

Zone di bordo di pareti sottili in calcestruzzo armato vulnerabili a instabilità fuori-piano: risultati sperimentali e modellazione numerica

Angelica Rosso^a, Lisandro A. Jiménez-Roa^b, João Pacheco de Almeida^a, Katrin Beyer^a

^a Earthquake Engineering and Structural Dynamics Laboratory (EESD), École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Losanna, Svizzera.

^b Scuola di Ingegneria Civile, Universidad del Valle, Cali, Colombia.

Keywords: pareti sottili in calcestruzzo armato, instabilità fuori-piano, prove sperimentali in grande scala, modellazione numerica a elementi finiti.

SOMMARIO

Una parete sottile in calcestruzzo armato soggetta ad azioni simiche nel suo piano, a causa della fessurazione del calcestruzzo nelle zone critiche e alla plasticizzazione delle armature longitudinali, può sviluppare importanti spostamenti fuori dal piano lungo un'altezza pari circa a quella di interpiano. La deformazione laterale, in generale, si verifica nel momento in cui la zona critica passa da sollecitazioni di trazione a compressione: in alcuni casi può essere recuperata, in altri si verifica una rottura fuori-piano della parete. Questo meccanismo di collasso è stato osservato in edifici danneggiati in seguito agli eventi sismici avvenuti in Cile (2010) e Nuova Zelanda (2011).

Il meccanismo di instabilità fuori-piano risulta di particolare interesse in quanto numerosi edifici con struttura a pareti di taglio sono stati costruiti recentemente in America Latina, dove alcune regioni sono notoriamente sismiche, a causa della crescente domanda di case popolari. L'elevato costo dei materiali induce alla realizzazione di setti con spessore 8-10 cm, armati con un solo strato di barre longitudinali e privi di staffe di confinamento, e questi potrebbero essere molto vulnerabili a un'instabilità fuori-piano in caso di terremoto. Pertanto appare necessaria una dettagliata comprensione del meccanismo al fine di proporre efficaci interventi di miglioramento sismico.

La zona critica di una parete soggetta ad azioni cicliche nel piano può essere schematizzata come una colonna soggetta ad azioni di trazione-compressione assiale. Con l'intento di studiare il fenomeno di instabilità di elementi in calcestruzzo armato, 12 elementi rappresentativi della zona critica di pareti tipiche della pratica costruttiva Colombiana sono stati testati all'École Polytechnique Fédérale de Lausanne. Differenti parametri, quali lo spessore della parete, la percentuale di armatura longitudinale, il diametro delle barre e l'eccentricità dell'armatura rispetto all'asse medio, sono stati variati per studiarne l'influenza sulla risposta. I risultati della campagna sperimentale hanno permesso di identificare importanti aspetti del meccanismo, e di caratterizzare le grandezze determinanti che portano al collasso. Infine un modello a elementi finiti, validato attraverso i risultati sperimentali, è brevemente presentato, mostrando come esso sia in grado di predire la deformazione critica di trazione in seguito alla quale si verifica una rottura fuori-piano, e di riprodurre correttamente il comportamento sia a livello globale che locale.

1 INTRODUZIONE

Il meccanismo di rottura fuori piano di pareti in calcestruzzo armato è stato identificato piuttosto recentemente, in seguito ai terremoti in Cile (2010) e Nuova Zelanda (2011) (NIST, 2014; Sritharan et al., 2014).

Il meccanismo di collasso fuori piano risulta importante da investigare considerando la pratica costruttiva odierna di numerosi paesi del Sud America: il fabbisogno di edifici residenziali per la popolazione a basso reddito e l'elevato costo dei materiali, hanno spinto i governi locali a

costruire edifici di media-elevata altezza (fino a 20 piani) con pareti in calcestruzzo di 80-120 mm rinforzate con un solo strato di armatura (Arteta et al., 2017). I muri collassati per instabilità fuori piano in Cile e Nuova Zelanda avevano spessori di 150-200 mm ed erano rinforzati con due strati di armatura, perciò intuitivamente si può comprendere come le pareti sottili latino americane possano risultare particolarmente critiche nei confronti di una rottura fuori piano.

In Italia la domanda sismica risulta notevolmente minore rispetto al Cile o alla Nuova Zelanda, ma non bisogna dimenticare che le uniche limitazioni presenti nelle Norme Tecniche

per le Costruzioni Italiane (D.M. 14/01/2008) riguardano lo spessore minimo della parete (limitato a $b_w \geq \max\{150 \text{ mm}, h_w/20\}$, § 7.4.6.1.4) e l'obbligo di disporre l'armatura in due strati (§ 7.4.6.2.4), senza che siano prescritti specifici controlli sulla massima deformazione assiale della parete (Rosso et al., 2015), che come verrà illustrato in seguito rappresenta il parametro chiave nell'innescare una rottura fuori piano.

In questa memoria, per instabilità fuori piano di una parete in calcestruzzo armato si intende quel fenomeno che può verificarsi quando l'elemento di bordo è soggetto a grandi deformazioni di trazione prima di essere caricato in compressione (Goodsir, 1985): (i) quando l'azione sismica nel piano è particolarmente significativa, nella zona di estremità in tensione si formano importanti fessure; (ii) all'interno di quest'ultime è l'armatura che riprende tutto lo sforzo di trazione, e pertanto le barre possono arrivare a snervamento; (iii) quando l'azione sismica si inverte, a causa della deformazione plastica residua delle barre, le fessure impiegano più tempo a richiudersi: in questo stadio la resistenza fuori piano della regione di estremità è relativamente bassa, poichè risiede soltanto nell'armatura; (iv) a questo punto può quindi originarsi uno spostamento laterale—dovuto alla presenza di una eccentricità nel posizionamento dell'armatura o al raggiungimento della tensione di buckling in compressione delle barre—il quale può successivamente o essere recuperato, o portare alla rottura fuori piano.

Il primo modello meccanico presente in letteratura per descrivere questo fenomeno è stato proposto da Paulay e Priestley (1993), e successivamente Chai e Elayer (1999) e Parra (2016) l'hanno ripreso e parzialmente modificato. Una revisione di questi modelli può essere trovata in Rosso et al. (2015) o Rosso et al. (2017). Il parametro chiave per valutare la vulnerabilità all'insorgenza di una instabilità fuori piano è stato identificato nella massima deformazione di trazione raggiunta dalla regione di estremità prima di essere caricata in compressione (Goodsir, 1985). Pertanto, questi modelli assimilano la regione di estremità del muro ad una “colonna equivalente” soggetta a sollecitazioni assiali di tensione e compressione, e permettono di determinare la deformazione verticale critica in seguito della quale è attesa una rottura fuori piano. Recenti risultati sperimentali (Rosso et al., 2016), però, hanno mostrato come

alcune ipotesi su cui si basano questi modelli non riproducano al meglio il comportamento reale.

Svariate campagne sperimentali su colonne caricate assialmente a trazione e compressione sono state svolte in passato (Goodsir, 1985; Chai e Elayer, 1999; Acevedo et al., 2010; Creagh et al., 2010; Chrysanidis e Tegos, 2012; Hilson et al., 2014; Taleb et al., 2016; Welt et al. 2016). Nella maggior parte dei casi si sono sviluppate importanti deformazioni fuori piano, ma tutte le unità di prova testate, ad eccezione di una (Menegon et al., 2015), erano rinforzate con due strati di armatura. Pertanto, al fine di studiare in dettaglio il comportamento di elementi rinforzati con un solo strato di armatura e di investigare l'influenza di alcune variabili sulla risposta, lo scorso anno una campagna sperimentale su dodici unità di prova è stata svolta presso il laboratorio di strutture dell'EPFL (Rosso et al., 2017). I principali risultati ottenuti sono riassunti in questa memoria.

Inoltre un modello a elementi finiti per simulare il comportamento delle unità di prova è stato sviluppato, e successivamente validato attraverso i risultati sperimentali. In questa memoria viene mostrato come esso sia in grado di riprodurre i fenomeni osservati sperimentalmente, sia a livello globale che locale, dimostrandosi un mezzo semplice e utile per valutare la vulnerabilità all'instabilità fuori piano di elementi di estremità di una parete.

2 CAMPAGNA SPERIMENTALE

2.1 Identificazione e progetto delle unità di prova

Al fine di progettare le unità di prova, nove edifici a pareti di taglio in calcestruzzo armato, situati nella regione di Cali in Colombia, sono stati analizzati e le caratteristiche principali di ciascuna parete sono state raccolte in un database.

Per quanto osservato, il numero di piani degli edifici varia tra cinque e tredici—equivalenti a altezze totali fra i 12 e i 33 m—con una altezza di interpiano limitata a 2.4-2.5 m. La lunghezza dei setti è molto variabile, fra 0.5 e 6.5 m, con una media di circa 2 m. Lo spessore (b), che spesso non rimane costante per tutte le pareti dell'edificio, varia tra 80 e 150 mm, come illustrato in Figura 1a. I setti sono solitamente rinforzati con delle maglie elettrosaldate di diametro variabile tra 5.5 e 8 mm, e nella regioni

di estremità (la cui lunghezza solitamente varia tra 300 e 500 mm) spesso non viene collocata armatura aggiuntiva. Quando quest'ultima viene invece predisposta, il diametro dell'armatura varia tra 10 e 25 mm. Il dato sorprendente è che nel 63% dei casi l'intera parete è rinforzata disponendo l'armatura in un solo strato. Si noti che ciò implica che la parete sia completamente priva di armatura di confinamento. Inoltre, l'eccentricità con cui lo strato di armatura è posizionato rispetto all'asse della sezione (e , illustrata in Figura 1b), si rivela pertanto una variabile importante da considerare nell'analisi di questi muri, visto che può indurre lo sviluppo di importanti momenti flettenti fuori piano.

Sulla base dei dati raccolti, dodici unità di prova (abbreviato u.p. nelle seguenti tabelle, ciascuna soprannominata TC come sigla per "thin column") alte 2.4 m (h) e larghe 300 mm sono state realizzate, tutte rinforzate con un singolo strato di barre longitudinali (Figura 2a). L'armatura orizzontale consiste in barre di diametro 6 mm poste a 150 mm di distanza. La fondazione e la testa delle colonne sono state progettate come blocchi rigidi in cemento armato. Le variabili studiate nella campagna sperimentale sono state (Tabella 1): (i) lo spessore della parete (b): un valore standard di 100 mm è stato scelto, il quale è stato ridotto a 80 mm in due unità; (ii) il contenuto di armatura (ρ): è stato variato tra 0.28 e 3.80%, attraverso una modifica o del diametro (d_b) o del numero di barre disposte; (iii) l'eccentricità dell'armatura rispetto all'asse della sezione (e), è stata fissata a 8 mm e incrementata a 24 mm in due unità.

2.2 Setup del test, strumentazione e protocollo di carico

Il setup usato per il test è mostrato in Figura 2b-c-d: la fondazione e la testa delle colonne sono state prestressate tra due profili di acciaio (per simulare condizioni di vincolo incastro-incastro), i quali a loro volta erano collegati a una pressa che può applicare carichi sia di trazione che di compressione (+2.5/-10 MN). Il test è svolto in controllo di spostamento, quest'ultimo calcolato come media della misura di quattro sensori di spostamento LVDT posti ai quattro angoli della fondazione della colonna e collegati alla testa attraverso un filo a piombo (due dei quattro LVDT possono essere visti in Figura 2b-c-d). Il campo di spostamento tridimensionale dei due lati corti dell'unità di prova è stato misurato nel

corso del test attraverso un sistema ottico (NDI, 2009), basato su una griglia di marker (25 righe $\times$ 3 colonne) incollati sulla superficie della colonna (puntini neri visibili in Figura 2b-c-d).

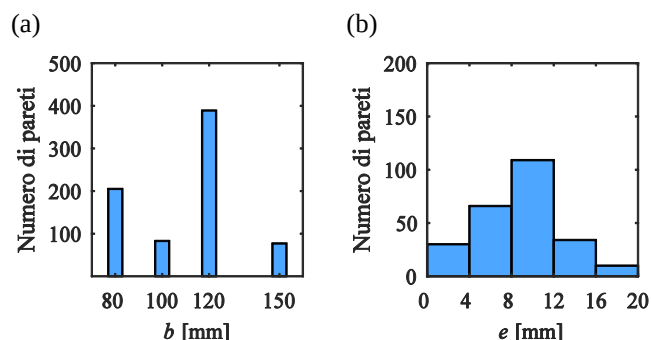


Figura 1. Distribuzione (a) dello spessore della parete e (b) dell'eccentricità dello strato di armatura rispetto all'asse della parete, nei nove edifici Colombiani analizzati.

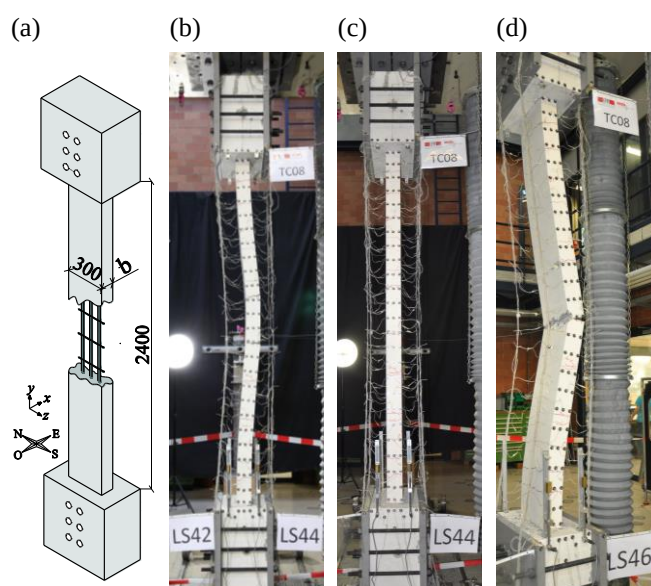


Figura 2. (a) Schema delle unità di prova testate; Visione di insieme del test setup: dettaglio degli ultimi cicli dell'unità TC08: alla massima deformazione fuori piano (b), poi recuperata (c), e a rottura fuori piano (d).

Tabella 1. Unità di prova testate.

u.p.	b [mm]	d_b [mm]	ρ [%]	e [mm]	Marker
TC01	80	6	0.35	8	□
TC02	80	16	2.51	8	△
TC03	100	6	0.85	8	■
TC04	100	6	0.28	8	□
TC05	100	10	0.79	8	○
TC06	100	22	3.80	8	+
TC07	100	10	2.09	8	●
TC08	100	6	0.28	24	□
TC09	100	16	2.01	24	△
TC10	100	16	2.01	8	△
TC11	100	16	2.01	8	▷
TC12	100	16	2.01	8	▽

Il protocollo di carico è consistito in una storia di spostamento verticale di trazione-compressione ciclico. Lo spostamento imposto a compressione è stato mantenuto sempre costante, tale da generare una tensione a compressione nel calcestruzzo pari a circa il 30% della massima ($f_{ck}=23.7-33.3$ MPa a seconda delle unità di prova). Lo spostamento a trazione è stato invece sempre incrementato, eseguendo ogni volta due cicli alla medesima ampiezza, seguendo uno schema 1.5→3→6 mm e aumentando poi di 3 mm fino a rottura.

2.3 Risultati generali della campagna sperimentale

Tutte le unità di prova (ad eccezione delle colonne TC05 e TC07, nelle quali sono emersi alcuni problemi legati all'acciaio di armatura utilizzato, Rosso et al., 2017) si sono rotte sviluppando un meccanismo di instabilità fuori piano. Durante i test, infatti, dopo aver imposto uno spostamento verticale tale da portare a snervamento l'armatura, gli elementi hanno sviluppato significativi spostamenti laterali a bassi livelli di compressione. Questi spesso sono stati completamente riguadagnati quando la forza di compressione è stata incrementata fino al valore prefissato. In altri casi, invece, lo spostamento fuori piano ha iniziato ad aumentare incontrollabilmente, rendendo impossibile un aumento della forza di compressione e portando alla rottura dell'elemento, chiaramente identificabile dalla configurazione finale deformata fuori piano (si veda Figura 2d).

In Figura 3 le tipiche curve ottenute nei test di forza verticale (F) in funzione dello spostamento imposto (Δ_{top}) e di quest'ultimo rispetto allo spostamento fuori piano (Δ_{oop}) sono illustrate, esemplificativamente, per l'unità di prova TC08. Quest'ultima ha recuperato deformazioni fuori piano di circa 72.2 mm (equivalenti a $0.72b$, si veda Figura 2b), riguadagnando successivamente una condizione completamente rettilinea, come mostrato in Figura 2c. L'istante in cui la deformazione fuori piano si verifica è chiaramente identificabile nella curva forza-spostamento come l'inizio del plateau che si verifica non appena la colonna inizia ad andare in compressione (Figura 3a). Infatti, lo spostamento di compressione imposto alla colonna non necessita un decremento delle forze, in quanto la colonna si sta accorciando a causa della deformazione fuori piano che si sta verificando.

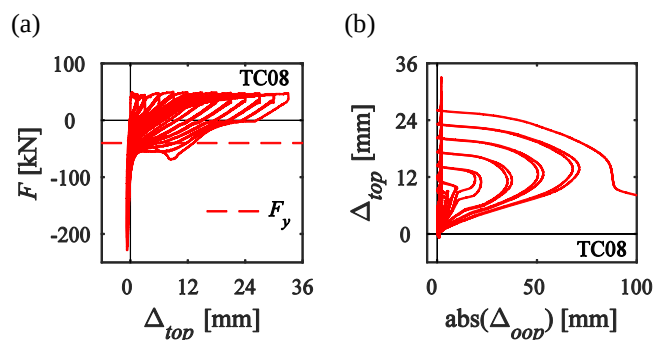


Figura 3. Risultati dell'unità di prova TC08: (a) Curva forza (F) in funzione dello spostamento applicato alla sommità (Δ_{top}); (b) curva spostamento verticale (Δ_{top}) in funzione dello spostamento fuori-piano (Δ_{top}).

Un altro punto importante da sottolineare è che lo spostamento fuori piano inizia a presentarsi per un valore di forza molto minore di quello corrispondente al buckling a compressione della colonna (indicato in Figura 3a da una linea tratteggiata, equivalente al valore di snervamento a compressione dell'armatura). Infatti il plateau inizia non appena la colonna comincia a essere sollecitata a compressione, nonostante le deformazioni globali siano ancora di trazione.

In Tabella 2 per tutte le unità è riportato l'intervallo di deformazione verticale critica in per cui si è verificata la rottura fuori piano, calcolata dividendo lo spostamento alla testa per l'altezza totale ($\epsilon_{glob}=\Delta_{top}/h$). Considerando i parametri che sono stati variati nella campagna sperimentale, un aumento dello spessore del 25% ha portato a un crescita della deformazione verticale critica che causa la rottura che va dal 30 al 65 % (a seconda della percentuale di armatura, si faccia riferimento all'unità TC01 confrontata con la TC04, oppure alla TC02 con le TC10-11). Pertanto lo spessore si è rivelato una variabile importante, soprattutto se si pensa come il suo semplice incremento possa rappresentare una soluzione efficace per ridurre notevolmente il rischio di rottura fuori piano. Per quanto concerne la variazione dell'eccentricità dello strato di armatura longitudinale rispetto all'asse della sezione, questa ha mostrato una minore influenza sulla deformazione verticale critica (si confronti l'unità TC08 con la TC04, oppure la TC09 con le TC10-11), ma si è rivelata importante riguardo altri aspetti che verranno discussi nella prossima sezione. Infine, le colonne con un maggiore quantitativo di armatura hanno sopportato deformazioni assiali minori rispetto alle unità debolmente armate (si comparino le unità dalla TC03 alla TC06 con le TC10-11). Questo risultato, già osservato da Goodsir (1985), in un

certo senso, mette in luce come la pratica costruttiva di concentrare un maggiore quantitativo di armatura nelle regioni di estremità di una parete possa essere sconsigliata considerando il meccanismo di rottura fuori piano, portando a preferire una distribuzione dell'armatura più uniforme lungo la sezione (Rosso et al., 2014).

Tabella 2. Riassunto dei risultati sperimentali.

u.p.	$\varepsilon_{glob,cr}$ [%]	$\Delta_{oop,max-rec}$ [-]	s_f [mm]	Lato def.
TC01	0.75-0.88	0.704 <i>b</i>	~250	Ovest/Est
TC02	0.50 ^a	0.321 <i>b</i>	~120	Est
TC03	1.00-1.13	0.666 <i>b</i>	~180	Ovest
TC04	1.00-1.13	0.605 <i>b</i>	~450	Ovest
TC05	1.00 ^b	0.410 <i>b</i>	~250	Ovest
TC06	0.75-0.88	0.219 <i>b</i>	~100	Ovest
TC07	- ^c	-	-	-
TC08	1.25-1.38	0.722 <i>b</i>	~150	Ovest
TC09	0.75-0.88	0.232 <i>b</i>	~150	Est/Ovest
TC10	0.63-0.75	0.207 <i>b</i>	~150	Ovest
TC11	0.63-0.75	0.252 <i>b</i>	~150	Ovest/Est
TC12	0.50-1.00 ^d	0.070 <i>b</i> ^c	~150	Est/Ovest

Per le note si faccia riferimento alla Tabella 1.

2.4 Risultati innovativi della campagna sperimentale

La Figura 4a mostra il profilo di deformazione fuori piano al massimo spostamento laterale recuperato da ciascuna unità (per la legenda si ci riferisca alla Tabella 1), normalizzato rispetto allo spessore ($\xi_{oop} = \Delta_{oop}/b$). Innanzitutto si può osservare come le unità con un diametro dell'armatura minore (marker quadrati) hanno recuperato una deformazione laterale più importante. Inoltre si può notare un'altra distinzione: l'unità di prova TC04 (marker blu vuoto) presenta punti angolosi molto netti, mentre altre unità mostrano una forma più arrotondata (ad esempio TC03, marker blu pieno). Questo comportamento è da attribuirsi al diverso quadro fessurativo che si sviluppa. In Tabella 2 è riportata la distanza media tra le fessure (s_f) osservata durante il test: questa, come noto, dipende dal diametro e dal quantitativo di armatura longitudinale, dall'armatura orizzontale, dallo spessore e dal copriferro (FIB, 2010). Nell'elemento TC04 si sono formate solamente cinque fessure nel corso del test, esattamente alle altezze dei punti angolosi in Figura 4a. La deformazione laterale avviene nella pratica grazie alla rotazione locale che si verifica nelle fessure, la quale sarà significativa nel caso si formino

poche fessure, essendo queste molto aperte quando lo spostamento assiale imposto è grande. Al contrario, a parità di spostamento imposto, le aperture in un elemento che ha sviluppato molte fessure lungo l'altezza saranno chiaramente minori, portando a una minore rotazione locale e quindi a un minore spostamento fuori piano.

Per quanto riguarda il lato verso cui la deformazione si è sviluppata (Est/Ovest, si faccia riferimento alla Figura 1a), questo è risultato differente da unità a unità, come illustrato in Tabella 2. In un caso la colonna si è deformata inizialmente da un lato, il quale poi è variato nei cicli successivi (TC01). In altri casi il versante della deformazione è cambiato solo nell'ultimo ciclo, quando si è verificata la rottura fuori piano (TC09, TC11 e TC12). Una ragione precisa per spiegare questo fenomeno non è stata identificata, nonostante la posizione della fessura più aperta lungo l'altezza sembra aver influenzato la risposta (Rosso et al., 2017). Infine, ha sorpreso il trascurabile ruolo dell'eccentricità dell'armatura longitudinale rispetto all'asse dell'elemento nel definire il lato dello spostamento fuori piano. Infatti, se si guardano le due unità in cui quest'ultima è stata aumentata fino a 24 mm (TC08 e TC09), queste hanno sviluppato spostamenti laterali verso direzioni opposte, non fornendo quindi una chiara tendenza.

La Figura 4b mostra l'evoluzione della deformazione fuori piano recuperata durante ciascun ciclo in funzione dello spostamento imposto alla testa della colonna. Nuovamente, si può osservare come le unità che hanno sviluppato le maggiori deformazioni laterali siano quelle con un minore diametro utilizzato. Ma soprattutto, queste ultime hanno raggiunto il collasso dopo deformazioni assiali applicate molto maggiori: la ragione di questo comportamento è stata identificata grazie alle misure locali, ed è illustrata nel seguito.

Il sistema di misurazione ottico registra lo spostamento nelle tre direzioni di ciascun marker incollato alla superficie. Ciascuna riga della griglia di marker, come spiegato in sezione 2.2, era composta da tre marker. Pertanto considerando due file è possibile calcolare tre valori di deformazione (identificati da triangoli neri in Figura 5a, ε_{loc}), i quali successivamente interpolati linearmente forniscono un profilo di deformazione lineare a tratti lungo lo spessore della colonna (Figura 5a).

Viste le condizioni di vincolo del test setup (incastro-incastro), quando la deformazione fuori piano si verifica, alcune fessure si chiudono prima dallo stesso lato della barra, altre prima dal lato opposto (come illustrato in Figura 5a).

Consideriamo, ad esempio, la fessura formatasi alla base dell'elemento TC08 (visibile in Figura 2d), e concentriamoci sull'evoluzione della deformazione dal lato di chiusura della fessura (si veda il rettangolo azzurro in Figura 5a). Questa è illustrata in Figura 5b in funzione dello spostamento fuori piano. Si può osservare come lo spostamento laterale può essere riguadagnato finché un limite di deformazione locale a compressione pari al 2‰ non è oltrepassato. Al contrario, quando quest'ultimo viene superato lo spostamento laterale aumenta rapidamente, causando la rottura fuori piano. Il raggiungimento di una deformazione a compressione uguale al 2‰ è generalmente associato all'insorgenza di schiacciamento nel calcestruzzo. Quindi, in questo particolare caso, possiamo dire alla formazione di una sorta di cerniera plastica. Sperimentalmente è stato osservato che quando un minimo di tre cerniere plastiche si formano (sempre ricordando la condizione di vincolo incastro-incastro), si genera un meccanismo a tre cerniere, che necessariamente porta alla rottura fuori piano dell'elemento.

Quindi, tornando alla Figura 4b, si può affermare che il fatto che gli elementi con un minore contenuto di armatura raggiungano collasso fuori piano per maggiori deformazioni assiali e per più larghi spostamenti laterali, si può attribuire a una combinazione tra la distanza media tra le fessure e la curvatura necessaria a raggiungere una deformazione limite: fessure più aperte permettono rotazioni locali maggiori (e pertanto spostamenti fuori piano maggiori), ma la deformazione laterale può essere recuperata solo se non si è ancora raggiunto il limite di deformazione a compressione. Per lo stesso motivo, le unità con una eccentricità maggiore si sono rotte per deformazioni assiali leggermente più grandi in confronto alle altre unità: questo è legato al fatto che le fessure che si chiudono dallo stesso lato della barra (si ci riferisca alla Figura 5a) necessitano di curvature maggiori (e quindi spostamenti fuori piano maggiori) per raggiungere il limite a compressione.

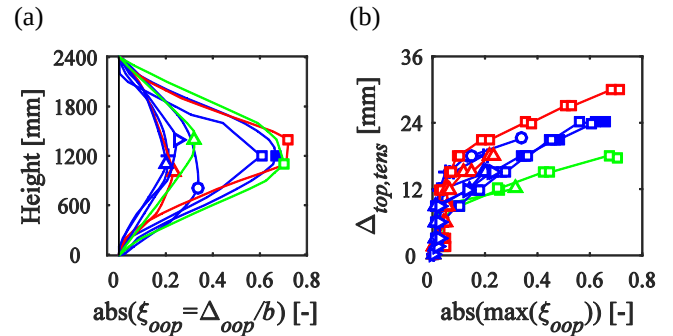


Figura 4. (a) Profilo dello spostamento fuori piano al massimo valore recuperato da ciascuna unità; (b) Spostamento fuori piano misurato in ciascun ciclo in funzione dello spostamento verticale precedentemente imposto ($\Delta_{top,tens}$). Per la legenda si veda Tabella 1.

Un altro aspetto interessante è rappresentato dal ruolo dell'armatura quando lo spostamento laterale inizia a svilupparsi. In Figura 6a la deformazione in corrispondenza della barra è illustrata, analogamente a prima e per la medesima fessura, in funzione dello spostamento fuori piano (si veda il rettangolo arancione in Figura 5a). Differentemente a quanto precedentemente osservato, la deformazione sembra rimanere praticamente costante nel mentre che lo spostamento laterale aumenta. Questo suggerisce che l'armatura si comporti come un perno intorno al quale la parte al di sopra e al di sotto della fessura ruotano fino a richiudersi da un lato, come è stato anche identificato chiaramente ispezionando le unità dopo la rottura (Figura 6b).

Questo risultato, insieme all'osservazione in sezione 2.3 che la deformazione laterale insorge a bassi livelli di forza di compressione, è un risultato chiave in quanto dimostra una chiara differenza tra lo sviluppo del meccanismo di instabilità fuori piano in elementi rinforzati con uno o due strati di armatura. Infatti, secondo la teoria classica, lo spostamento laterale insorge quando il singolo (o uno dei due) strato di armatura raggiunge il valore limite di snervamento a compressione. Infatti a causa di imperfezioni nel posizionamento dell'armatura o a forze assiali agenti eccentricamente, si creano importanti momenti fuori piano proprio quando la rigidità fuori piano è già notevolmente ridotta. Attraverso i test è stato invece osservato che nel caso sia presente un solo strato di armatura, le barre longitudinali agiscono come un perno attorno a cui le estremità della fessura possono ruotare, e pertanto ciò può avvenire anche a bassi livelli di forza e non necessariamente a snervamento a compressione.

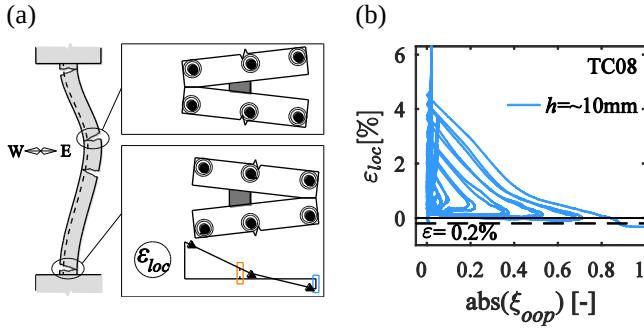


Figura 5. (a) Schema illustrativo dell'instabilità fuori piano, con particolare enfasi sulla chiusura delle fessure e sul profilo di deformazione lungo lo spessore; (b) Evoluzione della deformazione locale dal lato della fessura che si chiude per primo.

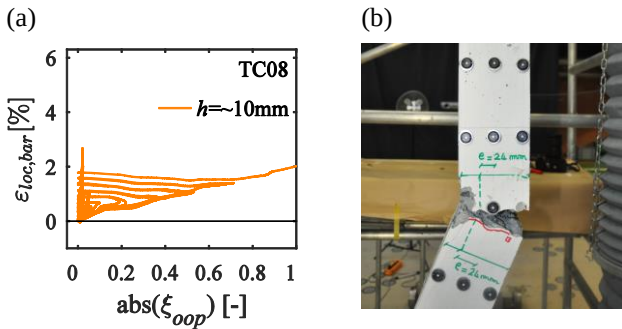


Figura 6. (a) Evoluzione della deformazione locale in corrispondenza dell'armatura; (b) Dettaglio dell'unità di prova TC08 dopo la rottura.

2.5 Applicazione dei modelli esistenti

Tra i modelli fenomenologici presentati nell'Introduzione, solo quelli di Paulay e Priestley (1993) e Parra (2016) possono essere applicati nel caso di sezioni rinforzate con un solo strato di armatura. Essi hanno proposto le seguenti relazioni per la deformazione critica:

$$\varepsilon_{cr} = 8\beta \left(\frac{b}{l_0}\right)^2 \xi_{oop,cr} \quad (1)$$

$$\varepsilon_{cr} = \pi^2 \beta \left(\frac{b}{k \cdot l}\right)^2 \xi_{oop,cr} + 0.005 \quad (2)$$

dove: $\beta=0.5$ nel caso di singolo strato di armatura, l_0 e l corrispondono all'altezza della cerniera plastica e all'altezza totale, $k=0.5$ nel caso di condizioni di vincolo incastro-incastro e $\xi_{oop,cr}$ è lo spostamento fuori piano critico, calcolato come:

$$\xi_{oop,cr} = 0.5 \cdot \left(1 + 2.35m - \sqrt{5.53m^2 + 4.70m}\right) \leq 0.5 \quad (3)$$

con $m = \rho \cdot f_y / f_{ck}$ percentuale meccanica di armatura.

Questi due modelli sono stati applicati considerando tutte le unità di prova della campagna sperimentale, per valutare la loro capacità di prevedere la deformazione assiale critica dopo la quale si è verificata la rottura fuori piano.

Tabella 3. Riassunto dei risultati dei modelli meccanici esistenti in letteratura.

u.p.	$\varepsilon_{glob,cr,PP93}$ [%]	$\varepsilon_{glob,cr,Pa16}$ [%]	Predicted / Experimental	
			PP93	Pa16
TC01	0.50	1.12	0.57-0.67	1.28-1.49
TC02	0.20	0.75	0.40 ^a	1.50 ^a
TC03	0.60	1.24	0.54-0.60	1.11-1.24
TC04	0.90	1.61	0.80-0.90	1.43-1.61
TC05	0.59	1.23	0.59 ^b	1.23 ^b
TC06	0.28	0.85	0.32-0.37	0.97-1.13
TC07	0.36	0.95	- ^c	- ^c
TC08	0.83	1.53	0.61-0.67	1.11-1.22
TC09	0.43	1.03	0.49-0.57	1.18-1.37
TC10	0.43	1.04	0.58-0.69	1.38-1.66
TC11	0.43	1.04	0.58-0.69	1.38-1.66
TC12	0.44	1.04	- ^d	- ^d
Average:			0.59	1.33
CoV:			0.24	0.15

Per le note si faccia riferimento alla Tabella 1.

Per poter utilizzare il modello di Paulay e Priestley (1993, abbreviato PP93 in Tabella 3), che assume condizioni di vincolo cerniera-cerniera, si è ammessa una lunghezza della cerniera plastica pari a metà dell'altezza totale, seguendo l'approccio proposto anche da Parra (2016). Come si può vedere in Tabella 3, il modello di Paulay and Priestley (1993) tende a sottostimare la deformazione assiale critica (media della deformazione predetta su quella sperimentale uguale a 0.59). La ragione è da ritrovarsi nella deformazione calcolata nel modello, che corrisponde all'istante di massimo spostamento fuori piano e non alla massima deformazione cui l'elemento è stato soggetto.

Il modello di Parra (2016, abbreviato Pa16), invece, tende a sovrastimare la deformazione critica (media della deformazione predetta su quella sperimentale uguale a 1.33). Si noti che il modello, a differenza di quello di Paulay e Priestley (1993), tiene conto di una deformazione elastica aggiuntiva da sommare a quella a massimo spostamento fuori piano per ottenere la deformazione assiale critica, che viene assunta uguale a 0.5%. Questo valore corrisponde circa a due volte la deformazione di snervamento dell'acciaio ($\varepsilon_y \approx 0.25\%$), implicando che nella fase di scarico l'armatura raggiunga praticamente snervamento a compressione. Questa ipotesi risulta eccessiva nel caso di elementi rinforzati con un solo strato di armatura, per i quali la deformazione fuori piano avviene a bassi valori di forza di compressione, come già mostrato in

sezione 0, e porta a stimare una deformazione globale critica più alta di quella ottenuta sperimentalmente.

3 MODELLAZIONE NUMERICA

Un modello a elementi finiti in grado di simulare la risposta delle colonne soggette a carico assiale, è stato sviluppato utilizzando il software DIANA (TNO, 2016). Elementi *curved shell* (identificati dalla sigla *Q20SH*), sono stati utilizzati, mentre l'armatura è stata modellata usando elementi *truss* (Figura 7a). Ciascuna barra è a sua volta discretizzata in più fibre (quattro, per l'esattezza). Questo artificio, inusuale per la modellazione di sezioni in cemento armato, si rende necessario in quanto, quando la colonna è soggetta a trazione e solamente l'armatura può equilibrare la forza assiale, nelle barre inevitabilmente deve svilupparsi un momento fuori piano che equilibri quello che si crea a causa della presenza di una eccentricità nella disposizione del singolo strato di armatura.

La resistenza a compressione del calcestruzzo è simulata usando il modello a parabola di Hognestad (Vecchio and Collins, 1993), mentre quella a tensione è modellata con un softening lineare. Il comportamento dell'acciaio è simulato utilizzando il modello di Monti e Nuti (1992). Le condizioni al contorno consistono nel vincolare i sei gradi di libertà alla base e alla testa della struttura, consentendo solo gli spostamenti verticali alla sommità (Figura 7b). Inoltre gli spostamenti di tutti i nodi nella direzione perpendicolare a quella fuori piano sono stati vincolati (Figura 7b) per limitare i problemi di convergenza che potrebbero insorgere.

Il modello è stato utilizzato per simulare il comportamento delle dodici unità di prova testate. Una mesh di 24×3 elementi lungo l'altezza e la larghezza è stata usata, al fine di ottenere elementi di forma quadrata, e per ciascuno sono stati assunti 5 layers nello spessore.

3.1 Confronto della risposta globale

Nel seguito, a titolo esemplificativo, è riportato un confronto fra i risultati sperimentali (globali) e numerici (limitandosi agli ultimi due cicli, per semplicità) dell'unità di prova TC08.

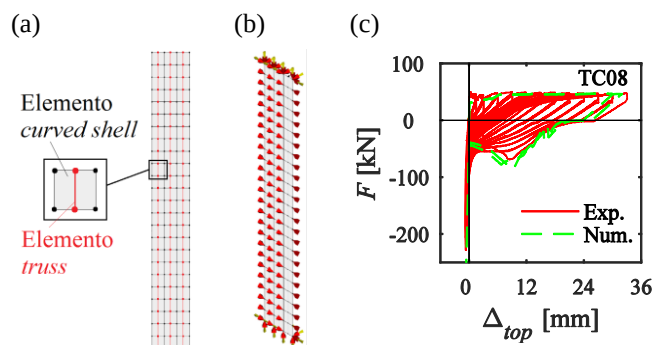


Figura 7. (a) Figura illustrativa del modello a elementi finiti; (b) Dettaglio delle condizioni di vincolo imposte; (c) Confronto delle curve forza-spostamento ottenute nel test e con il modello numerico rispettivamente.

Innanzitutto in Figura 7c la risposta globale è comparata in termini di forza verticale in funzione dello spostamento imposto alla sommità. Come si può notare, il modello numerico riproduce in maniera soddisfacente il comportamento sperimentale, sia in termini di rigidezza iniziale che di forza massima raggiunta, ma soprattutto è in grado di riprodurre il plateau legato allo sviluppo della deformazione fuori piano, descritto in sezione 2.3.

In Figura 8a la risposta fuori piano è comparata in termini di spostamento verticale imposto in funzione dello spostamento fuori piano. Si può osservare che l'inizio dello sviluppo dello spostamento fuori piano, così come il momento di massima deformazione laterale, avvengono per valori di spostamento verticale molto simili. Nel modello numerico, però, il massimo spostamento fuori piano recuperato è leggermente più grande.

Per quanto riguarda la configurazione deformata fuori piano della colonna (confrontata al massimo spostamento recuperato in Figura 8b), si può notare una certa differenza tra il test e il modello numerico. Infatti, come spiegato in sezione 0, il profilo fuori piano è influenzato dal quadro fessurativo, e nella curva sperimentale si possono identificare chiaramente le due cerniere a metà altezza che si stanno formando, le quali causano una sorta di andamento lineare a tratti. Diversamente, nella curva numerica si ha una configurazione molto più continua e arrotondata, dovuta alla fessurazione distribuita che si ottiene nel modello. Questo aspetto, chiaramente, si riflette anche nel profilo di curvatura che si ottiene lungo l'altezza: discontinuo con picchi in corrispondenza delle fessure nel caso sperimentale, continuo e distribuito lungo l'altezza nel modello numerico (Rosso, Almeida, et al., 2017).

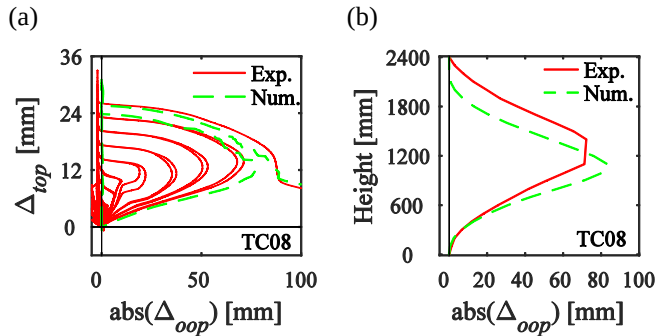


Figura 8. (a) Confronto delle curve spostamento verticale - spostamento fuori-piano ottenute nel test e con il modello numerico rispettivamente. (b) Profilo dello spostamento fuori piano al massimo valore recuperato nel test e nel modello numerico.

3.2 Confronta della risposta locale

Un punto forte del modello numerico è quello di essere in grado di riprodurre non solo il comportamento globale, ma anche i fenomeni che si verificano a livello locale. Similmente a quanto fatto nella sezione 0, in Figura 9a le deformazioni dal lato in cui la fessura si chiude lungo lo spessore durante lo spostamento fuori piano sono illustrate rispetto allo spostamento laterale (in modo analogo, per il primo elemento al di sopra base). Innanzitutto, in confronto alla Figura 5b, si può osservare che, in generale, le deformazioni locali sono leggermente più piccole nel modello numerico. Questo aspetto è principalmente legato al numero di fessure lungo l'altezza, che nel caso sia maggiore rispetto al test sperimentale, influenza di conseguenza le deformazioni locali, che saranno minori.

Così come nel test sperimentale, anche nel modello numerico il superamento del limite di deformazione a compressione del 2% rappresenta un buon criterio di rottura. Infatti questo è oltrepassato solo nell'ultimo ciclo, e immediatamente dopo lo spostamento fuori piano inizia a crescere rapidamente, decretando la rottura fuori piano.

Inoltre, in Figura 9b sono illustrate le deformazioni in corrispondenza dell'armatura rispetto allo spostamento fuori piano, da confrontare con la Figura 6a. In analogia con quanto evidenziato in sezione 0, anche nel modello numerico le barre longitudinali fungono da perno attorno cui le parti al di sopra e al di sotto della fessura ruotano, mantenendo pertanto una deformazione costante.

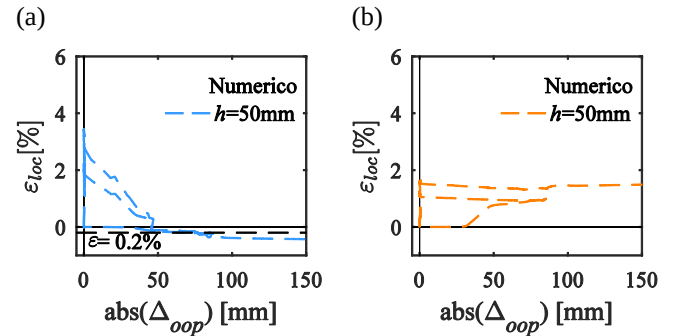


Figura 9. Risultati del modello numerico: evoluzione della deformazione locale (a) nel layer che per primo raggiunge deformazioni di compressione, (b) nell'armatura.

3.3 Confronto con l'intera campagna sperimentale

Il modello numerico è stato utilizzato per simulare la risposta di tutte le unità di prova testate, e i risultati sono mostrati in Tabella 4.

Come si può evincere da un diretto confronto con i risultati sperimentali, il modello numerico in generale stima una deformazione critica molto prossima a quella sperimentale (media della deformazione predetta su quella sperimentale uguale a 1.05, con un coefficiente di variazione di 0.15). Per quanto riguarda il massimo spostamento fuori piano che può essere recuperato, questo, invece, viene in generale sovrastimato nelle simulazioni numeriche (media dello spostamento laterale predetto su quello sperimentale uguale a 1.48).

Tabella 4. Riassunto dei risultati numerici.

u.p.	$\epsilon_{glob,cr,num}$ [%]	$\Delta_{oop,max-rec}$ [-]	Numerical / Experimental	
			per $\epsilon_{glob,cr}$	per $\Delta_{oop,max-rec}$
TC01	0.88	0.798 ^b	1.00-1.17	1.13
TC02	0.58	0.124 ^b	1.17 ^a	0.39
TC03	1.00	0.601 ^b	0.89-1.00	0.90
TC04	1.27	0.710 ^b	1.13-1.27	1.17
TC05	1.06	0.462 ^b	1.06 ^b	1.13
TC06	0.65	0.306 ^b	0.74-0.86	1.40
TC07	0.73	0.398 ^b	- ^c	
TC08	1.33	0.771 ^b	0.97-1.07	1.07
TC09	0.75	0.399 ^b	0.86-1.00	1.72
TC10	0.81	0.338 ^b	1.08-1.30	1.63
TC11	0.81	0.338 ^b	1.08-1.30	1.34
TC12	0.81	0.338 ^b	- ^d	
Average:			1.05	1.19
CoV:			0.15	0.32

Per le note si faccia riferimento alla Tabella 1.

4 CONCLUSIONI

Questa memoria tratta l'instabilità fuori piano che può verificarsi in pareti sottili di calcestruzzo armato, intendendo quel meccansimo fuori piano che può verificarsi quando la regione di bordo della parete è soggetta a grandi deformazioni di trazione a causa dell'azione sismica, venendo successivamente sollecitata a compressione quando la direzione del sisma si inverte.

I risultati di una campagna sperimentale su dodici colonne—rappresentative della zone di estremità di pareti rinforzate con un solo strato di armatura—soggette a carico assiale ciclico sono stati brevemente presentati. L'analisi dei dati ha permesso di identificare importanti peculiarità dell'instabilità di sezioni rinforzate con un solo strato di armatura rispetto a quelle con due strati classicamente studiate.

Infine un modello a elementi finiti per valutare la vulnerabilità a rottura fuori piano degli elementi di estremità di una parete è stato presentato, mostrandone la capacità di riprodurre la risposta delle unità testate sia a livello globale che, più rilevantemente, locale.

RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano la Fondazione *Swiss National Science* per il supporto al primo autore e il Centro *EPFL Cooperation & Development* per il finanziamento dei test sperimentali.

BIBLIOGRAFIA

- Acevedo, C.E., A. Creagh, J.P. Moehle, et al. (2010). Seismic vulnerability of non-special boundary element of shear wall under axial force reversals. *Report*, Florida International University and University of California, Berkeley, U.S.
- Arteta, C.A., J. Sánchez, R. Daza, et al. (2017). Global and local demand limits of thin reinforced concrete structural wall building systems. In *16th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile.
- Chai, Y.H., and D.T. Elayer. (1999). Lateral stability of reinforced concrete columns under axial reversed cyclic tension and compression. *ACI Structural Journal* **96**, 1–10.
- Chrysanidis, T.A., and I.A. Tegos. (2012). The influence of tension strain of wall ends to their resistance against lateral instability for low-reinforced concrete walls. In *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa, Portugal.
- Creagh, A., C. Acevedo, J.P. Moehle, et al. (2010). Seismic performance of concrete special boundary element. *Report*, University of Texas at Austin and University of California Berkeley, U.S.
- D.M. 14/01/2008. Norme Tecniche per le Costruzioni. Cs.Ll.Pp., Decreto Ministeriale, Gazzetta Ufficiale, Italia.
- DIANA TNO. (2016). Finite Element Analysis User's Manual - Release 10.1.
- FIB. (2010). Model Code for Concrete Structures. Fédération Internationale du Béton, Lausanne, Switzerland.
- Goodsir, W.J. (1985). The design of coupled frame-wall structures for seismic actions. *PhD Thesis*, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Hilson, C.W., C.L. Segura, and J.W. Wallace. (2014). Experimental Study of Longitudinal Reinforcement Buckling in Reinforced Concrete Structural Wall Boundary Elements. In *Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Anchorage, Alaska.
- Menegon, S.J., J.L. Wilson, E.F. Gad, et al. (2015). Out-of-plane buckling of limited ductile reinforced concrete walls under cyclic loads. In *2015 NZSEE Conference*, Rotorua, New Zealand.
- Monti, G., and C. Nuti. (1992). Nonlinear Cyclic Behavior of Reinforcing Bars Including Buckling. *Journal of Structural Engineering* **118**, 3268–3284.
- NDI. (2009). Optotrak Certus HD, Northern Digital Inc. <http://www.ndigital.com/industrial/certushd.php>.
- NIST. (2014). Recommendations for Seismic Design of Reinforced Concrete Wall Buildings Based on Studies of the 2010 Maule, Chile Earthquake. *Report*, National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce.
- Parra, P.F. (2016). Stability of reinforced concrete wall boundaries. *PhD Thesis*, University of California, Berkeley, U.S.
- Paulay, T., and M.J.N. Priestley. (1993). Stability of ductile structural walls. *ACI Structural Journal* **90**, 385–392.
- Rosso, A., J.P. Almeida, and K. Beyer. (2015). Instabilità fuori piano globale di pareti sottili in calcestruzzo armato soggette ad azioni sismiche. In *XVI Convegno Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica*, L'Aquila, Italia.
- Rosso, A., J.P. Almeida, and K. Beyer. (2017). Numerical simulation with fibre beam-column models of thin RC columns under cyclic tensile-compressive loading. In *16th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile.
- Rosso, A., J.P. Almeida, and K. Beyer. (2016). Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings. *Bulletin of Earthquake Engineering* **14**.
- Rosso, A., J.P. Almeida, R. Constantin, et al. (2014). Influence of longitudinal reinforcement layouts on RC walls performance. In *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Istanbul, Turkey.
- Rosso, A., L.A. Jimenez-Roa, J.P. Almeida, et al. (2017). Cyclic tensile-compressive tests of thin concrete boundary elements with a single layer of reinforcement prone to out-of-plane instability. Submitted to *Bulletin of Earthquake Engineering*.
- Sritharan, S., K. Beyer, R.S. Henry, et al. (2014). Understanding poor seismic performance of concrete walls and design implications. *Earthquake Spectra* **30**, 307–334.
- Taleb, R., M. Tani, S. Kono, et al. (2016). Performance of Confined Boundary Regions of RC Walls under Cyclic Reversal Loadings. *Journal of Advanced Concrete Technology* **14**, 108–124.
- Vecchio, F.J., and M.P. Collins. (1993). Compression response of cracked reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering* **119**, 3590–3610.
- Welt, T.S., L.M. Massone, J.M. LaFave, et al. (2016). Confinement Behavior of Rectangular Reinforced Concrete Prisms Simulating Wall Boundary Elements. *ASCE Journal of Structural Division*, **318**.