



# Il ruolo critico dei diaframmi di piano negli interventi di adeguamento sismico condotti dall'esterno

Francesca Feroldi<sup>b</sup>, Andrea Belleri<sup>a</sup>, Alessandra Marini<sup>a</sup>, Chiara Passoni<sup>a</sup>, Ezio Giuriani<sup>b</sup>

<sup>a</sup> Dipartimento di Ingegneria e Scienze Applicate. Università degli Studi di Bergamo, Viale Marconi 5, 24044 Dalmine.

<sup>b</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio, Ambiente e di Matematica, Via Branze 43, 25123 Brescia.

*Keywords: Diaframmi; Adeguamento sismico, Solai laterocemento.*

## ABSTRACT

Il rinforzo sismico degli edifici esistenti è ad oggi considerato una priorità per garantire sicurezza strutturale e resilienza e per evitare future perdite umane ed economiche. Tra le molteplici soluzioni tecniche disponibili sono oggi preferiti gli interventi condotti interamente dall'esterno, in quanto non necessitano il trasferimento temporaneo degli abitanti, riconosciuto tra i principali ostacoli alla esecuzione degli interventi. In caso di rinforzo sismico operato mediante inserimento di un nuovo sistema sismo resistente, indipendentemente dalla specifica tecnica adottata, è indispensabile poter fare affidamento su un'efficace azione a diaframma di piano sviluppata dal solaio esistente; tale azione è necessaria per trasferire i carichi inerziali di piano al nuovo sistema sismo-resistente.

La valutazione della capacità di piano dei solai esistenti è pertanto tematica di fondamentale importanza. Sebbene la vulnerabilità strutturale degli edifici esistenti nelle condizioni ante intervento sia raramente associata alla mancata efficacia del diaframma, questo ultimo può diventare critico nelle condizioni post-retrofit, laddove a seguito dell'incremento di rigidità introdotto con l'inserimento di nuovi sistemi di rinforzo si ha una riduzione del periodo fondamentale dell'edificio con conseguente incremento delle sollecitazioni. Si noti peraltro come la necessità di introdurre nuovi diaframmi possa confliggere con l'intento di condurre l'intervento dall'esterno.

Il presente articolo tratta della capacità nel piano di solai in latero-cemento, tipici degli edifici esistenti in calcestruzzo armato realizzati nel secondo dopo guerra. In particolare sono valutati i meccanismi di collasso del diaframma e la capacità nel piano al variare delle caratteristiche meccaniche dei materiali, delle dimensioni del diaframma e del posizionamento dei nuovi setti sismoresistenti, nonché dell'introduzione di sistemi di cerchiatura perimetrale.

## 1 INTRODUZIONE

La crescente attenzione al tema della sostenibilità ha accentuato la necessità di trovare soluzioni ottimali a minimo impatto ambientale per risolvere le problematiche legate all'obsolescenza del patrimonio edilizio esistente. Oltre alla necessità di migliorare l'efficienza energetica e il comfort, un'ampia parte del patrimonio edilizio esistente richiede un sostanziale retrofit per aumentare la sicurezza rispetto alle azioni sia statiche che sismiche (BPIE 2011; Calvi 2013; Menna et al. 2013). La rilevanza della vulnerabilità strutturale è stata ripetutamente dimostrata dai terremoti del passato, con conseguenti perdite rilevanti dal punto di vista sociale, economico e ambientale (Belleri e Marini 2016; Wei et al. 2018). Le linee guida nazionali per la ristrutturazione edilizia esistente hanno riconosciuto l'importanza degli interventi integrati (Manfredi e Masi 2018). Per questo motivo, molte ricerche sono state dedicate alla progettazione di

interventi integrati realizzati dall'esterno dell'edificio (Takeuchi et al. 2009; Feroldi et al. 2013; Della Mora et al. 2015; Marini et al. 2017). Tra i possibili interventi, la doppia pelle strutturale è stata recentemente proposta per risolvere contestualmente tutte le carenze edilizie (Feroldi et al. 2013; Marini et al. 2016; Marini et al. 2017).

Quando si lavora dall'esterno, il doppio involucro può essere concepito secondo due soluzioni di retrofit alternative: (i) con l'adozione di nuove pareti sismo-resistenti integrate all'interno dell'esoscheletro, o (ii) in modo innovativo, con la progettazione del nuovo involucro come un sistema scatolare sismo-resistente.

Entrambe le soluzioni richiedono la presenza di diaframmi di piano rigidi, che raccolgano e trasferiscano le azioni sismiche alla struttura resistente verticale. Per l'eventuale rinforzo sismico di solai in laterocemento, si interviene frequentemente operando "da sopra", richiedendo importanti interventi di demolizione delle finiture e di sospensione dell'uso dell'edificio durante i lavori ed è proprio l'invasività di

tali interventi a comportare la rinuncia all'intervento di miglioramento sismico. Per non creare disagio agli abitanti, si possono adottare in alternativa soluzioni "a secco" come, per esempio, diaframmi intradossali realizzati con elementi in acciaio collegati all'intradosso del solaio esistente, e nascosti nel controsoffitto (Feroldi 2014).

Ampie indagini su costruzioni in CA danneggiate da forti terremoti hanno raramente riscontrato il dissesto nel piano di solai esistenti, che al più trasferiscono le sollecitazioni di piano tra i pilastri, mentre le comuni modalità di dissesto seguono la formazione di un cinematismo nel telaio quando la resistenza a flessione e/o a taglio viene superata nelle sezioni più critiche (Kaplan et al, 2010; Ricci et al, 2011). Viceversa il ruolo critico dei solai emerge a valle del possibile intervento di rinforzo, laddove le sollecitazioni crescono quale conseguenza dell'incremento della rigidezza dell'edificio e per effetto della distanza degli elementi verticali del sistema sismo-resistente.

A seguito di queste osservazioni, è stato avviato uno studio teorico e sperimentale per valutare la reale resistenza dei solai esistenti ai carichi orizzontali. Il presente lavoro si focalizza in particolare sulla valutazione della capacità nel piano dei solai in laterocemento tipici degli edifici costruiti nel secondo Dopoguerra. Partendo da considerazioni teoriche sui meccanismi che regolano le prestazioni nel piano dei diaframmi, l'articolo presenta i risultati di una campagna sperimentale sulla capacità a taglio dei sistemi a travi e blocchi di alleggerimento in laterizio. A seguito dei risultati sperimentali, viene proposto uno studio numerico per evidenziare le prestazioni globali dei diaframmi con e senza l'aggiunta di un nuovo sistema resistente laterale.

## 2 EVOLUZIONE STORICA E CAPACITA' NEL PIANO DI SOLAI IN LATEROCEMENTO

### 2.1 Evoluzione dei solai in laterocemento

Negli edifici costruiti nel secondo dopoguerra è possibile riscontrare due principali categorie di solai: i) solai con soletta piena in calcestruzzo (Figura 1a); ii) sistemi a travetti e blocchi di alleggerimento, con (Figura 1b) o senza (Figura 1c) cappa estradossale, tipicamente di spessore compreso tra 2 e 5 cm; oppure solai realizzati con travetti prefabbricati (Figura 1d).

Il Regio Decreto del 23 maggio 1932 riconobbe ufficialmente il contributo degli elementi in laterizio alla resistenza del solaio, portando addirittura all'eliminazione del ruolo della soletta collaborante in calcestruzzo. Lo stesso discorso viene ripreso nel R. Decreto n. 2229 del 16 novembre 1939 che rimase in vigore fino all'avvento della Legge n. 1086 del 21 dicembre 1971. I laterizi per i solai senza cappa divennero allora rinforzati nella parte superiore in modo tale da assolvere alla funzione della soletta in

calcestruzzo. Tale tecnologia riscontrò allora grande favore, proporzionale alla facilità di impiego ed al rendimento tecnico ed economico, e rispecchiava pienamente le conoscenze dell'epoca, quando il solaio non era concepito con funzione di diaframma.

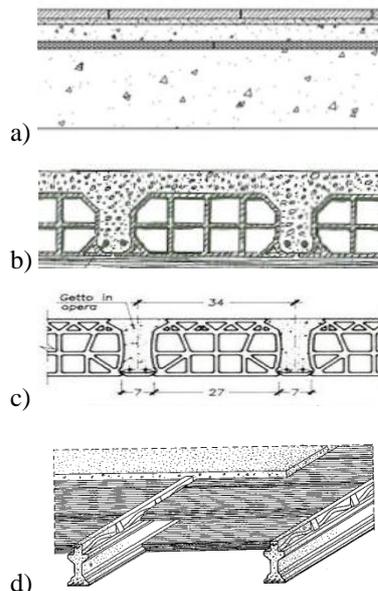


Figura 1: Principali tipologie di solai presenti negli edifici esistenti costruiti nel II dopoguerra: solai pieni in CA (a); solai in laterocemento con cappa (b) o senza cappa estradossale (c); solai con travetti prefabbricati (d). (Santarella, 1968).

Tra la seconda metà degli anni '20 e i primi anni '30 la ricerca di una semplificazione della posa in opera dei solai portò alla nascita di solai a travi miste in laterizio armato prefabbricate a piè d'opera. L'innovazione consisteva nel fatto che questi solai non necessitavano di armatura provvisoria per la posa in opera, che diventava così più rapida ed agevole. Inizialmente le tipologie di travetti prefabbricati erano il travetto in laterizio armato e quello in c.a. e cap. Successivamente, attorno alla metà degli anni '60, si aggiunse il travetto tralicciato.

In generale, nelle tipologie di solaio appena descritte, i travetti hanno una base di larghezza di almeno 70 mm, con un rapporto luce/altezza di circa 1/30, come tipicamente richiesto dalle normative in fase di costruzione (come, ad esempio, Oliveto et al. 2011). La cappa estradossale in calcestruzzo tipicamente non armata consente di redistribuire l'azione sismica nel piano, indipendentemente dal fatto che sia stata progettata per i carichi orizzontali o che sia provvista di rete di armatura.

La capacità nel piano dei solai in laterocemento è associata alla resistenza del possibile meccanismo ad arco (o meccanismo a puntoni e tiranti, Bull 2004) che si sviluppa all'interno dello spessore del solaio, come descritto di seguito.

## 2.2 Valutazione della capacità nel piano dei solai in laterocemento

La capacità nel piano dei solai può diventare critica in particolare in due scenari: 1) quando l'intervento di riqualificazione aumenta la rigidità globale dell'edificio, portando ad una riduzione del periodo fondamentale della struttura e di conseguenza ad un sostanziale aumento delle azioni sismiche trasferite attraverso il diaframma; 2) quando la luce dell'arco, dapprima pari alla luce della campata tra i pilastri del telaio esistente, aumenta fino a diventare pari alla distanza tra gli elementi del nuovo e più rigido sistema sismo-resistente, incrementando le azioni sollecitanti sul diaframma e agli appoggi dell'arco.

Nel caso di sistemi a travi in CA e blocchi di alleggerimento, l'azione nel piano del diaframma è fornita dall'interazione laterizio-travetto, dalla soletta estradossale, ove presente, o da entrambi. Quando presente, il meccanismo resistente ad arco con catena si distribuisce anche nella cappa estradossale. In questo caso l'instabilità fuori piano della cappa in calcestruzzo è inibita principalmente dalla rigidità flessionale dei travetti e dalla presenza dei pilastri del telaio. Lo sviluppo del meccanismo resistente ad arco può essere ipotizzato anche nella situazione peggiore in cui il solaio sia senza cappa: in queste condizioni, i blocchi di alleggerimento devono trasferire le azioni nel piano, ed è per questo che risulta cruciale la valutazione delle reali capacità dei blocchi in laterizio nella resistenza ai carichi orizzontali.

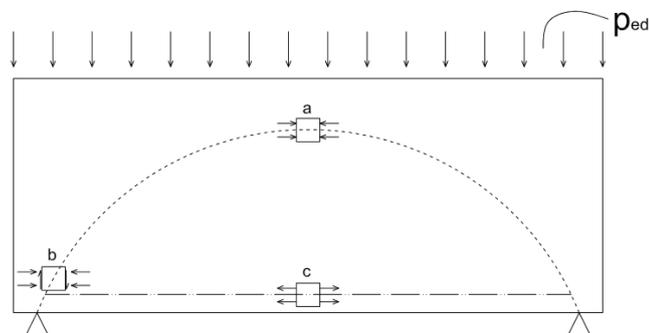


Figura 2: Meccanismo resistente alle sollecitazioni orizzontali ad arco e catena

L'effettivo sviluppo del meccanismo resistente ad arco e catena dipende dalla verifica di tre regioni, nelle quali possono attivarsi differenti meccanismi di rottura (Figura 2): 1) la sezione in chiave all'arco ("meccanismo a", Figura 2), dove il blocco in laterizio viene compresso nella direzione più debole, quella ortogonale ai fori; 2) le sezioni in corrispondenza degli appoggi dell'arco ("meccanismo b", Figura 2), dove vengono trasferite le sollecitazioni combinate di compressione e taglio. In questo punto può essere superata sia la resistenza ultima a compressione nella direzione ortogonale ai fori del blocco in laterizio, sia la resistenza a taglio del blocco o la resistenza a taglio all'interfaccia laterizio-calcestruzzo; 3) la sezione in corrispondenza della catena ("meccanismo c", Figura

2), dove la resistenza a trazione può essere raggiunta per il raggiungimento della resistenza a trazione del laterizio o della trave di bordo.

La rottura agli appoggi dell'arco (cioè il "meccanismo b") spesso domina la risposta sismica globale dei solai in laterocemento senza cappa estradossale. Gli altri due meccanismi di rottura (a e c) non sono solitamente critici per il diaframma. La resistenza del solaio rispetto al "meccanismo c" può essere facilmente incrementata aggiungendo delle fasce metalliche lungo la trave di bordo. La capacità del solaio rispetto al "meccanismo a" dipende invece dalla luce dell'arco, che a sua volta dipende dalla geometria del solaio e dalla presenza di eventuali aperture.

## 3 CAMPAGNA SPERIMENTALE

Di seguito vengono presentati i risultati della campagna sperimentale inerente le prove locali condotte al fine di valutare la capacità resistente nel piano di solai in laterocemento senza cappa. Le prove si sono focalizzate sulla caratterizzazione della resistenza di un sistema composto da travetto e blocchi di alleggerimento, al fine di dimostrare che anche un solaio privo di cappa è in grado di sviluppare un meccanismo resistente ad arco e catena.

Con riferimento allo schema ad arco riportato in Figura 2, l'attenzione si è concentrata sul meccanismo di rottura agli appoggi ("meccanismo b", Figura 3), dove il puntone inclinato converge nel nodo all'appoggio ed è vincolato dalla presenza della catena orizzontale e dagli appoggi verticali, costituiti, per esempio, da nuove pareti sismo-resistenti o dai pilastri del telaio.

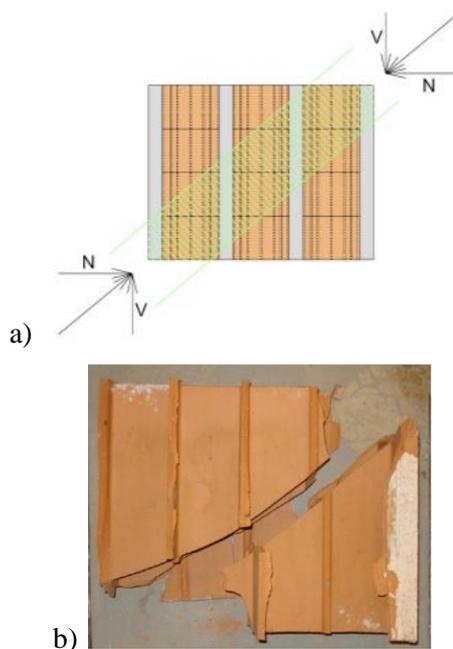


Figura 3: Simulazione del puntone sul generico pannello di solaio in corrispondenza dell'appoggio dell'arco (a); Rottura a taglio del blocco di laterizio osservata durante le prove (b).

Il campione di prova è composto da un unico blocco in laterizio e due travetti di calcestruzzo adiacenti (Figura 4). La scelta di un unico blocco, piuttosto che di una serie di blocchi, è stata fatta per tener conto della comune prassi costruttiva in cui i blocchi adiacenti non sono in contatto diretto tra loro. Nella campagna sperimentale sono stati adottati blocchi commerciali in laterizio (blocco per soletta mista 16x40x40x25cm). Sebbene gli attuali blocchi di alleggerimento per solai abbiano forme e dimensioni diverse rispetto a quelle presenti negli edifici esistenti del secondo dopoguerra, le caratteristiche meccaniche del materiale e le modalità di produzione sono rimaste pressoché invariate nel tempo. Le proprietà meccaniche dei blocchi risultanti dalle prove di caratterizzazione del materiale sono riportate di seguito: resistenza alla compressione parallela ai fori ( $f_{c//}$ ) pari a 39.5 MPa, resistenza alla compressione ortogonale ai fori ( $f_c$ ) pari a 18.7 MPa, e resistenza alla trazione per flessione ( $f_{c,flex}$ ) pari a 14.7 MPa. I corrispondenti valori caratteristici forniti dal produttore sono stati:  $f_{ck//} = 25.7$  MPa,  $f_{ck,\perp} = 11.1$  MPa, e  $f_{ck,flex} = 11.2$  MPa. I travetti sono realizzati in calcestruzzo C20/25, compatibile con le caratteristiche del calcestruzzo comunemente impiegato in questi edifici. È stato studiato e realizzato un banco di prova in grado di replicare il reale stato di sollecitazione di un concio di solaio senza cappa soggetto a sforzo biassiale di taglio e compressione come riportato in Figura 4.

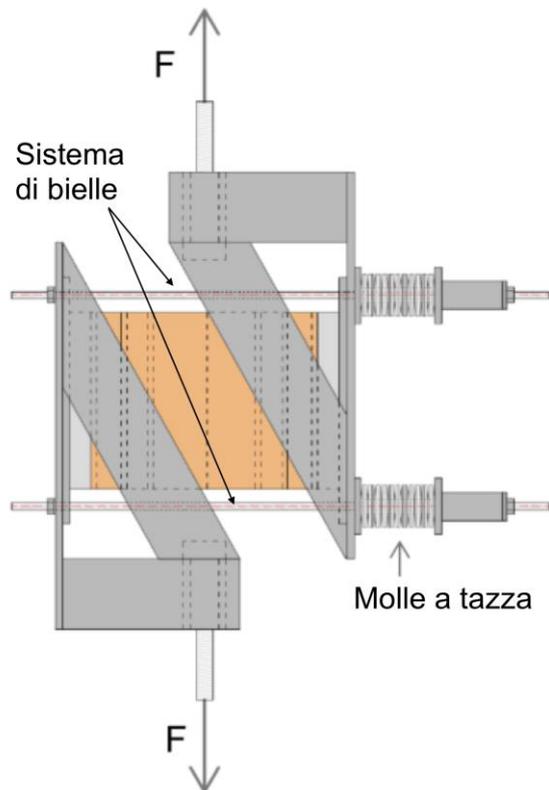


Figura 4: Set-up della prova sperimentale. Nota: “Sistema di bielle” per per equilibrare il provino alla rotazione e consentire soli spostamenti relativi verticali tra i due telai metallici; “Molle a tazza” per il mantenimento del carico costante nelle bielle;

Il banco è stato realizzato tramite due telai indipendenti tra loro, costituiti dall’assemblaggio di piatti in acciaio, collegati al provino tramite un getto in calcestruzzo su ciascun lato della pignatta. Per evitare eccessive rotazioni del provino in fase di prova e imporre spostamenti relativi solamente verticali tra i due telai metallici, sono state introdotte quattro bielle realizzate con barre filettate, ognuna dotata di un dispositivo costituito da molle a tazza che permette la valutazione del carico assorbito dalle barre durante la prova nonché il mantenimento del carico costante mediante eventuale operazioni di ritesatura. Tale dispositivo consente inoltre di applicare in modo preciso il livello di pre-confinamento desiderato.

La strumentazione consiste in una cella di carico per misurare il carico applicato ( $F$ ) e di trasduttori lineari di spostamento per monitorare lo spostamento relativo orizzontale e verticale del banco in acciaio ed il livello di confinamento nelle barre orizzontali. Sono stati selezionati tre livelli di confinamento, assunti come una percentuale della capacità di resistenza a compressione ortogonale ai fori del blocco in laterizio:

$$P_{max} = f_{ck} \cdot A_{netta} = 97kN \quad (1)$$

dove  $f_{ck} = 11.1$  MPa è la resistenza alla compressione ortogonale ai vuoti, e  $A_{net} = 35 \times 250 \text{ mm}^2$  è l’area della sezione trasversale netta del mattone di laterizio, privo dei vuoti.

I carichi di pre-confinamento ( $P$ ) sono stati fissati pari al 10%, 20% e 25% della resistenza a compressione ortogonale ai fori, ovvero rispettivamente pari a  $P_1 = 10$  kN,  $P_2 = 20$  kN e  $P_3 = 25$  kN. In tutte le prove, indipendentemente dal carico di confinamento, il carico aumenta fino alla rottura a taglio fragile del blocco di laterizio, come mostrato in Figura 3b. Si osserva che la rottura a taglio si verifica attorno allo stesso valore in tutte le prove. Il valore di taglio resistente ultimo ( $\tau_u$ ) si ricava come rapporto tra il carico massimo applicato e la superficie netta resistente al taglio ( $8750 \text{ mm}^2$ ), e risulta pari a 1.74 MPa.

#### 4 SIMULAZIONE NUMERICA

È stato sviluppato un modello numerico che implementa i risultati sperimentali per evidenziare le prestazioni nel piano di solai esistenti in laterocemento senza cappa, in una situazione *post-retrofit*, quando cioè l’edificio sia stato rinforzato con un sistema di setti esterni sismo-resistenti. Si è considerato un solaio con dimensioni in pianta di 25m x 10m costituito da travetti in calcestruzzo e pignatte in laterizio e pilastri con maglia regolare 5m x 5m. In questo studio preliminare è stata trascurata la presenza di vani scala e relative forometrie nell’impalcato.

Le analisi numeriche non lineari sono state svolte in Abaqus (ver. 6.11, Dassault Systèmes Simulia, 2011). Lo spessore della lastra in laterizio equivale alla somma

dei setti resistenti delle pignatte, ed è stato assunto un valore medio pari a 25 mm, modellato con elementi a sollecitazione piana. In prima approssimazione, è stato considerato un materiale equivalente omogeneo anelastico (Tabella 1): questa ipotesi semplifica l'effettivo comportamento nel piano del solaio, che è altamente ortotropo, data l'eterogeneità e la direzionalità degli elementi, ma permette di descrivere il comportamento complessivo del diaframma analogamente a quanto fatto per la muratura quando si considera un approccio “macro-modeling” (Lourenco, 1996; Milani et al., 2006a e 2006b). È stato adottato un modello a fessure diffuse (“smeared crack model”), rispetto al quale lo sforzo a rottura corrisponde all'insorgenza di microfratture, oltre al quale un ulteriore sviluppo di microfratture è rappresentato macroscopicamente con un comportamento di *softening* che induce la localizzazione delle deformazioni.

Le proprietà associate alla lastra in laterizio sono state considerate uguali ai valori minimi delle proprietà caratteristiche del materiale: la resistenza a compressione ( $f_{c,eq}$ ) è stata impostata pari alla resistenza alla compressione del laterizio nella direzione più debole; la resistenza a trazione ( $f_{t,eq}=2$  MPa) è stata calibrata per fornire la resistenza a taglio ottenuta nelle prove sperimentali (1.7 MPa). Le travi di bordo in calcestruzzo armato (sezione 0.6m x 0.3m) sono state modellate con elementi *beam*.

Tabella 1: Proprietà dei materiali assunte nel modello numerico.

Materiale omogeneo per lastra in laterizio	Modulo elastico, $E_{c,e}$	23000 MPa
	Coeff. Poisson, $\nu_{c,e}$	0.2
	Resistenza compressione, $f_{c,e}$	8 MPa
	Resistenza trazione, $f_{t,e}$	2.0 MPa
	Angolo dilatanza, $\phi$	31
“Concrete Damage Plasticity”	$f_{bo}/f_{co}$	1.16
	$K$	0.667
	Parametro viscosità	0.0004
Travi di bordo in CA	Modulo elastico, $E_{c,e}$	30000 MPa
	Coeff. Poisson, $\nu_{c,e}$	0.2
	Resistenza compressione, $f_{c,e}$	20 MPa
	Resistenza trazione, $f_{t,e}$	0.5 MPa

Per il calcestruzzo (C20/25) è stata scelta un materiale elasto-plastico non simmetrico (Tabella 1). L'armatura degli elementi in CA è stata considerata in acciaio Aq42, comunemente usato negli anni del II

dopoguerra: la quantità di armatura (0,2%) è stata scelta in base ad una stima dell'armatura media longitudinale continua disponibile non coinvolta nella capacità flessionale della trave rispetto ai carichi statici. Sia il comportamento a compressione che quello a trazione dell'acciaio sono stati descritti per mezzo di una legge elasto-plastica simmetrica, con resistenza a snervamento pari a 235 MPa e modulo elastico 21000000MPa. È stata inoltre considerata una catena aggiuntiva in acciaio applicata esternamente alle travi perimetrali con area variabile  $A_{TIE}= 0-5-15-15-25$  cm<sup>2</sup>.

Nelle analisi, la rigidità elastica della molla posta in corrispondenza dei pilastri è pari a 4.5 kN/mm (corrispondente alla rigidità di una colonna di 0,3x0,3x0,3x3m doppiamente incastrata), la rigidità elastica della molla posta in corrispondenza dei nuovi setti sismo-resistenti pari a 81 kN/mm. Infatti il sistema resistente deve essere pari a circa 2-3 volte la rigidità dell'edificio, come risulta da precedenti studi (Marini et al. 2017, Labo et al 2017 e 2018). Nel caso di rigidità del nuovo sistema di controvento doppia rispetto alla rigidità attuale (considerando 18 pilastri), si hanno 81 kN/mm per setto. Il carico sismico, distribuito lungo la superficie piana del solaio, è incrementato fino al collasso.

La Figura 5 mostra i risultati della simulazione numerica in termini di deformazioni plastiche a rottura (Figura 5a) e andamento degli sforzi principali di compressione (Figura 5b). Si evince chiaramente che la capacità ultima del diaframma è legata allo sviluppo di una fessura principale in campata, correlata al raggiungimento della massima resistenza a trazione in della trave di bordo.

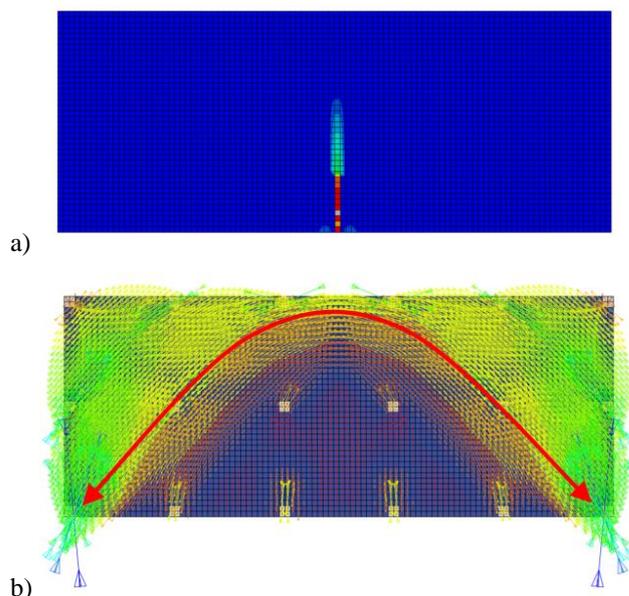


Figura 5: Deformazioni plastiche a rottura (Figura 5a) e andamento degli sforzi principali di compressione (b).

Tale risultato evidenzia chiaramente come gli interventi di retrofit attraverso l'inserimento di nuovi setti sismo-resistenti esterni collegati ai solai possano indurre meccanismi fragili di rottura. Per questo motivo sono state effettuate ulteriori analisi aggiungendo al

diaframma, come catena esterna, un elemento in acciaio con lo scopo di aumentare la capacità e la duttilità del diaframma dopo il retrofit sismico. La catena in acciaio, modellata con un elemento beam, è collegata ai bordi del solaio in corrispondenza delle molle che rappresentano i nuovi setti sismo-resistenti.

Dai risultati (Figura 6) emerge che, quando la trave di bordo è poco armata e la catena ha una sezione ridotta ( $A_{Tie} = 5 \text{ cm}^2$ ), il collasso del diaframma è associato ad una propagazione della fessura a metà della campata del solaio. Per valori crescenti dell'area della catena metallica la modalità di collasso cambia e si raggiunge il collasso per il superamento della resistenza a taglio ai supporti. Questa condizione rappresenta la massima risorsa nel piano di un solaio in laterocemento; un ulteriore aumento della resistenza del solaio richiederebbe il rinforzo della soletta o il ricorso a diaframmi esterni. In tutti i casi indagati, la massima freccia del solaio è trascurabile, con un rapporto freccia/luce sempre inferiore a 1/1600. Il solaio in laterocemento può quindi essere assunto come un diaframma rigido-fragile, anche in presenza di setti sismo-resistenti esterni.

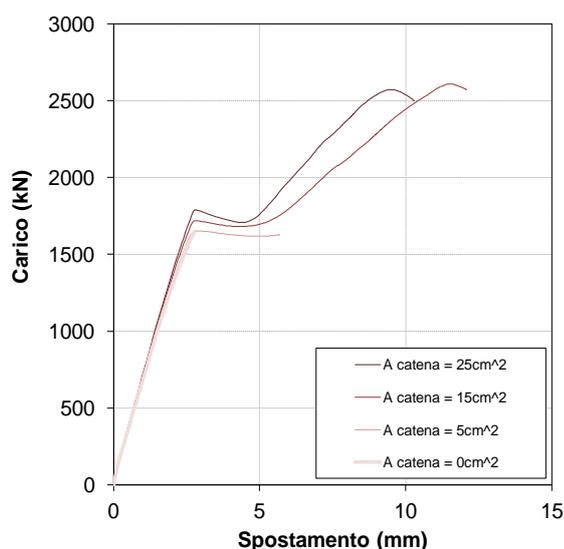


Figura 6: Carico di piano vs freccia in campata al variare della sezione della catena metallica posta in corrispondenza della trave di bordo.

## 5 CONSIDERAZIONI FINALI

Il presente articolo presenta i risultati sperimentali e numerici condotti al fine di stimare la reale resistenza nel piano di solai in laterocemento senza cappa, tipici degli edifici residenziali costruiti in Italia nel II dopoguerra. Nell'ipotesi che nel solaio possa instaurarsi un meccanismo resistente ad arco con catena, sono stati valutati i possibili meccanismi di collasso: rottura per compressione ortogonale ai fori del laterizio nella sezione in chiave all'arco, rottura a taglio nella sezione in corrispondenza degli appoggi, dove il generico concio di solaio è soggetto ad uno stato di sforzo biassiale di compressione e taglio, e rottura

per trazione in corrispondenza della catena. Poiché la rottura agli appoggi dell'arco spesso domina la risposta sismica globale dei solai in laterocemento senza cappa, è stata ideata una prova sperimentale in grado di riprodurre lo stato di sforzo sul generico elemento di laterizio compreso tra due travetti, al fine di verificare l'attivazione del meccanismo ad arco nel solaio e, quindi, la trasmissione del puntone compresso per contatto tra laterizio e calcestruzzo. I risultati delle prove sperimentali hanno dimostrato che, a prescindere dal carico di pre-confinamento laterale adottato sul provino, la capacità ultima corrisponde alla rottura a taglio del blocco forato.

È stato infine sviluppato un modello numerico che implementa i risultati sperimentali per stimare la capacità ultima dei solai esistenti nella situazione post-retrofit, quando l'edificio viene rinforzato con un sistema di setti sismo-resistenti esterni connessi al diaframma. In questa condizione, affidando all'armatura della trave di bordo il ruolo di catena, la capacità ultima del diaframma è legata allo sviluppo di una fessura principale in campata al solaio. Se però si interviene con una catena metallica aggiuntiva, la modalità di collasso cambia e si raggiunge il collasso per il superamento della resistenza a taglio agli appoggi. È possibile quindi osservare che il solaio in laterocemento, pur senza cappa, può essere assunto come un diaframma rigido-fragile, anche in presenza di setti sismo-resistenti esterni.

Il ruolo e l'influenza delle aperture per la presenza, ad esempio, di vani scala, così come la possibile disposizione irregolare in pianta dei solai, sono temi in corso di approfondimento.

## RINGRAZIAMENTI

Un ringraziamento particolare è rivolto all'ing. V. Zanotti per l'aiuto prestato nello svolgimento delle prove sperimentali.

## BIBLIOGRAFIA

- Belleri A, Marini A (2016). Does seismic risk affect the environmental impact of existing buildings? *Energy and Buildings*, 110, 149–158.
- BPIE (Building Performance Institute Europe) (2011). *Europe's buildings under the microscope: A country-by-country review of the energy performance of the buildings* Brussel
- Bull DK (2004). Understanding the complexities of designing diaphragms in buildings for earthquakes. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 37(2): 70-88.
- Calvi GM (2013). Choices and criteria for seismic strengthening, *Journal of Earthquake Engineering*, 17(6): 769-802
- Dassault Systèmes Simulia, 2011. *Abaqus User's Manual Version 6.11*, Providence, RI, USA.
- Della Mora T, Righi A, Peron F, Romagnoni P (2015). *Functional, energy and seismic retrofitting in existing*

- building: an innovative system based on xlam technology, *Energy Procedia*, 82, 486 – 492.
- Feroldi F. (2014). Sustainable renewal of the post WWII building stock through engineered double skin, allowing structural retrofit, energy efficiency upgrade, architectural restyling and urban regeneration, PhD thesis, University of Brescia.
- Feroldi F, Marini A, Badiani B, Plizzari GA, Giuriani E, Riva P, Belleri A. (2013). Energy efficiency upgrading, architectural restyling and structural retrofit of modern buildings by means of “engineered” double skin façade. Structures and Architecture: Concepts, Applications and Challenges - Proceedings of the 2nd International Conference on Structures and Architecture, ICSA 2013, pp. 1859-1866.
- Kaplan H, Bilgin H, Yilmaz S, Binici H, Aztas A (2010). Structural damages of L'Aquila (Italy) earthquake. *Natural Hazards and Earth System Science*, 10(3):499-507.
- Labò S, Casprini E, Passoni C, Zanni J, Belleri A, Marini A, Riva P (2018). Application of low-invasive techniques and incremental seismic rehabilitation to increase the feasibility and cost-effectiveness of seismic interventions. *Structural Integrity Procedia*. 14th International Conference on Building Pathology and Constructions Repair, CINPAR 2018, 20-22 June 2018, Firenze, Italy.
- Labò S, Passoni C, Marini A, Belleri A, Camata G, Riva P, Spacone E (2017). Prefabricated responsive diagrids for holistic renovation of existing MID-RISE RC buildings. *COMPDYN 2017 - Proceedings of the 6th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, 2: 4234-4244.
- Lourenço, P. B., 1996. Computational Strategies for Masonry Structures, PhD thesis, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.
- Manfredi V, Masi A (2018). Seismic Strengthening and Energy Efficiency: Towards an Integrated Approach for the Rehabilitation of Existing RC Buildings. *Buildings*, 8, 36.
- Marini A, Passoni C, Belleri A, Feroldi F, Preti M, Metelli G, Giuriani E, Riva P, Plizzari G (2017). Combining seismic retrofit with energy refurbishment for the sustainable renovation of RC buildings: a proof of concept, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, DOI:10.1080/19648189.2017.1363665
- Marini A, Passoni C, Belleri A, Feroldi F, Preti M, Riva P, Giuriani E, Plizzari GA (2016). Need for coupling energy refurbishment with structural strengthening interventions. In: *Eutopia Urbanscape. The combined redevelopment of social housing*, Ed. Angi B. ISBN: 978-88-6242-190-4.
- Menna C, Asprone D, Jalayer F, Prota A, Manfredi G (2013). Assessment of ecological sustainability of a building subjected to potential seismic events during its lifetime. *The International Journal of Life Cycle Assessment*, 18(2):504-515.
- Milani, G., Lourenço, P.B., Tralli, A. 2006a. Homogenization Approach for the Limit Analysis of Out-of-Plane Loaded Masonry Walls. *Journal of Structural Engineering*, 132(10), 1650-1663.
- Milani, G., Lourenço, P.B., Tralli, A. 2006b. Homogenised limit analysis of masonry walls, Part II: Structural examples. *Computers & Structures*. 84 (3-4), 181-195.
- Oliveto G, Liberatore L, Decanini LD (2011). Evoluzione storica della normativa sismica italiana alla luce degli effetti causati dal terremoto dell'Aquila del 2009. In *Proceedings of: XVI ANIDIS conference*, 18-22 september, Bari, Italy (in Italian).
- Ricci P, De Luca F, Verderame GM (2011). 6th April 2009 L'Aquila earthquake, Italy: reinforced concrete building performance. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(1): 285-305.
- Santarella L., 1968. *Il cemento armato: le applicazioni alle costruzioni civili ed industriali*, Milano, Hoepli, 1968.
- Takeuchi T, Yasuda K, Iwata M (2009). Seismic Retrofitting using Energy Dissipation Façades. In: *Proceedings of ATC & SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures*, 1000-1009.
- Wei HH, Shhohet IM, Skibiniewski MJ, Shapira S, Yao X (2018). Assessing the Lifecycle Sustainability Costs and Benefits of Seismic Mitigation Designs for Buildings, *Journal of Architectural Engineering*, 22(1), A4014001