

# ¿Deberían poder usarse vigas planas de hormigón armado en zona sísmica?

## *May reinforced concrete wide beams be allowed in seismic-prone areas?*

[Fernando Gómez-Martínez](#) (\*)

### RESUMEN

El Anejo Nacional al Eurocódigo 8 prohíbe el uso de vigas planas de hormigón para sismicidad media y alta, y tanto NCSE-02 como la norma italiana NTC impedían su proyecto en ductilidad alta, por desventajas como: transmisión deficiente de esfuerzos al pilar y menor rigidez, ductilidad, disipación, resistencia de nudos y jerarquía pilar-viga. Esta tendencia mediterránea es opuesta a la europea e internacional, donde se permiten las vigas planas con límite de anchura y suficiente sobredimensionando de pilares para garantizar la rigidez lateral. La revisión normativa y experimental sugiere que la limitación de ancho garantiza la transmisión y disipación, mientras que la realización de dos estudios analíticos apunta a que el incremento de sobrerresistencia y ductilidad causados por el engrosamiento de pilares garantiza una capacidad global al menos equiparable a los pórticos de vigas de canto, sugiriendo que el uso de vigas planas podría ser una opción en zona sísmica.

**Palabras clave:** Vigas planas; vigas de canto; hormigón armado; coeficiente de ductilidad; rigidez lateral; NCSE-02; Eurocódigo 8.

### ABSTRACT

*According to the Spanish National Annex to Eurocode 8, the use of reinforced concrete wide-beam frames is forbidden for medium and high seismicity. Previously, the Spanish NCSE-02 and Italian NTC codes established a cap to the behaviour factor considering its disadvantages: deficient transmission of forces to the column and lower stiffness, ductility, dissipation, joint resistance and column-to-beam hierarchy. Mediterranean trend is contrary to European and International codes, which allows the use of wide beams of controlled cross-section width and larger columns in order to provide enough lateral stiffness. The review of codes and experimental evidence suggests that the width limit provision is enough to provide proper transmission and dissipation, while two analytic studies show that the increase of overstrength and ductility due to the use of larger columns provides similar global seismic capacity to conventional deep-beam frames. Thus, wide-beam frames could be a feasible structural option in seismic-prone areas.*

**Keywords:** Wide beams; deep beams, reinforced concrete; behaviour factor; lateral stiffness; NCSE-02; Eurocode 8.

(\*) Doctor Arquitecto. Profesor Contratado Doctor. Departamento de Mecánica de Estructuras e Ingeniería Hidráulica, Universidad de Granada, Granada (España).

Persona de contacto: [fergomar@ugr.es](mailto:fergomar@ugr.es)

ORCID: <http://orcid.org/0000-0001-6372-4549>

---

**Cómo citar este artículo/Citation:** Fernando Gómez-Martínez (2024). ¿Deberían poder usarse vigas planas de hormigón armado en zona sísmica?. *Informes de la Construcción*, 76(573): 6423. <https://doi.org/10.3989/ic.6423>

**Copyright:** © 2024 CSIC. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso y distribución Creative Commons Reconocimiento 4.0 Internacional (CC BY 4.0).

Recibido/Received: 14/02/2023  
Aceptado/Accepted: 29/01/2024  
Publicado on-line/Published on-line: 22/03/2024

## 1. INTRODUCCIÓN

La discusión sobre limitar el uso de vigas planas en estructuras porticadas de hormigón armado en zona sísmica es recurrente desde finales de 1980. Conforme los estudios experimentales y analíticos han acotado los puntos débiles de esta tipología, las normas sísmicas han ido relajando las restricciones a su uso ya que han podido proporcionar recomendaciones más certeras para garantizar un comportamiento similar a los pórticos convencionales de vigas de canto. Se impone, pues, cierto consenso internacional –p.ej., ACI 318-08 (2008) (1), NZS 3101 (2006) (2) y Eurocódigo 8 (2004) (3)— sobre la posibilidad de proyectar pórticos de hormigón con vigas planas como único sistema resistente horizontal para cualquier nivel de peligrosidad sísmica y sin ninguna limitación de ductilidad, siempre que se respeten las reglas específicas de armado y ciertos límites geométricos en su encuentro con los pilares.

Sin embargo, algunas normas nacionales mediterráneas imponen todavía ciertas limitaciones al uso de vigas planas: la griega EAK (2000) (4) prácticamente imposibilita su uso al exigir una deformada lateral de cortante sin componente de ménsula; la norma italiana NTC (2008) (5) limita la clase de ductilidad a DCM (media); mientras que la española NCSE-02 (2002) (6) la limita a DCL (baja), siempre en terminología de Eurocódigo 8 (en adelante “EC8”). Es más: el Anejo Nacional español al EC8 (en adelante “AN-EC8”) (7), establece que solo se pueden utilizar vigas planas en zonas de sismicidad baja ( $a_g S \leq 0.1g$ ), lo cual supone un cambio radical en las prácticas constructivas para un cuarto del territorio nacional.

¿Cuáles son las razones de este mayor conservadurismo de algunas normas mediterráneas? En el caso del anejo español AN-EC8, podría existir cierta reacción a corto plazo después de terremotos con cierta componente sociológica postraumática, como el de Lorca (2011), aunque en el caso italiano, la norma fue redactada inmediatamente antes del terremoto de L’Aquila (2009). Sin embargo, este tipo de evolución normativa tras los eventos sísmicos es práctica común en otros casos con resultados menos conservadores (8). Lo que sí es claro es que la tipología de vigas planas está más generalizada en estos países que en el resto de los que se rigen por EC8. Asimismo, el forjado plano mediterráneo es diferente a la losa maciza de reducido espesor sobre vigas planas en dos direcciones típicamente norteamericana (9), o a las vigas-losas (“band beams”) australianas (10). Este hecho diferenciador podría justificar esta no aceptación de modelos normativos foráneos, aunque prestigiosos.

¿Es este conservadurismo mediterráneo una consecuencia de un mayor conocimiento intrínseco del comportamiento de las vigas planas debido a su mayor uso? ¿Responde a una observación directa durante terremotos? ¿Es una herencia de antiguas normas con menor base teórica o experimental? ¿Proviene de una asimilación de las vigas planas a los forjados bidireccionales?

A fin de intentar dar respuesta, en este artículo se efectúa primeramente un estudio normativo comparado junto con un examen de la bibliografía experimental y analítica acerca de las diferencias de comportamiento entre vigas planas y de canto. A continuación se efectúan varios análisis comparativos del comportamiento global de estructuras con am-

bas tipologías, y se abren algunos interrogantes acerca de la idoneidad de algunos modelos actuales para la evaluación no lineal del comportamiento de vigas planas. Finalmente se proporcionan recomendaciones de proyecto con base mecánica y económica para los casos en que la normativa permite el uso de vigas planas.

## 2. VIGAS PLANAS, FORJADO BIDIRECCIONAL Y PRÁCTICA CONSTRUCTIVA EN ESPAÑA

Se puede definir como viga plana la que tiene el mismo canto que el forjado o aquella cuya sección es más ancha que el pilar al que acomete, aunque desde el punto de vista mecánico su definición aceptada es: aquella cuya sección tiene una base mayor que la altura (11). Su uso presenta ventajas arquitectónicas (12,13) (reducción de la altura de planta, encofrado continuo, facilidad de trazado de instalaciones, libertad de particiones, apariencia de techo plano y reducción de costes y plazos) aunque a priori parece lógico esperar los siguientes inconvenientes mecánicos si se comparan con las vigas de canto (14):

1. menor rigidez seccional, causando menor rigidez lateral global solo si forman parte de pórticos de nudos rígidos con pilares de dimensiones similares;
2. transmisión incompleta de esfuerzos a los pilares por exigir torsión en el equilibrio de la parte de su sección no contenida en el ancho del pilar;
3. nudos más solicitados (bielas de menor inclinación);
4. menor garantía de jerarquía de resistencias pilar-viga, debido a la incertidumbre en la evaluación de la sobrerresistencia de la viga embebida en el forjado;
5. menor disipación histerética por peor anclaje de las armaduras externas al pilar;
6. menor ductilidad de elemento, por requerir mayor profundidad comprimida y por presentar teóricamente rótulas plásticas de menor longitud.

Estas desventajas parecen estar relacionadas con las observadas en losas bidireccionales, donde la anchura eficaz resistente a flexión aumenta con la demanda haciendo casi imposible garantizar la jerarquía pilar-losa, sin contar con la mayor sobrerresistencia por homogeneización de armaduras y canto. La jerarquía punzonamiento-flexión es igualmente complicada de alcanzar, dada la acusada degradación cíclica a punzonamiento (15). Además, no existen todavía modelos consensuados para la evaluación de la capacidad rotacional de losas. Por todo ello, parece justificado que las normas sean prudentes respecto al uso de losas bidireccionales. Sin embargo, la extrapolación directa de esta prudencia a las vigas planas es cuando menos discutible.

El uso de vigas planas o forjados bidireccionales sin vigas puede clasificarse como una práctica constructiva “gravitacional” cuyos rasgos son (11,16): ausencia de pórticos perpendiculares; ausencia de pantallas de hormigón; irregularidad en alzado causada por la disminución de la tabiquería en planta baja; y pilares de planta baja de reducidas dimensiones, vulnerables ante fallos frágiles locales y globales.

Esta ausencia de tipologías sismorresistente en zonas de alta peligrosidad se debe a dos causas. NCSE-02 solo es de aplicación en un 24 % del territorio, por lo que la influencia de las prácticas constructivas “gravitacionales” del resto del territorio es demasiado importante, a pesar de que hay zonas con

alta peligrosidad sísmica similar a las de otros países mediterráneos con mayor repercusión sociológica sismorresistente –Italia, Grecia o Turquía– (11). Por otro lado, NCSE-02 no aplica explícitamente la filosofía basada en el desempeño y en el proyecto por capacidad, como EC8 (11,17), permitiendo las tipologías típicamente gravitacionales.

Este hecho ha sido relacionado con los daños observados tras el terremoto de Lorca de 2011 (8): mecanismos de baja ductilidad global (planta débil) y local (daños frágiles en pilares). La casi total ausencia de daños en vigas, forjados y nudos, al contrario que en otros terremotos mediterráneos como el de L'Aquila (Italia), ha sido interpretado en (18-22) como una consecuencia del uso de vigas y forjados planos, paradójicamente. Es cierto que cuando no existe jerarquía de resistencias pilar-viga (proyecto por capacidad de pilares), la estructura horizontal reduce su daño a costa del de los pilares. Sin embargo, en edificios proyectados con normas no de última generación, los daños en pilares se deben principalmente a la fragilidad inducida por la tabiquería, debido a su irregularidad en altura y a su interacción local (8,16,23). Además, estos estudios adolecen de una identificación completa e injustificada de vigas planas y forjado bidireccional, y no consideran la posible influencia positiva que pueda ejercer las vigas planas en los paneles de nudo, intactos.

Probablemente Lorca no arroja luz suficiente como para responsabilizar a las vigas planas de los daños y establecer penalizaciones a su uso. Sin embargo, se hace necesario un estudio analítico del comportamiento de las soluciones constructivas con vigas planas propias de España, en lugar de asumir resultados obtenidos a partir de la observación de otras tipologías foráneas.

### 3. REVISIÓN NORMATIVA Y CIENTÍFICA

Históricamente, las normas sísmicas han sido muy cautas con el uso de forjados bidireccionales y vigas planas, imponiendo restricciones de cuatro tipos: imposibilidad de usarlos como único sistema resistente, limitaciones en la ductilidad, garantías de rigidez lateral y restricciones geométricas y mecánicas locales. Las normas americanas ACI 318, 1989 (24) y ACI 352R-91, 1991 (25) prohibían su uso, y la española NCSR-94, 1994 (26) solo permitía las vigas planas para  $\alpha_b \leq 0.16g$ .

En la Tabla 1 se muestran las regulaciones recogidas en diversas normas actuales. Referente a losas bidireccionales, las normas europea y turca imponen límites de peligrosidad. Todas las normas excepto griega e italiana degradan la clase de ductilidad a media o baja. Respecto a la deformabilidad lateral, todas las normas actuales, excepto la española, imponen una comprobación de Estado Límite de Servicio (ELS) que limita el “drift” (desplome) de planta, por lo que las estructuras de losa podrían ser admisibles si los pilares o la propia losa garantizan suficiente rigidez lateral global. Sin embargo, la norma griega exige que en todas las plantas la forma deformada sea de cortante, algo que en ocasiones no se puede garantizar ni siquiera con vigas de canto (27).

Respecto a las vigas planas, la mayoría de normas actuales no presentan ninguna prohibición explícita, aunque algunas lo pueden dificultar en la práctica, como en el caso grie-

go (similar a forjado bidireccional) o en el neozelandés, que exige cantos de viga muy grandes o diámetros de armadura muy pequeños en pilares. Por tanto, la prohibición explícita de AN-EC8 de utilizar vigas planas para sísmicidad media o alta supone una involución importante en la tendencia internacional. Respecto a la ductilidad, solo la norma italiana y NCSE-02 prohíben la ductilidad alta, imponiendo factores de estructura ( $q$  en terminología de EC8)  $2/3$  y  $1/2$  veces los de alta ductilidad, respectivamente. AN-EC8 no limita explícitamente la ductilidad para vigas planas, al ser la limitación geográfica en la práctica más restrictiva.

Más allá de estas diferencias, todas las normas coinciden en la necesidad de establecer restricciones geométricas en el encuentro viga-pilar, a fin de garantizar: i) la transmisión de esfuerzos para que toda la anchura de viga sea “eficaz”, satisfaciéndose el equilibrio flexional con un pilar más estrecho sin necesidad de torsión, y ii) suficiente adherencia para el armado longitudinal.

En resumen: mientras que para forjados bidireccionales se mantienen muchas precauciones, la tendencia de las normas actuales es la de “despenalizar” el uso de vigas planas: ninguna norma prohíbe su uso en zona sísmica excepto AN-EC8, y ninguna norma impide dimensionarlas en ductilidad alta excepto la española NCSE-02 y la italiana NTC. A continuación se discute, a la luz de estudios experimentales y analíticos, cuales de estas limitaciones son necesarias para solventar las desventajas mencionadas en el apartado 2 y cuáles son quizá excesivamente conservadoras.

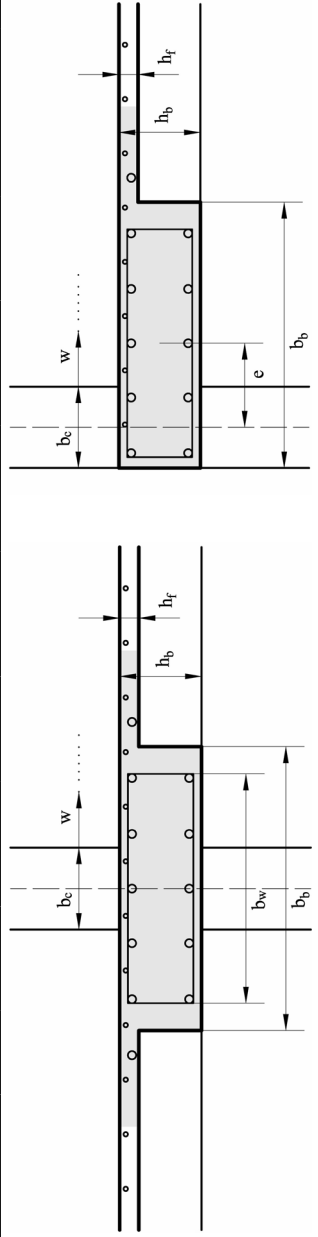
#### 3.1. Rigidez lateral

Todas las normas excepto NCSE-02 imponen una limitación de deformación lateral asumiendo además una rigidez fisurada. Está ampliamente contrastado (23,27) que esta restricción resulta la más desfavorable a partir de sísmicidad moderada y altura media. Además, las regulaciones del efecto P- $\Delta$  son más limitantes en estructuras más flexibles a priori, como los pórticos de vigas planas, y por tanto corrigen esta deficiencia. Ambas exigencias de rigidez lateral deberán satisfacerse en esta tipología por medio de un incremento del tamaño de los pilares, resultando en la mayoría de casos en rigideces globales similares para pórticos de vigas planas y vigas de canto, con similar desempeño en ELS (27).

Además, las vigas planas presentan dos efectos beneficiosos. Se evidencia experimentalmente una menor degradación de rigidez del nudo viga plana-pilar que con vigas de canto, debido a la menor deformación del panel de nudo, menor fisuración de cortante, mayor colaboración de la losa superior y mayores cuantías de armado longitudinal (13). Y, sobre todo, la gran rigidez relativa pilar/viga plana genera un tipo de deformada lateral mixta cortante-mén-sula más cercana a la de los edificios duales (Figura 1). Esto causa que para cumplir ELS se debe aumentar mucho más la rigidez de los pilares para permitir que unas pocas plantas muy deformables situadas a mitad de altura no superen el drift máximo (línea sólida en Figura 1), causando una rigidez lateral global mayor que en el caso de vigas de canto, lo cual además aumenta indirectamente su sobrerresistencia y su coeficiente global de seguridad. Por tanto, en general la rigidez global de un pórtico de vigas planas resulta paradójicamente mayor que la de vigas de canto, debido a la mayor incidencia de las reglas normati-

**Tabla 1.** Diferentes prescripciones normativas (homogeneizadas a expresiones y nomenclatura de EC8) concernientes a losas bidireccionales y a pórticos de vigas planas (adaptado de (14)).

Norma sísmica y/o HA	Losa bidireccional sin vigas				Vigas planas										
	Máx. drift equivalente en ELU [%]	Máx. $\alpha_y$ [g]	Máx. deformación	Máx. clase de ductil. (q; % respecto a DCH)	Máx. $\alpha_q$ [g]	Mín. $h_b$ [cm]	Máx. clase de ductil. (q; % respecto a DCH)	Mín. $h_c$ [cm]	Jaula de armado	Armado long. (ambas caras)	Viga de borde $b_b$ a partir de máx. e	Bicla de nudo	Armado eficaz en capa de compresión	Cor-tante en viga	% $A_{s, sup}$ en $b_c$
EEUU: ASCE/SEI 7-10 (2010), ACI 318-08 (2008), ACI 352R-02 (2002)	1.0-2.5	-	-	DCM (q=4; 62%)	-	-	DCH (q=8)	$20d_{ho} \approx 32$	Min $\{0.75h_c; b_c\}$	-	-	0.0	$\min\{L/20 - b_w/2; 8h_f; \min\{L/8 - b_w/2; 8h_f; h_c\} \geq 2b_b\}$	-	33%
Nueva Zelanda: NZS 1170.5 (2004), NZS 3101 (2006)	2.5	-	IDR ≤ 0.9%	DCL (q=1.25; 21%)	-	$\approx 27d_c \approx 43$	DCH (q=3.5)	$\approx 30d_{hi} \approx 48$	-	0.25 $h_c$	0.25 $h_c$	0.25 $h_c$	$\min\{L/8; 8h_f; h_c; \{0.5; 0.75\}; \min\{L/8; 8h_f; 3h_b\}\}$	0.25· $h_c$	90%
Europa: EC8 (2004)	1.0	$\min\{0.08; 0.1/S\}$	-	DCL (q=1.5; 26%)	-	-	DCH (q=5.85)	$\approx 36d_{hi} \approx 55$	-	$\min\{0.5h_b; 0.5b_c\}$	0.5 $b_c$	0.25 $h_c$	$h_f\{0; 2; 2; 4\}$	-	-
España: AN-EC8 (2017)	1.0	0.1/S	-	DCL (q=1.5; 26%)	0.1/S	-	DCH (q=5.85)	$\approx 36d_{hi} \approx 55$	-	$\min\{0.5h_b; 0.5b_c\}$	0.5 $b_c$	0.25 $h_c$	$h_f\{0; 2; 2; 4\}$	-	-
España: NCSE-02 (2002), EHE-08 (2008)	-	-	-	DCL (q=2; 50%)	-	-	DCCL (q=2; 50%)	25-30	-	0.0, 0.5 $h_b$	0.5 $b_c$	-	$h_f\{0; 2; 2; 4\}$	0.0	-
Italia: NTC (2008)	$\approx 1.3$	-	-	DCH (q=5.85)	-	-	DCM (q=3.9; 67%)	$\approx 36d_{hi} \approx 55$	$\min\{0.5h_b; 0.5b_c\}$	-	0.5 $b_c$	0.25 $h_c$	$h_f\{0; 2; 0; 2\}$	-	75%
Turquía: TSI (2007)	2.0	0.20	$H \leq 13m$	DCM (q=4; 50%)	-	$\min\{3h_f; 30\}$	DCH (q=8)	25	0.5 $h_b$	-	-	0.0	-	-	-
Grecia: EAK (2000), EKOS (2000)	1.25	-	Rigidez requerida	DCH (q=3.5)	-	Rigidez requerida	DCH (q=3.5)	25	$\min\{0.25h_b; 0.5b_c\}$	-	0.66 $b_c$	-	$h_f\{0; 2; 2; 5; 4\}$	-	-



vas. En casos extremos (sismicidad muy alta o canto muy reducido de vigas planas), el incremento del tamaño de los pilares puede hacer inviable la solución con vigas planas, pero no debido a causas mecánicas relacionadas con la operatividad, sino por causas espaciales, funcionales o económicas.

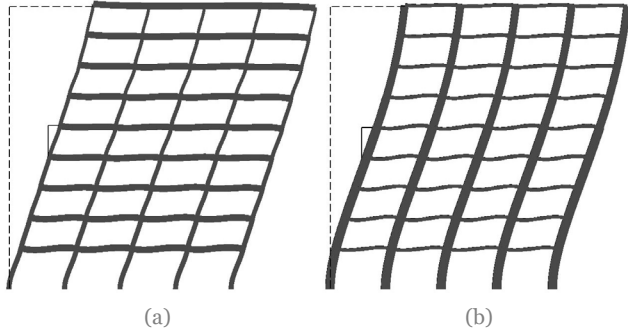


Figura 1. Deformada sísmica típica para pórticos con vigas de canto (a) y vigas planas (b) proyectados según EC8 en ductilidad alta (27).

### 3.2. Transmisión de esfuerzos en nudos

Sistemáticamente, los estudios experimentales en nudos viga plana-pilar (9,12-13,28-36) muestran que el ancho eficaz de la viga no necesita torsión ni punzonamiento para equilibrarse con el pilar, sino mecanismos de bielas (Figura 2), mientras que en las franjas externas de la viga, fuera del ancho eficaz, se generan mecanismos que perjudican al desempeño esperado: fisuración por torsión que impide el desarrollo de la capacidad mecánica longitudinal completa y menor adherencia por lejanía respecto al pinzamiento a compresión del pilar. Sin embargo, el objetivo de las normas cuando limitan el ancho de la viga es precisamente que no existan dichas franjas alejadas, de tal manera que todo el ancho de la viga sea eficaz. Consecuentemente, si el proyecto satisface la limitación del ancho de la viga, el comportamiento sería satisfactorio (14).

En la práctica, en zonas de alta sismicidad esta limitación de ancho puede hacer inviable la tipología de vigas planas, pero no por cuestiones mecánicas. El límite del vuelo de la sección de viga por fuera del pilar lleva a sobredimensionar los pilares. Para sismicidad media, las vigas longitudinales suelen requerir mayor ancho que las transversales por causa gravitatoria, y por ello los pilares se pueden apantallar en la dirección de las vigas transversales para aumentar su ancho en la dirección de las vigas longitudinales. Sin embargo, para

sismicidad alta la acción gravitatoria en vigas tiene mucha menor importancia relativa, de tal manera que las vigas de ambas direcciones suelen requerir dimensiones sensiblemente similares (27), lo que imposibilita apantallar los pilares y puede convertir la solución en inviable.

### 3.3. Capacidad de nudos

En ocasiones la comprobación de cortante en el panel de nudo podría requerir un aumento de las secciones que hiciera inviable en la práctica la solución de vigas planas, pero si es factible su adopción, el cumplimiento de la prescripción ya lleva implícita la garantía de comportamiento satisfactorio, o al menos asimilable al observado en vigas de canto. Además, la biela inclinada en un nudo de viga plana es capaz de “expandirse” en su zona central aumentando su ancho eficaz (9), fenómeno que recogen algunas normas como EC8. El hipotético beneficio generado por el confinamiento de todo el panel de nudo por parte del forjado por no existir descuelgues no ha sido aún debidamente estudiado.

### 3.4. Jerarquía pilar-viga plana

Las normas sísmicas de última generación establecen prescripciones de “jerarquía” entre elementos y mecanismos de rotura, que conlleva un proyecto por capacidad de elementos. La primera de las prescripciones de jerarquía establece que el daño sísmico dúctil (rótulas plásticas) se debe concentrar en los extremos de las vigas y no en pilares, salvo en la base de los mismos, a fin de permitir un mecanismo de colapso global en toda la altura del edificio y evitar mecanismos localizados de planta débil, para maximizar la capacidad de desplazamiento y con ello la ductilidad global del edificio (23).

NCSE-02 sugiere en sus comentarios que es difícil garantizar el proyecto por capacidad de pilares en estructuras con vigas planas, reticulares o losas macizas. No explica las razones, pero el asimilar las vigas planas con los forjados bidireccionales parece una herencia de las primeras retenciones históricas (véase apartado 2). Tal asimilación deja de tener sentido desde el momento en que las vigas planas se proyectan con un ancho limitado.

Para el proyecto por capacidad de pilares es necesaria una evaluación fiable de la máxima resistencia a flexión de las vigas, teniendo en cuenta todas la sobrerresistencia material y la contribución de los elementos del forjado (losa superior, macizados y viguetas). La anchura eficaz de la losa superior aumenta con la demanda sísmica, pudiendo abarcar la totalidad de la luz transversal en situación de rotura cuando la

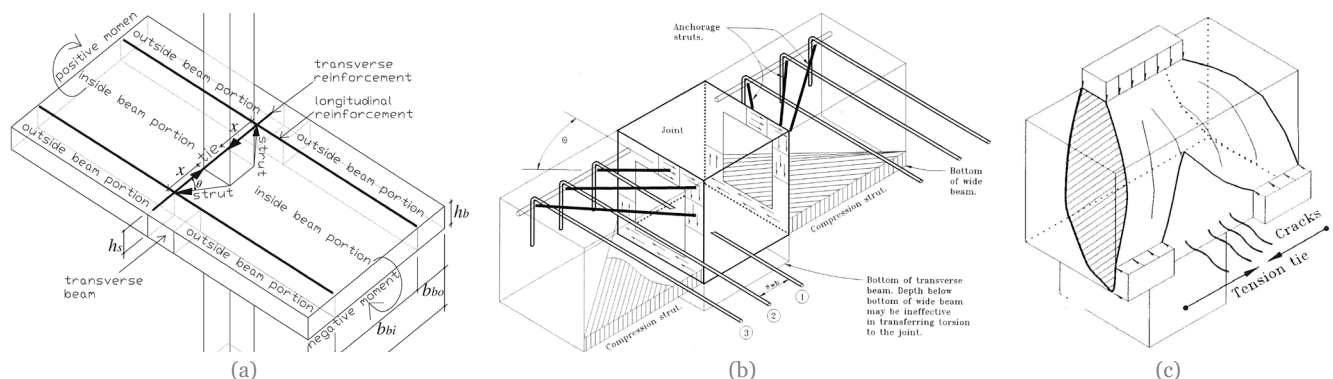


Figura 2. Diversos modelos de conexión viga plana-pilar: franja central de bielas-tirantes y externas de torsión (a (28)), bielas exteriores a nudo en ancho efectivo (b (12)) y biela combinada con nudo (c (12)).

losa tiene un cierto espesor, lo que puede dificultar el proyecto por capacidad de pilares independientemente del tipo de viga (14). Las pruebas experimentales muestran que la anchura eficaz total de la losa superior se incrementa cuanto mayor es el ancho de la viga (13). Sin embargo, este incremento coincide con la diferencia entre el ancho eficaz de la viga plana y el ancho de la viga de canto, lo cual sugiere que la contribución neta de la losa superior es similar para ambas tipologías de vigas. Además, este fenómeno es relevante para losas superiores mayores a las usuales capas de compresión mediterráneas; por ejemplo, paños de losa maciza sobre vigas en dos direcciones (9).

La contribución de las viguetas en la resistencia de las vigas transversales se ha estimado en un aumento que puede llegar al 50 % (37), lo cual dificultaría sobremanera el proyecto por capacidad de pilares en esa dirección. Sin embargo, no existen todavía trabajos experimentales o numéricos que puedan establecer diferencias entre vigas planas y de canto.

Respecto a la influencia de la existencia de macizados de bovedillas junto a las vigas planas, se puede estimar como despreciable debido a la ausencia de armado inferior y a que en cualquier caso la parte del macizado que exceda del ancho eficaz no debe tenerse en cuenta en la evaluación de la capacidad (14).

Finalmente, en pórticos de luces y alturas similares, teóricamente la sobrerresistencia de vigas planas resulta al menos un 6 % mayor que en vigas de canto solo por el hecho de que sus luces a caras son diferentes (11). No obstante, esta diferencia tendría más sentido si fuese acometida por la normativa en términos de un aumento del coeficiente de sobrerresistencia, en lugar de una degradación de la clase de ductilidad o una restricción geográfica.

Teniendo en cuenta las anteriores consideraciones, se puede concluir que no parece ser más complicado garantizar la jerarquía pilar-viga en el caso de vigas planas que con vigas de canto siempre que se cumplan las restricciones de ancho.

### 3.5. Disipación energética cíclica

Diversos estudios experimentales sobre nudos de vigas planas con anchura mayor que la máxima establecida por EC8 (9,31) o sin proyecto sísmico (28,29) muestran que el comportamiento histerético de vigas planas es peor que en vigas de canto, debido a la menor adherencia de la armadura externa al pilar y a la mayor fisuración de vigas planas en situación gravitacional.

Este estrangulamiento de ciclos provoca una disminución de capacidad global inferior al 10 %, frontera en algunos casos considerada para la calificación de estructuras con mal comportamiento cíclico (38, 39), y en todo caso mucho menor que el 33 % y 50 % de disminución de  $q$  propuesto por las normas italiana y española, respectivamente. Sin embargo, otras pruebas experimentales, en donde las vigas planas satisfacen la limitación de anchura de EC8 (33), muestran un comportamiento histerético adecuado de vigas planas, similar al de vigas de canto. Admitiendo que las evidencias experimentales son muy limitadas, no parece que el comportamiento cíclico sea un aspecto determinante en la capacidad global de las estructuras de vigas planas siempre y cuando tengan un ancho admisible.

### 3.6. Ductilidad local

La ductilidad local de una barra es el cociente entre su deformación última y de plastificación en términos de rotación, que puede entenderse como un “*drift*”: el ángulo (equivalente a su tangente bajo la hipótesis de pequeñas deformaciones) entre la tangente en un extremo de barra, donde se forma la rótula plástica en situación sísmica, y la cuerda que une dicho extremo con el punto de momento nulo dentro de la barra. La ductilidad de barra se relaciona con la ductilidad de sección a través de una longitud de rótula plástica cuyo valor proviene de un ajuste experimental que permita su inclusión dentro de un modelo teórico mecánico. Debido a la incertidumbre en la evaluación de la ductilidad de la barra, las normas generalmente garantizan el comportamiento adecuado exigiendo suficiente ductilidad seccional.

Las comparaciones tradicionales de ductilidad de vigas planas respecto a vigas de canto se plantean en términos de curvatura, no consideran patrones de armado correspondientes a clase de ductilidad alta (DCH), con armados casi simétricos, ni tampoco el comportamiento del hormigón confinado (40). En esos términos, usualmente la profundidad comprimida en vigas planas es mayor, así como su probabilidad de fallo por excesiva deformación del hormigón. Sin embargo, esos resultados no pueden extrapolarse al caso sísmico.

En analíticos exhaustivos sobre ductilidad de rotación (14) en parejas de vigas (de canto – plana) equirresistentes, acorde con Eurocódigo 8 parte 3 (41), se muestran que, para dimensionado en DCH, la ductilidad de curvatura es similar para vigas planas y de canto, mientras que la ductilidad de rotación es inferior para vigas planas (hasta un 25 % dependiendo del método utilizado). Esta diferencia puede ser aún más acusada si se corrige el modelo analítico de Eurocódigo 8 parte 3 para tener en cuenta la proporción de la sección, de canto o plana (40).

No obstante, esta disminución de ductilidad local no debe ser directamente extrapolada al factor de estructura ( $q$ ) de ambas tipologías. En efecto, la ductilidad global depende no solo de la ductilidad local de vigas sino también de la de pilares, que suelen llegar antes a condiciones últimas (27). Además, la ductilidad global depende del número de plantas involucradas en el mecanismo de colapso, cuya causa es el coeficiente de jerarquía pilar-viga, que suele ser mucho mayor en estructuras de vigas planas debido al sobredimensionado de pilares necesario para satisfacer los criterios deformativos de ELS (ver apartado 3) (27). Asimismo,  $q$  no solo depende de la ductilidad global, sino también de la sobrerresistencia global y de la elongación del periodo. En esta línea, se demuestra (14) que si dos estructuras similares, una con vigas planas y la otra con vigas de canto, presentan rigideces laterales elásticas similares, tal y como es previsible, su capacidad sísmica global es también similar.

Por tanto, la probable menor ductilidad local de vigas planas respecto de vigas de canto no redundaría necesariamente en una menor capacidad sísmica global.

## 4. CAPACIDAD SÍSMICA GLOBAL: VIGAS PLANAS VS. VIGAS DE CANTO

Del apartado anterior se concluye que, más allá de las limitaciones geométricas locales (ancho máximo de viga), no existe una justificación clara de las prohibiciones normativas

sobre vigas planas en lo concerniente a ductilidad o sismicidad geográfica, ya que si se respetan dichas limitaciones se puede esperar un desempeño adecuado para esta tipología. A fin de ratificar esta hipótesis, en esta sección se presentan los resultados de varios casos de estudio en los que se compara la capacidad sísmica global de estructuras similares resueltas alternativamente con vigas planas o de canto, conforme a las normas europea, italiana y española.

En un primer estudio, se evalúa la capacidad sísmica de un edificio típico residencial de cinco plantas y luces moderadas dimensionado para alta sismicidad ( $0.25g$ ) según EC8 y NCSE-02, con vigas de canto y planas en cada caso (Figura 3). Todos los casos se proyectan en ductilidad alta, excepto para el edificio de vigas planas en el caso español.

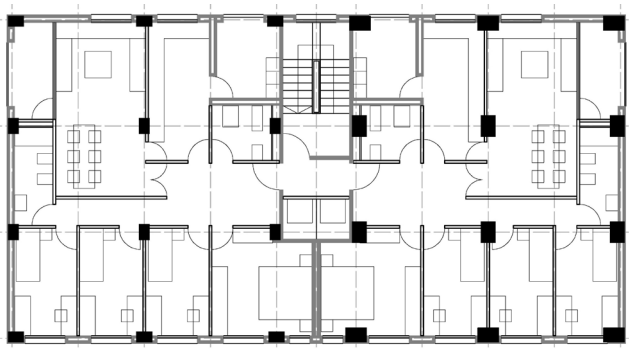


Figura 3. Dimensiones de pilares en edificios residenciales de 5 plantas proyectados según EC8 para sismicidad y ductilidad altas, con vigas de canto (mitad izquierda) y vigas planas (mitad derecha).

En los casos de EC8 la limitación de deformabilidad lateral es siempre la situación crítica, de tal manera que la rigidez de ambas estructuras (vigas planas y vigas de canto) resulta similar por necesidad, requiriéndose pilares de gran sección en el caso de vigas de canto, que en algunos casos puede llegar a ser inviable arquitectónicamente. La caída de ductilidad local de vigas se ve compensada por el enorme aumento de ductilidad en pilares y por el efecto ménsula en plantas bajas, que genera una gran convexidad en la base (Figura 1).

Para vigas planas, los pilares de planta baja alcanzan secciones de  $80 \times 55$  cm, mucho mayores que para vigas de canto ( $60 \times 40$  cm) aunque con menores cuantías. Debido a este sobredimensionado, el coeficiente global de seguridad es hasta un 35 % mayor en el edificio de vigas planas.

Las vigas planas tienen ancho relativamente pequeño ( $65 \times 30$  cm) debido a que en el perímetro se alinean a haces exteriores con los pilares apantallados. Cuando acometen a los pilares en su lado largo, quedan embebidos en toda su sección en la mayoría de casos. Probablemente, si no se hubiera impuesto como criterio de proyecto la homogeneización de vigas en todas las plantas del edificio y si se hubieran remetido hacia dentro unos 10 cm los pilares, podrían haberse proyectado vigas más anchas y por tanto los pilares podrían haber reducido sus dimensiones. De esta manera, la planta baja no quedaría tan condicionada espacial y funcionalmente por los pilares.

Muy probablemente las dimensiones de los pilares podrían reducirse hasta valores viables arquitectónicamente sin más

que disponer algunos muros de cortante, como suele ser práctica habitual en los edificios residenciales aprovechando los núcleos verticales. La estructura resultante se clasificaría en términos de EC8 como estructura dual equivalente a porticada, es decir, aquella en la que los pórticos siguen resistiendo más del 50 % de la acción lateral. Sin embargo, AN-EC8 no permite esta solución, puesto que solo admite vigas planas cuando la estructura dual sea equivalente a murada, es decir, donde los muros resisten la mayor parte de la acción. La norma italiana NTC no explicita cómo proceder en estos casos, pero es práctica habitual el asumir que siempre que existan vigas planas que operen como elementos principales se debe degradar la clase de ductilidad a media (DCM) (8).

La gran sobrerresistencia en toda la columna vertical del edificio se traduce en factores de jerarquía pilar-viga muy importantes. Como consecuencia, los mecanismos de colapso en estructuras de vigas planas involucran siempre un mayor número de plantas que para vigas de canto, aumentándose la ductilidad global de los pórticos de vigas planas (Figura 4).

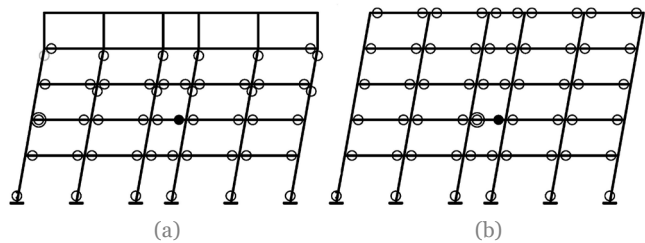


Figura 4. Mecanismos de colapso para pórticos interiores del edificio caso de estudio dimensionado para EC8, con vigas de canto (a) y vigas planas (b).

La capacidad sísmica global de los edificios de vigas planas resulta ser en todos los casos mayor o igual que para vigas de canto, no solo cuando se dimensionan aquellas con menor  $q$  sino también cuando se considera ductilidad alta en ambas tipologías. La explicación es la siguiente: el mayor tamaño de pilares en estructuras de vigas planas (debido a las exigencias de ELS y  $P-\Delta$ , a la limitación de vuelo lateral de la sección de viga respecto al pilar, a la imposibilidad de reducir drásticamente secciones a su paso por el forjado, y en menor medida a las exigencias de anclaje de redondos longitudinales de mayor tamaño en vigas) provoca: un aumento del coeficiente de jerarquía y por tanto una mayor altura de mecanismo de colapso; un aumento del efecto ménsula; menor axil relativo y por tanto mayor capacidad de rotación, que conjuntamente con el aumento de rigidez conlleva un aumento de ductilidad local; y una mayor capacidad de rotación en vigas planas.

Esta tendencia se confirma mediante un análisis paramétrico de 72 pórticos planos dimensionados con vigas planas y vigas de canto con norma europea (EC8), italiana (NTC) y española (NCSE-02) pero utilizando siempre ductilidad alta. En este análisis se asumen conservadoramente mecanismos de colapso similar para ambas tipologías, despreciando la ventaja que presentan las vigas planas en este sentido. Los resultados muestran (Figura 5) que para normas que limitan la deformabilidad lateral en ELS (EC8 y NTC), los pórticos de vigas planas tienen en promedio mejor desempeño que los de vigas de canto, a costa en algunos casos de la funcionalidad arquitectónica, sobre todo para edificios altos de luces importantes para alta sismicidad.



En definitiva: una serie de condicionantes normativos y constructivos, con más relevancia en estructuras de vigas planas que en vigas de canto, obligan a aumentar la sección de pilares, generándose un aumento de sobrerresistencia y ductilidad global que compensa con creces cualquier déficit de ductilidad local.

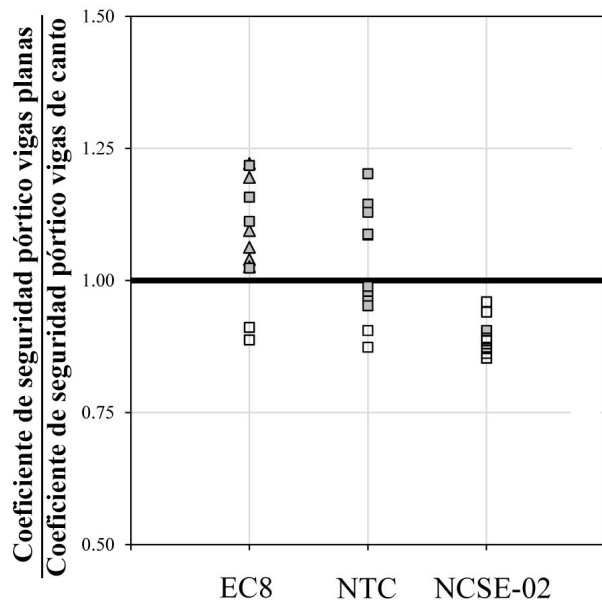


Figura 5. Coeficiente global de seguridad relativo (planas/de canto) en estructuras de ambos tipos proyectadas según distintas normas (24).

Podría ser discutible desde el punto de vista económico la pertinencia de dimensionar en ductilidad alta las estructuras de vigas planas para sismicidad media-alta, donde los requisitos de deformaciones son críticos. En efecto, si los requisitos de ELS, independientes de la clase de ductilidad elegida, generan una sobrerresistencia mayor que el cociente entre los valores de  $q$  asociados a DCH y DCM, quiere decir que la estructura podría dimensionarse tranquilamente para el cortante basal correspondiente a DCM y ahorrando el material y la mano de obra necesaria para el proyecto y ejecución de secciones en DCH.

Sin embargo, razonamientos económicos de este tipo deberían quedar a juicio del proyectista, es decir, quizá debería ser una opción y no una obligación rebajar la clase de ductilidad. A falta de más evidencias experimentales que demuestren lo contrario, quizá no existen razones mecánicas claras que justifiquen una penalización tan importante en términos de ductilidad o de sismicidad geográfica.

## 5. RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO SÍSMICO DE PÓRTICOS CON VIGAS PLANAS EN DUCTILIDAD ALTA SEGÚN EUROCÓDIGO 8

Aunque AN-EC8 prohíbe su uso, en esta sección se dan algunas pautas prácticas sobre el proyecto según EC8 de estructuras porticadas de hormigón armado con vigas planas en ductilidad alta, a sabiendas de que en zonas de alta sismicidad puede resultar más económico adoptar ductilidad media. Finalmente, se muestran algunos ejemplos y se discute la viabilidad del proyecto con vigas planas en comparación con las vigas de canto para distintas situaciones.

A la hora de predimensionar la sección de las vigas planas, es importante tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Especialmente en alta sismicidad, se debe estimar la conveniencia económica de incrementar el canto del forjado plano para que las vigas no requieran un ancho desmesurado y los pilares no deban tener secciones demasiado grandes a causa de la limitación de vuelo de la sección de la viga. Si no, el coste espacial y funcional puede ser inasumible.
- Para edificios de altura media-elevada y alta sismicidad, puede ser conveniente establecer anchos de viga decreciente en altura, puesto que la acción gravitatoria no constituye la situación crítica. Así se posibilita una reducción análoga en las dimensiones de los pilares.
- En vigas de borde resulta especialmente difícil hacer cumplir el límite del vuelo de viga respecto al pilar. Puede convenir que los pilares se coloquen un poco remetidos hacia el interior del edificio, aunque esta condición a veces no conviene arquitectónicamente. También puede ser una solución de compromiso proyectar las vigas perimetrales de canto, ya que, aunque se necesite encofrado específico, al menos permiten el trazado libre de instalaciones en el interior del edificio.

Respecto al predimensionado de los pilares:

- Si es posible, deberían apantallarse en la dirección de las vigas transversales, de manera que ofrezcan su mayor ancho al encuentro con las vigas principales.
- En edificios de altura media-elevada, suelen empezar a reducirse los tamaños solo en la parte superior. La parte inferior y central suele requerir las dimensiones máximas constantes.
- No suele ser posible reducir la dimensión de los pilares menos de 35-40 cm, a causa de la exigencia de una longitud de anclaje suficiente del armado longitudinal de las vigas a través de los pilares. Podría tenerse en cuenta el sobredimensionado de este armado, aunque EC8 no lo avala explícitamente.

Respecto a la modelización estructural: EC8 sugiere la consideración de una rigidez efectiva reducida por fisuración de aproximadamente el 50 % de la rigidez bruta elástica. Sin embargo, no se especifica si los extremos de los ejes que quedan embebidos en el volumen del nudo se deben considerar infinitamente rígidos, elásticos o fisurados. En (23) se sugiere tratar como rígidos únicamente los extremos de las vigas, lo que resulta en una modelización que en cierta manera refleja la mayor rigidez efectiva del panel de nudo de viga plana que en vigas de canto.

Respecto al proyecto en ELS:

- El proceso iterativo hasta hallar las dimensiones óptimas suele partir del requisito de hacer cumplir las plantas intermedias, que es donde se concentra la mayor demanda de drift.
- Las primeras plantas no sufren casi distorsión, debido al efecto ménsula, pero no suele ser una buena práctica constructiva que en una planta los pilares sean de menor dimensión que en otra planta superior.
- En las últimas plantas sí suele ser posible reducir las secciones de los pilares si las luces no son muy grandes, pues en ese caso las vigas suelen ser anchas y los pilares están obligados a no ser mucho más estrechos.



Respecto al proyecto en ELU:

- Las vigas planas se pueden considerar con su resistencia a flexión completa (momento y cortante) siempre que se cumpla la limitación de anchura.
- En pórticos de vigas planas se requiere mayor redistribución que en vigas de canto a fin de hacer óptimas las leyes de momentos, causando positivos más próximos en valor absoluto a los negativos, de tal manera que el armado sea lo más simétrico posible, pues ello redonda en su mayor ductilidad local. La redistribución está permitida en el proyecto sísmico en concomitancia con la adopción de un cierto factor de estructura (42).
- En alta sismicidad, los pilares suelen armarse por mínimos y con diámetros pequeños por el requerimiento de atado por ramas de estribos a distancias cortas.
- En pórticos de vigas planas la comprobación de jerarquía pilar-viga suele ser trivial, dadas las grandes dimensiones de pilares requeridos por el proyecto en ELS.

## 6. CONCLUSIONES

En este artículo se discute la pertinencia de las limitaciones normativas al uso de pórticos con vigas planas como único sistema resistente horizontal en zona sísmica, especialmente en el ámbito español, donde la NCSE-02 degrada la clase de ductilidad a baja y el Anejo Nacional al Eurocódigo 8 impide su uso en zonas de sismicidad media y alta.

Un análisis comparado exhaustivo de la normativa internacional muestra que la tendencia es a tratar a las vigas planas como a las vigas convencionales de canto, con la única salvedad de que su ancho debe ser limitado, de tal manera que las estructuras resultantes pueden ser dimen-

sionadas en ductilidad alta y utilizadas para cualquier sismicidad.

Se estima que normas actuales como Eurocódigo 8 o las normas americana y neozelandesa, son capaces de resolver las deficiencias históricas que podrían presentar los pórticos de vigas planas y que en algunos casos las asimilaba a losas bidireccionales: menor rigidez, transmisión incompleta de esfuerzos en encuentros, bielas de nudo sobresolicitadas, jerarquía de resistencias dificultosa, precaria disipación energética y menor ductilidad local.

Se comprueba mediante diversos análisis que efectivamente las estructuras de vigas planas proyectadas en ductilidad alta, cuando se dimensionan de acuerdo a normativas que exigen rigidez lateral en ELS, presentan un adecuado comportamiento sísmico, similar al de vigas de canto, debido a la compensación de capacidad global que proporcionan los pilares de mayor sección.

Si bien es cierto que se requieren mayores resultados experimentales y analíticos, es cuando menos discutible la existencia de prohibiciones normativas al uso de vigas planas que vayan más allá de su limitación de ancho, al no haber evidencias mecánicas claras que las justifiquen. Probablemente el uso de vigas planas en ductilidad alta y en zonas de alta sismicidad podría llegar a ser inviable desde el punto de vista económico o arquitectónico, debido especialmente al requerimiento de pilares de sección desmesurada, pero una cierta cantidad de estudios científicos evidencian que al menos debería ser una opción para el proyectista.

En todo caso, el uso de vigas planas en estructuras porticadas formando sistemas duales con unos pocos muros de cortante, resultando en estructuras de tipo equivalente a porticada, podría mitigar esta desventaja de funcionalidad.

## REFERENCIAS / REFERENCES

- (1) ACI (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (318-08)*. ACI Committee 318, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, Estados Unidos.
- (2) NZS (2006). *Concrete Structures Standard: Part 1 – The Design of Concrete Structures, NZS 3101 part 1*. New Zealand Standards, Wellington, Nueva Zelanda.
- (3) CEN (2004). *Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance – Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings*. European Standard EN 1998-1:2003 – Comité Européen de Normalisation, Bruselas, Bélgica.
- (4) MMAPOP (2000). *Norma sismorresistente EAK 2000*. Ministerio de Medio Ambiente, Planificación y Obras Públicas, Atenas, Grecia (en griego).
- (5) CS. LL. PP. (2009). *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"*. Gazzetta ufficiale della Repubblica Italiana, 47, Roma, Italia (en italiano).
- (6) CPNS (2002). *Norma de construcción sismorresistente NCSE-02*. BOE 2002 n° 244, Madrid, España.
- (7) CPNS (2016). *Anejo Nacional AN/UNE-EN 1998-1, Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes – Parte 1*. Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, Ministerio de Fomento, Madrid, España.
- (8) De Luca, F., Verderame, G.M., Gómez-Martínez, F., Pérez-García, A. (2014). The structural role played by masonry infills on RC building performances after the 2011 Lorca, Spain, earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering* 12 (5): 1999-2026. <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9500-1>
- (9) LaFave, J.M., Wight, J.K. (2001). Reinforced concrete wide-beam construction vs. conventional construction: resistance to lateral earthquake loads. *Earthquake Spectra* 17 (3): 479-505. <https://doi.org/10.1193/1.1586185>
- (10) Goldsworthy, H.M., Abdouka, K. (2012). Displacement-based assessment of non ductile exterior wide band beam-column connections. *Journal of Earthquake Engineering* 16(1): 61-82. <https://doi.org/10.1080/13632469.2011.597488>
- (11) Gómez-Martínez, F. (2015). *FAST simplified vulnerability approach for seismic assessment of infilled RC-MRF buildings and its application to the 2011 Lorca (Spain) earthquake*. Tesis doctoral, Universitat Politècnica de València, Valencia, España. Disponible en [hdl.handle.net/10251/54780](http://hdl.handle.net/10251/54780)
- (12) Gentry, T.R., Wight, J.K. (1992). *Reinforced concrete wide beam-column connections under earthquake-type loading*. Report n° UMCEE 92-12. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, Estados Unidos.

- (13) Quintero-Febres, C.G., Wight, J.K. (1997). *Investigation on the seismic behavior of RC interior wide beam-column connections*. Report nº UMCEE 97-15. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, Estados Unidos.
- (14) Gómez-Martínez, F., Alonso-Durá, A., De Luca, F., Verderame, G.M. (2016). Ductility of wide-beam RC frames as lateral resisting system. *Bulletin of Earthquake Engineering* 14 (6): 1545-1569. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-9891-x>
- (15) Hawkins, N.M., Mitchell, D. (1979). Progressive collapse of flat plate structures. *ACI Structural Journal* 76 (7): 775-808. <https://doi.org/10.14359/6981>
- (16) Gómez-Martínez, F., Pérez-García, A., De Luca, F., Verderame, G.M. (2015). Comportamiento de los edificios de HA con tabiquería durante el sismo de Lorca de 2011: aplicación del método FAST. *Informes de la Construcción* 67 (537): e065. <https://doi.org/10.3989/ic.12.110>
- (17) Gómez-Martínez, F., Pérez-García, A., Alonso-Durá, A., Martínez-Boquera, A., Verderame, G.M. (2015). Eficacia de la norma NCSE-02 a la luz de los daños e intervenciones tras el sismo de Lorca de 2011. *Actas del Congreso Internacional sobre Intervención en Obras Arquitectónicas tras Sismo: L'Aquila (2009), Lorca (2011) y Emilia Romagna (2012)*, Murcia, España.
- (18) Cabañas, L., Carreño, E., Izquierdo, A., Martínez, J.M., Capote, R., Martínez, J., Benito, B., Gaspar, J., Rivas, A., García, J., Pérez, R., Rodríguez, M.A., Murphy, P. (2011). *Informe del sismo de Lorca del 11 de mayo de 2011*. España.
- (19) Goula, X., Figueras, S., Irizarry, J., Macau, A., Barbat, A., Lantada, N., Carreño, M.L., Valcárcel, J., Combescure, D., Belvaux, M., Monfort, D., Bremond, S., Verrhies, G., Camares, C., Bairrao, R. (2011). *Rapport de la mission AFPS du séisme de Lorca*. Francia.
- (20) Regalado, F., Lloret, V. (2011). *Análisis y reflexiones sobre los terremotos del 11 de mayo del 2011 acontecidos en Lorca (sugerencias para el futuro)*. España.
- (21) De Miguel, J.L. (2011). *Lorca*. Departamento de Estructuras – ETSAM. Madrid, España.
- (22) Roldán, J., Carrillo, S., Granados, J., Ruiz, D., Romera, J., Romera, M. (2012). *Experiencias para un protocolo técnico de actuación tras terremotos*. Fundación Universitaria San Antonio, Murcia, España.
- (23) Fardis, M.N. (2009). *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings*. Ed. Springer, London, Reino Unido.
- (24) ACI (1989). *Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-89)*. ACI Committee 318, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, Estados Unidos.
- (25) ACI-ASCE (1991). *Recommendations for design of beam-column connections in monolithic reinforced concrete structures (ACI 352R-91)*. Joint ACI-ASCE Committee 352, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, Estados Unidos.
- (26) CPNS (1994). *Norma de construcción sismorresistente NCSR-94*. Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, Madrid, España.
- (27) Gómez-Martínez, F., Alonso-Durá, A., De Luca, F., Verderame, G.M. (2016). Seismic performances and behaviour factor of wide-beam and deep-beam RC frames. *Engineering Structures* 125: 107-123. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.06.034>
- (28) Benavent-Climent, A., Cahís, X., Vico, J.M. (2010). Interior wide beam-column connections in existing RC frames subjected to lateral earthquake loading. *Bulletin of Earthquake Engineering* 8: 401-420. <https://doi.org/10.1007/s10518-009-9144-3>
- (29) Benavent-Climent, A., Cahís, X., Zahran, R. (2009). Exterior wide beam-column connections in existing RC frames subjected to lateral earthquake loads. *Engineering Structures* 31: 1414-1424. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.008>
- (30) Li, B., Kulkarni, S.A. (2010). Seismic behavior of reinforced concrete exterior wide beam-column joints. *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 136 (1): 26-36. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2010\)136:1\(26\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2010)136:1(26))
- (31) Fadwa, I., Ali, T.A., Nazih, E., Sara, M. (2014). Reinforced concrete wide and conventional beam-column connections subjected to lateral load. *Engineering Structures* 76: 34-48. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.06.029>
- (32) Masi, A., Santarsiero, G., Nigro, D. (2013). Cyclic tests on external RC beam-column joints: role of seismic design level and axial load value on the ultimate capacity. *Journal of Earthquake Engineering* 17 (1): 110-136. <https://doi.org/10.1080/13632469.2012.707345>
- (33) Masi, A., Santarsiero, G. (2013). Seismic tests on RC building exterior joints with wide beams. *Advanced Materials Research* 787: 771-777. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.787.771>
- (34) Mirzabagheri, S., Tasnimi, A.A., Mohammadi, M.S. (2016). Behavior of interior RC wide and conventional beam-column roof joints under cyclic load. *Engineering Structures* 111: 333-344. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.12.011>
- (35) Mirzabagheri, S., Tasnimi, A.A., Issa, F. (2018). Experimental and numerical study of reinforced concrete interior wide beam-column joints subjected to lateral load. *Canadian Journal of Civil Engineering* 45: 947-957. <https://doi.org/10.1139/cjce-2018-0049>
- (36) Behnam, H., Kuang, J.S. (2018). Exterior RC wide beam-column connections: effect of spandrel beam on seismic behavior. *Journal of Structural Engineering* 144(4), 1-13. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001995](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001995)
- (37) Nudo, R., Sarà, G., Viti, S. (2004). Influence of floor structures on seismic performance of RC frames. *Actas del 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canadá, paper nº 424.
- (38) FEMA (2000). *Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA-356*, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, Estados Unidos.
- (39) Calvi, G.M. (1999). A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings. *Journal of Earthquake Engineering* 3 (3): 411-438. <https://doi.org/10.1142/S136324699900017X>
- (40) Gómez-Martínez, F., Pérez-García, A. (2022). Yielding and ultimate deformations of wide and deep reinforced concrete beams. *Buildings* 2022 (12): 2015. <https://doi.org/10.3390/buildings12112015>
- (41) CEN (2005). *Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance – Part 3: assessment and retrofitting of buildings*. European Standard EN 1998-1:2003 – Comité Européen de Normalisation, Bruselas, Bélgica.
- (42) Paulay, T. (1976). Moment redistribution in continuous beams of earthquake resistant multi-storey reinforced concrete frames. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering* 9 (4): 205-212. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.9.4.205-212>