

Effetti del consolidamento dei solai lignei sulla risposta sismica di edifici in muratura

Effects of stiffening of timber floors in the seismic response of masonry buildings

Roberto Scotta¹, Davide Trutalli¹, Luca Marchi¹, Luca Pozza² ■

Sommario

Gli edifici tradizionali in muratura presentano generalmente solai in legno con bassa rigidità nel proprio piano, tale da poter risultare, in caso di evento sismico, non sufficiente per prevenire i meccanismi di collasso di primo modo o, comunque, per ripartire in modo efficiente le forze sismiche tra le pareti. Sono state proposte diverse tecniche di irrigidimento dei solai lignei: di queste si vuole valutare la ricaduta sulla risposta sismica globale dell'edificio. Per tale scopo sono necessarie modellazioni numeriche che permettano di simulare il reale comportamento non lineare della muratura e dei solai. Tra le possibili tecniche di modellazione disponibili, quella per macro-elementi si può considerare una strategia di complessità intermedia, ma comunque efficace se calibrata sulla base di dati sperimentali. Questo articolo presenta i risultati di analisi dinamiche incrementali di diversi casi studio di edifici in muratura, al variare del tipo di solaio, dell'accelerogramma applicato e della complessità del modello, allo scopo di analizzare gli effetti di diverse tecniche di consolidamento dei solai nella risposta sismica dell'edificio. Da tali risultati si è potuto osservare come interventi di consolidamento che comportino un eccessivo irrigidimento dei solai e/o un aumento di massa risultino peggiorativi nella risposta sismica globale dell'edificio. Si conclude che l'opportunità di interventi che aumentino la rigidità nel piano dei solai lignei richiede delle valutazioni specifiche caso per caso, tenendo in conto la geometria dell'edificio e le relative capacità di solai e pareti in termini di resistenza e rigidità.

Parole chiave: Edifici in muratura; consolidamento dei solai in legno; analisi non lineari; miglioramento sismico; modellazione a macro-elementi.

Abstract

Timber floors in traditional masonry buildings generally have limited in-plane stiffness, which may be not sufficient to avoid out-of-plane failure of walls or to transmit efficiently seismic forces among walls. Therefore, various stiffening techniques of timber floors have been developed, for which the actual effects on the global seismic response of masonry buildings need to be investigated. To this aim, nonlinear numerical models, able to take into account the actual behaviour of masonry and floors, are needed. The macro-element modelling can be considered an intermediate strategy in terms of complexity and computational effort, even if it can be suitably adopted if accurately calibrated on the basis of experimental results. Nonlinear incremental dynamic analyses of different case-study buildings are presented in this work, varying the type of floor, the seismic signal and the complexity of the model, with the aim of analysing the effects of the stiffening techniques of timber floors on the building response. The comparative analyses show that the seismic capacity of a traditional masonry building may decrease if a retrofitting method leading to excessive floor stiffening and/or mass increase is adopted. This means that the need of increasing the in-plane stiffness of floors should be evaluated on a case-by-case basis, considering the geometry of the building and the relative strength and stiffness capacities of floors and walls.

Keywords: Masonry buildings; stiffening of timber floors; nonlinear analyses; seismic retrofit; macro-element modelling.

1. Introduzione

La valutazione della risposta sismica di edifici tradizionali in muratura con solai flessibili è un problema di interesse scientifico e professionale. Esso coinvolge fondamentali aspetti di modellazione numerica, data la complessità del comportamento meccanico dei componenti strutturali e materiali coinvolti. L'assunzione di modelli poco realistici e di ipotesi eccessivamente semplificative in assenza di specifiche conoscenze sperimentali, sia per la muratura che per i solai, conduce a risultati di dubbia affidabilità.

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale – Università degli Studi di Padova

² Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali – Università di Bologna

La strategia più rigorosa consiste nel modellare ogni componente strutturale con il suo effettivo comportamento non lineare. Lo sforzo numerico che ciò richiede ha portato allo sviluppo di tecniche alternative, con diversi livelli di complessità. Una prima strategia consiste nell'uso di modelli agli elementi finiti di tipo dettagliato, che consentono di simulare in modo accurato la risposta strutturale a scapito di un elevato onere computazionale (Berto et al., 2002; Calderini et al., 2009). Una possibile semplificazione consiste nel trascurare la deformabilità per taglio-scorrimento e taglio-diagonale e gli effetti di irrigidimento delle fasce di piano, modellando i maschi murari con elementi monodimensionali a fibre (Spacone et al., 1996); questo è possibile nel caso in cui le fasce di piano siano poco resistenti e la struttura verticale abbia un comportamento prevalentemente di rocking. Due strategie intermedie in termini di complessità sono il modello a telaio equivalente (Magenes, 2000; Roca et al., 2005) e il modello a macro-elementi piani (Caliò et al., 2012). Nel primo caso, ogni parete è suddivisa in pannelli di muratura non lineari (maschi e fasce di piano) e porzioni rigide che collegano tra loro quelle deformabili (Lagomarsino et al., 2013). Questo approccio permette di analizzare edifici complessi con uno sforzo ragionevole, ma può presentare alcuni inconvenienti nel caso in cui le aperture nelle pareti siano disposte in modo irregolare (Calderini et al., 2009). Il secondo approccio consiste nella discretizzazione dell'edificio utilizzando macro-elementi, in grado di riprodurre la deformazione delle pareti in muratura fino al collasso. Tale strategia, che richiede dati sperimentali per la calibrazione e un onere computazionale accettabile, permette di adattare il modello alla geometria dell'edificio e di interpretare facilmente i risultati. Recentemente, è stata proposta anche l'estensione tridimensionale dei macro-elementi piani per simulare la deformabilità delle pareti nel piano e fuori piano (Pantò et al., 2017). Indipendentemente dalla strategia di modellazione adottata, la scelta dei parametri meccanici e, in particolare, dei valori di rigidezza di pareti e solai è di fondamentale importanza per ottenere risultati attendibili. Con riferimento ai solai in legno, una stima della loro rigidezza nel piano può essere ottenuta dai risultati di specifiche campagne sperimentali (ad esempio: Piazza et al., 2008; Valluzzi et al., 2010; Gattesco e Macorini, 2014; Giongo et al., 2015). Tuttavia, da un'analisi comparativa dei test disponibili in letteratura, è possibile osservare come sia difficile stabilire una correlazione tra i risultati e, di conseguenza, delle stime analitiche precise della rigidezza elastica dei solai.

Lo studio sperimentale o numerico di edifici in muratura con solai flessibili o consolidati è già stato affrontato da diversi gruppi di ricerca (Paquette e Bruneau, 2003; Brignola et al., 2008; Betti et al., 2014; Cattari et al., 2015; Nakamura et al., 2017). Alcune ricerche, in particolare, hanno dimostrato come interventi di irrigidimento che comportino notevoli incrementi di rigidezza ma al tempo stesso aumentino sensibilmente la massa non migliorino significativamente il comportamento sismico dell'edificio; al contrario, in alcuni casi, possono risultare inadeguati e sfavorevoli (Piazza et al., 2008; Gattesco e Macorini 2014; Ongaretto et al., 2016; Scotta et al., 2016; Masi et al., 2016).

In questo articolo vengono presentati i risultati di diverse analisi dinamiche incrementalmente di edifici studiati con modelli numerici di differenti livelli di complessità in campo non lineare, al fine di valutarne la risposta sismica al variare del tipo di rinforzo applicato ai solai. Il comportamento di solai e pareti è stato calibrato in base a risultati di prove di carico ciclico disponibili in letteratura. I risultati ottenuti, in termini di accelerazione di picco al suolo (*Peak Ground Acceleration* - PGA) e spostamenti corrispondenti, valutati in diversi punti di controllo, consentono di confrontare gli effetti delle diverse tecniche di consolidamento applicate. In particolare, si è potuto osservare come interventi di consolidamento che comportino un eccessivo irrigidimento dei solai e/o un aumento di massa risultano costantemente essere peggiorativi nella risposta sismica globale dell'edificio.

2. Modelli numerici

Lo studio numerico presentato in questo articolo è relativo a cinque edifici, analizzati tramite analisi dinamiche incrementalmente fino ad una condizione di collasso nel piano o fuori piano delle pareti murarie.

Il primo edificio è stato modellato con il software commerciale *MidasGEN*, tramite elementi monodimensionali a fibre capaci di simulare unicamente il meccanismo di rocking dei maschi murari: tale semplificazione è giustificata dalla semplice geometria dell'edificio e dalla verifica preliminare che - per la snellezza delle pareti ipotizzate - la rottura per pressoflessione anticipasse sempre quelle per taglio o scorrimento.

La maggior complessità degli altri quattro edifici ha richiesto l'utilizzo di un modello a macro-elementi più raffinato, realizzato con il programma di ricerca scientifica *OpenSees* (McKenna et al., 2000): nei primi tre casi sono stati utilizzati macro-elementi piani, nell'ultimo caso macro-elementi tridimensionali. Il numero di variabili introdotte nelle analisi parametriche è stato stabilito in funzione del numero di gradi di libertà e dell'onere computazionale richiesto da ogni modello; di conseguenza, per i casi più complessi è stato analizzato un numero minore di configurazioni.

3.1 Edifici analizzati e ipotesi di modellazione

In Tabella 1 sono riassunti, per ogni caso studio, la geometria, le configurazioni analizzate e le variabili nello studio parametrico, mentre in Tabella 2 sono elencate le principali caratteristiche dei modelli numerici.

- Il primo edificio caso studio (CS-A) ha dimensioni in pianta pari a 10x8 m. Sono state analizzate tre configurazioni, con maschi murari unicamente nella direzione di applicazione del sisma: A-1) è regolare in pianta, con quattro maschi murari di sezione pari a 2x0.35 m; A-2) è irregolare in pianta, con geometria simile ad A-1 ma con le pareti di uno dei due lati

aventi sezione pari a 1x0.35 m; A-3) presenta tre allineamenti di maschi murari, uno centrale e due esterni, per cui è definibile come iperstatico nella capacità di assorbimento delle forze sismiche.

- Il secondo caso studio (CS-B) presenta tre allineamenti di pareti fra loro parallele, come A-3; l'edificio è regolare in pianta, con cinque maschi murari per parete, aventi sezione di 1.5x0.38 m. Le dimensioni in pianta sono 10x13,5 m.
- Il terzo caso studio (CS-C) presenta la stessa geometria dell'edificio analizzato da Brignola et al. (2008). L'edificio a due livelli, con dimensioni in pianta pari a 4x4.8 m e spessore delle pareti pari a 0.38 m, ha un comportamento scatolare ed è irregolare in pianta. Al contrario dei casi precedenti, è stata considerata anche la rigidezza fuori piano delle pareti tramite elementi monodimensionali equivalenti.
- Il quarto caso studio (CS-D) comprende quattro configurazioni, aventi dimensioni in pianta pari a 5x4.5 m (D-1 e D-3) o 8x4.5 m (D-2 e D-4) e spessore delle pareti variabile, pari a 0.25, 0.32 e 0.38 m. Per due configurazioni (D-1 e D-2) è stata considerata anche la rigidezza fuori-piano delle pareti, per le altre due (D-3 e D-4) trascurata.
- L'ultimo caso studio (CS-E) è il più complesso; presenta una geometria irregolare in pianta e in altezza e una parete di spina. Le dimensioni in pianta sono pari a 11x6m e lo spessore delle pareti pari a 0.25 m. In questo caso è stato adottato un approccio di modellazione per macro-elementi tridimensionali tali da consentire di simulare il comportamento sia nel piano che fuori-piano delle pareti.

Tutti gli edifici presentano due piani fuori terra e un'altezza di interpiano pari a 3m, con l'eccezione di CS-D avente un unico piano e CS-E che ha una porzione ad un piano e l'altra a due piani.

Per tutti gli edifici, le tecniche di consolidamento scelte per irrigidire i solai in legno originali – nel seguito indicati come NS (*non-stiffened*) – sono:

- TB (*double timber boards*): aggiunta di un tavolato disposto a 45° rispetto a quello originale;
- SP (*steel plates*): aggiunta di piatti in acciaio sottili a 45°;
- RC (*reinforced concrete*): realizzazione di una soletta in cemento armato collaborante.

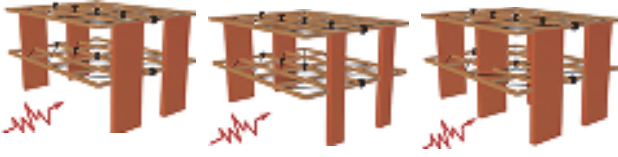
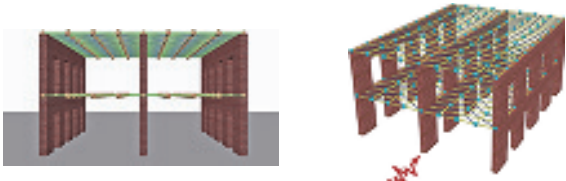

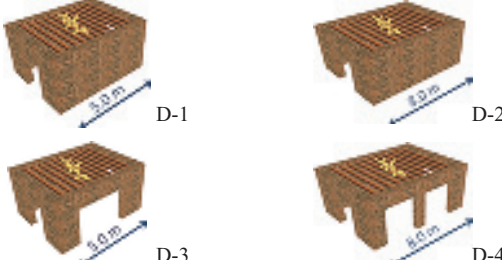
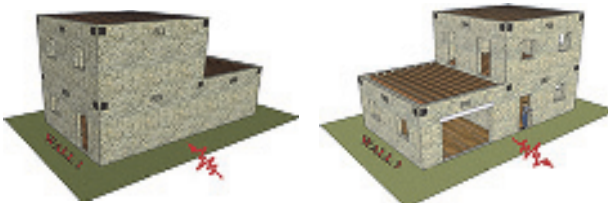
Il solaio originale (NS) è realizzato con un singolo tavolato in legno classe C22, sezione delle tavole 20x3 cm, chiodato a travi di legno classe GL24c, sezione 18x18 cm e interasse 50 cm, con 4 chiodi per intersezione. Il tavolato aggiuntivo nel caso del solaio TB è realizzato con uno spessore di 3cm, fissato alle travi con viti 6x90 mm. I piatti di acciaio (sezione 80x2 mm) del solaio SP sono disposti ad X ad interasse di circa 70 cm, avvitati al tavolato originale con viti 5x25 mm (20 viti per metro). Infine, la soletta in cemento armato (RC) spessa 50mm è armata con barre $\phi 6$ (maglia 20x20 cm) ed è resa solidale al solaio originale tramite barre $\phi 14$ piegate ad L, distanziate tra loro di circa 20-30 cm e incollate con resina epossidica.

Dettagli sulle caratteristiche degli interventi di consolidamento dei solai e sui risultati delle prove cicliche di deformazione nel piano si ritrovano in (Piazza et al., 2008; Baldessari, 2010). Si specifica che solo il comportamento dei solai nel loro piano è di interesse in questo lavoro.

I solai sono stati modellati secondo un approccio di tipo fenomenologico (Pozza et al., 2015), con macro-elementi composti da elementi perimetrali rigidi e diagonali non lineari a comportamento isteretico. La scelta delle dimensioni dei macro-elementi è stata stabilita sulla base della discretizzazione della muratura. La calibrazione è stata effettuata riproducendo numericamente i test ciclici quasi-statici eseguiti presso l'Università di Trento da Piazza et al. (2008) (curve nere in Figura 1). Le seguenti ipotesi sono state adottate nella creazione dei modelli numerici: i) assunzione di un adeguato collegamento fra pareti e solai in grado di evitare scorrimenti relativi fra gli stessi; ii) assenza di massetti o materiali di finitura che alterano il comportamento nel piano dei solai, ovvero utilizzo di massetti con materiali sciolti; iii) presenza di cordoli a livello dei solai. Un'altra semplificazione si è resa necessaria nella sola modellazione dei solai del CS-A: l'adozione di un semplice legame elastoplastico bilineare, in grado comunque di approssimare bene i risultati sperimentali nei primi cicli di spostamento e per gli spostamenti di interesse (curve blu in Figura 1). La validità di questa ipotesi è stata verificata nella fase di post-processamento, verificando che l'ampiezza degli spostamenti dei solai durante le analisi di time-history non superasse l'intervallo considerato nella calibrazione, fino al raggiungimento di un meccanismo di collasso nella muratura. Per gli altri edifici è stato invece possibile replicare fedelmente il reale comportamento isteretico dei solai fino a rottura, grazie al modello multilineare di Lowes e Altoontash (2003) implementato in OpenSees, in grado di simulare l'effetto "pinching" tipico delle strutture in legno (curve rosse in Figura 1).

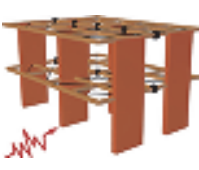
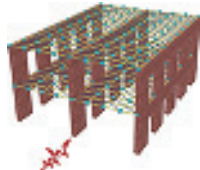
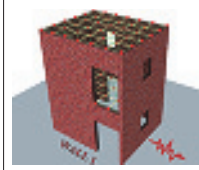
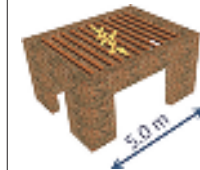

Per quanto riguarda la modellazione della muratura, gli elementi monodimensionali a fibre di CS-A sono stati calibrati secondo il modello di Kent e Park (1971); i parametri meccanici sono stati ricavati da test disponibili in letteratura (Kaushik et al., 2007). Negli altri edifici, le murature sono state modellate con macro-elementi, costituiti da un quadrilatero articolato con truss rigidi ed elementi non lineari per simulare tutti i possibili meccanismi di deformazione e rottura, Figura 2. Sono stati utilizzati i seguenti modelli costitutivi: legge elastoplastica secondo il criterio di Turnšek e Čačovič (1970) per simulare la rottura per taglio diagonale; legge elastoplastica con resistenza a trazione limitata, per simulare la rottura per rocking; legge simmetrica elastoplastica perfetta secondo il criterio di Mohr-Coulomb per simulare la rottura per taglio-scorrimento. In Figura 3 sono riportati alcuni confronti tra i risultati sperimentali (in grigio) e numerici (in rosso), ottenuti replicando con il modello i test di singoli maschi murari o intere pareti di edifici.

Tabella 1 - Geometria e configurazioni degli edifici

Casi Studio	Caratteristiche degli edifici e configurazioni analizzate	
<p data-bbox="395 344 619 371">CS-A (Scotta et al., 2018)</p>  <p data-bbox="277 600 309 622">A-1</p> <p data-bbox="485 600 533 622">A-21</p> <p data-bbox="708 600 740 622">A-3</p>	<p data-bbox="839 331 1024 353">Dimensioni in pianta:</p> <p data-bbox="839 362 976 385">Spessore pareti:</p> <p data-bbox="839 394 976 416">Tipi di solaio*:</p> <p data-bbox="839 425 976 448">Input sismico*:</p> <p data-bbox="839 456 1114 479">Configurazioni maschi murari*:</p>	<p data-bbox="1139 331 1257 353">10.0 x 8.0 m</p> <p data-bbox="1139 362 1209 385">0.35 m</p> <p data-bbox="1139 394 1289 416">NS, TB, SP, RC</p> <p data-bbox="1139 425 1343 448">6 artificiali, 1 naturale</p> <p data-bbox="1139 456 1264 479">A-1 regolare</p> <p data-bbox="1139 488 1273 510">A-2 irregolare</p> <p data-bbox="1139 519 1353 542">A-3 regolare iperstatico</p>
<p data-bbox="395 692 619 719">CS-B (Scotta et al., 2018)</p>  <p data-bbox="316 947 379 969">Vista 1</p> <p data-bbox="635 947 699 969">Vista 2</p>	<p data-bbox="839 678 1024 701">Dimensioni in pianta:</p> <p data-bbox="839 710 976 732">Spessore pareti:</p> <p data-bbox="839 741 976 763">Tipi di solaio*:</p> <p data-bbox="839 772 976 795">Input sismico*:</p> <p data-bbox="839 804 1114 826">Configurazioni maschi murari:</p>	<p data-bbox="1139 678 1273 701">10.0 x 13.5 m</p> <p data-bbox="1139 710 1209 732">0.38 m</p> <p data-bbox="1139 741 1257 763">NS, TB, RC</p> <p data-bbox="1139 772 1248 795">7 artificiali</p> <p data-bbox="1139 804 1327 826">Regolare iperstatico</p>
<p data-bbox="395 1032 619 1059">CS-C (Trutalli et al., 2017)</p>  <p data-bbox="271 1294 414 1317">Vista 1 (parete 1)</p> <p data-bbox="590 1294 734 1317">Vista 2 (parete 2)</p>	<p data-bbox="839 1019 1024 1041">Dimensioni in pianta:</p> <p data-bbox="839 1050 976 1072">Spessore pareti:</p> <p data-bbox="839 1081 976 1104">Tipi di solaio*:</p> <p data-bbox="839 1113 976 1135">Input sismico:</p> <p data-bbox="839 1144 1114 1167">Configurazioni maschi murari:</p>	<p data-bbox="1139 1019 1257 1041">4.0 x 4.8 m</p> <p data-bbox="1139 1050 1209 1072">0.38 m</p> <p data-bbox="1139 1081 1289 1104">NS, TB, SP, RC</p> <p data-bbox="1139 1113 1248 1135">1 artificiale</p> <p data-bbox="1139 1144 1241 1167">Irregolare</p>
<p data-bbox="395 1373 619 1400">CS-D (Scotta et al., 2017)</p>  <p data-bbox="427 1518 459 1541">D-1</p> <p data-bbox="746 1518 778 1541">D-2</p> <p data-bbox="427 1653 459 1675">D-3</p> <p data-bbox="746 1653 778 1675">D-4</p>	<p data-bbox="839 1359 1024 1382">Dimensioni in pianta*:</p> <p data-bbox="839 1422 976 1444">Spessore pareti*:</p> <p data-bbox="839 1453 976 1476">Tipi di solaio*:</p> <p data-bbox="839 1485 976 1507">Input sismico*:</p> <p data-bbox="839 1516 1114 1538">Configurazioni maschi murari*:</p>	<p data-bbox="1139 1359 1343 1382">D-1 e D-3: 5.0 x 4.5 m</p> <p data-bbox="1139 1391 1343 1413">D-2 e D-4: 8.0 x 4.5 m</p> <p data-bbox="1139 1422 1311 1444">0.25, 0.32, 0.38 m</p> <p data-bbox="1139 1453 1257 1476">NS, TB, RC</p> <p data-bbox="1139 1485 1248 1507">3 artificiali</p> <p data-bbox="1139 1516 1241 1538">Regolare</p>
<p data-bbox="481 1713 529 1736">CS-E</p>  <p data-bbox="316 1980 379 2002">Vista 1</p> <p data-bbox="635 1980 699 2002">Vista 2</p>	<p data-bbox="839 1700 1024 1722">Dimensioni in pianta:</p> <p data-bbox="839 1731 976 1753">Spessore pareti:</p> <p data-bbox="839 1762 976 1785">Tipi di solaio*:</p> <p data-bbox="839 1794 976 1816">Input sismico*:</p> <p data-bbox="839 1825 1114 1848">Configurazioni maschi murari:</p>	<p data-bbox="1139 1700 1257 1722">11.0 x 6.0 m</p> <p data-bbox="1139 1731 1209 1753">0.25 m</p> <p data-bbox="1139 1762 1257 1785">NS, TB, RC</p> <p data-bbox="1139 1794 1248 1816">7 artificiali</p> <p data-bbox="1139 1825 1327 1848">Irregolare iperstatico</p>
	<p data-bbox="839 2040 1082 2063">N. totale di configurazioni:</p>	<p data-bbox="1139 2040 1375 2063">3 config. x 4 tipi di solaio</p>
	<p data-bbox="839 2040 1082 2063">N. totale di configurazioni:</p>	<p data-bbox="1139 2040 1375 2063">1 config. x 3 tipi di solaio</p>
	<p data-bbox="839 2040 1082 2063">N. totale di configurazioni:</p>	<p data-bbox="1139 2040 1375 2063">1 config. x 4 tipi di solaio</p>
	<p data-bbox="839 2040 1082 2063">N. totale di configurazioni:</p>	<p data-bbox="1139 2040 1375 2063">12 config. x 3 tipi di solaio</p>
	<p data-bbox="839 2040 1082 2063">N. totale di configurazioni:</p>	<p data-bbox="1139 2040 1375 2063">1 config. x 3 tipi di solaio</p>

* variabile nello studio parametrico.

Tabella 2 - Principali caratteristiche dei modelli

	CS-A	CS-B	CS-C	CS-D	CS-E
					
Software FEM	Midas Gen	OpenSees	OpenSees	OpenSees	OpenSees
Modello della muratura	Beam a fibre	Macro-elementi piani	Macro-elementi piani	Macro-elementi piani	Macro-elementi 3D
Meccanismi di rottura della muratura	Solo rocking	Tutti	Tutti	Tutti	Tutti
Effetti delle fasce di piano	No	Sì	Sì	Sì	Sì
Rigidezza fuori piano delle pareti	No	No	Sì	D-1, D-2 Sì D-3, D-4 No	Sì
Regolarità in pianta	A-1, A-3 Sì A-2 No	Sì	No	Sì	No
Regolarità in altezza	Sì	Sì	Sì	Sì	No
Iperstaticità tra pareti	A-1, A-2 No A-3 Sì	Sì	No	No	Sì
Legame non lineare per i solai	Bilineare	Multilineare con pinching	Multilineare con pinching	Multilineare con pinching	Multilineare con pinching

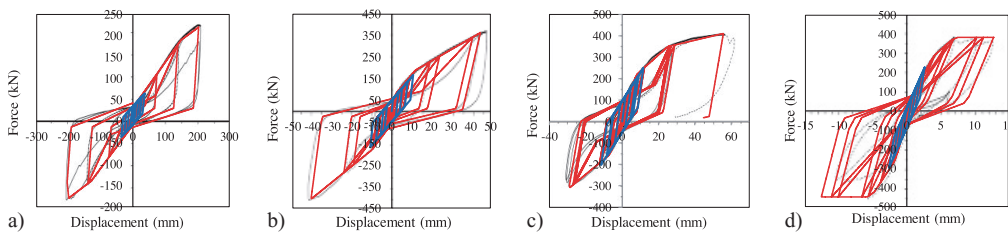


Figura 1
Calibrazione dei modelli dei solai sui test sperimentali di Piazza et al., 2008: (a) NS; (b) TB; (c) SP; (d) RC.

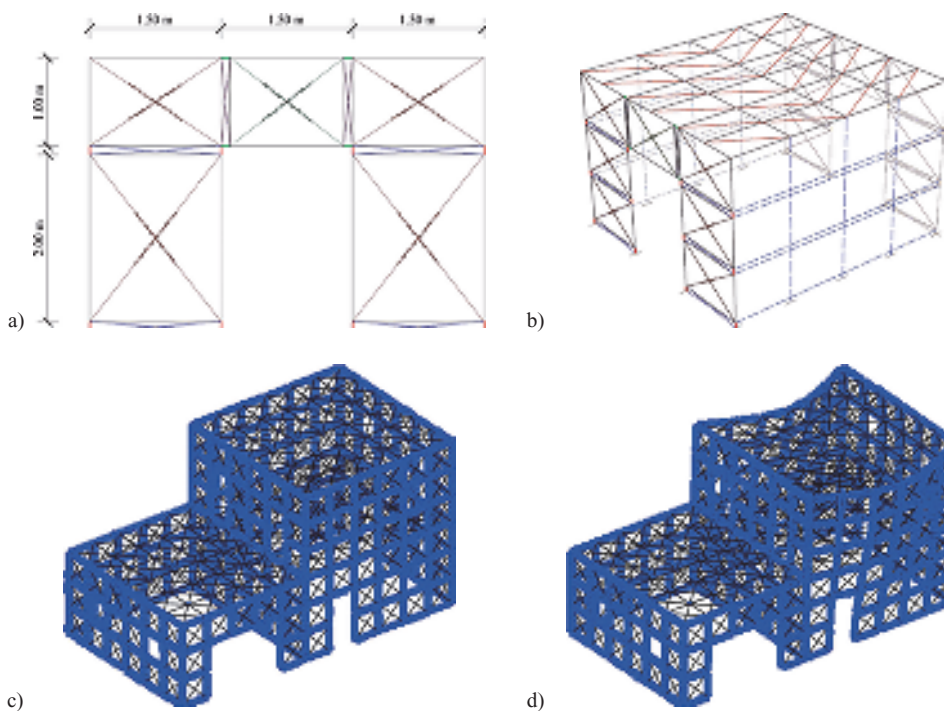
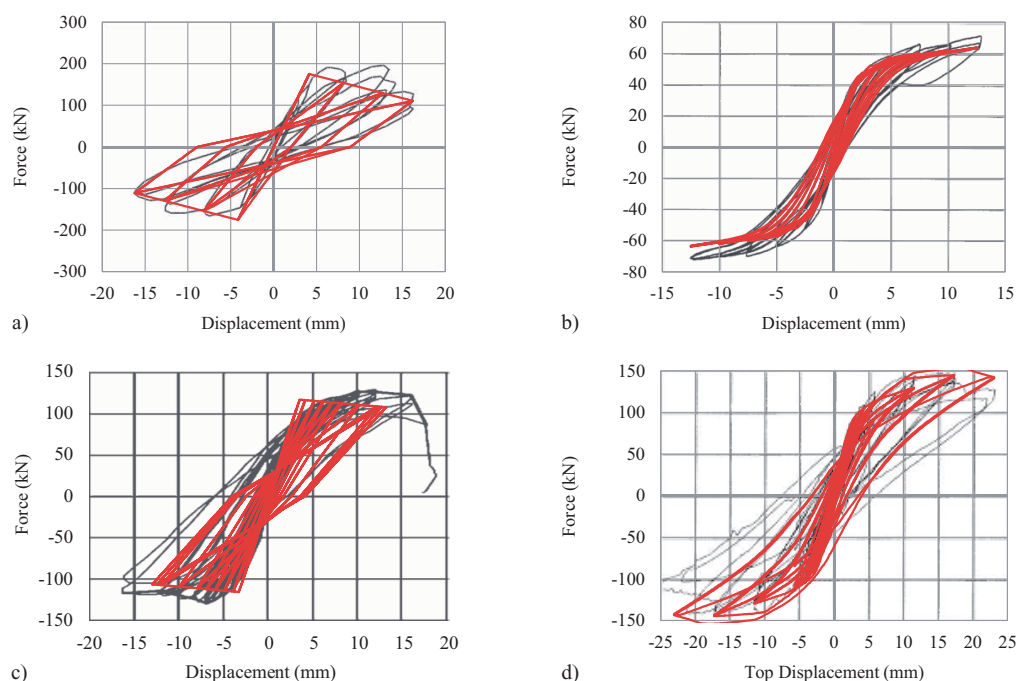


Figura 2
Modellazione della muratura con macro-elementi: (a) dettaglio di CS-B; (b) edificio CS-D-1; (c) edificio CS-E indeformato; (d) primo modo di vibrare dell'edificio CS-E con solai NS.

Figura 3
Calibrazione dei modelli a macro-elementi per le murature (curve rosse) sulla base di test sperimentali di letteratura (curve grigie): (a) Maschio murario con comportamento prevalentemente a taglio (test di Magenes and Calvi, 1992); (b) Maschio murario con comportamento prevalentemente flessionale (test di Magenes and Calvi, 1997); (c) Parete in muratura con un'apertura (test di Allen et al., 2015); (d) Facciata di un edificio di due piani (test di Calvi and Magenes, 1994; Magenes et al., 1995).



4. Discussione dei risultati

Le analisi dinamiche incrementali sono state eseguite considerando un numero diverso di accelerogrammi per i vari casi studio, Tabella 1. I terremoti artificiali (Gelfi, 2012) sono stati generati rispettando i requisiti di compatibilità con lo spettro di risposta elastico (Eurocodice 8, 2013), suolo tipo A, fattore di amplificazione spettrale F_0 pari a 2,5, periodi T_B , T_C e T_D pari rispettivamente a 0.15 s, 0.4 s e 2 s. La PGA è stata aumentata gradualmente fino al raggiungimento della PGA ultima (PGA_u), ovvero di un meccanismo di rottura nel piano delle pareti (drift di interpiano limite pari a 0.8% per CS-A; raggiungimento dello spostamento ultimo di un elemento non lineare del macro-elemento per gli altri casi) oppure di ribaltamento fuori piano (drift limite in mezzeria del solaio arbitrariamente assunto al 2% dell'altezza interpiano).

I risultati principali delle diciotto configurazioni analizzate sono riassunti in Figura 4 e 5, in termini di curve spostamento-PGA (curve IDA - *Incremental Dynamic Analysis*), fino al raggiungimento della PGA_u , indicata con un simbolo diverso a seconda del tipo di rottura delle pareti (nel piano o fuori piano). Tutti i grafici indicano gli spostamenti rilevati nella mezzeria della campata del primo solaio e gli spostamenti delle pareti allo stesso livello. Nel caso di CS-A, CS-B e CS-E, gli spostamenti per ciascun livello di PGA sono stati mediati tra i sette accelerogrammi applicati; i risultati di CS-C si riferiscono ad un unico accelerogramma; infine, nel caso di CS-D, si sono riportati i risultati relativi al più gravoso accelerogramma tra i tre considerati.

Dai grafici si può notare come, solamente per gli edifici con solai non consolidati (NS - curve rosse), il solaio abbia subito spostamenti relativi significativi, mentre, in tutti gli altri casi, le curve IDA sono pressoché sovrapposte, ovvero i solai consolidati sono tutti considerabili pressoché rigidi indipendentemente dal tipo di intervento di consolidamento scelto. I solai irrigiditi sono sempre rimasti all'interno del loro limite elastico, con le uniche eccezioni dei solai TB (curve arancioni) in CS-D-2, -3 e -4 nel caso di pareti spesse 38 cm.

Analizzando i singoli casi studio si possono trarre ulteriori conclusioni. Con riferimento a CS-A, solo nel caso regolare e con solai di lunghezza pari a 10 m (A-1), il solaio NS ha subito spostamenti relativi significativi, superando il limite elastico. Tale fenomeno ha consentito al solaio di contribuire alla dissipazione dell'energia sismica, trasmettendo forze di intensità ridotta alle pareti. Al contrario, qualunque tipo di irrigidimento, nonostante una forte riduzione dello spostamento relativo mezzeria solaio - parete, ha prodotto, a parità di PGA, un aumento degli spostamenti delle pareti nel loro piano rispetto al caso NS e una conseguente riduzione della PGA_u , ovvero della capacità sismica dell'edificio. Per quanto riguarda A-2, l'irregolarità in pianta e la minor resistenza di una delle due pareti sono stati responsabili di un collasso anticipato nella parete più debole rispetto ad A-1. In questo caso, anche la rigidità dei solai non consolidati, relativamente a quella della parete più debole, è stata sufficiente a conferire all'edificio un comportamento a diaframma rigido, con una deformazione torsionale globale dell'edificio. Nella configurazione A-3, con tre pareti parallele alla direzione del terremoto (schema iperstatico), la deformabilità dei solai NS è risultata non trascurabile. Tuttavia, la rigidità è risultata sufficiente per assicurare una buona distribuzione delle forze sismiche tra le pareti.

Conclusioni simili possono essere ottenute considerando le altre configurazioni iperstatiche (CS-B e CS-E) o irregolari (CS-C e CS-E), nonostante la diversa strategia di modellazione adottata. La PGA_u è stata raggiunta, in tutti i casi, in seguito ad una rottura nella muratura per taglio diagonale, per un drift di interpiano pari a circa il 3-4‰, ovvero 9-12 mm. Sono state registrate PGA_u superiori rispetto a CS-A, a causa della diversa resistenza delle pareti e/o dimensione degli edifici. I risultati dimostrano nuovamente l'efficacia delle tecniche di consolidamento considerate nel limitare gli spostamenti nel piano dei solai e nella distribuzione delle forze orizzontali tra le pareti. Anche in questi casi, si è osservata una diminuzione del valore di PGA_u per le configurazioni con solai consolidati, a causa delle ridotte capacità di spostamento e dissipative. È da notare inoltre come in tutte le configurazioni fin qui analizzate, i solai irrigiditi abbiano mostrato un comportamento molto simile tra loro e come il solaio RC sia risultato, in tutti i casi, leggermente più svantaggioso a causa anche della sua maggior massa sismica. Lo studio parametrico di CS-D, mostra alcune tendenze simili ai precedenti, mentre altre leggermente diverse. Confrontando tra loro gli spostamenti assoluti di pareti e solai per gli edifici D-1 e D-2, si può notare come il solaio RC possa essere considerato rigido in tutti i casi, mentre il solaio TB abbia subito modesti spostamenti relativi, più elevati per D-2 rispetto a D-1 a causa della maggior distanza tra le pareti parallele alla direzione del terremoto. Tuttavia, la rigidità del solaio TB è risultata sufficiente a limitare gli spostamenti fuori piano delle pareti ortogonali. Anche in questi casi, il solaio NS ha subito spostamenti relativi significativi, tali da portare, per alcune configurazioni, al raggiungimento del limite del 2% di drift, pari a 60 mm, ovvero il limite assunto di collasso fuori piano delle pareti ortogonali alla direzione del terremoto, non potendo così sfruttare interamente la capacità di resistenza nel piano delle pareti poste nell'altra direzione. Questo risultato è più evidente nelle configurazioni D-3 e D-4, per le quali la rigidità fuori piano delle pareti non è stata considerata. In questi due casi, considerando il solaio NS, il ribaltamento fuori piano delle pareti ha sempre preceduto i meccanismi di collasso nel piano, mentre per il solaio TB si è osservato un comportamento ottimale, in quanto ha combinato i vantaggi di un irrigidimento parziale con un minimo aumento di massa, al contrario del solaio RC, per il quale l'eccessiva rigidità e l'aumento di massa non trascurabile hanno sempre portato a significativi peggioramenti della risposta sismica dell'edificio.

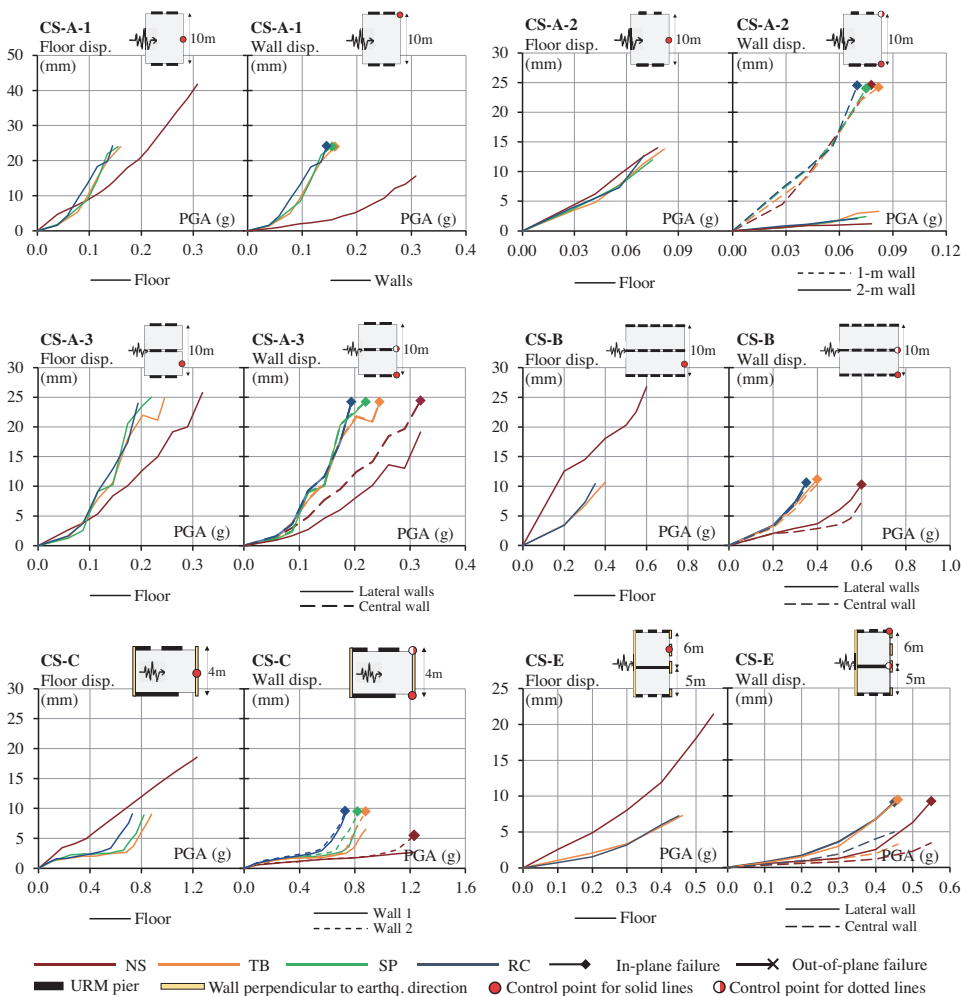
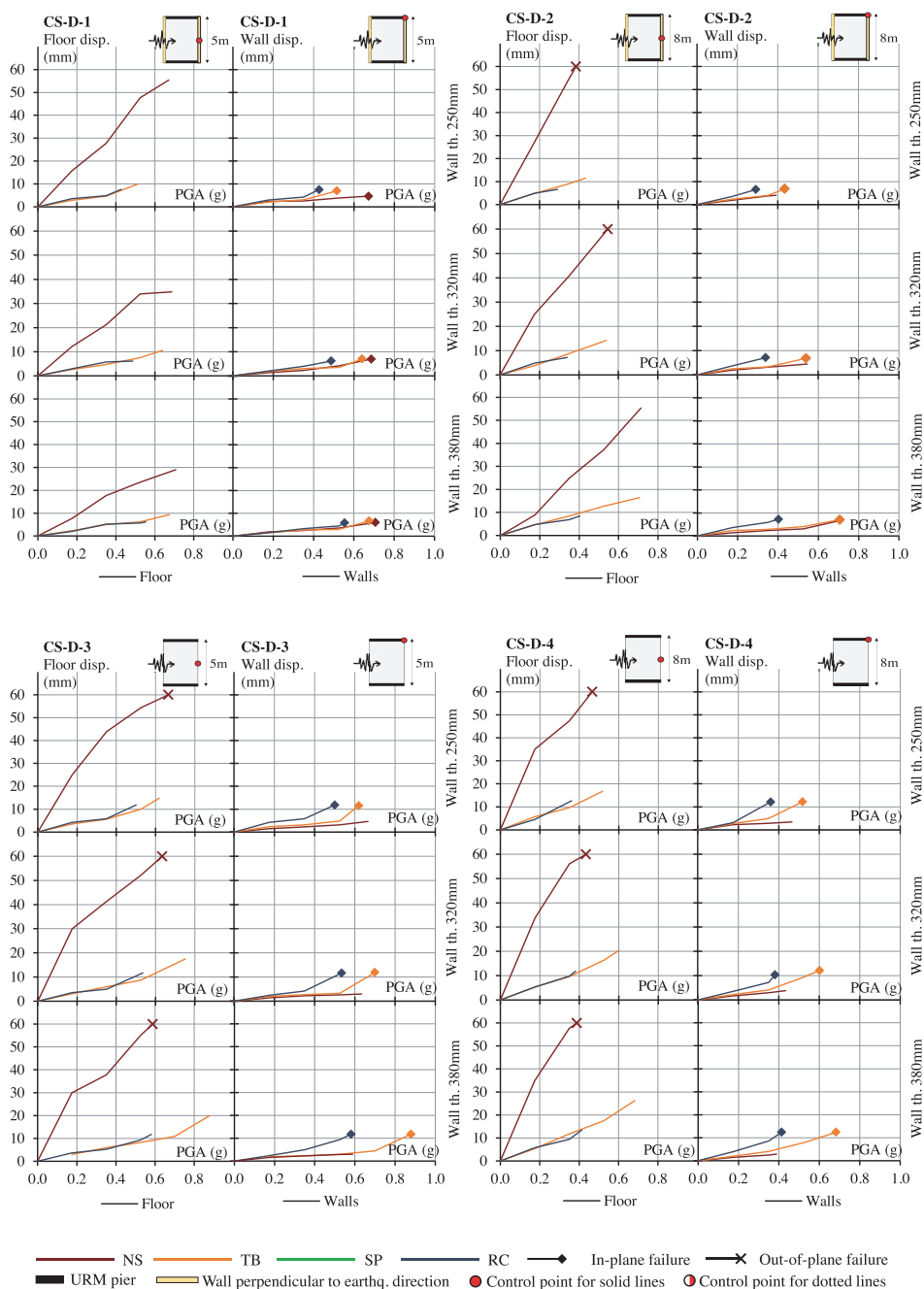


Figura 4
Edifici CS-A, CS-B, CS-C, CS-E: risultati delle IDA in termini di spostamenti di solai e pareti a livello del primo solaio. Il punto rosso nelle piante rappresenta il punto di controllo degli spostamenti. Per CS-A, CS-B e CS-E gli spostamenti sono stati mediati su 7 accelerogrammi. Per CS-C i risultati si riferiscono ad un unico accelerogramma.

Figura 5
Edificio CS-D: risultati delle IDA in termini di spostamenti di solai e pareti a livello del primo solaio. Il punto rosso nelle piante rappresenta il punto di controllo degli spostamenti. I risultati si riferiscono al terremoto più gravoso dei tre considerati; i risultati sono riportati per tutti gli spessori delle pareti considerati (wall th.).



5. Conclusioni

In questo articolo sono stati discussi i risultati di analisi dinamiche incrementali con modelli non lineari di cinque edifici tradizionali in muratura di diversa geometria e complessità, variando la tipologia di consolidamento nel piano dei solai e la strategia di modellazione, allo scopo di analizzare gli effetti delle tecniche di consolidamento dei solai sulla risposta sismica globale dell'edificio. Per tutti i casi l'ipotesi assunta è stata quella di adeguato collegamento fra solai e pareti, senza la quale non è possibile assicurare il comportamento scatolare dell'edificio e l'impedimento di fenomeni di ribaltamento rigido fuori piano delle pareti. La conclusione generale è che gli interventi di irrigidimento dei solai portano quasi costantemente ad un peggioramento delle prestazioni sismiche dell'edificio. Si è trovato che anche un solaio flessibile con semplice tavolato ha la rigidità sufficiente a ridurre adeguatamente la flessione fuori piano delle pareti e a garantire una efficace ripartizione delle forze sismiche tra le pareti. La capacità dissipativa di un solaio flessibile consente inoltre una riduzione delle forze sismiche agenti sull'edificio. Un solaio deformabile può essere visto come uno smorzatore dissipativo interposto fra le masse sismiche dell'edificio e le pareti sismo-resistenti, capace di ridurre le azioni sismiche sull'edificio per un effetto combinato di aumento del periodo di oscillazione e aumento della capacità dissipativa dell'edificio. Gli spostamenti del solaio deformabile rimangono normal-

mente limitati in misura totalmente compatibile con la capacità deformativa del solaio stesso e tali da assicurare il limitato spostamento fuori piano delle pareti.

La validità dei risultati fin qui ottenuti è limitata ai casi studio analizzati: per poter generalizzare i risultati è necessario approfondire ulteriormente la ricerca. Contrariamente alla comune impostazione progettuale spesso ispirata dalle normative tecniche vigenti, si può però affermare che gli interventi di irrigidimento nel piano dei solai non possono essere assunti come implicitamente positivi e che essi devono essere attentamente ponderati in ragione della geometria dell'edificio e della rigidità e resistenza delle pareti con cui si confrontano.

Allo stato attuale della ricerca l'effetto degli interventi di consolidamento dei solai sugli edifici esistenti in muratura può essere valutato solamente con l'uso di modelli numerici non lineari, calibrati sui risultati di specifici test sperimentali. Si auspica che metodologie di analisi semplificate e/o regole progettuali utili per i professionisti possano essere ottenute con l'aumento delle casistiche studiate.

6. Riconoscimenti

Gli autori ringraziano gli ingegneri Luca De Tomasi, Andrea Lonardi, Maddalena Tonon, Nicola Bertin, Gilberto Canesso, Michele Mirra e Manuel Fatturini per il contributo dato alla presente ricerca nello sviluppo delle loro tesi di laurea magistrale.

Bibliografia

- Allen C., Masia M.J., Page A.W., Griffith M.C., Derakhshan H. (2015) - Cyclic in-plane shear testing of unreinforced masonry walls with openings, Proceedings of the 10th Pacific Conference on Earthquake Engineering, 6-8 November, Sydney, Australia.
- Baldessari C. (2010) - In-plane behaviour of differently refurbished timber floors, Ph.D Thesis, University of Trento, Italy.
- Berto L., Saetta A., Scotta R., Vitaliani R. (2002) - An orthotropic damage model for masonry structures, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 55(2):127-157.
- Betti M., Galano L., Vignoli A. (2014) - Comparative analysis on the seismic behaviour of unreinforced masonry buildings with flexible diaphragms, Engineering Structures, 61:195-208.
- Brignola A., Podestà S., Pampanin S. (2008) - In-plane stiffness of wooden floor, Proceedings of the NZSEE Conference, Wairakei, New Zealand.
- Calderini C., Cattari S., Lagomarsino S. (2009) - In plane seismic response of unreinforced masonry walls: comparison between detailed and equivalent frame models, Proceedings of ECCOMAS Thematic Conference COMPDYN, 22-24 June, Rhodes Island, Greece.
- Caliò I., Marletta M., Pantò B. (2012) - A new discrete element model for the evaluation of the seismic behaviour of unreinforced masonry buildings, Engineering Structures, 40:327-338.
- Calvi G.M., Magenes G. (1994) - Experimental research on response of URM building systems, Proceedings of the U.S.-Italy workshop on guidelines for seismic evaluation and rehabilitation of unreinforced masonry buildings, 22-24 June, Pavia, Italy.
- Cattari S., Lagomarsino S., Marino S. (2015) - Reliability of nonlinear static analysis in case of irregular URM buildings with flexible diaphragms, Proceedings of SECED Conference, 9-10 July, Cambridge, UK.
- European Committee for Standardization (CEN) (2013) - EN 1998 - Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
- Gattesco N., Macorini L. (2014) - In-plane stiffening techniques with nail plates or CFRP strips for timber floors in historical masonry buildings, Construction and Building Materials, 58:64-76.
- Gelfi P. (2012) - SIMQKE_GR, Version 2.7, University of Brescia, Italy.
- Giongo I., Dizhur D., Tomasi R., Ingham J.M. (2015) - Field testing of flexible timber diaphragms in an existing vintage URM building, Journal of Structural Engineering, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001045.
- Kaushik H.B., Rai D.C., Jain S.K. (2007) - Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression, Journal of Materials in Civil Engineering, 19(9):728-739.
- Kent D.C., Park R. (1971) - Flexural members with confined concrete, Journal of the Structural Division, 97:1969-1990.
- Lagomarsino S., Penna A., Galasco A., Cattari S. (2013) - TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings, Engineering Structures, 56:1787-1799.
- Lowe L.N., Altoontash A. (2003) - Modeling reinforced-concrete beam-column joints subjected to cyclic loading, Journal of Structural Engineering, 129(12):1686-1697.
- Magenes G. (2000) - A method for pushover analysis in seismic assessment of masonry buildings, Proceedings of the 12th WCEE, 30 January - 4 February, Auckland, New Zealand.
- Magenes G., Calvi G.M. (1992) - Cyclic behaviour of brick masonry walls, Proceedings of the 10th WCEE, 19-24 July, Madrid, Spain.
- Magenes G., Calvi G.M., Kingsley G.R. (1995) - Seismic Testing of a Full-Scale, Two-Story Masonry Building: Test Procedure and Measured Experimental Response. From the Report: Experimental and Numerical Investigation on a brick Masonry Building Prototype - Numerical Prediction of the Experiment, Report 3.0 - G.N.D.T.
- Magenes G., Calvi G.M. (1997) - In-plane seismic response of brick masonry walls, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26:1091-1112.
- Masi A., Santarsiero G., Chiauzzi L., Gallipoli M.R., Piscitelli S., Vignola L., Bellanova J., Calamita G., Perrone A., Lizza C., Grimaz S. (2016) - Different damage observed in the villages of Pescara del Tronto and Vezzano after the M6.0 August 24, 2016 Central Italy earthquake and site effects analysis, Annals of Geophysics, 59. DOI: 10.4401/ag-7271.
- McKenna F., Fenves G.L., Scott M.H. (2000) - Open system for earthquake engineering simulation, Univ. of California, Berkeley, Calif. <http://opensees.berkeley.edu>

- MIDAS/Gen FX Program. MIDAS/Gen FX - General structure design system.
- Nakamura Y., Derakhshan H., Magenes G., Griffith M.C. (2017) - Influence of diaphragm flexibility on seismic response of unreinforced masonry buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, 21:935-960.
- Ongaretto E., Pozza L., Savoia M. (2016) - Wood-based solutions to improve quality and safety against seismic events in conservation of historical buildings, *International Journal for Quality Research*, 10(1):17-46.
- Pantò B., Cannizzaro F., Calì I., Lourenço P.B. (2017) - Numerical and experimental validation of a 3D macro-model for the in-plane and out-of-plane behavior of unreinforced masonry walls, *International Journal of Architectural Heritage*, 11(7):946-964.
- Paquette J., Bruneau M. (2003) - Pseudo-dynamic testing of unreinforced masonry building with flexible diaphragm, *Journal of Structural Engineering*, 129:708-716.
- Piazza M., Baldessari C., Tomasi R. (2008) - The role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings, *Proceedings of the 14th WCEE*, Beijing, China.
- Pozza L., Scotta R., Trutalli D., Polastri A. (2015) - Behaviour factor for innovative massive timber shear walls, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(11):3449-3469.
- Roca P., Molins C., Mari A.R. (2005) - Strength capacity of masonry wall structures by the Equivalent Frame Method, *Journal of Structural Engineering*, 131(10):1601-1610.
- Scotta R., Trutalli D., Marchi L., Pozza L. (2016) - Effects of in-plane strengthening of timber floors in the seismic response of existing masonry buildings, *Proceedings of the World Conference on Timber Engineering (WCTE)*, 22-25 August 2016, Wien, Austria, ISBN: 9783903039001.
- Scotta R., Trutalli D., Marchi L., Pozza L., Mirra M. (2017) - Non-linear time history analyses of unreinforced masonry building with in-plane stiffened timber floors, *Proceedings of XVII ANIDIS*, 17-21 September 2017, Pistoia, Italy.
- Scotta R., Trutalli D., Marchi L., Pozza L. (2018) - Seismic performance of URM buildings with in-plane non-stiffened and stiffened timber floors, *Engineering Structures*, 167:683-694.
- Spacone E., Filippou F.C., Taucer F.F. (1996) - Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: part I. Formulation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25:711-725.
- Trutalli D., Marchi L., Scotta R., Pozza L. (2017) - Dynamic simulation of an irregular masonry building with different rehabilitation methods applied to timber floors, *Proceedings of the 6th ECCOMAS Thematic Conference COMPDYN*, 15-17 June, Rhodes Island, Greece.
- Turnšek V., Čačovič F. (1970) - Some experimental results on the strength of brick masonry walls, *Proceedings of the 2nd International Brick Masonry Conference*, Stoke-on-Trent, 149-156.
- Valluzzi M.R., Garbin E., Dalla Benetta M., Modena C. (2010) - In-plane strengthening of timber floors for the seismic improvement of masonry buildings, *Proceedings of the WCTE*, Riva del Garda, Italy.

Gli Autori

Roberto Scotta

Ricercatore confermato di Tecnica delle Costruzioni presso il Dipartimento ICEA dell'Università di Padova dal 2006, dove è titolare del corso di "Tecnica delle Costruzioni 2" e "Timber Structures". Precedentemente ha tenuto anche gli insegnamenti di Costruzioni Prefabbricate e di Progetto di Strutture II. È membro del comitato scientifico di ISI e del CRIACIV. Membro del Collegio dei Docenti della "Scuola di dottorato in scienze dell'ingegneria civile, ambientale e architettura" dell'Università di Padova. Ha ottenuto l'abilitazione al ruolo di professore di I^a fascia nel 2018. Autore di oltre 140 memorie scientifiche, molte su rivista internazionale con referee, e di 2 libri didattici. Nella sua attività di ricerca scientifica si è occupato principalmente di durabilità delle strutture in c.a., analisi numerica di strutture in c.a. e in muratura con modelli di danno, strutture in legno, sviluppo e validazione sperimentale del comportamento sismico di tecniche costruttive innovative (in acciaio-calcestruzzo, legno e legno-cemento) e di recupero strutturale e adeguamento sismico di edifici esistenti e di interesse storico-artistico. Impatto scientifico aggiornato della ricerca H-index 15.

Davide Trutalli

È attualmente assegnista di ricerca presso il Dipartimento ICEA dell'Università degli Studi di Padova, dove collabora all'interno del gruppo di ricerca del dott. R. Scotta dal 2013. Ha conseguito la laurea magistrale in Ingegneria Civile e il dottorato di ricerca in Scienze dell'Ingegneria Civile ed Ambientale presso l'Università di Padova. È docente a contratto nel corso Precast and Timber Structures (Costruzioni Prefabbricate e in Legno) per la laurea magistrale in Ingegneria Civile (a.a. 17/18). È stato inoltre collaboratore alla didattica per i corsi di Tecnica delle Costruzioni 1 e Tecnica delle Costruzioni 2. È stato correlatore di 25 tesi di laurea magistrale in Ingegneria Civile. Nell'attività di ricerca si occupa principalmente dello studio della risposta sismica di sistemi costruttivi in legno e connessioni, a livello sperimentale e numerico. Ha collaborato in diverse convenzioni dell'Università con aziende o enti di ricerca. È co-autore di 30 pubblicazioni scientifiche di cui 12 su riviste scientifiche internazionali, 12 in congressi internazionali, 1 su riviste nazionali, 4 in congressi nazionali, 1 brevetto.

Luca Marchi

È attualmente assegnista di ricerca presso il Dipartimento TESAF dell'Università degli Studi di Padova. Collabora all'interno del gruppo di ricerca del dott. R. Scotta presso il Dipartimento ICEA dal 2013. Dal 2014 al 2017 ha lavorato nello studio tecnico dell'azienda Fischer Italia S.r.l. Ha conseguito la laurea magistrale in Ingegneria Civile e il dottorato di ricerca in Scienze dell'Ingegneria Civile ed Ambientale presso l'Università di Padova. Collabora alla didattica nel corso Precast and Timber Structures (Costruzioni Prefabbricate e in Legno) per la laurea magistrale in Ingegneria Civile presso l'Università di Padova. È stato correlatore di 20 tesi di laurea magistrale in Ingegneria Civile. Nell'attività di ricerca si occupa principalmente dello sviluppo di connessioni per strutture in legno e miste, a livello sperimentale e numerico. Ha collaborato in diverse convenzioni dell'Università con aziende o enti di ricerca. È co-autore di 21 pubblicazioni scientifiche di cui 7 su riviste scientifiche internazionali, 8 in congressi internazionali, 1 su riviste nazionali, 3 in congressi nazionali, 2 brevetti.

Luca Pozza

È attualmente assegnista di ricerca presso il Dipartimento ICAM dell'Università di Bologna, dove collabora dal 2015. Collabora inoltre all'interno del gruppo di ricerca del dott. R. Scotta presso il Dipartimento ICEA dell'Università di Padova dal 2010. È libero professionista dal 2011. Ha conseguito la laurea magistrale in Ingegneria Civile e il dottorato di ricerca in Scienze dell'Ingegneria Civile ed Ambientale presso l'Università di Padova. È docente a contratto nei corsi Historic Masonry and Wood Structures (a.a. 14/15 e 15/16) e Progetto di Strutture in Legno (a.a. 16/17 e 17/18) presso l'Università di Bologna. È stato inoltre docente a contratto nel Master di II livello "Costruzioni in Legno" presso l'Università di Bologna. È stato infine collaboratore alla didattica presso l'Università degli Studi di Padova e l'Università IUAV di Venezia. È stato correlatore di 40 tesi di laurea magistrale e 5 tesi di laurea triennale in Ingegneria Civile. Nell'attività di ricerca si occupa principalmente dello studio della risposta sismica di sistemi costruttivi in legno e connessioni, a livello sperimentale e numerico. Ha collaborato in diverse convenzioni dell'Università con aziende o enti di ricerca. È co-autore di 49 pubblicazioni scientifiche di cui 20 su riviste scientifiche internazionali, 18 in congressi internazionali, 1 su riviste nazionali, 8 in congressi nazionali, 2 brevetti.