar como plano 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) que permite modelizar el concreto armado como un material compuesto y se ha aplicado la teoría de mezclas. En la Figura 11 se muestra una discretización típica genérica de los pórticos, cuyos elementos tienen longitudes variables que dependen de las zonas de pilares y de vigas con un mayor confinamiento. Las zonas de confinamiento se han proyectan 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.

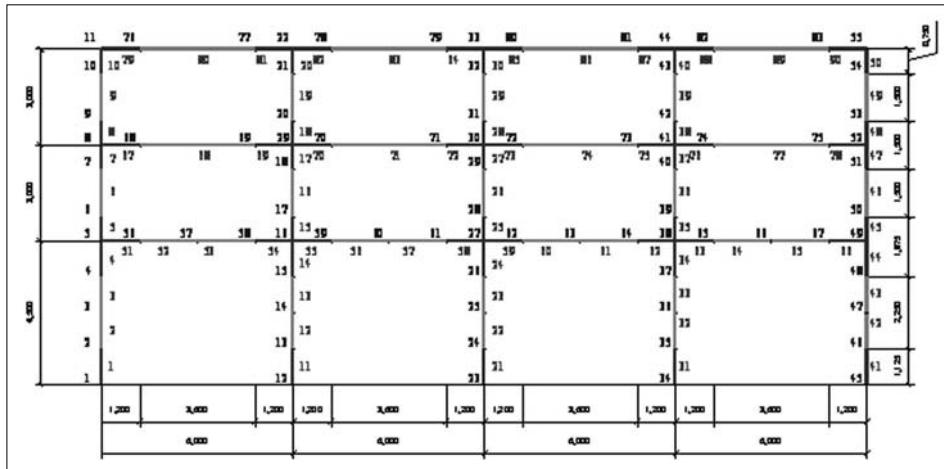


Figura 11: Discretización típica de los pórticos analizados.

En las figuras 12, 13 y 14 se muestran los espectros de capacidad superpuestos con los espectros de demanda elástica e inelástica, para los edificios con forjados reticulares, aporticado con vigas planas y aporticado con vigas de canto. Nótese que los espectros de capacidad se encuentran graficados mediante la curva de capacidad correspondiente a un sistema de un grado de libertad equivalente, y también en la forma bilineal idealizada.

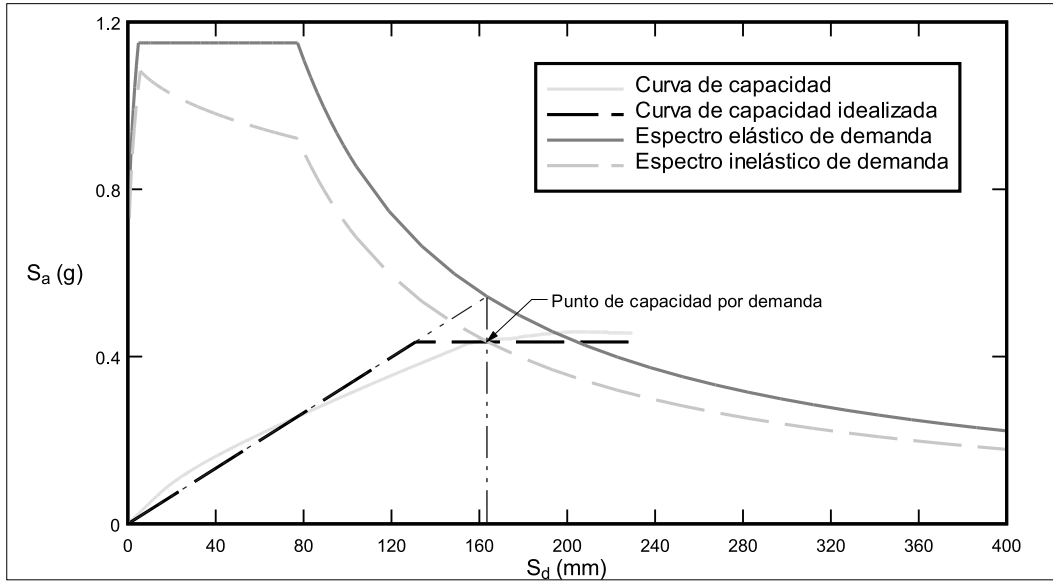


Figura 12: Curvas de capacidade e de demanda elástica e inelástica para a determinação do ponto de capacidade por demanda do edifício com forjados reticulares

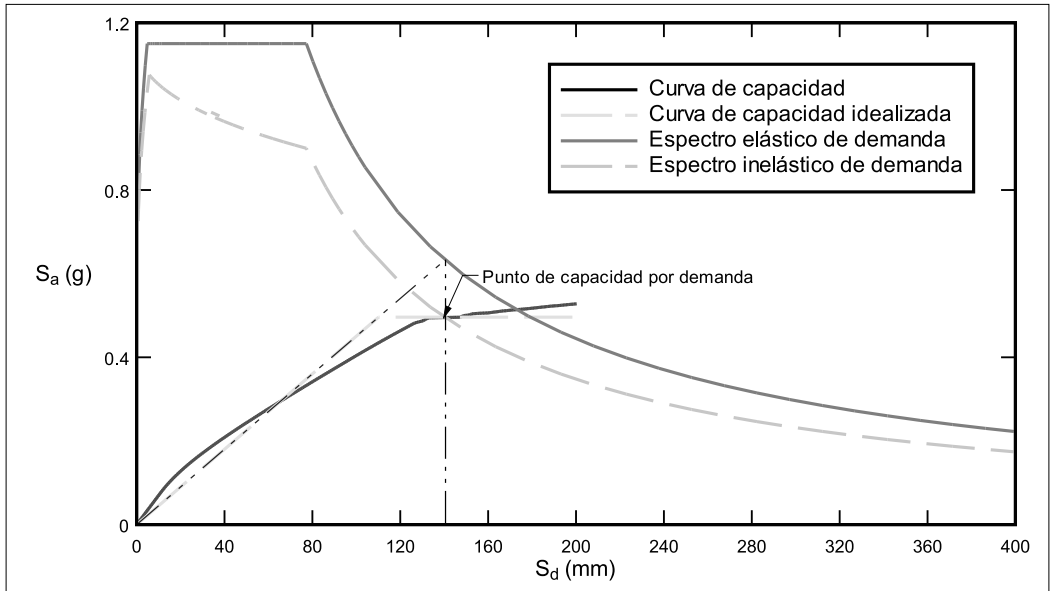


Figura 13: Curvas de capacidade e de demanda elástica e inelástica para a determinação do ponto de capacidade por demanda do edifício aporticado com vigas planas

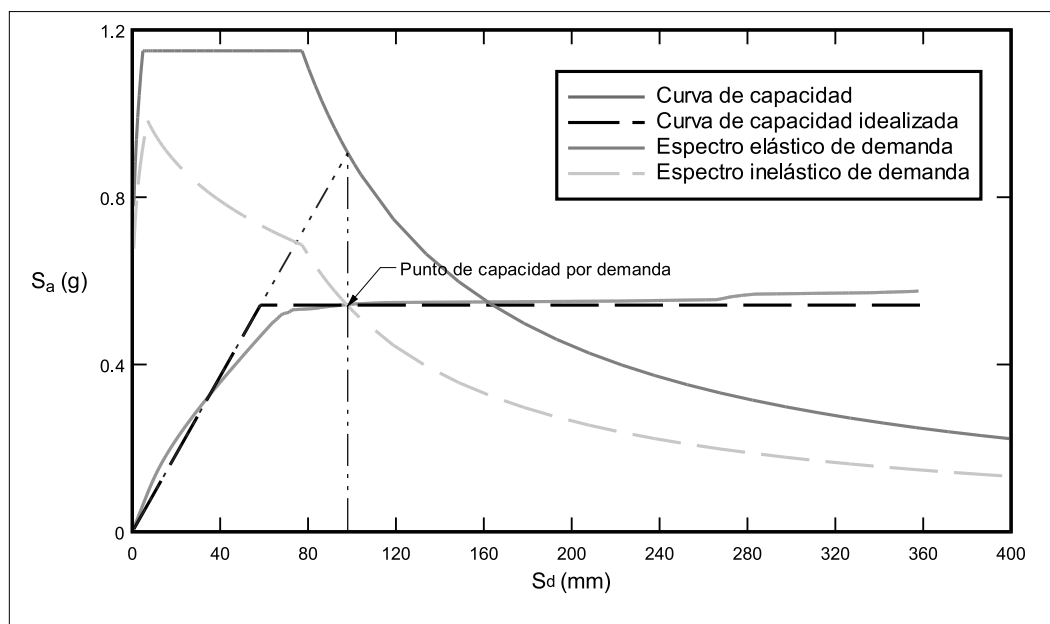


Figura 14: Curvas de capacidad y de demanda elástica e inelástica para la determinación del punto de capacidad por demanda del edificio aporticado con vigas de canto

Los valores de los desplazamientos del punto de capacidad por demanda calculados para los tres edificios analizados se indican en la Tabla 4.

Tabla 4: Desplazamientos alcanzados en el punto de comportamiento de los diferentes tipos de edificios

| Edificio | Desplome en el punto de prestaciones (mm) |
|---------------------------------------|---|
| Edificio con forjados reticulares | 222,07 |
| Edificio porticado con vigas planas | 170,22 |
| Edificio porticado con vigas de canto | 120,18 |

En las figuras 15, 16 y 17 se aprecian las curvas de capacidad de cada edificio, sobre las que se han graficado las rigideces correspondientes al estado elástico, al punto de capacidad por demanda y al punto de desplazamiento último. Nótese la evidente proximidad entre el punto de capacidad por demanda y el de desplazamiento último correspondiente a los edificios con forjados reticulares y el aporticado con vigas planas.

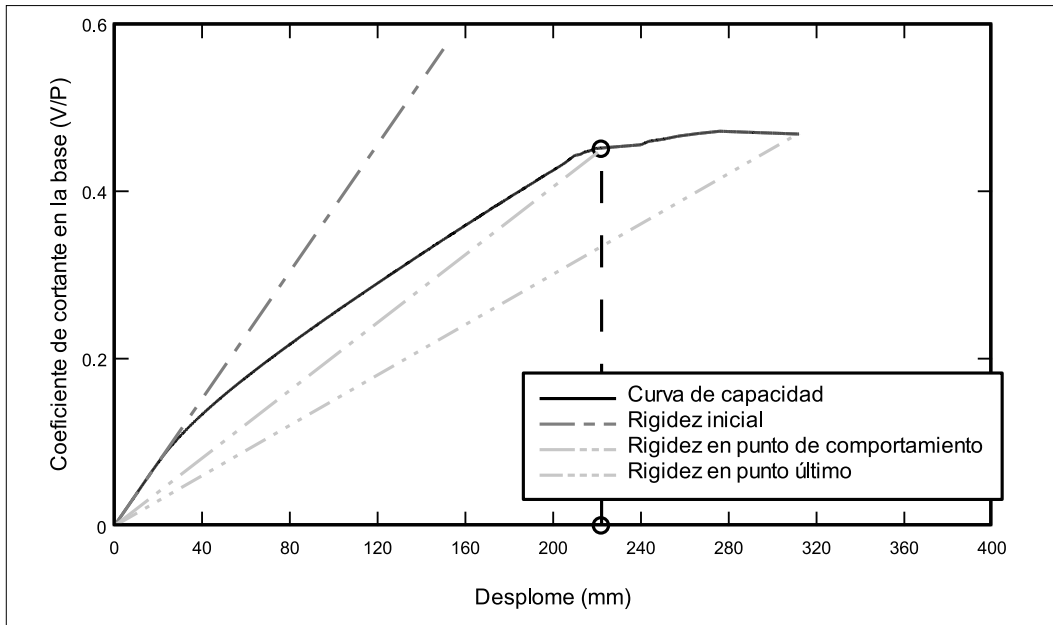


Figura 15: Deslocamento do ponto de capacidade por demanda para o edifício com forjados reticulares

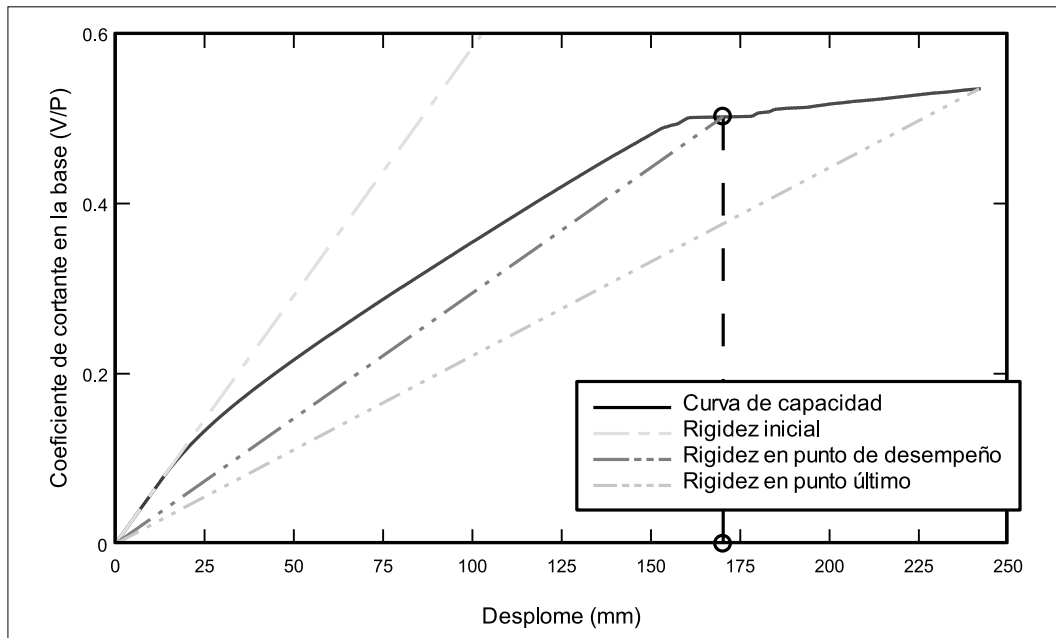


Figura 16: Deslocamento do ponto de capacidade por demanda para o edifício aporticado com vigas planas

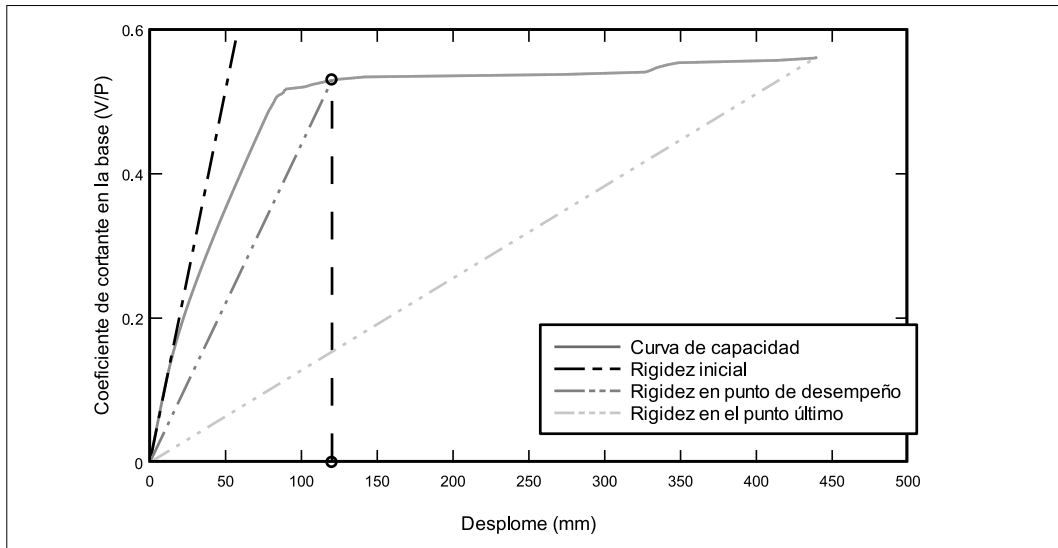


Figura 17: Desplazamiento del punto de capacidad por demanda para el edificio aporticado con vigas de canto

Con los valores de los desplazamientos en los puntos de capacidad por demanda es posible calcular las rigideces tangentes, que a su vez se utilizan para calcular los valores de los índices objetivos de daño, correspondientes a la demanda impuesta por los espectros de la normativa.

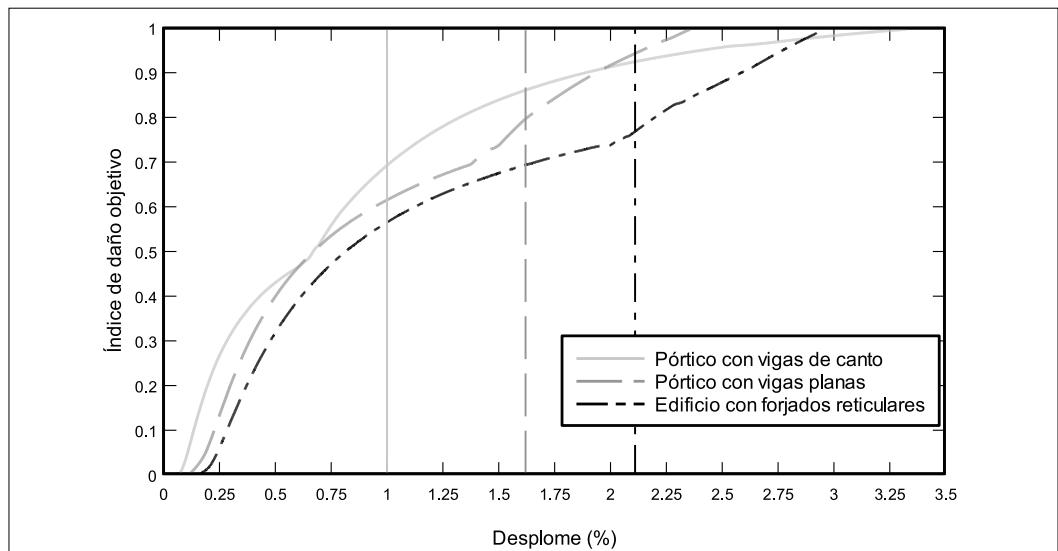


Figura 18: Gráfico de los índices de daño sísmico objetivo, calculados para los tres edificios analizados, con los valores de los desplazamientos relativos correspondientes a los puntos de capacidad por demanda

En la Figura 18 se han graficado la evolución de los índices objetivos de daño calculadas conforme a la ecuación (7) en función del desplazamiento de la cubierta normalizado respecto a la altura total del edificio. Sobre estas curvas se señalan los valores calculados de los desplazamientos correspondientes a los puntos de capacidad por demanda de los tres casos estudiados. Resalta de esta figura la forma característica de la curva que describe el índice de daño del edificio con vigas de canto, la cual se acerca suavemente al valor del daño en el instante del colapso. En el caso de los índices de daño de los edificios de ductilidad limitada, las pendientes en la proximidad del colapso son más pronunciadas, lo que indica que con el incremento del desplazamiento, se produce un aumento considerable del índice de daño sísmico objetivo. La intersección de los valores de los desplazamientos normalizados correspondientes a los puntos de capacidad por demanda, se proporcionan gráficamente los valores correspondientes a los índices de daño de los tres edificios que se muestran en la Tabla 5.

Tabla 5: Valores del índice de daño sísmico objetivo calculados para el punto de capacidad por demanda

| Edificio | Índice de daño (Dobj) |
|---------------------------------------|-----------------------|
| Edificio con forjados reticulares | 0,79 |
| Edificio porticado con vigas planas | 0,80 |
| Edificio porticado con vigas de canto | 0,69 |

De acuerdo con estos resultados, queda claro que el edificio aporticado con vigas planas tiene un punto de capacidad por demanda para el cual el índice de daño es de 0,80 lo que, aunado con su baja ductilidad, hace que su respuesta para la demanda impuesta por el espectro de proyecto pudiera considerarse poco segura. Igual conclusión puede obtenerse del índice de daño del edificio con forjados reticulares, para el que el índice de daño sísmico objetivo es de 0,79. El edificio con vigas de canto muestra un índice de daño menor, además de que tiene una capacidad de ductilidad superior a la correspondiente al punto de capacidad por demanda.

7 Conclusiones

Los resultados obtenidos al aplicar los índices de daño convencionales en la respuesta no lineal de los edificios de concreto armado dependen de la tipología estructural. Así, para edificios de concreto armado de ductilidad limitada, los índices de daño convencionales no suministran resultados comparables a los calculados mediante la aplicación del método de elementos finitos.

El análisis estructural previamente presentado permite la valoración objetiva del daño estructural en forma sencilla. Concretamente, la utilización de la ecuación (7) nos permite acercarnos a una valoración muy cercana a aquellas que resultan de procedimientos de cálculo más costosos. Así pues, se puede conocer el nivel de daño estructural para la intersección de la curva de demanda con la de capacidad de la estructura.

El índice de daño sísmico objetivo, que incorpora la degradación de la rigidez y el valor máximo de la ductilidad estructural, permite obtener valores adecuados del daño, independientemente de la tipología estructural adoptada. Sin embargo, la aplicación del índice de daño sísmico objetivo se limita a la evaluación de las estructuras a partir de los resultados pseudo estáticos, no se contempla su aplicación a los resultados dinámicos.

El índice de daño sísmico objetivo (D^{obj}), tiene una mayor aproximación a ensayos experimentales y numéricos resueltos con elementos finitos.

El edificio aporticado con vigas de canto tiene un valor de daño aceptable en el punto de capacidad por demanda y dispone aun de capacidad dúctil, lo que permite que su respuesta no lineal supere las expectativas de proyecto.

En general la forma de la curva del índice de daño sísmico objetivo indica si el comportamiento de la estructura es dúctil, ya que a medida que se aproxima al punto de desplazamiento previo al colapso, la pendiente es muy baja, mientras que para las estructuras con ductilidad limitada, la pendiente de la curva de daño sísmico objetivo es más pronunciada.

Entre los tres casos estudiados, es posible afirmar que tanto el edificio aporticado con vigas planas como en el del edificio con forjados reticulares, es posible anticipar un alto valor de daño correspondiente al punto de capacidad por demanda, así como una ductilidad estructural insuficiente en comparación con los requisitos normativos.

Se propone un método de cálculo de la respuesta no lineal estática con control de fuerzas. Se resuelve el problema de la singularidad en el umbral de colapso mediante la aplicación de un proceso iterativo de cálculo que considera la obtención de un determinado índice de daño como criterio de convergencia. Los resultados obtenidos mediante la simulación numérica se ajustan adecuadamente a los resultados obtenidos mediante pruebas de laboratorio practicadas sobre pórticos de concreto armado.

8 Referencias

ACI Comitee 318. (2005). *Building code requirements for structural concrete ACI 318-05*. Farmington Hills, Michigan.

Applied Technology Council (ATC). *ATC-40: The Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. ATC: Redwood City, CA, 1996.

Barbat, A. H.; Vielma, J. C.; Oller, S. (2007). *Confinamiento y ductilidad de los edificios de concreto armado*. Serie de monografías ARCER, monografía nº 5, Madrid.

Barbat, A. H.; Oller, S.; 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.

Barbat, A. H.; Miquel, J. (1994). *Estructuras sometidas a acciones sísmicas. Cálculo por ordenador*. Centro internacional de métodos numéricos en ingeniería. Barcelona.

- Barbat, A.; Oller, S.; Oñate, E.; Hanganu, A. (1997). Viscous damage for Timoshenko beam structures. *International Journal of Solids Structures*, v. 34, p. 3953-3976.
- Bertero, R.; Bertero, V. (2002). Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 31, p. 627-652.
- Calvi, G. M. (1999). A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, v. 3, n. 3, p. 411-438.
- Car, E.; Oller, S.; 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*, v. 185, n. 2-4, p. 245-277, 2000. ISSN: 0045-7825.
- Car, E.; Oller, S.; Oñate, E. (2001). A Large Strain Plasticity for Anisotropic Materials: Composite Material Application. *International Journal of Plasticity*, v. 17, n. 11, p. 1437-1463, Nov. 2001. issn: 0749-6419.
- Catbas, N.; Aktan, E. (2002). Condition and damage assessment: issues and some promising indices. *Journal of Structural Engineering*, v. 128, n. 8, p. 1026-1036.
- Comisión permanente del concreto (1998). *EHE instrucción de concreto estructural*. Leynfor siglo XXI, Madrid.
- Comité Européen de Normalisation (CEN). (2001). *Eurocode 2: design of concrete structures*. Brussels.
- Comité Européen de Normalisation (CEN). (2003). *Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance*. Brussels.
- Erberik, A.; Elnashai, A. (2006). Loss Estimation Analysis of Flat-Slab Structures. *Journal of Structural Engineering*, v. 7, n. 1, p. 26-37.
- Fajfar, Peter. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, v. 16, n. 3, p. 573-591.
- Han, S. W.; Kwon, O.; Lee, Li. (2004). Evaluation of the seismic performance of three-story ordinary moment-resisting concrete frame. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. n. 33, p. 669-685.
- Hanganu, A.; Oñate, E.; Barbat, A. (2002). A finite element methodology for local/global damage evaluation in civil engineering structures. *Computers & Structures*, v. 80, p. 1667-1687.
- Hori, N.; Inoue, N. (2002). Damaging properties of ground motions and prediction of maximum response of structures based on momentary energy response. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 31, p. 1657-1679.
- Gupta, V.; Nielsen, S. R. K.; Kirkegaard, P. H. (2001). A preliminary prediction of seismic damage-based degradation in RC structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 30, p. 981-993.
- Kunnath, S. (2006). Performance-based seismic design and evaluation of building structures. *Earthquake Engineering for Structural Design*. CRC Press. Boca Raton.
- Lu, Y. (2002). Comparative study of seismic behavior of multistory reinforced concrete framed structures. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v. 128, n. 2, p. 169-178.
- NCSE-2002. *Norma de construcción sismorresistente*. BOE n. 244, 2002, Madrid.

- Oller, S.; Barbat, A. (2006). Moment-curvature damage model for bridges subjected to seismic loads. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, v. 195, p. 4490-4511.
- Oller, S.; Luccioni, B.; 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*, v. 12, n. 2, p. 215-238.
- Park, R. (1988). State-of-the-art report: ductility evaluation from laboratory and analytical testing. In *proceedings 9th WCEE. IAEE*, Tokyo-Kyoto, Japan VIII, p. 605-616.
- Park, Y. J.; Ang, A. H.-S. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, *Journal of Structural Engineering*, v. 111, n. 4, p. 722-739.
- PLCd Manual. (1991). *Non-linear thermo mechanic finite element oriented to PhD student education*, code developed at CIMNE.
- Skjærbaek, P. S.; Nielsen, S. R. K.; Kirkegaard, P. H.; Çakmak, A. S. (1998). Damage localization and quantification earthquake excited RC-frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 27, p. 903-916.
- Vielma, J. C.; Barbat, A.; Oller, S. (2008). An objective seismic damage index for the evaluation of the performance of RC buildings. 14 World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China.
- Vielma, J. C.; Barbat, A. H.; Oller, S. (2008). Determinación de umbrales de daño sísmico en edificios porticados de hormigón armado proyectados conforme al EC-2 y EC-8. *Hormigón y acero*. En prensa, Madrid, España.
- Vielma, J. C. (2008). Caracterización de la respuesta sísmica de edificios de hormigón armado mediante la respuesta no lineal. Tesis Doctorals en Xarxa. Barcelona. ISBN: 978-84-691-3475-7.
- Wang, Ch.; Salmon, Ch. (1985). *Reinforced concrete design. Fourth edition*. Harper and Row publishers. New York.

9 Anexo (versión compacta)

Procedure of evaluation of reinforced concrete buildings of by means of an of objective seismic damage index

Abstract

In this work a revision on the indices that allow assessing the seismic damage of buildings is done, finding the necessity to formulate an objective seismic damage index that suitably reflects the damage in the buildings of reinforced concrete, independently on the structural typology. An innovative procedure of non-linear analysis of structures of concrete is exposed, applying force control in which an index of damage based on finite elements is applied as a convergence criterion. The procedure is validated by means of the comparison of the numerical simulation with two test conducted on reinforced concrete frames, one of which is “pushing” under a predetermined lateral static loads pattern and the other one by means of the application of lateral dynamic loads. The results show a good fit between of the results obtained by means of numerical simulation and the obtained in both test. Finally, the procedure is applied in the calculation of the capacity curve of three examples that consist on three buildings designed according to different ductility levels, evaluating the performance of the three buildings by means of the application of the objective seismic damage index.

Key words: Objective seismic damage index. Restricted-ductility buildings. Push-over analysis. Capacity curve. Performance point.