

# Miglioramento sismico ed energetico di edifici in muratura mediante Cappotto Sismico: seconda campagna di prove sperimentali

Pertile Valentina, Stella Alberto, De Stefani Lorenzo, Scotta Roberto

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale, Università di Padova

## Abstract

L'esigenza sempre più diffusa di realizzare interventi di riqualificazione integrata di edifici esistenti ha portato all'ideazione ed allo sviluppo del Geniale Cappotto Sismico Ecosism®. L'impiego di questa tecnologia permette di incrementare le prestazioni dei fabbricati sia dal punto di vista energetico che strutturale. L'intervento di riqualificazione consiste nella realizzazione di contro-pareti in calcestruzzo armato di spessore ridotto, gettate entro casseri a perdere costituiti da materiale isolante. L'intervento realizzato solo all'esterno dell'edificio permette di non alterarne le caratteristiche architettoniche e limita il disagio legato all'esecuzione dei lavori.

Il Geniale Cappotto Sismico Ecosism® è stato sviluppato e validato scientificamente grazie alla collaborazione tra l'azienda Ecosism ed il Dipartimento ICEA dell'Università degli Studi di Padova, il quale ha realizzato la prima campagna di prove sperimentali su campioni in cui la struttura di supporto era costituita da telai in cemento armato.

Nel presente lavoro vengono presentati i risultati di una seconda campagna sperimentale svolta al fine di caratterizzare il comportamento meccanico del sistema applicato ad edifici in muratura. Tali risultati verranno confrontati con valutazioni analitiche della resistenza.

## Introduzione

Negli ultimi anni il problema dell'obsolescenza degli edifici ha assunto una rilevanza sempre maggiore, sia dal punto di vista strutturale che dal punto di vista dell'efficienza energetica. Il fenomeno dell'obsolescenza strutturale è stato trattato da diversi autori al fine di determinare se questo costituisca o meno una condizione necessaria per la demolizione di un edificio esistente. Bradley e Kohler [1] forniscono una definizione di "vita utile" della struttura basata sul concetto di requisiti prestazionali, in accordo con quanto contenuto nello standard ISO (ISO 2000). Viene introdotto il concetto di "vita utile economica" al fine di operare scelte progettuali e di gestione del fabbricato, tale concetto è collegato ad un'analisi costi-benefici per valutare la convenienza di interventi di efficientamento in alternativa alla demolizione e ricostruzione. Thomsen e Van der Flier [2] analizzano la connessione tra obsolescenza e vita utile, fornendo un modello per identificare la natura dei fattori che influenzano il grado di obsolescenza. Essi affermano inoltre che la condizione di obsolescenza giustifica la demolizione, ma non è determinante. Infatti, operazioni di manutenzione e ristrutturazione possono estendere la vita utile dell'edificio ritardando il momento della demolizione.

Tutti i concetti sopra esposti rientrano nella valutazione del ciclo di vita (LCA) e di costo del ciclo di vita (LCC) di un edificio, in cui si analizza l'impatto che una struttura ha sull'ambiente dal momento in cui viene realizzata al momento in cui viene dismessa e demolita, ponendo attenzione al consumo di energia ed alla produzione di CO<sub>2</sub>. In quest'ottica, si osserva che la riqualificazione degli edifici esistenti risulta essere una scelta più economicamente conveniente ed ecologica rispetto alla demolizione e ricostruzione, dato il minor uso di risorse e la minore produzione di rifiuti [3]. Per questo motivo nell'ultimo decennio sono stati fortemente incentivati gli interventi di rinnovo degli edifici esistenti anche attraverso strumenti finanziari promossi dai governi nazionali.

Ad oggi il patrimonio edilizio europeo ha una componente rilevante di fabbricati costruiti prima del 1970, di conseguenza molte delle strutture esistenti hanno esaurito la loro vita utile, stimata pari a 50 anni per gli edifici residenziali, in accordo con la normativa vigente (NTC 2018 [4]). Nelle zone caratterizzate da un'elevata sismicità, quindi, si riscontra un elevato grado di vulnerabilità sismica che si traduce in un elevato rischio di perdita di vite umane in caso di evento sismico. Gli stessi edifici sono costituiti da involucri edilizi di scarsa qualità che determinano forti carenze dal punto di vista dell'efficienza energetica, la quale si traduce in elevati costi di manutenzione ed una bassa qualità degli ambienti interni.

Il Geniale Cappotto Sismico Ecosism® risponde a queste esigenze ed essendo concepito per essere applicato solo sulla superficie esterna dell'edificio, evita il problema della riallocazione temporanea degli inquilini durante l'installazione e l'esecuzione dei lavori.

### **Descrizione del sistema**

Il sistema è composto da una lastra sottile in calcestruzzo armato gettato in opera entro un cassero costituito da due strati di materiale isolante. Il cassero viene prodotto in stabilimento e grazie alla caratteristica maglia metallica tridimensionale garantisce uniformità di spessore per la lastra in c.a. e la corretta posizione dell'armatura, che non subirà spostamenti indesiderati durante la fase di getto. Lo spessore degli strati isolanti e dello strato in calcestruzzo possono essere modulati in funzione delle necessità determinate nella fase di progettazione. In lastre di spessore notevolmente ridotto, viene inserito un singolo strato di armatura, costituita da barre orizzontali e verticali, in posizione baricentrica. Per spessori maggiori è possibile l'inserimento di due strati di armatura. Il diametro e l'interasse delle barre posizionate in opera, possono essere modulati in funzione delle azioni sismiche previste per ogni singolo edificio.

Il sistema è concepito per resistere alle azioni orizzontali in caso di evento sismico, mentre le azioni verticali restano affidate alla struttura esistente. Al fine di evitare l'insorgere di fenomeni di instabilità della lastra in calcestruzzo, è possibile realizzare delle nervature orizzontali e verticali mediante l'interruzione dello strato interno del cassero isolante. Le nervature presentano quindi uno spessore maggiore e possono essere armate con barre longitudinali e staffe, analogamente a quanto avviene per i cordoli tradizionali. La maglia di nervature garantisce un aumento della rigidità fuori piano della lastra e, di conseguenza, lo sviluppo della crisi del sistema per raggiungimento della resistenza del materiale e non per fenomeni di instabilità.

Il collegamento con la struttura esistente è realizzato a livello delle fondazioni ed in corrispondenza di ogni solaio mediante l'inghisaggio nel cordolo di connettori metallici che vengono annegati nelle nervature orizzontali del sistema di rinforzo. Il numero e il diametro dei connettori vengono determinati in funzione dell'azione sismica attesa. Il passo dei connettori deve essere tale da evitare il verificarsi di concentrazioni di tensione nel calcestruzzo.

Il materiale che costituisce il cassero isolante è caratterizzato da un basso valore di trasmittanza, contribuendo ad un miglior isolamento dell'involucro edilizio e, di conseguenza, ad una riduzione dei consumi legati al riscaldamento durante la stagione fredda. Al fine di ottenere diverse caratteristiche di isolamento termico e acustico, è possibile realizzare il cassero impiegando diversi materiali, ottenendo soluzioni specifiche per ogni intervento.

### **Descrizione dei campioni**

Per la realizzazione della seconda campagna di prove sperimentali sono stati costruiti tre campioni a scala reale, che sono stati sottoposti a prove cicliche quasi-statiche fino al raggiungimento della rottura.

Ogni campione è composto da una struttura di supporto in muratura su cui è stato applicato il sistema di rinforzo oggetto di studio. I primi due campioni rappresentano due pareti singole di altezza 3m e lunghezza 2m, mentre il terzo campione rappresenta un edificio mono-piano in laterizio con solaio in legno. Su tutti i campioni è stato applicato il Geniale Cappotto Sismico Ecosism®.

Il sistema di rinforzo utilizzato è composto da uno strato interno in EPS di spessore 4 cm a contatto con la struttura di supporto, uno strato strutturale in c.a. di spessore 6 cm ed uno strato isolante esterno in EPS di spessore 10 cm. In corrispondenza della base e della sommità dei campioni sono state realizzate delle nervature orizzontali mediante l'interruzione dello strato isolante interno, ottenendo uno spessore della nervatura pari a 10 cm (Figura 1, Figura 2). L'armatura della lastra in c.a. del sistema di rinforzo è uguale per tutti i campioni ed è costituita da barre orizzontali e verticali Ø6 con passo 30 cm.

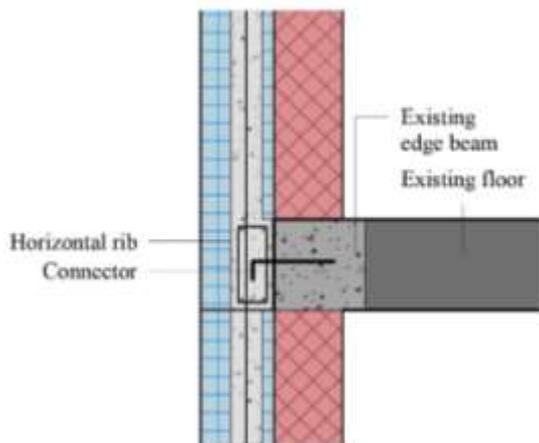


Figura 1. Dettaglio del collegamento con il cordolo del solaio

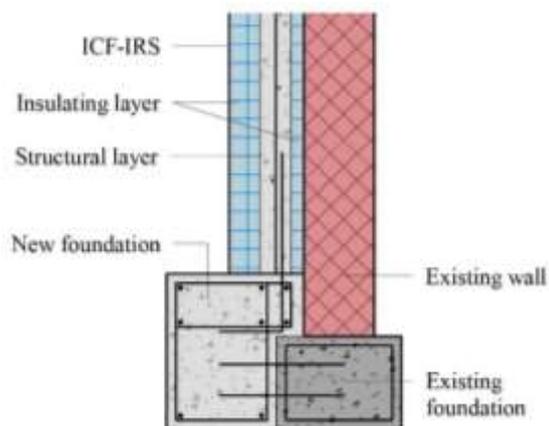


Figura 2. Dettaglio della connessione con la fondazione

I due campioni a parete singola si distinguono per il materiale costituente la muratura, nel primo caso laterizio, mentre nel secondo sono stati impiegati blocchi in tufo. Il sistema di rinforzo è stato applicato su entrambi i lati della muratura di supporto, al fine di ottenere una sezione trasversale simmetrica ed evitare fenomeni di svergolamento durante l'esecuzione della prova.

In sommità alla muratura di supporto è stato realizzato un cordolo in c.a. rappresentativo delle travi di bordo dei solai comunemente presenti negli edifici esistenti. Il cordolo ha una sezione di 25 x 30 cm e presenta armatura longitudinale costituita da 4 Ø14 e armatura a taglio costituita da staffe Ø8/30 cm ( Figura 3). La geometria e la quantità di armatura sono state scelte al fine di riprodurre una configurazione tipologica presente in molti edifici esistenti. Il sistema di rinforzo è collegato alla struttura di supporto a livello del cordolo in c.a. mediante l'uso di connettori metallici di diametro 10mm e passo 20cm disposti su due file parallele. Il diametro e il passo dei connettori sono stati determinati al fine di garantire l'aderenza supporto e rinforzo durante l'esecuzione delle prove cicliche. Il collegamento della lastra di rinforzo con la fondazione è stato realizzato mediante l'impiego di barre di ancoraggio ad aderenza migliorata aventi diametro 16mm e posizionate con passo pari a 15cm al fine di prevenire lo scorrimento del campione.

Nel seguito verranno analizzati e discussi i risultati ottenuti per i due campioni in muratura a parete singola.

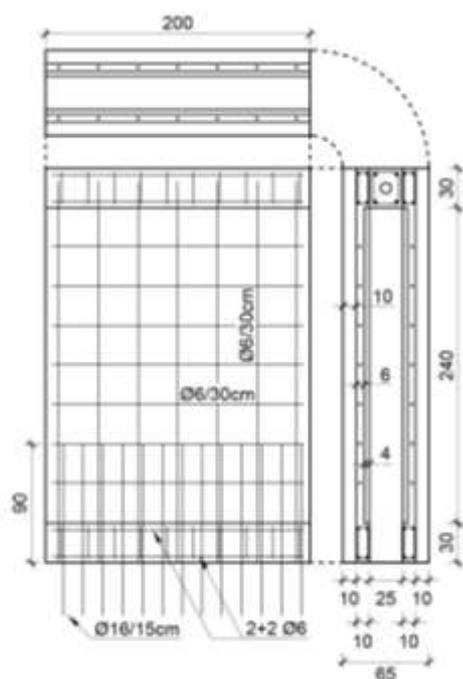


Figura 3. Dettaglio costruttivo campioni 1 e 2



Figura 4. Campioni 1 e 2 prima dell'applicazione del rinforzo

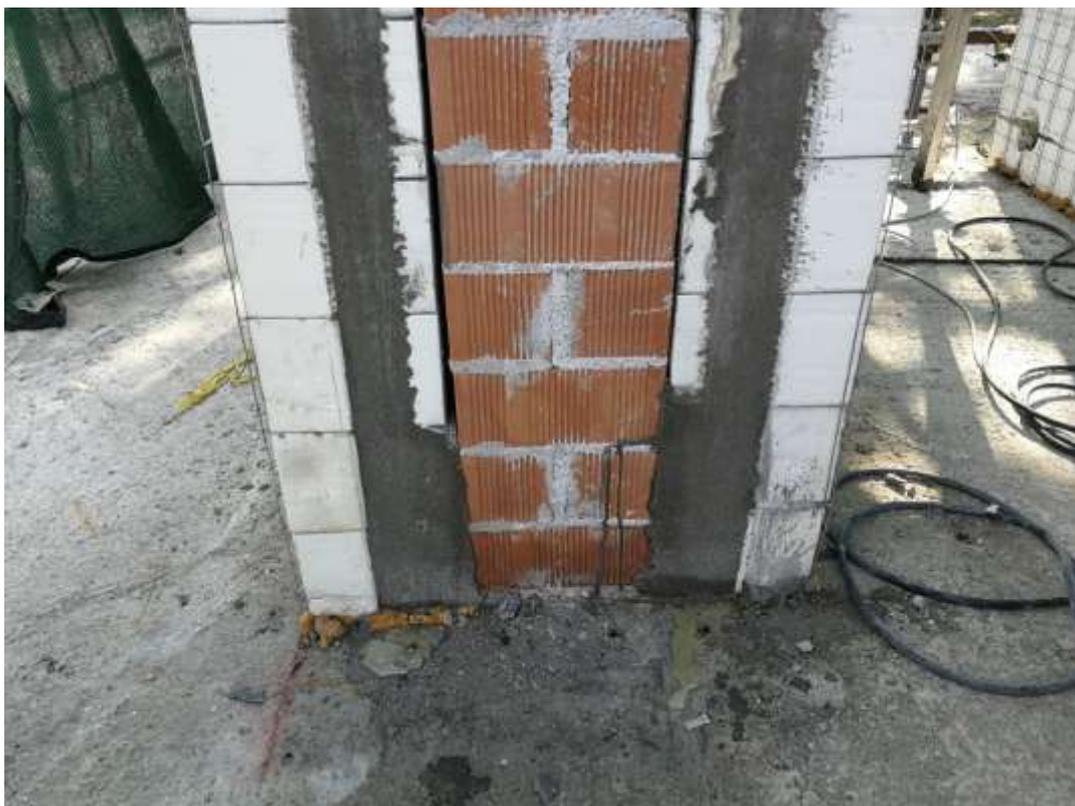


Figura 5. Campione 1 dopo l'installazione del Geniale Cappotto Sismico Ecosism®

### Resistenza ultima dei campioni calcolata analiticamente

Le modalità di rottura attraverso cui i campioni esaminati possono sviluppare la resistenza ultima risultano composte da più meccanismi, che concorrono a fornire la resistenza complessiva. La resistenza ultima di un campione è stimata come la somma della resistenza del supporto e della resistenza del rinforzo. Per ciascuno dei due elementi il valore del carico orizzontale che genera la condizione ultima è pari al minimo fra quelli associati alle seguenti modalità di collasso considerate:

- Presso-flessione
- Taglio in presenza di armature trasversale
- Taglio diagonale (pannelli in muratura)
- Taglio-scorrimento

Di seguito vengono brevemente richiamati i principi e le formulazioni utilizzate per il calcolo delle resistenze sopracitate.

#### **Resistenza a presso-flessione**

La sollecitazione flessionale nelle lastre di cappotto (soggette in questo caso ad un carico verticale dovuto al solo peso proprio) induce la formazione di una fessura ortogonale all'asse, in corrispondenza del lembo teso della sezione in cui viene raggiunto il momento ultimo. La rottura avviene per presso-flessione se si verifica una tra le due seguenti condizioni: 1) Rottura delle barre longitudinali tese 2) Rottura del materiale al lembo compresso. Il carico orizzontale associato al raggiungimento della condizione ultima è rappresentato dal taglio associato al momento ultimo, esprimibile come:

$$F_u = \frac{M_{Rd}}{\alpha \cdot h^*} \quad (1)$$

Dove  $M_{Rd}$  è il momento ultimo della sezione e  $\alpha$  è un coefficiente che dipende dallo schema di vincolo assunto per il pannello che assume valori compresi tra 0,5 (doppio incastro) e 1 (mensola incastrata alla base e libera

in sommità). Il termine  $h^*$  rappresenta la distanza tra la sezione di applicazione della forza  $F$  e la sezione che per prima raggiunge il momento ultimo.

### **Resistenza a taglio in presenza di armatura trasversale**

La resistenza a taglio di pannelli dotati di specifica armatura trasversale viene valutata utilizzando una schematizzazione a traliccio in cui sono presenti dei tiranti orizzontali costituiti dalle barre di armatura e dei puntoni compressi inclinati di calcestruzzo. Si considera raggiunta la rottura del sistema per taglio qualora si manifesti la crisi di uno dei due sistemi resistenti. Le resistenze associate vengono determinate utilizzando le relazioni di verifica contenute nella norma NTC18 al §4.1.2.3.5 per il calcolo delle resistenze a taglio-trazione  $V_{Rsd}$  e taglio-compressione  $V_{Rcd}$ , di seguito riportate:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \vartheta) \cdot \sin \alpha \quad (2)$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \nu f_{cd} \cdot \frac{\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \vartheta}{1 + \operatorname{ctg}^2 \vartheta} \quad (3)$$

dove  $d$  è l'altezza utile della sezione,  $A_{sw}$  è l'area di armatura trasversale,  $s$  è il passo delle armature trasversali,  $b_w$  è lo spessore della sezione,  $f_{yd}$  e  $\nu f_{cd}$  sono rispettivamente la resistenza di progetto dell'acciaio d'armatura e la resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima. Il fattore  $\alpha_c$  è un coefficiente maggiorativo che tiene conto del grado di compressione della sezione.

Il valore del carico esterno  $F$  che genera la condizione ultima risulta essere pari alla minore delle due resistenze appena richiamate:

$$F_u = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (4)$$

Al fine di valutare correttamente la capacità portante degli elementi e, di conseguenza, il carico ultimo del sistema, occorre valutare le reali configurazioni con cui i puntoni compressi si possono realizzare e scegliere accuratamente il relativo valore dell'angolo  $\theta$ .

### **Resistenza a taglio diagonale**

La resistenza a taglio dei pannelli murari è stata valutata utilizzando la formulazione proposta al §C8.7.1.3.1 della norma NTC18 di seguito riportata:

$$F_u = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad (5)$$

in cui  $l$  e  $t$  sono rispettivamente la lunghezza e lo spessore del pannello,  $b$  è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione,  $f_{td}$  è la resistenza a trazione per fessurazione diagonale e  $\sigma_0$  è la tensione normale media. La relazione è indicata per murature irregolari, ma può essere utilizzata per murature regolari ottenendo risultati cautelativi. Nonostante ciò, si è osservato che nei campioni testati la resistenza a taglio per fessurazione diagonale risulta comunque superiore alla resistenza a presso-flessione.

### **Resistenza a taglio scorrimento**

La rottura per taglio-scorrimento si manifesta nel momento in cui in una delle sezioni orizzontali dell'elemento si forma un piano di scorrimento relativo tra la porzione superiore e quella inferiore dell'elemento. La resistenza nei confronti di tale modalità di crisi è costituita in questo caso dal contributo offerto dalle armature verticali  $V_{dd}$  e dal contributo della forza d'attrito  $V_{fd}$  che si sviluppa nella porzione compressa della sezione. Tali contributi possono essere valutati utilizzando le relazioni contenute nel §.7.4.4.5.1 della norma NTC18 e di seguito riportate:

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0.25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right. \quad (6)$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[ \left( \sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + \frac{M_{Ed}}{z} \right] \\ 0.5 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l \cdot t \end{array} \right. \quad (7)$$

in cui

$$\eta = 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (8)$$

Nelle precedenti relazioni i simboli adottati e non precedentemente menzionati hanno i seguenti significati:  $A_{sj}$  è l'area della singola barra verticale che interseca il piano di scorrimento;  $\mu_f$  è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche;  $\xi$  è l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione;  $z$  è il braccio delle forze interne;  $N_{Ed}$  ed  $M_{Ed}$  sono rispettivamente lo sforzo normale ed il momento flettente agenti sulla sezione.

Il valore del carico associato alla condizione ultima di taglio-scorrimento si può valutare come somma dei precedenti contributi:

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{fd} \quad (9)$$

Il confronto tra i valori del carico ultimo valutati analiticamente e quelli rilevati nei test sperimentali viene presentato e discusso nei paragrafi successivi.

## Prove sperimentali

### Descrizione del setup

Per l'esecuzione della campagna di prove sperimentali è stato realizzato un banco prove presso la sede dell'azienda Ecosism srl a Battaglia Terme (PD). Il set-up è lo stesso utilizzato per la prima campagna di prove ed è stato concepito per permettere la costruzione contemporanea di più campioni, al fine di ottimizzare i tempi di realizzazione e di stagionatura del calcestruzzo.

La struttura di contrasto è costituita da una platea di lunghezza 12.5 m, larghezza 3.5 m e spessore 1 m. L'elevato spessore della fondazione è giustificato dalla necessità di avere una struttura sufficientemente rigida, in grado di sviluppare deformazioni lievi durante l'esecuzione delle prove. Al centro della platea sono stati realizzati due setti in c.a. di altezza 3.5 m, larghezza 1.5 m e spessore 0.4 m. Tali setti hanno la funzione di contrasto per l'applicazione del carico in spinta e tiro ai campioni durante l'esecuzione delle prove.

Per l'applicazione della forza è stato impiegato un martinetto a doppio effetto, governato da una pompa manuale ad olio. Durante l'esecuzione delle prove è stata registrata in tempo reale la forza applicata al campione mediante una cella di carico posizionata in serie al martinetto.

La forza è applicata al cordolo presente in sommità ai campioni mediante l'impiego di una barra passante all'interno dello stesso. Le prove sono state eseguite in controllo di spostamento, scegliendo come punto di controllo lo spostamento orizzontale in sommità al campione.

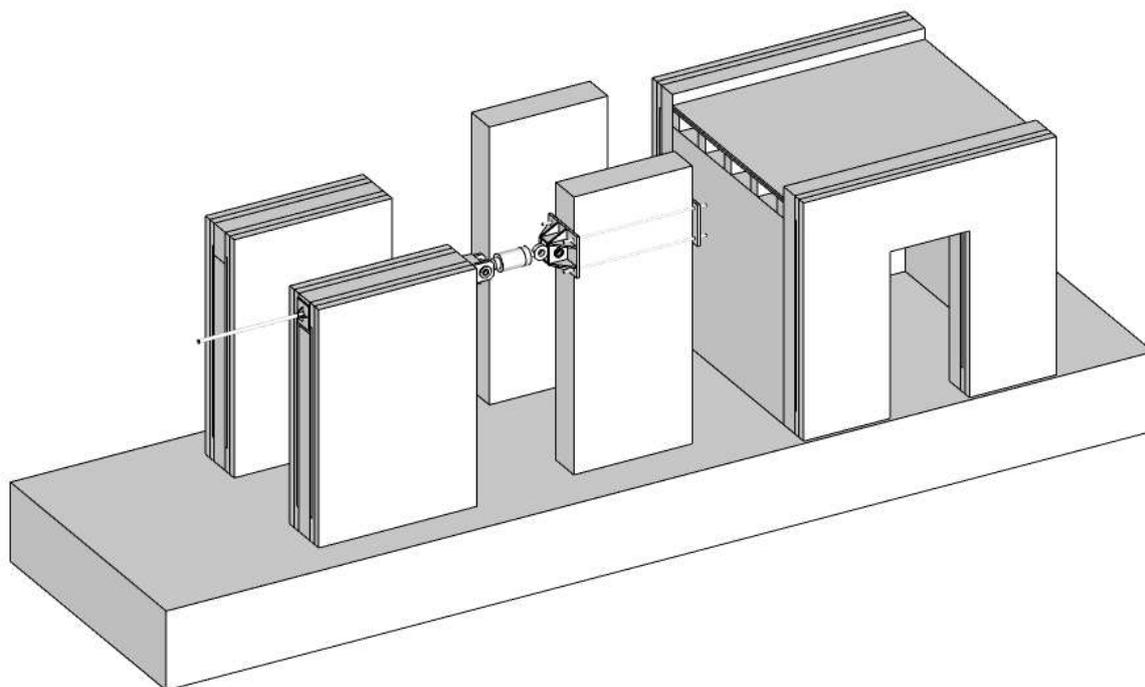


Figura 6. Vista 3D del set-up di prova e dei campioni

### Descrizione delle prove e delle misure effettuate

I campioni sono stati sottoposti a prove cicliche quasi-statiche eseguite in controllo di spostamenti. Non essendoci norme relative all'esecuzione di prove su sistemi di riqualificazione strutturale analoghi a quello oggetto di studio, sono state prese come riferimento le "Linee Guida per sistemi costruttivi a pannelli portanti basati sull'impiego di blocchi cassero e calcestruzzo debolmente armato gettato in opera" del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici [5]. Non vengono date indicazioni vincolanti per quanto riguarda il numero e l'entità degli incrementi da utilizzare, ma viene indicato che i cicli di spinta e tiro applicati ai campioni devono essere tali da permettere di valutare la rigidità elastica del pannello e le transizioni dovute alla comparsa della fessurazione, allo snervamento delle barre di armatura e agli altri fenomeni di degrado.

In assenza di una prova monotona per determinare lo spostamento ultimo dei campioni, è stato ipotizzato uno spostamento limite pari al 1% dell'altezza dei pannelli ed è stata realizzata una storia ciclica incrementale per raggiungere tale valore di spostamento.

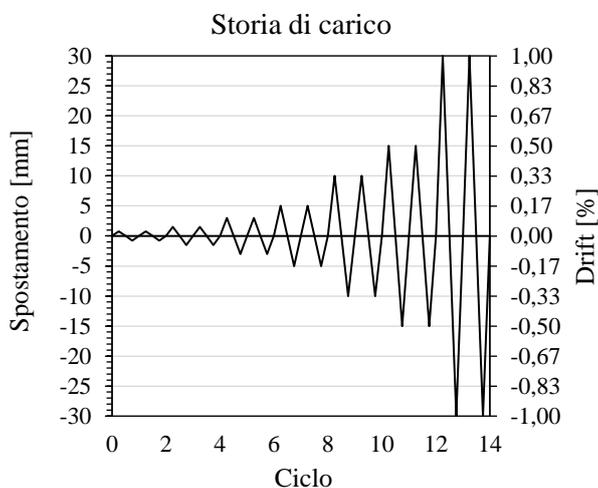


Figura 7. Grafico della storia di carico applicata ai campioni

Durante l'esecuzione della prova sono stati misurati gli spostamenti in diversi punti del campione mediante potenziometri lineari. In particolare, sono stati misurati gli spostamenti orizzontali in sommità e alla base del campione, sia relativi alla muratura di supporto che alla lastra in c.a. interna al sistema di rinforzo. In questo modo è stato possibile effettuare una valutazione nei confronti dello scorrimento tra struttura di supporto e rinforzo. Inoltre, sono stati misurati gli spostamenti verticali in sommità e le deformazioni diagonali, sempre mediante l'impiego di potenziometri. In Figura 8 è indicato lo schema dei sensori installati.

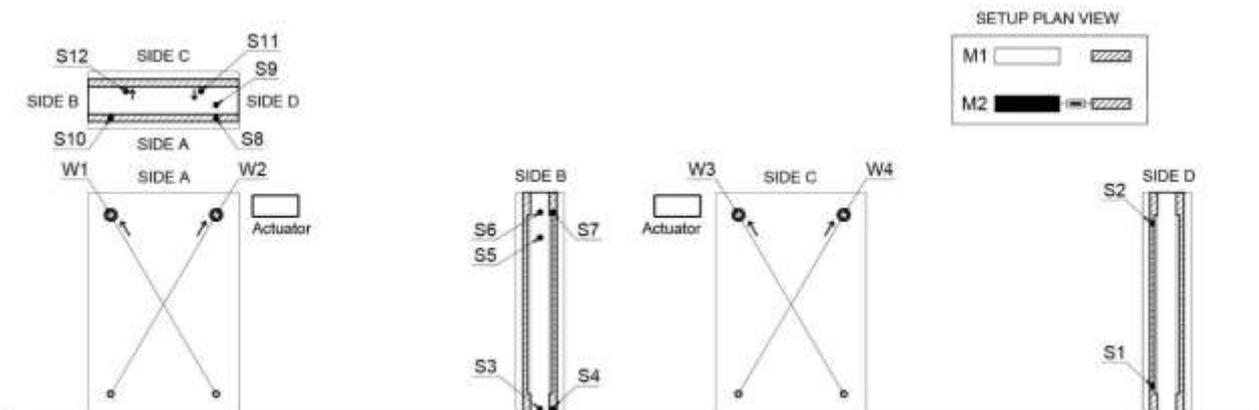


Figura 8. Disposizione dei sensori nei campioni 1 e 2

## Risultati delle prove

Le prove cicliche quasi-statiche effettuate hanno permesso di valutare sperimentalmente la resistenza e la rigidità del sistema ottenuto installando il Geniale Cappotto Sismico Ecosism® al supporto.

In Tabella 1 vengono confrontati i valori di resistenza misurati sperimentalmente  $V_{max}$  con quelli derivati dal calcolo analitico  $V_{Rd}$ . Dal confronto si osserva che i modelli di capacità utilizzati per stimare le resistenze dei campioni risultano adeguati.

Tabella 1. Confronto tra resistenze analitiche e forza massima applicata ai sensori

Campione	$V_{Rd, teorico}$ [kN]	$V_{max, exp}$ [kN]	Errore [%]
M-1	309	303	1.98
M-2	304	300	1.33

L'analisi dei campioni ha evidenziato una modalità di rottura governata dalla presso-flessione, seguita dalla formazione di un piano di scorrimento orizzontale in corrispondenza della sezione in cui terminano le armature di ancoraggio in fondazione. In figura 9 sono riportati i diagrammi forza-spostamento ottenuti dalle prove sperimentali. Lo spostamento limite raggiunto, pari al 1% dell'altezza delle pareti, ha comportato la rottura delle barre longitudinali in zona tesa e lo scorrimento della parte superiore del campione rispetto a quella inferiore in corrispondenza della sezione in cui è avvenuta la fessurazione (Figura 10 – Figura 13).

Una volta sviluppata la massima resistenza, inizia un processo di deformazione a taglio che degrada la resistenza del pannello nei cicli successivi. Si osserva la formazione di un piano di taglio orizzontale in corrispondenza alla sezione entrata in crisi precedentemente per pressoflessione. L'apertura della fessura prosegue fino a provocare il completo scorrimento della parte superiore del pannello rispetto a quella inferiore, abbattendo la resistenza della lastra. Nel complesso, il comportamento che i pannelli hanno esibito è inquadrabile come processo deformativo scarsamente dissipativo caratterizzato da ridotta capacità in spostamento.

Si osserva che i campioni M-1 e M-2 presentano valori di rottura molto simili. Ciò è dovuto al fatto che la resistenza del pannello murario nei due casi risulta ridotta e comparabile, rispetto alla resistenza della lastra in calcestruzzo. Il ridotto modulo elastico degli elementi in tufo è stato compensato dal maggiore spessore degli stessi blocchi, fornendo valori di rigidità della muratura di supporto molto vicini tra loro.

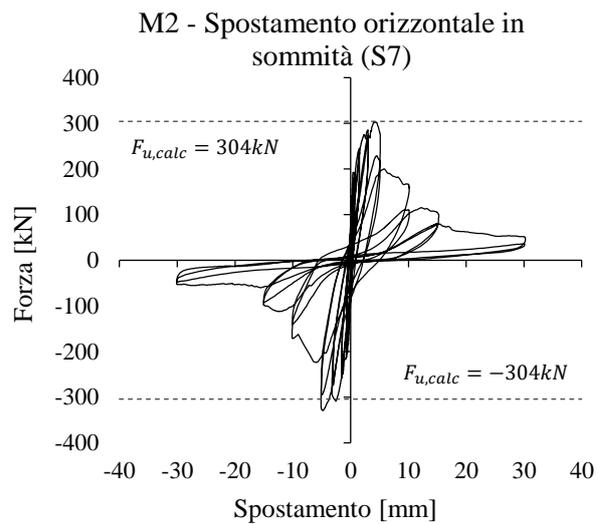
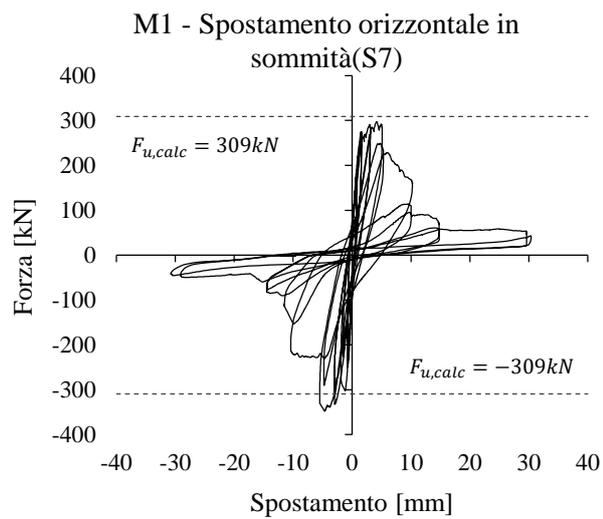


Figura 9. Diagrammi forza spostamento



Figura 10. Rottura campione con muratura in laterizio



Figura 9. Rottura campione con muratura in tufo

Osservando un ingrandimento del grafico forza-spostamento relativo ai primi cicli, è possibile notare che i valori di spostamento orizzontale in sommità al campione letti sulla muratura di supporto e sulla lastra di calcestruzzo del Geniale Cappotto Sismico Ecosism® sono praticamente identici (Figura 12). Questo permette di affermare che non vi è stato scorrimento tra la struttura di supporto e il sistema di rinforzo, pertanto il sistema di connessione scelto è risultato efficace.

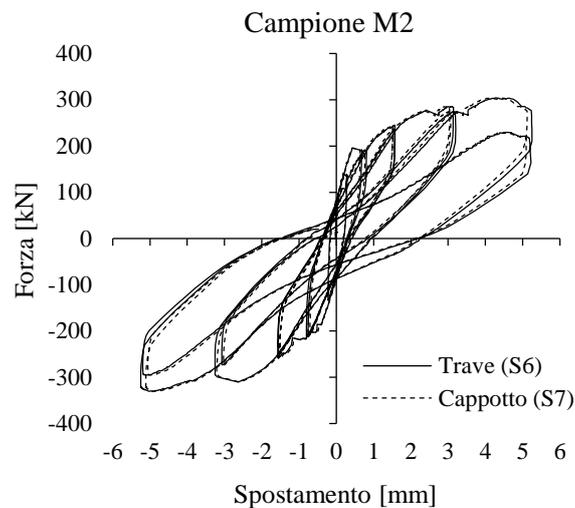


Figura 12. Valutazione dello scorrimento tra muratura di supporto e sistema di rinforzo

In Figura 13 viene analizzata la risposta ciclica del campione M2, evidenziando la variazione della rigidezza e della resistenza. Nel grafico a sinistra si osserva un progressivo abbattimento della rigidezza all'aumentare della capacità in spostamento del campione, arrivando ad un valore pari al 25% della rigidezza iniziale non fessurata. Nel grafico di destra sono presentate le curve di involuppo relative alla prima e alla seconda serie di cicli. La prima serie si riferisce ai semi-cicli in cui uno spostamento target è stato raggiunto per la prima volta, mentre la seconda serie è relativa ai semi-cicli associati alla seconda ripetizione di un dato valore di spostamento. Si osserva che nella fase successiva al picco, in cui al meccanismo di presso-flessione si associa quello di scorrimento, oltre al degrado di resistenza registrato all'aumentare dello spostamento è presente una componente di degrado ciclico della resistenza. Le resistenze della seconda serie risultano infatti inferiori a quelle della prima serie per quasi tutti i valori di spostamento nella fase post-picco. Tuttavia, nella porzione di risposta che precede il picco di resistenza, è possibile individuare un intervallo in cui il degrado ciclico della resistenza è trascurabile ( $0 \leq drift \leq 1.5\%$ ). Tale comportamento termina una volta avvenuta la

plasticizzazione dell'acciaio teso, in corrispondenza ad uno spostamento stimato per il caso in esame pari a un drift  $d_{pl} = 1.5\%$ . Fintanto che la domanda in spostamento per la lastra di cappotto rimane inferiore a  $d_{pl}$  (valutato per il caso specifico), il degrado di resistenza dovuto al carico ciclico può considerarsi trascurabile.

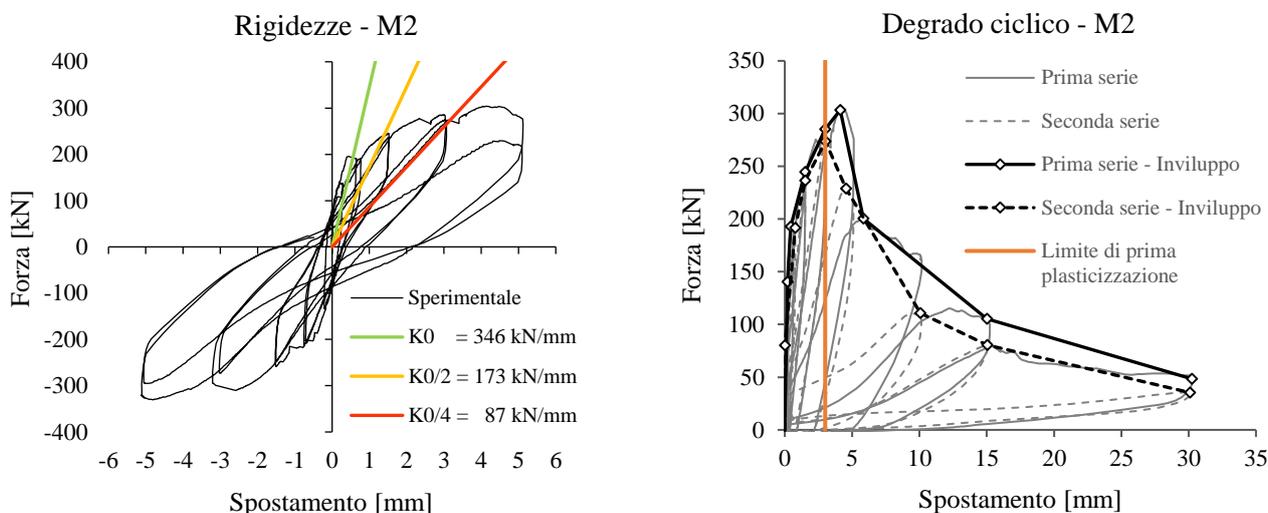


Figura 13. Degrado di rigidezza e resistenza in cicli successivi

## Conclusioni

Nel presente lavoro sono stati illustrati i risultati di una campagna di prove sperimentali realizzate su campioni a scala reale per valutare il comportamento di un sistema di retrofit integrato per il miglioramento sismico ed energetico di edifici esistenti. È stato possibile valutare qualitativamente l'efficacia del sistema di connessione scelto per il collegamento con la struttura di supporto. Infatti, si è riscontrato che i connettori metallici impiegati, installati solo a livello del cordolo sommitale, hanno assolto alla loro funzione e non si sono riscontrati scorrimenti tra la struttura di supporto e il sistema di rinforzo.

I campioni hanno dimostrato un comportamento non dissipativo ed una marcata riduzione della rigidezza secante nella fase successiva al picco di resistenza. In sede di progetto, il sistema di rinforzo proposto deve essere considerato come sistema sismo-resistente non dissipativo, secondo la classificazione proposta al §7.2.2 della norma NTC18. Tuttavia, per tale categoria di strutture, la norma consente di utilizzare un valore del fattore di comportamento  $q$  maggiore di 1 fino ad un massimo pari a 1.5.

Grazie alle due campagne di prove sperimentali condotte su campioni con diverse tipologie di strutture di supporto è stato possibile valutare direttamente l'applicabilità del Geniale Cappotto Sismico Ecosism® a sia ad edifici a telaio in c.a. che ad edifici in muratura. Il sistema risulta efficace per entrambe le tipologie conferendo una maggiore sicurezza agli edifici oggetto di intervento.

## Riferimenti bibliografici

- [1] Bradley PE, Kohler N. Methodology for the survival analysis of urban building stocks. *Build Res Inf* 2007;35:529–42. doi:10.1080/09613210701266939.
- [2] Thomsen A, Van der Flier K. Obsolescence and the end of life phase of buildings. *Manag Innov a Sustain Built Enviroment; MISBE 2011, (June 20-23) CIB Int Conf Amsterdam 2011.*
- [3] Boeri A, Gabrielli L, Longo D. Evaluation and feasibility study of retrofitting interventions on social housing in Italy. *Procedia Eng* 2011;21:1161–8. doi:10.1016/j.proeng.2011.11.2125.
- [4] Ministero delle infrastrutture e dei trasporti. Decreto Ministeriale 17/01/2018. Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni.” *Gazz Uff* 2018.
- [5] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Linee guida per sistemi costruttivi a pannelli portanti basati sull'impiego di blocchi cassero e calcestruzzo debolmente armato gettato in opera 2011:1–21.