

Dimensionado sísmico de edificios porticados de hormigón armado mediante factores de amplificación con base en energía

Seismic design of reinforced concrete framed buildings using energy-based amplification factors

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

Recibido | Received: 09-05-2011
Aceptado | Accepted: 05-07-2011

Resumen

En el análisis estructural actual se aplican procedimientos con base en el comportamiento elástico, obteniéndose las acciones sísmicas mediante la aplicación de unos factores de comportamiento, que permiten considerar la incursión de las estructuras dentro del rango inelástico durante la acción de terremotos fuertes. Los desplazamientos resultantes de este análisis deben ser amplificados para obtener los desplazamientos inelásticos, lo que se lleva a cabo mediante factores de amplificación dependientes del factor de comportamiento usado en el análisis. Con los desplazamientos inelásticos es posible calcular las derivas de planta, que son útiles en el control del dimensionado sísmico de la estructura. En este trabajo se propone un procedimiento de dimensionado sísmico, formulado con factores de amplificación determinados a partir del balance de energía. El procedimiento se ha validado en un conjunto de edificios regulares de hormigón armado, proyectados según el EC-8 para un nivel alto de amenaza sísmica. Los edificios han sido sometidos al análisis dinámico no lineal utilizando acelerogramas sintéticos. Las derivas de planta resultantes del análisis no lineal han permitido verificar la respuesta de los edificios aplicando tres Estados Límite. Los resultados muestran un comportamiento satisfactorio de todos los casos estudiados.

Palabras clave: dimensionado sísmico, análisis dinámico no lineal, deriva global, deriva de plantas, Estados Límite.

Abstract*

In current structural analysis elastic-based procedures are applied, computing the seismic forces by applying behavior factors which allow to take into account the inelastic characteristics of the structural response when they are subject to strong motions. This kind of analysis brings a set of elastic displacements that need to be amplified in order to compute the inelastic ones. The common procedure is done by using behavior factor-based amplification factors. These inelastic displacements lead to obtain the inter-storey drifts which are useful in order to evaluating the seismic sizing procedure. In this work a new sizing procedure is formulated, it is based on amplification factors obtained from energy balance procedures. The sizing procedure has been validated by means of a set of regular reinforced-concrete buildings designed according to EC-8, for a high seismic hazard level. These buildings have been studied by applying non linear dynamic analysis using synthetic accelerograms. Inter-storey drifts obtained from non linear analysis have been used in the assessment of the buildings' response through three Limit States. Results shown that all the cases studied satisfy the Limit States.

Keywords: seismic sizing, non linear dynamic analysis, global drift, inter-storey drift, Limit States.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 110 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Dr. Ingeniero. Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado (Barquisimeto, Venezuela).
(2) Dr. Ingeniero. Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona, España).

Persona de contacto / Corresponding author: jcvielma@cimne.upc.edu

1. INTRODUCCIÓN

El proyecto sismorresistente actual se sigue realizando mediante la aplicación del análisis elástico, con la determinación de fuerzas sísmicas equivalentes calculadas a partir de espectros inelásticos de proyecto. Estos últimos se calculan a partir de formas espectrales elásticas que corresponden a la respuesta idealizada de los suelos al ser sometidos a acciones dinámicas. La transformación de los espectros elásticos en inelásticos se consigue usando unos factores de reducción, definidos en el Eurocódigo-8 [1] como factores de comportamiento q . La formulación de los factores de comportamiento se ha fundamentado en la ductilidad y la capacidad de disipar energía de las estructuras, pero su valoración siempre ha obedecido al criterio ingenieril.

Las normativas de proyecto sismorresistente contemplan, a grandes rasgos, dos etapas en las que se verifica el dimensionado de las estructuras que se proyectan. En una primera etapa, se realiza una verificación de la capacidad de los elementos primarios que constituyen la estructura (vigas y pilares), que debe ser mayor que la demanda impuesta por las cargas de gravedad y sísmicas debidamente ponderadas. En una segunda etapa, se verifica que los desplazamientos de la estructura no superen unos límites determinados. Estos desplazamientos deben obedecer a la acción sísmica impuesta, por tanto se determinan como la amplificación de los desplazamientos obtenidos mediante el análisis elástico, utilizando unos factores de amplificación que suelen depender del factor de comportamiento adoptado en el proyecto.

El problema surge cuando se aplican estos factores de amplificación, ya que cada normativa aplica factores que, como se verá más adelante, presentan una gran variabilidad, lo que hace dudar de la transparencia de su aplicación en el proyecto sismorresistente, ya que los mismos acaban siendo determinantes a

la hora de adoptar las secciones definitivas, sobre todo en el caso de estructuras emplazadas en zonas de alta peligrosidad sísmica. En este trabajo se realiza una revisión de los factores de amplificación aplicados en las principales normativas de proyecto sismorresistente, planteándose una nueva forma de determinar estos a partir de los resultados del análisis no lineal pseudoestático. Los factores se presentan en expresiones sencillas que dependen de la ductilidad, la reserva de resistencia de la estructura y que se aplican dependiendo del período fundamental de la misma. Con la finalidad de validar los factores propuestos, se ha seleccionado un grupo de edificios porticados de hormigón armado con diferentes alturas, en cuyo proyecto se han aplicado los factores propuestos en este trabajo, adoptando un factor adimensional con base en la densidad de pilares de las plantas para seleccionar el dimensionado óptimo. Finalmente, los edificios se evalúan aplicando el análisis dinámico no lineal, usando un grupo de acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de proyecto. Del análisis dinámico no lineal se calculan los valores de la deriva global y las derivas de planta que permiten evaluar el comportamiento sísmico mediante tres Estados Límite, asociados con las intensidades de los acelerogramas.

2. FORMULACIÓN DE LOS FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

Los factores de amplificación de desplazamientos usualmente aplicados en las normas sismorresistentes tienen la siguiente forma:

$$C_{\mu} = \beta \cdot q \quad (1)$$

siendo β , un coeficiente adimensional normativo y q el factor de comportamiento adoptado en la fase de proyecto.

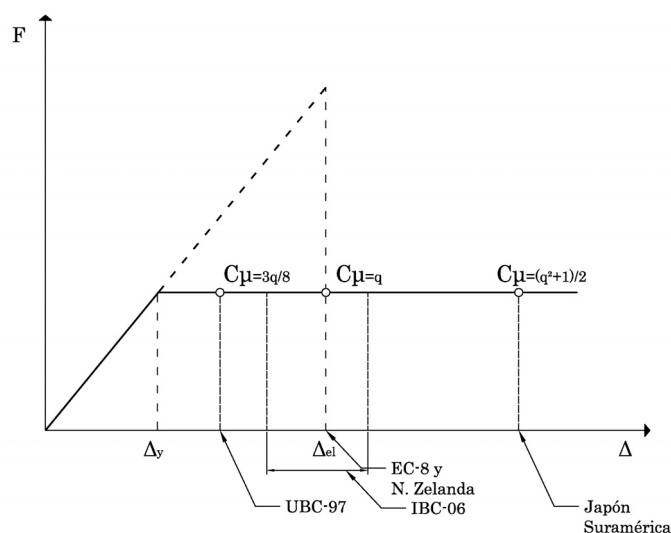


Figura 1. Factores de amplificación de desplazamientos según diferentes normas. Fuente: Priestley et al. (2007)

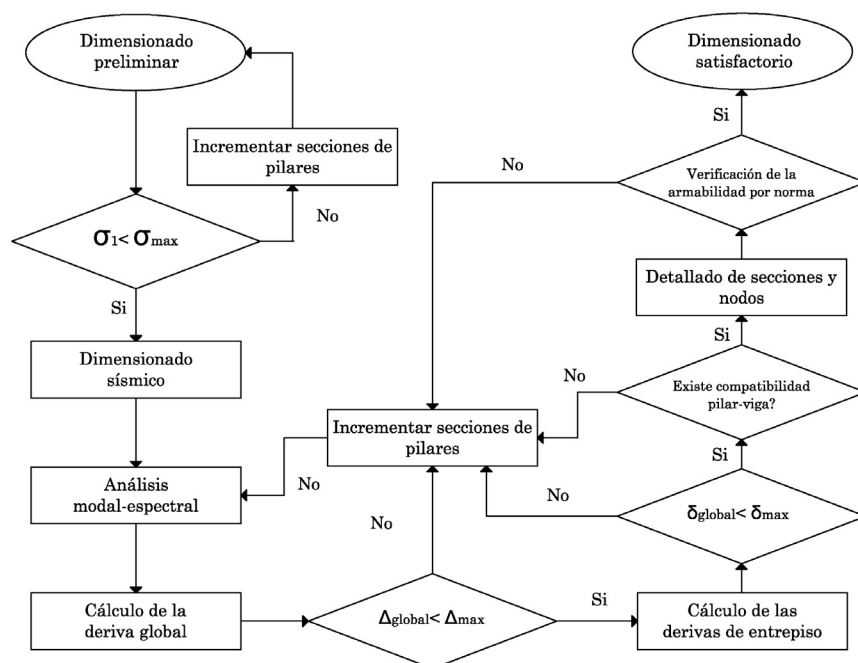


Figura 2. Flujograma del procedimiento de dimensionado sísmico

Los factores de amplificación de desplazamientos se usan para transformar los desplazamientos horizontales obtenidos del análisis elástico, aplicando fuerzas sísmicas equivalentes o mediante el análisis dinámico espectral, en desplazamientos horizontales inelásticos. A partir de los desplazamientos horizontales es posible calcular las derivas de plantas, que representan un coeficiente obtenido de los desplazamientos relativos de plantas consecutivas entre la altura entre dichas plantas. Las derivas de plantas se comparan con valores normativos, permitiendo aceptar o rechazar el dimensionado, dependiendo si se excede algún valor límite. Este procedimiento persigue limitar las derivas de entrepiso, para de esta manera limitar el daño que se puede llegar a producir en la estructura, especialmente el daño que suele concentrarse en los pilares. Los valores límite impuestos a las derivas son muy variables en las diferentes normas de proyecto sismorresistente y a excepción del EC-8, no se aclara a qué Estado Límite específico corresponden los umbrales prescritos. En la Figura 1, se pueden observar los valores prescritos en diferentes normas [2] apreciándose el desplazamiento de plastificación de proyecto Δ_y y el desplazamiento elástico amplificado Δ_{el} .

Puede apreciarse en la Figura 1, que los valores de los factores de amplificación son bastante diferentes. Esto lleva a pensar que algunas normas son más exigentes que otras desde el punto de vista de los desplazamientos. En este trabajo se expone un procedimiento de dimensionado sísmico con base en desplazamientos, que es aplicado a un grupo de edificios de hormigón armado y que luego es validado mediante análisis no lineal.

El procedimiento de dimensionado sísmico se resume en la Figura 2. Es de hacer notar que la novedad

introducida con la finalidad de hacer más rápida la convergencia del procedimiento, es la de los factores de amplificación de desplazamientos aplicados. En primer lugar, el procedimiento de dimensionado preliminar se inicia con la selección de unas secciones típicas de pilares y vigas, procurando satisfacer el precepto de proyecto conceptual de viga débil-columna fuerte.

En la Figura 3 se muestra una curva de capacidad típica de la respuesta no lineal de un edificio. Puede apreciarse que la curva de capacidad se obtiene del análisis no lineal pseudoestático, que consiste en aplicar cargas laterales, que representan el efecto inducido por los sismos. Bajo la acción de las fuerzas laterales aparecen desplazamientos a nivel de plantas y también una reacción con componente horizontal en las cimentaciones del edificio. La suma de estas reacciones da como resultado el cortante en la base, que al graficarse contra el desplazamiento del nivel de cubierta, origina la curva de capacidad.

El procedimiento usual de dimensionado sísmico que se aplica durante el análisis y que se conduce mediante la verificación de Estados Límite, depende exclusivamente del factor de comportamiento q aplicado en el proceso de reducción del espectro de proyecto elástico. Los desplazamientos calculados mediante el análisis elástico se transforman en desplazamientos inelásticos utilizando un factor de amplificación igual al factor de comportamiento, generalmente obtenido mediante la ductilidad de desplazamiento global de las estructuras. En lo que respecta a procedimientos para la evaluación de estructuras, en el ATC-40 [3] se realizó una propuesta para obtener los desplazamientos inelásticos de sistemas de un grado de libertad equivalentes, a partir de los desplazamientos elásticos, considerando diversos coeficientes

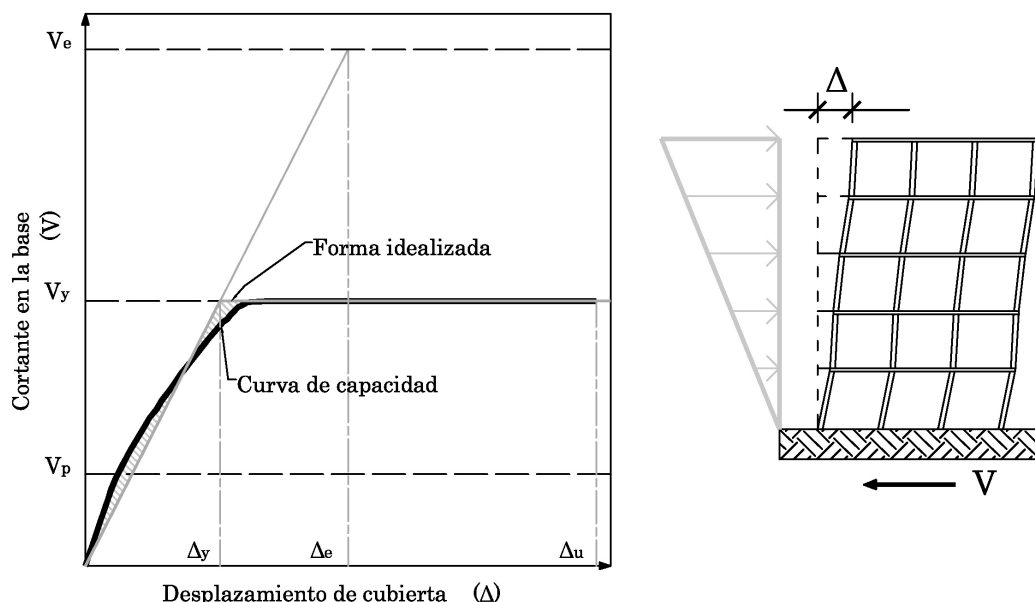


Figura 3. Curva de capacidad y forma idealizada obtenidas del análisis no lineal

entre los que se valoraba la influencia de los períodos elásticos e inelásticos, además de la relación entre los cortantes elásticos y de plastificación; el FEMA-356 [4] recogió la propuesta, sin introducir modificaciones al procedimiento, que sí fue modificado en el FEMA-440 [5]. Entre los principales cambios se pueden señalar la propuesta del factor de amplificación dependiente de las características dinámicas de los suelos y la incorporación de las condiciones de degradación de rigidez y resistencia del sistema estructural en la amplificación de los desplazamientos.

Seguidamente se describe el procedimiento para determinar los factores de amplificación de desplazamientos. Para el rango de períodos intermedios se debe cumplir que la energía del sistema elástico E_e equivale a la energía del sistema elastoplástico E_{ep} :

$$E_e = E_{ep} \tag{2}$$

En la Figura 4 se puede apreciar la relación que existe entre la respuesta elástica y la elastoplástica. En esta Figura, Δ_y y F_y son el desplazamiento y la fuerza de plastificación de proyecto respectivamente, Δ_e es el desplazamiento amplificado del sistema elástico y Δ_{ep} es el desplazamiento amplificado del sistema elastoplástico. De esta Figura se obtiene la energía del sistema elástico en función de los parámetros que caracterizan la respuesta elastoplástica:

$$E_e = \frac{1}{2} F_y \Delta_y R_\mu^2 \tag{3}$$

donde F_y es la fuerza lateral de plastificación de proyecto, Δ_y es el desplazamiento de plastificación y R_μ es el factor de reducción aplicado en el proyecto, que como se ha indicado se determina exclusivamente a partir de la ductilidad, de aquí el subíndice que pre-

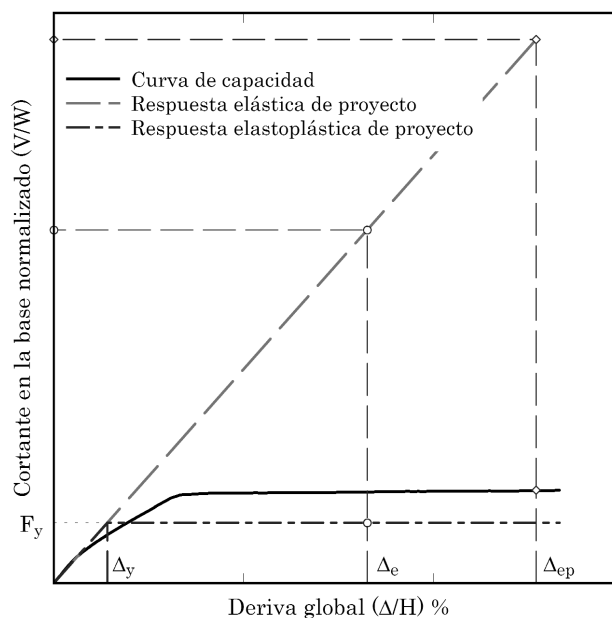


Figura 4. Curva de capacidad, respuesta elástica y elastoplástica

senta este factor. La energía del sistema elastoplástico es:

$$E_{ep} = \frac{1}{2} (\Delta_y R_\Omega) (F_y R_\Omega) + F_y R_\Omega (\mu \Delta_y - \Delta_y R_\Omega) \tag{4}$$

siendo μ la ductilidad del sistema elastoplástico real y R_Ω la reserva de resistencia de la estructura, obtenidos ambos mediante la respuesta no lineal del sistema al ser sometido a análisis con empuje incremental. Si se igualan las energías se puede despejar el factor de amplificación de desplazamientos del sistema elastoplástico real:

$$C_\mu = \frac{(R_\Omega^2 + R_\mu^2)}{2R_\Omega} \tag{5}$$

Para las estructuras cuyos períodos son más elevados, la hipótesis de igual energía deja de cumplirse, dando paso a la hipótesis de igual desplazamiento. Como ya se indicó, el factor de amplificación de desplazamientos debe contener apropiadamente la contribución, tanto del factor de reducción por reserva de resistencia, como del factor de reducción por ductilidad. De esta manera se obtiene la siguiente expresión, que se aplica a los edificios cuyo período del primer modo de vibración sea mayor que el período máximo para el cual la aceleración es constante en el espectro elástico de proyecto:

$$C_{\mu} = R_{\Omega} \quad (6)$$

3. APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE DIMENSIONADO

Seguidamente se expone el procedimiento de dimensionado sísmico de edificios. Para ilustrarlo, se ha seleccionado un grupo de edificios porticados de hormigón armado, con número de plantas variable (3, 6,

9 y 12 plantas) y un número de vanos variable (3, 4, 5, y 6 vanos).

El número de plantas variable tiene como finalidad considerar diferentes períodos del espectro de proyecto, mientras que el número variable de vanos persigue estudiar el efecto de la redundancia estructural (líneas resistentes verticales) sobre la respuesta sísmica. La geometría seleccionada consiste en vanos en la dirección de los pórticos de carga x equiespaciados cada 6,00 m, mientras que en la dirección y (pórticos de arriostramiento) se tiene tres vanos equiespaciados cada 5,00 m. Las alturas de las plantas son iguales (3,00 m) excepto para la primera planta, donde se requiere una altura libre de 4,50 m. Los forjados de los edificios son de tipo unidireccional, lo que permite la consideración de dos tipos de pórticos: pórticos de carga, orientados según el eje x y pórticos de arriostramiento, orientados según el eje y , véase la Figura 5. Es de hacer notar que la diferencia entre los dos grupos de pórticos estriba en que los pórticos de carga están sometidos a cargas de gravedad, producto del apoyo de los forjados y además deben soportar cargas sísmicas, mientras que los

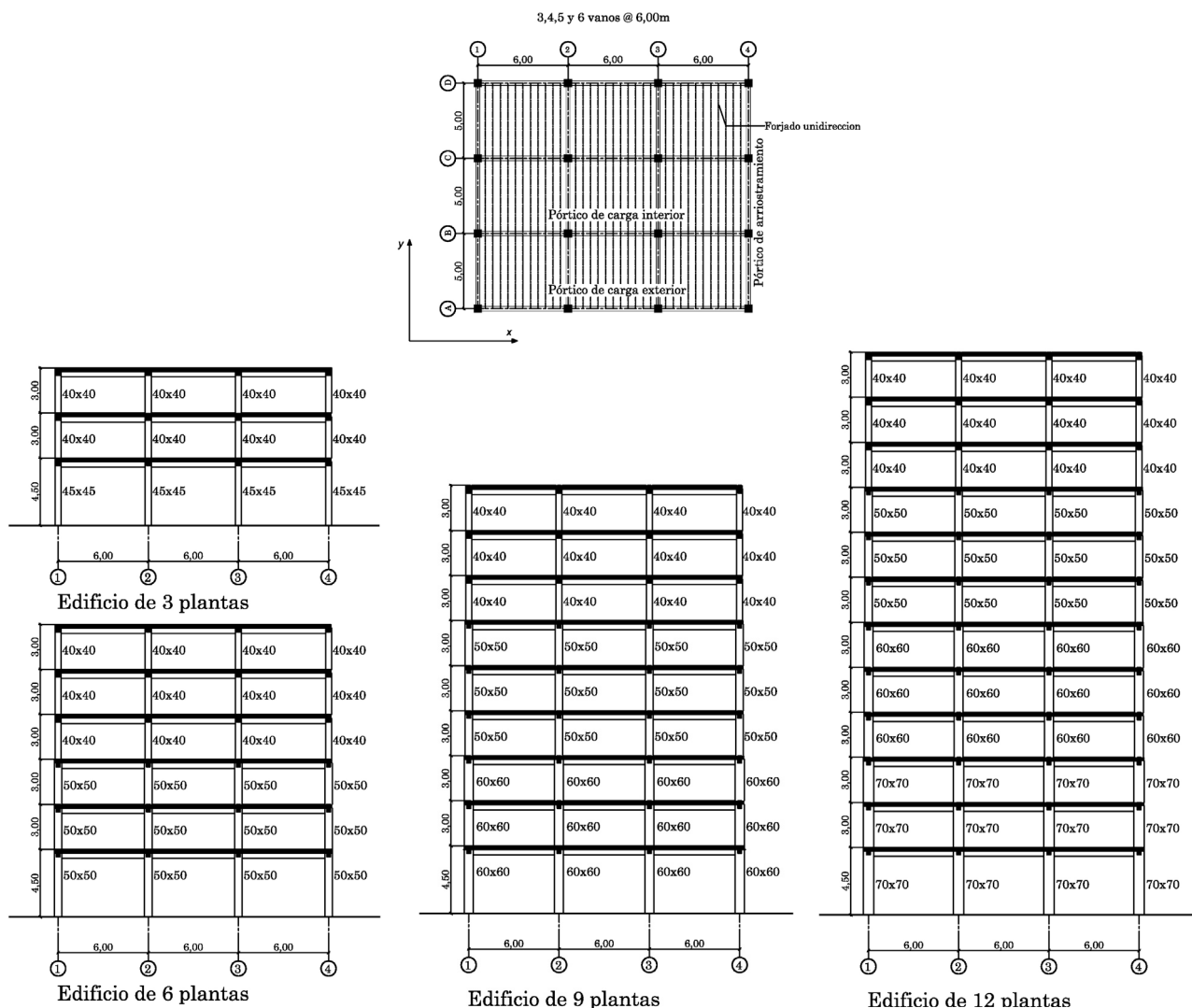


Figura 5. Vista en planta y alzados de los edificios estudiados

pórticos de arriostamiento sólo soportan su peso propio y las cargas sísmicas.

3.1. Proyecto de los edificios

Los edificios objeto de este estudio han sido proyectados conforme a las normas europeas [1, 6]. Las características de los materiales son: hormigón C 25/30 y Armaduras de refuerzo S500. El nivel de amenaza sísmica considerado en el emplazamiento de los edificios es alto, con una aceleración básica de 0,3 g. El dimensionado y detallado de las secciones de los elementos estructurales se ha llevado a cabo cumpliendo los requisitos de clase de ductilidad alta (DC H por sus siglas en inglés). Para cada dimensionado de los edificios se aplica el análisis elástico convencional, que en el caso del presente estudio, se ha conducido mediante el análisis modal-espectral, considerando 3 grados de libertad por planta y aplicando el espectro de proyecto para suelo tipo B prescrito en [1].

Del análisis modal se obtienen los valores de los desplazamientos elásticos. Estos desplazamientos se deben combinar con los desplazamientos en las otras dos direcciones ortogonales, conforme a la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados [1, 6]:

$$E = \pm \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (7)$$

Donde E es la acción sísmica, E_x , E_y y E_z son las componentes de la acción sísmica. Esta regla es la aplicada en el Eurocódigo 8, sin embargo, en el presente

trabajo se ha aplicado el conjunto de combinaciones considerado en [8, 9]:

$$\begin{aligned} E &= \pm \{E_x + \lambda E_y + \lambda E_z\} \\ E &= \pm \{\lambda E_x + E_y + \lambda E_z\} \\ E &= \pm \{\lambda E_x + \lambda E_y + E_z\} \end{aligned} \quad (8)$$

Siendo λ un coeficiente que considera la contribución de las componentes ortogonales en el cálculo de la respuesta. El valor aplicado es $\lambda = 0,3$. Con los valores de los desplazamientos elásticos determinados mediante las combinaciones normativas se calculan los desplazamientos inelásticos, aplicando los factores de amplificación calculados mediante las Ecuaciones 5 y 6, dependiendo del período del primer modo de cada edificio. Los factores de reserva de resistencia aplicados en el cálculo de los factores de amplificación de desplazamientos corresponden a edificios de geometría similar estudiados recientemente [10, 11, 12]. En la Tabla 1 se muestran estos valores.

Con los desplazamientos inelásticos se pueden calcular la deriva global y las derivas de planta, siendo utilizadas estas últimas para controlar el dimensionado, conforme a lo mostrado en la Figura 2. La deriva global (δ_G) se calcula a partir de:

$$\delta_G = \frac{\Delta_{Cubierta}}{H_{Edificio}} \times 100 \quad (9)$$

donde $\Delta_{Cubierta}$ es el desplazamiento del nivel de cubierta y $H_{Edificio}$ es la altura total del edificio. La deri-

Tabla 1. Factores de reserva de resistencia de edificios regulares de hormigón armado

Nº de plantas	Nº de vanos	Reserva de resistencia	
		Pórtico externo	Pórtico interno
3	3	2,31	1,49
	4	2,15	1,32
	5	2,42	1,42
	6	2,08	1,43
6	3	2,87	2,34
	4	3,36	2,62
	5	3,70	2,80
	6	3,76	2,81
9	3	2,45	1,78
	4	2,51	1,82
	5	2,73	1,85
	6	2,58	1,90
12	3	2,04	1,54
	4	2,11	1,53
	5	2,13	1,53
	6	2,17	1,54

va de la planta *i*ésima del edificio (δ_i) se calcula mediante:

$$\delta_i = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{H_i - H_{i-1}} \times 100 \quad (10)$$

siendo Δ_i el desplazamiento horizontal de la planta *i*ésima, Δ_{i-1} el desplazamiento de la planta inmediatamente inferior, mientras que H_i y H_{i-1} son las alturas de las plantas *i*ésima e inmediatamente inferior, respectivamente [13].

Con la finalidad de aplicar de forma controlada el procedimiento de dimensionado con control de derivas de plantas, a cada configuración se le ha calculado el índice de pilares, que no es más que el porcentaje de área en proyección horizontal que corresponde a los pilares. El procedimiento se ha aplicado calculando un índice de pilares por cada planta, mediante:

$$IP_i = \frac{\left(\sum_{j=1}^n a_j \right) 100}{A_i} \quad (11)$$

donde a_j es el área de cada pilar de la planta *i*ésima y A_i es el área de la planta *i*ésima.

En la Figura 6 se muestran las derivas de plantas del edificio de 6 plantas calculadas aplicando la Ecuación 10. Nótese que la opción que satisface los requerimientos de desplazamientos es la que corresponde a un índice de pilares de 1,21%, ya que para índices más bajos se alcanzan valores de derivas de planta más grandes.

En la Tabla 2 se muestran los resultados de los índices de pilares calculados para los edificios objeto de este estudio. Los resultados muestran que el índice de pilares varía muy poco cuando se trata de edificios con el mismo número de plantas, a pesar de tener diferente número de vanos. Sin embargo, puede apreciarse que a medida que se incrementa el número de plantas el índice de pilares se incrementa significativamente, lo cual resulta lógico debido a que a mayor número de plantas, los pilares deben dispo-

Tabla 2. Índices de pilares de los edificios estudiados

Nº de plantas/ Nº de vanos	3	4	5	6
3	1,03%	0,96%	0,92%	0,90%
6	1,21%	1,14%	1,09%	1,06%
9	1,52%	1,43%	1,37%	1,33%
12	1,87%	1,76%	1,69%	1,62%

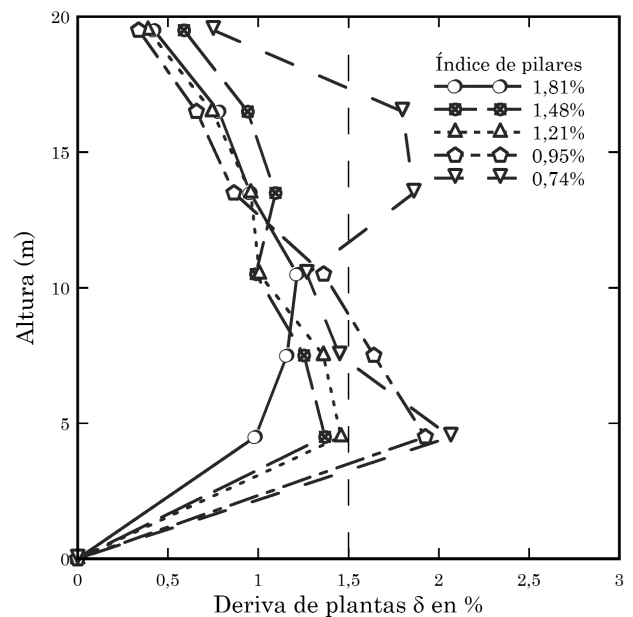


Figura 6. Resultados del procedimiento de dimensionado sísmico del edificio de 6 plantas y 3 vanos

ner de una carga axial mayor, la cual suele repartirse en áreas mayores [14, 15].

En la Figura 7 se ha representado la evolución de la deriva global del edificio de 6 plantas calculada para diferentes valores del índice de pilares, partiendo de los desplazamientos elásticos amplificados con los factores expuestos anteriormente. Nótese que a medida que se incrementa el índice de pilares, las derivas globales se reducen, alcanzando valores que se pueden correlacionar con determinados estados de daño. En esta Figura se han representado separadamente las derivas globales de los pórticos externos y de los pórticos internos. Nótese que para un índice de pilares de 1,21% la estructura alcanza unos daños

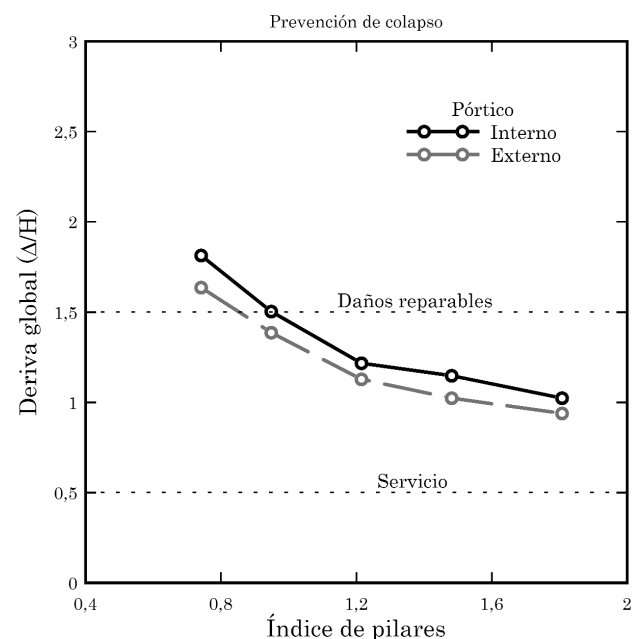


Figura 7. Evolución de la deriva global respecto al índice de pilares

Tabla 3. Intensidades sísmicas aplicadas en el análisis no lineal dinámico

Sismo	Estado Límite	Período de retorno (años)	Probabilidad de excedencia en 50 años
Frecuente	Servicio	95	50%
Raro	Reparable	475	10%
Muy raro	Colapso	2500	2%

ligeros, mientras que para valores de índice de pilares inferiores (0,95% y 0,74%) los daños pasan a ser irreparables, además se puede observar que los pórticos internos alcanzan derivas globales ligeramente superiores que los pórticos externos, por lo que se puede presumir que los primeros alcanzan niveles de daño mayores. Además, como se verá más adelante, los valores de las derivas globales calculados mediante la amplificación de los desplazamientos elásticos son muy próximos a los valores obtenidos mediante el análisis no lineal de los edificios.

4. EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SISMORRESISTENTE

Para evaluar el proyecto sismorresistente de los edificios proyectados aplicando el nuevo procedimiento de dimensionado, se toman como datos básicos las características geométricas, mecánicas y de cargas de los citados edificios. Estas características son necesarias para proceder a modelar los edificios en el programa de análisis no lineal PLCD [16], mediante el cual es posible aplicar procedimientos de análisis pseudoestáticos y dinámicos, usando leyes constitutivas que incorporan el comportamiento de los materiales que conforman los diferentes elementos de la estructura: plasticidad para la armadura de refuerzo y daño para el hormigón. El análisis de los edificios se realiza en dos dimensiones, dada la complejidad de los mismos [15].

Para evaluar la respuesta sismorresistente, en este trabajo se ha aplicado el procedimiento formulado recientemente [17] en el que la evaluación se lleva a cabo mediante tres niveles de amenaza, que tienen asociados tres Estados Límite, que se muestran en la Tabla 3. Los niveles de amenaza sísmica se definen mediante la probabilidad de que un evento de determinada magnitud sea excedido en una ventana de tiempo, correspondiente a 50 años. Cabe indicar que los umbrales mostrados coinciden con los considerados en el EC-8 a la hora de definir el nivel de amenaza [17].

Numerosos trabajos han tratado el tema de la duración de los acelerogramas aplicados en el análisis dinámico de las estructuras [18, 19, 20, 21]. En algunos se señala que la duración del acelerograma que tiene verdadera influencia sobre la respuesta estructural

no se extiende a la duración completa del mismo, sino que se puede considerar una reducción de la duración sin ir en detrimento de los resultados del análisis, pero logrando por el contrario una mejora en los costos computacionales que acarrea el proceso de análisis dinámico, sobre todo cuando se realiza considerando no linealidad geométrica y constitutiva. Otros autores [22] sostienen que la duración de los acelerogramas y el número de ciclos tienen influencia en los casos en los que se tiene en cuenta el daño acumulado, mientras que los estudios que consideran valores máximos de daño no son sensibles a la duración máxima de los acelerogramas, con la excepción de los casos en los que se considera el comportamiento no lineal y la acción de las cargas gravitatorias, para los cuales la duración del acelerograma es determinante en la respuesta. En el presente estudio se ha considerado la aplicación completa de los acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de proyecto, con el consecuente incremento del tiempo de ejecución del proceso y del post-proceso de los resultados.

El Eurocódigo-8 permite la aplicación de tres tipos de acelerogramas para el análisis dinámico: acelerogramas sintéticos, registros históricos o simulados [23]. En el análisis dinámico se han aplicado los acelerogramas sintéticos, debido a que permiten obtener una respuesta compatible con el espectro de proyecto. Otra de las razones la proporciona el hecho de que los acelerogramas sintéticos, por tener generalmente un número de ciclos mayor que el de los registros, tienden a producir un efecto más severo con un mayor rango de frecuencias [23, 24]. Como uno de los objetivos principales de la evaluación del proyecto sismorresistente es verificar que los edificios no alcanzan los Estados Límite más exigentes, se ha considerado útil la aplicación de los acelerogramas sintéticos como acción dinámica.

El proceso seguido para la obtención de los acelerogramas sintéticos, representativos de los tres Estados Límite aplicados en la evaluación de los edificios, corresponde al descrito en [17]. Así los acelerogramas correspondientes al Estado Límite de daños reparables se obtienen del espectro elástico de diseño, los acelerogramas aplicados en la evaluación del Estado Límite de servicio se calculan a partir del espectro elástico de proyecto cuyas ordenadas se determinan como el 40% de las ordenadas del espectro elástico

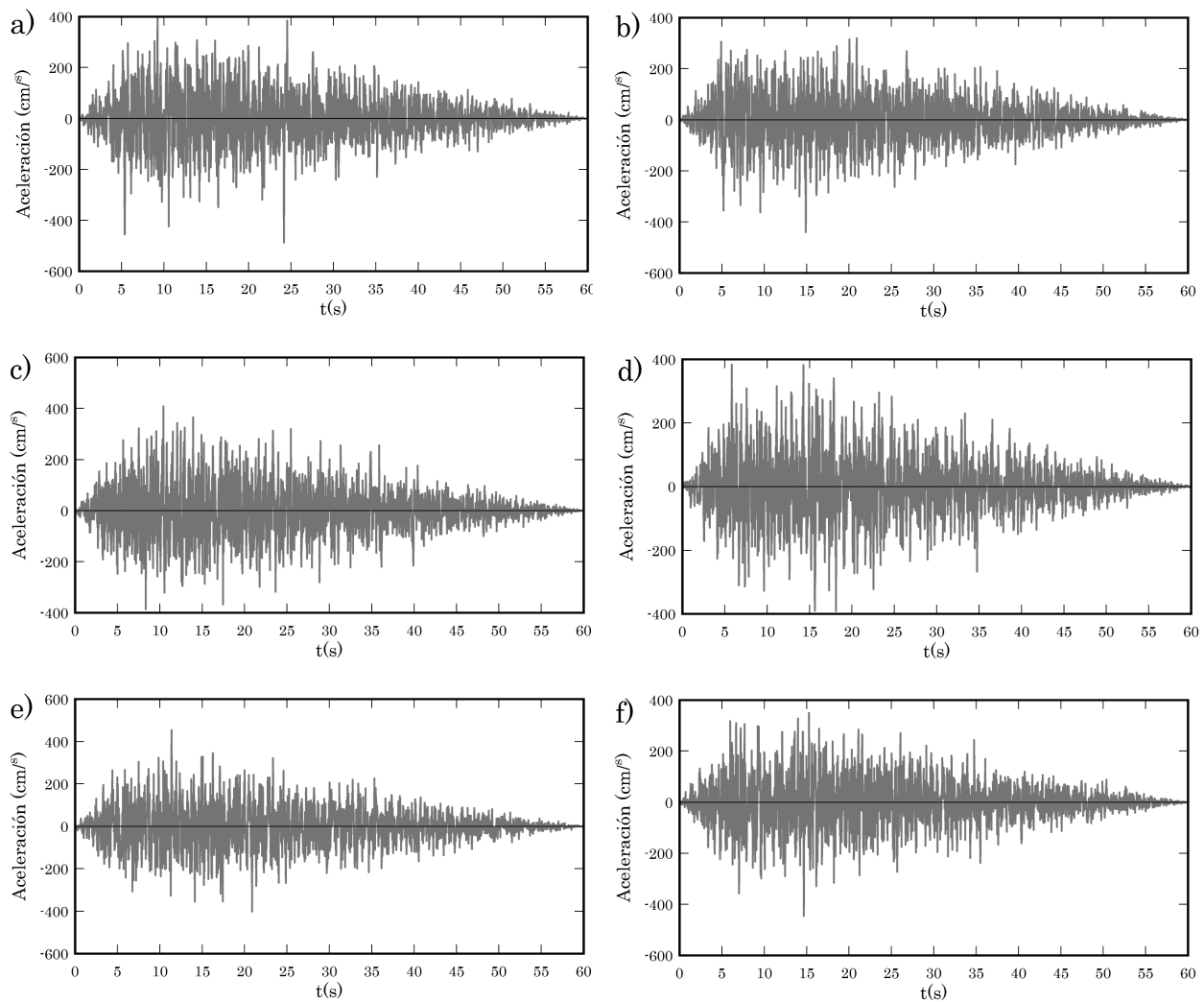


Figura 8. Acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de proyecto

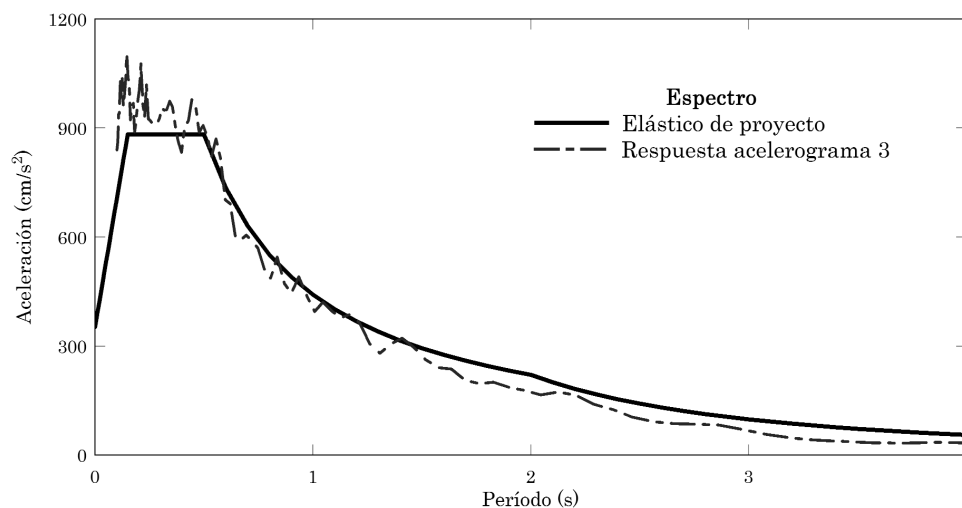


Figura 9. Espectros de respuesta compatibles con el espectro elástico de proyecto

de proyecto, mientras que los acelerogramas del Estado Límite de prevención de colapso corresponden al espectro elástico de proyecto cuyas ordenadas han sido escaladas por un factor de 2. Los seis acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro que se muestran en la Figura 8, han sido generados empleando el programa PACED [25].

En la Figura 9 se muestra el espectro elástico de proyecto, conjuntamente con uno de los espectros de respuesta correspondientes a los acelerogramas sintéticos para un amortiguamiento del 5% del amortiguamiento crítico. Cada uno de los acelerogramas sintéticos se ha escalado con la finalidad de reproducir las tres diferentes intensidades resumidas en la Tabla 2. El escalado se ha realizado conforme al procedimiento expuesto en [17], partiendo de la PGA obtenida del espectro elástico correspondiente a una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años. De esta manera se cuenta con un conjunto de 18 acelerogramas sintéticos que se utilizan para calcular la respuesta dinámica no lineal de los edificios objeto de este estudio, realizándose un total de 288 análisis de este tipo.

4.1. Evaluación de la deriva global

Como ya se ha indicado, la deriva global permite evaluar el umbral del Estado Límite de colapso de una estructura. La determinación de la deriva global en el caso del análisis no lineal con empuje incremental ya ha sido explicada en el apartado anterior. Se utiliza una extensión del mismo concepto para la determinación de la deriva global a partir de los resultados del análisis no lineal dinámico. Para ello es necesario determinar el máximo desplazamiento del nivel de cubierta que ocurre durante la acción dinámica [13, 24, 26]. Con este valor se calcula la deriva global para los diferentes niveles de la acción sísmica, sin embargo el que más interesa es el valor de la deriva global producido por el terremoto con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años.

En la Figura 10 se muestra la evolución de las derivas globales respecto al tiempo, para el edificio de 6 plantas. En esta Figura se han representado las derivas globales obtenidas para los tres niveles de intensidad que corresponden a los tres Estados Límite escogidos para controlar el proyecto. Es importante notar que la respuesta dinámica es satisfactoria, ya que para ninguno de los niveles de intensidad sísmica se ha sobrepasado el umbral de la deriva global que marcaría el colapso inminente (2,5%). Similar comportamiento se ha obtenido para el resto de los edificios, llegándose a la conclusión de que el proyecto sismorresistente es capaz de producir estructuras que no alcanzarán el colapso, inclusive frente a terremotos de muy rara ocurrencia. Además, es importante notar que los valores de las derivas globales obtenidos del análisis no lineal son muy próximos a los valores calculados mediante los desplazamientos elásticos y los factores de amplificación propuestos en este trabajo, presentando una diferencia inferior al 10%.

4.2. Evaluación de la deriva de plantas

Los resultados dinámicos son especialmente importantes, primero porque representan la respuesta de las estructuras frente a acciones similares a los terremotos que las pudiesen afectar y segundo porque el efecto de la acción dinámica suele ser más severo que el efecto de la acción del tipo pseudoestática, puesto que se producen desplazamientos de diferente signo, lo que origina distorsiones angulares en los elementos más elevadas. La importancia de las derivas de plantas estriba en que se ha extendido su uso en la determinación del daño en estructuras de hormigón armado [23, 27], relacionándolas con los umbrales para los cuales se alcanzan unos Estados Límite específicos. En este trabajo se han adoptado los Estados Límite propuestos en [24], cuyos valores se muestran en la Tabla 4.

En la Figura 11 se muestran los resultados de la evolución de las derivas de plantas respecto del tiempo, de los edificios de 3, 6, 9 y 12 plantas y 3 vanos, para

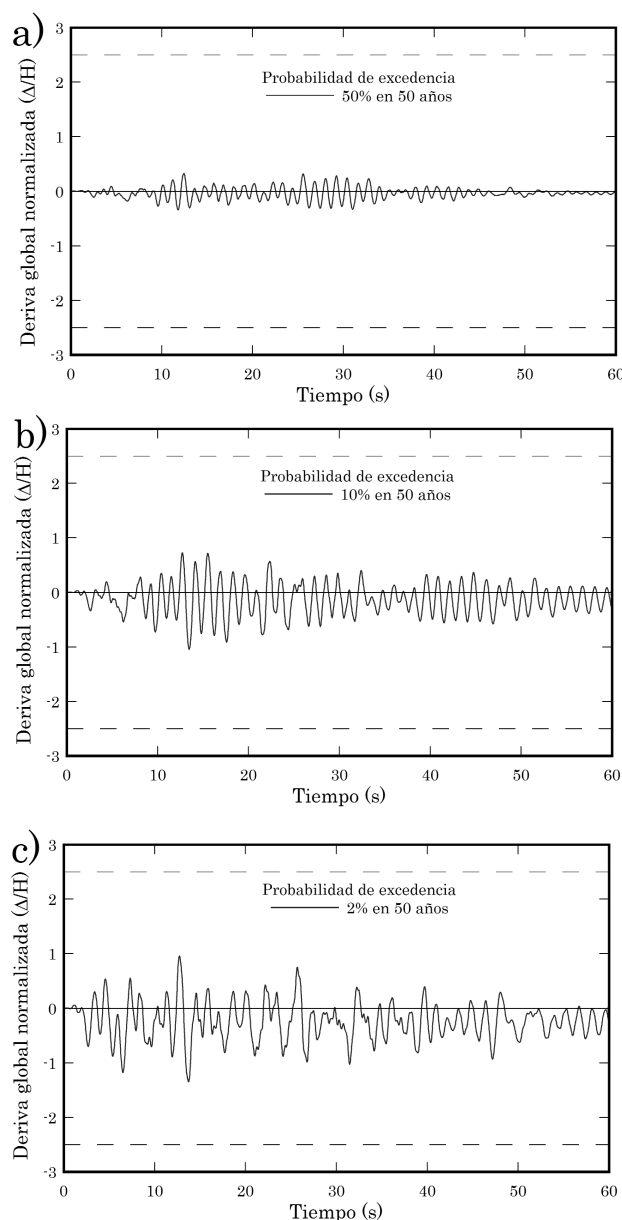


Figura 10. Evolución de las derivas globales del edificio de 6 plantas, para diferentes intensidades sísmicas

Tabla 4. Estados Límite y derivas de plantas asociadas para evaluar la respuesta sismorresistente

Estado Límite	Deriva de planta δ
Servicio	0,5
Daños reparables	1,5
Prevención de colapso	3,0

el acelerograma sintético n° 2, para las tres intensidades mostradas en la Tabla 2. Nótese que ninguno de los edificios llega a sobrepasar los umbrales que señalan los Estados Límite de la Tabla 4, por lo que se puede considerar satisfactorio el diseño sismorresistente de estos edificios.

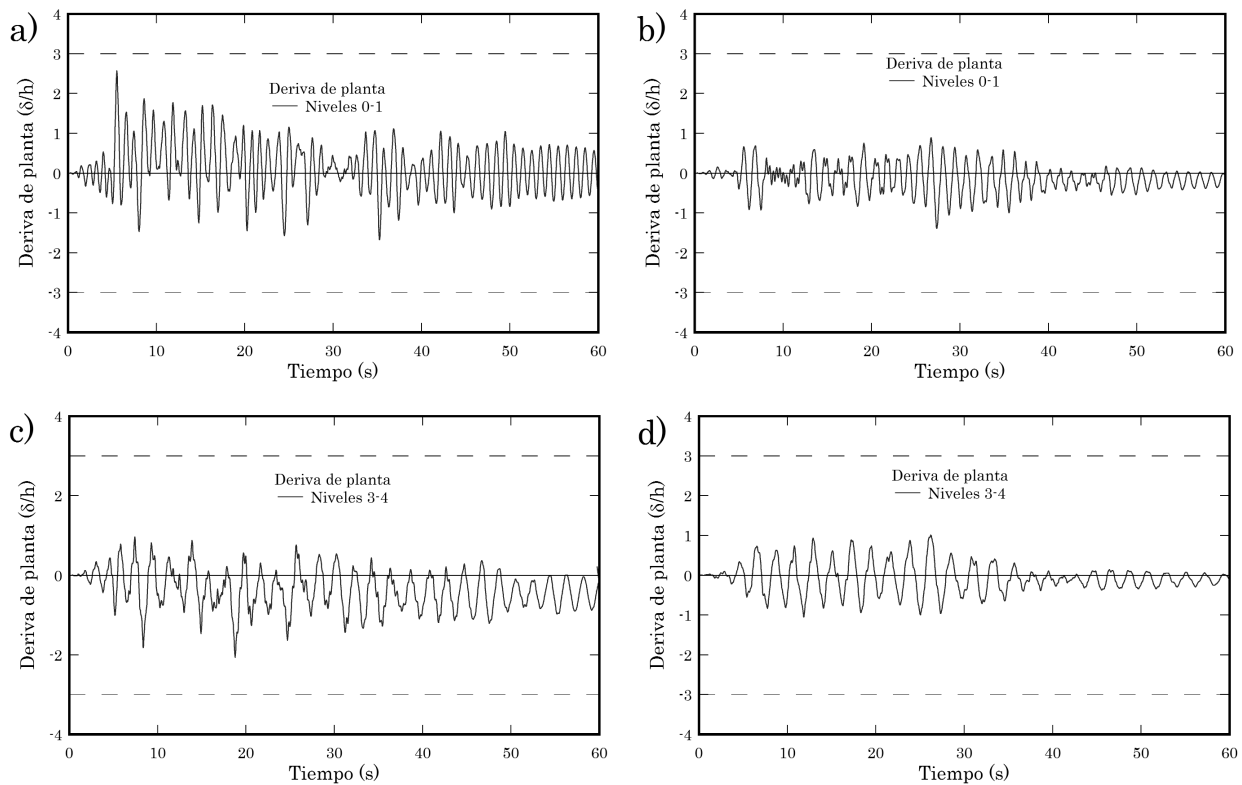


Figura 11. Evolución de las máximas derivas de plantas del edificio de a) 3 plantas, b) 6 plantas, c) 9 plantas y d) 12 plantas, al ser sometidos estos al acelerograma compatible 2, con una intensidad correspondiente a una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años

En la Figura 12 (en página siguiente) se muestran los resultados de las máximas derivas obtenidas de la respuesta dinámica de los edificios de 3, 6, 9 y 12 plantas y 3 vanos al ser sometidos a los 6 acelerogramas sintéticos, con la intensidad correspondiente a una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años (sismo de muy rara ocurrencia). Es importante señalar que los valores mostrados son los máximos alcanzados en cada planta en valor absoluto, lo que permite obtener las envolventes de las derivas de planta durante la aplicación de los seis acelerogramas compatibles con el espectro de proyecto. La línea gruesa de esta Figura corresponde a la media de las derivas de planta. Varias conclusiones importantes pueden extraerse de estas Figuras, en primer término, a pesar de que la intensidad de la acción sísmica corresponde a un Estado Límite de prevención de colapso, puede notarse que apenas se sobrepasó el valor correspondiente al Estado Límite de daños reparables, lo que significa que de producirse eventos semejantes en intensidad, producirían grandes daños en la estructura, pero sin que esta llegue a perder su estabilidad, prevaleciendo la protección de la vida de los ocupantes. Otro de los aspectos resaltantes es que las máximas derivas ocurren en las tres primeras plantas del edificio de 6 plantas, por lo que se anticipa que el mayor daño sísmico se concentraría en dichos niveles. Cabe indicar que los edificios de mayor altura (9 y 12 plantas) muestran un comportamiento global semejante, mientras que los edificios más bajos, los daños se concentran en la primera planta, lo que constituye un comportamiento típico de estos

edificios bajos [23, 24, 26]; sin embargo, puede notarse que no se llega a alcanzar en este edificio el umbral de colapso.

El comportamiento mostrado en la Figura 12 es similar al exhibido por el resto de los edificios con un número de vanos mayor, notándose un comportamiento bastante uniforme, a pesar de que disponen de un número mayor de líneas resistentes verticales que proporcionan una mayor redundancia estructural, que es especialmente importante para las estructuras emplazadas en zonas de alta amenaza sísmica.

Debe señalarse que al aplicar los acelerogramas correspondientes a los Estados Límite de servicio y de daños reparables, ninguno de los edificios llegó a sobrepasar los umbrales mostrados en la Tabla 4.

Una vez observados los resultados de la evaluación de la respuesta a través del análisis no lineal, puede indicarse que los edificios dimensionados aplicando el procedimiento de dimensionado con los factores de amplificación expuestos en este trabajo, tienen un adecuado comportamiento frente a acciones sísmicas extremas, tanto a nivel global como local.

5. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha presentado un procedimiento de dimensionado de edificios que puede aplicarse tanto a estructuras porticadas metálicas como de

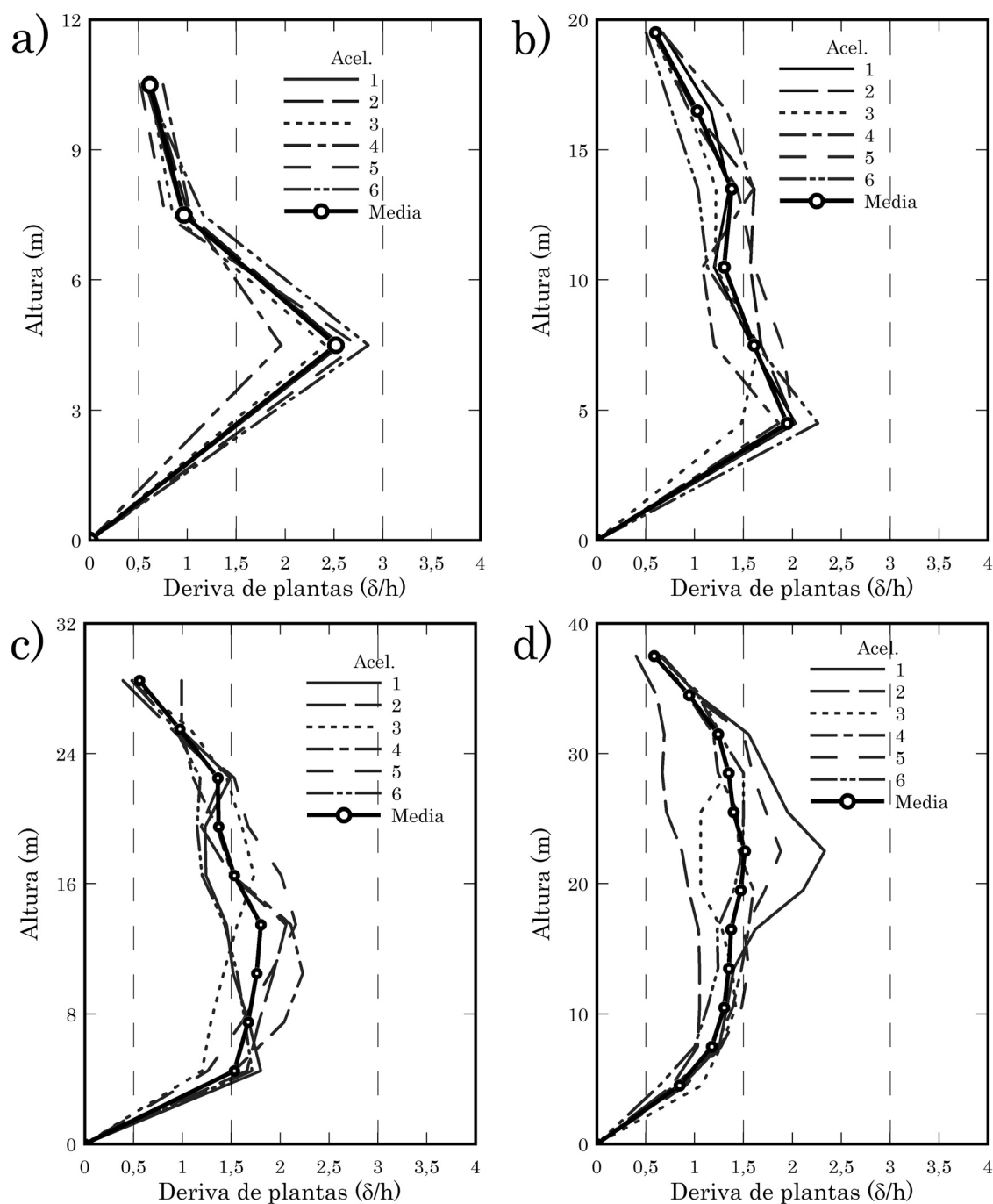


Figura 12. Derivas de plantas máximas del edificio a) de tres niveles, b) de seis niveles, c) de nueve niveles y d) de doce niveles, calculadas aplicando los seis acelerogramas con intensidades correspondientes a una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años

hormigón armado. El procedimiento permite una convergencia rápida de los resultados, sin necesidad de realizar cálculos muy complejos, permitiendo que el proyecto sea gobernado por desplazamientos y no por resistencia. Los factores de amplificación de desplazamientos son calculados a partir del factor de comportamiento adoptado en el proyecto y el factor de reserva de resistencia obtenido de la respuesta no lineal con empuje incremental.

Se ha demostrado la conveniencia de aplicar un índice de pilares, que depende exclusivamente de las áreas de las plantas de los edificios y de las áreas de los pilares contenidos en estas. Los edificios que han

sido dimensionados mediante procedimientos elásticos usando los índices de pilares con control de derivas de plantas, muestran un comportamiento adecuado cuando se les aplica el análisis no lineal.

Los desplazamientos inelásticos, calculados a partir de los factores de amplificación aplicados a los desplazamientos elásticos, muestran una buena aproximación a los desplazamientos obtenidos del análisis no lineal, habiéndose obtenido diferencias menores al 10%.

El procedimiento de validación del método ha consistido en someter a los edificios a la acción de seis

acelerogramas con diferente contenido frecuencial, todos ellos compatibles con el espectro elástico de proyecto, escalados para tres niveles de intensidad, asociados con tres Estados Límite. La respuesta dinámica muestra un adecuado comportamiento de los edificios al verificar los valores de la deriva global y las derivas de plantas contra valores de umbrales representativos del daño. La deriva global de cada uno de los edificios estudiados, producida al aplicar los acelerogramas, indica que ninguno de los casos alcanza el Estado Límite de colapso.

Los resultados de la respuesta dinámica no lineal muestran unos valores de derivas de plantas satisfactorios, sobre todo cuando se comparan con los valores correspondientes a los Estados Límite más exigentes (terremotos con períodos de retorno mayores), lo que confirma la seguridad que se obtiene al aplicar el procedimiento de dimensionado sísmico expuesto. Las derivas de planta medias de los edificios más altos (9 y 12 plantas) sobrepasan ligeramente el umbral del Estado Límite de daños reparables, lo que permite predecir que dichos edificios alcanzarán daños estructurales considerables al ser sometidos a un terremoto de muy rara ocurrencia, pero sin perder su estabilidad, garantizando de esta forma la preservación de las vidas de los usuarios.

Los edificios bajos presentan mayores derivas en la primera planta, mientras que los edificios de mayor altura presentan mayores derivas en las plantas intermedias, lo que permite anticipar que el modo de fallo de estos últimos es preferible, ya que no tiene implícito el fallo por planta baja débil.

En líneas generales, se recomienda aplicar el procedimiento expuesto en este trabajo para obtener los desplazamientos inelásticos a partir de los resultados del análisis elástico convencional.

REFERENCIAS

[1] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (CEN). *EN 2004-1-1. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance*. Brussels: CEN, 2003.

[2] PRIESTLEY, M.J.N.; CALVI, G.M.; KOWALSKI, M. *Displacement-based seismic design of structures*. Pavia: IUSS Press, 2007.

[3] ATC 40. *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Report SSC 96-01. Redwood City, California: Seismic Safety Commission, Applied Technology Council, 1996.

[4] FEMA 356. *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency, 2000.

[5] FEMA 440. *Improvements of nonlinear static seismic analysis procedures*. Washington, DC.: Federal Emergency Management Agency, 2005.

[6] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (CEN). *BS EN 1992. Eurocode 2: Design of concrete structures*. Brussels: CEN, 2001.

[7] SMEBBY, W.; DER KIUREGHIAN, A. "Modal combination rules for multicomponent earthquake excitation". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1985, vol. 13, n° 1, p. 1-12.

[8] SEAOC. *Recommended lateral force requirements and complementary*. Sacramento, California: Seismology Committee. Structural Engineers Association of California, 1999.

[9] BSSC. *NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures*. Washington, DC.: Building seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency (FEMA Rep. 368, 369), 2003.

[10] VIELMA, J.C.; BARBAT, A.H.; OLLER, S. "Determinación de umbrales de daño sísmico en edificios porticados de hormigón armado proyectados conforme al EC2 y EC8". *Hormigón y Acero*. 2008, vol. 60, n° 251, p. 77-87.

[11] VIELMA, J.C.; BARBAT, A.H.; OLLER, S. "Nonlinear structural analysis. Application to evaluating the seismic safety". *Structural Analysis*. New York: Nova Science Publishers, 2010.

[12] VIELMA, J.C.; BARBAT, A.H.; OLLER, S. "Seismic response of the RC framed buildings designed according to Eurocodes". *Computational methods in Earthquake Engineering*. Heidelberg: Springer Verlag, 2011.

[13] CHOPRA, A.K. *Dynamics of structures. Theory and applications to earthquake engineering*. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice Hall, 2007.

[14] VIELMA, J.C.; BARBAT, A.H.; OLLER, S. "Dimensionado sísmico de estructuras porticadas de hormigón armado con base en la respuesta no lineal". *4º Congreso español de ingeniería sísmica*. Granada, 2011.

[15] VIELMA, J.C.; BARBAT, A.H.; OLLER, S. *Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas*. Barcelona: CIMNE, 2011.

[16] PLCD. *Non-linear thermo mechanic finite element oriented to PhD student education*. Barcelona: CIMNE, 2009.

[17] KAPPOS, A.; STEFANIDOU, S.A. "Deformation-based seismic design method for 3d R/C irregular buildings using inelastic dynamic analysis". *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2009, vol. 8, n° 4, p. 875-895.

- [18] LAGAROS, N.D.; FRAGIADAKIS, M.; PAPA-DRAKAKIS, M.; TSOMPANAKIS, Y. "Structural optimization: a tool for evaluating seismic design procedures". *Engineering Structures*. 2006, vol. 28, n° 12, p. 1623-1633.
- [19] MALHOTRA, P.K. "Cyclic-demand spectrum". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2002, vol. 31, n° 7, p. 1441-1457.
- [20] KUNNATH, S.K.; CHAI, Y.H. "Cumulative damage-based inelastic cyclic demand spectrum". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2004, vol. 33, n° 4, p. 499-520.
- [21] MANDER, J.; PECKAN, G.; CHEN, S. Low-cycle variable amplitude fatigue modeling of top-and-seat angle connections. *Engineering Journal*, AISC. 1995, vol 32, n° 2, p. 54-63.
- [22] HANCOCK, J.; BOMMER, J.J. "A state-of-knowledge review of the influence of strong-motion duration on structural damage". *Earthquake Spectra*. 2006, vol. 22, n° 3, p. 827-845.
- [23] FARDIS, N.M. *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings*. Heilderberg: Springer, 2009.
- [24] ELNASHAI, A.; DI SARNO, L. *Fundamentals of earthquake engineering*. Chichester: John Wiley and Sons, 2008.
- [25] VIELMA, J.C. *PACED: Programa para generación de acelerogramas compatibles con espectros*. Barquisimeto: Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, 2009.
- [26] VIELMA, J.C.; BARBAT, A.H.; OLLER, S. "Seismic safety of limited ductility buildings". *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2010, vol. 8, p. 135-155.
- [27] PANAGIOTAKOS, T.B.; FARDIS, M.N. "Seismic performance of RC frames designed to Eurocode or to the Greek Codes 2000". *Bulletin of Earthquake Engineering*. 1999, vol. 2, p. 221-259.