

# Analogía de las normativas sismorresistentes española y europea

LUIS MANUEL VILLA GARCÍA

Análisis comparativo de la vigente normativa sísmica española NCSE-02  
con el Eurocódigo 8, embrión de la futura norma sísmica europea



Tanto la normativa sismorresistente española *NCSE-02* –actualmente vigente– como el futuro documento que la sustituirá –el *Eurocódigo 8*– contemplados desde una perspectiva global poseen una serie de puntos comunes representativos –en el ámbito de la edificación– que definen el comportamiento estructural. Ambas recogen en sus páginas un conjunto de especificaciones técnicas –no obligatorias para la última– relativas a las acciones sísmicas, métodos de cálculo, requisitos generales para estructuras y reglas específicas para diferentes materiales y elementos a considerar en los proyectos de edificación.

La posibilidad de usar el *Eurocódigo 8* (conjunto de normas experimentales), como alternativa a la vigente normativa sismorresistente nacional, en el ámbito de la edificación *NCSE-02*, tendrá como requisito previo la aprobación y promulgación en el Boletín Oficial del Estado del correspondiente Documento Nacional de Aplicación para España. La importancia de las primeras reside en que a partir de ellas se pretende constituir una futura norma europea que permitiría la unidad de criterios en este campo, y contribuirá a la libre circulación de personas y productos de construcción en el ámbito de la Unión Europea.

Otra cuestión que es necesario aclarar hace referencia a la designación de la vigente norma sísmica; así, el real decreto 997/2002 de 27 de septiembre, por el que se aprobó la misma, se refiere a ella en el preámbulo –de forma abreviada– como *NCSR-02* y también como *NCSE-02*. Esta simple errata en el BOE ha dado lugar a la circulación por las librerías técnicas especializadas de diversa documentación que hace referencia a la misma normativa, pero con diferente designación; esto es *NCSR-02* –en algunas ocasiones– en vez de *NCSE-02*, la forma abreviada correcta.

Seguidamente se enumeran los puntos citados en el primer párrafo, acompañados de algunos comentarios de interés para los mismos.

### Métodos simplificados de cálculo

Ambas normativas permiten utilizar de métodos simplificados de cálculo para la determinación de los esfuerzos y desplazamientos sísmicos. En edificios que verifiquen ciertos requisitos de regularidad y armonía en el diseño, tanto para cada planta como en alzado, en lo que respecta a la geometría y distribución de rigideces y masas. En síntesis estos requisitos

se ajustan a un modelo de edificio simple o edificio de cortante.

En el caso de que la estructura que se pretende analizar no se ajuste a dichas condiciones, las dos normas exigen la realización de un análisis dinámico completo mucho más riguroso.

La normativa *NCSE-02* propone tanto para el período fundamental, como para los posteriores y los modos de vibración asociados, una serie de fórmulas empíricas. En el caso del período fundamental (en segundos) da una relación de expresiones en función de la tipología estructural que permiten determinar el mismo de una forma aproximada; así, en el caso de edificios con pórticos de hormigón armado con la colaboración de pantallas rigidizadoras, la citada normativa propone

$$T_F = 0,07n \sqrt{\frac{H}{B + H}}$$

siendo:

$n$ : número de plantas sobre la rasante.

$H$ : altura de la edificación sobre la rasante, en metros.

$B$ : dimensión de las pantallas rigidizadoras, o de los planos triangulados, en el sentido de la oscilación, en metros.

Para la consideración de los efectos de los distintos modos, se aceptan las siguientes relaciones entre los períodos del modo  $i$ ,  $T_i$ , y del modo fundamental  $T_F$ .

$$T_i = \frac{T_F}{2i - 1} \text{ para } i = 2, 3, \dots n.$$

En lo que se refiere a las formas modales, se permite adoptar la siguiente expresión aproximada para la determinación de la ordenada correspondiente al modo  $i$ , en la planta  $k$ , como

$$\Phi_{ik} = sen \left[ \frac{(2i - 1) \pi b_k}{2H} \right]$$

siendo:

$\Phi_{ik}$ : coeficiente de forma (una de las ordenadas del modo de vibración) correspondiente a la planta  $k$ , en el modo  $i$ .

$b_k$ : altura sobre la rasante de la planta  $k$ , en metros.

El análisis modal espectral simplificado propuesto por el *Eurocódigo 8*, es mucho más elemental, ya que se fundamenta en la asignación de todas las fuerzas sísmicas al primer modo de vibración, esto es, las fuerzas se determinan suponiendo la masa total de la estructura como una masa representativa del modo fundamental de vibración, lo que equivale a suponer que la masa efectiva del modo fundamental es igual a la masa total del edificio.

Para la aproximación del período fundamental,  $T_1$  del edificio, el citado *Euro-*

*código 8* propone dos expresiones, la primera de las cuales es

$$T_1 = C_i H^{3/4}$$

donde:

$T_1$ : período fundamental del edificio en segundos.

$C_i$ : coeficiente que, por ejemplo, para la tipología estructural de pórticos espaciales de hormigón resistentes a flexión toma el valor de 0,075.

$H$ : altura del edificio, en metros.

La otra alternativa para evaluar aproximadamente  $T_1$  es utilizar la siguiente expresión

$$T_1 = 2 \sqrt{d}$$

siendo  $d$  el desplazamiento lateral en metros de la parte superior del edificio debido a las cargas gravitatorias aplicadas horizontalmente.

En cuanto al modo de vibración asociado al período fundamental, para las ordenadas del mismo pueden adoptarse las correspondientes a un análisis dinámico limitado sólo a este primer modo, o bien aproximar la deformada del modo fundamental mediante desplazamientos horizontales variables linealmente con la altura

$$\Phi_k = \frac{z_k}{H}$$

siendo:

$\Phi_k$ : ordenada del modo fundamental de vibración correspondiente a la planta  $k$ .

$z_k$ : altura de la planta  $k$  (en metros) respecto al nivel de aplicación de la acción sísmica (cimentación).

Para estudiar la acción sísmica sobre las construcciones, se puede hacer un estudio dinámico propiamente dicho, o un análisis estático simplificado, utilizando cargas equivalentes.

El estudio y desarrollo de métodos simplificados para el cálculo de fuerzas sísmicas equivalentes se realizó entre los años 40 y 60 del siglo pasado, donde la inexistencia de ordenadores no hacía práctico un análisis riguroso de la estructura. Evidentemente, hoy en día esta situación ha cambiado por completo y grandes estructuras pueden analizarse en unos pocos minutos con un simple ordenador personal.

Las acciones que actúan sobre una estructura son dinámicas, pero pueden tratarse como cargas estáticas cuando las aceleraciones que corresponden a las masas que las producen son pequeñas respecto al resto de las fuerzas que en ese momento son constantes, y respecto a la rigidez de la estructura.

Así pues, habitualmente, en los estudios que se realizan, se consideran car-

gas estáticas cuando las reales son predominantemente estáticas, y si no se efectúa un estudio dinámico.

Las fuerzas estáticas equivalentes no son iguales, ni siquiera en magnitud, a las fuerzas dinámicas esperadas. Equivalentes quiere decir que se presume producirían los mismos esfuerzos sobre la estructura; aunque su valor es distinto, pues las fuerzas estáticas equivalentes son constantes, y las dinámicas no.

En la práctica, en las zonas de sismicidad baja y moderada pueden utilizarse fuerzas estáticas equivalentes, junto con un análisis estático posterior. Sólo en lugares con sismicidad elevada resulta obligado realizar un análisis modal espectral, ya que con el estático se obtienen resultados que en estas zonas dejan de ser económicamente factibles, dado que se encuentran demasiado del lado de la seguridad.

### Formas alternativas para la definición de la sollicitación y el análisis de la respuesta sísmica

Ambas normativas aceptan otras formas de definición de la acción y de cálculo de la respuesta sísmica sobre la edificación.

Así, la *NCSE-02* también permite el estudio dinámico por integración de los registros de aceleración (apartado 3.6.1 de la normativa). El estudio dinámico realizado en el dominio del tiempo o de la frecuencia debe hacerse a partir de acelerogramas representativos del movimiento del suelo. Para ello, se requiere escalar convenientemente los acelerogramas elegidos –en el tiempo y en amplitudes– de forma que sean compatibles con la información sísmica del capítulo 2 de la norma *NCSE-02*; en concreto lo ha de ser con el espectro de respuesta elástica y con la aceleración sísmica de cálculo. Pueden realizarse tanto acelerogramas reales modulados como artificiales, justificando en todo caso su estructura en el dominio del tiempo, su contenido en frecuencias y su duración, de acuerdo con las características del sismo de cálculo.

Por su parte el *Eurocódigo 8*, como alternativa a los dos tipos de análisis básicos de referencia que cita, permite otros métodos de análisis estructural, tales como:

– Análisis mediante espectros de potencia. Puede realizarse un análisis estocástico lineal de la estructura mediante un análisis modal o mediante matrices de respuesta dependientes de la frecuencia; como dato de partida se usará el espectro de potencia de acele-

ración definido en el apartado 4.3.1 de la parte 1-1.

– Análisis no lineal de la historia temporal mediante acelerogramas de cálculo. La respuesta a lo largo del tiempo de la estructura puede obtenerse mediante la integración numérica directa de las ecuaciones diferenciales del movimiento, utilizando los acelerogramas definidos en el apartado 4.3.2 de la parte 1-1 para representar los movimientos del terreno.

– Análisis en el dominio de la frecuencia. La acción sísmica de proyecto (*input*) es la misma que en el apartado anterior, pero con cada acelerograma representado como una suma de Fourier. La respuesta se obtiene mediante la convolución en el dominio de la frecuencia de los componentes armónicos de la función de entrada con sus respectivas matrices o funciones de respuesta en frecuencia.

### Componente vertical de la acción sísmica

Dado que la dirección de ocurrencia de un terremoto puede ser totalmente arbitraria con respecto a la estructura, al objeto de estudiar sus efectos normalmente la aceleración del terreno se descompone en tres componentes: dos direcciones horizontales ortogonales entre sí (horizontal longitudinal y horizontal transversal con respecto a la planta del edificio) y una tercera vertical perpendicular a la anteriores. Las aceleraciones verticales punta frecuentemente están comprendidas entre 1/3 y 2/3 del valor punta horizontal. A su vez, las aceleraciones típicas pueden ser superiores a la gravedad. Hasta la fecha, generalmente se ha venido prescindiendo de los esfuerzos provocados por las sollicitaciones sísmicas verticales, a no ser en vigas de grandes luces y vigas ménsula; sin lugar a dudas debido a su desconocimiento, ya que si la magnitud de la componente vertical del sismo tiene un valor apreciable puede generar esfuerzos verticales notables.

Las construcciones de gran luz, como puentes y voladizos, presentan unos períodos de oscilación vertical elevados, en general próximos a los del sismo, por lo que éstos se ven más afectados por los desplazamientos verticales que un edificio común. Éste, al presentar una rigidez vertical elevada, tiende a oscilar verticalmente según períodos muy pequeños (del orden de milisegundos).

El daño observado en terremotos californianos recientes como el de Loma Prieta en 1986 y, más claramente, el de Northridge en 1994 indica que la com-

ponente vertical de los terremotos no puede ignorarse. Durante el terremoto de Northridge se midieron aceleraciones verticales mayores a la gravedad y, en general, de magnitud similar a la magnitud de las componentes horizontales. Estas observaciones seguramente modificarán la normativas de diseño americanas, por lo menos con respecto a puentes y a voladizos, donde la importancia de la componente vertical es mayor.

Tanto el *Eurocódigo 8* como la *NCSE-02* representan la componente vertical de la acción sísmica por el espectro de respuesta tal como se define para la acción sísmica horizontal, pero con las ordenadas reducidas:

– *Eurocódigo 8*: las ordenadas espectrales se reducen entre un 30% y 50%, en función del período de vibración.

– *NCSE-02*: prescribe reducir las ordenadas espectrales al 70%, independientemente del período.

Asimismo, esta última permite realizar un estudio específico para considerar la interacción dinámica suelo-estructura, sin que con ello pueda reducirse la acción sísmica más de un 30 % del valor que se obtendría con la construcción supuesta sobre base rígida.

Por otra parte, también hay coincidencias entre ambas a la hora de combinar las sollicitaciones provenientes de cada dirección de actuación de la acción sísmica (horizontal longitudinal, horizontal transversal y vertical). Se sigue la tendencia universal al respecto de combinar cada una de ellas con el 30% de otra; o de las otras dos, si las sollicitaciones verticales y en planta no se consideran como casos de carga independientes.

En el momento de indicar en qué situaciones se tendrá en cuenta la acción sísmica vertical, el *Eurocódigo 8* enumera una serie de casos (véase apartado 3.3.5.2 de la parte 1-2), mientras que la *NCSE-02* únicamente hace un especial énfasis en evitar, en la medida de lo posible, diseños que presenten soportes descansando sobre vigas (muy sensibles a las componentes verticales de los sismos) y vigas embrochadas que son soportadas por otras (a las que pueden transmitir esfuerzos horizontales). Si esto no fuese posible, el modelo dinámico de la estructura debe contener en ese nudo un grado de libertad vertical, al objeto de tener en cuenta las acciones sísmicas verticales.

### Desplazamientos de planta relativo y absoluto

La *NCSE-02* indica para cada dirección en que se considere la acción sísmica, la

forma de estimar los desplazamientos máximos equivalentes para cada grado de libertad y modo de vibración a partir del modelo lineal equivalente de la estructura. Asimismo, dicha normativa muestra el número mínimo de modos a considerar (en función del modelo de estructura adoptado para el cálculo y del menor período característico del espectro de respuesta), y una forma sencilla de combinar los resultados obtenidos para los diferentes modos.

El desplazamiento horizontal en la dirección en que pueda significar choque con estructuras colindantes se determina teniendo en cuenta el comportamiento postelástico mediante la expresión

$$u = u_e \mu$$

donde:

$u_e$ : desplazamiento lineal equivalente, calculado en régimen elástico.

$\mu$ : coeficiente de comportamiento por ductilidad, definido en el apartado 3.6.2.2.

En general, en las diversas normativas extranjeras, la estimación de los desplazamientos máximos en las construcciones se determina a partir del producto de los desplazamientos resultantes (debido a las acciones de diseño) por un factor que tiene en cuenta la deformación inelástica de la estructura, para el que, en algunos códigos –como el español– coincide con el factor de ductilidad. Para posteriormente –y a partir de los primeros– establecer el espaciado entre edificios.

Como se acaba de indicar, el desplazamiento máximo se calcula multiplicando el movimiento resultante por el coeficiente de comportamiento por ductilidad; es decir, el desplazamiento final de cálculo es directamente proporcional a este último, que a su vez puede adoptar alguno de los valores enteros: 1, 2, 3 o 4. Debido a la gran diferencia en la magnitud de los resultados, que se obtienen tras adoptar uno u otro, la elección del coeficiente de comportamiento por ductilidad no es una cuestión baladí, sino que se realizará para cada modelo de cálculo (en la dirección o en el elemento analizado) dentro de las limitaciones que se establecen en el apartado 3.7.3.1 de la norma, en función de la organización estructural y de los materiales empleados, y dispondrá los detalles estructurales establecidos en el capítulo 4 de la NCSE-02 que garanticen la ductilidad adoptada.

La NCSE-02 prescribe el cálculo anterior para confirmar el alcance entre edificios adyacentes (véase también el

apartado 4.2.5 de la misma), pero no da magnitudes límites de desplazamiento admisibles, al objeto de comprobar desplazamientos relativos entre plantas, lo cual sería útil para la protección de los elementos no estructurales (tabiques, ventanas, puertas, etc.) que acompañan a la estructura en su deformación.

Creixel ofrece, a partir de la experiencia en terremotos históricos, una orientación sobre el ancho de las juntas. Por ejemplo, en suelos blandos y con edificios de unas cinco a seis plantas, la separación mínima es de 30 o 35 cm, y de unos 60 cm en edificios de unas 10 o 12 plantas. Esto es bastante, pero hay que tener en cuenta que Creixel desarrolla su actividad en Méjico –como el lector de sobra conoce una región con sismicidad notable– y allí, al ser el suelo muy blando, las oscilaciones de los edificios son de gran amplitud.

El cálculo de la amplitud de las oscilaciones es una de las utilidades inmediatas del análisis modal, ya que para una energía dada ésta depende directamente de la frecuencia de oscilación, generalmente considerando los armónicos principales, con una mayoración de seguridad; se conoce la amplitud de oscilación con suficiente exactitud como para proyectar las juntas.

Dado que los modelos de oscilación son aproximados, el ancho de la junta en cada nivel no debe ser inferior a la suma de los desplazamientos laterales máximos de las construcciones colindantes calculadas para dichos niveles; a pesar de que con ello cabe la posibilidad de realizar soluciones constructivas con juntas de anchos variables, es más recomendable desde el punto de vista de la seguridad mantener el ancho constante en toda su altura, aun a sabiendas de que en algunas zonas es excesivo.

Por su parte, en el *Eurocódigo 8* el desplazamiento inducido por la acción sísmica de cálculo se determina en función de la deformación elástica del sistema estructural, mediante la siguiente expresión simplificada

$$d_s = q_d d_e \gamma_f$$

donde:

$d_e$ : es el desplazamiento de un punto del sistema estructural inducido por la acción sísmica de cálculo.

$q_d$ : es el factor de comportamiento para el desplazamiento, que se supone igual a  $q$  (a efectos prácticos relación entre resistencia y ductilidad) a no ser que se especifique lo contrario en la parte 1-3.

$d_s$ : es el desplazamiento del punto considerado del sistema estructural, tal

como se determina mediante un análisis lineal basado en el espectro de cálculo, de acuerdo con el apartado 4.2.4 de la parte 1-1.

$\gamma_f$ : es el factor de importancia, que depende del tamaño del edificio, de su valor e importancia para la seguridad pública y de la posibilidad de pérdidas de vidas en caso de colapso.

Asimismo, y a diferencia de la norma española, prescribe que se tengan en cuenta las sollicitaciones de torsión derivadas de la acción sísmica, en el cálculo de desplazamientos.

Varias normativas internacionales hacen referencia a los desplazamientos horizontales relativos entre plantas consecutivas de un edificio, así como a los límites máximos que no se deben superar para evitar el daño en los elementos no estructurales. A este respecto, y a modo de ejemplo, una de las limitaciones que el *Eurocódigo 8* propone para el desplazamiento relativo entre plantas, en edificios con elementos no estructurales de materiales frágiles (unidos a la estructura), es

$$d_r/v \leq 0,004b$$

donde:

$d_r$ : es el desplazamiento de cálculo entre plantas, evaluado como la diferencia entre los desplazamientos laterales medios en la parte superior e inferior de la planta considerada y calculado de acuerdo con la expresión previa.

$b$ : es la altura de la planta.

$v$ : es el factor de reducción que tiene en cuenta el menor período de retorno del terremoto asociado con el estado límite de servicio (además, también puede depender de la categoría de importancia del edificio).

De esta forma, el *Eurocódigo 8* prescribe el cumplimiento de la limitación anterior con la finalidad de limitar el daño –pero como se ha mencionado– únicamente para la situación de estado límite de servicio, el cual se corresponde a un sismo con menor período de retorno que el de diseño. En este tema el *Eurocódigo 8* no sigue la tendencia general de diversas normativas internacionales, que exigen dicho control de desplazamientos también para el máximo sismo probable.

Otro aspecto de singular importancia para el desplazamiento entre plantas –también conocido como desviación de piso– es su relación con la estabilidad global del edificio en lo que se refiere a los efectos de segundo orden, que se trata a continuación.

## Efectos de segundo orden

El problema de estabilidad (teoría de segundo orden) o efecto  $P-\Delta$  –en la bibliografía y normativa sísmica– hace referencia al momento adicional producido por el desplazamiento lateral relativo entre cada una de las plantas de un edificio (desviación de piso); es decir, el desplazamiento relativo  $\Delta$  entre ambos extremos de cada pilar da lugar a un incremento del momento flector de segundo orden en los mismos, de valor  $P \cdot \Delta$ , o sea, el esfuerzo de compresión que soporta cada columna, por la citada desviación.

La NCSE-02 permite desprestigiar los efectos de segundo orden si se cumplen, al menos, una de las dos condiciones siguientes:

El desplazamiento horizontal máximo del edificio no supere el dos por mil de la altura.

En cada planta se verifique que el momento adicional producido por la desviación de piso sea, al menos, un 10% menor que el momento estabilizante en la planta, esto es, cuando en cada planta  $k$  se verifique (apartado 3.8)

$$P_k d_k < 0,10 V_k b_k$$

siendo:

$P_k$ : carga gravitatoria total por encima de la planta.

$d_k$ : desplazamiento relativo entre la cabeza y pie de los soportes de la planta considerada, calculado según un análisis lineal.

$V_k$ : esfuerzo cortante combinado en la planta, debido a la acción sísmica

$b_k$ : altura entre plantas.

Un inconveniente que presenta la vigente normativa española es que, si la condición anterior no se cumple, no indica cómo tener en cuenta los efectos de segundo orden en el análisis de la estructura.

El Eurocódigo 8 establece el mismo requisito como una *regla de aplicación* (véase apartado 1.2 de la parte 1-1 del mismo), pero además define un coeficiente de sensibilidad al desplazamiento entre plantas como

$$\theta = \frac{P_k d_k}{V_k b_k}$$

ofreciendo una alternativa frente a la norma española en los casos en que se supere el citado valor límite del 10%. En sintonía con la tendencia mundial sobre este tema, los efectos de segundo orden pueden aproximarse incrementando las solicitaciones sísmicas por un factor igual a  $1/(1-\theta)$ ; siempre y cuando

el coeficiente de sensibilidad al desplazamiento entre plantas sea menor que 0,2. Asimismo, prescribe –esto es, establece como *principio*– que el valor de dicho coeficiente no excederá nunca de 0,3; aunque tampoco muestra orientación alguna para abordar la situación en que  $0,2 < \theta \leq 0,3$ , ya que supone una inestabilidad alta. Otros códigos y normativas, para valores de  $\theta$  que rebasen 0,2, obligan a realizar un análisis de inestabilidad no lineal completo.

Por otra parte, los códigos y normas sismorresistentes internacionales más relevantes exigen utilizar –en la primera expresión del presente apartado– la desviación de piso no lineal estimada, la cual –en general– presenta un valor significativamente mayor que la desviación lineal. La utilización de esta última se puede interpretar como una falta de rigurosidad, e incluso un error de bulto. Si lo que se pretende es juzgar la importancia de los efectos de segundo orden, dicha valoración, lógicamente, debería efectuarse sobre los mismos, utilizando la desviación no lineal, ya que es la estimación que mejor se corresponde con la configuración deformada real (desplazamientos horizontales) de la construcción.

## Condiciones locales del suelo de cimentación

Debido a la influencia de las condiciones locales del suelo sobre el daño estructural, se recomienda la utilización de:

– Estructuras rígidas en suelo blando, a pesar de los problemas de cimentación de las mismas condicionada por la baja resistencia del suelo, y análogamente,

– Estructuras flexibles en suelo firme. Las estructuras porticadas, aparte de ser más económicas, son también más dúctiles y flexibles que las concebidas a base de pantallas; sin embargo, debe limitarse la capacidad de desplazamiento lateral de las mismas, al objeto de evitar daño en los elementos no estructurales.

En general, en condiciones locales de suelo firme, se observa una mayor concentración de daño en estructuras rígidas, mientras que en la situación de suelo blando, el mayor daño se produce en las estructuras flexibles. Pero los blandos y sueltos también tienen ventajas en caso de terremoto: las principales son que amortiguan más las ondas sísmicas, sobre todo los armónicos de mayor frecuencia (aunque éstos no suelen ser los más peligrosos para las construcciones); y la segunda es que suelen transmitir menos oscilaciones a las estructuras.

Las construcciones situadas sobre terrenos blandos se suelen agrietar en caso de terremoto, ya que son demasiado rígidas como para desplazarse con ellos. Esto se aprecia especialmente en las carreteras o en las calles, pues son las construcciones que se encuentran más en contacto con el terreno.

Ambas normativas tienen en cuenta la influencia de las condiciones locales del suelo de la infraestructura, en las fuerzas sísmicas equivalentes, mediante el control de la magnitud de las ordenadas del espectro (*elástico de respuesta* para la NCSE-02 o *de cálculo* en el Eurocódigo 8) correspondiente.

Los diferentes tipos de terreno se encuentran clasificados en cuatro clases para la NCSE-02: I, II, III y IV; y tres, en el caso del Eurocódigo 8: A, B y C. Al objeto de aplicar la metodología correspondiente de cada normativa, es necesario previamente identificar el perfil estratigráfico –bajo la construcción– con alguna categoría de las que se indican en las citadas normas. En esta clasificación ya aparecen diferencias significativas, pues la tipificación del Eurocódigo 8 tiene en cuenta la velocidad de las ondas elásticas transversales (o de cizalla) junto con la profundidad del terreno, en contraste con la NCSE-02 que sólo tiene en cuenta las primeras, limitándose a indicar, con respecto a la profundidad, la necesidad de indagar la tipología del estrato en los 30 primeros metros bajo la superficie. Sin embargo, la normativa española a este respecto parece más racional, ofreciendo una mayor flexibilidad para la clasificación a través de una identificación promediada de los estratos que intervienen. Esto es, a cada uno de los terrenos tipo que contempla (I, II, III y IV) les asigna un valor dado por un coeficiente  $C$  (véase tabla 2.1 de la normativa española). Para obtener el valor de dicho coeficiente  $C$  de cálculo, prescribe que se determinen los espesores,  $e_1, e_2, e_3$  y  $e_4$  de los terrenos tipos I, II, III y IV respectivamente existentes en los 30 primeros metros bajo la superficie. Y se adoptará como valor de  $C$  el valor medio obtenido al ponderar los coeficientes  $C_i$  de cada estrato con su espesor  $e_i$ , en metros, mediante la expresión

$$C = \frac{\sum C_i e_i}{30}$$

En este sentido, el Eurocódigo 8 muestra una cierta ambigüedad o vacío, ya que no considera la influencia de las heterogéneas combinaciones que se pueden

presentar de las distintas tipologías de estratos.

Algunas de las diferencias más llamativas, que se aprecian en la clasificación de las condiciones del subsuelo entre ambas normativas, son las siguientes:

– En cada uno de los tipos de subsuelo clasificados, los valores de la velocidad de corte –entre los que se encuentran comprendidos– varían hasta el punto de que el tipo II de suelo en la NCSE-02 coincide con una subclase del suelo tipo A en el Eurocódigo 8.

– Asimismo, el *Eurocódigo 8*, para el suelo tipo B, prescribe valores límites mínimos de las ondas de corte en función de la cota vertical, que van desde los 200 m/s a 10 m de profundidad, a 350 m/s a una profundidad de 50 m. Requisitos semejantes –como se ha indicado– no aparecen en la normativa española.

– Nuevamente, observando las tipologías de suelo y los valores de la velocidad de las ondas elásticas transversales (o de cizalla), entre las que se encuentran clasificadas, se da la circunstancia de que alguna de ellas no está contemplada en la otra normativa y viceversa. A este respecto, compárese el suelo de la clase III y IV en la NCSE-02 con el tipo C en el *Eurocódigo 8*.

Por último, cabe destacar que ninguna de las dos normativas consideradas muestra requisito alguno para tener en cuenta la influencia de la flexibilidad en el conjunto de la cimentación (también conocida como interacción dinámica suelo-estructura), debido, quizá, a la gran complejidad que representa la introducción del suelo en el modelo a analizar.

Como resultado de la interacción dinámica suelo-estructura, la respuesta sísmica de una estructura cimentada de forma flexible, es decir, una estructura cimentada sobre suelo deformable, diferirá en varios aspectos de la respuesta de la misma estructura cimentada sobre terreno rígido (base poco deformable) y sometida a una excitación de campo libre idéntica, debido a las siguientes razones:

– El movimiento de la cimentación de una estructura cimentada de forma flexible diferirá del movimiento del campo libre, y puede incluir una componente importante de balanceo que no se producirá en el caso de base rígida.

– El período fundamental de vibración de una estructura cimentada de forma flexible será mayor que el de una estructura sobre base rígida.

– Los períodos naturales, los modos de vibración, el amortiguamiento aso-

ciado de cada uno de ellos y los factores de distribución modal de una estructura cimentada de forma flexible serán diferentes de los correspondientes a una estructura sobre base rígida.

Estas desviaciones entre el comportamiento previsto y el real dependen de la rigidez conjunta del sistema de cimentación y del suelo localizado a su alrededor.

Para la mayoría de las estructuras usuales de edificación, los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura tienden, en general, a ser beneficiosos, ya que reducen los momentos flectores y los esfuerzos cortantes que actúan sobre los distintos elementos de la construcción. Sin embargo, para las estructuras de contención de tierras los efectos citados pueden ser perjudiciales.

Finalmente, y ya en otro orden de cosas, merece también destacar que:

– Las recomendaciones de diseño, en cuanto a regularidad y simetría, referidas a la geometría y distribución de rigideces y masas son también semejantes en ambos documentos. El estudio de los daños más graves y colapsos producidos por los terremotos a lo largo de la historia evidencia que, en su mayoría, se han producido por el incumplimiento de las mismas.

– El *Eurocódigo 8* prescribe modificar los efectos de la acción sísmica de diseño con respecto a la respuesta de la estructura básica –es decir, la estructura resistente sin rellenos, como cerramientos, tabiquería, etc.– debido a la reducción del período natural provocado por la adición de los mismos; e indica una alternativa para la estimación de la misma (véase apartado 2.9.4 de la parte 1-3). Los muros de cerramiento, tabiques, etc., generalmente no considerados en el modelo de análisis dinámico como elementos estructurales (es decir, elementos resistentes), aportan a la estructura real rigidez y resistencia adicionales, siendo suficientes para alterar la respuesta de la misma con respecto a los resultados que se obtienen del modelo dinámico teórico o ideal utilizado para el análisis. Por tanto, ante la ocurrencia de un sismo, estos elementos *no estructurales* –al aportar rigidez a la construcción– se convierten en *estructurales* y frente a la acción de un sismo de baja magnitud reducen las vibraciones y oscilaciones del edificio; en cambio, si el sismo es severo, las ventajas citadas se transforman en inconvenientes, ya que constituyen una limitación para que la estructura alcance sus estados límites y provocan un comportamiento frágil del conjunto.

– Para cubrir la torsión accidental, ambas normativas proponen que la excentricidad del centro de rigidez con respecto al de masa sea incrementado en un 5% de la dimensión en planta perpendicular a la dirección de análisis.

#### Bibliografía

- Barbat, A. H. Canet, J. M. *Estructuras Sometidas a Acciones Sísmicas*, 2a edición. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, 1994.
- Green, Norman B., *Edificación, diseño y construcción sismorresistente*. Gustavo Gili, 1980.
- Paz, M. *Dinámica Estructural Teoría y Cálculo*. Reverté, 1992.
- Ramírez Masferrer, J. A. *Efectos de los terremotos sobre las estructuras. Estructuras sismorresistentes*. Fundación Gómez-Pardo, 2002.
- Villa García, L. M. *Diseño Sísmico Conceptual de Estructuras Porticadas*. Técnica Industrial 247, 2002.
- Villa García, L. M. *Aplicación de la normativa de construcción sismorresistente*. Técnica Industrial, 252, 2004.

#### Normativa

- Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02. Parte General y Edificación. Ministerio de Fomento, España, 2002.
- UNE-ENV 1998-1-1:1998 Eurocódigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1-1: Reglas generales. Acciones sísmicas y requisitos generales de las estructuras.
- UNE-ENV 1998-1-2:1998 Eurocódigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1-2: Reglas generales. Reglas generales para edificios.
- UNE-ENV 1998-1-3:2000 Eurocódigo 8: Condiciones de diseño para estructuras sismorresistentes. Parte 1-3: Reglas generales. Reglas específicas para distintos materiales y elementos.
- UNE-ENV 1998-5:1998 Eurocódigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 5: Cimentaciones, estructuras de contención de tierras y aspectos geotécnicos.

## AUTOR

Luis Manuel Villa García

villa@uniovi.es

www.epsig.uniovi.es

Técnico Auxiliar - F.P. I en Construcciones Metálicas (1985), Técnico Especialista - FP II en Calderería en Chapa Estructural (1988), ambas por la Fundación Revilla Gigedo de Gijón. Ingeniero técnico industrial en Estructuras e Instalaciones Industriales por la E.U.I.T.I. de Gijón (1991), e ingeniero industrial en Construcción por la E.T.S.I.I. de Gijón (1995). Durante algunos años desarrolla su actividad profesional en empresas dedicadas a la fabricación de transformados metálicos, bienes de equipo, calderería pesada y montajes. Actualmente es profesor del Departamento de Construcción e Ingeniería de Fabricación de la Universidad de Oviedo y participa en diversos proyectos de investigación relativos al análisis dinámico de estructuras.