



# Modelli numerici per l'analisi sismica di edifici in muratura: confronto tra metodi ad elementi finiti e a telaio equivalente

Filippo Lorenzoni<sup>a</sup>, Maria Rosa Valluzzi<sup>b</sup>, Gianluca Iraci Sarerì<sup>b</sup>, Elvis Cescatti<sup>a</sup>, Francesca da Porto<sup>a</sup>

<sup>a</sup> Dipartimento di Geoscienze, Università degli Studi di Padova, Via Gradenigo, 6, Italy

<sup>b</sup> Dipartimento dei Beni Culturali, Università degli Studi di Padova, Piazza Capitaniato, 7, Italy

*Keywords: modelli numerici, metodo agli elementi finiti, metodo a telaio equivalente, edifici in muratura, comportamento sismico*

## ABSTRACT

Il paper descrive le attività di ricerca condotte a seguito del sisma Centro Italia 2016-17 sull'ex Tribunale di Fabriano (Ancona), un edificio in muratura non armata monitorato dall'Osservatorio Sismico delle Strutture (OSS) del Dipartimento della Protezione Civile. Il comportamento di tali strutture non è sempre del tutto chiaro e prevedibile poiché dipende da fattori di difficile determinazione, legati alla schematizzazione sia geometrica che meccanica degli elementi strutturali. In questo contesto il lavoro affronta un argomento di interesse crescente, sia in ambito scientifico che professionale, cioè la simulazione della risposta sismica di edifici esistenti in muratura tramite modellazione numerica. L'obiettivo è quello di confrontare, a partire da un caso studio reale, due differenti approcci di modellazione, uno ad elementi finiti e uno a telaio equivalente. Lo studio è stato condotto sul comportamento nel piano di una singola parete, attraverso l'utilizzo di analisi statiche non-lineari (pushover). Il confronto dei risultati ottenuti, in termini di curve di capacità e di modalità di danneggiamento e collasso, ha permesso di valutare l'influenza sulla risposta sismica di diversi parametri tra cui la rigidità nel piano dei solai, i sistemi di connessione solaio-parete, le dimensioni di fasce di piano e maschi murari e le irregolarità geometriche.

## 1 INTRODUZIONE

Lo studio delle strutture in muratura è un tema estremamente attuale. La vulnerabilità del costruito storico alle azioni di tipo sismico, che anche recentemente hanno colpito il territorio italiano, con il terremoto del Centro Italia 2016-2017, ha condotto ad un continuo sviluppo delle strategie di analisi e dei metodi di modellazione numerica della risposta. Attualmente è possibile scegliere tra molteplici ipotesi di modellazione per le strutture in muratura, schematizzabili in base alla scala o al tipo di discretizzazione in: (i) modelli al continuo, (ii) modelli a telaio equivalente, (iii) modelli a elementi discreti, (iv) modelli a macroblocchi. In letteratura si trovano esempi di confronti tra diversi approcci di modellazione numerica che evidenziano sia la loro capacità di convergere su risultati simili, come rilevato da Magenes *et al.* (1998), Lagomarsino *et al.* (2013), Ademovic *et al.* (2013), che comportamenti anche sensibilmente differenti (Marques *et al.* 2009, Calderoni *et al.* 2015).

Le variabili in gioco sono molteplici, tra cui la geometria della struttura, la tipologia di solai, ma anche la grande varietà di programmi di calcolo oggi in commercio.

Partendo da tali presupposti il seguente lavoro si pone quindi come obiettivo quello di confrontare le due differenti strategie di modellazione, FEM e telaio equivalente, così da evidenziarne eventuali criticità o potenzialità.

## 2 IL CASO STUDIO

Per il confronto delle differenti strategie di modellazione ci si è serviti di un caso studio reale identificato con uno dei 155 edifici monitorati dall'Osservatorio Sismico delle Strutture: l'ex Tribunale di Fabriano in provincia di Ancona (Figura 1). Il fabbricato dalla pianta a "T", isolato dagli edifici circostanti, fu costruito intorno al 1940 per poi essere ampliato tramite la sopraelevazione di un secondo piano nel 1950. Allo stato attuale il fabbricato si sviluppa dunque su quattro livelli identici di circa 1220 m<sup>2</sup>, tre fuori terra e uno seminterrato, per un'altezza massima in

gronda pari a 16,8 m. La regolarità della struttura è interrotta solo dal nuovo corpo scale esterno aggiunto sul lato Nord-Est. L'edificio risulta costituito per la maggior parte da muratura portante in pietra a spacco con buona tessitura e spessore variabile tra 50 e 110 cm. Questa si sviluppa per tutta l'altezza dell'edificio.

La struttura è stata oggetto di numerosi interventi di miglioramento sismico a seguito del sisma Umbria-Marche del 1997.

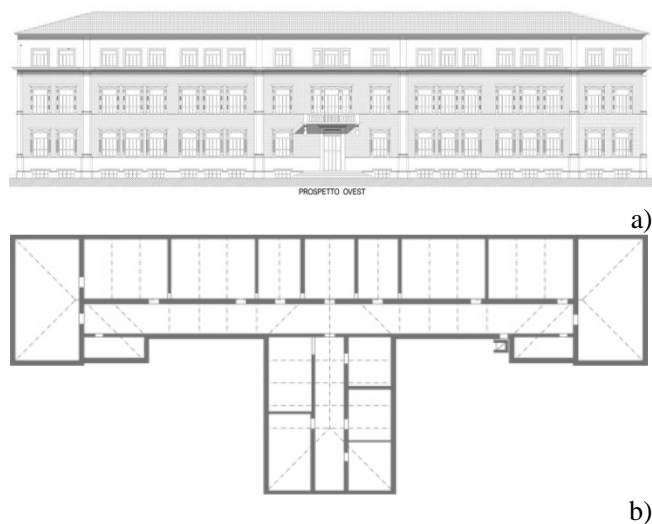


Figura 1. a) Prospetto principale dell'ex Tribunale di Fabriano, oggetto di modellazione; b) Pianta dell'edificio

In particolare sono stati eseguiti rinforzi delle strutture murarie verticali tramite iniezioni e intonaci armati, un miglioramento delle connessioni parete-parete e solaio-parete e interventi di rinforzo degli orizzontamenti al fine di incrementarne la rigidità nel piano. La copertura, probabilmente l'unica struttura a non aver subito interventi, è costituita invece da capriate lignee.

### 3 I MODELLI NUMERICI

Per la creazione dei modelli numerici ci si è serviti di due software commerciali. Per l'applicazione del modello a telaio equivalente si è usato il programma 3Muri (Figura 2b), il quale applica un modello a telaio equivalente con macroelementi bidimensionali (Lagomarsino *et al.* 2013).

Per l'applicazione del metodo FEM si è invece usato il codice di calcolo Diana (Figura 2a), sfruttando quindi due software di comprovata validità. Nel presente lavoro il confronto è stato però eseguito su singole pareti bidimensionali, applicando metodologie già utilizzate da altri autori (v. ad esempio Calderoni *et al.* (2015)).

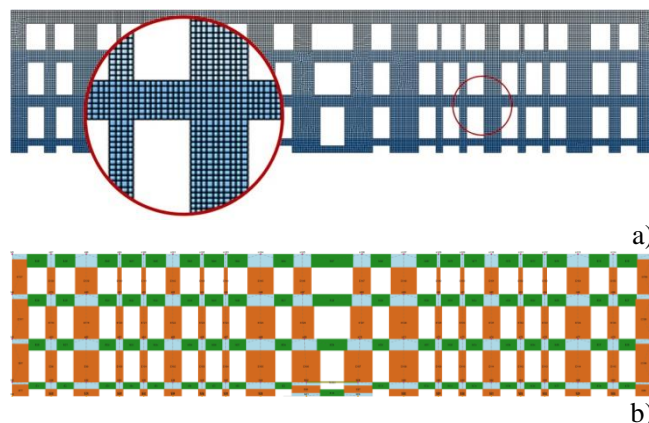


Figura 2. Approcci di modellazione numerica adottati: a) modello FEM; b) modello a telaio equivalente

#### 3.1 Strategie di modellazione comuni ai due approcci

Sono state adottate delle scelte operative comuni ai due modelli volte ad un processo di sintesi e semplificazione, sia per una più facile gestione della comparabilità tra i diversi modelli che per una più chiara successiva lettura dei risultati. La parete del caso studio presa in esame per la modellazione è quella Ovest, corrispondente con la facciata principale. Con una lunghezza di circa 77 m ed un'altezza in gronda di 17 m si presta particolarmente agli obiettivi della ricerca per la buona regolarità in elevazione.

Innanzitutto è stata trascurata la parte completamente interrata della parete inserendo un vincolo di incastro alla quota di calpestio del terreno. Inoltre, è stata effettuata una schematizzazione geometrica attraverso la quale si è scelto di trascurare il sottofinestra di spessore ridotto e la rastremazione della muratura in corrispondenza delle aperture.

Le proprietà meccaniche delle murature, di spessore variabile tra 104 e 57 cm, sono state ricavate dalla normativa italiana, secondo quanto indicato nella Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, considerando la facciata costituita da pietra a spacco con buona tessitura, livello di conoscenza LC2 e nessun coefficiente correttivo (Tabella 1).

Tabella 1. Proprietà meccaniche della muratura adottate nei due approcci di modellazione

Modulo elastico	Modulo taglio	Resist. compr.	Resist. taglio	Resist. traz.	Densità
E	G	$f_c$	$\tau_0$	$f_t$	w
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kN/m <sup>3</sup> ]
1740	580	2,67	0,054	0,081	21

Le differenti tipologie di solaio ai vari livelli della costruzione presentano interventi di consolidamento che soddisfano le ipotesi di

elementi infinitamente rigidi nel proprio piano. Tuttavia, non essendo presenti cordoli, la connessione solai-muratura è garantita solamente da ferri inghisati con malta cementizia per tutto il perimetro. Se tale intervento è efficace si può considerare il vincolo dato dai solai rigidi, in caso contrario l'accoppiamento tra i maschi è garantito dalle sole fasce di piano e, essendo lo studio della parete nelle sole due dimensioni, la situazione è paragonabile a quella di solai infinitamente deformabili. Per gli obiettivi del seguente lavoro sono state indagate entrambe le ipotesi.

### 3.2 Modellazione FEM

Per la modellazione ad elementi finiti si è utilizzato il codice di calcolo Diana (DIANA FEA 2017). La parete è stata discretizzata con elementi di dimensione pari a 20 cm, per un totale di circa 21'000 elementi. La tipologia utilizzata è l'elemento *plate 2D regular plane stress CQ16M*, quadrangolare a otto nodi, isoparametrico e piano negli sforzi. Il comportamento non lineare del materiale è stato rappresentato con il modello costitutivo *Total Strain Rotating Crack Model* disponibile nel software.

La rappresentazione dei solai rigidi è avvenuta attraverso l'uso di elementi *tyings* (links rigidi) così da vincolare, in corrispondenza di ogni impalcato, il solo spostamento orizzontale di tutti i nodi rispetto ad un punto appartenente alla stessa quota. Tale soluzione è paragonabile ad una biella e in questo modo si è garantito un accoppiamento tra i maschi murari, senza introdurre rigidità flessionali aggiuntive. Per i solai deformabili non è stata invece prevista l'introduzione di alcun elemento aggiuntivo.

Il modello FEM così realizzato è stato sottoposto ad analisi statica non lineare (*pushover*), applicando una forza monotona crescente proporzionale alle masse fino al raggiungimento del collasso della struttura.

### 3.3 Modellazione a telaio equivalente

Per la modellazione a telaio equivalente è stato utilizzato il codice di calcolo 3Muri. Definita la geometria il programma restituisce in automatico una discretizzazione in termini di maschi, fasce e nodi rigidi. Il macroelemento implementato, proposto da Gambarotta&Lagomarsino (1996), è composto da due elementi esterni di spessore infinitesimo  $\Delta$ , in cui è concentrata la deformabilità assiale, e uno interno di altezza  $h$ , in cui è situata la deformabilità tangenziale. Le proprietà meccaniche della muratura sono le stesse del modello FEM (Tabella 1). Il comportamento

non lineare del materiale è poi descritto da una curva bilineare, con controllo in termini di drift ultimo (0,4% l'altezza del pannello per la rottura a taglio e 0,6% per quella a pressoflessione).

## 4 CONFRONTO DEI RISULTATI

Ai fini del confronto tra i due metodi di modellazione sono state eseguite analisi statiche non lineari, con forza sismica proporzionale alle masse e parallela al piano della parete. I risultati ottenuti sono riportati in termini di deformate al collasso e di curve di capacità. Quest'ultime indicano sull'asse delle ordinate il valore del coefficiente sismico  $\alpha$ , pari al rapporto tra il taglio alla base e la massa totale della struttura ( $V/W$ ), e sull'asse dell'ascisse lo spostamento del nodo di controllo. Il punto è stato identificato con quello più esterno in sommità, dove è atteso lo spostamento maggiore, perché permette di cogliere meglio il comportamento della parete fino a collasso (Galasco A. *et al.*, 2006).

Si riportano di seguito i principali risultati delle analisi parametriche condotte valutando l'influenza dei seguenti parametri:

- Rigidezze nel piano dei solai
- Geometria dei maschi e delle fasce di piano

### 4.1 Rigidezze nel piano dei solai

Confrontando i risultati nell'ipotesi di solai deformabili è evidente una sostanziale differenza tra i due approcci (Figura 3).

La curva di capacità ottenuta con il metodo FEM è caratterizzata da una maggiore rigidità rispetto a quella del modello a telaio, ma anche da una marcata instabilità numerica. Le deformate al collasso mostrano un certo livello di comparabilità in termini di danneggiamento. Le differenze tra i due approcci sono attribuibili all'influenza delle fasce di piano: se infatti nel modello FEM la rottura di queste ne causa l'attivazione di cinematiche nel piano e il prematuro termine dell'analisi, nel modello a telaio ne permette invece la continuazione fino a valori di spostamento molto elevati. Arrivate a rottura le fasce vengono infatti sostituite da bielle che, anche se prive di rigidità flessionale, assicurano comunque un buon collegamento tra i maschi murari.

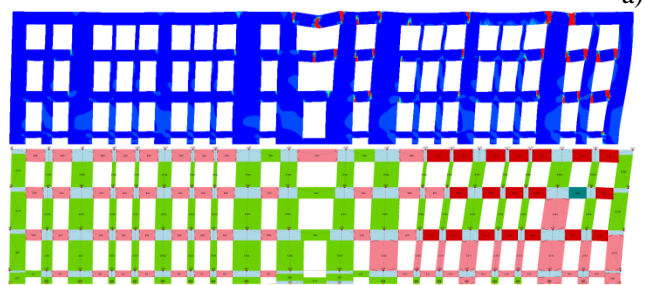
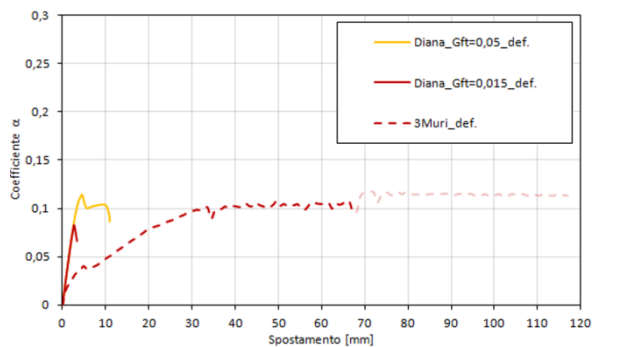


Figura 3. Solai deformabili: a) Confronto in termini di curve di capacità; b) confronto in termini di meccanismi di danno nel piano

Passando all'ipotesi di solai rigidi resta, seppur meno marcata, la differenza di rigidità e spostamento ultimo (Figura 4).

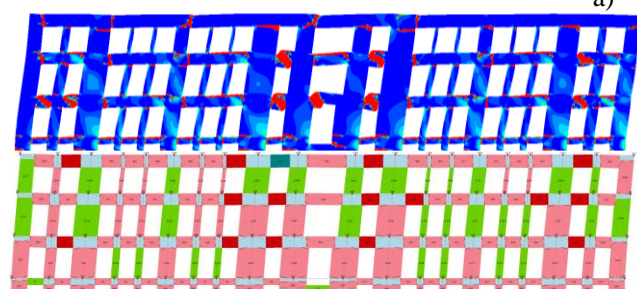
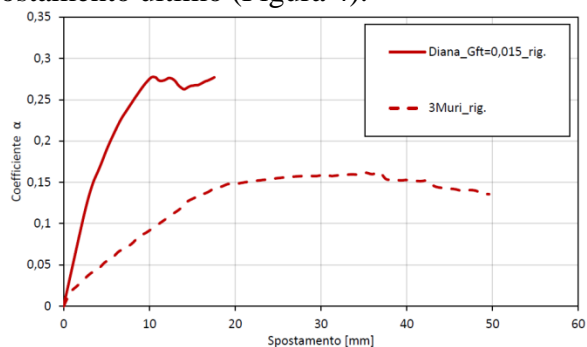


Figura 4. Solai rigidi: a) Confronto in termini di curve di capacità; b) confronto in termini di meccanismi di danno nel piano

In particolare si evidenzia un differente meccanismo di rottura delle fasce di piano. Nel modello ad elementi finiti il vincolo dato dai solai rigidi ha assicurato un perfetto accoppiamento dei maschi ed un conseguente incremento dello stato di compressione delle fasce di piano, in grado così

di esplicitare un comportamento a puntone con rottura a taglio.

Viceversa, nel modello a telaio la rottura è ancora per pressoflessione perché non sono stati introdotti elementi collegamento tipo catene o cordoli.

Inserendo nel modello a telaio l'elemento catena, che garantisce, al pari del link rigido in Diana, un buon accoppiamento dei maschi, si ottengono delle curve di capacità molto più simili sia in termini di rigidità iniziale che di capacità ultima in termini di forza (Figura 5).

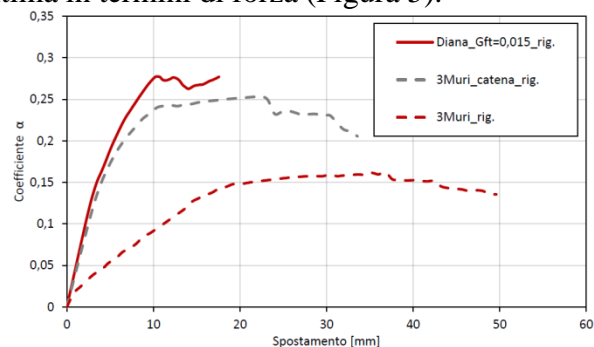


Figura 5. Solai rigidi con inserimento della catena nel modello a telaio: a) Confronto in termini di curve di capacità;

Permangono invece capacità di spostamento nettamente inferiori nel modello FEM, presumibilmente causate da instabilità numeriche dovute a rotture premature delle fasce di piano.

Confrontando i meccanismi di collasso nel piano si nota come l'introduzione della catena causa l'attivazione di un meccanismo di rottura di a taglio delle fasce, similmente a quanto avviene nel modello FEM.

#### 4.2 Geometrie dei maschi e delle fasce di piano

Variando la configurazione della parete si è poi indagato l'influenza nei risultati di alcune caratteristiche geometriche quali dimensione dei maschi e delle fasce di piano.

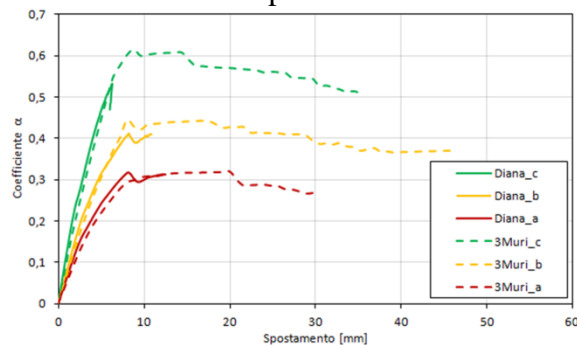


Figura 6. Variazione delle dimensioni dei maschi murari: confronto in termini di curve di capacità

A partire dai modelli con link rigidi nel modello FEM e con la condizione di solaio rigido + catena nel modello a telaio, si sono preliminarmente

variate le dimensioni dei maschi murari. Dall'analisi della risposta dei modelli si nota come all'aumentare della dimensione dei maschi si assiste ad un incremento di capacità ultima della struttura, più marcato nei modelli a telaio (Figura 6 e Figura 7).

Ciò è attribuibile ai nodi rigidi, evidentemente di dimensioni molto estese, che si formano nel modello EFM/FME. Confrontando le deformate al collasso si riscontrano spesso lesioni in corrispondenza di quelli che in 3Muri sono identificati come nodi rigidi, soprattutto nei casi dei maschi murari più estesi.

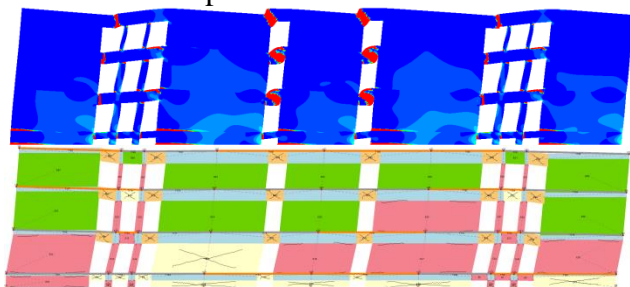


Figura 7. Variazione delle dimensioni dei maschi murari: confronto in termini di meccanismi di danno nel piano

Condizione analoga si ottiene incrementando le altezze delle fasce di piano. Si specifica che all'aumentare delle dimensioni delle fasce, oltre ad un incremento delle grandezze dei nodi rigidi, corrisponde una riduzione delle altezze dei maschi murari, i quali diventano dunque più tozzi.

Poichè le principali differenze tra modelli FEM e a telaio sembrano essere attribuibili alle dimensioni dei nodi rigidi nel modello a telaio e all'influenza delle fasce di piano, si è indagato una situazione limite priva di queste ultime.

È interessante notare in Figura 8 come ora la risposta dei due modelli, in termini di curva di capacità, sia praticamente sovrapponibile. L'eliminazione delle fasce ha inoltre ridotto drasticamente i problemi di instabilità numerica dell'approccio FEM collegati alla rottura delle fasce, permettendo così di cogliere una maggiore capacità di spostamento della struttura (ora confrontabile con quella del modello a telaio).

I meccanismi di collasso sono invece diversi in quanto nel FEM i maschi si comportano come mensole incastrate alla base mentre nel modello a telaio la continuità di questi dai nodi rigidi in corrispondenza dell'intersezione con le fasce. In entrambi i modelli si riscontra comunque un danneggiamento a pressoflessione, nel modello FEM con qualche accenno di comportamento a taglio, e la concentrazione di maggiori lesioni nelle porzioni più basse dei maschi murari.

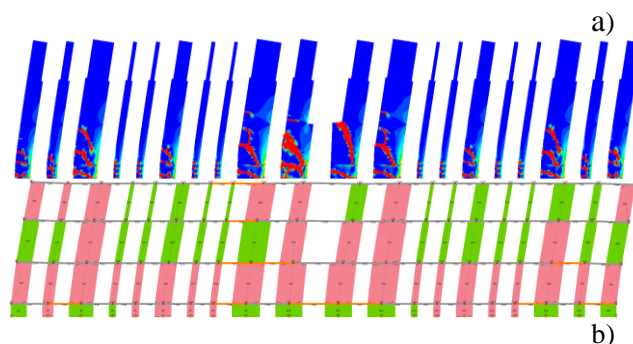
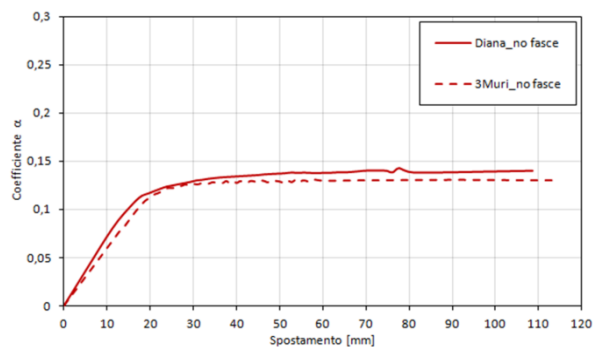


Figura 8. Influenza delle fasce di piano: a) Confronto in termini di curve di capacità; b) confronto in termini di meccanismi di danno nel piano

## 5 CONCLUSIONI

In conclusione, dal seguente lavoro emerge come le divergenze siano spesso dovute al tipo di schematizzazione, specialmente nel caso di un modello a telaio equivalente dove le dimensioni dei nodi rigidi possono influire notevolmente. La forte dipendenza dal tipo di discretizzazione del metodo a telaio equivalente ne rende più complicata l'applicazione per le casistiche caratterizzate da forte irregolarità o da grandi dimensioni degli elementi, poco assimilabili ad un telaio. D'altra parte va specificato che la semplicità di modellazione e lettura di risultati rendono tale metodo particolarmente efficace, specialmente nel caso di strutture regolari.

Il comportamento delle fasce di piano è particolarmente significativo anche nel modello ad elementi finiti dove influisce sulla rigidità ma anche sull'instabilità numerica. La modellazione FEM risulta inoltre molto più onerosa, sia in termini di sviluppo del modello che computazionale, e strettamente dipendente da alcuni parametri meccanici, come ad esempio l'energia di frattura, la cui determinazione nel caso di muratura esistente è complessa. L'elevato onere computazionale è però compensato dalle potenzialità del metodo, le quali permettono di simulare la risposta sismica anche nel caso di strutture fortemente irregolari.

In sintesi le due strategie di modellazione hanno mostrato comportamenti talvolta differenti, convergendo a risultati simili introducendo alcune ipotesi sul ruolo degli orizzontamenti e sul comportamento delle fasce.

## REFERENCES

- Ademovic N., Hrasnica M., Oliveira D. V., Pushover analysis and failure pattern of a typical masonry residential building in Bosnia and Herzegovina, in "Engineering Structures", 2013, vol. 50, pp. 13-29
- Calderoni B., Cordasco E. A., Sandoli A., Onotri V., Tortoriello G., Problematiche di modellazione strutturale di edifici in muratura esistenti soggetti ad azioni sismiche in relazione all'utilizzo di software commerciali, Atti del "XVI Convegno ANIDIS", L'Aquila, 2015
- DIANA FEA BV, Diana User's Manual, Release 10.1, Delft, 2017
- Galasco A., Lagomarsino S., Penna A., On the use of pushover analysis for existing masonry buildings, Atti del "First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology", Geneva, 3-8 september 2006
- Gambarotta L., Lagomarsino S., Sulla risposta dinamica di pareti in muratura, Atti del Convegno Nazionale "La meccanica delle murature tra teoria e progetto, Atti del Convegno Nazionale", Messina, 18-20 settembre 1996, pp. 452-462
- Lagomarsino S., Penna A., Galasco A., Cattari, S., TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings, in "Engineering Structures, novembre 2013, vol. 56, pp. 1787-1799
- Magenes G., Morandi P., Penna, A., Test results on the behaviour of masonry under static cyclic in plane lateral loads, ESECMaSE project, Department of Structural Mechanics, University of Pavia, 2008
- Marques R., Lourenço P. B., Benchmarking of commercial software for the seismic assessment of masonry buildings, Atti del "International Seminar on Seismic Risk and Rehabilitation of Stone Masonry Housing", 2009