



*Centro Internazionale di
Aggiornamento Sperimentale – Scientifico*

SEMINARIO SUL TEMA
“EVOLUZIONE NELLA SPERIMENTAZIONE
PER LE COSTRUZIONI”

Ing. Pietro Crespi e Ing. Flavio Pizzamiglio – Politecnico di Milano - CIS-E
“Lo sviluppo di nuove malte duttili per il rinforzo strutturale in zona sismica”



LO SVILUPPO DI NUOVE MALTE DUTTILI PER IL RINFORZO STRUTTURALE IN ZONA SISMICA

Pietro Crespi^{*}, Amedeo Gregori^{**}, Flavio Pizzamiglio^{***}

^{*} Politecnico di Milano, Dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito, Piazza Leonardo da Vinci 32, 20133 Milano, Italy

^{**} Università degli Studi dell'Aquila, Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile-Architettura ed Ambientale, Via Giovanni Gronchi 18, 67100 L'Aquila, Italy

^{***} Consorzio CIS-E, Piazza Leonardo da Vinci 32, 20133 Milano, Italy

Sommario.

Le costruzioni in muratura sono molto diffuse, particolarmente nei centri storici delle città, in quanto questa tecnica costruttiva è stata ampiamente impiegata nel passato. Per via della scarsa qualità dei materiali impiegati nella loro edificazione, queste costruzioni hanno mostrato, in alcuni casi, forti limitazioni nella possibilità di far fronte alle azioni sismiche.

La possibilità di migliorare significativamente le prestazioni di tali costruzioni a fronte delle nuove azioni sismiche di progetto, salvaguardando quindi il patrimonio costruito, ha accresciuto, da diverso tempo, l'interesse nella formulazione di varie tecniche di consolidamento delle murature.

In quest'ottica, in quanto segue, si vogliono riportare alcuni risultati di un progetto di ricerca volto allo sviluppo di nuovi prodotti, e delle relative modalità di messa in opera, al fine di migliorare le prestazioni della muratura storica, non solo in termini di resistenza ma anche di duttilità. Le varie tecniche di intervento considerate verranno applicate ad alcuni provini di muratura storica artificiali, costruiti in modo da riprodurre le stesse caratteristiche delle murature originali e successivamente provati in laboratorio in condizioni di contemporanea applicazione di azioni di taglio e compressione. Le tecniche di consolidamento indagate verranno poi comparate tra loro sulla base dei risultati ottenuti nelle prove di laboratorio.

Infine, verranno presentati i risultati di una prova di compressione diagonale in sito, condotta in controllo di spostamento, come possibilità di indagine del comportamento post-picco di murature storiche.

1 INTRODUZIONE

Il problema della riqualificazione sismica degli edifici in muratura è di notevole attualità in quanto molti dei centri storici delle città europee sono edificati con questa tecnica costruttiva.

Dal punto di vista della morfologia è possibile individuare alcune caratteristiche comuni a tutte le opere in muratura. Queste sono: l'irregolarità della geometria, l'eterogeneità della composizione, la tipologia degli inerti (che normalmente è pietra di cava o di fiume, oppure laterizio). Molto interessante per chi si occupa d'interventi di riqualificazione sismica è inoltre la bassa qualità che si riscontra comunemente nella malta (specialmente in edifici storici), associata ad una scarsa adesione di questa con la pietra o il laterizio. A complicare il problema si aggiunge il fatto che spesso la geometria e la conformazione della muratura non sono immediatamente deducibili dall'osservazione della tessitura muraria. Infatti, è noto come ad una regolarità della tessitura muraria riscontrabile sulle facce esterne non sempre corrisponde a una altrettanto chiara regolarità delle zone più interne dei paramenti murari [1].

Tra le tipologie murarie più frequenti vi sono quelle composte da uno, due o tre paramenti; la loro conformazione interna può essere compresa solo eseguendo carotaggi, endoscopie o altre tipologie d'indagine profonda nel maschio murario.

2 STATO DELL'ARTE

Le tecniche di intervento per la riqualificazione e il restauro delle strutture storiche in muratura, proposte nella letteratura tecnica e scientifica più recente [2], sono principalmente: sostituzione, iniezione, utilizzo di intonaci armati, ristilatura dei giunti di allettamento, uso di tiranti trasversali, messa in opera di tessuti fibrorinforzati. Naturalmente, il controllo della compatibilità con il manufatto esistente, oltre che la fattibilità tecnica, rappresentano prerequisiti imprescindibili per ogni tipologia di intervento. Al fine di formulare e/o validare ipotesi di intervento e di caratterizzare la risposta sismica di paramenti murari sono stati condotti diversi studi di natura sperimentale [2, 3, 4, 5] volti a comprendere al meglio le caratteristiche fisiche, chimiche e meccaniche del problema.

In particolare, il programma sperimentale riportato in [2] ha previsto la realizzazione di 17 campioni di prova, ottenuti dal taglio con sega a filo diamantato di un muro a tre paramenti appositamente costruito. Sui campioni così ricavati sono state eseguite delle prove di compressione sia prima che dopo gli interventi di consolidamento (sia a 30 giorni dalla realizzazione del paramento che a 30 giorni dall'esecuzione dei diversi consolidamenti). Soltanto uno dei 17 muretti è stato sottoposto a prova senza alcun intervento di consolidamento, costituendo quindi il riferimento per la valutazione dell'indice del grado di miglioramento ottenibile con gli interventi.

Durante le prove sono stati monitorati i quadri fessurativi su tutte le facce dei campioni. I risultati ottenuti dalle prove hanno messo in evidenza alcuni aspetti interessanti relativamente al comportamento a compressione delle murature a tre paramenti: sia per i muri originari che per quelli consolidati si è evidenziato come la fessurazione sulle facce si sia manifestata con la comparsa di lesioni verticali o sub-verticali che inizialmente seguono il contorno delle pietre per poi interessare le pietre stesse, mentre, nelle sezioni trasversali, si è osservato il progressivo allontanamento dei

paramenti (sfogliazione dei paramenti). Il confronto del quadro fessurativo prima e dopo il consolidamento ha permesso di rilevare, a parità di carico, una drastica riduzione del danneggiamento per i muri consolidati.

Nel campione non consolidato il livello di carico a cui sono comparse le prime fessure verticali significative nella prova a 60 gg dalla costruzione è stato pari a 1,63 MPa, in termini di resistenza a compressione, per un modulo di elasticità compreso tra 177 MPa e 1154 MPa, valori assolutamente comparabili con quanto riportato in letteratura per le murature storiche. Al termine della prova si sono registrate elevate deformazioni trasversali del campione (fino al 19,6%) a dimostrazione che il meccanismo di collasso prevalente nel caso di muri a tre paramenti è quello di sfogliazione. I valori delle proprietà meccaniche ottenute con una o più tecniche di intervento sui restanti muretti sono comparati col campione di riferimento nella Tab. 1.

| Tecnica di consolidamento | Resistenza a compressione | Modulo di elasticità | |
|--|---------------------------|----------------------|-----------------|
| | f_b [MPa] | E_{min} [MPa] | E_{max} [MPa] |
| Nessuna | 1,63 | 177 | 1154 |
| Iniezione di malta | 2,39 | 1223 | 3992 |
| Ristilatura dei giunti di allettamento | 1,17 | 395 | 1781 |
| Inserimento di tiranti | 1,46 | 474 | 1789 |
| Ristilatura, iniezioni e inserimento dei tiranti | 3,06 | 1336 | 1772 |

Tabella 1 : Caratteristiche meccaniche ottenute con diverse tecniche di consolidamento [2]

Una possibile interpretazione di questo risultato sta nel fatto che il punto debole dei provini a tre paramenti è il nucleo, sul quale non si registrano in alcun modo dei miglioramenti né dovuti alla ristilatura dei giunti né alla messa in opera di tiranti. Il grado di miglioramento massimo si raggiunge con l'intervento combinato iniezione-ristolatura-applicazione di tiranti.

Un aspetto importante è inoltre che i muri preconsolidati manifestano una deformazione verticale a carico massimo superiore rispetto al caso non consolidato, denotando una maggiore capacità di deformazione in campo plastico. Il decremento di deformazione trasversale a carico massimo è invece pari al 7-16% nel caso delle iniezioni, mentre sale al 40-58% nel caso dei muri tirantati grazie all'effetto di contenimento degli spostamenti relativi tra i paramenti. Da ciò si constata l'effetto positivo sulla deformabilità, in generale, e sulla sfogliazione dei paramenti, in particolare, della muratura compressa, ottenuto sia grazie alle iniezioni che ai tiranti.

3 MALTE RINFORZATE CON FIBRE

L'ipotesi alla base del programma di ricerca qui descritto è che il miglioramento del comportamento sismico degli edifici in muratura possa passare attraverso l'aumento della dissipazione di energia, cioè attraverso l'incremento della duttilità della muratura. Per questo motivo si è ipotizzato di poter raggiungere questo obiettivo mediante l'impiego di un betoncino da ripristino rinforzato con fibre d'acciaio in modo da garantire una maggiore stabilità della curva di carico in fase post-picco e, nello stesso tempo, il contenimento della perdita di resistenza.

La scelta del materiale delle fibre è ricaduta su un acciaio inossidabile 304L caratterizzato da bassa tensione di snervamento ($f_{yk} = 371$ MPa), elevata resistenza a rottura ($f_{uk} = 721$ MPa) ed elevata deformazione ultima ($A_{100} = 40\%$). Tale scelta è stata

dettata non solo dall'insensibilità alla corrosione (che potrebbe pregiudicare l'aspetto estetico degli interventi), ma soprattutto dalla maggiore possibilità di dissipare energia, in condizioni di sollecitazione ciclica, dell'acciaio inossidabile rispetto ai tradizionali acciai al carbonio.

Primariamente si è cercato di selezionare la migliore geometria della fibra ai fini del trasferimento della forza di trazione tra i due lembi della fessura. Si sono considerate quattro forme di fibra (elencate in Tab. 2), con tre possibili diametri della fibra (0,65, 1.0 e 1.5 mm), installate per metà lunghezza (10 mm) in campioni di betoncino (Fig. 1) di resistenza 30 MPa o 80 MPa. Il criterio di selezione della fibra è quello della maggiore dissipazione (area sottesa dalla curva di carico in Fig. 2) in fase di sfilamento dal betoncino, mediante l'esecuzione di prove di pull-out, in controllo di spostamento, della singola fibra dal supporto, fino a completo sfilamento.

Sono state eseguite 68 prove di pull-out di singole fibre con diverse combinazioni di forma, dimensioni e classe del betoncino [6].

| Forma fibra | Sinusoidale | Uncino (90°) | Uncino (180°) | T |
|--|-------------|--------------|---------------|---------|
| Diametro [mm] | 0,65 | 0,65 | 0,65 | 0,65 |
| Lunghezza [mm] | 20 | 20 | 20 | 20 |
| Sviluppo [mm] | 28 | 32 | 38 | 44 |
| Energia dissipata [kJ/m ²] | 4255,30 | 1954,55 | 4122,82 | 5995,40 |

Tabella 2 : Tipologia e caratteristiche delle fibre testate



Figura 1 : Provino con fibra per prova di pull-out e fibre dopo l'estrazione

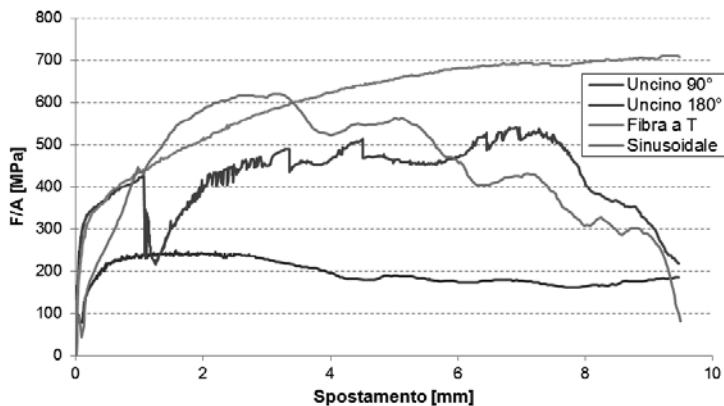


Figura 2 : Confronto tra alcune prove di pull-out delle diverse tipologie di fibra

Dai risultati delle prove appena riportate, appare chiaro come la migliore geometria, sia dal punto di vista della regolarità del comportamento che della quantità d'energia dissipata, sia quella con forma a T seguita dalla fibra di forma sinusoidale.

Tuttavia, la scelta della fibra a T risulta molto meno economica in quanto per ottenere una fibra di lunghezza 20 mm occorre un segmento di trafilato lungo 44 mm, mentre per la fibra sinusoidale bastano 28 mm. La fibra a T, nella configurazione attuale, presenta inoltre delle difficoltà in fase di miscelazione. Si stanno valutando possibili alternative della forma terminale della T che eliminino questo problema. Pertanto, si è scelto di impiegare, nel conglomerato da ripristino strutturale, le fibre di acciaio inossidabile del diametro di 0,65 mm stampate a freddo in forma di fibra sinusoidale di lunghezza 20 mm e conseguente rapporto di forma (l/d) 30,77.

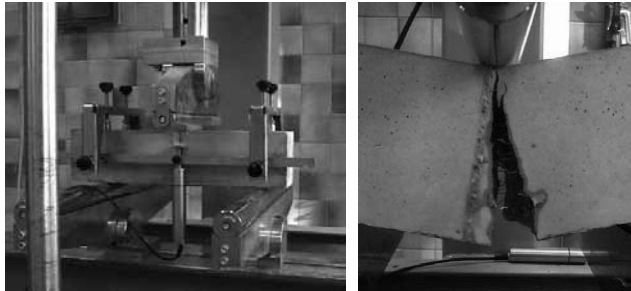


Figura 3 : Prova di flessione su tre punti (sx) e dettaglio provino a rottura (dx)

Per verificare la duttilità e il comportamento post-picco del betoncino fibrorinforzato così formulato si sono realizzati 4 provini prismatici con un dosaggio di fibre pari a 30 kg/m³. Questi provini sono stati sottoposti a prova di flessione su tre punti standard (Fig. 3) mediante macchina di prova servo-idraulica in controllo di spostamento con velocità costante pari a 0,1 mm. I risultati delle prove vengono sintetizzati, in termini di massima tensione indotta dalla flessione f_{cf} , in Fig. 4. Si può notare una naturale variabilità dei risultati associabile alla diversa dispersione delle fibre nei campioni (Fig. 5). Dal grafico si può notare come, alla rottura fragile, segua un tratto plastico a tensione costante associabile al contributo della resistenza a trazione delle fibre che attraversano la fessura che si forma al centro del provino [7].

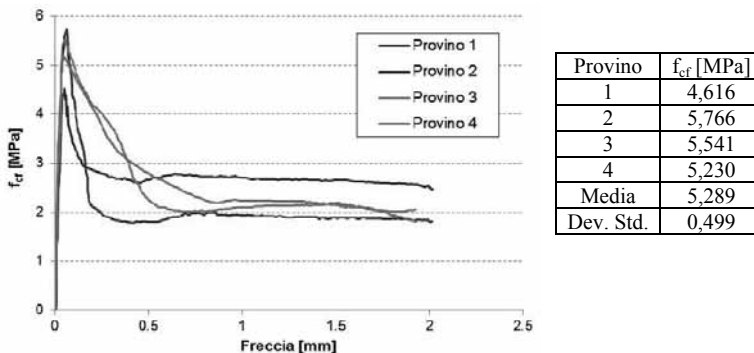


Figura 4 : Curve carico-freccia nelle prove di flessione e sintesi dei risultati



Figura 5 : Particolare provini con dettaglio della distribuzione delle fibre nella sezione di rottura

4 METODOLOGIA D'INTERVENTO INDAGATA

4.1 Il caso Aquilano

In seguito al sisma che ha colpito L'Aquila il 6 aprile 2009, molti edifici in muratura hanno subito danni, mettendo chiaramente in evidenza la loro inadeguatezza a resistere ad eventi sismici. Dal punto di vista costruttivo, il centro storico di L'Aquila è costituito quasi esclusivamente da edifici in muratura, per la maggior parte ricostruiti dopo il terribile terremoto del 1703.

Tra le tipologie di danneggiamenti più comuni nel caso aquilano possiamo citare: un generale scollamento dei paramenti murari esterni (facciate frontali o laterali) dovuto principalmente allo scarso ammassamento dei paramenti interni perpendicolari ai primi, la mancata coerenza degli stipiti per aperture realizzate spesso in epoca successiva alla costruzione dell'edificio, lo scollamento dei paramenti murari in corrispondenza della richiusura di bocche di camino o cavedi, realizzati senza un'opportuna operazione di cuci-scuci, lo scollamento delle volte dalle pareti su cui poggiano dovuto ad ammassamenti inadeguati con le pareti di sostegno.

Dal punto di vista della composizione muraria, la muratura aquilana (il cosiddetto "apparato aquilano") ha una caratteristica distintiva molto marcata [8, 9, 10]. Essa ha frequentemente una struttura a sacco con due paramenti esterni di circa 15 cm di spessore ed uno strato interno di circa 40 cm costituito da materiale di riempimento in pietra e mattoni. Il diametro del pietrame non è mai superiore ai 15 cm e risulta legato con malta di calce. In particolare è stata assunta, quale caso studio, la muratura di Palazzo Camponeschi, oggetto di alcuni crolli localizzati in seguito al terremoto del 2009 [11]. Si tratta, in questo caso, di una muratura caotica realizzata con elementi lapidei (di tipo locale) non regolari del diametro medio di circa 10 cm, con interposta malta povera di terra e calce caratterizzata da scarse prestazioni meccaniche e disposta secondo giunti molto irregolari sia in direzione orizzontale che verticale (Fig. 6).

La scarsa qualità delle malte leganti (che hanno la caratteristica di essere ricche di sabbia) è un dato che accomuna tutte le situazioni in cui si sono verificati danneggiamenti. Questo dato è stato osservato non solo nelle murature più antiche, dove è lecito attendersi un decadimento delle caratteristiche della malta, ma anche in quelle più recenti. Al contrario, la qualità e la resistenza a compressione della pietra è molto elevata, trattandosi in genere di arenarie molto compatte.



Figura 6 : Il cosiddetto “apparato aquilano”, la tipica tessitura muraria del centro storico di L’Aquila

4.2 Tecnica di intervento selezionata

La tecnica di intervento selezionata per il miglioramento sismico degli edifici in muratura, in particolare del caso studio, prevede l’iniezione di malta a base di calce, priva di cemento, all’interno della muratura prestando particolare attenzione al paramento centrale. Si prevede inoltre la contemporanea sostituzione dell’intonaco sulle facce esterne con un betoncino fibrorinforzato, utilizzato anche per la ristilatura profonda dei giunti ove la malta di allettamento risulta degradata.

L’obiettivo che si prevede di raggiungere coniugando queste diverse tecniche (vedi paragrafo 2) è di aumentare il più possibile la duttilità della struttura controllandone il comportamento post-picco del materiale. Per questo motivo si è scelto di impiegare il betoncino con fibre in acciaio inossidabile di diametro 0,65 mm e lunghezza 20 mm, già indagato nel paragrafo 3, da sagomare opportunamente in modo da garantire un’accentuata dissipazione di energia durante lo sfilamento. L’effettiva prestazionalità di questa tipologia d’intervento verrà verificata mediante l’esecuzione di prove di taglio-compressione su campioni costruiti in tipica muratura aquilana, sia in configurazione precedente che successiva al consolidamento.

4.3 Posa in opera dei prodotti

La prima operazione da eseguire in caso di consolidamento di un muro è rappresentata dalla preparazione del paramento murario, ottenuta eliminando l’intonaco dalle facce interne ed esterne del muro e procedendo con l’accurata sabbiatura o idrosabbiatura, ivi compresa la depolverizzazione (mediante aria compressa) delle superfici risultanti. Seguirà l’eventuale bonifica delle aree interessate da manifestazioni saline, ove presenti, mediante applicazione di una specifica soluzione detergente, disincrostante ed antisalina.

La posa in opera del betoncino da ripristino rinforzato con fibre può avvenire sia per colaggio dall’alto che per pompaggio dal basso con riempimento per risalita. Nel primo caso la messa in opera dovrà avvenire mediante il solo carico idrostatico all’interno di casseri aperti in sommità in modo da favorire la permeazione del betoncino all’interno dei giunti di allettamento precedentemente liberati dalla vecchia malta. La seconda

modalità prevede che il betoncino possa essere posto in opera mediante pompaggio in risalita con iniezione nel cassero dal basso.

Per quanto riguarda infine l'iniezione del legante nella muratura preparata, questa potrà avvenire previa stuccatura e sigillatura di tutte le fessure, sconnessioni e piccole fratture dei conci di pietra e dei giunti di malta al fine di ottenere un volume murario perfettamente chiuso su entrambe le facce, capace di trattenere la malta da iniezione. Tale obiettivo può essere raggiunto anche con un intonaco al grezzo coprente le intere facce esterne delle pareti.

I fori per le iniezioni dovranno eseguirsi mediante strumento a sola rotazione, perpendicolarmente al piano del muro o con inclinazione di 10° verso il basso in modo da facilitare l'introduzione della miscela. I fori dovranno essere praticati preferibilmente in corrispondenza dei giunti di malta. In generale è da preferire un numero elevato di fori di piccole dimensioni, piuttosto che un numero esiguo di fori di grosso diametro (indicativamente $8\div 10$ fori $\varnothing 16\div 24$ mm a m^2). I tubicini di iniezione saranno introdotti nei fori per una profondità variabile, tra $1/3$ ed $1/2$ dello spessore del muro, nel caso si decida di trattare la muratura su entrambi i lati, tra $2/3$ ed $3/4$ dello spessore nel caso si intervenga su un solo lato.

La fase d'iniezione della miscela legante deve necessariamente essere preceduta dall'iniezione d'acqua al fine di verificare la presenza di un circuito di permeazione, l'eventuale presenza di crepe e di fessure che provocherebbero la fuoriuscita del prodotto iniettato ed il volume di materiale iniettabile. L'iniezione vera e propria di materiale legante dovrà essere eseguita preferibilmente a bassa pressione ($1,5\div 2$ atm) in modo da evitare la formazione di sovrappressioni interne che potrebbero provocare stati di coazione con i paramenti esterni. L'operazione deve proseguire attraverso lo stesso punto d'iniezione sino alla fuoriuscita della miscela attraverso i tubi adiacenti, procedendo per file orizzontali, evitando di iniettare al livello di tubi superiori se non sono stati colmati tutti i tubi al livello sottostante.

5 PROVE DI TAGLIO-COMPRESSIONE SU PANNELLI MURARI

5.1 Preparazione dei campioni

Al fine di indagare l'efficacia delle tecniche di consolidamento si sono realizzati 13 campioni di muratura, di dimensioni $50\times 50\times 30$ cm, rappresentativi della muratura riscontrata nel caso studio di Palazzo Camponeschi, il tipico apparato aquilano descritto nel paragrafo 4.1. Le indagini condotte in sito sui muri di Palazzo Camponeschi avevano evidenziato la presenza di malta di qualità molto scadente (resistenza a compressione < 2 MPa). Nella realizzazione dei muretti si è quindi impiegata una malta composta da 1 parte di calce con $2\div 3$ parti di sabbia spigolosa con frazione argillosa, impastata con acqua fino alla consistenza di terra umida.

Trascorsi 30 gg, in modo da consentire l'indurimento della malta anche all'interno del campione, il primo muretto è stato sottoposto a prova di compressione per la caratterizzazione della muratura così come in opera. La prova di compressione è stata condotta in controllo di spostamento mediante un martinetto idraulico opportunamente contrastato. Il carico di rottura, misurato da una cella di carico interposta tra martinetto e campione, è stato di circa 90 kN (cui corrisponde una resistenza a compressione di circa 0,6 MPa).

Successivamente, i muretti sono stati sottoposti a pulizia e stilatura dei giunti tra gli elementi in pietra e quindi all'iniezione nel volume della muratura, mediante 4 fori non passanti, di una malta appositamente studiata dai laboratori Italcementi, secondo le modalità descritte nel paragrafo 4.3. Otto dei 12 campioni disponibili sono stati inoltre rinforzati anche per placcaggio esterno, applicando vari materiali e tecniche sulle facce principali dei muretti (quelle da 50×50 cm), secondo quanto riportato in Tabella 3.

| N° | Rinforzo interno | Rinforzo esterno | Dimensioni effettive [mm] | | |
|----|-----------------------------|-------------------------------|---------------------------|-----------|---------|
| | | | Spessore | Lunghezza | Altezza |
| I1 | Iniezione malta Italcementi | - | 300 | 500 | 500 |
| I2 | Iniezione malta Italcementi | - | 270 | 500 | 520 |
| I3 | Iniezione malta Italcementi | - | 310 | 550 | 560 |
| R1 | Iniezione malta Italcementi | Rete FIDSTEEL 3X2-G12 | 320 | 540 | 545 |
| R2 | Iniezione malta Italcementi | Rete FIDSTEEL 3X2-G12 | 320 | 535 | 505 |
| R3 | Iniezione malta Italcementi | Rete FIDSTEEL 3X2-G4 | 350 | 560 | 556 |
| R4 | Iniezione malta Italcementi | Rete FIDSTEEL 3X2-G4 | 330 | 540 | 500 |
| R5 | Iniezione malta Italcementi | Rete FIDBASALT GRID 300 C95 | 340 | 530 | 500 |
| R6 | Iniezione malta Italcementi | Rete FIDBASALT GRID 300 C95 | 340 | 550 | 535 |
| F1 | Iniezione malta Italcementi | Intonaco con fibre in acciaio | 355 | 550 | 530 |
| F2 | Iniezione malta Italcementi | Intonaco con fibre in acciaio | 380 | 580 | 530 |
| F3 | Iniezione malta Italcementi | Intonaco con fibre plastiche | 380 | 560 | 545 |

Tabella 3 : Quadro dei campioni preparati e relative tecniche di rinforzo

Sei dei 12 campioni disponibili (da R1 a R6), già consolidati per iniezione, sono stati rinforzati applicando su entrambe le facce principali (50×50 cm) delle reti di rinforzo di tre tipi: un telo di fibre continue di acciaio ad altissima resistenza del tipo FIDSTEEL 3X2 HARDWARE a maglia fitta (tipo G12) o rada (tipo G4) o un telo di fibre di basalto tipo FIDBASALT GRID 300 C95.

La rete FIDSTEEL 3X2 HARDWARE è formata da micro trefoli di acciaio ad altissima resistenza ($f_{uk} = 2939$ MPa) zinco galvanizzati. Ciascun trefolo 3X2 è realizzato unendo tra loro 5 filamenti (di sezione $0,1076$ mm² l'uno), di cui 3 sono mantenuti rettilinei e 2 sono avvolti ai precedenti con un elevato angolo di avvolgimento, assicurando eccellenti proprietà meccaniche e migliorando l'aderenza con la matrice impregnante impiegata. I trefoli sono stesi paralleli su una rete in fibra di vetro non strutturale sulla quale sono termosaldati e che facilita la posa in opera del telo. La Figura 7 riporta un dettaglio delle tre tipologie di rete considerate.

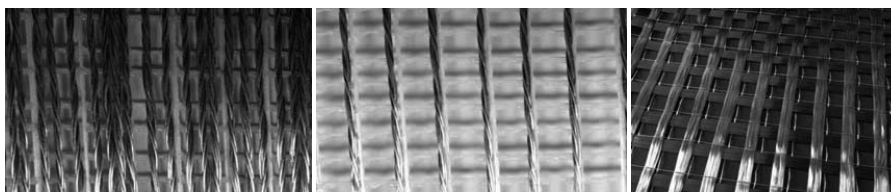


Figura 7 : Dettaglio reti: FIDSTEEL G12 (sinistra), FIDSTEEL G4 (centro) e FIDBASALT (destra)

Per quanto riguarda la rete in fibra di basalto, essa è prodotta dalla fusione e successiva filatura di rocce di basalto ed è termosaldata mediante un filato in poliestere per evitarne lo sfilacciamento e al fine di garantirne stabilità e facilità di posa in cantiere.

Per tutti e tre i tipi di rete, la placcatura dei campioni di muratura è avvenuta disponendo il telo in modo che l'orientamento delle maglie risultasse parallelo ai lati del campione. Il telo può essere impregnato, per fissarlo al substrato, con diverse tipologie di matrici, sia di tipo organico che inorganico, quali resine epossidiche, malte di calce idraulica naturale, pozzolanica o cementizia. Nel caso in esame, il telo è stato utilizzato in combinazione con malta pronta strutturale, reoplastica, antiritiro, ad alta resistenza meccanica, di calce idraulica naturale ed inerti selezionati del tipo TD13K.

L'applicazione del rinforzo è avvenuta secondo le indicazioni tecniche del produttore, procedendo secondo il seguente ordine: stesura di una prima mano di malta, stesura del telo di rinforzo su substrato fresco, rasatura con seconda mano di malta. Lo spessore nominale del rinforzo così realizzato è stato di circa 2,5 cm per lato. Il rinforzo non è stato esteso alle superfici laterali del campione nel suo spessore, né sono state predisposte spillature passanti in grado di connettere le placcature realizzate sulle facce opposte del pannello murario onde evitare di compromettere l'integrità dei campioni durante la realizzazione dei fori passanti.

Tre dei 12 campioni (da F1 a F3) disponibili, già consolidati per iniezione, sono stati rinforzati applicando su entrambe le facce principali (50×50 cm) un intonaco costituito da betoncino autocompattante a base di cemento ed avente in sospensione le fibre in acciaio inossidabile descritte nel paragrafo 3 (F1 e F2) o delle fibre plastiche (F3). L'esecuzione del rinforzo dei campioni con il betoncino è avvenuta per "capsulaggio", utilizzando casseri a tenuta preventivamente realizzati attorno ai campioni, in modo che le loro pareti rimanessero alla distanza di circa 3 cm dalle facce principali (50×50 cm) e fossero più aderenti alle facce laterali minori (30×50 cm). Il betoncino autocompattante fibroso è stato quindi versato nell'intercapedine tra il cassero e la muratura realizzando, così, due pareti in betoncino affiancate al campione da entrambi i suoi lati. La completa maturazione del betoncino fibroso è avvenuta all'interno dei casseri, che sono stati rimossi al momento dell'esecuzione delle prove.

5.2 Attrezzatura di prova

Lo scopo del presente studio è stato quello di valutare le diverse tecniche di rinforzo precedentemente descritte, nelle condizioni di carico più rappresentative possibili dello stato tensionale indotto dall'azione sismica. Per questo motivo la scelta è caduta sulla prova di taglio-compressione in cui è possibile gestire l'applicazione dei carichi secondo due fasi distinte:

- fase 1: introduzione graduale della forza di compressione verticale fino al raggiungimento dell'azione assiale N da mantenersi costante nel prosieguo della prova;
- fase 2: applicazione, mediante un attuatore elettromeccanico a vite in controllo di spostamento con velocità costante di circa 1 mm/min, dell'azione tagliente T fino al raggiungimento della rottura del campione per scorrimento lungo due piani di scivolamento.

Per quanto riguarda l'implementazione di questo tipo di prova non esistono normative di riferimento. La norma più simile (UNI EN 1052-3 [12]) si riferisce però al caso di murature di blocchi squadrate, in cui i piani di scivolamento sono chiaramente individuabili. Nel caso in esame, data l'irregolarità geometrica della tessitura dell'apparato aquilano, si è dovuto modificare lo schema di prova riportato nella norma

come indicato in Fig. 8, ipotizzando la comparsa di piani di scivolamento irregolari indicati a linea continua sulla faccia del campione. Lo schema di prova in Fig. 8 mostra chiaramente che in fase 2 (applicazione di T) le condizioni di carico e di vincolo adottate sono tali da causare, attraverso la forza T, lo scorrimento della sola parte centrale di muratura, mentre le parti superiore ed inferiore del campione vengono trattenute dagli stessi piatti utilizzati per la trasmissione del carico assiale N.

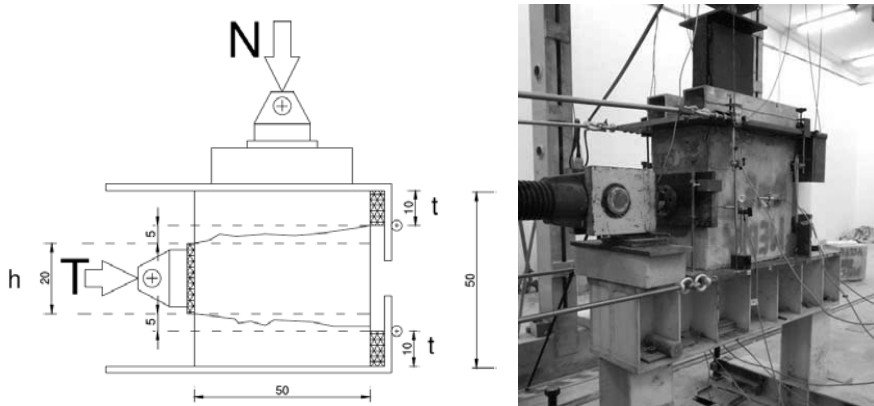


Figura 8 : Schema di prova (sinistra) e vista del telaio con provino strumentato (destra)

Nella parte di destra della Fig. 8 si può vedere il banco di prova del Laboratorio Prove Materiali e Strutture dell'Università degli Studi dell'Aquila in tutte le sue componenti, ivi compresi i trasduttori di spostamento che consentono di monitorare la deformazione del muretto. Le misure di forza vengono ottenute da delle celle di carico poste in serie ai martinetti.

Il carico assiale imposto durante la fase 2 è stato fissato approssimativamente nel range di 27÷28 kN, corrispondente a circa il 30% del carico di rottura a compressione determinato nella prova di schiacciamento del primo campione pilota in muratura “tal quale”. Si è scelto questo valore in quanto, nelle condizioni reali, lo stato di sollecitazione delle murature è spesso, in esercizio, non lontano da queste proporzioni rispetto ai valori di rottura.

5.3 Prove di taglio-compressione

Vengono ora illustrati i principali risultati delle prove di taglio-compressione condotte sui muretti variamente rinforzati [13]. Tali risultati vengono sintetizzati alla fine del paragrafo nella Tabella 4 in termini di: azione assiale applicata N, forza massima F_{max} , spostamento di picco d_{max} , forza residua F_u e spostamento ultimo d_u .

Il grafico in Fig. 9 riporta i risultati delle prove di taglio-compressione eseguite sui campioni di muratura consolidati mediante sola iniezione nel loro volume. Le tre curve mostrano un comportamento inizialmente elastico lineare dei campioni, con analoga rigidità, sino al raggiungimento del valore di taglio massimo T_{max} oltre il quale iniziano, poi, scorrimenti orizzontali significativi.

I campioni I1 e I2 mostrano valori del taglio massimo T_{max} e del taglio residuo T_u simili. Il campione I2 ha dimostrato una buona duttilità sviluppando scorrimenti rilevanti, giunti fino a circa 40 mm. La prova del campione I1 è stata interrotta per problemi tecnici, quindi nulla si può concludere relativamente alla sua duttilità.

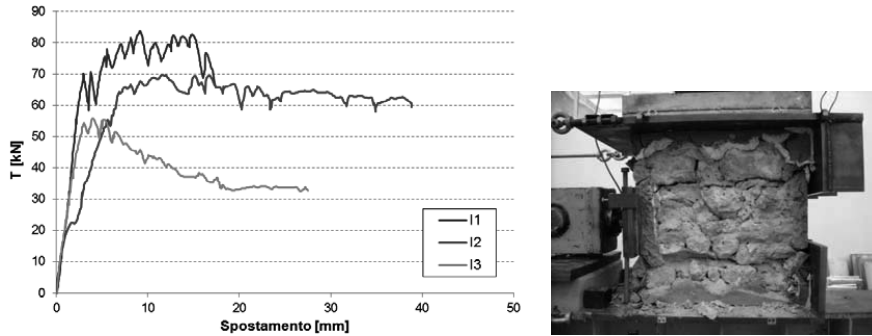


Figura 9 : Prove di taglio-compressione per campioni iniettati (sx), quadro fessurativo a collasso (dx)

Il grafico in Fig. 10 mostra i risultati di tutte le prove di taglio-compressione su muretti consolidati per iniezione e rinforzati esternamente con reti di vari tipo. Dal grafico si può osservare che tutti i campioni hanno mostrato un comportamento elastico iniziale con rigidità simile.

I valori del taglio massimo T_{max} si aggirano attorno a 130 kN per i campioni rinforzati con rete FIDSTEEL G12 (R1 e R2), a 120 kN per quelli con rete FIDSTEEL G4 (R3 e R4) e attorno a 115 kN per quelli con rete in fibra di basalto (R5 e R6). Tutti i campioni hanno poi mostrato una buona duttilità raggiungendo spostamenti di 30÷35 mm e mantenendo un taglio residuo di circa 70 kN (ad eccezione di R2 ed R5 in cui si è dovuta interrompere la prova per problemi tecnici). Tale valore della resistenza residua risulta molto simile a quello riscontrato nelle prove su muretti solamente iniettati, descritte poco sopra. Si noti che lo spostamento residuo non corrisponde alla completa rottura dei campioni, ma a una limitazione dello spostamento stesso atta a salvaguardare la strumentazione di prova.

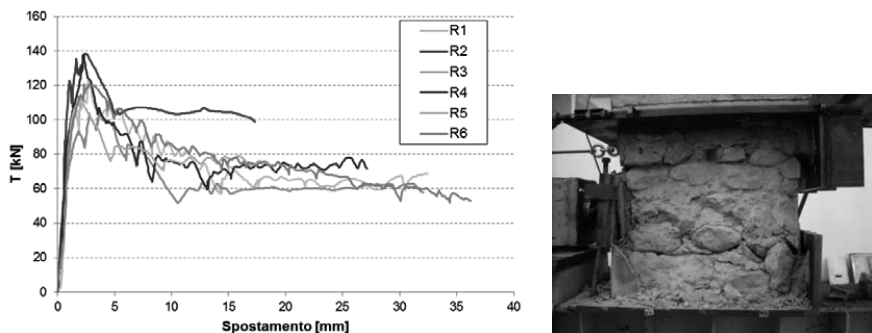


Figura 10 : Prove di taglio-compressione per campioni iniettati (sx), quadro fessurativo a collasso del campione rinforzato con rete in fibre di basalto (dx)

La successiva Fig. 11 documenta la modalità di rottura dei campioni: in tutti i casi si riscontra il distacco per delaminazione del rinforzo esterno e lo scorrimento della parte di muratura centrale dei campioni (Fig. 10 dx). A questo proposito si può osservare che il placcaggio con rete in fibra di basalto, a delaminazione avvenuta, ha trascinato con se anche porzioni significative della muratura sottostante (Fig. 11 dx), fatto possibilmente interpretabile con una maggiore adesività del rinforzo al substrato.



Figura 11 : Delaminazione dello strato superficiale rinforzato con fibre di acciaio G4 (sx), G12 (centro) e con fibre di basalto (dx)

Tutti i campioni con betoncino fibrorinforzato mostrano un comportamento quasi perfettamente elastico lineare fino al raggiungimento del massimo sforzo di taglio (Fig. 12). La resistenza di picco raggiunta dai due campioni F1 e F2 è risultata pari a circa 150 kN, mentre nel caso del campione F3 si sono raggiunti circa 190 kN. Gli scorrimenti orizzontali al picco sono stati $0,6 \div 0,8$ mm circa per i campioni F1 e F2 e circa 2 mm per F3. Ad eccezione del campione F1, in cui la prova è stata arrestata anticipatamente, anche in questo caso è possibile osservare una buona duttilità in fase post-picco, con valori residui di taglio dell'ordine di 90 kN.

È da osservare che, a differenza dei casi precedenti, i campioni con paretine di betoncino fibrorinforzato si distinguono per il significativo spessore delle placcature (circa 4 cm per lato) e per la rigidità del materiale applicato. Ciò comporta un quadro fessurativo finale caratterizzato da minori fessure di maggiore ampiezza (Fig. 12 dx), a causa della concentrazione degli scorrimenti lungo la prima fessura che si attiva.

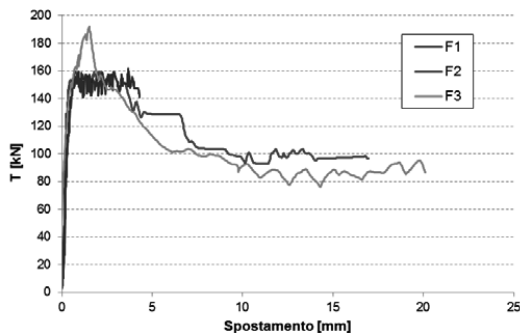


Figura 12 : Prove su campioni fibrorinforzati (sx), quadro fessurativo a collasso (dx)

L'ispezione dei campioni al termine delle prove ha evidenziato come il betoncino autocompattante utilizzato come rinforzo è effettivamente fluito negli spazi vuoti tra gli elementi lapidei, andando a costituire un tutt'uno con il nucleo interno in muratura. Va inoltre osservato che, a prova ultimata, non sono stati riscontrati forti scollamenti del rinforzo dalla muratura, indice questo della collaborazione della crosta esterna al comportamento d'insieme e della sua aderenza al supporto murario.

| N° | N [kN] | F _{max} [kN] | d _{max} [mm] | F _u [kN] | d _u [mm] |
|----|--------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| I1 | 27.0 | 83.7 | 9.2 | 65.7 | 17.4 |
| I2 | 27.0 | 69.8 | 11.7 | 59.5 | 38.8 |
| I3 | 20.0 | 55.9 | 4.1 | 32.8 | 27.5 |
| R1 | 27.0 | 123.3 | 2.7 | 68.6 | 32.5 |
| R2 | 27.0 | 138.6 | 2.5 | 99.1 | 17.3 |
| R3 | 27.0 | 104.5 | 3.7 | 57.9 | 32.0 |
| R4 | 27.0 | 137.6 | 2.3 | 71.9 | 27.1 |
| R5 | 27.0 | 109.9 | 2.2 | 73.9 | 19.6 |
| R6 | 27.0 | 120.8 | 2.3 | 52.9 | 36.2 |
| F1 | 27.0 | 159.5 | 0.8 | 96.5 | 17.0 |
| F2 | 28.5 | 161.6 | 3.7 | 141.1 | 4.3 |
| F3 | 27.0 | 191.9 | 1.5 | 86.7 | 20.1 |

Tabella 4 : Sintesi dei risultati ottenuti nelle prove di taglio-trazione

6 PROVE DI COMPRESSIONE DIAGONALE IN SITU

La prova di compressione diagonale è usualmente impiegata per determinare la rigidezza e la resistenza a taglio dei pannelli in muratura. Questa, nella versione di laboratorio, è codificata dalla norma ASTM E 519-81 [14] ed è generalmente realizzata su pannelli quadrati di dimensione 120×120 cm e spessore variabile tra 25 e 70 cm. Nella versione in situ di questa prova è usualmente previsto di isolare il pannello in muratura dalla parete circostante mediante quattro tagli realizzati con filo diamantato o sega circolare, cercando di minimizzare il danno sul pannello oggetto di prova. In queste condizioni (in situ) la prova si differenzia da quella in laboratorio perché la parte inferiore del pannello resta ammorsata alla muratura della parete. Analisi teoriche e numeriche hanno dimostrato che tale ammorsamento, almeno in fase elastica, ha influenza del tutto trascurabile sui risultati.

L'attrezzatura di prova è composta da una serie di elementi metallici (cuffie) posizionati ai due spigoli opposti di una delle diagonali del pannello e collegati tra loro mediante barre metalliche. In uno dei due spigoli sono posizionati due martinetti idraulici che agiscono sulla struttura metallica. In questo modo si realizza un sistema chiuso in cui i martinetti sollecitano il pannello lungo una diagonale. Poi, il pannello di prova viene strumentato con quattro trasduttori di spostamento disposti lungo le diagonali, su entrambe le facce, per misurare le deformazioni sotto carico.

La prova svolta in controllo di spostamento permette di cogliere il comportamento post-picco (la fase di softening fino al raggiungimento della resistenza residua) del pannello di muratura, aspetto questo molto importante se si vogliono fare delle valutazioni sulla duttilità della muratura. Ciò è consentito da un sistema di servovalvole

le quali agiscono sulla pressione del circuito oleodinamico governando così il funzionamento dei martinetti in base all'avanzamento dello stato deformativo registrato dagli estensimetri posizionati sul campione.

I dati acquisiti durante la prova dagli strumenti sono il valore del carico applicato dai martinetti P_d e i valori di variazione di lunghezza delle diagonali $\Delta D_1, \Delta D_2, \Delta D_3, \Delta D_4$ per le diverse fasi di carico. In funzione dei dati registrati è possibile calcolare i valori delle tensioni principali di trazione e di compressione. Pertanto, vale la relazione:

$$\tau = \sigma_c = 0,707 \cdot \frac{P_d}{A_n} \quad (1)$$

dove P_d è il carico di compressione applicato lungo ad una diagonale del pannello ed A_n è l'area netta della sezione trasversale. Quest'ultima è, a sua volta, definita come segue:

$$A_n = \frac{w+h}{2} \cdot t \cdot n \quad (2)$$

nel caso generale di pannello murario avente spessore t , lati disuguali w ed h e percentuale di area solida n . Nel caso di pannello quadrato di lato l , costituito da pietre naturali ($n = 1$), risulta $A_n = l \cdot t$.

La condizione di crisi si fa corrispondere al raggiungimento di una tensione di trazione pari alla resistenza della muratura f_t , ovvero $\sigma_t = f_t$, per cui si assume:

$$\tau_0 = f_t = 0,707 \cdot \frac{P_{d,max}}{A_n} \quad (3)$$

La validità di tale interpretazione potrebbe essere limitata soltanto perché la reale distribuzione di tensioni tangenziali lungo la diagonale non è propriamente uniforme, per cui lungo la diagonale opposta a quella di applicazione del carico non si genera uno sforzo di trazione identico a quello di compressione. Tuttavia, la resistenza così ottenuta, viene correntemente impiegata nel modello di resistenza puntuale proposto da Turnšek e Čačovič [15], al fine di valutare la resistenza a taglio per fessurazione diagonale di pannelli murari sollecitati anche da uno sforzo normale non nullo. L'attendibilità di tale modello è abbastanza buona, infatti anche la Circolare del Cons. Sup. LL.PP. del 2009 esplicativa del D.M. 14/01/2008 ne consiglia l'impiego.

6.1 Campioni di prova

I pannelli provati sono rappresentativi del tipico apparato aquilano, composti da pietre sbazzate, con la presenza in alcuni punti di elementi in laterizio, legati da una malta di calce. Le strutture murarie individuate ed i pannelli di prova, non presentano un livello di degrado significativo, tale da inficiare i risultati di prova. Tuttavia, a riprova di una carenza di resistenza del materiale, durante le fasi di preparazione dei campioni si sono verificati dei danneggiamenti localizzati negli spigoli dei pannelli che sono stati opportunamente ripristinati mediante l'inserimento di profili di alluminio a L di lunghezza 600 mm e larghezza ala 70 mm, ricoperti da malta cementizia in modo da consentire il corretto posizionamento in squadra delle cuffie e, conseguentemente, la corretta esecuzione della prova. In Figura 13 sono riportate le dimensioni dei pannelli di prova, posizionati su una parete di un edificio esistente, uno in condizioni attuali (Pannello A) e l'altro trattato con iniezioni di malta (Pannello B).

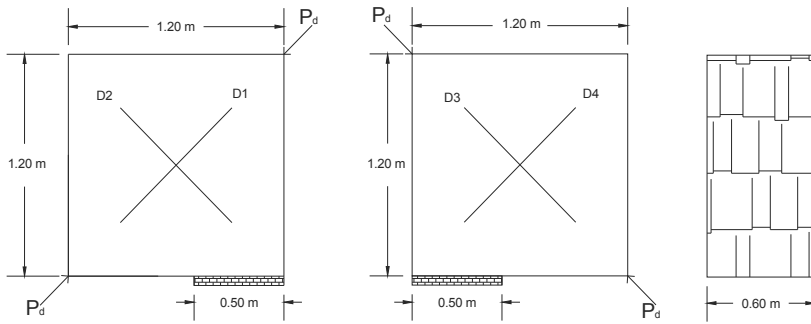


Figura 13 : Schema grafico dei pannelli di muratura testati con il posizionamento degli estensimetri.

6.2 Strumentazione e modalità di esecuzione

Il carico di prova è stato generato da due martinetti idraulici azionati da una pompa e da un sistema di servo-valvole controllate elettricamente. Per il controllo di spostamento è stato impiegato un amplificatore operazionale che permette di acquisire due segnali, i quali esprimono lo spostamento misurato in corrispondenza delle due facce del provino, facendone la media.

I martinetti per l'imposizione del carico sono stati montati alle estremità delle due cuffie in acciaio che hanno il compito di trasferire il carico alla muratura (Fig. 14). Questi due elementi metallici sono stati progettati seguendo le indicazioni proposte dall'ASTM per avere un'elevata rigidità, un peso ridotto ed un ingombro minimo in modo da non danneggiare la muratura oggetto di prova prima della prova stessa. Nel corso della prova sono state eseguite le misurazioni del carico P_d applicato in diagonale, degli allungamenti e degli accorciamenti delle basi di deformazione $D1$, $D2$, $D3$, $D4$.

Il sistema di acquisizione adottato si compone dei seguenti elementi:

- n° 2 martinetti idraulici da 10 t e relative celle di carico disposte in serie;
- n° 4 trasduttori di spostamento con corsa 150 mm per il monitoraggio delle fessure;
- n° 1 unità di amplificazione e controllo per gestione segnali.



Figura 14 : Il pannello strumentato durante la prova

6.3 Risultati di prova

Come si può notare dai diagrammi carico diagonale–spostamento riportati in Figura 15, il collasso a taglio è avvenuto per un valore di carico pari a circa 156 kN (Prova B) nel caso del pannello murario post–intervento. Diversamente, per il pannello esistente ante–intervento il collasso si è verificato per un carico di 58 kN (Prova A).

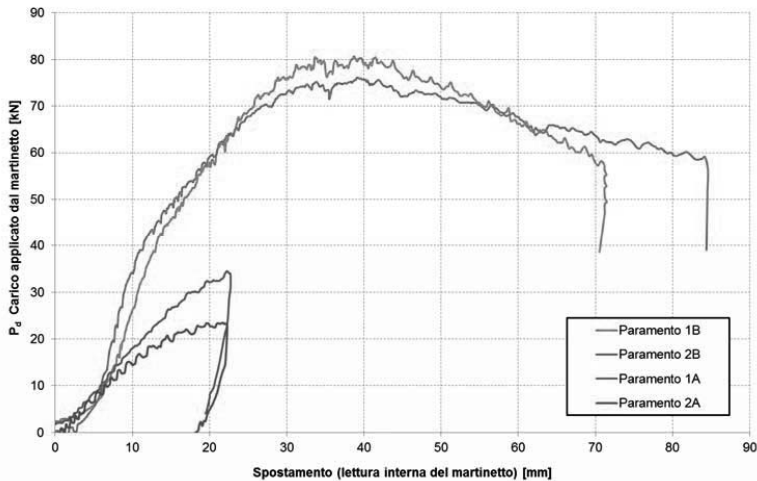


Figura 15 : Confronto tra i diagrammi Carico diagonale-Spostamento delle due prove.

Dai grafici carico–spostamento della prova A (muratura ante–intervento), si può notare una forte differenza di comportamento sullo stesso pannello tra i paramenti 1A e 2A (ossia i due paramenti esterni della muratura a sacco). In questo caso si ha che il paramento 1A resiste molto meglio del 2A, in ragione di un migliore ingranamento tra i blocchi di pietra. Questo ha comportato un avanzamento dissimetrico della prova ed un collasso anche per delaminazione dei paramenti.

| PARAMETRO | VALORE REGISTRATO | |
|--|-------------------|----|
| Carico diagonale di picco paramento 1A | 34,43 | kN |
| Spostamento di picco paramento 1A | 22,12 | mm |
| Carico diagonale di picco paramento 2A | 23,45 | kN |
| Spostamento di picco paramento 2A | 21,76 | mm |
| Carico diagonale di picco paramento 1B | 80,36 | kN |
| Spostamento di picco paramento 1B | 38,71 | mm |
| Carico diagonale di picco paramento 2B | 76,04 | kN |
| Spostamento di picco paramento 2B | 38,87 | mm |

Tabella 5 : Risultati delle prove di compressione diagonale.

Diversamente, per quanto riguarda la prova B, relativa al pannello di muratura post–intervento, si può notare come sia il paramento 1B che il 2B presentano caratteristiche molto simili. In ragione di ciò, sotto carichi pressoché uguali si presentano deformazioni che non si discostano di molto tra di loro. Inoltre, è possibile anche notare che, per carichi di circa 40 kN, il pannello 1B si comporta meglio nel paramento 2B.

Occorre precisare che il valore della forza applicata e, conseguentemente, dello sforzo di taglio agente sul pannello oggetto della prova sono determinabili come somma delle due componenti agenti sui singoli paramenti, considerati di spessore pari a metà del pannello. In Tabella 5 e Tabella 6 sono riportati i risultati delle due prove descritte.

| PARAMETRO | VALORE REGISTRATO | |
|--------------------------------------|-------------------|-----|
| Carico diagonale totale – pannello A | 57,9 | kN |
| Sforzo di taglio totale – pannello A | 0,057 | MPa |
| Carico diagonale totale – pannello B | 156,4 | kN |
| Sforzo di taglio totale – pannello B | 0,15 | MPa |

Tabella 6 : Risultati delle prove di compressione diagonale espresse in termini di azioni applicate e di sforzo di taglio.

Concludendo, la prova di compressione diagonale in sito ha permesso di evidenziare chiaramente l'incremento di resistenza e di duttilità apportati dalle iniezioni di malta effettuate sulla muratura esistente.

7 CONCLUSIONI

In questo lavoro si sono presentati i risultati ottenuti nell'ambito di un progetto di ricerca finanziato dalla Italcementi S.p.A. rivolto alla definizione di nuove tecniche di consolidamento per le costruzioni in muratura. Obiettivo primario di questo studio è stato lo sviluppo di nuovi prodotti in grado di incrementare la duttilità delle murature trattate in tal modo. L'attenzione è stata rivolta primariamente alla duttilità in quanto l'applicazione finale di queste malte dovrebbe essere il rinforzo delle murature in zona sismica.

La prima parte delle attività si è focalizzata sulla formulazione di nuove malte, in particolare con presenza di fibre in acciaio inossidabile di varia forma, valutandone le prestazioni meccaniche e arrivando alla selezione della fibra in grado di garantire il massimo contributo in termini di duttilità.

La malta selezionata nella prima fase della ricerca è stata poi impiegata per il rinforzo di alcuni muretti con la tipica tessitura dell'apparato aquilano, comparandola con altre tecniche di intervento. Le prestazioni dei muretti con betoncino fibrorinforzato hanno dimostrato di fornire prestazioni in linea o superiori rispetto a quelle delle altre tecniche di intervento.

Infine, si è posta l'attenzione sulla modalità di definizione delle reali prestazioni meccaniche della muratura andando a implementare una tipologia di prova, la compressione diagonale, che normalmente viene condotta in laboratorio o comunque in controllo di carico, con un'attrezzatura trasportabile appositamente realizzata. Ciò consente di poter effettuare prove in sito su murature reali in controllo di spostamento, permettendo la determinazione del comportamento post-picco su campioni di muratura reali e scarsamente disturbati.

8 RINGRAZIAMENTI

Gli autori intendono ringraziare Italcementi S.p.A. per il finanziamento del progetto di ricerca e tutte le aziende che hanno contribuito a fornire materiali e/o attrezzature per l'esecuzione delle prove. Un dovuto ringraziamento va ai tecnici dei laboratori

dell'Università degli Studi dell'Aquila e del Politecnico di Milano che hanno contribuito fattivamente allo svolgimento di tutte le attività sperimentali. Un sentito grazie va inoltre all'ing. Giuseppe Silvestro del Consorzio CIS-E che ha curato puntualmente il coordinamento di tutte le attività nelle tre sedi coinvolte.

9 BIBLIOGRAFIA

- [1] L. Binda, G. Baronio, D. Pennazzi, M. Palma, C. Tiraboschi – *Caratterizzazione di murature in pietra in zona sismica: database sulle sezioni murarie e indagini sui materiali*.
- [2] M. R. Valluzzi – *Consolidamento e recupero delle murature*, Faenza Editrice, Faenza, 2003.
- [3] E. Vintzileou – *Iniezione di malta liquida in muratura a cassetta: risultati sperimentali e previsione delle caratteristiche meccaniche*.
- [4] L. Binda, J. Pina-Henriques, A. Anzani, A. Fontana, P. B. Lourenco – *A contribution for the understanding of load-transfer mechanisms in multi-leaf masonry walls: Testing and modelling*, Engineering Structures, 28 febbraio 2006.
- [5] E. Vintzileou, A. Miltiadou-Fezans – *Mechanical properties of three-leaf stone masonry grouted with ternary or hydraulic lime based grouts*, Engineering Structures, 21 dicembre 2007.
- [6] A. Franchi, G. Silvestro, P. Ronca, P. Crespi, E. Borgarello, M. Borsa, B. Yagli, S. Sgobba, S. Tortelli – *Malte rinforzate con fibre in acciaio inox ad elevata duttilità per il rinforzo di murature storiche: prove di pull-out della singola fibra*, Rapporto di prova interno, CTG Italcementi CIS-E, 2012.
- [7] S. Sgobba, M. Borsa – *Misura della resistenza a flessione in controllo di spostamento di campioni in conglomerato cementizio fibrorinforzato*, Rapporto di prova interno, CTG Italcementi, Novembre 2011.
- [8] M. Moretti, M. Dander – *Architettura civile aquilana dal XIV al XIX secolo*, L. U. Japrade, L'Aquila, 1974.
- [9] M. Centofanti, R. Colapietra, C. Conforti, P. Properzi, L. Zordan – *L'Aquila, città di piazze, spazi urbani e tecniche costruttive*, Carsa, L'Aquila, 1992.
- [10] A. Clementi, G. Giambernardini, G. Mincione, G. Morelli, A. Pasqualini, U. Speranza, E. Zulli Danese – *Antinoriana. Studi per il bicentenario della morte di Antonio Ludovico Antinori*, Libreria Colacchi, L'Aquila, 2002.
- [11] A. Franchi, B. Yagli, L. Pigliaru, M. Spadoni Santinelli, M. Or – *La riqualificazione post-sismica degli edifici storici aquilani*, Relazione di lavoro, Consorzio CIS-E, Novembre 2011.
- [12] UNI EN 1052-3 – *Metodi di prova per muratura – Parte 3: Determinazione della resistenza iniziale a taglio*, 2007.
- [13] D. Galeota, A. Gregori – *Prove di taglio-compressione eseguite su pannelli sperimentali di muratura storica aquilana consolidati e variamente rinforzati esternamente*, Relazione tecnica, Università degli Studi dell'Aquila, 2012.

- [14] ASTM E519/E519M 10 – *Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages*, 2010.
- [15] V. Turnsek, F. Cacovic – *Some experimental results on the strength of strength of brick masonry walls*, Second International Brick & Block Masonry Conference, 149-156, 1970.