



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), 1-14. [e065]. 10.3989/ic.12.110

Peer reviewed version

Link to published version (if available):  
[10.3989/ic.12.110](https://doi.org/10.3989/ic.12.110)

[Link to publication record in Explore Bristol Research](#)  
PDF-document

## University of Bristol - Explore Bristol Research

### General rights

This document is made available in accordance with publisher policies. Please cite only the published version using the reference above. Full terms of use are available:  
<http://www.bristol.ac.uk/pure/about/ebr-terms.html>

### Take down policy

Explore Bristol Research is a digital archive and the intention is that deposited content should not be removed. However, if you believe that this version of the work breaches copyright law please contact [open-access@bristol.ac.uk](mailto:open-access@bristol.ac.uk) and include the following information in your message:

- Your contact details
- Bibliographic details for the item, including a URL
- An outline of the nature of the complaint

On receipt of your message the Open Access Team will immediately investigate your claim, make an initial judgement of the validity of the claim and, where appropriate, withdraw the item in question from public view.

# COMPORTAMIENTO DE LOS EDIFICIOS DE HA CON TABIQUERÍA DURANTE EL SISMO DE LORCA DE 2011: APLICACIÓN DEL MÉTODO FAST

INFILLED RC BUILDINGS PERFORMANCES DURING THE 2011 LORCA, SPAIN, EARTHQUAKE: APPLICATION OF FAST APPROACH

**Fernando Gómez Martínez**<sup>\*(1)</sup>, **Agustín Pérez García**<sup>(1)</sup>,  
**Flavia De Luca**<sup>(2)</sup> y **Gerardo Mario Verderame**<sup>(2)</sup>

## RESUMEN

Se ofrece una hipótesis de comportamiento de los edificios porticados de hormigón armado de Lorca ante el terremoto de 2011, mediante la aplicación del método FAST, procedimiento de estimación simplificada de la vulnerabilidad a gran escala de dichos edificios contando con la contribución estructural de la tabiquería de fábrica. Este terremoto tuvo una aceleración de pico (PGA) tres veces superior a la básica de proyecto; sin embargo, se caracterizó por la práctica ausencia de colapsos. Se estudian las propiedades del evento sísmico y las particularidades de la edificación para, a través de la aplicación de FAST, tratar de confirmar que dicha ausencia de colapsos pudiera deberse a la contribución estructural de la tabiquería, a pesar de no ser proyectada con ese fin ni regulada por las sucesivas regulaciones normativas. Los resultados obtenidos confirman en buena medida dicha hipótesis, siendo el nivel medio de daño previsto consistente con el escenario real.

## SUMMARY

*A back analysis aimed at the evaluation of reinforced concrete frame buildings performance during the 2011 Lorca, Spain, earthquake is provided by applying FAST method. This is a simplified approach for the estimation of large-scale vulnerability of RC moment resisting frame buildings. It accounts for the structural contribution of non-structural masonry infills. Lorca earthquake showed a Peak Ground Acceleration (PGA) three times higher with respect to that recommended by local design code. However, damage observed seldom included building collapses. Characteristics of the seismic event and features of the local building stock are studied aimed at showing, through the application of FAST, whether the low amount of collapses could be a consequence of the additional contribution provided by infills, despite their non-structural role in local code design framework. FAST damage scenario showed a fair*

---

\* Persona de contacto/Corresponding author: [fergomar@mes.upv.es](mailto:fergomar@mes.upv.es)

<sup>(1)</sup> Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras, Escuela Técnica Superior de Arquitectura, Universitat Politècnica de València, Valencia (España)

<sup>(2)</sup> Departamento de Estructuras para la Ingeniería y la Arquitectura, Universidad Federico II, Nápoles (Italia)

*agreement with observed damage, providing a confirmation on the structural role played by masonry infills.*

**PALABRAS CLAVE:** Terremoto de Lorca, vulnerabilidad, tabiquería, FAST, nivel de daño, rotura frágil, NCSE-02.

**KEYWORDS:** *Lorca earthquake, vulnerability, infills, FAST, damage states, brittle failure, seismic code NCSE-02.*

## 1. INTRODUCCIÓN

El terremoto de Lorca 2011 constituye una referencia obligada a fin de evaluar la idoneidad de las distintas tipologías y normas sísmicas nacionales. Se han ofrecido diversas interpretaciones acerca del desempeño de los edificios porticados de hormigón armado (HA) a la luz de los daños producidos y de las características del evento (1, 2, 3, 4). Todas ellas coinciden en señalar que, teniendo en cuenta el alto valor de aceleración máxima de pico registrada (PGA) con respecto a la aceleración básica para Lorca, la cantidad de daños estructurales graves o colapsos es relativamente baja, comportamiento que atribuyen al elevado coeficiente de seguridad provisto por las sucesivas normas sísmicas. Sin embargo, en estudios sobre otros terremotos del área mediterránea (5, 6) se ha apuntado a la contribución de la tabiquería de fábrica como causa de dicha mejora global en el desempeño. Diversos enfoques han sido propuestos para la evaluación del comportamiento de esta tipología estructural: desde aquéllos a media o gran escala, que se basan en la obtención indirecta de curvas de capacidad en base a las propiedades mecánicas (7, 8) como aquéllos a escala de edificio, que proponen modelaciones explícitas para la tabiquería (9). En particular, para el caso del terremoto de Lorca, se han llevado a cabo análisis de la influencia de la tabiquería mediante modelos no lineales de elementos finitos (10) o modelos energéticos (11), ambos centrados, por el contrario, en la influencia negativa de la tabiquería.

En este artículo se presenta un método simplificado denominado FAST para la estimación de la vulnerabilidad a gran escala de edificios porticados de HA considerando la contribución estructural de la tabiquería; queda enmarcado dentro de las metodologías espectrales basadas en el desempeño. Este procedimiento se aplica al caso específico del terremoto de Lorca, teniendo en cuenta las características locales en cuanto a normativa de proyecto, tipología estructural y particularidades constructivas, obteniéndose unos resultados de daño medio esperado que se comparan con las estadísticas reales de daño observado. FAST se ha validado previamente con

otros terremotos (Emilia, Italia, mayo de 2012) (12), y con otros métodos de mayor precisión aplicados sobre edificios específicos (13).

## **2. METODOLOGÍA: PROCEDIMIENTO DE VULNERABILIDAD FAST**

FAST es un procedimiento de estimación simplificada de la vulnerabilidad a gran escala de edificios porticados de HA con tabiquería de fábrica, contando con su contribución estructural en términos de resistencia y rigidez (5). Es un desarrollo teórico construido a partir de valores obtenidos según criterios normativos, estudios de campo, ensayos de laboratorio y referencias bibliográficas basadas en estos mismos procedimientos.

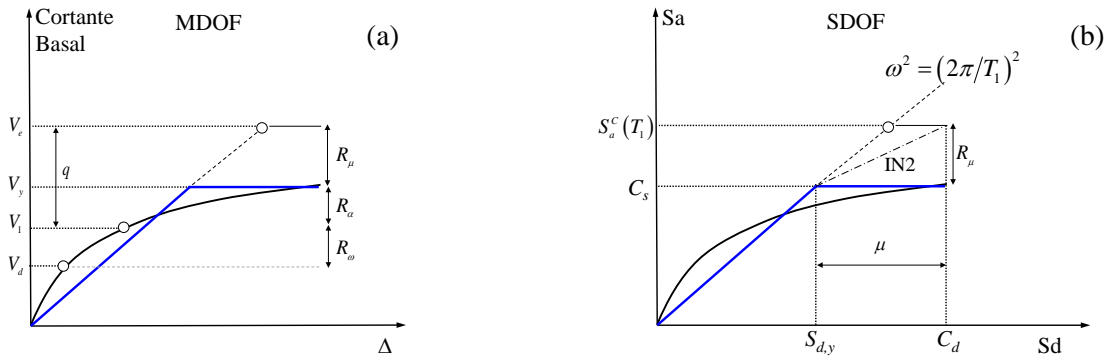
Clasifica simplificada los edificios en clases, según el número de plantas y la norma vigente en el momento de su construcción, permitiendo predecir aproximadamente el nivel medio de daño esperado para cada una de ellas según el evento sísmico. Se basa en: (i) la definición simplificada de la curva de capacidad (CC) para los pórticos de HA tabicados, y (ii) la interpretación aproximada de los niveles de daño (DS) de la escala EMS-98 (14) en términos de desplazamiento.

En el punto 2.1 se ofrece una aproximación del desempeño donde no se cuenta con el aporte de la tabiquería; en el punto 2.2 se muestra el procedimiento para estructuras uniformemente tabicadas en altura; y finalmente en el punto 2.3 se explica la extensión del método para estructuras con una reducción de la tabiquería en planta baja.

### **2.1 Estructuras porticadas de HA desnudas**

Es posible estimar la capacidad mínima de las estructuras porticadas de HA, sin tener en cuenta la contribución de la tabiquería, desde un punto de vista basado en el cumplimiento de la normativa (15). La CC aproximada (Fig. 1a), se define mediante los puntos de fluencia y capacidad última, ambos a un esfuerzo cortante máximo  $V_y$ . Éste se obtiene amplificando el cortante de proyecto por dos coeficientes de sobrerresistencia,  $R_w$  y  $R_a$ , que dan cuenta respectivamente de: la resistencia real media del acero de armar respecto a la de proyecto, y la redundancia estructural. El cortante de proyecto se obtiene multiplicando la aceleración espectral de proyecto  $S_a(T)$  por la masa de proyecto –masa superficial ( $m_d$ ) por el área en planta y por el número de alturas ( $n$ ), y afectada por un valor  $\lambda_d$ , fracción de masa participante del modo fundamental respecto de la total— y por el coeficiente de mayoración de acciones para la

combinación accidental  $\gamma_d$ . Esta CC se transforma a ambiente aceleración-desplazamiento (ADRS) (Fig. 1b) correspondiente a un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF). La capacidad  $C_{s,RC}$  [2a] se obtiene dividiendo  $V_y$  por la masa participante del primer modo, producto de masa real –masa superficial ( $m_r$ ) por el área en planta y por el número de alturas ( $n$ )— por la fracción de masa participante respecto de la total ( $\Gamma \cdot m^*/M$ ), reales. La ductilidad se obtiene a través de una relación  $R_\mu - \mu - T_1$  (16). Finalmente se obtiene la curva IN2 (17), que representa la relación entre demanda espectral elástica de aceleración y demanda inelástica de desplazamiento.



**Figura 1.** CC idealizada para una estructura desnuda (a) y en formato ADRS con su correspondiente IN2 (b).

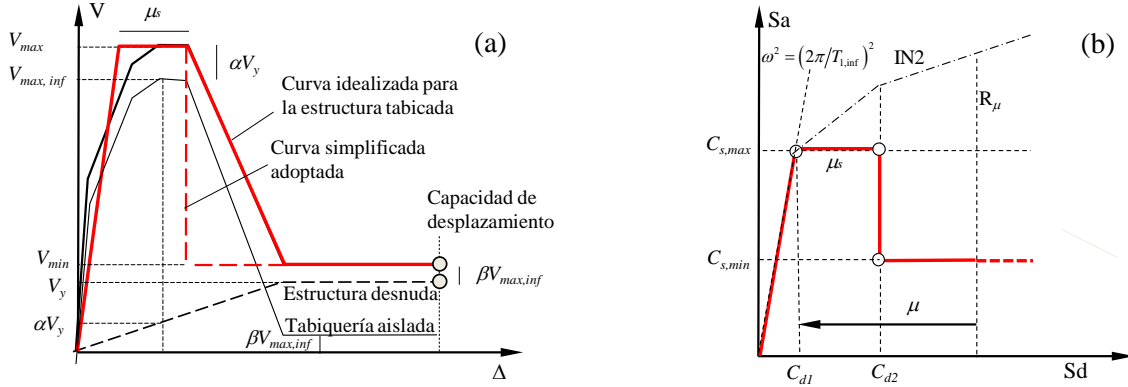
## 2.2 Estructuras porticadas de HA uniformemente tabicadas: FAST

FAST se basa en la expresión en términos de desplazamiento relativo entre plantas (IDR) de los umbrales de cada DS (según la European Macroseismic Scale, EMS-98), y en la definición aproximada de CC para cada clase de edificio tabicado, que permite expresar aquellos umbrales en términos de PGA. De esta manera, dado un evento con una cierta PGA, se puede conocer para cada clase de edificio qué DS medio se espera. Parte de las siguientes premisas: (i) que ninguna planta del edificio está totalmente exenta de tabiquería (véase 3.2.2); (ii) que el mayor daño se alcanza en planta baja (18); y (iii) que durante el progresivo daño de la tabiquería no se producen roturas frágiles en la estructura de HA, no caracterizables mediante un umbral de IDR –asunción común al resto de métodos analíticos de vulnerabilidad a gran escala (8, 19, 20)—.

### 2.2.1 Curva de capacidad (CC)

La CC se estima como suma de las correspondientes a la estructura desnuda de HA y a la tabiquería aislada (Fig. 2a) (21). Está formada por un tramo inicial elástico hasta alcanzar el máximo cortante, constante en el segundo tramo, seguido de una caída de resistencia

correspondiente a la rotura frágil de la tabiquería, y un tramo final constante. Para definirla en formato ADRS (Fig. 2b) se necesitan 4 parámetros:  $C_{s,max}$  y  $C_{s,min}$  [1], aceleraciones espectrales máxima y mínima a partir de las capacidades independientes [2] de HA ( $C_{s,RC}$ ) y tabiquería ( $C_{s,w}$ , calculada como su resistencia nominal a cortante  $\tau_{max}$  por el área relativa de tabiquería en planta baja  $\rho_{w,l}$ ), ponderadas con sendos factores  $\alpha$  y  $\beta$ ;  $\mu_s$ , ductilidad de la tabiquería; y  $T_{eff,inf}$ , el periodo efectivo de la estructura tabicada [3], dependiente de la altura total ( $H$ ), de  $\rho_{w,l}$  y de un coeficiente de transformación de elástico a efectivo ( $\kappa$ ) (22). En [2], los valores del numerador son de proyecto, dependientes de cada norma, mientras que los del denominador son los estimados como reales, comunes a todos los casos. La correspondiente IN2 (Fig. 2b) se obtiene a través de una nueva relación  $R_\mu - \mu - T_{eff,inf}$  (17). Por último, se transforma el eje de ordenadas a unidades de PGA, dependiendo del periodo de proyecto en cada caso.



**Figura 2.** CC aproximada de un edificio de HA tabicado (a), y su representación en formato ADRS (b).

$$C_{s,max} = \alpha \cdot C_{s,RC} + C_{s,w}; \quad C_{s,min} = C_{s,RC} + \beta \cdot C_{s,w}; \quad C_{s,max} \geq C_{s,min} \quad [1]$$

$$C_{s,RC} = S_a(T) \frac{m_d}{m_r} \frac{\lambda_d \gamma_d}{\Gamma\left(\frac{m^*}{M}\right)} R_\omega R_\alpha; \quad C_{s,w} = \frac{\tau_{max}}{m_r} \frac{\rho_{w,l}}{\Gamma\left(\frac{m^*}{M}\right)} \frac{1}{n} \quad [2]$$

$$T_{eff,inf} = \kappa \cdot T_{el,inf} = \kappa \cdot 0.0023 \frac{H}{\sqrt{\rho_{w,l}}} \quad [3]$$

### 2.2.2 Niveles de daño (DS)

Estableciendo qué umbrales de desplazamiento espectral marca los límites entre cada uno de los DS, se utilizan las IN2 para conocer qué DS provoca cada PGA. La asociación de un desplazamiento espectral a cada DS se efectúa a través de varios pasos [4]: (i) se vincula cada DS

con un IDR de planta baja ( $IDR_{DSj}$ ); (ii) se calcula el desplazamiento de coronación ( $d_{n/DSj}$ ) mediante un patrón deformado aproximado preestablecido; y (iii), se transforma ese desplazamiento a SDOF dividiendo por el factor de participación del primer modo ( $\Gamma$ ).

El primer paso se realiza mediante una interpretación empírico-mecánica de los DS 1, 2 y 3 respecto a la tabiquería: respectivamente, las descripciones cualitativas de la EMS-98 para los DS1 (“fisuras en tabiques y particiones”), DS2 (grietas en tabiques y particiones) y DS3 (grandes grietas en tabiques y particiones, colapso de paneles aislados) se vinculan con el final de la fase elástica, pico de resistencia máxima y colapso total de la tabiquería.

Para el segundo paso, se asume que la deformada es la de un modelo de cortante, con acción lateral triangular que crece progresivamente, alcanzándose los sucesivos  $IDR_{DSj}$  en planta baja, conocidos (Fig. 3a). Cada  $d_{n/DSj}$  se obtiene como suma del desplazamiento de planta baja más el del resto de plantas [4], afectando a este último conjunto mediante tres factores reductivos que representan respectivamente la relación entre el valor de planta baja y el valor medio de las plantas superiores para la rigidez elástica de la tabiquería ( $\chi$ ), el esfuerzo cortante ( $\zeta$ ) y la degradación de rigidez por fisuración de la tabiquería ( $\gamma$ ). El DS3 se supone que se alcanza a partir del DS2 sólo con un aumento de la deformación de la planta baja, de altura  $h_1$ .

$$S_{d|DS1} = \frac{d_{n/DSj}}{\Gamma}; \quad d_{n/DSj} = \begin{cases} d_{n/DS1} = IDR_{DS1} \cdot h_1 [1 + \chi \cdot \zeta \cdot (n-1)] & , j = 1 \\ d_{n/DS2} = IDR_{DS2} \cdot h_1 [1 + \chi \cdot \zeta \cdot \gamma \cdot (n-1)] & , j = 2 \\ d_{n/DS3} = d_{n/DS2} + h_1 (IDR_{DS3} - IDR_{DS2}) & , j = 3 \end{cases} \quad [4]$$

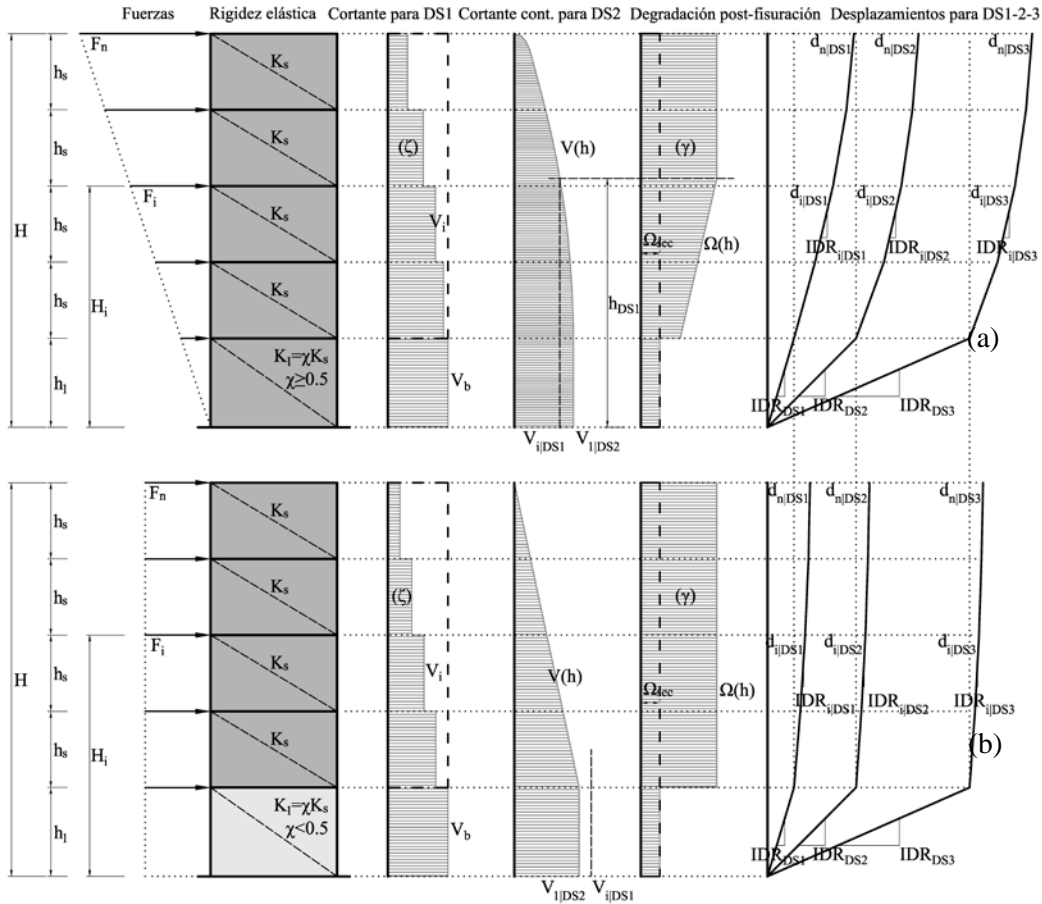
### 2.3 Estructuras porticadas de HA no uniformemente tabicadas: FAST generalizado

El método se ha ampliado (23) para incluir la posibilidad de una reducción de la tabiquería de planta baja, permitiendo la evaluación de cualquier situación intermedia entre el edificio uniformemente tabicado en altura y el de planta baja diáfana (llamado “pilotis”). Para ello, ha sido necesario redefinir tanto el modelo deformativo como conjunto de variables.

El factor  $\chi$  en este caso no sólo depende de la diferente altura de la planta baja, sino también del diferente porcentaje de tabiquería y en menor medida de la rigidez de la estructura de HA de planta baja, que deja de ser despreciable. Por tanto,  $\chi$  puede asumir cualquier valor entre 1 (uniforme) y algo mayor que 0 (pilotis). Se ha definido, en base a una minimización del error (23), el valor intermedio –0.5— como charnela para separar los edificios en dos modelos

deformativos diferentes (Fig. 3): uniforme ( $\geq 0.5$ ) y no uniforme ( $< 0.5$ ), con patrón de fuerzas lineal y constante, respectivamente. A partir de ahí se deducen las expresiones para el resto de variables: factores  $\zeta$  y  $\gamma$ ; función de degradación en la tabiquería,  $\Omega(h)$ ; fracción de masa participante del primer modo respecto de la total para el SDOF, ( $m^*/M$ ); factor de participación del primer modo,  $\Gamma$ ; y rigidez global normalizada, ( $K_g/A_b$ ).

Estas variables permiten calcular los correspondientes  $d_{n/DSj}$  así como el periodo efectivo a partir del elástico, en este caso con la expresión general del SDOF en forma cerrada [5] en lugar de con la fórmula numérica [3].



**Figura 3.** Modelos teóricos adoptados para las estructuras uniformemente tabicadas (a) y no uniformemente tabicadas (b)

$$T_{eff,inf} = \kappa \cdot T_{el,inf} = \kappa \cdot 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{K^*}} = \kappa \cdot 2\pi \sqrt{\left(\frac{m^*}{M}\right) \frac{m_r}{(K_g/A_b)}} \sqrt{n} \quad [5]$$



### **3. CASO DE ESTUDIO: SISMO DE LORCA DE 2011**

Se ha elegido como caso de estudio para la aplicación y validación del método FAST el terremoto de Lorca de mayo de 2011. Las especiales características del evento sísmico (véase 3.1) y del parque edificado de HA (véase 3.2) permiten especificar los valores que asumen los diferentes parámetros del método, mientras que el escenario de daño (véase 3.3) sirve como patrón de comparación para los resultados del procedimiento (véase 4).

#### **3.1 Evento sísmico**

El terremoto principal ( $M_w=5.1$ ) fue un evento impulsivo, con un foco muy cercano a la ciudad (3km) y muy poco profundo (4km), de una duración efectiva extremadamente reducida (1.01s para la dirección N-S), con una demanda cíclica baja (índice de Cosenza y Manfredi (24)  $I_D=2.57$ ), y con una elevada PGA, 0.37g para la dirección N-S, tres veces mayor que la aceleración básica (0.12g según la NCSE-02 (25)) para edificios residenciales. Fue precedido por un importante terremoto precursor ( $M_w=4.5$ ,  $PGA=0.29g$ ). En (5) se ha comprobado la directividad del terremoto principal en la dirección perpendicular a la falla (FN),

#### **3.2 Características de los edificios de HA de Lorca**

En esta sección se analizan las propiedades estructurales típicas del sureste español, así como las características constructivas específicas para Lorca.

##### 3.2.1 Características estructurales

Para los edificios residenciales porticados usuales de HA, la zona de aplicación de todas las sucesivas normas sísmicas ha sido aproximadamente coincidente con una reducida zona del sur de España, donde se encuentra Lorca. Estas normas, al contrario que el Eurocódigo 8 (26), no son tan restrictivas como para exigir planteamientos estructurales diferentes a los usados para un proyecto sólo ante cargas gravitatorias (27). Por tanto, en la zona sureste de España, de sismicidad media-alta, el proyecto sismorresistente se basa en una adaptación de las estructuras típicas gravitatorias.

Las normas sísmicas en España han sido, cronológicamente: el capítulo 7 de la MV-101 (1962) (28), la PGS-1 (1968) (29), la PDS-1 (1974) (30), la NCSR-94 (1994) (31), la actualmente obligatoria NCSE-02 (2002) y finalmente el Anexo 10, no obligatorio, de la EHE-08 (2008) (32), orientado hacia el Eurocódigo 8 (2004), no obligatorio.

En la Tabla 1 se observan las diferencias de la NCSE-02 con respecto al EC8. La norma europea promueve las estructuras de HA que: (i) desarrollen mecanismos de colapso dúctiles, y (ii) no se vean excesivamente influenciadas por la tabiquería. Las estructuras resultantes son, por tanto, más rígidas y con mayor grado de seguridad (33, 27).

**Tabla 1.** Reglas de las diversas normas: incluido (O), no incluido (X), incluido sin cuantificar (XO).

Norma	MV-101	PGS-1	PDS-1	NCSR-94	NCSE-02	EHE-08	EC8
Análisis modal	X	O	O	O	O	O	O
Peligrosidad en $a_b$	X	X	X	O	O	O	O
Análisis dinámico	X	X	X	O	O	O	O
Factor de estructura	X	X	X	O	O	O	O
Reglas de detalle de armado	X	X	X	O	O	O	O
Jerarquía de resistencias	X	X	X	XO	XO	O	O
Proyecto de pilares cortos	X	X	X	X	XO	O	O
Proyecto por capacidad	X	X	X	X	X	O	O
Pilares: límite compresión	X	X	X	X	X	O	O
Límite deformación	X	X	X	X	X	X	O
Irregularidad en alzado	X	X	X	X	X	X	O
Interacción de tabiquería	X	X	X	X	X	X	O
Restricción de forjado plano	X	X	X	O	X	X	X

Los mecanismos de colapso dúctiles se consiguen distribuyendo por el edificio rótulas plásticas en los extremos de vigas. Cualquier otro tipo de mecanismo, como el de planta débil/blanda o las roturas frágiles, se consideran “contraindicados” (34) y la intención de la mayoría de normas actuales es evitarlos. Sin embargo, las reglas de la NCSE-02, al menos tomadas individualmente, no parecen eficaces para dicho fin.

Las reglas sobre la jerarquía de resistencias (nudo sobre barra, pilar sobre viga y cortante sobre momento) son cualitativas, no cuantitativas (como es usual en el resto de normas sísmicas nacionales actuales, que siguen el patrón del EC8 en esta prescripción). En la norma se presentan explícitamente los objetivos del proyecto con jerarquía, pero la metodología sugerida para alcanzar dichos objetivos no garantiza su éxito. Dicha metodología se basa en requerir mayores coeficientes de seguridad para unos elementos o solicitaciones que para otros, en vez de operar directamente con las capacidades. Esta metodología de hecho se ha sustituido en el anexo de la EHE-08 por un procedimiento similar al del EC8.

Por otra parte, el proyecto de pilares cortos por capacidad no es obligatorio, ni tampoco se especifica cómo resolver su armado. Tampoco se previene la formación de pilares “cautivos” por la tabiquería, es decir, aquéllos que ven reducida su altura libre de cortante efectiva por quedar confinados entre paños de tabiquería.

En efecto, respecto a la tabiquería, la NCSE-02 no impide que su acción sobre el resto de la estructura convierta el proyecto en inseguro. La influencia de la tabiquería sobre estructuras de HA es doble: del lado beneficioso, aporta una resistencia y rigidez inicial adicional; del lado perjudicial, aumenta la demanda espectral debido a la reducción del periodo, induce una degradación de resistencia global debido a su rotura frágil y normalmente reduce la capacidad de desplazamiento total porque provoca un mecanismo de colapso menos repartido (35), que puede ser de planta débil especialmente si la distribución de la tabiquería en altura no es uniforme. Además, su interacción con los pilares puede provocar roturas frágiles (10, 11, 36). Nada de esto se regula, ni directa ni indirectamente.

El EC8, aunque no considera explícitamente la tabiquería en el modelo estructural, proporciona reglas para lidiar con la irregularidad en altura como la reducción del factor de estructura y la compensación de resistencia perdida mediante un incremento de la de los pilares, además de alargar las regiones críticas en pilares cautivos o con tabiquería a un solo lado. Estas reglas, junto con la limitación del desplazamiento lateral y el proyecto por capacidad, proporcionan una rigidez y resistencia tal que se minimiza la importancia relativa de la tabiquería, de tal manera que la no consideración de su influencia global y local no lleva a proyectos del lado de la inseguridad (27).

En consecuencia, las sucesivas normas han permitido que las soluciones estructurales del parque edilicio de HA se resuelvan con forjados planos (37), sin pantallas de cortante, con pilares de menor sección, cortos o “cautivos”, con estribado en ocasiones insuficiente, y presenten reducción de la tabiquería y aumento de la altura libre de planta baja sin ningún tipo de modificación estructural en dicha planta.

### 3.2.2 Características constructivas

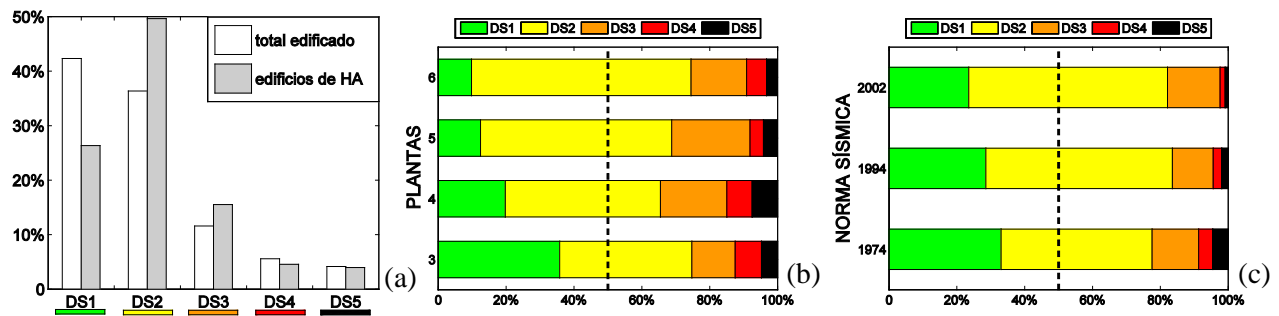
Del cruce de los datos presentes en (1) y (37), se deduce que un 54% del parque edificado corresponde a estructuras de HA. De (5) se extrae que la mayoría de edificios de HA tienen de 3 a 6 plantas, y como norma de construcción típica las de 1974, 1994 y 2002.

Respecto a la cantidad de tabiquería, algunos autores (8, 38) sugieren para los edificios residenciales mediterráneos un valor medio para todas las plantas de 2.5% del área en planta, efectivo en cada dirección. Este dato se ha confrontado con un estudio observacional en Lorca (23), donde se han medido las tabiquerías distinguiéndolas entre externas (cerramientos y medianeras), alineadas (internas insertadas en pórticos) e internas (el resto), teniendo en cuenta los vanos. Sin contar la tabiquería interna, los resultados medios son: 2.6% para edificios uniformemente tabicados en altura, y 1.4% para las plantas bajas diáfanas, en su caso.

### 3.3 Escenario de daño

Se han elaborado clasificaciones en función del número de plantas y año de construcción de la totalidad del parque edificado (37), acordes con la escala EMS-98, que define 5 DS en orden creciente. Para los edificios de HA, los DS 1, 2 y 3 corresponden a daño no estructural ligero, moderado y grave, mientras que los DS 3, 4 y 5 corresponden a daño estructural moderado, grave y colapso, respectivamente.

Los datos han sido desagregados para obtener los específicos de los edificios de HA. Para éstos, la vulnerabilidad ha sido mayor que para el total edificado (Fig. 4a): la fracción de edificios de HA con daño estructural ( $DS \geq 3$ ), supera a los de fábrica (23.5% contra 19.3%). A pesar de ello, el daño estructural grave (DS 4 y 5) en HA es relativamente bajo (8.5%) teniendo en cuenta la desproporción entre la PGA del evento y la de proyecto. De hecho, sólo un edificio colapsó durante el terremoto.



**Figura 4.** Distribución de frecuencia de DS según EMS-98 para el parque edificado de Lorca (a), para los edificios de HA según el número de plantas (b) y según la norma sísmica aplicada (c) (35).

En la Fig. 4b y 4c se muestran los datos desagregados por plantas y edad, donde se aprecia claramente que el daño típico provocado por el terremoto es el DS2 (fisuración de tabiquería), que representa casi el 50% del total. El daño no estructural medio-alto (DS2 y 3) aumenta

claramente con la altura del edificio (Fig. 4b). En las Figs. 5a, 5b y 6b se muestran los mecanismos usuales de rotura de la tabiquería en su propio plano: por fisuración diagonal, por deslizamiento y por aplastamiento de las esquinas contra el pórtico de hormigón, respectivamente. Por razones de claridad, estas figuras muestran daños de nivel DS3 o mayor, que es superior al daño típico.

Por su parte, el daño estructural severo se reduce con las últimas normas, pasando de un 8.7% a un 2.4% para las normas de 1974 y 2002, respectivamente (Fig. 4c). Sin embargo, la práctica totalidad de los daños estructurales observados son de tipo “contraindicado” (véase 3.2.1), como mecanismos de planta baja débil/blanda (Fig. 5c) y roturas frágiles (Fig. 6). No se observan prácticamente daños en vigas ni forjados dada la preeminencia de mecanismos de planta débil/blanda y sobre todo de roturas frágiles, que imposibilita el desarrollo de la potencial capacidad de desplazamiento.

Las roturas frágiles comprenden los DS 4 y 5 (8.5%) más probablemente una fracción desconocida del DS3 (15%). Se observan roturas frágiles de: pilar a cortante, por falta de jerarquía entre las resistencias a cortante y momento (Fig. 6a); pilar a cortante, por interacción local con la esquina de la tabiquería (Fig. 6b); pilar corto a cortante (Fig. 6c); pilar “cautivo” por la tabiquería, a cortante (Fig. 6d); y nudo a cortante, por falta de jerarquía entre las resistencias de nudo y barra (Fig. 6e). Este último caso es menos frecuente en el caso de Lorca por ocurrir previamente la rotura de las cabezas de pilar.



**Figura 5.** Daño no estructural en tabiquería (DS2 o DS3): por fisuración diagonal (a) y por deslizamiento (b); y mecanismo de planta débil o blanda (DS4) (c).



**Figura 6.** Roturas frágiles (DS4): pilar a cortante por falta de jerarquía (a); pilar a cortante por interacción con la tabiquería (b); pilar corto (c); pilar “cautivo” (d); y nudo a cortante (e).

## 4. APLICACIÓN DEL MÉTODO Y RESULTADOS

En esta sección, las diferentes versiones del procedimiento explicado en el punto 2 se aplican al caso específico del terremoto de Lorca. La particularización de los valores que asumen los parámetros del método se efectúa en función de las características del evento sísmico y del parque edificado con HA en Lorca (véase 3).

### 4.1 Estructuras porticadas de HA desnudas

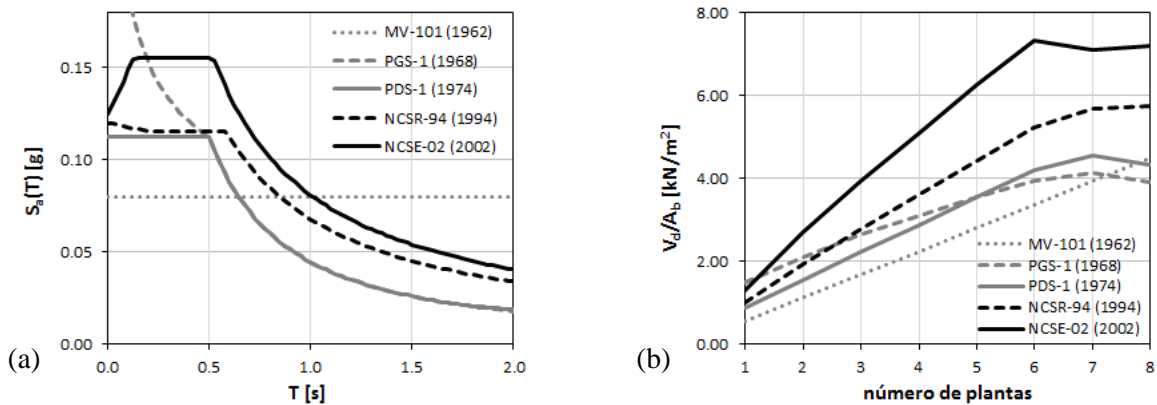
Para obtener la capacidad basada en el cumplimiento normativo se debe conocer el cortante basal de proyecto (Fig. 7b), para lo que se necesita conocer la aceleración espectral de proyecto (Fig. 7a), el periodo y la masa de proyecto para cada clase de edificio, teniendo en cuenta que en la época previa al ordenador el peso propio de pilares y vigas era usualmente despreciado. En la Tabla 2 se han calculado, para cada una de las normas mencionadas, los parámetros de cálculo correspondientes a Lorca, suponiendo un terreno promedio tipo II (39), tipo de estructura porticada de HA con vigas planas y sin pantallas de arriostramiento, vida útil 50 años y densidad de particiones alta.

A continuación se obtienen las CC e IN2 correspondientes, utilizando los valores de  $T_C$  para cada dirección (véase 3.1). A los parámetros  $R_\omega$  y  $R_\alpha$  se les asigna, respectivamente y de manera conservadora, los valores 1.45 (40) y 1.00 (41), éste último por suponer un colapso por mecanismo dúctil de planta baja débil (véase 3.2.1). La masa superficial real se estima en  $m_r=8\text{kN/m}^2$  para vivienda (8). Los valores elegidos para la fracción de masa participante y el periodo fundamental reales, debiendo ser valores comunes a todas las clases de edificio e independientes de la norma de proyecto, son los del EC8:  $\Gamma(m^*/M)=0.85$  y  $T_I=0.075H^{0.75}$ . Se

considera una altura de planta de 3.0m ( $h_{int}$ ), excepto la planta baja ( $h_I=3.5m$ ), acorde con la altura libre bajo vuelo exigida por el PGOU de Lorca (<http://www.urbanismo.lorca.es/TomoII.asp>)—.

**Tabla 2.** Valores de las variables que definen el cortante basal para cada norma

Norma	MV-101	PGS-1	PDS-1	NCSR-94	NCSE-02
Intensidad MSK ( $G$ )	VIII	VIII		-	
Aceleración básica [g]	implícito	$C_{0,5} \cdot R=0.15 \cdot 0.9=0.14$		$a_b=0.12$	
Contribución de Azores ( $K$ )	-	-		1.0	
Factor de suelo	implícito	$\delta=1.1$		$C=1.4; (S=1)$	$S=1.04$
Factor de riesgo	-	implícito		$\rho=1.0$	
Factor de amortiguamiento	-	$B=0.6$		$\nu=0.87$	$\nu=1.00$
Factor de estructura ( $\mu$ )	implícito	implícito		2	
Factor de respuesta ( $\beta$ )	-	variable según $T$		0.44	0.50
Máx. amplificación espectral ( $\alpha$ )	implícito	1.0		2.2	2.5
Periodo inicio de meseta [s]	-	0.0		$T_0=0.20$	$T_A=0.13$
Periodo final de meseta [s]	-	0.5		$T_j=0.59$	$T_B=0.52$
Aceleración espectral ( $S_a(T)$ )	implícito	$(C_{0,5} \cdot R \cdot \delta) \cdot \alpha(T) \cdot \beta(T)$		$(a_b \cdot \rho \cdot S) \cdot \alpha(T) \cdot (\nu \cdot \mu)$	
Máx. valor espectral ( $S_a(T)_{max}$ ) [g]	$s=0.08$	(0.11)	0.11	0.12	0.16
Periodo fundamental $T$ [s]	-	$0.09 \cdot H/L^{0.5}$		$0.09n$	
Coef. red.sobrecargas vivienda	0.5	0.5		0.3	0.5
Masa superficial ( $m_d$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]	7			8.6	9
Coef. combinación accidental ( $\gamma_d$ )	1.0	1.0	1.1	1.0	
Fracción de masa participante ( $\lambda_d$ ) (según el número de plantas)	-	1.00 (1), 0.90 (2), 0.86 (3), 0.83 (4), 0.82 (5), 0.81 (6), 0.80 (7), 0.79 (8)		1.00 (1), 0.97 (2), 0.93 (3), 0.91 (4), 0.89 (5), 0.88 (6), 0.87 (7), 0.86 (8)	

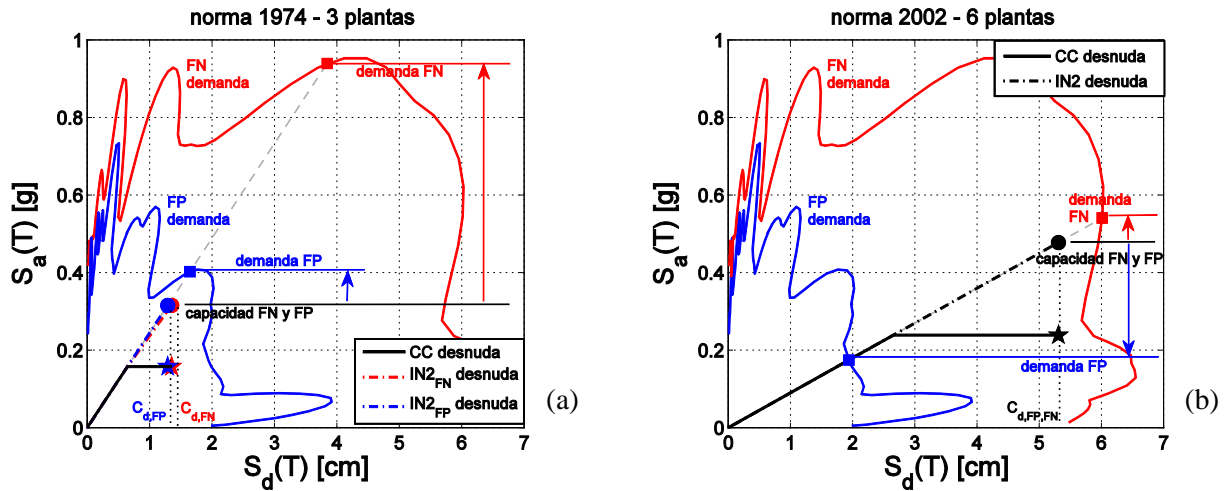


**Figura 7.** Espectros de proyecto para Lorca (a) y cortante basal normalizado (b).

Este proceso se repite para todas las clases de edificio en ambas direcciones: perpendicular y paralelamente a la falla (FN y FP, respectivamente). En la Tabla 3 se muestra la capacidad estimada  $S_a^C(T_1)$  para seis de las 12 clases, mientras que en la Fig. 8 se muestra, para otras dos clases, la CC y la IN2 superpuesta con la demanda. En la dirección desfavorable (FN), en todos los casos la demanda  $S_a^d(T_1)$  supera ampliamente a la capacidad.

**Tabla 3.** Capacidad estimada para los edificios de 3 y 5 plantas.

n [plantas]	3				5			
	$C_s$	$C_{d, FN}$	$C_{d, FP}$	$S_a^C(T)$	$C_s$	$C_{d, FN}$	$C_{d, FP}$	$S_a^C(T)$
Norma	[g]	[cm]	[cm]	[g]	[g]	[cm]	[cm]	[g]
PDS-1	0.16	0.78	0.59	0.32	0.16	1.58	1.57	0.32
NCSR-94	0.19	0.92	0.69	0.38	0.19	1.93	1.93	0.38
NCSE-02	0.23	1.08	0.82	0.45	0.23	2.27	2.27	0.45



**Figura 8.** Desempeño de los edificios de 3 plantas calculados según PDS-1 (a) y de 6 plantas según NCSE-02.

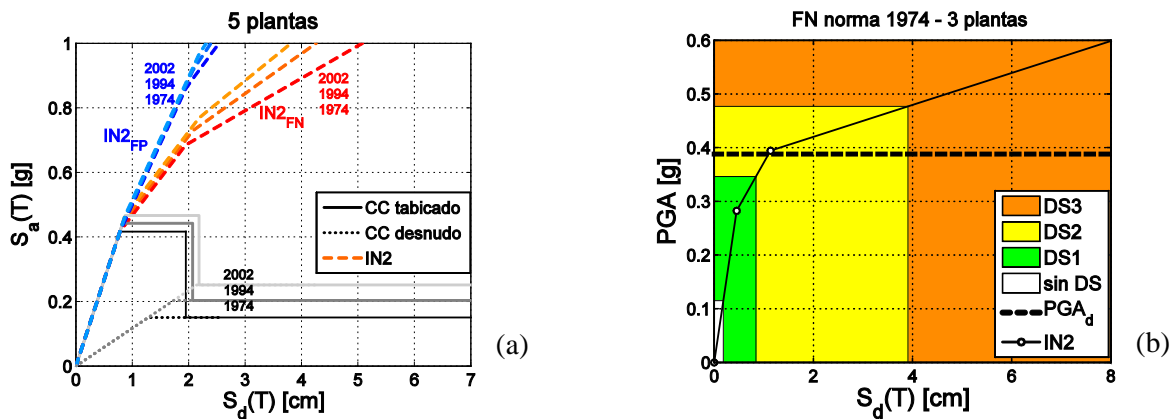
#### 4.2 Estructuras porticadas de HA uniformemente tabicadas

En este caso la CC se obtiene como suma ponderada de la capacidad de la estructura desnuda (véase 4.1), con la de la tabiquería, cuya  $\tau_{max}$  se considera igual a  $1.3 \cdot \tau_{cr}$  (42), con  $\tau_{cr}=0.35\text{MPa}$  (43). La densidad de tabiquería media se considera conservadoramente como 2.5% (véase 3.2.2), ya que contar con la tabiquería no insertada en marcos de pórticos aumentaría artificialmente la resistencia en mayor medida que lo haría la demanda debido a la reducción del periodo. Del lado de la seguridad,  $\alpha$  y  $\beta$  se consideran iguales a 0.5 y 0.0, respectivamente. El resto de valores asumidos para la CC son:  $\mu_s=2.5$  (44) y  $\kappa=1.4$  (8). Los valores adoptados de  $IDR_{Dsj}$  son (42, 45):

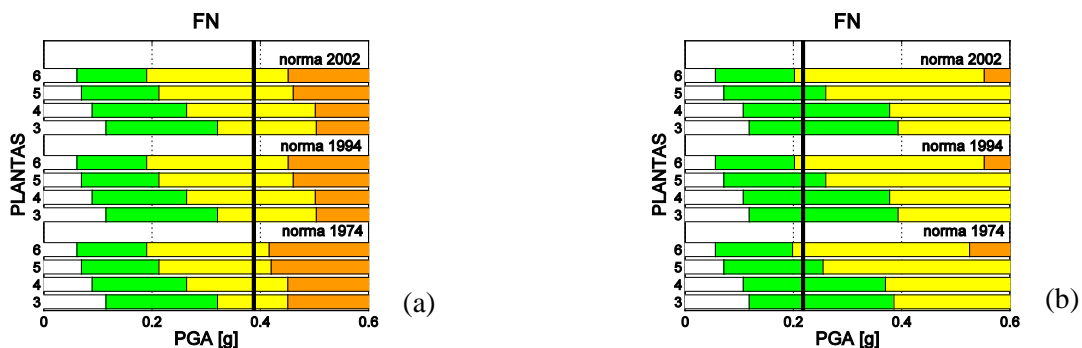


$IDR_{DS1}=0.3\%$ ,  $IDR_{DS2}=2.0\%$  e  $IDR_{DS3}=12.0\%$ . Por último, para los desplazamientos de coronación,  $\Omega_{sec}=0.25$  (46) (degradación de rigidez secante de la tabiquería de planta baja cuando alcanza el DS3).

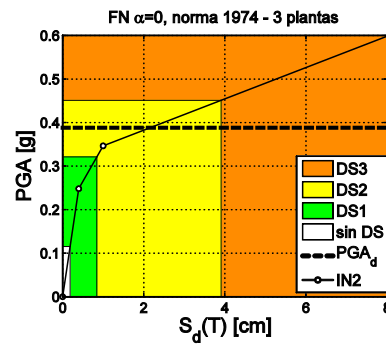
En la Fig. 9a se muestran todas las CC e IN2 para edificios tabicados de 3 plantas según todas las normas y en las dos direcciones; en la Fig. 9b se muestra, para los edificios de 3 plantas según la PDS-1 en la dirección desfavorable (FN), el DS medio esperado para la PGA del terremoto de Lorca, que resulta ser un DS2 (grietas en tabiques y particiones). En la Fig. 10a se muestran todos los resultados para las 12 clases de edificio identificadas, siendo igualmente el DS2 el daño medio previsto para todas ellas, con tendencia a incrementarse con el número de plantas. En la Fig. 10b se muestran los resultados de aplicar el método al terremoto precursor, a fin de estimar la severidad de los daños que ya acumulaban los edificios antes del terremoto principal y que eventualmente pudo haber aumentado su vulnerabilidad. Se estima que sólo en edificios altos la tabiquería pudo haber alcanzado el agrietamiento (DS2), aunque la fisuración (DS1) en este caso no es despreciable dada la gran importancia relativa de la resistencia aportada por la tabiquería.



**Figura 9.** CC e IN2 para edificios tabicados de 3 plantas (a), y daño medio esperado para edificios de 3 plantas según PDS-1 para la dirección FN (b)



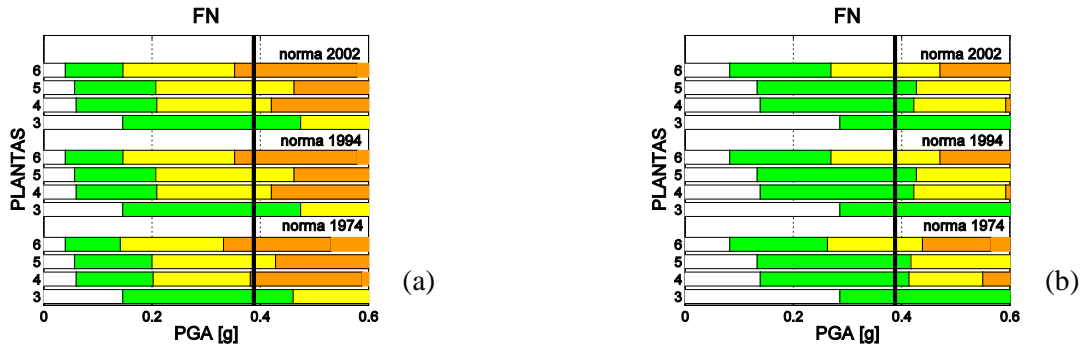
**Figura 10.** Daño medio esperado para todas las clases de edificio en la dirección FN, para el terremoto principal (a) y para el precursor (b).



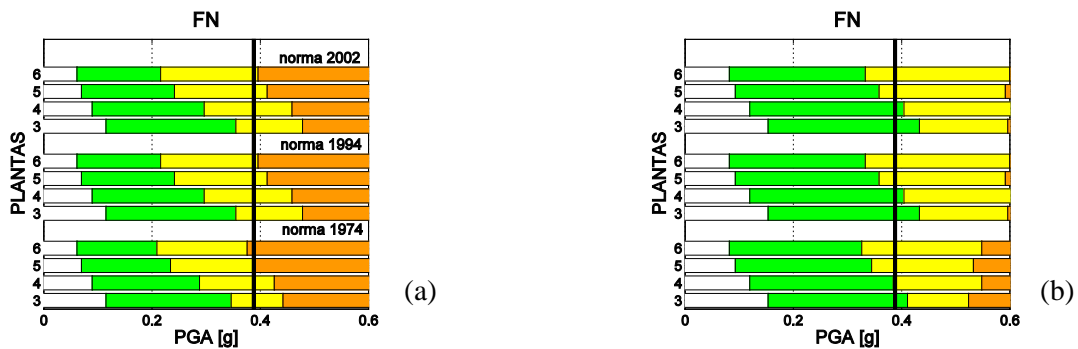
**Figura 11.** Daño medio esperado para edificios de 3 plantas según PDS-1 para la dirección FN, sin contribución del HA antes de la degradación de la tabiquería

Con la intención de resaltar la relevancia de la tabiquería en la resistencia al terremoto, se han obtenido resultados considerando el caso extremo de  $\alpha=0.0$  (Fig. 11): nula colaboración, antes de la degradación de la tabiquería, de la estructura de HA, ya que en muchos casos ésta puede no cumplir la norma sísmica correspondiente (3). Se observa que la tabiquería, por sí sola, resistiría el mismo terremoto con el mismo nivel medio de daño (DS2), alcanzándose niveles de PGA resistente para la degradación de la tabiquería (DS3) sólo un 15% inferiores a los que tendría con la contribución de la estructura debidamente proyectada.

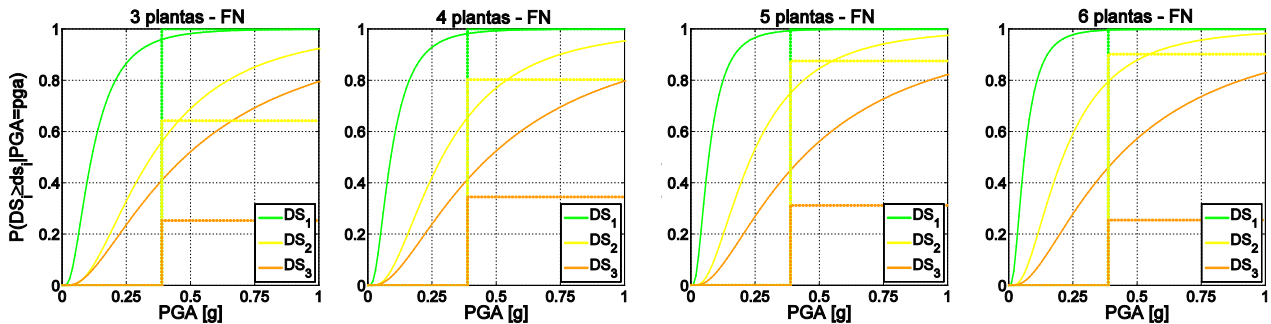
A fin de evaluar la influencia de la variabilidad de los parámetros de entrada más relevantes, se han obtenido resultados utilizando los límites inferior y superior para dichas variables. En la Fig. 12 se ha variado el área relativa de la tabiquería desde el 1.9% hasta el 4.2%, dependiendo de cómo se contabilice su efectividad (véase 3.2.2). En la Fig. 13 se han utilizado los límites inferior y superior para los IDR correspondientes a los diferentes DS propuestos en (45) y validados en (47) para otros terremotos mediterráneos. Los resultados de daño medio aproximadamente se sitúan en los límites del DS2: al comienzo del DS3 y al final del DS1. Finalmente, en la Fig. 14 se muestran las curvas de fragilidad preliminar para los edificios proyectados según PDS-1, suponiendo una distribución lognormal con desviación estándar logarítmica de 0.4 (48), superpuestas con los daños reales.



**Figura 12.** Daño medio esperado para todas las clases de edificio en la dirección FN, para un 1.9% (a) y un 4.2% (b) de tabiquería.



**Figura 13.** Daño medio esperado para todas las clases de edificio en la dirección FN, para valores de  $IDR_{DSj}$  en el límite inferior (a) y superior (b)



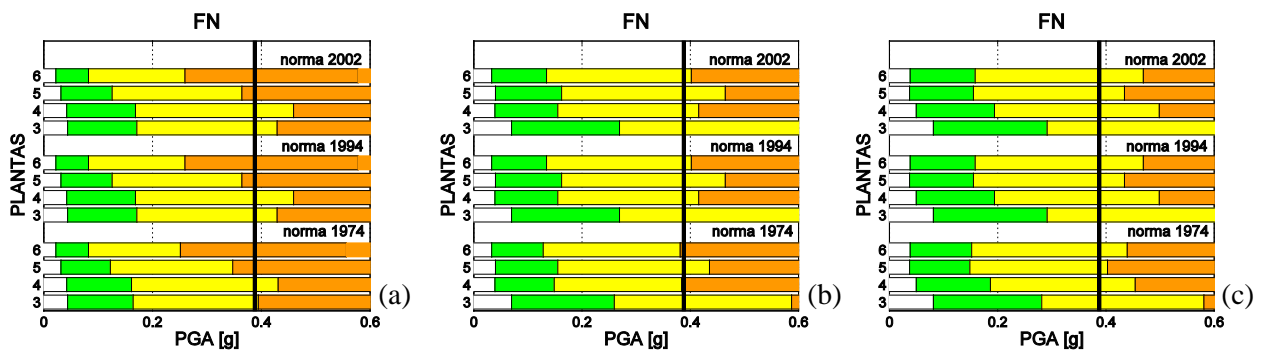
**Figura 14.** Curvas de fragilidad de los edificios proyectados según PDS-1 para la dirección FN, superpuestos con los daños reales (extraídos de la Fig. 4).

### 4.3 Estructuras porticadas de HA no uniformemente tabicadas

Por último, se ha aplicado el método generalizado a las clases de edificio con reducción de tabiquería en planta baja paradigmáticas para Lorca (véase 3.2.2). Se muestran los resultados (Fig. 15) para las tres hipótesis de contabilización de área relativa de la tabiquería: (i) suponiendo efectividad sólo a cerramientos y medianeras, lo que arroja unos valores promedio de 1.1% para la planta baja y 1.9% para el resto; (ii) suponiendo que también son efectivas las tabiquerías

interiores que se encuentran insertadas en un pórtico, rellenando un marco pilar-viga, lo que supone valores de 1.4% y 2.6%; y (iii) suponiendo que todas las tabiquerías contribuyen, correspondiente a porcentajes medios de 1.8% y 4.2%. Estas últimas tabiquerías normalmente se desprecian por no ser capaces de desarrollar el mecanismo de “puntal diagonal” (42) al entrar en campo inelástico; sin embargo, sí que influyen sobre el periodo elástico, y sobre todo sobre la deformabilidad de las plantas superiores cuando no entran en campo inelástico. En este caso probablemente el resultado más aproximado sea el de la Fig. 15c, dado que las plantas superiores se mantienen elásticas y en la baja no se encuentran tabiquerías internas.

Para la evaluación de la contribución de la estructura de HA a la rigidez de planta baja, se ha utilizado un método simplificado de proyecto simulado basado en las prescripciones normativas y características de los materiales típicas de cada época, arrojando valores extremos de contribución de los pilares que va desde un 4 a un 27% respecto de la tabiquería.



**Figura 15.** Daño medio esperado en la dirección FN para todas las clases de edificio no uniformemente tabicado, considerando como eficaces los cerramientos y medianeras (a), también la tabiquería insertada en marcos de pórtico (b) y toda la tabiquería (c)

## 5. DISCUSIÓN

A continuación se interpretan los resultados obtenidos, se comparan con el escenario de daños reales para estimar la viabilidad del método y se extraen algunas conclusiones sobre la influencia de la norma actual en el comportamiento de los edificios.

### 5.1 Interpretación de resultados

Los resultados obtenidos invitan a la siguiente lectura del evento sísmico: es posible que la causa principal del reducido número de colapsos durante el terremoto de Lorca haya sido la presencia de tabiquería. Los análisis mediante FAST muestran que las estructuras desnudas

deberían haber colapsado, mientras que, contando con el aporte de la tabiquería, el nivel medio de daño obtenido coincide en mayor medida con los daños observados.

Sobre el desempeño estimado de las estructuras desnudas se podría argumentar que se han tomado varias decisiones de forma conservadora. Si bien se ha considerado la sobrerresistencia material, la estructural puede ser mayor que la unidad aunque no se haya proyectado expresamente con jerarquía, sobre todo en el caso de vigas planas (49); y la capacidad de IDR de la planta baja normalmente es mayor que aquella consistente con el factor de estructura de normativa (50). Sin embargo, la desproporción entre la demanda y la capacidad es tan grande que es difícil justificar la ausencia de colapsos mediante dichos argumentos.

Sin embargo, contando con la contribución de la tabiquería, tanto si está uniformemente distribuida en altura como si no lo está, el valor del daño medio (DS2) y la tendencia con la altura del edificio son coincidentes con los datos del escenario real de daño (Fig. 4). Además, se muestra claramente que para estos niveles de daño no estructural, la contribución de la estructura de HA es mínima, con lo cual su proyecto sísmico no puede constituir la razón principal del buen comportamiento global. Los sucesivos estudios de sensibilidad muestran que, en cualquier caso, no se espera más allá de un daño medio dentro del rango de los daños no estructurales (DS1-DS3), sustancialmente lejanos del riesgo de colapso. Si en algunos resultados la tendencia con la altura del edificio es menos clara, se debe al uso de espectros de demanda reales no suavizados, muy sensibles a la variación del periodo.

## **5.2 Consideraciones sobre la norma sísmica actual**

Si la tabiquería puede haber coadyuvado a evitar colapsos, quizá el alto porcentaje de daños estructurales “contraindicados” se deba a las particularidades de las normas (véase 3.2.1). La mayor vulnerabilidad de los edificios de HA respecto de los de fábrica (Fig. 4a) puede deberse en parte al diferente tipo de suelo en la parte de la ciudad de construcción más reciente (39), pero también a las prácticas generalizadas en el proyecto de estructuras de HA.

Es cierto que la cantidad de roturas frágiles se reduce con la última norma: entre 2.4% y 17.9% mientras que para el total edificado en HA está entre 8.5% y 23.5%. Esta mejora puede deberse a la incorporación de reglas de detalle de armado (Tabla 1) así como el aumento de la demanda de proyecto (Fig. 7b). Sin embargo, las roturas frágiles constituyen casi la totalidad de los daños estructurales observados, incluso para la NCSE-02 (2).

Se puede argumentar que para el proyecto en ductilidad baja, mayoritario, la NCSE-02 en cierto modo asume el riesgo de permitir mecanismos de planta y roturas frágiles, ya que éstos tendrían lugar a un mayor cortante basal debido a la exigente limitación de la NCSE-02 para el factor de estructura de proyecto (2.0). Esta limitación ha demostrado ser conservadora en exceso mediante ensayos experimentales (49), y en consecuencia no existe en la mayoría de normas de referencia (EC8, la estadounidense ACI 318-08 o la neozelandesa NZS 3101). Sin embargo, para proyecto en ductilidad media y alta es inadmisibles el riesgo de sufrir roturas frágiles o mecanismos de planta, ya que se confía en el desarrollo de un mecanismo global. Esto deja a la norma actual en una situación comprometida, si bien esa tipología es menos frecuente en España.

Respecto del mecanismo de planta baja débil/blanda, algunos autores sostienen que puede ser una opción de proyecto en baja ductilidad, dada la mayor facilidad de reparación de daños que si estuvieran en los forjados de todo el edificio (4). Sin embargo, otros autores (27) estiman que nunca es una solución adecuada el concentrar daño en cabezas de pilar, pues son los responsables de la estabilidad del edificio completo.

Finalmente, parece contraproducente la alta dependencia del aporte de la tabiquería, ya que no se proyecta con fines estructurales ni se controlan sus propiedades mecánicas, las uniones a la estructura, su disposición, geometría y presencia de huecos. A este respecto, el EC8 provee estructuras menos dependientes de la existencia o no de tabiquería (27).

## **6. CONCLUSIONES**

Se ha ofrecido una hipótesis de comportamiento de los edificios de HA usuales en Lorca ante el terremoto de mayo de 2011, mediante el método FAST, que es un procedimiento de estimación simplificada de la vulnerabilidad a gran escala de edificios porticados de HA con tabiquería de fábrica, contando con su contribución estructural en términos de resistencia y rigidez. Se han considerado las propiedades del evento sísmico y las particularidades de la edificación local derivadas de las regulaciones de las sucesivas normas, teniendo en cuenta las propiedades mecánicas garantizadas en cada caso aunque contando con un cierto nivel de incertidumbre en su conocimiento. Asimismo, se ha tenido en cuenta la posible reducción de tabiquería en planta baja.

Los resultados de predicción de daño medio han sido razonablemente validados confrontándolos con el escenario de daño existente, y sugieren que, en efecto, la causa principal del reducido número de colapsos durante el terremoto de Lorca, teniendo en cuenta la

desproporción entre la demanda y la aceleración de proyecto, se debe a la presencia de obras de fábrica (cerramientos y particiones) que contribuyeron a aumentar la resistencia y la rigidez de la estructura aunque no fueran proyectadas ni controladas con ese fin. A la vista de dicho comportamiento, se han discutido las regulaciones de las normas españolas que fijan la relevancia de la tabiquería en comparación con la estructura de HA.

## AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo ha sido realizado con los medios proporcionados por la Conselleria de Educació de la Generalitat Valenciana mediante la beca BFPI/2009/133, y en colaboración con la *Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica – ReLUIS – Linea 1.1.2*. Los autores agradecen a Mercedes Feriche y a las empresas Calconsa XXI, Arquitectos Ingenieros Asociados y Martínez Llorente Arquitectura su valiosa información.

## BIBLIOGRAFÍA

- (1) 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*.
- (2) Goula, X., Figueras, S., Irizarry, J., Macau, A., Barbat, A., Lantada, N., Carreño, M.L., Valcárcel, J., Combesure, D., Belvaux, M., Monfort, D., Bremond, S., Verrhiest, G., Camares, C., Bairrao, R. (2011). *Rapport de la mission AFPS du séisme de Lorca*.
- (3) Regalado, F., Lloret, V. (2011). *Análisis y reflexiones sobre los terremotos del 11 de mayo del 2011 acontecidos en Lorca (sugerencias para el futuro)*.
- (4) De Miguel, J.L. (2011) *Lorca*. Departamento de Estructuras, ETSAM.
- (5) De Luca, F., Verderame, G.M., Gómez Martínez, F., Pérez García, A. (2013). The structural role played by masonry infills on RC building performances after the 2011 Lorca, Spain, earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, DOI 10.1007/s10518-013-9500-1.
- (6) Ricci, P., De Luca, F., Verderame, G.M. (2011). 6th April 2009 L'Aquila earthquake, Italy – Reinforced concrete building performance. *Bulletin of Earthquake Engineering* 9(1):285-305.
- (7) Dolšek, M., Fajfar, P. (2001). Soft storey effects in uniformly infilled reinforced concrete frames. *Journal of Earthquake Engineering* 5(1):1-12.
- (8) Ricci, P. (2010). *Seismic vulnerability of existing RC buildings*. Tesis. Università degli Studi di Napoli Federico II, Nápoles, Italia.
- (9) Verderame, G.M., De Luca, F., Ricci, P., Manfredi, G. (2011). Preliminary analysis of a soft-storey mechanism after the 2009 L'Aquila earthquake. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40(8):925-944.
- (10) Hermanns, L., Fraile, A., Alarcón, E., Álvarez, R. (2013). Performance of buildings with masonry infill walls during the 2011 Lorca Earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, DOI 10.1007/s10518-013-9499-3

- (11) Benavent-Climent, A., Escobedo, A., Donaire-Ávila, J., Oliver-Saiz, E., Ramírez-Márquez, A.L. (2013). Assessment of expected damage on buildings subjected to Lorca earthquake through an energy-based seismic index method and nonlinear dynamic response analyses. *Bulletin of Earthquake Engineering*, DOI 10.1007/s10518-013-9513-9
- (12) Manfredi, G., Prota, A., Verderame, G.M., De Luca, F., Ricci, P. (2013). 2012 Emilia earthquake, Italy: reinforced concrete buildings response. *Bulletin of Earthquake Engineering*, DOI 10.1007/s10518-013-9512-x
- (13) Verderame, G.M., De Luca, F., De Risi, M.T., Del Gaudio, C., Ricci, P. (2012). *A three level vulnerability approach for damage assessment of infilled RC buildings: The Emilia 2012 case (V 1.0)* <http://www.reluis.it/>
- (14) Grunthal, G. (editor) (1998). European Macroseismic Scale 1998. *Cahiers du Centre Europeen de Geodynamique et de Seismologie*, 7, Luxembourg, 99p.
- (15) Gómez Martínez, F., Pérez García, A., De Luca, F., Verderame, G.M., Manfredi, G. (2012). Preliminary study of the structural role played by masonry infills on RC building performances after the 2011 Lorca, Spain, earthquake. *Actas del 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa.
- (16) Vidic, T., Fajfar, P., Fischinger, M. (1994). Consistent inelastic design spectra: strength and displacement. *Earthquake engineering and structural dynamics* 23:502-521.
- (17) Dolšek, M., Fajfar, P. (2004). IN2 – A simple alternative for IDA”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 33:1395-1416.
- (18) Dolce, M., Cardone, D., Ponzó, F.C., Valente, C. (2005). Shaking table tests on reinforced concrete frames without and with passive control systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34:1687-1717.
- (19) Kircher, C.A., Nassar, A.A., Kutsu, O., Holmes, W.T. (1997). Development of building damage functions for earthquake loss estimation. *Earthquake Spectra*, 13(4):663-681.
- (20) Borzi, B., Pinho, R., Crowley, H. (2008). Simplified pushover-based vulnerability analysis for large scale assessment of RC buildings. *Engineering Structures* 30(3):804-820.
- (21) Dolšek, M., Fajfar, P. (2004). Inelastic spectra for infilled reinforced concrete frames. *Actas del 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada.
- (22) Ricci, P., Verderame G. M., Manfredi G. (2011). Analytical investigation of elastic period of infilled RC MRF buildings. *Engineering Structures* 33(2):308-319.
- (23) Gómez Martínez, F., Pérez García, A., De Luca, F., Verderame, G.M. (2012). FAST simplified approach for seismic assessment of infilled RC MRF buildings: application to the 2011 Lorca earthquake. *Actas de la 9<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Resistant Engineering Structures*, La Coruña. Disponible en <http://riunet.upv.es/handle/10251/32707>
- (24) Manfredi, G. (2001). Evaluation of seismic energy demand. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 30:485-499.
- (25) CDNS (2002). *Norma de construcción sismorresistente NCSE-02*. BOE 2002 N° 244, Madrid.
- (26) CEN. 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 Normaliation, Brussels. 2004.
- (27) Fardis, M.N. (2009) *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings*. Ed. Springer. Londres.



- (28) Ministerio de la vivienda. *Norma de acciones en la edificación MV-101*. BOE 1963 N° 35, Madrid. 1962.
- (29) CDNS (1968). *Norma de construcción sismorresistente PGS-1 Parte A*. BOE 1969 N° 30, Madrid.
- (30) CDNS (1974). *Norma de construcción sismorresistente PDS-1 Parte A*. BOE 1974 N° 279, Madrid.
- (31) CDNS (1994). *Norma de construcción sismorresistente NCSR-94*. BOE 1995 N° 33, Madrid.
- (32) CPHE (2008). *Instrucción de hormigón estructural EHE-08*, Ministerio de Fomento, Madrid.
- (33) Vielma, J.C., Barbat, A.H., Oller, S. (2010). Seismic safety of low ductility structures used in Spain. *Bulletin of Earthquake Engineering* 8:135-155.
- (34) Astiz, M.A., Marí, A., Perepérez, B. (2005). Conceptos específicos del proyecto de estructuras en zonas sísmicas. *Hormigón y acero* 237.
- (35) Ricci, P., De Risi, M.T., Verderame, G.M., Manfredi, G. (2013). Influence of infill distribution and design typology on seismic performance of low- and mid-rise RC building. *Bulletin of Earthquake Engineering* 11:1585-1616
- (36) De Luca, F., Verderame, G.M. (2013). A practice-oriented approach for the assessment of brittle failures in existing RC elements. *Engineering Structures* 48:373-388
- (37) Feriche, M., Vidal, F., Alguacil, G., Navarro, M., Aranda, C. (2012). Vulnerabilidad y daño en el terremoto de Lorca de 2011. *Actas de la 7ª Asamblea hispano-portuguesa de Geodesia y Geofísica*. San Sebastián.
- (38) Crowley, H., Pinho, R. (2010). Revisiting Eurocode 8 formulae for periods of vibration and their employment in linear seismic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 39(2):223-235.
- (39) Navarro, M., García Jerez, A., Alcalá, F.J., Vidal, F., Enomoto, T. (2012). Local site effect microzonation of Lorca town (southern Spain). *Bulletin of Earthquake Engineering*. DOI 10.1007/s10518-013-9491-y
- (40) Galasso, C., Cosenza, E., Maddaloni, G. (2011). Statistical analysis of reinforcing steel properties for seismic design of RC structures. *Actas de la 14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Macedonia.
- (41) Borzi, B., Elnashai, A. (2000). Refined force reduction factor for seismic design. *Engineering Structures* 22:1244-1260.
- (42) Fardis, M.N. (1997). Experimental and numerical investigations on the seismic response of RC infilled frames and recommendations for code provisions. *Report ECOEST-PREC8 No 6. Prenormative research in support of Eurocode 8*.
- (43) CS.LL.PP. (2009). *Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche delle costruzioni*. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 47.
- (44) Manfredi, G., Ricci, P., Verderame, G.M. (2012). Influence of Infill Panels and Their Distribution on Seismic Behavior of Existing Reinforced Concrete Buildings. *The Open Construction and Building Technology Journal*, 2012, 6, (Suppl 1-M1).
- (45) Colangelo, F. (2012). A simple model to include fuzziness in the seismic fragility curve and relevant effect compared with randomness. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41:969-986.

- (46) Mainstone, R.J. (1970). On the stiffnesses and strengths of infilled frames. *Proceedings of the institution of civil engineering IV*:57-90
- (47) De Luca, F., Verderame, G.M., Manfredi, G. (2013). FAST vulnerability approach: a simple solution for damage assessment of RC infilled buildings. *Actas del Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Viena.
- (48) De Luca F., Verderame, G.M., Gómez Martínez, F. (2013). Fast vulnerability approach: a simple solution for seismic reliability of RC infilled buildings. *Actas del XV Convegno della Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica*. Padua, Italia.
- (49) 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.
- (50) CEN (2005). Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance-part 3: assessment and retrofitting of buildings, *European Standard EN 1998-1:2005*. Comité Européen de Normalisation, Brussels.