

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PALACIO D'EIXARCHS DE VALENCIA (ESPAÑA) EMPLEANDO MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS

Álvaro R. Serrano^{1*}, Paula Rinaudo¹, Pedro A. Calderón¹, José M. Adam¹

1: Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH)

Universitat Politècnica de València

Camino de Vera s/n, 46022 Valencia, Spain

e-mail: lvaserch@cam.upv.es; pauri@posgrado.upv.es; pcaldero@upv.es; joadmar@upv.es

Palabras clave: Edificios de fábrica, modelo de elementos finitos, acción sísmica, evaluación del daño

Resumen. *En la actualidad existen numerosas ciudades que, con el paso del tiempo, han forjado un rico y variado patrimonio arquitectónico en base a edificios constituidos, en su mayor parte, por muros de ladrillo como sistema resistente. Estas estructuras presentan una elevada vulnerabilidad frente a la acción sísmica, que puede ocasionar su colapso. Recientemente, se ha podido ver su efecto devastador en ciudades como L'Aquila (Italia, 2009) y Amatrice (Italia, 2016).*

En este artículo se considera la influencia de eventos sísmicos sobre el Palacio d'Eixarchs en Valencia (España), cuya estructura principal está resuelta con fábrica de ladrillo. Actualmente, el edificio presenta algunas partes con apreciables síntomas de deterioro, tanto en la cubierta como en los muros de carga. Para estimar la magnitud de los daños, se han realizado diversas inspecciones detalladas.

El comportamiento sísmico del palacio se analiza mediante modelos de elementos finitos, teniendo en cuenta la no linealidad de los materiales. Del análisis de los resultados obtenidos se determina el nivel de vulnerabilidad del edificio, que permite además establecer qué partes del edificio precisan una actuación de refuerzo.

1. INTRODUCCIÓN

La mayor parte del patrimonio arquitectónico en España es de mampostería y el esquema resistente habitual se basa en muros de carga. Estos muros son capaces de soportar las cargas verticales de forma segura, aprovechando el buen comportamiento a compresión, pero no funcionan igual de bien frente a acciones horizontales. El elevado peso específico de este material junto con la masa de los forjados hace que se movilicen fuerzas de inercia significativas cuando se produce un terremoto. Se trata, por tanto, de estructuras con alta vulnerabilidad frente a la acción sísmica, que tienen riesgo de sufrir un colapso parcial o total. El comportamiento de la estructura frente a este tipo de acciones depende de varios factores: (i) las propiedades de los materiales, (ii) la geometría de la estructura, (iii) la conexión entre elementos estructurales y no estructurales, (iv) la rigidez de los elementos horizontales y (v) la conservación de los elementos [1].

A pesar del amplio uso de la mampostería en la construcción, a día de hoy sigue resultando difícil predecir el comportamiento de estos edificios históricos debido a la heterogeneidad del material [2], constituido por piezas de diferente naturaleza y juntas (con o sin mortero). El análisis estructural es sin duda una buena herramienta para conocer la respuesta de una estructura ante unas determinadas acciones. Para ello, se recurre a la utilización de modelos numéricos, distinguiendo dos grupos de métodos de cálculo: (i) continuos y (ii) discretos. El *método de elementos finitos* (MEF) y el *método de elementos discretos* (MED) constituyen dos ejemplos del primer y segundo grupo respectivamente [3]. Es frecuente la utilización del MEF para el estudio de estos edificios, destacando diferentes aproximaciones: (i) la micromodelización detallada, (ii) la micromodelización simplificada y (iii) la macromodelización, siendo esta última la que más se emplea [4-6]. Una explicación detallada de estas técnicas se puede encontrar en [7].

El principal hándicap para elaborar los modelos numéricos de los edificios antiguos es la escasez de datos existentes acerca de la geometría, las propiedades de los materiales e incluso de las acciones. Es necesario, por tanto, adoptar ciertas hipótesis para construir los modelos. Las inspecciones *in situ* junto con la monitorización resultan fundamentales no sólo para reducir la incertidumbre sino también para calibrar los modelos [8]. Este proceso interactivo entre el análisis numérico y la fase experimental ha sido ampliamente utilizado en España: la Torre de la Silla de la Reina de la Catedral de León [9]; la Iglesia del Seminario Mayor de Comillas [10]; la Catedral de Tarazona y la Catedral de Mallorca [8,11]. También se pueden encontrar ejemplos en otros países: el Monasterio de los Jerónimos [12] y la Catedral de Oporto [13] en Portugal; y la Basílica de San Marcos [14] en Italia.

Este artículo se centra principalmente en la evaluación del comportamiento a sismo del Palacio d'Eixarchs en Valencia (España). Este edificio está en desuso actualmente y presenta algunas fisuras importantes en la fachada Este y en algunos muros de carga que

confluyen a esta fachada. La cubierta tiene algunas partes con un importante nivel de deterioro. En la primera parte del artículo, se realiza una descripción del edificio así como una revisión detallada de las inspecciones llevadas a cabo. A continuación, se explica la metodología utilizada para construir el modelo de elementos finitos del palacio completo así como las principales hipótesis adoptadas. La finalidad del modelo numérico es doble: (i) identificar las propiedades dinámicas de la estructura y (ii) estudiar el comportamiento a sismo del edificio frente a diferentes escenarios. Con los resultados de este segundo cálculo se aplica una metodología para evaluar el daño que se produce en la estructura a nivel global. De esta forma, se determina si existe necesidad de reforzar el edificio.

2. EL PALACIO D'EIXARCHS

El edificio objeto de estudio se localiza en el caso histórico de Valencia (España). Su fecha de construcción se sitúa entre los siglos XV y XVI, pero durante el siglo XVIII se llevaron a cabo una serie de actuaciones en las fachadas. El palacio fue construido sobre el terreno que el rey Don Jaime donó al caballero Pedro Exarch tras la conquista de Valencia [15] y que sirvió de residencia a sus descendientes durante un largo periodo de tiempo. El edificio se compone de tres módulos interconectados entre sí, que se corresponden con los números 3, 5 y 7 de la calle Eixarchs (Figura 1).

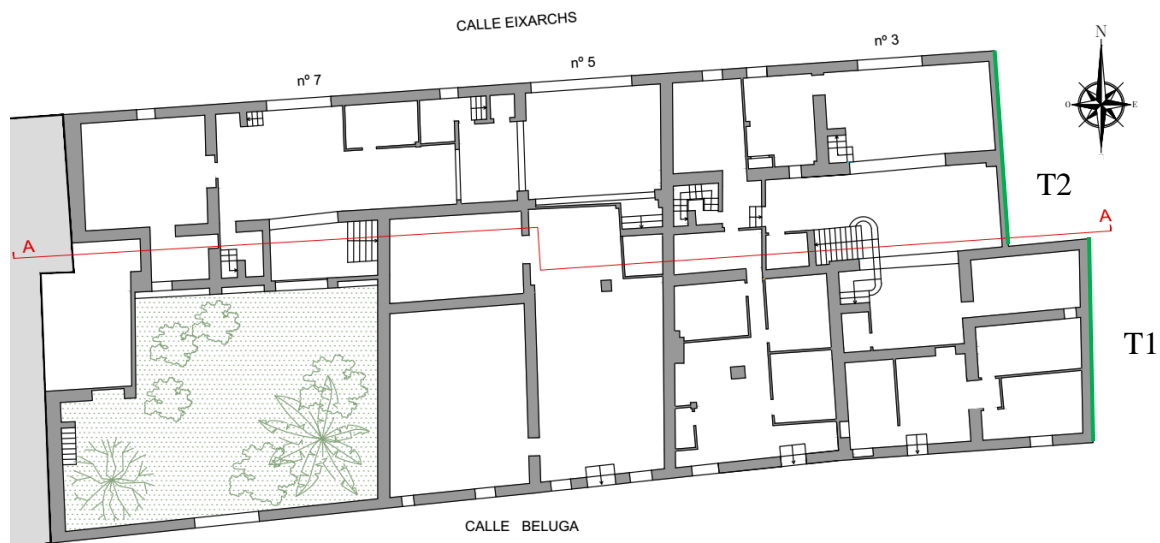


Figura 1. Planta baja del edificio.

La geometría en planta es aproximadamente rectangular, con una longitud de 52 m y una anchura de 19.5 m. La distribución en altura del edificio se puede dividir en las siguientes plantas: semisótano, entresuelo, una planta principal (planta noble), una segunda planta y desván (Figura 2). Dependiendo de la ubicación, puede que no se disponga de alguna de estas plantas. Los módulos 3 y 7 cuentan con amplios patios que, a través de escaleras con barandilla de forja y pasamanos de madera, dan acceso al resto de dependencias del

palacio. El espesor de los muros de carga es variable, oscilando entre 0.3 m y 0.6 m. Un aspecto a destacar del edificio es su falta de regularidad geométrica tanto en planta como en alzado, donde apenas existe ortogonalidad entre los muros de carga y los forjados no tienen continuidad entre módulos adyacentes.

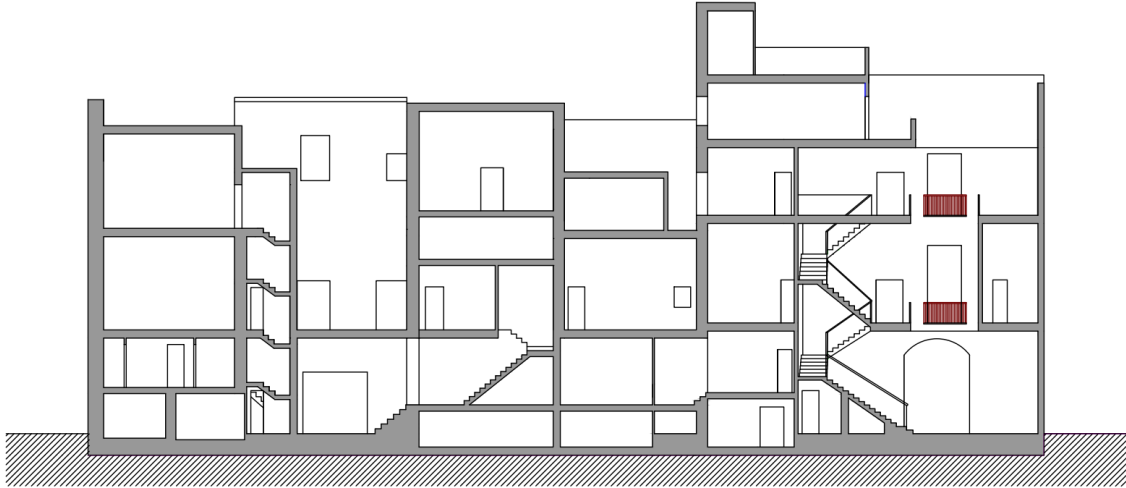


Figura 2. Sección A-A.

Los forjados están contruidos a base de revoltones cerámicos sobre viguetas de madera (Figura 3). Esta tipología constructiva consiste en la disposición de pequeñas bóvedas para cubrir el espacio que queda entre las viguetas sobre las que apoyan, sirviendo de encofrado perdido para la disposición del relleno a base de mortero de cal y áridos de granulometría media. Respecto a la cubierta, ésta es generalmente a dos aguas y está compuesta por viguetas de madera que apoyan en los muros de fachada y en los muros de carga interiores, disponiendo correas también de madera en dirección perpendicular.



Figura 3. Detalle del forjado.

3. INSPECCIONES DE DAÑO

La principal patología que presenta el edificio es la existencia de fisuras. Destacan por su magnitud las que se localizan en la fachada Este del edificio y en los muros de carga interiores conectados con dicho muro de fachada. El origen de estas fisuras se debe a la demolición del edificio colindante con el palacio (Figura 4). Como consecuencia de ello, se produce una rotación fuera del plano de la fachada. Este del edificio, que se manifiesta con una fisuración prácticamente vertical de dicha fachada (Figura 5). Esta rotación puede ocasionar también la separación parcial entre el muro de fachada y los muros interiores o bien se mantiene la conexión pero provocando la fisuración de estos últimos (Figura 6). Esta fisuración también es evidente tanto en el solado como en el falso techo. Para evitar que se incrementen las deformaciones, que podrían ocasionar el colapso de parte del edificio, se propuso como medida temporal la disposición de una estructura metálica externa al edificio (Figura 7).



Figura 4. Alzado del edificio (Calle Beluga).

Respecto a las otras dos fachadas, la que se sitúa al Norte – que se corresponde con la fachada principal – se conserva en buen estado, mientras que la que se sitúa al Sur muestra un considerable nivel de deterioro. En los muros de carga interiores de los módulos 5 y 7 apenas existen fisuras. Por tanto, se puede decir que el daño no afecta a todo el edificio y principalmente se concentra en uno de los módulos.



Figura 5. Fisuración en la fachada Este.



Figura 6. Fisuración en los muros de carga que conectan con la fachada Este.

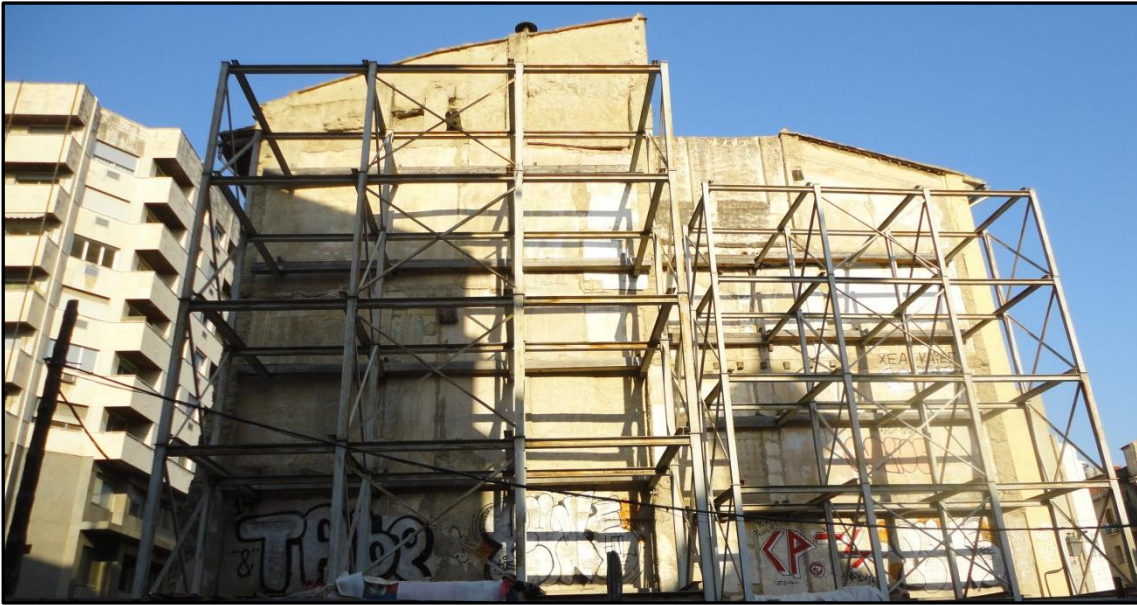


Figura 7. Arriostramiento metálico en la fachada Este.

También hay que destacar el estado de deterioro en el que se encuentran algunas partes de la cubierta como consecuencia de la percolación del agua de lluvia desde el exterior. Esta humedad favorece el ataque de agentes xilófagos en la madera que, en el caso de las viguetas de madera de la cubierta, da lugar a una pérdida parcial o total de la sección resistente (Figura 8). En consecuencia, disminuye la capacidad mecánica para resistir los esfuerzos, siendo necesario apuntalar algunas partes de la cubierta ante el riesgo de que se pueda producir su colapso.



Figura 8. Estado de la cubierta de madera.

4. SIMULACIÓN NUMÉRICA

En este apartado se describe el modelo numérico desarrollado para el caso de estudio seleccionado. Con el análisis estructural aquí descrito se pretende conocer el comportamiento sísmico desde dos perspectivas distintas: (i) un análisis modal, para determinar la caracterización dinámica del edificio y que se corresponde con un tipo de análisis lineal, y (ii) un análisis dinámico en el dominio del tiempo, para evaluar la influencia de una serie de eventos sísmicos en la estructura y que constituye un tipo de análisis no lineal. Para ello, resulta necesaria la utilización de la técnica de los elementos finitos. En este caso, se emplea el programa SAP2000, un código muy utilizado para el cálculo de estructuras y que permite llevar a cabo una amplia variedad de modelos numéricos. Si bien el empleo del mismo no está muy extendido para analizar el comportamiento de las obras de fábrica, se ha podido comprobar que una adecuada utilización de las herramientas del programa proporciona resultados razonables [16].

La finalidad de los modelos aquí desarrollados es obtener unos resultados preliminares acerca del comportamiento de la estructura sin que el coste computacional sea elevado. Por lo tanto, se utiliza la macromodelización como aproximación para simular el comportamiento de la fábrica [17,18], introduciendo el comportamiento no lineal del material. A efectos de cálculo no se han considerado las fisuras existentes. Tampoco se ha modelado la fisuración resultante de los diferentes estados de carga, ya que para ello hay que efectuar el cálculo en una serie de escalones, identificar los elementos dañados de forma visual a partir del estado tensional y disminuir su rigidez [19].

4.1. Geometría y materiales

Respecto a la geometría de la estructura no se conservan planos. Por ello, se ha hecho necesaria una serie de campañas *in situ* para obtener el levantamiento de la estructura. El modelo de elementos finitos trata de reproducir fielmente la geometría teniendo en cuenta las variaciones en los espesores de muro y las dimensiones reales de puertas y ventanas. No forman parte del modelo los elementos no estructurales como la tabiquería y escaleras. Tampoco se incluye la cubierta de madera, ya que el estado en el que se encuentra induce a pensar que su contribución al arriostramiento de los muros de fachada es bastante reducida y, en su lugar, se introduce el peso propio en los muros mediante una carga muerta [20,21].

γ (KN/m ³)	Peso específico	18
f_m (N/mm ²)	Resistencia a compresión	3
f_t (N/mm ²)	Resistencia a tracción	0.12
E (N/mm ²)	Módulo de elasticidad longitudinal	2100
G (N/mm ²)	Módulo de elasticidad transversal	350
ν (-)	Coefficiente de Poisson	0.2
τ_0 (N/mm ²)	Resistencia a cortante	0.1

Tabla 1. Propiedades mecánicas de la fábrica.

Respecto a los materiales, no se disponen de datos sobre los mismos. Por tanto, las propiedades del material compuesto para simular la mampostería de los muros de carga se han tomado de [20]. Los parámetros adoptados están obtenidos a partir de valores medios de edificios existentes y, por tanto, resultan conservadores (Tabla 1).

4.2. Modelo de elementos finitos

Para modelar los muros de carga se han utilizado elementos de superficie tipo *Shell-Layered/Nonlinear*. A su vez, cada uno de estos elementos se ha descompuesto en dos capas superpuestas en la dirección del eje local 3 (perpendicular al plano del elemento finito) para captar la anisotropía de la fábrica. En la primera capa se introduce la curva tensión-deformación asociada a las tensiones normales S_{11} y S_{22} , empleando las ecuaciones constitutivas según [22]. De esta forma, el comportamiento de la fábrica en compresión uniaxial viene determinado por un primer tramo parabólico, válido hasta que se alcanza el 90 % de la resistencia a compresión de la fábrica en la rama descendente, y un tramo lineal, que se extiende hasta alcanzar una tensión residual del 20 % (Figura 9). Las ecuaciones de cada tramo así como los parámetros que intervienen en cada una de ellas están ampliamente detallados en [22]. La resistencia a compresión de la fábrica según la Tabla 1 se corresponde con una resistencia a compresión de 15 MPa y 2 MPa para los ladrillos y el mortero respectivamente, que son valores razonables para ambos constituyentes. Se asume que las tensiones S_{11} y S_{22} responden a la misma ecuación constitutiva, aunque el fallo de la fábrica debido a compresión uniaxial paralela a los tendeles es improbable de que ocurra. Ante esta situación, lo habitual es que se produzca el fallo por cortante y no por compresión, pues las piezas ocupan la mayor parte del volumen y su resistencia es mayor que la del mortero. Además, se desprecia la resistencia a tracción de la fábrica, ya que su magnitud es muy pequeña en comparación a la resistencia a compresión (véase Tabla 1).

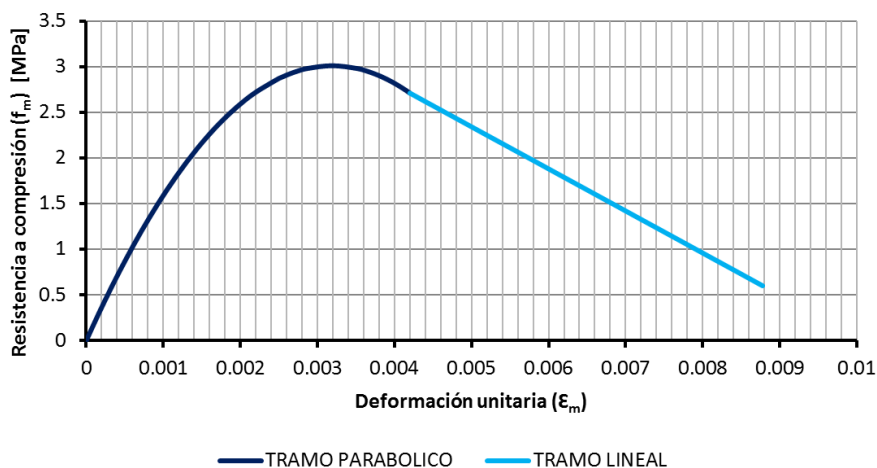


Figura 9. Comportamiento en compresión uniaxial de la fábrica.

Adicionalmente, es necesario captar el posible fallo de la fábrica frente a las acciones horizontales. Para ello, se define una segunda capa, donde se indica la relación entre las tensiones de corte (S_{12}) y las deformaciones (ϵ_{12}). La curva que relaciona ambas variables se representa en la Figura 10. Nótese que la resistencia de la fábrica frente a este tipo de acciones se explica por la cohesión y la fricción entre las piezas y el mortero, según el modelo de Mohr-Coulomb (Ec. 1):

$$\tau = c + \mu \cdot \sigma \quad (1)$$

Siendo τ , la resistencia a deslizamiento del tendel; c , la cohesión; μ , el coeficiente de rozamiento en la interfaz; y σ , la tensión normal al tendel. Según la Ec. 1, la resistencia a cortante está acoplada con el nivel de tensiones normales. La utilización del programa SAP2000 no permite la consideración de este comportamiento acoplado. Hay que tener en cuenta que la aplicación de tensiones verticales en la fábrica contribuye a que ésta tenga una mayor resistencia frente a las tensiones de corte. Por tanto, resulta conservador considerar que la resistencia a cortante de la fábrica depende exclusivamente de la cohesión.

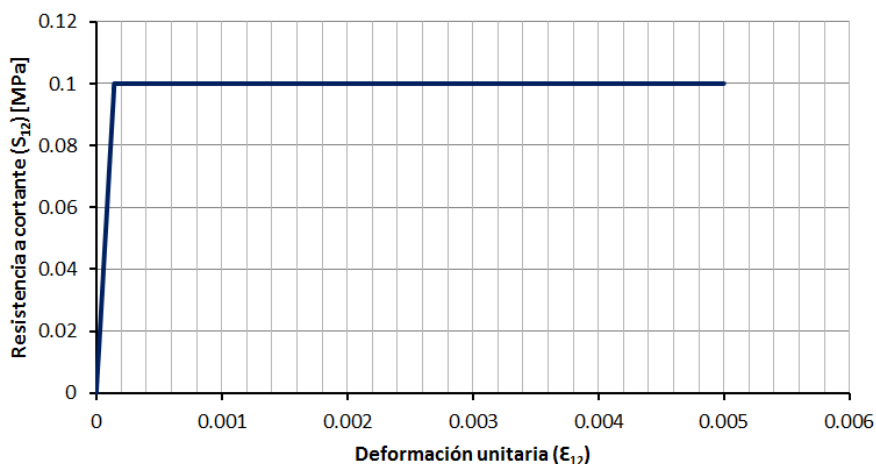


Figura 10. Comportamiento a cortante de la fábrica.

El análisis de las tensiones y las deformaciones de los forjados de la estructura no tiene interés para el objeto de este artículo, aunque su introducción en el modelo juega un papel importante para el arriostramiento de los muros de carga frente a la acción sísmica. Cabe destacar que los edificios históricos no disponen de forjados rígidos como para la consideración del efecto diafragma [23]. La introducción de los forjados se hace de forma simplificada utilizando elementos de espesor constante de 15 cm, que corresponde al espesor medio de un forjado tipo de 30 cm construido a partir de revoltones y viguetas de madera, puesto que no se conoce la geometría real de los forjados. Para modelar estos elementos se utilizan también elementos de superficie pero del tipo *Shell-Thin*, según la teoría de Love-Kirchhoff [24].

Antes de proceder al mallado de la estructura se consideraron diferentes tamaños de elemento. En este caso, se utilizan mayoritariamente elementos de 4 nodos de 25 cm de lado. Resulta ser un tamaño de elemento adecuado en comparación con las dimensiones del edificio y que permite obtener unos resultados razonables sin que el número de elementos resulte excesivo, lo cual contribuye a reducir el tiempo de cálculo de la estructura. Nótese que las irregularidades geométricas impiden la utilización de algunas opciones de mallado del programa. Por ello, no se ha realizado un estudio de sensibilidad con diferentes tamaños de malla y, de esta forma, evaluar su influencia en los resultados.

En el modelo no se considera la interacción de la estructura con el terreno. La falta de datos acerca del terreno impide la modelización del mismo como cimentación elástica (modelo de Winkler), a través de muelles que tienen una rigidez finita. Por tanto, se asume que el edificio está empotrado en la cimentación.

El modelo numérico resultante tiene en cuenta tanto la geometría real de la estructura como el comportamiento no lineal de la fábrica. Dicho modelo tridimensional se compone de 104408 elementos de superficie y 108848 nodos (Figura 11). Los diferentes colores que aparecen en la Figura 10 corresponden a los distintos grupos generados durante la elaboración del modelo, lo cual resulta útil no sólo para la asignación del correspondiente elemento finito (en función de la geometría y las propiedades mecánicas) sino también para analizar críticamente los resultados obtenidos.

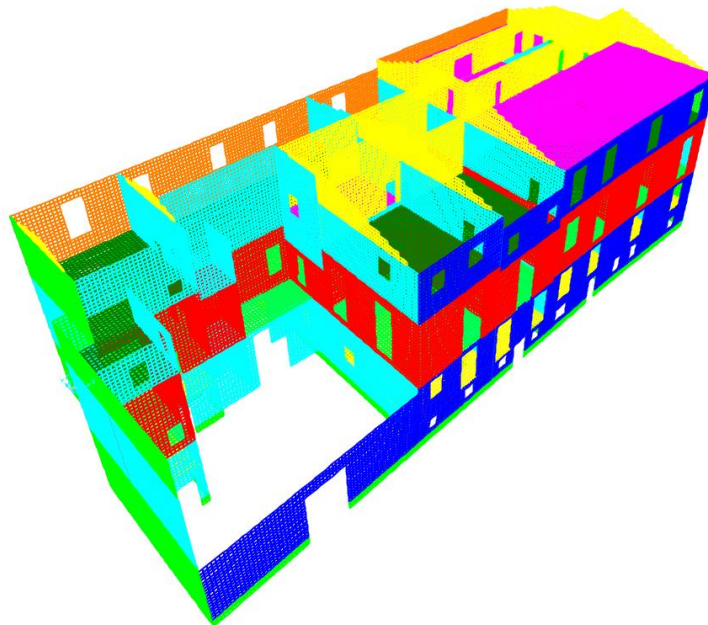


Figura 11. Modelo de elementos finitos del palacio.

4.3. Acciones

Para poder efectuar el análisis modal resulta imprescindible la adecuada definición de las masas de la estructura. El cómputo del peso propio en los muros de carga y en los forjados lo realiza de forma automática el programa a partir del peso específico del material. La definición de esta propiedad para el caso de los forjados se obtiene a partir de la carga por unidad de superficie que indica el CTE [25] para forjados unidireccionales y de su espesor, dando lugar a 20 KN/m^3 . Para la cubierta se considera una carga de 3 KN/m^2 en proyección horizontal según el CTE. La aplicación de esta carga sobre los muros se determina en función del área tributaria.

Puesto que la estructura está constituida por elementos que se comportan de forma no lineal, la introducción de la excitación sísmica se realiza en el dominio del tiempo (acelerogramas). Se utilizan cinco acelerogramas sintéticos según la norma NCSE-02 [26] para efectuar los cálculos. Estos acelerogramas se generan de manera que su espectro sea compatible con uno predefinido. El método que se emplea se basa en la descomposición de la aceleración sísmica en una suma de funciones senoidales de onda [27], según la Ec. 2:

$$\ddot{u}_g(t) = I(t) \sum_{i=1}^n A_i \cdot \text{sen}(w_i \cdot t + \emptyset_i) \quad (2)$$

Siendo $\ddot{u}_g(t)$, la aceleración del terreno; $I(t)$, la función de intensidad envolvente; A_i , la amplitud de la señal i -ésima; w_i , la frecuencia de la señal i -ésima; y \emptyset_i , el ángulo de fase de la señal i -ésima. Los acelerogramas generados son compatibles con el espectro de respuesta elástica correspondiente a la superficie del terreno sobre el que se sitúa la estructura. La definición de este espectro se realiza conforme a la norma NCSE-02, considerando un amortiguamiento del 4 % [28]. Adicionalmente, hay que definir la función de intensidad, que determina la duración del sismo artificial así como el modo en el que se distribuye la energía generada por éste. En este caso, se emplea una función trapezoidal para la generación de los acelerogramas [29]. A efectos de cálculo, los acelerogramas tendrán una duración de 10 s a excepción de uno de ellos, cuya duración es de 15 s. La aceleración pico de los acelerogramas es de 0.97 m/s^2 . En la Figura 12 se puede apreciar uno de los acelerogramas sintéticos junto con el espectro de aceleraciones correspondiente.

Según la NCSE-02, se analiza la estructura en dos direcciones ortogonales en planta, combinando ambas direcciones. La designación de cada caso de carga se define como: *SISMO_A_B*, donde la letra A indica el acelerograma sintético que se está utilizando (1,2,3,4 ó 5) y la letra B indica la dirección predominante de la acción sísmica (X ó Y).

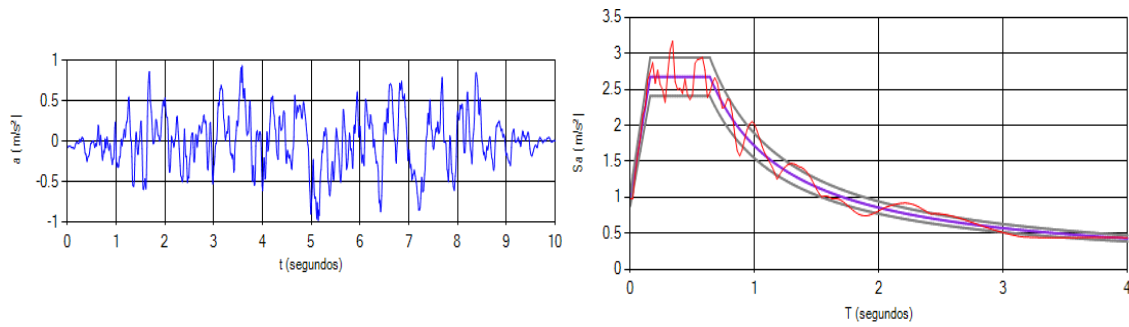


Figura 12. Acelerograma sintético 1 (izquierda) y espectro de aceleraciones (derecha).

5. RESULTADOS

5.1. Análisis modal

La Tabla 2 resume las frecuencias naturales y los periodos de vibración de los primeros diez modos de vibración de la estructura. Los resultados numéricos muestran que el primer modo se corresponde con una traslación según el eje global X (Figura 13) y tiene una frecuencia asociada de 1.94 Hz. En cambio, el segundo modo de vibración se corresponde con una traslación de eje global Y. Adicionalmente, está prevista la realización de una serie de campañas *in situ* para identificar las propiedades dinámicas del edificio de forma experimental, empleando métodos en el dominio del tiempo y/o de la frecuencia. Estas técnicas se basan en medir la respuesta de la estructura frente a las excitaciones ambientales, las cuales se consideran un proceso estocástico que excitan a la estructura en todo el rango de frecuencias de interés [30].

Modo	f_n (Hz)	T_n (s)
1	1.94	0.51
2	2.04	0.49
3	2.12	0.47
4	2.18	0.45
5	2.57	0.38
6	2.73	0.36
7	3.25	0.30
8	3.64	0.27
9	5.18	0.19
10	5.76	0.17

Tabla 2. Resultados del análisis modal de la estructura.

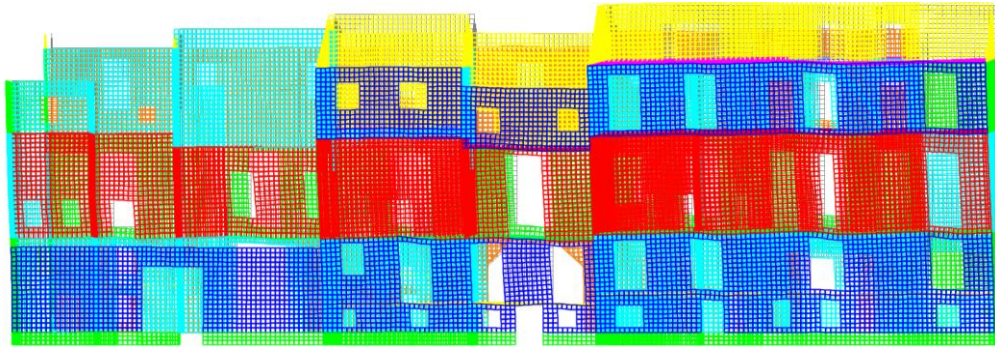


Figura 13. Forma modal correspondiente al primer modo de vibración.

5.2. Análisis sísmico

A partir del análisis dinámico en el tiempo para cada evento sísmico se pretende determinar el estado de daño de la estructura a nivel global y, en su caso, plantear medidas de refuerzo en la estructura. La adecuada interpretación de los resultados del cálculo numérico requiere identificar una serie de categorías de daño, no sólo de forma cualitativa (niveles de comportamiento) sino también de forma cuantitativa. Aunque del análisis estructural se obtienen una gran cantidad de resultados, los desplazamientos constituyen mejores indicadores de daño que las fuerzas [31]. En este caso, se utiliza como variable el desplome local dividido de la altura entre plantas consecutivas (δ , “*inter-story drift*”) [32], que se define como:

$$\delta = \frac{|d_{N_j} - d_{N_i}|}{h} \quad (3)$$

Siendo d_{N_j} y d_{N_i} los desplazamientos de los nodos N_j (forjado a mayor cota) y N_i (forjado a menor cota) respectivamente; y h , la separación entre plantas. El cálculo de este parámetro para un determinado evento sísmico se realiza para el instante en el que ocurre el máximo desplazamiento en la parte superior de la estructura [33]. Las categorías de daño empleadas junto con sus definiciones cualitativas y cuantitativas se recogen en la Tabla 3, las cuales se basan en [34].

Estado de daño	Nivel de comportamiento	Descripción	δ [%]
DS0	Lineal	Daños estructurales inexistentes. Daños no estructurales inexistentes.	< 1
DS1	Ocupación inmediata	Daños estructurales inexistentes. Daños no estructurales pequeños.	1
DS2	Limitación de daño	Daños estructurales pequeños. Daños no estructurales moderados.	2
DS3	Prevención de víctimas	Daños estructurales significativos. Daños no estructurales importantes.	3
DS4	Prevención del colapso	Daños estructurales importantes. Daños no estructurales muy importantes.	5

Tabla 3. Definición de los estados de daño.

Nótese que los valores de la Tabla 3 están propuestos para edificios de fábrica cuyos muros se espera que fallen en el plano. Por tanto, se asume que el fallo fuera del plano se evita a través de una adecuada conexión de los muros. Las fisuras existentes en la fachada Este de la estructura podrían dar lugar a este mecanismo de fallo si no se hubiera dispuesto de la estructura metálica externa. En la Figura 14 se pueden ver los resultados de aplicar la Ec. 3 a las fachadas situadas en la C/Beluga y en la C/Eixarchs para cada planta (P1, P2 y P3) y evento sísmico. La aplicación de la misma metodología para los dos tramos de la fachada Este (T1 y T2) se refleja en la Figura 15.

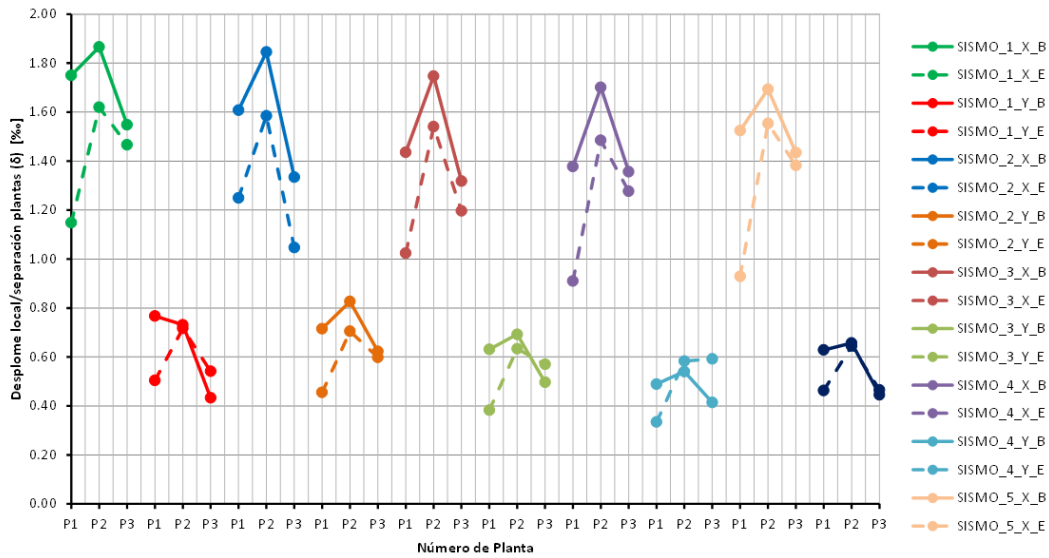


Figura 14. Comportamiento a sismo de las fachadas situadas en las calles Eixarchs (E) y Beluga (B).

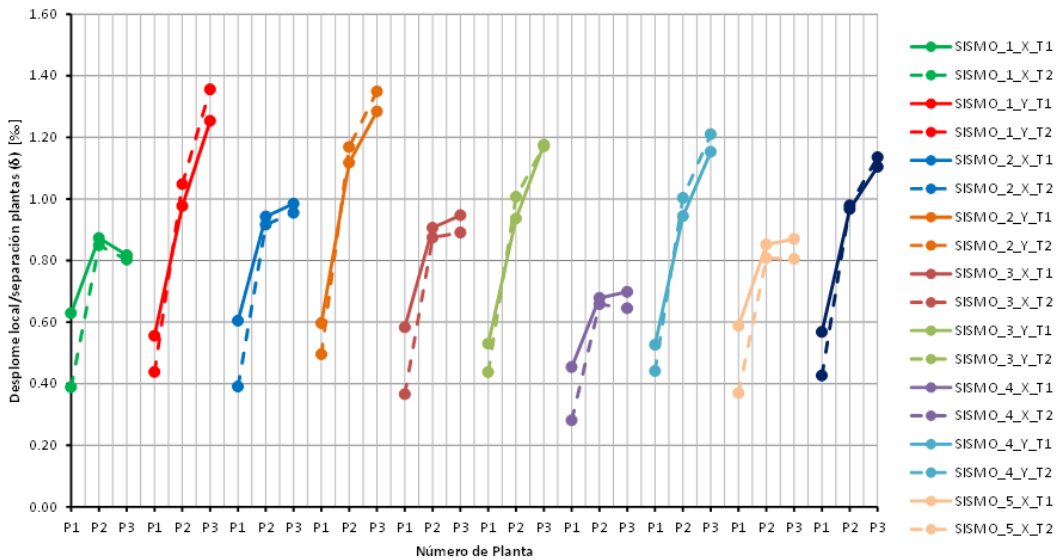


Figura 15. Comportamiento a sismo de los dos tramos de fachada Este (T1 y T2).

Como era de esperar, los casos en los que la dirección del sismo predominante coincide con la dirección de los muros producen un mayor daño en la estructura. Además, se observa como la fachada Sur experimenta mayores desplomes que la situada al Norte, lo cual se explica por la mayor presencia de huecos próximos a la fachada Norte y, por tanto, de muros que contribuyen a resistir los esfuerzos en la dirección de la fachada. Esta diferencia no resulta tan evidente cuando el sismo predominante actúa en dirección perpendicular a los muros de fachada. Tampoco se observa una diferencia significativa entre los dos tramos de la fachada Este.

En cuanto al nivel de daños en la estructura, las fachadas Norte y Sur superan el umbral del 1‰ para los casos de sismo cuya dirección predominante actúa en la dirección global X, por lo que la categoría de daños resulta ser DS1 según la Tabla 3. Para los casos en los que el sismo predominante actúa en la dirección global Y no se producen daños (DS0), que implica una respuesta elástica del edificio. Los dos tramos de la fachada Este generalmente presentan un nivel de daños DS0, aunque para los casos en los que el sismo predominante actúa en la dirección global Y se incrementa el nivel de daño, llegando a ser DS1. El nivel de daño aquí calculado asume que la estructura no presenta daños en su estado inicial, ya que no se incluyen dichos daños en el modelo.

Con el modelo de elementos finitos también se puede conocer el daño a nivel local en el edificio, evaluando las tensiones en los muros de carga. Se ha verificado que no existen tensiones de tracción conforme a la simplificación planteada en el cálculo. En las Figuras 16 y 17 se muestran el estado tensional correspondiente al caso SISMO_1_X en las fachadas Norte y Sur respectivamente. Se puede observar una concentración de tensiones en las esquinas de las ventanas como consecuencia de los esfuerzos cortantes provocados por el sismo, que son los puntos donde se inician las fisuras y cuya propagación dependerá de los esfuerzos en la estructura.

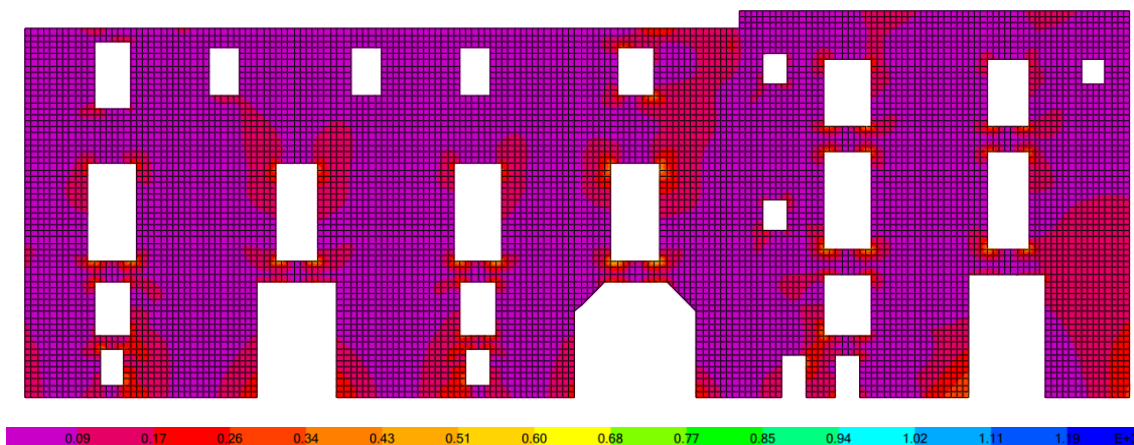


Figura 16. SISMO_1_X sobre la fachada de la C/Eixarchs. Tensiones de Von Mises ($t = 5.1$ s) [KN/m^2].

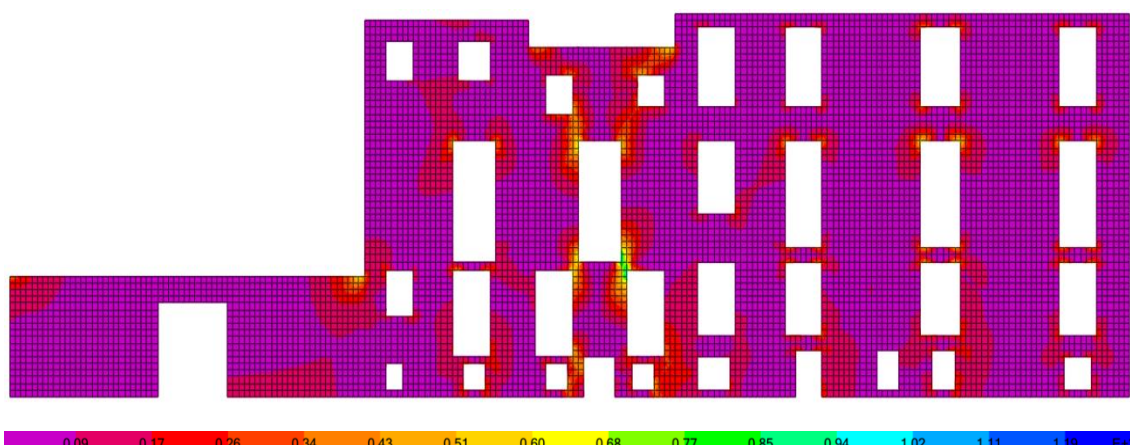


Figura 17. SISMO_1_X sobre la fachada de la C/Beluga. Tensiones de Von Mises ($t = 5.1$ s) [KN/m²].

Con la metodología de cálculo aquí expuesta se obtiene una buena aproximación acerca del comportamiento de la estructura. No obstante, se puede mejorar el grado de aproximación mediante una campaña experimental *in situ* junto con la utilización de otros programas que permiten abordar modelos numéricos más avanzados, siendo los más conocidos ANSYS o ABAQUS. De esta forma, se conocen las propiedades de los materiales con mayor exactitud y también se tiene en cuenta la fisuración de la estructura cuando se alcanzan unos determinados valores límite, aunque se requiere de un mayor esfuerzo computacional.

6. CONCLUSIONES

En este artículo se evalúa el comportamiento a sismo de un palacio histórico situado en Valencia. Los edificios con estructura de obra de fábrica presentan una alta vulnerabilidad sísmica, llegando en algunos casos a producir su colapso. Por tanto, hay que predecir la respuesta del edificio y estimar los daños que pueden producirse frente a este tipo de acciones para aplicar medidas de refuerzo si fuera necesario. Para ello, se elabora un modelo de elementos finitos con un código comercial. Mediante la utilización adecuada del mismo se introduce el comportamiento no lineal del material. El modelo numérico así desarrollado se utiliza con una doble finalidad: determinar cómo afecta a la estructura una serie de eventos sísmicos probables así como la identificación de las frecuencias de vibración edificio. Adicionalmente, se describe en detalle la geometría de la estructura junto con las patologías existentes.

Los resultados que se obtienen proporcionan información relevante sobre el comportamiento estructural. El análisis modal indica que los dos primeros modos de vibración se corresponden con traslaciones según las direcciones X e Y en planta. Por otro lado, del análisis de resultados de la simulación numérica con los diferentes escenarios se llega a que, para la peligrosidad sísmica asociada al emplazamiento del edificio, no se producen daños estructurales significativos. El nivel de daño así calculado asume que la

estructura está en un buen estado inicial. Conforme a las patologías reseñadas, la estructura parte de una condición que está alejada de la óptima que, junto a los daños que se producen de la acción sísmica, requiere la adopción de refuerzos en la estructura.

El trabajo aquí desarrollado constituye un primer análisis estructural del palacio, que forma parte de una línea de trabajo mucho más amplia. El siguiente paso de la investigación se centra en la realización de una serie de campañas *in situ* en el palacio y el empleo de modelos numéricos más complejos, tomando como referencia los resultados de este artículo. Adicionalmente se evaluará la influencia sobre la estructura de la ejecución del futuro túnel de la línea T2 de Metrovalencia, que está previsto que pase justo por debajo de la misma.

REFERENCIAS

- [1] N. Mendes and P. B. Lourenço, “Seismic vulnerability of existing masonry buildings: Nonlinear parametric analysis”, *Seismic Assessment, Behaviour and Retrofit of Heritage Buildings and Monuments*, pp. 139–164, (2015).
- [2] P. G. Asteris, M. Chronopoulos, C. Chrysostomou, H. Varum, V. Plevris, N. Kyriakides, and V. Silva, “Seismic vulnerability assessment of historical masonry structural systems”, *Engineering Structures*, Vol. **62**, pp. 118–134, (2014).
- [3] T. T. Bakeer. *Collapse analysis of masonry structures under earthquake actions*, Vol. **8**. Dresden: Publication Series of the Chair of Structural Design of TU Dresden, (2009).
- [4] J. M. Adam, A. Brencich, T. G. Hughes, and T. Jefferson, “Micromodelling of eccentrically loaded brickwork: study of masonry wallettes”, *Engineering Structures*, Vol. **32**, no. 5, pp. 1244–1251, (2010).
- [5] C. Chácará, N. Mendes, and P. B. Lourenço, “Numerical assessment of the out-of-plane response of a brick masonry structure without box behaviour”, *Congresso de Métodos Numéricos em Engenharia (CMN 2015)*, pp. 1–12, (2015).
- [6] S. Ivorra, F. J. Pallarés, and J. M. Adam, “Experimental and numerical results from the seismic study of a masonry bell tower”, *Advances in Structural Engineering*, Vol. **12**, no. 2, pp. 287–293, (2009).
- [7] P. B. Lourenço. *Computational strategies for masonry structures*. Delft: Delft University of Technology, (1996).
- [8] P. Roca, “Study of Gothic churches: inspection, monitoring and structural analysis”, *III Jornadas Técnicas Internacionales de Tecnología de la Rehabilitación y Gestión del Patrimonio Construido: REHABEND 2009, Bilbao*, pp. 1–19, (2009).
- [9] J. Martínez, J. Martín-Caro, J. Torrico, and J. León, “The Silla de la Reina tower in the Cathedral of León. Structural monitoring combined with numerical analysis”, *Proceedings of 12th International Brick and Block Masonry Conference*, (2000).

- [10] I. L. Vozmediano, H. Blanco, L. M. V. Cabredo, F. J. B. Garcá, C. Carrasco, C. Liaño, R. Vela, and J. Pereda, “Monitorización remota de construcciones históricas: Metodología empleada y puesta en marcha en la Iglesia del Seminario Mayor de Comillas,” *Congreso Latinoamericano sobre Patología de la Construcción, Tecnología de la Rehabilitación y Gestión del Patrimonio: REHABEND 2014, Santander*, pp. 734–745, (2014).
- [11] P. Roca, F. Aguerri, J. Aguerri, J. Perelli, and M. Llorens, “Structural monitoring of three Gothic Cathedrals”, *RILEM International workshop - On site control and non-destructive evaluation of masonry structures and materials*, pp. 105–119, (2001).
- [12] D. V. Oliveira, L. F. Ramos, P. B. Lourenço, and J. C. A. Roque, “Structural monitoring of the Monastery of Jerónimos”, *International Conference - 250th Anniversary of the 1755 Lisbon Earthquake*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), (2005).
- [13] P. B. Lourenço, “Consolidation of Cathedral of Porto”, *Jornadas sobre Tecnología de la Rehabilitación y la Gestión del Patrimonio Construido*, pp. 379–391, (2007).
- [14] C. Rossi, P. P. Rossi, and E. Vio, “Monitoring system of St. Mark’s Basilica in Venice. Analysis and interpretation of the data”, *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering for the Preservation of Monuments and Historic Sites*, (1996).
- [15] M. F. Olmedo de Cerdá, *Callejeando por Valencia*. Carena Editors SL, (2003).
- [16] O. Korini and H. Bilgin, “A new modeling approach in the pushover analysis of masonry structures”, *International Student Conference of Civil Engineering*, (2013).
- [17] G. Bartoli and M. Betti, “Cappella dei Principi in Firenze, Italy: Experimental analyses and numerical modeling for the investigation of a local failure”, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. **27**, no. 1, pp. 4–26, (2011).
- [18] M. Betti and A. Vignoli, “Numerical assessment of the static and seismic behaviour of the basilica of Santa Maria all’Impruneta (Italy)”, *Construction and Building Materials*, Vol. **25**, no. 12, pp. 4308–4324, (2011).
- [19] M. Betti, G. Bartoli, and M. Orlando, “Evaluation study on structural fault of a Renaissance Italian Palace,” *Engineering Structures*, Vol. **32**, no. 7, pp. 1801–1813, (2010).
- [20] M. Betti and L. Galano, “Seismic analysis of historic masonry buildings: the Vicarious palace in Pescia (Italy)”, *Buildings*, Vol. **2**, no. 2, pp. 63–82, (2012).
- [21] V. Mallardo, R. Malvezzi, E. Milani, and G. Milani, “Seismic vulnerability of historical masonry buildings: A case study in Ferrara”, *Engineering Structures*, Vol. **30**, no. 8, pp. 2223–2241, (2008).
- [22] H. B. Kaushik, D. C. Rai, and S. K. Jain, “Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. **19**, no. 9, pp. 728–739, (2007).
- [23] P. B. Lourenço, N. Mendes, L. F. Ramos, and D. V. Oliveira, “Analysis of masonry structures without box behaviour”, *International Journal of Architectural Heritage*, Vol. **5**, no. 4-5, pp. 369–382, (2011).

- [24] SAP2000 *Analysis reference manual. Version 18*. Berkeley: Computers and Structures Inc., (2015).
- [25] Ministerio de Vivienda, *Código Técnico de la Edificación (CTE). Documento Básico Seguridad Estructural: Acciones (DB-SE-A)*. Madrid: Ministerio de Vivienda, (2006).
- [26] Ministerio de Fomento, *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)*. Madrid: Ministerio de Fomento, (2002).
- [27] D. A. Gasparini and E. H. E. J. Vanmarcke, *Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra*. Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering, (1976).
- [28] M. Betti, L. Galano, and A. Vignoli, “Time-history seismic analysis of masonry buildings: A comparison between two non-linear modelling approaches”, *Buildings*, Vol. **5**, no. 2, pp. 597–621, (2015).
- [29] R. Bonett, L. Pujades Beneit, and J. E. Hurtado, “Generación de acelerogramas artificiales compatibles con un espectro de respuesta. Aplicación a eventos recientes en Colombia y España”, *Revista Internacional de Métodos Numéricos*, (2002).
- [30] Á. Cunha, E. Caetano, F. Magalhães, and C. Moutinho, “From input-output to output-only modal identification of civil engineering structures,” *1st International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC)*, pp. 11–27, Copenhagen, (2005).
- [31] M. Priestley and M. Kowalsky, “Direct displacement-based seismic design of concrete buildings”, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. **33**, no. 4, pp. 421–444, (2000).
- [32] A. Mouyiannou, M. Rota, A. Penna, and G. Magenes, “Identification of suitable limit states from nonlinear dynamic analyses of masonry structures”, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. **18**, no. 2, pp. 231–263, (2014).
- [33] A. Hokmabadi, B. Fatahi, and B. Samali, “Recording inter-storey drifts of structures in time-history approach for seismic design of building frames”, *Australian Journal of Structural Engineering*, Vol. **13**, no. 2, pp. 175–179, (2012).
- [34] A. Kappos and V. Papanikolaou, “Nonlinear dynamic analysis of masonry buildings and definition of seismic damage states”, *The Open Construction and Building Technology Journal*, Vol. **10**, no. 1, (2016).