

Respuesta no lineal de estructuras formadas por paredes de mampostería sometidas a cargas cíclicas y dinámicas

Non Linear Response of Masonry Wall Structures Subjected to Cyclic and Dynamic Loading

Fernando Sima¹, Pere Roca, Climent Molins²

Recibido: Agosto 2010

Aceptado: Septiembre 2010

Resumen.- Se presenta un método para el análisis dinámico no lineal de estructuras de mampostería. El método se basa en la llamada Formulación Matricial Generalizada (FMG) para el análisis en servicio y en estado límite último de estructuras formadas por arcos y/o paredes de mampostería, donde tanto los muros sólidos como los muros con aberturas son modelados mediante pórticos equivalentes. Esta Formulación ha sido complementada con un modelo constitutivo cíclico para la mampostería y un algoritmo para la integración de la ecuación del movimiento, resultando un método numéricamente eficiente para el análisis en el dominio del tiempo de sistemas estructurales complejos de mampostería.

Palabras Clave: paredes de mampostería, análisis sísmico, análisis no lineal, Formulación Matricial Generalizada.

Summary.- A method for non-linear dynamic analysis of wall masonry structures is presented. The method takes advantage of a Generalized Matrix Formulation (GMF) for the serviceability and ultimate analysis of structures composed of arches and/or masonry walls, in which open and solid walls are described as equivalent frame systems. This formulation has been complemented with a cyclic constitutive model and an algorithm for the integration of the equation of motion, resulting in a numerically efficient method for non-linear analysis in time domain of complex masonry systems.

Keywords: Shear masonry wall, seismic analysis, non-linear time domain analysis, extended frame formulation, flexibility formulation.

1 Introducción.- La mayoría de las estrategias usadas normalmente para la caracterización de la capacidad sísmica de estructuras de mampostería (como por ejemplo el análisis pushover convencional) se basan en la aplicación de un conjunto de fuerzas estáticas equivalentes en el marco de un análisis instantáneo. Este tipo de análisis no toma en consideración algunos aspectos significativos de la respuesta sísmica real, como por ejemplo la influencia del tipo de carga cíclica en la acumulación de daño experimentado por la estructura. Por otro lado, el uso del análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo, que permitiría de alguna forma tener en cuenta la acumulación del daño por los efectos de la carga cíclica, es frecuentemente limitado debido a su alto costo computacional.

¹ Dr. Ingeniero. Estructuras del Uruguay.,- fsima@estructurasdeluruguay.com.uy.

² Profesores: Universidad Politécnica de Cataluña

Se presenta aquí una nueva aplicación para el análisis de sistemas estructurales formados por arcos y/o paredes de mampostería, con el propósito de ofrecer un método eficiente y suficientemente exacto para el análisis no lineal en el dominio del tiempo. El método (denominado como Formulación Matricial Generalizada, FMG), basado en la generalización de los métodos matriciales usuales para el análisis de estructuras formadas por pórticos espaciales, se caracteriza por su gran eficiencia numérica y versatilidad en el modelamiento de una amplia variedad de estructuras de mampostería. Aplicaciones de esta formulación al análisis estático de estructuras de mampostería fueron presentadas por Molins y Roca [1] y Roca et al. [2]. Si bien esta formulación fue inicialmente desarrollada para estructuras reticulares de mampostería, esta se adaptó posteriormente para la descripción de sistemas estructurales formados por paredes de carga de mampostería, a través de técnicas para el modelamiento de elementos 2D mediante sistemas de pórticos equivalentes.

La extensión al análisis dinámico en el dominio del tiempo que se presenta en este trabajo incluye dos nuevas características; a saber: (1) un modelo constitutivo para el modelamiento de la respuesta cíclica de estructuras de mampostería, incluyendo el caso de oscilaciones de gran amplitud, y (2) un método de integración en el dominio del tiempo de la ecuación del movimiento, en el marco de la FMG. El primer aspecto se resolvió a través de la formulación de una ecuación constitutiva que toma en consideración los efectos de producidos por cargas cíclicas repetidas y de amplitud importante en compresión, tracción y ciclos combinados de tracción-compresión. Esta ecuación constitutiva ha sido ajustada mediante regresión de los resultados experimentales sobre especímenes de mampostería no reforzada de ladrillo y mortero de cemento, producidos por otros autores (Naraine y Sinha [3]). El segundo aspecto se resolvió mediante la utilización del método α -Generalizado combinado con un esquema de Newton-Raphson para la integración de la ecuación del movimiento de la estructura.

La eficiencia del método en la caracterización de la respuesta dinámica en el dominio del tiempo de estructuras de mampostería se ilustra mediante la aplicación del mismo al análisis de un edificio a escala de mampostería ensayado en una mesa vibratoria por Tomažević y Weiss [4].

2 Formulación Matricial Generalizada.- La llamada Formulación Matricial Generalizada fue derivada inicialmente por Mari [5] para el análisis de estructuras apertadas de hormigón armado y pretensado, con elementos de directriz curva y sección variable. Esta se puede describir como una formulación híbrida donde los esfuerzos internos se expresan a través de una ecuación derivada directamente de la consideración del equilibrio en cada punto del elemento. Debido a esto, la formulación es en principio exacta, más allá del número de elementos empleados, y su exactitud depende únicamente de las reglas de integración empleadas, tanto a lo largo del elemento como a nivel seccional. Una estructura compleja puede modelarse simplemente describiendo cada uno de los elementos lineales (viga, arco o pilar) con un solo elemento de dos nodos, lo que resulta en una gran eficiencia numérica.

A partir de la formulación básica, posteriores trabajos permitieron extender la formulación al análisis estático y dinámico de estructuras de mampostería compuestas por arcos y paredes. Para ello, se adoptaron en primer lugar modelos para describir la respuesta de la mampostería no armada (Molins y Roca [1]). En segundo lugar, se derivó una matriz de masas consistente (a la vez que otras mejoras necesarias) para permitir el análisis modal (Molins et al. [6]) que considera la distribución exacta de masa y rigidez a lo largo de cada elemento estructural. En tercer lugar, se implementó una estrategia que permite describir paredes macizas o con aberturas (i.e. paredes conectadas por dinteles o arcos) como un sistema equivalente de elementos lineales. Para ello, se incluyeron una serie de aparatos especiales para representar con gran exactitud, la deformación por cortante de los muros.

En su configuración inicial, se incluyó un modelo constitutivo de tipo elasto-plástico para mampostería en compresión y cortante y un modelo elasto-frágil en tracción. Más allá de la simplicidad de los modelos adoptados, la formulación mostró una significativa capacidad para la localización del daño. El método permitió la simulación de mecanismos de rotura, como los predichos por el análisis límite, debido al hecho de que las secciones dañadas se comportan como verdaderas rótulas debido a la alta concentración de flexibilidad y curvatura (Molins y Roca, [1]).

La Figura 1 proporciona una serie de aplicaciones que ilustran la habilidad de la FMG para permitir modelar una amplia gama de tipos estructurales, incluyendo estructuras formadas por barras curvas (Figuras 1,a,b), puentes de mampostería (Figura 1,c) y sistemas formados por muros de carga (Figura 1,d). La región blanca en la figura 1a representa la fisuración en tracción bajo cargas gravitatorias. La Figura 1c muestra la deformada de los primeros dos modos de vibración de un antiguo puente multi-arco de mampostería.

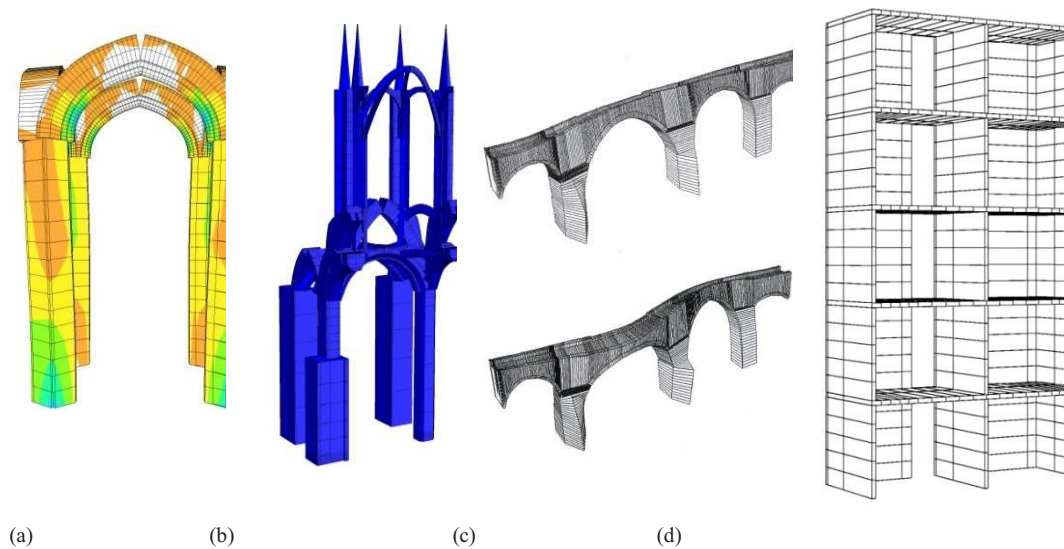


Figura 1: Ejemplos de estructuras modeladas mediante la FMG. De izquierda a derecha: sistema de arcos, cimborio, puente multi-arco (análisis modal), edificio de paredes de carga

3 Modelo constitutivo cíclico.- Un primer requerimiento para cualquier modelo orientado al análisis dinámico no lineal, se encuentra en la utilización de una ecuación constitutivo que considere de forma realista la respuesta cíclica del material frente oscilaciones de gran amplitud. De hecho, es imprescindible el modelamiento de de aspectos tales como (1) el consumo de energía durante los ciclos de histéresis (2) la acumulación de deformación plástica irreversible a lo largo de los ciclos de carga (3) la reducción de la rigidez con los ciclos de descarga y recarga. De hecho, estos aspectos deben ser considerados tanto para ciclos de carga en compresión como en tracción, e inclusive combinaciones de ambos.

Para este propósito, se adoptó un modelo constitutivo cíclico uniaxial inicialmente derivado por Sima et al. [7] para estructuras de hormigón, convenientemente modificado para permitir su aplicación a estructuras de mampostería (figura 2). El modelo está formulado en función de dos variables de daño en compresión y tracción independientes. El resto de los parámetros que permiten determinar la respuesta cíclica (como ser la rigidez de las ramas de descarga y recarga y la relación de la deformación al comienzo de la descarga y la deformación plástica remanente) se definen en función de los parámetros de daño básicos.

El modelo constitutivo se ha adaptado mediante regresión de los datos obtenidos experimentalmente por diferentes autores para la mampostería de ladrillo de arcilla (en particular Naraine y Sinha [3]).

El comportamiento no lineal bajo tensiones de corte, se ha modelado mediante la consideración de que las porciones de la sección en tracción colaboran para resistir las tensiones tangenciales dependiendo del nivel de daño en tracción acumulado; un daño en tracción igual a cero (material intacto) quiere decir que esa porción colabora en un 100% en la respuesta a cortante, mientras que en el caso de daño en tracción igual a 1 (material completamente dañado) quiere decir que esta porción no colabora en la respuesta a cortante, con una interpolación lineal entre estos valores extremos.

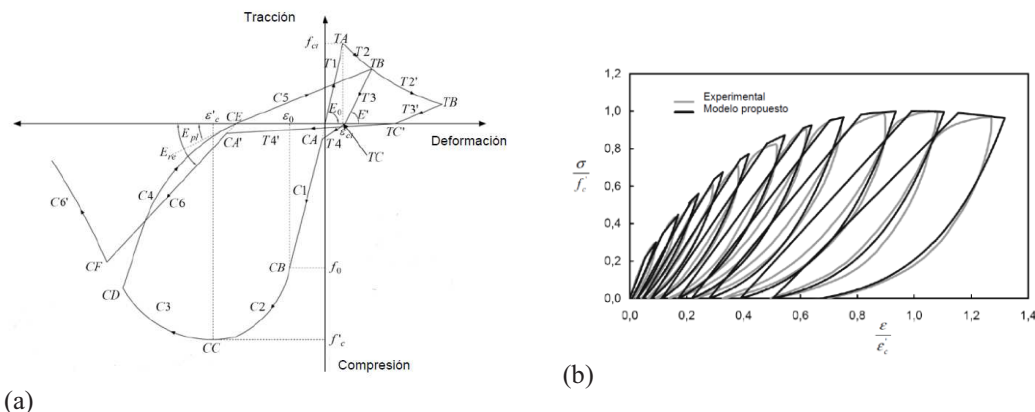


Figura 2. (a) Descripción general del modelo constitutivo cíclico y sus parámetros (b) Comparación entre el modelo cíclico y los resultados experimentales de Naraine y Sinha [3] luego del ajuste

4 Estrategia de integración en el dominio del tiempo.- La elección de un esquema de integración adecuado se vuelve crucial para el análisis de estructuras complejas. Algunas de las características deseables en este tipo de esquemas según Hilber y Hughes [8], incluyen la estabilidad incondicional, el grado de exactitud de segundo orden y la introducción de amortiguamiento numérico. Este último permite tener una disipación numérica controlable sobre los modos superiores de la estructura, para evitar oscilaciones aleatorias provenientes de la excitación de modos espaciales no resueltos debidos a la discretización de la estructura. Una dificultad básica en el desarrollo de este tipo de algoritmos es lograr proveer una disipación de alta frecuencia sin introducir un amortiguamiento excesivo de los modos inferiores. Es importante que las propiedades de exactitud de segundo orden y estabilidad incondicional sean garantizadas inclusive en el caso no lineal.

Tomando en cuenta todas estas consideraciones, se seleccionó el llamado método α -Generalizado propuesto por Chung y Hulbert [9] como la aproximación óptima al problema. Su implementación en el contexto de la FMG se realizó a través de un esquema de Newton-Raphson donde, para cada iteración se determina una matriz de rigidez efectiva que tiene en cuenta la matriz de rigidez tangencial junto con los efectos inerciales y de amortiguamiento viscoso. Una descripción detallada del procedimiento resultante se puede encontrar en Sima [10].

5 Ejemplo de aplicación.- En este apartado se presenta como ejemplo de aplicación del modelo propuesto, el estudio de un edificio de mampostería a escala 1/5 ensayado sobre mesa vibratoria por Tomažević y Weiss [4].

El edificio ensayado, que representa un típico edificio residencial de 3 niveles, incluye una serie de muros perimetrales y un muro central cruciforme, con la geometría descrita en la Figura 3. Los entrepisos estaban formados por losas nervadas de hormigón armado. Las paredes fueron construidas con ladrillos cerámicos perforados. Según los autores del ensayo, la mampostería presentaba una resistencia a compresión de 6.33 MPa, un módulo de Young de 6,450 MPa y una resistencia a tracción de 0.40 MPa. Para cumplir con los requerimientos de similitud en la distribución de masa y tensiones verticales en los muros, se fijaron una serie de bloques de hormigón sobre las losas (300 Kg en cada nivel). Asimismo, para lograr los niveles deseados de tensión vertical en los muros, se agregaron una serie de barras pretensadas, fijadas en la losa superior y ancladas en la cimentación, que introducían 12 KN adicionales en cada esquina del edificio.

La estructura se sometió a una serie de movimientos en la base del edificio mediante mesa vibratoria, correspondientes al registro de la componente Norte-Sur del sismo de Montenegro de 1979, con una aceleración pico de 0.43g. La intensidad de la vibración se controlaba mediante el ajuste de la amplitud del desplazamiento de la mesa vibratoria. Para esto, se realizó la integración numérica del acelerograma del sismo, escalado de acuerdo a las leyes de similitud utilizadas. El edificio se sometió entonces a una serie de movimientos de diferente intensidad, variando la aceleración máxima, donde aquellos identificados como R43 hasta R49 sobrepasaron el rango elástico de la estructura. El último de ellos, con una aceleración pico de 2.61g, llevó al colapso de la estructura.

Para la realización del análisis mediante el modelo propuesto, se consideró un modulo tangencial para la mampostería de $G=1400$ MPa y una energía de fractura de $G_f=120$ J/m². El valor considerado para el modulo tangencial de la mampostería se basa en los resultados experimentales obtenidos por Tomažević [11], que mostraban que este valor es menor (entre 6 y 25% del módulo de elasticidad) que el recomendado por Eurocódigo 6 [12] de 40% del módulo de elasticidad. El valor asumido para la energía de fractura está de acuerdo con los valores experimentales obtenidos por Rots [13]. El modelo estaba formado por 123 elementos de 2 nodos, de los cuales 27 fueron utilizados para describir los muros de mampostería y 96 para describir las losas de hormigón armado. Cada muro se dividió longitudinalmente en 13 secciones de integración.

6 Análisis modal.- Antes de comenzar el análisis en el dominio del tiempo, se realizó un cálculo de valores propios sobre la estructura intacta, a fin de obtener las frecuencias naturales de vibración obteniéndose una primer frecuencia propia de 13.74 Hz, que resultó muy próxima al valor obtenido experimentalmente por los autores del ensayo (13.81 Hz) previo a la aplicación de la acelerograma de base. La proximidad de estos valores confirma la capacidad del modelo para reproducir adecuadamente la flexibilidad del sistema de muros de carga.

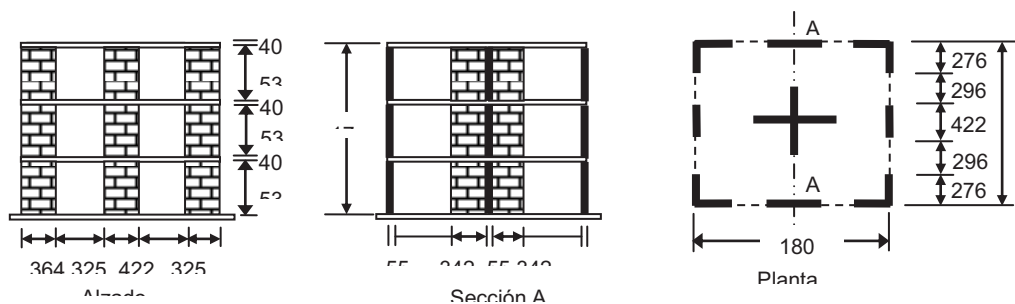


Figura 3. Geometría (en mm) del modelo del edificio a escala (adaptado de Tomažević y Weiss [4])

7 Análisis Pushover.- Como parte de su estudio detallado, los autores de los experimentos proporcionaron el cortante de base así como la envolvente del desplazamiento del primer nivel. Como una primera aproximación, se realizó un análisis tipo pushover y la carga última resultante se puede comparar en la Figura 4a, con la capacidad de la envolvente de histéresis obtenida experimentalmente. Para ello, el sistema de fuerzas estáticas equivalentes se distribuyó de acuerdo a la forma del 1er modo de vibración, resultando un porcentaje de distribución de fuerzas horizontales de 21.7%, 36.7% y 41.6% para los primer, segundo y tercer nivel respectivamente.

La valor de carga máxima horizontal obtenida a través del análisis pushover de 23.1 KN, es próximo al valor del máximo cortante de base obtenidos durante el ensayo R49 (Figura 4a). Por otro lado, este cortante de base obtenido experimentalmente se obtuvo para una deriva lateral significativamente mayor. Otra estimación numérica obtenida mediante la FMG combinado con un modelo más simple en tracción (i.e. comportamiento perfectamente frágil) permitió obtener un valor de la fuerza última de 16.5 KN. Este valor resultó bastante próximo a la estimación analítica realizada por Tomažević [14] de 17.1 KN, basada en el análisis límite, y es muy similar a los valores de cortante basal obtenido para los ensayos R44-R47. La diferencia entre las dos estimaciones numéricas se puede atribuir a que en la primera de ellos se considera una energía de fractura finita (no nula).

8 Análisis en el dominio del tiempo.- A fin de demostrar la capacidad del modelo propuesto para el análisis en el dominio del tiempo de estructuras de mampostería, se modeló el ensayo identificado como R47. El movimiento de la mesa vibratoria se caracterizó por una duración 5.5 s y una aceleración máxima de 1.10 g.

El análisis paso a paso se realizó para un intervalo de tiempo de 0.006 s, que fue el mayor intervalo de tiempo encontrado compatible con las características del acelerograma de base, y valores de los parámetros del método -generalizado $\alpha_m = -0.05$, $\alpha_f = 0.1$, $\gamma = 0.308$ y $\beta = 0.61$.

Estos valores se ajustaron a fin de lograr un mejor ajuste de los resultados experimentales, un amortiguamiento numérico controlado de los modos superiores, exactitud de segundo orden y estabilidad incondicional. Como puede observarse en la Figura 4b, se obtuvo un nivel de ajuste muy bueno respecto a los resultados experimentales, con desviaciones aceptables en amplitudes y frecuencias. La diferencia entre la deriva obtenida numéricamente y la experimental fue de 25%, 3% and 8% para el 1er, 2do y 3er nivel respectivamente. El máximo cortante basal y el máximo desplazamiento lateral para el primer nivel fue de 20.3 KN y 4.5 mm respectivamente. Ambos valores están muy próximos a los resultados experimentales.

Asimismo, se realizó un análisis de Fourier sobre la historia temporal obtenida para el nivel superior, obteniéndose una frecuencia final de 3.45 Hz para el primer modo de vibración. Si bien este valor es menor al medido experimentalmente (4.99 Hz), proporciona una estimación similar del fuerte impacto del daño provocado por el movimiento de la mesa vibratoria. La reducción en la frecuencia propia fue de 75% y 64% para el caso experimental y el análisis numérico respectivamente.

Según Tomažević y Weiss [4], la fisuración se observó en primer lugar en la parte inferior de los muros perimetrales, produciéndose separación y “rocking motion”. En la condición última, se desarrollaron fisuras horizontales en las juntas entre la mayoría de los muros y las losas de piso. Parte de la pared central cruciforme falló por cortante, mientras que las paredes periféricas intermedias fallaron por cortante con aplastamiento de los bloques de compresión. El análisis numérico presentado predijo una distribución del daño consistente con los resultados experimentales para la condición última, incluyendo la fisuración casi completa de los muros de esquina, mientras que los muros intermedios e interiores sufrieron únicamente un daño parcial en tracción. Se observó además un daño severo en compresión en los muros centrales de sección

cruciforme, mientras que en los muros perimetrales e interiores de las plantas superiores mostraron niveles de daño moderado en compresión.

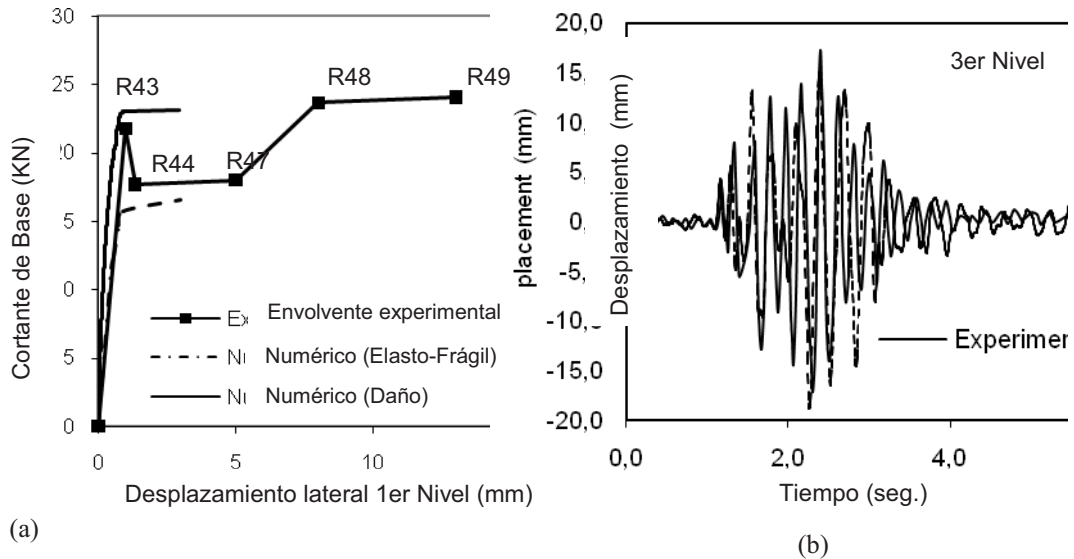


Figura 4. Comparación de la curva pushover con la envoltente de histéresis de Tomažević y Weiss [4] (a); Comparación de la historia temporal experimental y numérica del desplazamiento del 3er nivel (b).

9 Conclusiones.-Se presentó un método para el análisis dinámico no lineal de estructuras de mampostería, como una extensión de la llamada Formulaci3n Matricial Generalizada. El método incluye un modelo constitutivo cíclico uniaxial en combinaci3n con un procedimiento para la integraci3n de la ecuaci3n del movimiento de la estructura. Este método es aplicable a estructuras de mampostería incluyendo sistemas que poseen tanto elementos lineales (arcos, pilares) como paredes, en este último caso, modeladas como un sistema de pórticos equivalentes.

El ejemplo aplicaci3n presentado, que consistió de la simulaci3n de los efectos de movimientos de base de gran amplitud en un edificio de tres niveles, dejó en claro la aplicabilidad del método para el análisis de estructuras complejas de mampostería, permitiendo obtener resultados realistas de su respuesta dinámica.

Una característica importante del modelo propuesto es su gran eficiencia computacional, gracias al limitado número de grados de libertad necesarios para el modelamiento de estructuras complejas. Miembros estructurales como los paneles de pared, pueden ser simulados usando un número reducido de elementos lineales de 2 nodos.

10 Referencias

1. Molins C, Roca P. (1998). "Capacity of Masonry Arches and Spatial Frames". Journal Structural Engineering ASCE, 124(6), 653-663.
2. Roca P, Molins C, Marí A R. (2005). "Strength capacity of masonry wall structures by the equivalent frame method". Journal of Structural Engineering ASCE, 131(10) 1601-1610.
3. Naraine K, Sinha S. N. (1989). "Behavior of brick masonry under cyclic compressive loading". Journal of Structural Engineering, ASCE 115(6), 1432-1445.

4. Tomažević M, Weiss P. (1994). "Seismic behavior of plain and reinforced masonry buildings". Journal of Structural Engineering ASCE, 120(2), 323-338.
5. Marí A. R. (1985). "*A general Method for the analysis of curved beams and space frames*" (in Spanish). Barcelona, Spain: Department of Construction Engineering, Technical University of Catalonia.
6. Molins C, Roca P, Barbat A. H. (1998). "Flexibility-based linear dynamic analysis of complex structures with curved-3D members". Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 27, 731-747.
7. Sima JF, Roca P, Molins C. (2008) "Cyclic Constitutive model for concrete". Engineering Structures, 30(3), 695-706.
8. Hilber HM, Hughes T .J. R. (1978). "Collocation, dissipation and 'overshoot' for time integration schemes in structural dynamics". Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 6, 99-117.
9. Chung J, Hulbert G. M. (1993). "A time integration algorithm for structural dynamics with improved numerical dissipation: The generalized- method". ASME Journal Applied Mechanics 60, 371-375.
10. Sima, F. (2010) "*A model for the non linear dynamic analysis of reinforced concrete and masonry framed structures*". Ph.D. Dissertation. Barcelona, Spain: Universitat Politècnica de Catalunya.
11. Tomažević, M. (1999) Earthquake resistant of masonry buildings / Miha Tomažević. Series on Innovation in Structures and Construction – Vol I. Eds. Elnashai & Dowling. Imperial College Press, London
12. European Committee for Standardization CEN EN-1996-1-1 (2005) Eurocode 6: Design of masonry structures, Part 1-1, General rules and rules for buildings.
13. Rots, J.G. (1997) Structural masonry. Centre for Civil Engineering Research and codes. Balkema, Rotterdam.
14. Tomažević, M. (1994) "Indagini sperimentali per l'analisi ed il progetto di strutture in materiali resistenti alle azioni sismiche". Construire in Laterizio, 7 (39), 263-275.