

"ANÁLISIS POR PRESTACIONES Y PROPUESTA DE INTERVENCIÓN DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO SITUADO EN LORCA (MURCIA), AFECTADO POR DAÑOS ESTRUCTURALES TRAS EL TERREMOTO DE MAYO DE 2011"

Pérez-Cárcel, Rodrigo¹, Yuste Navarro, Fco.Javier²

1: Ingeniero de Caminos Canales y Puertos

rodpecar@gmail.com

2: Ingeniero de Caminos Canales y Puertos

jyustenavarro@gmail.com

PALABRAS CLAVE:

Daños, Evaluación , Demanda-Capacidad, Push-Over, Mejora Sísmica....

RESUMEN

El artículo presenta la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un edificio de Hormigón armado situado en Lorca , afectado por daños estructurales del terremoto del 11-05-2011, y la propuesta de intervención y mejora sísmica necesaria. En el artículo se aportan los criterios empleados para la definición de la acción sísmica y de los Estados límites a considerar. El análisis se apoya en las referencias de Eurocódigo EC-8 , documentos FEMA y otras recomendaciones internacionales. Se compara la respuesta de dos modelos estructurales FEM considerando los cerramientos como masa o como elementos resistentes en la interacción con la estructura , evaluando la aproximación a los daños reales. Un primer análisis estructural de ambos modelos, se establece en contexto-demanda-capacidad , mediante análisis push-over evaluando la vulnerabilidad sísmica y el índice de daños en la situación actual tras el terremoto. Se verifica el cumplimiento ó no de los estados limite definidos. Se precisa una mejora sísmica, para lo que se introducen diversas técnicas de refuerzo. Se procede a varios re-análisis con la estructura intervenida , comprobando que la capacidad supera a la demanda en términos de resistencia y desplazamientos. Se analiza la mejora sísmica obtenida comparando la eficiencia de intervenciones con métodos tradicionales y con materiales compuestos tipo FRP.

KEY WORDS

Damages, Seismic Assessment, capacity-Demand, Push-Over, Seismic retrofitting

ABSTRACT

The paper presents the seismic vulnerability assessment of a reinforced concrete building located in Lorca, affected by structural damage of the earthquake of 11-05-2011. Intervention proposals and seismic retrofitting are considered. In the article, the criteria used for the definition of the seismic action and Limit States are provided. The analysis is based on referrals from Eurocode EC-8, FEMA documents and other international recommendations. The response of two FEM structural models are analyzed. The first one considering masonry infill as mass, and second one as structural resistant elements, in interaction with the concrete structure. Results of both models are compared with reported damages. A first structural analysis of both models, is carried-out in capacity-demand approach through push-over analysis, evaluating seismic vulnerability and damage rate in the current situation after the earthquake. Compliance or not of the states defined limit is verified. A seismic upgrading with various strengthening techniques are introduced. Several re-analysis are carried-out in retrofitted structure to verify that capacity exceeds demand in terms of strength and displacement. Seismic improvement obtained, is analyzed by comparing the efficiency of interventions using traditional methods and composite FRP materials

1. Introducción

El día 11 de Mayo de 2011 tuvo lugar en Lorca un terremoto de intensidad Mw 5,1, llegando a registrarse aceleraciones en roca de 0,37g. El terremoto principal fue precedido por uno de Mw 4,5 que debilitó y aumento la vulnerabilidad de algunos edificios, provocando la muerte de nueve personas, la mayoría debido a la caída de cerramientos y parapetos desde las partes altas de los edificios.

Ciertas características del terremoto hicieron aumentar su poder destructivo, por una parte el hecho de localizarse su hipocentro a muy baja profundidad, 3 km, por otra parte la ciudad de Lorca se sitúa muy cerca, a tan sólo 2 km, del plano de ruptura de la falla donde se originó el temblor. El sismo produjo daños, tanto estructurales como no estructurales, en prácticamente todos los edificios de la ciudad, especialmente en aquellos de entre dos y cinco plantas.

El presente artículo trata de explicar cómo se ha llevado a cabo el análisis de la capacidad sísmica de la estructura de un edificio de hormigón armado representativo de la tipología constructiva más común en la ciudad, así como el proceso seguido para el diseño de una intervención de refuerzo.

2. Características del edificio

El edificio objeto de estudio consiste en una edificación convencional proyectada en los años 90, con 3 bloques de viviendas y 5 plantas más un sótano. La planta baja se destina a locales comerciales y las 4 superiores a viviendas. La estructura está formada mediante pórticos de hormigón armado con luces moderadas que oscilan entre los 4,5m y los 6,5m, con 43 pilares y vigas planas. Los forjados son unidireccionales de canto 25+4cm. Cada planta tiene una altura de 2,90m, excepto la planta baja diáfana que cuenta con una altura de 4m.

Para tener un conocimiento adecuado de la geometría de las secciones y de la calidad de materiales que constituyen los elementos constructivos, se realizó una revisión de los planos de proyecto, así como una campaña de ensayos de inspección. Mediante correlación de medidas de ultrasonidos y valores de rotura a compresión de los testigos extraídos, se determina que la resistencia media del hormigón puede tomarse como $f_{cm} = 15$ MPa. Respecto al acero de las armaduras, se determina que es del tipo B500S, con límite elástico 500 MPa.

Cimentación/terreno...

3. Identificación de daños producidos por el terremoto de Mayo de 2011.

El sismo ocasionó cuantiosos daños materiales en el edificio. Debido a la existencia de daños graves en la estructura, los tres portales fueron catalogados con punto rojo por los servicios de emergencia y fueron deshabitados. En la siguiente figura se muestra la distribución de daños estructurales registrados en el edificio tras el terremoto de Mayo de 2011. La imagen se corresponde a la planta baja, que es donde se registraron la mayor parte de los daños.

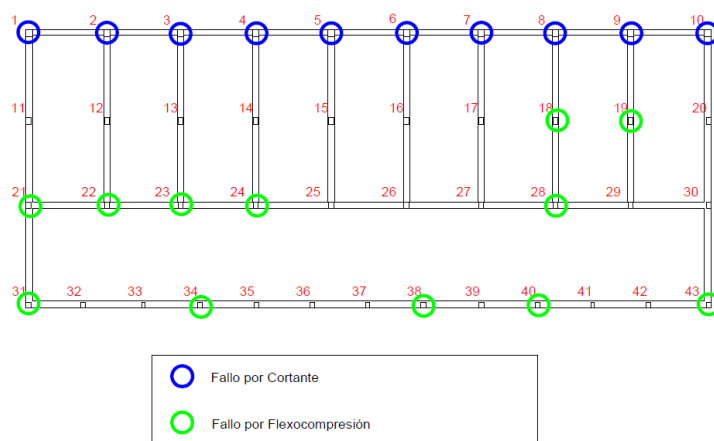




Figura 1 a) Localización de daños en pilares de planta baja. b) Fallo en pilar por flexocompresión. c) Fallo en pilar por cortante

Como

Se observa en la *Figura 1a*), la mayor parte de los daños se registró en la fachada trasera, donde se produjo la rotura por esfuerzo cortante en la totalidad de los pilares. En el resto de la planta un gran número de pilares manifestaron daños por flexocompresión. Se han marcado los pilares con un nivel de daño mayor, sin embargo todos muestran fisuras que aparecieron tras el terremoto.

Fallo por cortante: El aumento de los esfuerzos de cortante provocado por el sismo ha producido la rotura en algunos de los pilares de la planta baja de la estructura. La pobre calidad del hormigón así como la insuficiencia de cercos han favorecido este tipo de fallo.

Como se ha dicho anteriormente, las roturas de este tipo se han concentrado en la fachada trasera de la planta baja. Como puede verse en la *Figura 1c*), la rotura por esfuerzo cortante se manifiesta con la aparición de una fisura diagonal, seguida de una pérdida del recubrimiento y el pandeo de las armaduras cuando el nivel de daño es elevado, como ocurre en este caso. Éste es un tipo de rotura frágil y puede provocar el colapso de la estructura.

Fallos por flexo-compresión: Los daños debidos a la flexocompresión (*Figura 1b*) son los más comunes tras un terremoto. El incremento de la flexión inducido por el sismo en elementos fuertemente comprimidos como pilares, provoca la aparición de rótulas plásticas en las cabezas y apoyos de éstos, cuando se agota la capacidad de esta rótula el hormigón puede romper por compresión. Este tipo de fallo se manifiesta con diferentes niveles de daño en los distintos pilares de la planta baja. El mayor grado de lesión, además de una rotura más brusca vienen provocados por la insuficiencia de confinamiento del hormigón proporcionado por los cercos. En este caso se observa que en las cabezas de los pilares los cercos están excesivamente separados. También puede verse que el atado de los cercos no es el correcto para proporcionar un confinamiento adecuado.

De forma global, la distribución de daños observada indica que se ha empezado a formar un mecanismo de planta débil, debido a la existencia de una planta baja diáfana con mayor altura que el resto. No obstante, este mecanismo no ha llegado a desarrollarse por completo, siendo interrumpido por el fallo a cortante de los pilares de la fachada trasera. Este último modo de fallo viene inducido por la presencia de los cerramientos, que aumenta el esfuerzo cortante en estos pilares.

3. Planteamiento y criterios para el estudio

A la vista de los daños observados tras la acción del terremoto, se establece la conveniencia de realizar un análisis no lineal de la estructura determinando su comportamiento sísmico y que permita estudiar la necesidad de una posible intervención. Cabe señalar que, dada la época de proyecto del edificio, éste fue diseñado con métodos tradicionales, basados en resistencia, sin prestar atención al comportamiento sísmico de la estructura.

La evaluación del comportamiento sísmico de la estructura se llevará a cabo en el ámbito de la **ingeniería por prestaciones**. Consiste en la definición de varios **niveles de prestaciones** a alcanzar, cuyos objetivos se expresan en términos de nivel de daños. Cada nivel va asociado a un grado de peligrosidad sísmica. (Una misma estructura es capaz de resistir distintos terremotos con distintos niveles de daño). Dentro de la ingeniería basada en prestaciones, la clave para verificar el diseño sísmico adecuado es el análisis de aceptabilidad. Los valores límite de los diferentes parámetros de respuesta estructural completan los **criterios de aceptabilidad** del diseño. Los parámetros de respuesta son medidas de la respuesta estructural que pueden estar correlacionados con los niveles de daño y con los objetivos de las prestaciones. En este caso utilizaremos dos tipos de parámetros de respuesta dependiendo del mecanismo de fallo, los mecanismos dúctiles serán controlados por desplazamientos (desplazamientos máximos, derivas, rotación en rótulas plásticas) y los mecanismos frágiles por resistencias.

3.1 Método demanda – capacidad

El principal método para la evaluación de la demanda sísmica en el contexto de un enfoque prestacional es el **método demanda – capacidad**, así lo incluyen las normativas sísmicas más avanzadas. En el presente estudio se ha empleado el Método N2 (Fajfar, 2000) que incluye el Eurocódigo 8. En este método la capacidad de la estructura se obtiene mediante un **análisis estático no lineal “pushover”**, que confrontado en el plano ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum) con el espectro de respuesta, permite establecer un punto de comportamiento que define la demanda sísmica en la estructura. Análisis estático no lineal “Pushover”: Se decide utilizar este tipo de análisis ya que se considera muy adecuado para este estudio por diversos motivos. En primer lugar, es útil para evaluar estructuras existentes diseñadas sin prestar atención a criterios de ductilidad, ya que permite valorar un correcto factor de estructura que define la respuesta inelástica de la estructura. En segundo lugar, permite controlar tanto el nivel de daño como su distribución. Por otra parte es muy apropiado para el diseño de intervenciones de refuerzo, debido al control de la aparición de daños y a la posibilidad de aplicar criterios del diseño por capacidad “CapacityDesign” como son la jerarquía de resistencias o definir qué elementos se comportan de forma dúctil y cuáles no.

3.2 Definición de Niveles de prestaciones o Estados límite

En la siguiente figura se muestran los estados límite seleccionados, además de los que obliga el EC-8 (E.L. de Salvaguarda de la vida y de No Colapso), se ha decidido incluir en el estudio un estado límite de control de daños para un terremoto de menor intensidad. En la misma *Figura 2* se aprecian también los valores de rotaciones y derivas que no deben ser superados en ninguno de los mecanismos dúctiles que aparecen en la estructura, y que además deben ser compatibles con la demanda de desplazamiento total que se obtiene del punto de comportamiento para cada estado límite.

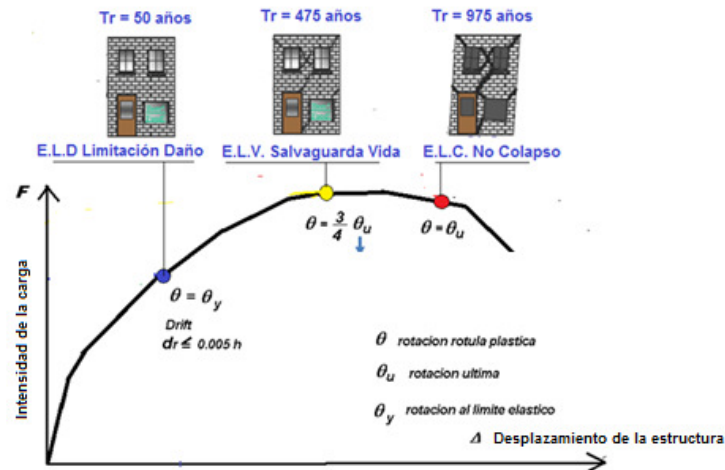


Figura 2 Estados límite considerados en el estudio

En las siguientes ecuaciones se observan los valores fijados por el EC-8 para los parámetros anteriores. En la Ecuación 3 se muestra el valor del cortante máximo para controlar los mecanismos frágiles en cualquier estado límite:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + a_{yz}}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + \phi_y \frac{d_b f_y}{8 \sqrt{f_c}} \quad \text{Ecuación 1}$$

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0,5 L_{pl}}{L_v} \right) \right) \quad \text{Ecuación 2}$$

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2 L_v} \min. (N; 0,55 A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min. (5; \mu_{\Delta}^{pl}) \right) \cdot \left[0,16 \max. (0,5; 100 \rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min. (5; \frac{L_v}{h}) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad \text{Ecuación 3}$$

3.3 Consideraciones sobre la acción sísmica

Durante el sismo de Lorca llegaron a registrarse aceleraciones en roca de hasta 0.37g, superando ampliamente la aceleración básica de 0.12g ($T_r=475$ años) que establece la norma española NCSE-02 para esta ubicación. Este hecho puede apreciarse en la Figura 3, donde se comparan los espectros registrados el 11 de Mayo y los que fija norma. Hay que señalar que las aceleraciones registradas son mayores a las normativas en el de los periodos cortos, donde se sitúan precisamente las edificaciones más dañadas tras el terremoto y el edificio estudiado en particular.

Los diversos estudios de peligrosidad desarrollados hasta la fecha proporcionan resultados de aceleración esperada en roca para la probabilidad de excedencia del 10% en 50 años ($T_r=475$ años), empleada en el diseño de viviendas convencionales, en un rango de variación entre 0.12 g y 0.24 g

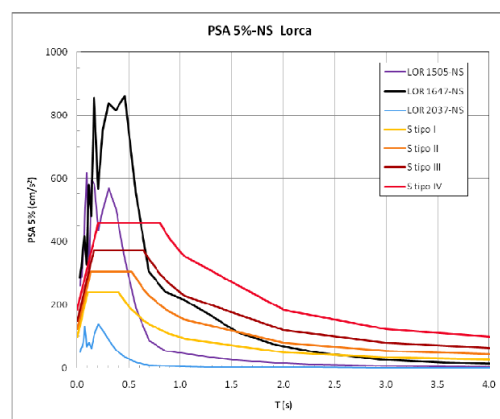


Figura 3 Comparativa de espectros registrados y normativos

la
rango

(Bufo et al. 2005; García-Mayordomo, 2005; Benito et al., 2006; García-Mayordomo et al. 2007; García Blanco 2009; Crespo 2011), además de un coeficiente de variación del 25%. Esta amplia dispersión parece estar influida por el hecho de estar situada Lorca sobre la falla de Alhama de Murcia, lo que dificulta la predicción de las aceleraciones esperadas.

En este contexto y ante la alta incertidumbre en la estimación del valor de las aceleraciones de diseño, decide tomarse de forma razonable para este estudio un valor intermedio de **0.21g** para el E.L. de Salvaguarda de la vida ($T_r=475$ años).

$$a_b(T_R) = a_b(500) \cdot \left(\frac{T_R}{500}\right)^{0.37},$$

Mediante la expresión de la NCSE-02 se obtienen los valores de las aceleraciones para el resto de estados límite, resultando **0.09g** para el E.L. de control de daños y **0.26g** para E.L. No colapso. Este último coincide con el 70% de la aceleración máxima registrada, lo cual está en consonancia.

Como espectro de cálculo se utiliza el Tipo I definido en el EC-8, tomando como aceleraciones básicas para cada estado límite las indicadas anteriormente.

4. Modelo de la estructura

Para llevar a cabo el análisis descrito, se ha modelizado la estructura mediante elementos finitos, empleando el software CDSWin de STS, adaptado para el análisis sísmico no lineal. La no-linealidad de la estructura se considera mediante un modelo de **plasticidad concentrada**, en el que el comportamiento inelástico se concentra en **rótulas plásticas localizadas** en los extremos de los elementos tipo barra (vigas y pilares). Para definir el comportamiento inelástico de los materiales en estos elementos no lineales, se emplean ecuaciones constitutivas no lineales, como son la de Popovics (1973) y Mander (1988) para el hormigón y la de Menegotto-Pinto para el acero.

Para ver la influencia de los cerramientos en el comportamiento sísmico de la estructura, se realizan dos modelos, incluyéndolos solamente en uno de ellos.

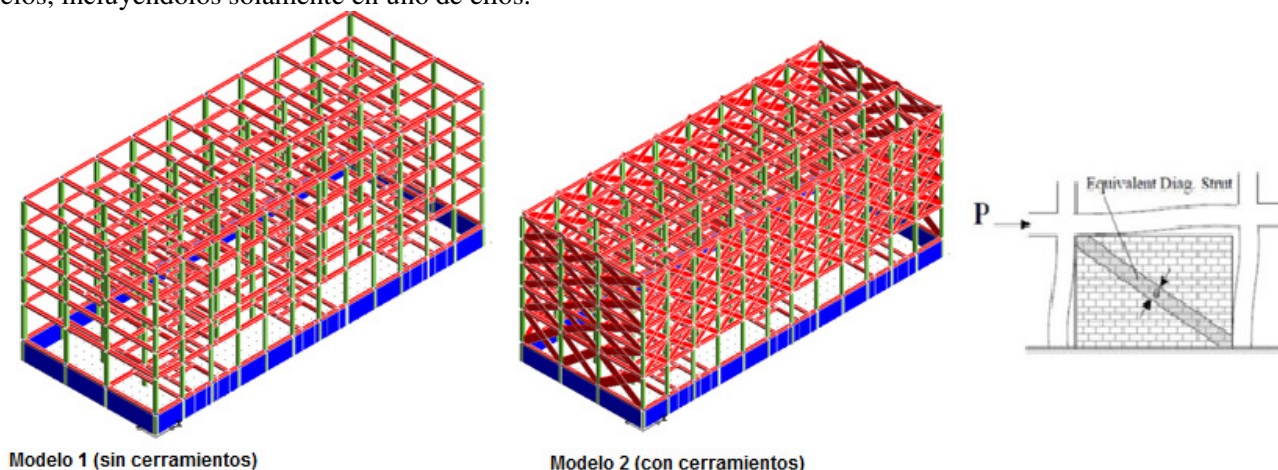


Figura4 Modelos de elementos finitos de la estructura

Como puede verse en la *Figura 4*, los cerramientos se introducen en el modelo mediante el método de bielas equivalentes desarrollado por Al-Chaar (2002), modelizándose como elementos barra funcionando a compresión. El ancho de las bielas se obtiene de las expresiones siguientes (Ecuación 4).

$$\lambda h = \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin(2\theta)}{4E_c I_p h}} h_p w = 0,175 D (\lambda h)^{0,4}$$

Ecuación 4

5. Análisis y Verificación

El análisis estático no lineal o “pushover” consiste en el incremento progresivo de las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, en este caso la estructura se reduce a un oscilador lineal equivalente. Para simular las fuerzas laterales se utilizarán dos distribuciones, una proporcional a los modos propios de vibración, por lo que se necesitará un análisis modal previo, y otra proporcional a las masas. Conforme se va aumentando la fuerza lateral, se va registrando el desplazamiento en un punto de control. Representando este desplazamiento frente a la fuerza se obtiene una curva representativa de la capacidad de la estructura.

Se verifica que la estructura cumple los estados límite de servicio y último fijados por EC2 frente a cargas gravitatorias. Seguidamente, se ejecutan 16 análisis pushover para simular el sismo en ambas direcciones principales, se muestran, a modo de ejemplo, dos de las curvas de capacidad obtenidas, así como los modos de fallo que se han producido:

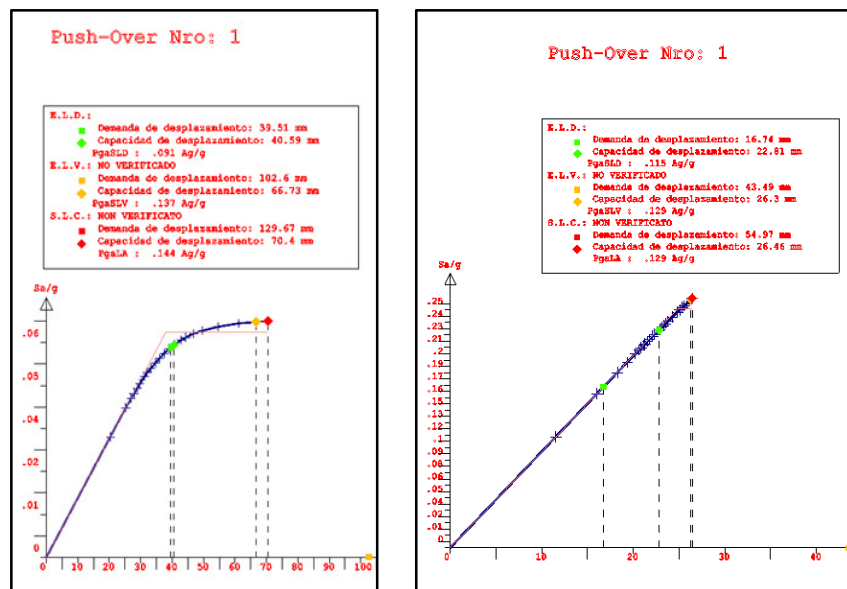


Figura 5(Izq.) Curva capacidad mod.1/ (Der.) Curva capacidad mod.2 Comparativa

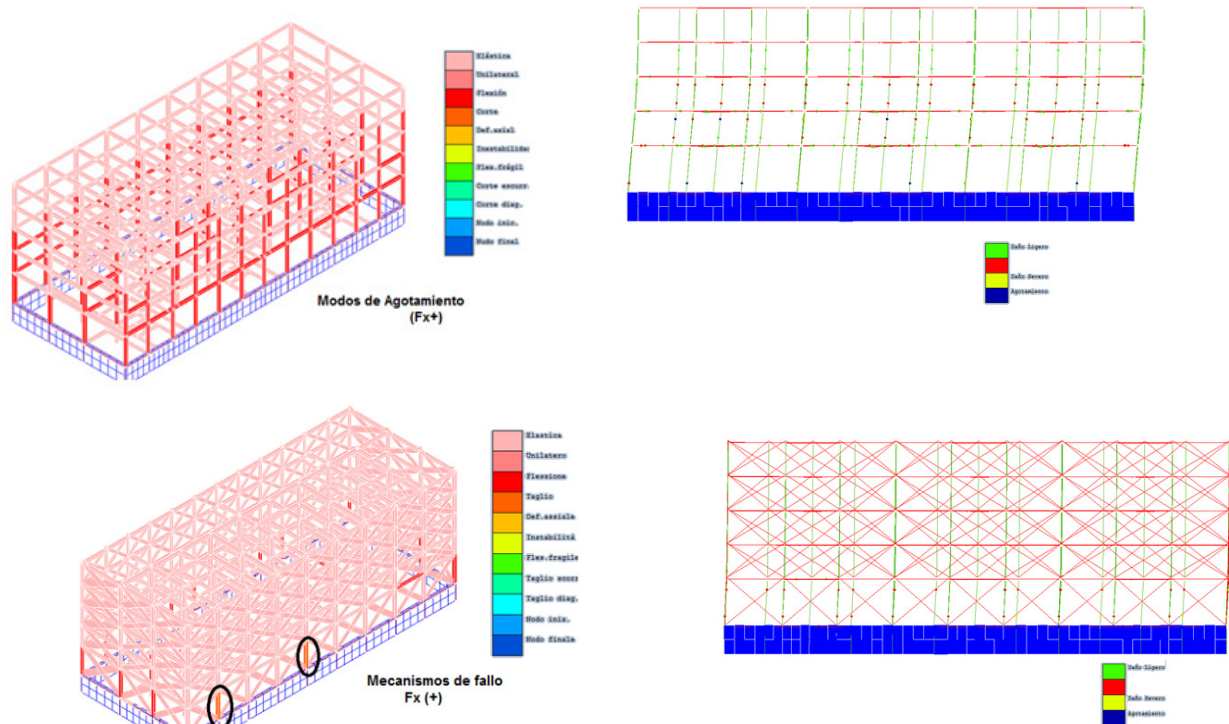


Figura6 Mecanismos de fallo y formación de rótulas plásticas. Modelo 1 (arriba), Modelo 2 (abajo)

Como consideraciones más importantes de los resultados obtenidos en los análisis pushover ejecutados se extraen las siguientes:

- La presencia de los cerramientos influye en el comportamiento sísmico de la estructura, aumentando su rigidez, pasando de un periodo de 1.46s a 0.7s, y disminuyendo su ductilidad de 1.81 a 1.06 (Figura 5). La estructura presenta una ductilidad global muy baja.
- Modifica los modos de fallo que se producen en la estructura. Sin cerramientos aparecen fallos por flexocompresión en las 3 primeras plantas, mientras que con cerramientos se detectan fallos por esfuerzo cortante en los pilares de la fachada trasera de la planta baja y desarrollo de rótulas plásticas en otros pilares de esta misma planta (Figura 6).

El modelo con cerramientos representa mejor los mecanismos de fallo que se han producido en la estructura real tras el terremoto de Mayo de 2011, su periodo también se encuentra en el rango de las edificaciones más afectadas por el sismo, por lo tanto, se decide utilizar el modelo 2 (con cerramientos) como representativo de la estructura por lo que su evaluación se llevará a cabo en base a este modelo.

Una vez realizada la verificación, siguiendo los métodos y criterios desarrollados en los apartados anteriores, se comprueba **que no se satisface la demanda** requerida en la gran mayoría de los estados límite, como puede verse en la Figura 7 y en los cuadros de la Figura 1. Será necesario el diseño de una **intervención de mejora sísmica** en la estructura.

Como se desprende de los análisis llevados a cabo y de los daños observados en el edificio, la capacidad de la estructura es inferior a la demanda debido a varios motivos. a) Una baja ductilidad seccional a causa de falta de confinamiento en cabeza de pilares, lo que lleva a una ductilidad global insuficiente; b) presencia de mecanismos de agotamiento frágiles.

	ELD		ELV		ELC	
	PGALD/g (resistida)	PGALD/ PGA63%	PGALV/g (resistida)	PGALV/ PGA10%	PGALC/g (resistida)	PGALD/ PGA5%
Nº1 F(X+)	0.115	1.277	0.129	0.633	0.129	0.498
Modal+ecc5%						
Nº2 F(X-)	0.122	1.358	0.129	0.638	0.129	0.498
Modal+ecc5%						
Nº3 F(X+)	0.142	1.576	0.185	0.912	0.186	0.714
Modal+ecc5%						
Nº4 F(X-)	0.139	1.540	0.176	0.865	0.244	0.937
Modal+ecc5%						
Nº5 F(X+)	0.119	1.323	0.133	0.657	0.134	0.514
Masa+ecc5%						
Nº6 F(X-)	0.126	1.401	0.133	0.657	0.134	0.514
Masa+ecc5%						
Nº7 F(X+)	0.158	1.758	0.192	0.947	0.210	0.808
Masa+ecc5%						
Nº8 F(X-)	0.155	1.726	0.184	0.905	0.244	0.938
Masa+ecc5%						
Nº9 F(X+)	0.122	1.358	0.130	0.640	0.130	0.500
Modal+ ecc-5%						
Nº10 F(X-)	0.115	1.277	0.129	0.636	0.129	0.498
Modal+ ecc-5%						
Nº11 F(X+)	0.141	1.571	0.185	0.909	0.185	0.712
Modal+ ecc-5%						
Nº12 F(X-)	0.139	1.545	0.180	0.888	0.236	0.909
Modal+ ecc-5%						
Nº13 F(X+)	0.126	1.401	0.134	0.659	0.134	0.514
Masa+ ecc-5%						
Nº14 F(X-)	0.119	1.323	0.133	0.657	0.133	0.513
Masa+ ecc-5%						
Nº15 F(X+)	0.158	1.751	0.196	0.964	0.209	0.805
Masa+ ecc-5%						
Nº16 F(X-)	0.156	1.733	0.184	0.905	0.239	0.920
Masa+ ecc-5%						

Figura 7 Verificación de estados límite

6. Diseño de Intervención de Mejora sísmica

Se evaluará el efecto de una intervención de mejora sísmica, de carácter local, que seguirá las siguientes directrices por orden de prioridad:

- Eliminación de todos los mecanismos de colapso de tipo frágil.
- Eliminación de todos los mecanismos de colapso de planta débil.
- Mejora de la capacidad de deformación global de la estructura (ductilidad global), que ha de conseguirse mediante uno de los siguientes métodos: a) Incrementando la capacidad de rotación de las potenciales rótulas plásticas sin variar su posición (aumento de ductilidad local); b) Relocalizando las potenciales rótulas plásticas, basándose en el respeto del criterio de jerarquía de resistencias.

En el diseño de la intervención se respetarán los criterios del diseño por capacidad “CapacityDesign”, en el que se respeta la jerarquía de resistencias, otorgando mayor resistencia a los mecanismos de fallo frágiles para permitir el desarrollo de mecanismos dúctiles que provean a la estructura de suficiente ductilidad y capacidad de disipación de energía.

Se ha estudiado la consecución de los objetivos anteriores a partir del confinamiento y refuerzo a cortante de pilares mediante 3 soluciones basadas en diferentes sistemas:

- Solución 1: Encamisado con FRP (Tejido de fibra de carbono).
- Solución 2: Encamisado con angulares y presillas metálicas.
- Solución 3: Encamisado con hormigón armado.

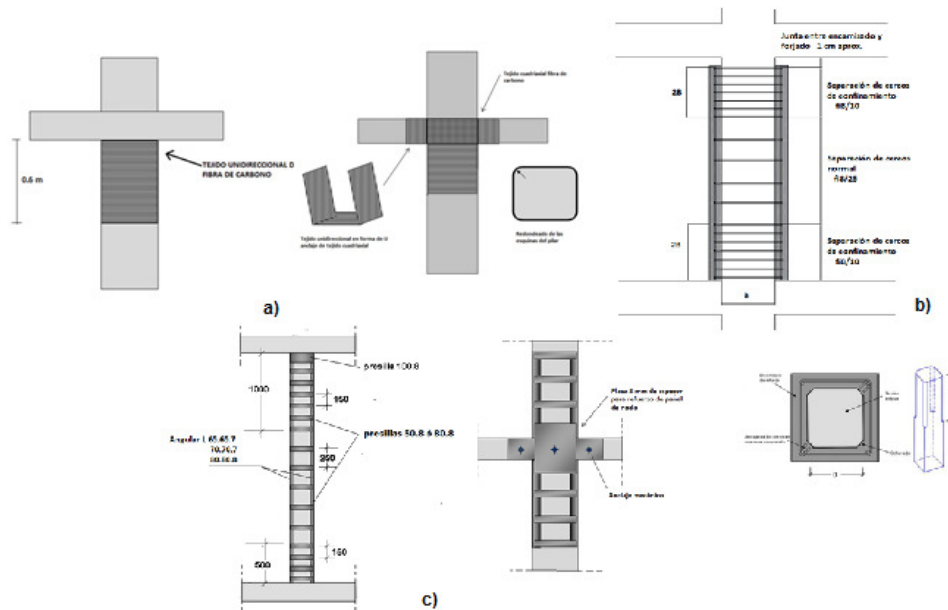


Figura8 Refuerzos en pilares. a) FRP b) HA c) angulares y presillas

Para el diseño del refuerzo se sigue un proceso iterativo en el que, a partir del análisis pushover, se van detectando los mecanismos de fallo y se van reforzando estos elementos. Se realizan sucesivas verificaciones hasta que se alcanza la demanda.

A partir de las soluciones de refuerzo estudiadas, se consigue cumplir los estados límites, obteniendo los siguientes resultados:

Solución de refuerzo	V_{Ed} (t)	f_{cu}/f_c	ϵ_{cu} (%)	Ductilidad	PUSH dir (X+)		PUSH dir (Y+)	
					Cortante base resistido (t)	Ductilidad	Cortante base resistido (t)	Ductilidad
Sin refuerzo	9.84	1.00	0.350	5.45	747.26	1.048	696.16	1.118
CFRP	23.21	1.70	0.915	23.38	2345.48	1.134	1091.27	1.212
Angulares y presillas	34.19	1.50	2.000	26.73	2331.54	1.124	1037.42	1.213
Encamisado HA	42.87	1.12	0.853	14.17	2263.69	1.087	1030.87	1.244

a) Nivel local (sección)

b) Nivel global (estructura)

Figura 9 Influencia de las soluciones de refuerzo en distintos parámetros estructurales

7. Conclusiones

Del Comportamiento de la estructura y los daños:

- Daños estructurales graves de esfuerzo cortante y flexocompresión concentrados en pilares de la planta baja, A pesar de ello la estructura no ha llegado al colapso.
- A través del análisis se ha comprobado la baja ductilidad de la estructura.
- Mecanismo de fallo deducido por el estudio. Al ser la planta baja de mayor altura y diáfana se ha visto, a través del análisis, una tendencia a producir un mecanismo de planta débil, mecanismo que no llega a producirse modificándose, por la interacción con los cerramientos, que lleva a fallos de esfuerzo cortante.

Del análisis y evaluación estructural:

- Importancia de la interacción con los cerramientos, habiéndose comprobado que el modelo que los incluye reproduce y explica razonablemente los daños ocurridos.

- Limitación de los métodos de análisis de base elástica modal y espectral para evaluar e intervenir estructuras existentes.

De la intervención propuesta:

- Con una intervención parcial de mejora sísmica se ha conseguido el cumplimiento de los estados límite definidos.
- Importancia del confinamiento en las secciones críticas.
- Con este tipo de intervención, no es posible obtener una estructura con ductilidad media - alta, debido a la propia naturaleza de la estructura, aunque se cumple la capacidad de desplazamiento exigida.
- La efectividad de la intervención se ha debido a un aumento considerable de la resistencia a cortante de sus elementos y a un cierto aumento de la capacidad de giro de las rótulas plásticas.
- Necesidad de análisis paso a paso para configurar la intervención final.

Decisión de la solución de refuerzo en base a criterios económicos y funcionales. Siendo en este caso lo más conveniente el empleo de FRP y encamisados metálicos.

6.-Bibliografía

Palencia JS., Serrano B., Temes R., Yuste J., Estudio de la Vulnerabilidad Sísmica en la Comunidad Valenciana. IVE Instituto Valenciano de la Edificación. Valencia. Septiembre 2010.

Paulay T. and Priestley M. J. N., Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. New York: John Wiley & Sons, Inc. 1992.

Priestley M.J.N., « Performance based seismic design », 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2831. New Zealand, 2000.

ReLUIS, "Linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni", Roma, Italia, Agosto 2009.

Rendón J., Zambrano J., "Refuerzo de Estructuras frente a sismo", CEB Bulletin 232, 1996

Ingegneri Provincia di Imperia, Savona, Italia, Noviembre 2008.

Vidic T., Fajfar P. and Fischinger M., "Consistent Inelastic Design Spectra: Strength and Displacement," Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol. 23, no. 5, pp. 507-521, 1994.

William K. and Warnke E., "Constitutive Model for the Triaxial Behaviour of Concrete", Proceedings of the International Association for Bridge and Structural Engineering, vol. 19. pp. 1-31. Bergamo, Italy. 1975.

Yuste J., Imágenes del Terremoto de Lorca, 2011.