

Instabilità fuori piano globale di pareti sottili in calcestruzzo armato soggette ad azioni sismiche

Angelica Rosso, João P. Almeida, Katrin Beyer

Earthquake Engineering and Structural Dynamics Laboratory (EESD), École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Station 18 1007 Lausanne.

Keywords: pareti sottili in calcestruzzo armato, instabilità fuori-piano, prove sperimentali in grande scala.

ABSTRACT

L'analisi dei danni strutturali in seguito ai recenti terremoti in Cile (2010) e Nuova Zelanda (2011), nonostante il comportamento della maggior parte degli edifici sia risultato in generale soddisfacente, ha evidenziato come numerose costruzioni in cemento armato (c.a.) di media e elevata altezza abbiano subito ingenti danni. In particolare, l'osservazione di numerose pareti in c.a. che in seguito al collasso hanno mantenuto una configurazione deformata, ha fatto pensare che il meccanismo di rottura sia stato influenzato dallo sviluppo di una instabilità globale fuori piano della parete, suggerendo la necessità di studiare in dettaglio come essa si sia sviluppata.

In questo lavoro, dopo una sintesi dei modelli presenti in letteratura per descrivere il meccanismo di instabilità fuori piano di pareti sottili e un breve riassunto delle principali prescrizioni normative relative a questo comportamento, sono presentati i risultati di un test in scala 2:3, il quale fa parte di una più ampia campagna sperimentale svolta nel laboratorio di strutture dell'École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). La parete sottile analizzata è stata sottoposta a carico ciclico quasi-statico unidirezionale (nel piano) e ha mostrato considerevoli spostamenti fuori piano, i quali hanno successivamente influenzato il meccanismo di collasso finale. I risultati raccolti grazie a un sistema di misura ottico, in grado di registrare il campo di spostamento tridimensionale nel corso dell'intero test, hanno permesso di ottenere nuove informazioni per una più dettagliata comprensione dello sviluppo del meccanismo di instabilità fuori piano. Infine, viene presentato un iniziale studio sull'applicazione di modelli trave-colonna sperimentato dagli autori per simulare numericamente la risposta forza-spostamento della porzione di parete coinvolta nel meccanismo fuori piano.

1 INTRODUZIONE

L'ispezione delle strutture danneggiate dopo i recenti terremoti in Cile (2010) e Nuova Zelanda (2011) ha mostrato come molteplici pareti in c.a. abbiano raggiunto il collasso senza sviluppare la duttilità richiesta, nonostante fossero state progettate in ottemperanza ad avanzate norme tecniche (Elwood 2013; NIST 2014; Wallace 2012). In alcuni casi, le pareti dopo il collasso presentavano una configurazione deformata con evidenti spostamenti fuori piano, e ciò può essere indicativo dell'occorrenza di un fenomeno di instabilità globale, fino ad oggi osservato solo in test di laboratorio. Essendo un meccanismo di collasso identificato solo in tempi relativamente recenti, può essere utile chiarire cosa si intenda per "instabilità globale fuori piano" di una parete sottile in c.a: quando questa, soggetta principalmente ad azioni agenti nel piano, mostra

evidenti spostamenti fuori piano lungo un'altezza pari (o maggiore) della lunghezza della cerniera plastica, si può assumere che un meccanismo di instabilità fuori piano si sia sviluppato. Un comportamento di questo tipo viene distinto dal problema di instabilità locale, che interessa principalmente l'armatura longitudinale della parete e si estende solamente nello spazio tra una staffa e l'altra (Paulay e Priestley 1992).

Instabilità globale e locale possono naturalmente influenzarsi vicendevolmente, e questo, durante la valutazione dei danni strutturali, può causare difficoltà nell'identificare se si sia verificato un meccanismo del primo o del secondo tipo; in generale, quando dopo il collasso sussiste uno spostamento fra sommità e base della parete, questo non basta di per sé a definire che si sia verificato un meccanismo globale, ma può soltanto suggerire che le forze agenti fuori piano abbiano contribuito al

collasso. D'altra parte configurazioni come quelle mostrate in Figura 1, in cui le sezioni al di sopra e al di sotto della zona danneggiata risultano allineate, può più probabilmente indicare che una instabilità globale fuori piano si sia verificata.

Nel presente lavoro vengono presentati i risultati di una campagna sperimentale realizzata all'École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) su cinque pareti in scala 2:3. In particolare, due pareti sottili, rappresentative del design dei setti portanti utilizzato attualmente nella costruzione di edifici residenziali in Colombia, sono state sottoposte a carico ciclico quasi-statico rispettivamente unidirezionale (nel piano) e bidirezionale (nel piano e fuori piano). L'analisi dei risultati dei test ha permesso di acquisire nuove importanti informazioni sull'evoluzione del meccanismo di rottura, che è stato influenzato dallo sviluppo di considerevoli deformazioni fuori piano; nel presente lavoro l'attenzione è focalizzata su una delle due pareti. A seguire vengono presentati i primi risultati dell'applicazione di un modello trave-colonna utilizzato per simulare la risposta della regione di estremità della parete interessata dal meccanismo fuori piano. Nonostante il modello sia ancora in una fase iniziale di sperimentazione, i risultati appaiono promettenti in quanto esso risulta in grado di simulare alcuni importanti caratteristiche tipiche del meccanismo, osservate anche sperimentalmente.



Figura 1. Esempi di pareti collassate per instabilità fuori piano dopo i terremoti: (a) in Cile del 2010 (NIST 2014); (b) in Nuova Zelanda del 2011 (Sritharan et al. 2014).

2 MECCANICA DELL'INSTABILITÀ FUORI PIANO E MODELLI ESISTENTI

2.1 Meccanica dell'instabilità fuori piano

I primi modelli sviluppati per descrivere l'evoluzione di questo meccanismo di rottura risalgono agli inizi degli anni Ottanta (Corley et al. 1981; Goodsir 1985; Paulay e Goodsir 1985). Per una parete armata con barre longitudinali disposte su entrambe le facce (si veda Figura 2(a)), l'instabilità globale può essere

schematizzata come segue: (i) quando soggetta all'azione ciclica del sisma, la regione di estremità della parete è sottoposta a considerevoli sforzi di tensione e compressione. Durante i cicli di tensione, in questa zona si sviluppano fessure pressoché orizzontali e l'armatura in esse può raggiungere (e superare) il valore limite di snervamento; (ii) nella fase di scarico, si verifica un recupero delle deformazioni elastiche, ma se il limite di snervamento dell'armatura è stato superato le deformazioni plastiche rallentano il processo di chiusura delle fessure; (iii) nel momento in cui la regione di estremità della parete inizia poi ad andare in compressione, fino a quando le fessure non si richiudono, lo sforzo viene equilibrato solamente dalle barre di armatura; in questa fase solitamente la parete inizia a mostrare spostamenti fuori piano, legati al momento flettente che si sviluppa nello spessore a causa di una disposizione non del tutto simmetrica dell'armatura o dell'eccentricità della forza risultante di compressione C (si veda Figura 2); (iv) fintanto che l'armatura conserva la sua rigidità assiale, lo spostamento fuori piano rimane relativamente piccolo. Con l'aumentare dello sforzo di compressione, le barre longitudinali dal lato concavo della configurazione deformata (intradosso) raggiungono il limite di snervamento in compressione; in questo momento, a causa della drastica riduzione della rigidità fuori piano della parete, si verifica un considerevole aumento dello spostamento laterale, che può eventualmente portare al collasso della parete. Nel caso di pareti con un solo strato di armatura longitudinale, la minore rigidità fuori piano fino al momento in cui le fessure sono ancora aperte può causare l'occorrenza di spostamenti laterali maggiori.

2.2 Breve revisione dei modelli esistenti

Di seguito sono presentati i modelli fenomenologici proposti per descrivere il comportamento discusso nella precedente sezione.

Due principali studi (Paulay e Priestley 1993; Chai e Elayer 1999) hanno evidenziato come il parametro determinante nella risposta fuori piano della parete consista nella massima deformazione di tensione raggiunta dalla regione di estremità prima di essere caricata in compressione. Entrambi i modelli schematizzano la regione di estremità del muro come una "colonna equivalente" soggetta a sollecitazioni assiali di tensione e compressione, incernierata agli estremi. Questa idealizzazione necessita di alcune

ipotesi a priori che, come si vedrà poi, non sempre sono strettamente rappresentative delle condizioni reali: (i) indicazioni sull'estensione della regione di estremità convolta nel meccanismo fuori piano—rappresentata in Figura 2(b) dalle dimensioni $l_b \times l_0$ —non sono specificate; (ii) l'influenza delle condizioni di vincolo non è presa in considerazione, ma viene assunta solo una configurazione incernierata alle estremità; (iii) l'influenza di un gradiente di deformazione che si può sviluppare sia in altezza che in lunghezza nella parete non viene considerata; (iv) evidenze sperimentali (Goodsir 1985; Thomsen e Wallace 1995) hanno mostrato come l'ipotesi che l'altezza della regione interessata dal meccanismo fuori piano l_0 sia uguale all'altezza della cerniera plastica non sia rappresentativa del comportamento osservato.

Il criterio di stabilità del modello di Paulay e Priestley (1993) si basa su considerazioni di equilibrio nella configurazione deformata della parete. In Figura 2 è rappresentato l'andamento delle forze interne a metà dell'altezza della zona interessata del meccanismo fuori piano l_0 , dove lo spostamento $\delta_{oop} = \xi_{oop} b_w$ risulta maggiore; ξ_{oop} è definito "spostamento fuori piano normalizzato", e b_w è lo spessore della parete. La compressione totale agente sulla parete C viene equilibrata dalla porzione di calcestruzzo in cui la fessura si è già richiusa C_c (rappresentata attraverso un modello a stress-block equivalente rettangolare e la cui risultante C_c è applicata eccentricamente, ad una distanza γb_w rispetto alla linea di simmetria della sezione) e dalle barre di armatura C_s . Assumendo che l'armatura abbia raggiunto il valore di snervamento a compressione, se si utilizzano le equazioni di equilibrio di forza e momento si può ottenere la seguente relazione:

$$\gamma = \frac{1}{2} \left[(\xi_{oop} + 0.5) - \sqrt{(\xi_{oop} + 0.5)^2 - 2\xi_{oop} \cdot (1 + 1.176m)} \right] \quad (1)$$

dove $m = \rho_b f_y / f_c'$ rappresenta la percentuale meccanica di armatura nella regione interessata del meccanismo fuori piano di lunghezza l_b (la cui percentuale di armatura è ρ_b). Questa equazione ha soluzioni reali solo quando il termine sotto radice è non negativo, e questa condizione si verifica quando:

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

L'equazione (2) rappresenta il criterio di stabilità per pareti sottili in c.a., e il collasso per buckling globale è atteso quando lo spostamento normalizzato fuori piano critico $\xi_{oop,c}$ viene superato.

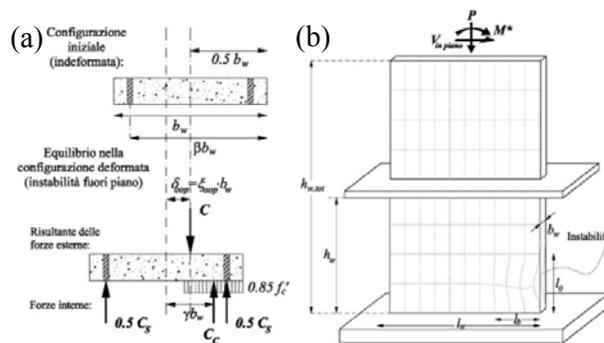


Figura 2. (a) Equilibrio delle forze interne a metà dell'altezza interessata dall'instabilità globale (adattata da Paulay e Priestley 1993); (b) Caratteristiche geometriche di una parete che mostra instabilità nella regione di estremità.

Assumendo che l'incremento in altezza della configurazione deformata (dovuto allo spostamento fuori piano) sia legato alle elongazioni assiali, Paulay e Priestley (1993) e Chai e Elayer (1999) hanno proposto le seguenti relazioni per la massima deformazione di tensione seguita da un carico di compressione dopo la quale il collasso fuori piano della parete è atteso:

$$\varepsilon_{sm,c} = 8\beta \left(\frac{b_w}{l_0} \right)^2 \xi_{oop,c} \quad (3)$$

$$\varepsilon_{sm,c} = \frac{\pi^2}{2} \left(\frac{b_w}{l_0} \right)^2 \xi_{oop,c} + 3\varepsilon_y \quad (4)$$

In entrambi gli studi l'altezza della zona interessata dal meccanismo fuori piano l_0 è assunta pari alla altezza della cerniera plastica l_p calcolata come $l_p = 0.20 \cdot l_w + 0.044 \cdot L_s$, dove l_w corrisponde alla lunghezza del muro e L_s corrisponde alla luce di taglio (*shear span*).

L'equazione (3) di Paulay e Priestley (1993)—nella quale β è un parametro introdotto per tenere conto della posizione dell'armatura longitudinale nella sezione, come mostrato in Figura 2—è basata su considerazioni geometriche e pertanto può essere applicata a pareti con uno o due strati di barre di armatura. L'equazione (4) di Chai e Elayer (1999), invece, essendo basata su risultati sperimentali—ottenuti da test condotti dagli autori su colonne rappresentative della zona di estremità della parete, armate con due strati di barre longitudinali e soggette a cicli di tensione e compressione—non può essere applicata per descrivere il comportamento di una parete con un solo strato di armatura.

3 PRESCRIZIONI NORMATIVE RELATIVE ALL'INSTABILITÀ FUORI PIANO

Al fine di prevenire il collasso per instabilità globale fuori piano, i principali codici internazionali prescrivono verifiche sullo

spessore della parete b_w o sul suo rapporto con l'altezza h_w/b_w .

Nell'Eurocodice 8 (CEN, 2004) non sono previste specifiche prescrizioni riguardo al numero di strati in cui l'armatura deve essere disposta all'interno della sezione. Lo spessore della parete nella parte centrale della sezione deve rispettare la condizione $b_w \geq \max\{150 \text{ mm}, h_w/20\}$, dove h_w è l'altezza libera di piano come illustrato in Figura 2(b). Altre prescrizioni riguardano la regione di estremità confinata della parete: quest'ultima deve avere uno spessore maggiore di 200 mm. Se la lunghezza della parte confinata l_c risulta maggiore di $\max\{2b_w, 0.2l_w\}$, la parete dovrà avere uno spessore $b_w \geq h_w/10$, altrimenti è sufficiente che rispetti la condizione $b_w \geq h_w/15$. Queste ultime prescrizioni sono legate ai requisiti concernenti la lunghezza della regione confinata l_c , la quale a sua volta è direttamente collegata alla massima deformazione attesa all'estremità e alla lunghezza dell'asse neutro, che nel codice è definita come $x_u = (\nu + \omega_v) l_w b_w / b_0$ (dove b_0 è lo spessore della parte confinata, ω_v è la percentuale meccanica di armatura longitudinale e $\nu = P / l_w b_w f_c'$ è lo sforzo assiale P normalizzato); la lunghezza di l_c risulta maggiore in pareti con asse neutro x_u più lungo.

Il limite sopra descritto sullo spessore della parete relativo a l_c , non è però del tutto giustificato, poiché non considera alcuni aspetti chiave del meccanismo di instabilità fuori piano. In primo luogo se lo sforzo assiale P aumenta—e quindi ν aumenta—l'asse neutro x_u sarà più lungo e così anche lo spessore minimo; i risultati di alcuni test sperimentali (Goodsir 1985), in passato, hanno invece mostrato come una maggiore forza di compressione comporti il raggiungimento di minori deformazioni di tensione nella regione estrema della parete, riducendo quindi la tendenza a instabilizzarsi fuori piano. In secondo luogo, l'asse neutro x_u e quindi lo spessore minimo della parete aumentano con l'incrementare della percentuale meccanica di armatura longitudinale nella parte centrale della parete ω_v ; applicando i modelli esistenti di Paulay e Priestley (1993) e Chai e Elayer (1999) e considerando un assetto della sezione in cui le barre longitudinali siano distribuite uniformemente sulla lunghezza—e quindi non concentrate alle estremità, come accade nella maggior parte delle pareti progettate in Italia, in cui perciò ω_v è maggiore e la percentuale di armatura nelle regioni di estremità

minore—si può dimostrare come questa configurazione sembri essere meno portata a sviluppare una instabilità fuori piano (Rosso et al. 2014).

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni Italiane (D.M. 14/01/2008), i requisiti minimi sullo spessore della parete si limitano al soddisfacimento della condizione (§ 7.4.6.1.4) $b_w \geq \max\{150 \text{ mm}, h_w/20\}$, in linea con quanto mostrato per l'Eurocodice 8. Riguardo alla disposizione delle armature nella parete, invece, viene specificato esplicitamente come le barre (sia orizzontali che verticali) debbano essere disposte su entrambe le facce della parete (§ 7.4.6.2.4).

Come anticipato nell'introduzione, le due pareti testate e la cui risposta verrà presentata nelle sezioni seguenti, sono state progettate seguendo la recente pratica edilizia utilizzata in Colombia. È evidente come la sezione di queste pareti risulti debolmente armata e non rispetti le prescrizioni dei codici sopra presentati; questo design, però, risulta conforme al Regolamento Colombiano delle Costruzioni Sismoresistenti (NSR-10 2010), il quale è largamente basato sulle Norme Tecniche Americane (ACI Committee 318 2011). In questo codice sono richiesti due strati di armatura longitudinale soltanto se $b_w > 250$ mm, e l'unico limite da rispettare riguarda lo spessore della parete, che nel più restrittivo dei casi risulta: $b_w \geq \min\{h_w/25, l_w/25, 100 \text{ mm}\}$, dove h_w è l'altezza libera di piano e l_w è la lunghezza della parete. Questo aspetto, pertanto, sottolinea come studiare il comportamento di pareti sottili in c.a. debolmente armate sia un problema rilevante e estremamente attuale.

4 RISULTATI DELLA CAMPAGNA SPERIMENTALE

4.1 Descrizione dei test

Una campagna sperimentale è stata condotta nel 2014 all'interno del laboratorio dell'EPFL su cinque pareti in c.a. in scala 2:3. Le prime tre (soprannominate TW1, TW2 e TW3) sono state testate sotto carico ciclico quasi-statico unidirezionale nel piano, mentre le altre due (TW4 e TW5) sono state soggette a carico bidirezionale, nel piano e fuori piano. Nella campagna sperimentale, le unità di prova TW1 e TW4 erano le due rappresentative di pareti sottili. Queste erano geometricamente identiche: alte 2000 mm, lunghe 2700 mm e spesse solamente

80 mm. L'armatura longitudinale consisteva in un solo strato, con tre barre di diametro 16 mm nelle regioni di estremità e barre di diametro 6 mm nella regione centrale. Poichè sia l'armatura longitudinale che quella trasversale consistono in singoli strati, le barre longitudinali sono disposte a un'eccentricità rispetto all'asse di simmetria della sezione di 9 mm (in direzione Est, si veda Figura 3). A una delle due estremità una piccola flangia è stata inclusa per studiare l'influenza della presenza di una parete perpendicolare a quella studiata.

Riguardo alla configurazione del test, due attuatori verticali sono stati connessi a una trave rigida di acciaio alla testa del muro al fine di applicare il carico assiale (costante, $\nu=0.05$) e di modificare il momento flettente attraverso l'accoppiamento con un terzo attuatore per mezzo del quale è applicato il carico orizzontale in controllo di spostamento, permettendo di ottenere una luce di taglio di 10 m. Nel test della parete TW4 due ulteriori attuatori orizzontali sono stati connessi alla faccia Est del muro al fine di applicare il carico fuori piano.

A seguire l'attenzione verrà focalizzata sulla risposta della parete TW1, nella quale si sono sviluppati maggiori spostamenti fuori piano, ma le osservazioni illustrate nelle sezioni seguenti sono rappresentative anche del comportamento della parete TW4. Per informazioni più dettagliate sulle caratteristiche e i risultati dei test, comunque, si rimanda a Rosso et al. (2015).

Nel test della parete TW1 gli spostamenti fuori piano sono stati impediti connettendo la trave rigida di testa a quattro tubi di acciaio. Il protocollo di carico consisteva in una storia ciclica quasi-statica unidirezionale nei due versi (due cicli per incremento di drift: $\pm 0.05\% \rightarrow \pm 0.1\% \rightarrow \pm 0.15\% \rightarrow \pm 0.25\% \rightarrow \pm 0.35\% \rightarrow \pm 0.5\% \rightarrow \pm 0.75\% \rightarrow \pm 1\%$). La parete era ampiamente strumentata e, in particolare, un sistema di misurazione ottico ha permesso di registrare il campo di spostamento tridimensionale nel corso dell'intero test.

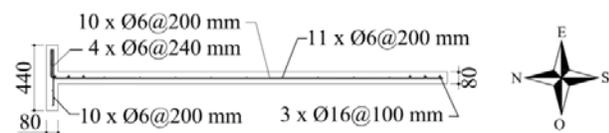


Figura 3. Caratteristiche geometriche e dettagli dell'armatura longitudinale della sezione delle pareti.

4.2 Descrizione della risposta

La parete TW1 già dai primi cicli di carico ha mostrato un preponderante comportamento flessionale attraverso la formazione di fessure pressochè orizzontali, giustificato dalla lunga luce di taglio applicata. A partire dal primo ciclo a intensità di drift 0.75% la parete ha cominciato a mostrare evidenti spostamenti fuori piano in direzione Ovest, circa a metà altezza, ma questa deformazione è stata completamente recuperata alla fine del ciclo, con un raddrizzamento della parete; lo stesso comportamento si è verificato durante il secondo ciclo a 0.75%, osservando spostamenti fuori piano maggiori. Infine, caricando da 1% drift verso -1% drift, in seguito alla rilevante deformazione fuori piano mostrata in Figura 4(a), poi recuperata anche in questo caso, alla base della parete si è sviluppato un meccanismo di buckling locale delle barre di armatura che ha causato la rottura; in Figura 4(b) si può osservare come il buckling dell'armatura sia avvenuto nel verso opposto rispetto a quello in cui si è verificato lo spostamento fuori piano globale della parete.

In Figura 5 è illustrata la risposta forza-spostamento della parete TW1, e un buon comportamento isteretico con considerevole dissipazione di energia può essere osservato. Concentrandosi sull'ultimo ciclo prima della rottura, è evidente come prima di raggiungere il drift voluto di -1%, già a -0.75%—ovvero il valore imposto nei due precedenti cicli—la capacità di sostenere il carico della parete risulti ridotta di circa il 30%. Inoltre, si può notare come la riduzione della rigidità cominci nel punto indicato con un cerchio rosso in Figura 5, il quale (come mostrato in Figura 6) corrisponde esattamente all'istante in cui la massima deformazione fuori piano è stata misurata; pertanto questa osservazione evidenzia come gli spostamenti fuori piano abbiano giocato un ruolo fondamentale nel raggiungimento della rottura della parete. In Figura 6, inoltre, si può notare come fino all'ultimo ciclo di carico le deformazioni fuori piano, seppur considerevoli, siano state recuperate con un comportamento pressochè elastico. Risulta interessante evidenziare, infine, come la massima deformazione fuori piano sia stata raggiunta quando la parete si trovava a circa 0% drift e non nel momento di massima compressione della regione di estremità, come ci si potrebbe aspettare.

4.3 Analisi della risposta e confronto con i modelli fenomenologici esistenti

Di seguito vengono analizzate le principali ipotesi dei modelli illustrati in sezione 2 e vengono discusse alcune osservazioni evidenziate nel corso degli esperimenti.

4.3.1 Influenza del massimo sforzo di trazione

Come evidenziato nella sezione 2, il parametro che governa il realizzarsi di una instabilità fuori piano è rappresentato dalla massima deformazione di tensione cui la parete è sottoposta, prima di essere sollecitata in compressione; i test eseguiti hanno confermato la forte influenza di questo parametro, come illustrato in Figura 7.

Applicando il modello di Paulay e Priestley (1993) alla parete TW1 si ottiene un valore di deformazione di tensione critica in seguito alla quale è attesa la rottura pari a $\varepsilon_{sm,c}=0.0033$ e rappresentato con una linea verde tratteggiata in Figura 7; come si può notare, questo valore è stato superato molteplici volte nel corso del test e la rottura si è verificata dopo aver raggiunto una deformazione di tensione massima $\varepsilon_{sm,max}=0.0127$. Pertanto il valore predetto dal modello di Paulay e Priestley (1993) può essere pensato più come un valore limite passato il quale larghi spostamenti fuori piano sono attesi, ma in future modelli questo parametro dovrebbe essere legato ad altri fattori al fine di identificare quando si avrà la rottura.

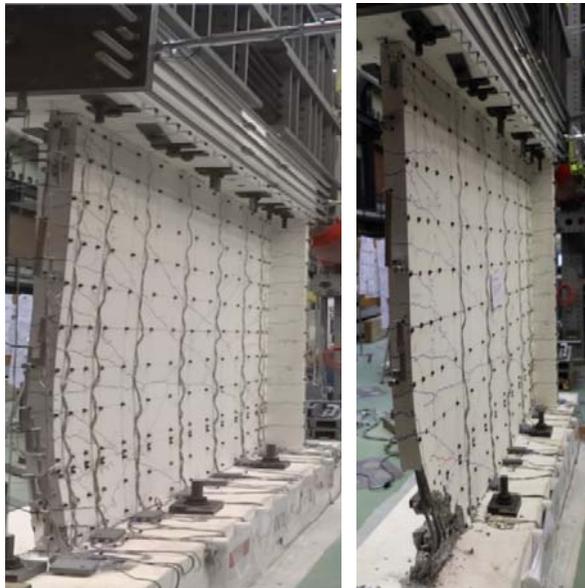


Figura 4. (a) Risposta fuori piano della parete TW1 prima della rottura. (b) Configurazione finale dopo il collasso.

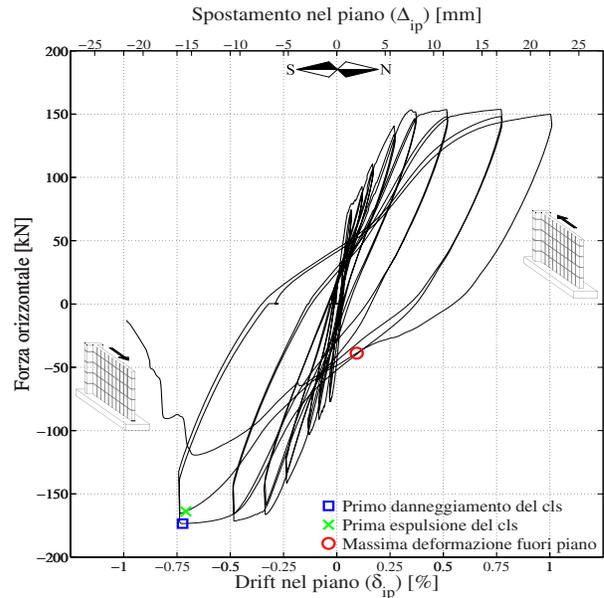


Figura 5. Risposta forza-spostamento della parete TW1.

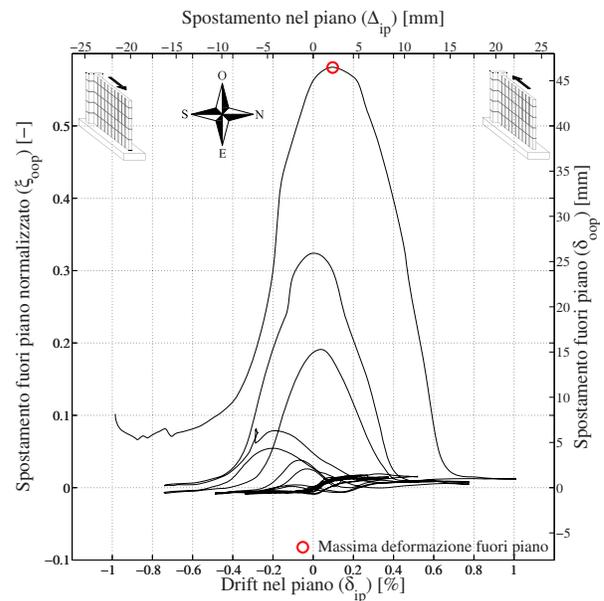


Figura 6. Drift nel piano vs spostamento fuori piano misurato all'altezza dove le deformazioni sono state maggiori (755 mm al di sopra della fondazione).

4.3.2 Spostamento fuori piano normalizzato

Un altro punto chiave nella descrizione dell'instabilità delle pareti in c.a. è la determinazione di un valore limite di spostamento fuori piano, raggiunto il quale si arriva alla rottura dell'elemento. Nel modello di Paulay e Priestley (1993) si assume che se lo spostamento laterale eccede metà dello spessore della parete—quindi $\xi_{oop} \geq 0.5$ —si ci aspetta il collasso della medesima; inoltre viene ipotizzato anche che, a causa delle imperfezioni intrinseche presenti in strutture reali quali eccentricità nella disposizione dell'armatura o nell'applicazione del carico verticale, il collasso possa avvenire per spostamenti laterali anche

minori. Partendo da queste considerazioni, Paulay e Priestley (1993) hanno derivato il criterio di stabilità illustrato in Equazione (2), utilizzato poi anche da Chai e Elayer (1999) nel loro modello.

Applicando l'Equazione (2) alla parete TW1, si ottiene un valore critico dello spostamento fuori piano normalizzato pari a $\xi_{oop,c}=0.123$ e rappresentato con una linea blu tratteggiata in Figura 7. Considerando i risultati del test in Figura 6 si può osservare come un valore massimo pari a $\xi_{oop,max}=0.581$ sia stato ottenuto, a un'altezza di 755 mm al di sopra della fondazione; questo valore non solo risulta molto maggiore rispetto a quello predetto dall'equazione di Paulay e Priestley (1993), ma risulta anche maggiore del valore limite di 0.5 assunto nel modello, lasciando spazio a una possibile revisione del criterio di stabilità.

4.3.3 Porzione della parete coinvolta nel meccanismo di instabilità

Analizzando le dimensioni della regione di estremità della parete coinvolta nell'instabilità, specifiche definizioni riguardo alla lunghezza l_b non sono fornite—in generale quest'ultima viene assunta pari alla parte confinata estrema della parete—mentre per quanto riguarda l'altezza l_o , questa viene assunta pari all'altezza della cerniera plastica l_p . Utilizzando la relazione suggerita da Paulay e Priestley (1993) e illustrata nella sezione 2 per il calcolo di quest'ultima, nel caso della parete TW1 si ottiene un valore dell'altezza coinvolta nel meccanismo di instabilità pari a: $l_o=l_p=0.20 \cdot 2700 \text{ mm} + 0.044 \cdot 10000 \text{ mm} = 980 \text{ mm}$.

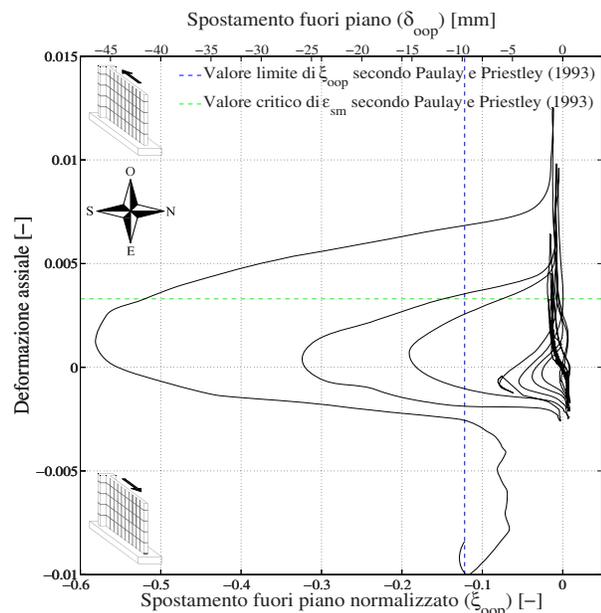


Figura 7. Spostamento fuori piano vs deformazione assiale (calcolata lungo l'intera altezza della parete).

Dalla Figura 8 si può tuttavia osservare come la deformazione fuori piano abbia interessato indicativamente l'intera parete, e una migliore approssimazione dell'altezza coinvolta possa essere $l_o=h_w$. Questa osservazione era già stata evidenziata da altri autori in precedenti esperimenti su pareti sottili (Goodsir 1985; Johnson 2010; Thomsen & Wallace 1995), e mostra pertanto come anche questa assunzione lasci spazio a una possibile revisione.

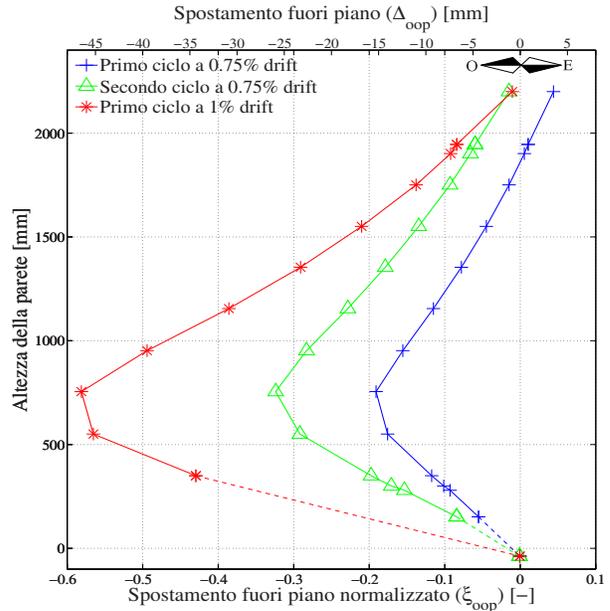


Figura 8. Profilo della deformazione fuori piano lungo l'altezza a diversi valori di drift.

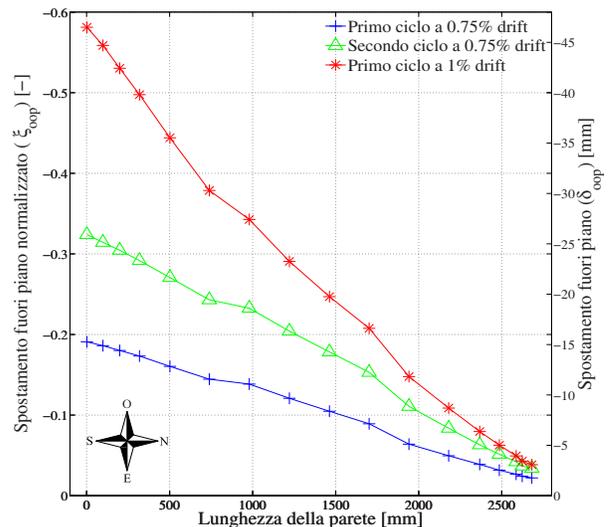


Figura 9. Profilo della deformazione fuori piano sulla lunghezza (nella sezione posta a 755 mm dalla fondazione) a diversi valori di drift.

5 MODELLAZIONE NUMERICA DELL'INSTABILITÀ FUORI PIANO

La simulazione numerica dell'instabilità fuori piano di pareti in c.a. è un problema piuttosto

complesso, poiché implica la modellazione di un comportamento non lineare sia a livello di materiale che a livello geometrico. Per quanto a conoscenza degli autori, gli unici tentativi di modellare a elementi finiti l'instabilità fuori piano di pareti in c.a. consistono nei recenti studi di Dashti et al. (2014a; 2014b), nei quali sono stati utilizzati elementi *shell* curvi, e i cui risultati ottenuti appaiono promettenti.

5.1 Modello trave-colonna della regione di estremità della parete

Seguendo il concetto di “colonna equivalente” assunto nei modelli esistenti presentati nella sezione 2, l'idea presentata in questo lavoro è quella di applicare un modello trave-colonna per simulare il comportamento della regione di estremità della parete.

Considerando le condizioni di carico e le condizioni di vincolo utilizzate nel corso del test della parete TW1, un modello schematico come quello presentato in Figura 10(a) può essere assunto: un appoggio con una molla rotazionale simula la rigidità torsionale provvista dalla trave in sommità, mentre un incastro all'altra estremità risulta rappresentativo del vincolo fornito dalla fondazione alla base della parete. Questa modellazione delle condizioni di vincolo risulta verosimile in quanto permette anche di motivare alcune osservazioni evidenziate nel corso dell'esperimento: in primo luogo, in linea con le considerazioni di equilibrio illustrate in Figura 2 e nel caso della parete in esame la quale ha un solo strato di armatura longitudinale posizionato eccentrico, si genera un momento fuori piano che induce lo spostamento laterale della parete nel verso opposto a quello in cui l'armatura è disposta nello spessore—quando le fessure sono ancora aperte, infatti, la forza di compressione C è equilibrata solo dalle barre di armatura—e questo collima con il comportamento osservato nel test, in cui le deformazioni globali fuori piano si sono sviluppate verso Ovest (si veda Figura 4). In secondo luogo, dopo il recupero della deformazione globale fuori piano, la rottura si è verificata per buckling dell'armatura longitudinale nel verso opposto a quello della deformazione globale (verso Est). Questo fenomeno può essere spiegato considerando l'ipotesi di incastro alla base assunta, che giustifica l'inversione del segno del momento flettente alla base rispetto al valore che si ha a

metà altezza. Quest'ultima osservazione, inoltre, conferma l'assunzione che, nonostante la rottura si sia verificata a livello locale, essa sia stata promossa dalla deformazione globale.

La schematizzazione di Figura 10(a) può essere modellata assumendo la struttura semplificata di Figura 10(b). La parte di altezza h rappresenta la parete, mentre agendo sulla lunghezza l si possono ottenere le due condizioni limite illustrate Figura 10(c), rappresentative di un vincolo rotazionale infinitamente rigido quando $l \rightarrow 0$ o di una cerniera quando $l \rightarrow \infty$.

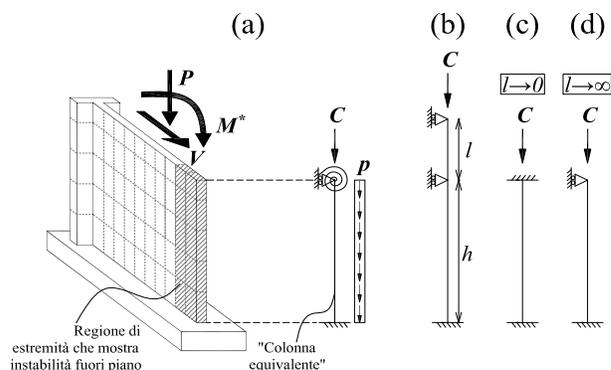


Figura 10. Schema delle condizioni al vincolo della “colonna equivalente” rappresentativa della parete TW1.

5.2 Primi risultati dell'applicazione di un modello trave-colonna alla parete TW1

Il modello presentato nella sezione precedente è in uno stadio iniziale di sperimentazione da parte degli autori, attraverso simulazioni numeriche utilizzando il software *OpenSees* (McKenna et al. 2000). Nello specifico, vengono qui illustrati i risultati ottenuti modellando la sezione estrema della parete TW1, assunta di dimensione $300 \text{ mm} \times 80 \text{ mm}$ e contenente tre barre di armatura $\text{Ø}16 \text{ mm}$. La non linearità di materiale viene trattata attraverso una discretizzazione della sezione in 10 elementi *force-based* con 5 punti di integrazione (IPs), mentre a livello delle fibre vengono utilizzate leggi di sforzo-deformazione dei materiali uniassiali. La non linearità geometrica è trattata utilizzando una trasformazione corrotazionale e infittendo la mesh dell'elemento.

Numericamente il problema è risultato piuttosto oneroso a causa di notevoli problemi di convergenza, legati a differenti aspetti: quando la struttura è sollecitata in trazione, nel momento in cui la sezione è completamente fessurata e solamente l'armatura reagisce, si ha un improvviso cambiamento nella risposta e la rigidità fuori piano si riduce repentinamente; inoltre l'eccentricità con cui è posizionata

l'armatura genera un momento flettente fuori piano, che rallenta notevolmente il processo di convergenza dell'equilibrio.

Nel seguito sono presentati alcuni semplici casi studio, nei quali alcuni aspetti peculiari del comportamento di instabilità osservato nel corso del test della parete TW1 sono stati identificati.

5.2.1 Risposta alle sollecitazioni di trazione

Il modello presentato è stato utilizzato per una simulazione a sollecitazioni di trazione (Figura 11(a)), assumendo le condizioni di vincolo come incernierate alle estremità e considerando una eccentricità dell'armatura rispetto all'asse di simmetria della sezione di 9 mm. In Figura 11 sono illustrati i risultati dell'analisi, comparando l'utilizzo della trasformazione lineare con quella corrotazionale: naturalmente si può osservare come i diagrammi di momento e curvatura (Figura 11(c) e (d)) siano lineari nel primo caso e parabolici nel secondo. Inoltre, osservando il profilo di spostamento fuori piano (Figura 11(b)) si può notare come esso avvenga nel verso atteso e sia minore utilizzando una trasformazione corrotazionale, poiché l'applicazione di una sollecitazione di trazione in questo caso rende la rigidità fuori piano maggiore.

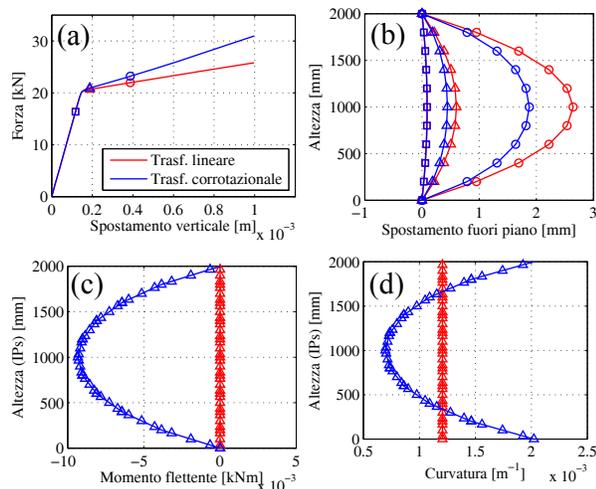


Figura 11. Risultati di un test di trazione: (a) risposta forza-spostamento; (b) profilo dello spostamento fuori-piano; (c) profilo del momento flettente; (d) profilo della curvatura.

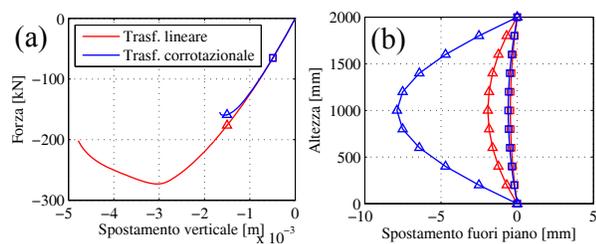


Figura 12. Risultati di un test di compressione su un elemento trave-colonna: (a) risposta forza-spostamento; (b) profilo dello spostamento fuori-piano lungo l'altezza.

5.2.2 Risposta alle sollecitazioni di compressione

Considerazioni simili a quelle mostrate nella sezione precedente possono essere dedotte analizzando il modello sottoposto a sollecitazioni di compressione. In particolare, la deformazione fuori piano avviene correttamente nel verso opposto e il fatto di tenere in conto la non linearità geometrica porta la struttura a sviluppare una capacità minore (Figura 12Figura 11(a)) e, a parità di spostamento, ad ottenere deformazioni fuori piano maggiori (Figura 12Figura 11(b)).

5.2.3 Influenza dell'eccentricità dell'armatura

Successivamente, assumendo sempre condizioni di vincolo incernierate, utilizzando una trasformazione corrotazionale e sollecitando l'elemento a compressione, l'influenza dell'eccentricità e dell'armatura all'interno della sezione è stata analizzata per tre differenti casi: 0, 4.5 e 9 mm. Come atteso, in assenza di eccentricità la sezione risulta simmetrica e non si osservano deformazioni laterali, mentre all'aumentare di questa lo spostamento fuori piano aumenta (Figura 13(b)), mentre la capacità massima diminuisce (Figura 13(a)).

5.2.4 Influenza delle condizioni di vincolo

Infine, vengono presentati i risultati di due simulazioni a compressione effettuate assumendo un'eccentricità dell'armatura di 9 mm e usando una trasformazione corrotazionale. Due differenti condizioni di vincolo sono state considerate: doppia cerniera alle estremità e il modello in Figura 10(b) (assumendo $l=857$ mm).

Focalizzandosi sul profilo di curvatura (Figura 14(b)), possiamo notare come utilizzando il modello di incastro-cerniera-cerniera si ottenga una inversione della curvatura (da negativa a positiva) alla base, e questa sia in accordo con l'osservazione che il buckling delle barre è avvenuto nel verso opposto a quello della deformazione globale, come descritto in sezione 4.2 e illustrato in Figura 4.

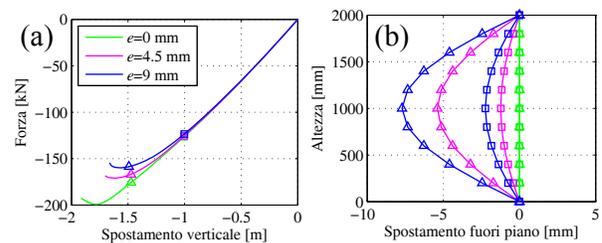


Figura 13. Risultati di un test di compressione variando l'eccentricità dell'armatura: (a) risposta forza-spostamento; (b) profilo dello spostamento fuori-piano lungo l'altezza.

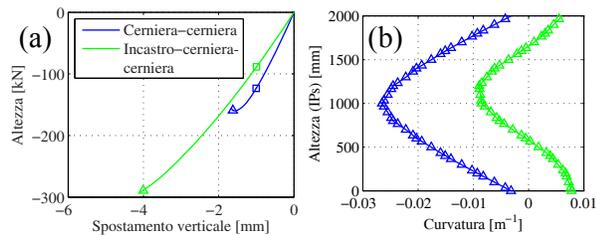


Figura 14. Risultati di un test di compressione variando le condizioni di vincolo: (a) risposta forza-spostamento; (b) profilo della curvatura lungo l'altezza.

6 CONCLUSIONI

Il presente lavoro rappresenta uno studio del meccanismo di instabilità globale fuori piano che può verificarsi in pareti sottili in c.a. soggette ad azioni nel piano. Queste sono rappresentative dell'abituale design utilizzato oggi in Colombia, e i danni osservati dopo recenti terremoti hanno mostrato come strutture così sottili in c.a. siano vulnerabili a fenomeni di instabilità fuori piano.

I modelli esistenti in letteratura per descrivere il fenomeno (Paulay e Priestley 1993; Chai e Elayer 1999) sono stati illustrati: attraverso essi sono stati identificati i principali parametri che governano lo sviluppo del meccanismo e le più importanti fasi che si possono identificare nella sua evoluzione. Le prescrizioni normative dei codici Europeo (CEN 2004a) e Italiano (D.M. 14/01/2008) per il design delle pareti sono state presentate, ed è stato evidenziato come questi non permettano di realizzare sezione sottili e debolmente armate, a differenza di altre norme.

Successivamente i risultati di un test condotto su una parete sottile in c.a. in scala 2:3, armata con un solo strato di armatura e sottoposta a carico ciclico quasi-statico nel piano sono stati illustrati, ed è stato mostrato come questi abbiano evidenziato i limiti di alcune assunzioni ipotizzate nei modelli esistenti, in particolare riguardo alla porzione di parete coinvolta, al massimo spostamento fuori piano atteso e all'influenza delle condizioni locali sulla deformazione. Infine sono stati presentati i risultati di una iniziale applicazione di un modello trave-colonna per simulare numericamente il comportamento della regione di estremità della parete, mostrandone le potenzialità di cogliere alcuni aspetti osservati sperimentalmente.

BIBLIOGRAFIA

ACI Committee 318. (2011). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary*. American Concrete Institute, Farmington Hills, U.S.

CEN. (2004). *Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

Chai, Y. H., & Elayer, D. T. (1999). Lateral stability of reinforced concrete columns under axial reversed cyclic tension and compression. *ACI Structural Journal*, **96**(5), 1–10.

Corley, W. G., Fiorato, A. E., & Oesterle, R. G. (1981). Structural walls. *ACI Special Publication*.

D.M. 14/01/2008. (n.d.). *Norme Tecniche per le Costruzioni*. Cs.Ll.Pp., Decreto Ministeriale, Gazzetta Ufficiale. Cs.Ll.Pp., Decreto Ministeriale, Gazzetta Ufficiale, Italia.

Dashti, F., Dhakal, R. P., & Pampanin, S. (2014a). Numerical simulation of shear wall failure mechanisms. *2014 NZSEE Conference*. Auckland, New Zealand.

Dashti, F., Dhakal, R. P., & Pampanin, S. (2014b). Simulation of out-of-plane instability in rectangular RC structural walls. *2ECEES*. Istanbul, Turkey.

Elwood, K. J. (2013). Performance of concrete buildings in the 22 February 2011 Christchurch earthquake and implications for Canadian codes. *Canadian Journal of Civil Engineering*, **40**(8), 759–776.

Goodsir, W. J. (1985). *The design of coupled frame-wall structures for seismic actions*. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Johnson, B. (2010). *Anchorage detailing effects on lateral deformation components of RC shear walls*. University of Minnesota, U.S.

McKenna, F., Fenves, G. L., Scott, M. H., & Jeremic, B. (2000). *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)*. University of California, Berkeley, U.S.

NIST. (2014). *Recommendations for Seismic Design of Reinforced Concrete Wall Buildings Based on Studies of the 2010 Maule, Chile Earthquake*. National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce.

NSR-10. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente - Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes*. Bogotá D.C., Colombia.

Paulay, T., & Goodsir, W. J. (1985). The ductility of structural walls. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, **18**(3), 250–269.

Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley and sons, Ed.

Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1993). Stability of ductile structural walls. *ACI Structural Journal*, **90**(4), 385–392.

Rosso, A., Almeida, J. P., & Beyer, K. (2015). Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, (Manoscritto in revisione).

Rosso, A., Almeida, J. P., Constantin, R., Beyer, K., & Sriharan, S. (2014). Influence of longitudinal reinforcement layouts on RC walls performance. *2ECEES*. Istanbul, Turkey.

Sriharan, S., Beyer, K., Henry, R. S., Chai, Y. H., Kowalsky, H., & Bull, D. (2014). Understanding poor seismic performance of concrete walls and design implications. *Earthquake Spectra*, **30**(1), 307–334.

Thomsen, J. H., & Wallace, J. W. (1995). *Displacement based design of reinforced concrete structural walls: an experimental investigation of walls with rectangular and t-shaped cross-sections*. Clarkson University, Postdam, U.S.

Wallace, J. W. (2012). Behavior, design, and modeling of structural walls and coupling beams — Lessons from recent laboratory tests and earthquakes. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, **6**(1), 3–18.