

Efficacia di una tecnica di rinforzo per murature esistenti mediante utilizzo di intonaco e rete in GFRP

Ing. Allen Dudine

Fibre Net S.r.l.

Via Jacopo Stellini n. 3
33050, Pavia di Udine(UD)



Data: 26 novembre 2014

Sommario. In questo articolo si presenta uno studio condotto al fine di valutare l'efficacia di una tecnica di rinforzo con intonaco e rete in GFRP (*glass fiber reinforced polymer*) per le murature. Tale studio viene suddiviso in due parti. Nella prima parte si riportano i risultati di un'ampia campagna sperimentale, condotta su campioni in muratura, che considera vari parametri: cinque tipologie di maglia di rete in GFRP, tre tipi di malta per muratura e quattro diverse tipologie di muratura. In particolare viene valutato il comportamento della muratura a tre teste di mattoni pieni (spessore pari a 380 mm) e di quella in pietra grossolanamente squadrata. Preliminarmente è stato necessario uno studio per la scelta della connessione da utilizzare per solidarizzare l'intonaco armato alla muratura, in modo tale da ottimizzare l'efficacia della tecnica di rinforzo. Nella seconda parte si effettua l'interpretazione dei risultati sperimentali: si definiscono le proprietà meccaniche principali della muratura (rinforzata e non) e si propongono delle relazioni in grado di stimare i valori di tali proprietà. I risultati delle numerose prove di compressione diagonale e la successiva elaborazione dei dati acquisiti hanno evidenziato l'effettiva efficacia della tecnica di rinforzo. Viene osservato un significativo incremento della resistenza a trazione, in particolare nei campioni in muratura di pietra grossolanamente squadrata. È stata considerevole anche la resistenza residua a trazione, dalla formazione delle prime fessure diagonali fino a valori elevati di deformazione. Infine, le relazioni proposte riescono a stimare in maniera sufficientemente precisa le proprietà meccaniche.

Keywords. Comportamento sismico della muratura, tecniche di rinforzo, materiali compositi, prove sperimentali su pannelli.

1 Introduzione

La maggior parte delle costruzioni esistenti nei centri storici delle città europee è costruita in muratura ordinaria di mattoni o in pietra. Si possono trovare svariate tessiture per le murature in pietra, in relazione alla dimensione ed alla forma degli elementi (pietra sbozzata, di tipo erratico, ciottoli, ecc.), alla loro provenienza, al tipo di pietra (arenaria, calcare, tufo, ecc.) e alla qualità della malta. Frequentemente, questi edifici presentano muratura a paramento multiplo, provviste o meno di un'effettiva connessione tra gli stessi. Se questi edifici subiscono un terremoto, le pareti verticali sono soggette ad elevate azioni orizzontali nel piano (taglio) e fuori piano (flessione). Ma la resistenza a taglio delle pareti in muratura di edifici esistenti è alquanto limitata cosicché la capacità resistente al terremoto è intrinsecamente collegata al collasso per taglio dei maschi murari e delle fasce di piano. Inoltre, l'azione orizzontale può causare collassi parziali dovuti all'attivazione di vari meccanismi fuori piano riguardanti il movimento rigido di elementi in muratura (ribaltamento della parete, flessione verticale e/o orizzontale, ribaltamento del cantonale, collasso del timpano).

L'azione fuori piano può essere considerevolmente ridotta attraverso una efficace connessione con solai rigidi nel proprio piano in modo tale che sia possibile garantire l'integrità strutturale dell'edificio ed evitare che la formazione di meccanismi di tipo locale possa anticipare il collasso della struttura. Inoltre spesso è necessario incrementare la resistenza a taglio delle pareti in muratura, così da aumentare la capacità strutturale degli edifici e renderli meno vulnerabili al sisma.

In questi ultimi decenni sono state sperimentate varie tecniche per incrementare la resistenza a taglio delle pareti in muratura: iniezioni di malta, intonaci armati, rivestimenti con FRP (Fiber Reinforced Polymer). L'iniezione di malta è una tecnica che consiste nel riempire i vuoti della muratura con malte cementizie o boiaccia; la tecnica dell'intonaco armato consiste nella applicazione di rivestimenti armati con rete elettro-saldata su entrambe le facce di una parete collegati per mezzo di barre in acciaio passanti attraverso la muratura. Il rivestimento in FRP è una tecnica relativamente nuova e consiste nell'applicare laminati o tessuti in FRP su entrambe le facce della parete. In particolare vengono impiegati due tipi di compositi in FRP: fogli o tessuti di fibre di vetro/carbonio/arammide mono-direzionali e rete in fibra di vetro FRP; il primo gruppo può essere descritto come fogli incollati alle superfici delle pareti per mezzo di resina epossidica, mentre il secondo gruppo consiste nell'applicazione di un intonaco rinforzato con rete in GFRP.

La tecnica delle iniezioni è stata utilizzata largamente per rinforzare efficacemente edifici in muratura di pietra a doppio paramento dopo il sisma (Friuli 1976, Irpinia 1980, Marche-Umbria 1997, Slovenia 2000-2004, ecc.), ma questo tipo di tecnica di rinforzo non è adeguata per murature a paramento singolo o in pietra di grossa pezzatura. Anche l'intonaco armato è stato largamente utilizzato e ha mostrato una buona efficacia, ma sono stati riscontrati problemi di corrosione delle reti in acciaio alcuni anni dopo l'intervento, come anche problematiche di compatibilità e di eccessiva rigidità rispetto alle murature esistenti. Così, recentemente, sono state proposte tecniche di rinforzo che possono essere usate per tutte le tipologie di muratura e che adottano materiali non metallici (rivestimenti in FRP).

Nell'ultima decade sono stati condotti importanti campagne di ricerca finalizzate alla valutazione dell'efficacia della tecnica di rinforzo per pareti in muratura, basate

sull'applicazione di laminati mono-direzionali in FRP. Per contro, sono stati intrapresi limitati studi sulla tecnica di rinforzo basata sull'utilizzo di reti in GFRP.

Lo scopo di questa ricerca è quello di valutare dettagliatamente l'efficacia della tecnica di rinforzo per pareti in muratura che utilizza reti in GFRP. È stata, infatti, intrapresa una vasta campagna di prove su campioni in muratura, considerando diversi tipi di elementi di muratura (mattoni pieni e pietra da spacco), differenti tipi di malta e differenti maglie di rete in GFRP. Sono state effettuate anche prove su campioni rinforzati con camicie armate con rete elettro-saldata, in modo tale da presentare una comparazione tra l'efficacia del rinforzo con rete in GFRP e di quello con rete in acciaio.

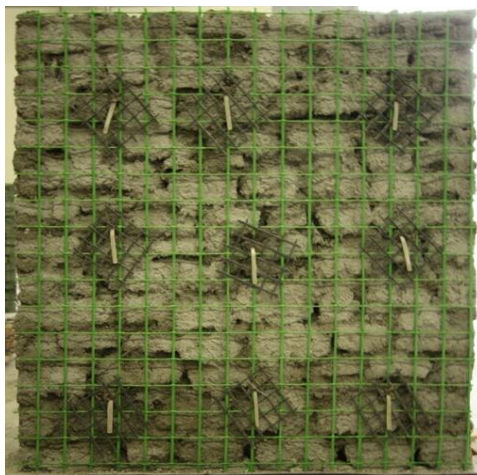
2 Campagna sperimentale

È stata condotta un'ampia campagna sperimentale su campioni in muratura considerando differenti tipologie di muratura (mattoni pieni e pietra grossolanamente squadrata), differenti tipi di malta e dimensione di maglia di rete in GFRP.

2.1 Tecnica di rinforzo

La tecnica di rinforzo descritta in questo studio consiste nell'applicazione di una rete in GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) su entrambe le facce della parete in muratura, annegata in uno strato di malta cementizia: la rete in GFRP è composta da fili in fibra di vetro incollati tra loro mediante l'utilizzo di una resina termoindurente (vinilestere epossidica con perossido di benzoile come catalizzatore). I fili sono disposti, per la creazione della rete, intrecciando quelli trasversali torti a quelli longitudinali.

La procedura di applicazione della tecnica di rinforzo consiste nelle seguenti fasi: a) rimozione dell'intonaco esistente e della malta dai giunti tra gli elementi di muratura (10-15 mm in profondità), da entrambe le facce del pannello, b) applicazione di un primo strato di intonaco (rinzaffo), c) esecuzione di fori passanti, con diametro pari a 25 mm per consentire l'inserimento dei connettori, d) applicazione della rete in GFRP su entrambe le facce del pannello (Fig. 01), e) inserimento nei fori dei connettori ad "L" in GFRP (di sezione 8x12 mm) ed iniezione di resina epossidica tixotropica per solidarizzare i connettori, f) applicazione di un nuovo strato di intonaco di malta bastarda. Lo spessore totale dell'intonaco è di circa 30 mm.



(a)

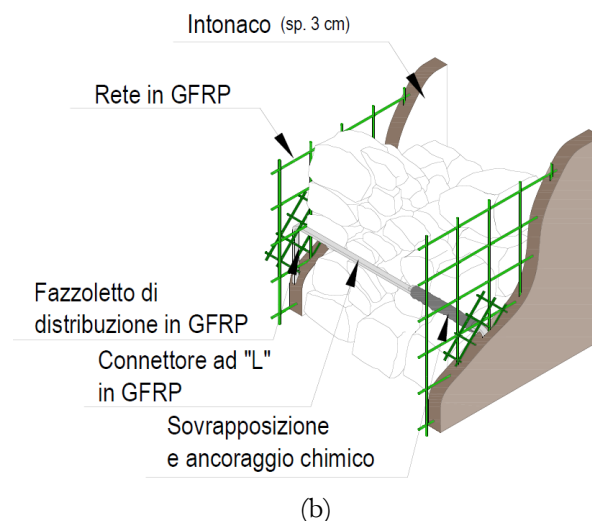


Figura 1 - Tecnica di rinforzo proposta (a); vista assonometria della muratura rinforzata (b).

2.2 Caratteristiche dei materiali

I campioni in muratura sono stati confezionati considerando, come detto in precedenza, due tipi di elementi resistenti: mattoni pieni in laterizio (dimensioni 250x120x55 mm) e pietra grossolanamente squadrata. I mattoni sono stati sottoposti a prove di compressione e trazione indiretta: la resistenza media degli elementi è stata $f_{bm} = 44.0$ MPa e $f_{bt} = 4.03$ MPa rispettivamente. Due sono invece le malte idrauliche utilizzate: A e B, mentre ci si è serviti di un'unica malta bastarda per la stesura dell'intonaco nei campioni rinforzati. Sono stati sottoposti a prova di compressione semplice tre cilindri (100 mm di diametro, 100 mm l'altezza) per ogni tipo di malta. La resistenza media è stata pari a $f_{cm} = 3.04$ MPa per la malta di tipo A ed è stata rispettivamente pari a 2.60 MPa e 7.92 MPa per gli altri tipi di malta (B e intonaco strutturale). Sei campioni di malta d'intonaco sono stati sottoposti a prova di trazione indiretta, fornendo una resistenza media a trazione 0.75 MPa. Sono state effettuate infine tre prove di compressione monoassiale su pilastri (dimensioni 250x250x400 mm) in muratura di mattoni pieni in laterizio e malta di tipo A. Tali prove sono state effettuate dopo 28 giorni di stagionatura. La resistenza media a compressione e il modulo elastico sono, rispettivamente 11.43 MPa e 3469 MPa per i campioni con malta di tipo A. Il modulo elastico è stato valutato considerando un intervallo di tensione tra il 10% ed il 40% della tensione di picco.

Nelle prove sperimentali sono state utilizzate tre differenti maglie di rete (33x33 mm, 66x66 mm e 99x99 mm), due diverse sezioni resistenti di rete: 3.8 mm² per il tipo "S" e 7.6 mm² per il tipo "D". La percentuale media di presenza di fibre all'interno della sezione è circa pari a 50%. La sezione trasversale dei connettori ad "L" è rettangolare di dimensioni 8x12 mm, con una percentuale di fibre pari a 60%. Sono stati effettuati numerosi test al fine di determinare la resistenza ultima a trazione dei fili longitudinali e trasversali: i fili longitudinali hanno raggiunto una resistenza (R_t) pari a 4.5 kN (tipo "S") e 8.5 kN (tipo "D"), mentre quelli trasversali hanno raggiunto valori a rottura pari a 3.5 kN (tipo "S") e 5.2 kN (tipo "D"). I fili intrecciati sono caratterizzati da valori sensibilmente inferiori di resistenza a trazione rispetto a quelli paralleli. Ciò è dovuto, probabilmente, al differente stato di sollecitazione di ogni singola fibra durante lo svolgimento della prova che, a causa dell'intreccio, non permette alle stesse di raggiungere il

valore massimo di resistenza nel medesimo istante. La resistenza media a trazione dei connettori è pari a 36.1 kN.

2.3 Campioni di prova

Lo scopo di questo studio è quello di evidenziare l'efficacia della tecnica di rinforzo proposta. È stata programmata una vasta campagna sperimentale su 28 pannelli quadrati di muratura (1160x1160 mm) considerando l'influenza di vari parametri: elementi della muratura, tipi di malta e maglia della rete.

Le caratteristiche dei campioni sottoposti a prova sono descritte nella Tab. 03.

Tabella 1 - Caratteristiche dei campioni.

Campione	Malta	Tipo di rinforzo
Muratura a tre teste di mattoni pieni (Sp. 380mm)		
MT-1A	A	-
MT-2A		
MT-1A-F33S	A	Rete GFRP S (33x33mm)
MT-2A-F33S		
MT-1A-F66S	A	Rete GFRP S (66x66mm)
MT-2A-F66S		
MT-1A-F66D	A	Rete GFRP D (66x66mm)
MT-2A-F66D		
MT-1A-F99D	A	Rete GFRP D (99x99mm)
MT-2A-F99D		
MT-1A-S150	A	Rete elettr. $\Phi 5$ (150x150mm)
MT-2A-S150		
MT-1B	B	-
MT-2B		
MT-1B-F99D	B	Rete GFRP D (99x99mm)
MT-2B-F99D		
Muratura in pietra grossolanamente squadrata		
MP-1A	A	-
MP-2A		
MP-1A-F33S	A	Rete GFRP S (33x33mm)
MP-2A-F33S		
MP-1A-F66S	A	Rete GFRP S (66x66mm)
MP-2A-F66S		
MP-1A-F66D	A	Rete GFRP D (66x66mm)
MP-2A-F66D		
MP-1B	B	-
MP-2B		
MP-1B-F66S	B	Rete GFRP S (66x66mm)
MP-2B-F66S		

In particolare sono state eseguite 16 prove su campioni in muratura a tre teste di mattoni pieni e 12 prove su pannelli in pietra grossolanamente squadrata di spessore 400 mm. Sono stati utilizzati due tipi di malta per ogni gruppo di campioni: A e B per entrambi i gruppi. La maggior parte dei campioni è stata rinforzata utilizzando quattro maglie differenti di rete in GFRP: il tipo S con maglie 33x33 mm, 66x66 mm, 99x99 mm, mentre il tipo D con maglia 66x66 mm e 99x99 mm.

Sono stati sottoposti a prova due campioni per ogni casistica in modo tale da verificare la ripetibilità dei risultati. I campioni di muratura non rinforzata vengono testati senza l'applicazione di alcun intonaco sulle due facce. Lo spessore dell'intonaco applicato sulle due facce dei campioni rinforzati è di circa 30 mm.

I campioni sono identificati con una sigla alfanumerica suddivisa in tre parti: le prime due lettere distinguono la tipologia di muratura (MT = muratura a tre teste, MP = muratura in pietra), nella seconda parte vengono indicati i campioni appartenenti alla stessa coppia e la lettera identifica il tipo di malta utilizzata per la muratura, nella terza la lettera distingue il materiale della rete (F = GFRP), il numero indica la dimensione della maglia della rete ed infine l'ultima lettera differenzia il tipo di filo della rete in GFRP (S = singolo e D = doppio). I campioni in muratura non rinforzata non hanno il terzo gruppo di caratteri.

2.4 Apparato sperimentale

L'efficacia della tecnica di rinforzo viene evidenziata effettuando le prove di compressione diagonale sui campioni indicati nella Tab. 01. Viene progettato un apposito apparato di prova, in modo tale da applicare il carico senza dover movimentare il campione dopo la sua costruzione.

I campioni vengono costruiti su un appoggio in legno, e trascorso il periodo di stagionatura degli stessi, una parte dell'appoggio viene rimossa in modo tale da consentire il posizionamento del dispositivo di applicazione del carico (in acciaio) ad uno dei due estremi del pannello. Un dispositivo di applicazione del carico ha saldato un profilo HEB, che viene irrigidito con una serie di fazzoletti, così da evitare deformazioni locali. Un secondo dispositivo similare viene inserito nell'estremo opposto dell'apparato. Infine un terzo dispositivo è connesso a quello inferiore attraverso 4 barre in acciaio così da permettere la trasmissione del carico diagonale con un martinetto idraulico, interposto tra i due dispositivi in sommità.

Nella Fig. 02 sono mostrati il dettaglio dell'apparato di prova ed un'immagine di repertorio dell'apparato montato su un campione pronto per l'esecuzione della prova. Nella figura sono indicate anche le due coppie di trasduttori potenziometrici (T1-T3, T2-T4) utilizzati per misurare le deformazioni dei campioni lungo le diagonali. Il martinetto idraulico è stato azionato mediante una pompa idraulica manuale e la forza applicata dallo stesso sul campione è stata misurata mediante un trasduttore di pressione ad alta precisione. Tutti i trasduttori sono stati collegati ad una centralina di acquisizione dati interfacciata con un computer. Il programma di acquisizione ha anche permesso di visualizzare, in tempo reale, sia la procedura di carico che il diagramma carico-spostamento.

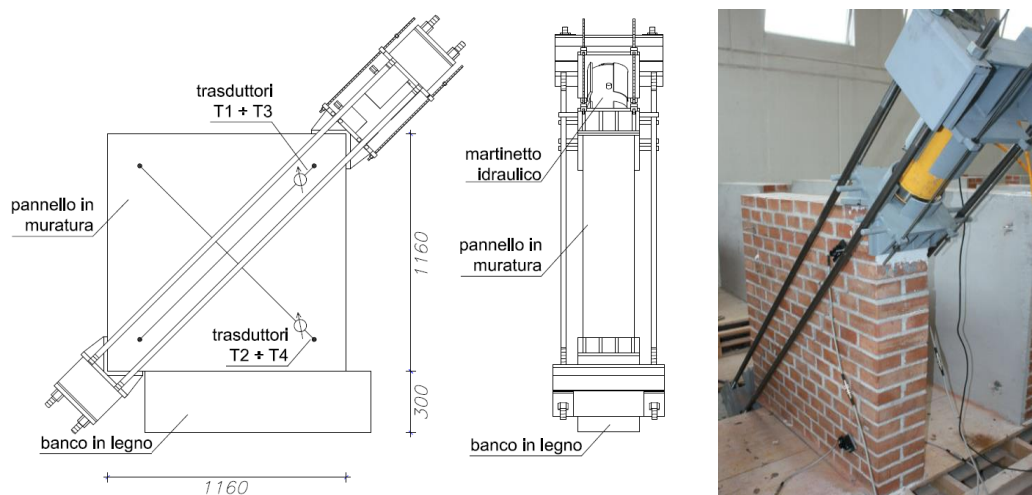


Figura 2 - Apparato sperimentale.

3 Risultati di prova

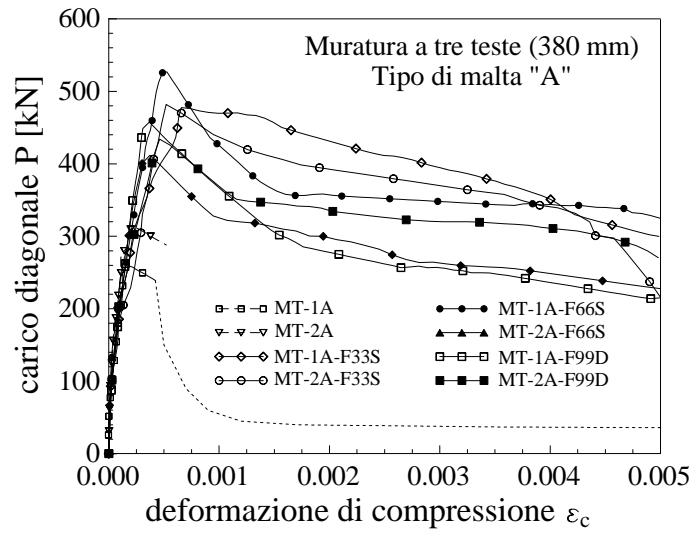
Come detto in precedenza sono state eseguite 28 prove di compressione diagonale. La procedura di carico segue dei cicli di carico-scarico con passi crescenti di 25 kN fino al raggiungimento del carico massimo: successivamente la prova viene eseguita in controllo di spostamento. I due gruppi di campioni sono stati sottoposti a prova dopo circa 28 giorni di stagionatura della malta dell'intonaco; la malta della muratura aveva invece 60 giorni di maturazione.

Per ogni gruppo di campioni è stata testata per prima la coppia di campioni non rinforzata e successivamente i campioni rinforzati. Le curve rappresentano il carico diagonale P in funzione della deformazione media nella direzione del carico ε_c .

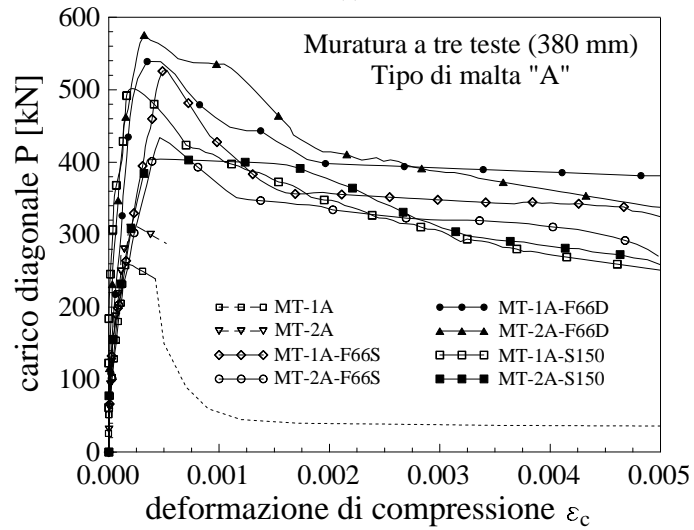
Nelle Figg. 03-04 sono riportate le curve carico-deformazione di alcuni campioni, raggruppati per tipologia di muratura. In particolare le curve delle Figg. 03a-03b si riferiscono alla muratura a tre teste di mattoni mentre quelle della Figura 04 si riferiscono alla muratura in pietra.

Il comportamento della muratura in mattoni non rinforzata evidenzia un brusco calo di resistenza immediatamente successivo alla formazione della prima fessura, conservando una limitata capacità residua. La fessurazione diagonale segue i giunti di malta. I campioni rinforzati evidenziano un considerevole incremento della resistenza di picco e la curva, dopo la comparsa delle fessure diagonali, mostra un comportamento plastico con un ramo decrescente molto blando. Quando la deformazione media a compressione raggiunge il valore 0.005, la resistenza residua risulta, nella maggior parte dei casi superiore al 50% del valore di picco. I campioni rinforzati con una rete in GFRP più fitta evidenziano un ramo decrescente ancora meno marcato dopo il raggiungimento del carico massimo (MT-1A-F33S, MD-2A-F66D).

I campioni costruiti con pietra grossolanamente squadrata non hanno mostrato nessun calo improvviso di resistenza dopo il raggiungimento del carico massimo, ma solo una riduzione graduale molto lenta (Fig. 03b). Anche il comportamento dei campioni rinforzati ha mostrato, dopo il raggiungimento del picco, un ramo decrescente con una pendenza molto ridotta, soprattutto nel campione rinforzato con rete GFRP di tipo D (maglia 66x66 mm). La formazione ed il tipo di fessure nei campioni in pietra è molto simile a quelli riscontrati nei campioni di muratura di mattoni.



(a)



(b)

Figura 3 - Carico diagonale vs. deformazione di compressione: muratura a tre teste di mattoni gruppo 1 (a); gruppo 2 (b).

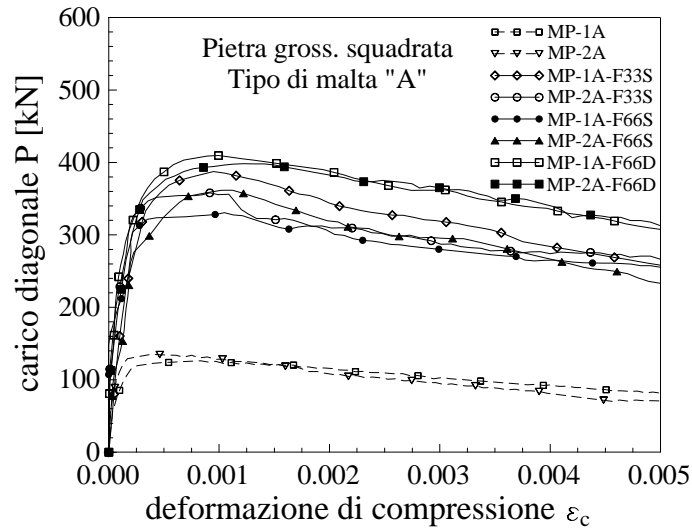


Figura 4 - Carico diagonale vs. deformazione di compressione: muratura in pietrame grossolanamente squadrato.

4 Interpretazione dei risultati sperimentali

Le prove di compressione diagonale hanno fornito utili indicazioni al fine della stima della resistenza a taglio dei maschi murari. L'Eq. 01 viene utilizzata per la determinazione della resistenza a taglio V dei maschi murari.

$$V = \sigma_I \cdot b \cdot t \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{\sigma_1}} \quad (1)$$

Nell'Eq. 01 b e t sono rispettivamente la base e lo spessore del maschio murario, σ_0 è la tensione dovuta ai carichi verticali mentre σ_I è la tensione principale di trazione.

Questa ultima è stata ottenuta in base ai risultati di prove di compressione diagonale, in relazione alle osservazioni e alle elaborazioni. In particolare è stata utilizzata la seguente espressione:

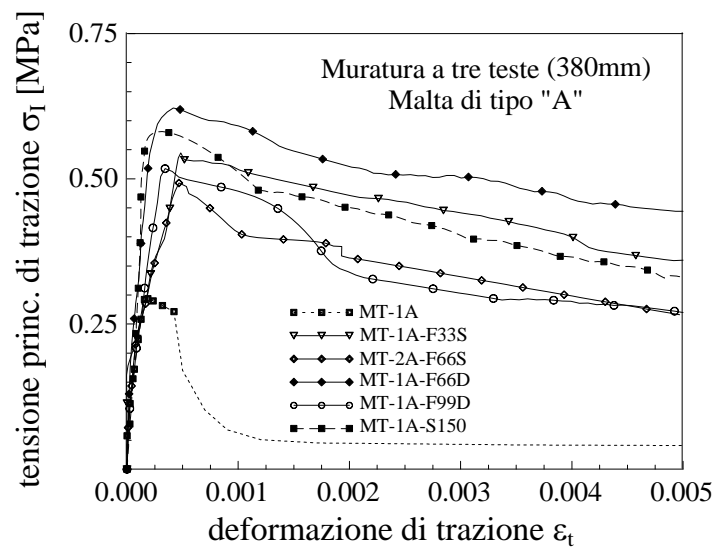
$$\sigma_I = \frac{\alpha \cdot P}{b \cdot t} \quad (2)$$

Il coefficiente α è pari a 0.5 per la muratura in mattoni pieni e pari a 0.35 per muratura in pietra. Con l'Eq. 02 è possibile valutare la tensione principale di trazione equivalente σ_I in funzione della deformazione a trazione, per tutte le prove di questa campagna sperimentale. I risultati principali riguardanti tutti i campioni sono riassunti nella Tab. 02. La deformazione media di trazione è determinata dall'allungamento misurato dai trasduttori di spostamento nella direzione perpendicolare all'applicazione della forza. In questo caso l'allungamento è dovuto alla nascita e successiva propagazione delle fessure. Il valore massimo di deformazione di trazione indicato in tabella corrisponde ad un'apertura di fessura di circa 5 mm.

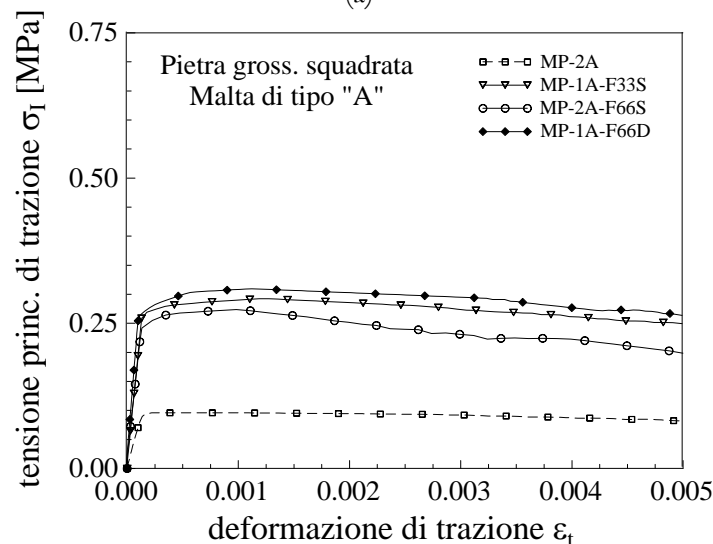
Nella seconda e terza colonna della Tab. 02 sono riportati il carico massimo P_{max} e il carico residuo P_{05} ad una deformazione media a compressione ϵ_c pari a 0.005. La massima tensione principale di trazione σ_I e la corrispondente deformazione di trazione ϵ_{spl} (deformazione di *splitting*) sono riportate nelle colonne 4 e 5. Nella sesta colonna è ri-

portata la tensione principale $\sigma_{1,05}$ in corrispondenza di una deformazione media di trazione pari a 0.5%. Nelle colonne 7 e 8 vengono evidenziati i rapporti tra le tensioni principali di trazione dei campioni rinforzati e quelle dei campioni non rinforzati, riferiti al valore massimo e a quello residuo ad una deformazione media di trazione di 0.5%.

La massima tensione principale di trazione equivalente dei campioni rinforzati risulta almeno raddoppiata rispetto ai campioni non rinforzati di muratura a due teste e quasi triplicata nei campioni in pietra. Il rapporto tra la tensione di trazione residua dei campioni rinforzati, ad una deformazione dello 0.5%, e quella dei campioni non rinforzati varia da 4, per la muratura in pietra, a più di 7 per la muratura a tre teste. Questi risultati mostrano l'efficacia della tecnica di rinforzo che prevede l'applicazione di un intonaco armato con rete in GFRP in termini di incremento della resistenza di picco del pannello ed in termini di capacità di deformazione dopo la formazione delle fessure.



(a)



(b)

Figura 5 - Tensione principale di trazione vs. deformazione di trazione: muratura a due teste di mattoni (a); muratura in pietra grossolanamente squadrata (b).

Nelle Figg. 05a-05b vengono riportate le curve tensione principale di trazione σ_t - deformazione media di trazione ε_t dei campioni di muratura a tre teste e in pietra grossolanamente squadrata. La deformazione media a trazione viene determinata in base allo spostamento misurato dai trasduttori in direzione perpendicolare rispetto a quella della forza. In realtà, tale spostamento è principalmente dovuto alla formazione di fessure diagonali.

Un altro parametro meccanico che definisce la rigidità del materiale alle azioni taglianti è il modulo di taglio G . Tale modulo è espresso volutamente in maniera equivalente, come se la muratura rinforzata, comprensiva quindi degli strati d'intonaco e della rete in GFRP, fosse considerata un materiale omogeneo. Dalle simulazioni numeriche effettuate è possibile ricavare sia la tensione che la deformazione a taglio. Questa ultima può essere calcolata come segue:

$$\gamma = \varepsilon_t - \varepsilon_c \quad (3)$$

Dove ε_t e ε_c sono, rispettivamente, la deformazione di trazione e quella di compressione, misurate lungo le diagonali del pannello (vedi Fig. 02). I valori delle deformazioni sono dedotti misurando gli allungamenti e le contrazioni relativi tra due punti posti su ciascuna delle due diagonali del pannello (tali distanze rimangono costanti in tutte le prove e sono pari a 1200 mm). A questi valori dimensionali delle diagonali, la base di misura non condiziona sensibilmente la deformazione tangenziale. Una stima del modulo di taglio può essere ottenuta valutando la risposta globale del pannello, attraverso l'Eq. 04:

$$G = \frac{1.05 \cdot P}{A \cdot \gamma} \quad (4)$$

Il modulo di taglio equivalente viene misurato nell'intervallo di carico 10% - 40% del suo valore di picco. La deformazione tagliante viene valutata in corrispondenza di tali valori di carico. Può essere facilmente deducibile dalla Tab. 03 che i valori del modulo di taglio è sensibilmente inferiore nella muratura in pietra grossolanamente squadrata.

Tabella 2 - Risultati delle prove di compressione diagonale ed analisi dei risultati (1).

Campione	P_{max} [kN]	P_{05} [kN]	f_t [MPa]	ε_{spl} [‰]	$\sigma_{1,5}$ [MPa]	$\frac{f_{t(R)}}{f_{t(U)}}$	$\frac{\sigma_{1,5(R)}}{\sigma_{1,5(U)}}$
Muratura a tre teste di mattoni pieni (Sp. 380mm)							
MT-1A	258.9	46.1	0.29	0.22	0.06	-	-
MT-2A	312.6	57.3	0.35	0.32	0.07	-	-
MT-1A-F33S	478.8	299.0	0.54	0.28	0.32	1.7	4.9
MT-2A-F33S	482.0	300.1	0.55	0.21	0.37	1.7	5.6
MT-1A-F66S	530.4	312.1	0.60	0.34	0.39	1.9	5.9
MT-2A-F66S	434.5	267.7	0.49	0.23	0.36	1.5	5.4
MT-1A-F66D	548.3	381.2	0.62	0.36	0.46	1.9	6.9
MT-2A-F66D	575.4	307.4	0.65	0.20	0.43	2.0	6.5
MT-1A-F99D	457.4	215.0	0.52	0.11	0.28	1.6	4.3
MT-2A-F99D	414.4	214.8	0.47	0.16	0.29	1.5	4.4
MT-1A-S150	498.0	235.6	0.56	0.12	0.36	1.7	5.4
MT-2A-S150	404.1	258.7	0.46	0.13	0.34	1.4	5.1

Campione	P_{max}	P_{05}	f_t	ϵ_{spl}	$\sigma_{1,5}$	$f_{t(R)}$	$\sigma_{1,5(R)}$
	[kN]	[kN]	[MPa]	[‰]	[MPa]	/ $f_{t(U)}$	/ $\sigma_{1,5(U)}$
MT-1B	242.7	39.9	0.28	0.20	0.05	-	-
MT-2B	286.0	43.8	0.32	0.15	0.06	-	-
MT-1B-F99D	413.9	154.7	0.47	0.13	0.26	1.6	4.6
MT-2B-F99D	315.7	171.7	0.36	0.17	0.23	1.2	4.1
Muratura in pietra grossolanamente squadrata							
MP-1A	135.7	61.8	0.10	0.98	0.07	-	-
MP-2A	126.4	49.9	0.10	0.74	0.05	-	-
MP-1A-F33S	388.0	245.4	0.29	1.07	0.26	3.0	4.4
MP-2A-F33S	360.0	266.6	0.27	1.42	0.22	2.7	3.8
MP-1A-F66S	331.9	256.4	0.25	0.97	0.20	2.5	3.4
MP-2A-F66S	366.4	233.3	0.28	0.73	0.22	2.8	3.7
MP-1A-F66D	410.7	307.6	0.31	1.12	0.27	3.1	4.6
MP-2A-F66D	398.2	313.3	0.30	1.30	0.26	3.0	4.4
MP-1B	117.2	42.9	0.09	1.19	0.05	-	-
MP-2B	115.0	39.8	0.09	0.97	0.04	-	-
MP-1B-F66S	368.9	317.7	0.28	0.71	0.21	3.2	4.7
MP-2B-F66S	393.1	348.3	0.30	0.88	0.23	3.4	5.1

Tabella 3 - Risultati delle prove di compressione diagonale ed analisi dei risultati (2).

Campione	P_{max}	$P_{0,1}$	$P_{0,4}$	$\gamma_{0,1}$	$\gamma_{0,4}$	G	$G_{t(R)}$
	[kN]	[kN]	[kN]				/ $G_{t(U)}$
Muratura a tre teste di mattoni pieni (Sp. 380mm)							
MT-1A	258.9	25.9	103.5	1.1E-05	8.4E-05	2542	-
MT-2A	312.6	31.3	125.0	3.8E-06	8.8E-05	2654	-
MT-1A-F33S	478.8	47.9	191.5	1.1E-05	9.8E-05	3925	1.5
MT-2A-F33S	482.0	48.2	192.8	1.4E-05	1.1E-04	3761	1.4
MT-1A-F66S	530.4	53.0	212.2	1.3E-05	1.2E-04	3477	1.3
MT-2A-F66S	434.5	43.5	173.8	6.2E-06	9.4E-05	3534	1.4
MT-1A-F66D	548.3	54.8	219.3	1.1E-05	1.1E-04	4106	1.6
MT-2A-F66D	575.4	57.5	230.2	2.0E-05	1.1E-04	4409	1.7
MT-1A-F99D	457.4	45.7	183.0	1.3E-05	9.5E-05	3988	1.5
MT-2A-F99D	414.4	41.4	165.8	1.2E-05	8.6E-05	3980	1.5
MT-1A-S150	498.0	49.8	199.2	1.6E-06	8.1E-05	4475	1.7
MT-2A-S150	404.1	40.4	161.6	1.6E-06	6.5E-05	4553	1.8
MT-1B	242.7	24.3	97.1	1.1E-06	9.8E-05	1785	-
MT-2B	286.0	28.6	114.4	1.6E-06	1.1E-04	1822	-
MT-1B-F99D	413.9	41.4	165.6	1.9E-06	1.1E-04	2793	1.5
MT-2B-F99D	315.7	31.6	126.3	1.0E-06	8.0E-05	2860	1.6
Muratura in pietra grossolanamente squadrata							
MP-1A	135.7	13.6	54.3	1.7E-06	1.1E-04	815	-
MP-2A	126.4	12.6	50.5	1.8E-06	1.2E-04	718	-
MP-1A-F33S	388.0	38.8	155.2	9.6E-06	2.0E-04	1365	1.8
MP-2A-F33S	360.0	36.0	144.0	2.4E-06	1.8E-04	1374	1.8
MP-1A-F66S	331.9	33.2	132.8	1.0E-06	1.9E-04	1205	1.6

Campione	P_{max} [kN]	$P_{0,1}$ [kN]	$P_{0,4}$ [kN]	$\gamma_{0,1}$	$\gamma_{0,4}$	G	$G_{t,(R)} / G_{t,(U)}$
MP-2A-F66S	366.4	36.6	146.5	3.6E-06	2.0E-04	1285	1.7
MP-1A-F66D	410.7	41.1	164.3	1.4E-06	1.9E-04	1478	1.9
MP-2A-F66D	398.2	39.8	159.3	1.3E-06	1.8E-04	1496	2.0
MP-1B	117.2	11.7	46.9	1.4E-06	1.3E-04	638	-
MP-2B	115.0	11.5	46.0	1.8E-06	9.9E-05	801	-
MP-1B-F66S	368.9	36.9	147.5	2.8E-06	2.0E-04	1252	1.7
MP-2B-F66S	393.1	39.3	157.2	3.7E-06	2.1E-04	1293	1.8

5 Calcolo della duttilità

Dai risultati delle prove di compressione diagonale è possibile trarre alcune importanti informazioni sulla duttilità della muratura (rinforzata e non). In base al responso dell'analisi agli elementi finiti di un pannello murario soggetto a prova di compressione diagonale, si può fornire una stima della tensione tangenziale nel centro del pannello attraverso la seguente relazione:

$$\sigma_{xy} = \frac{1.05 \cdot P}{A} \quad (5)$$

Utilizzando l'Eq. 05 si possono determinare tre valori di deformazione tagliante: γ_y , $\gamma_{0.80}$, $\gamma_{0.60}$, ovvero i valori deformativi che corrispondono alle tensioni tangenziali convenzionali di snervamento e, rispettivamente, ad un valore post picco pari all'80% ed al 60% di questa (vedi Fig. 06a). Il primo valore è calcolato assumendo l'ipotesi di materiale a comportamento elastico lineare con modulo di elasticità tangenziale pari a quello inserito in Tab. 02. Utilizzando l'Eq. 05 e sostituendo il termine P con il valore massimo del carico diagonale P_{max} :

$$\gamma_y = \frac{1.05 \cdot P}{GA} \quad (6)$$

La Tab. 04 riporta i rapporti tra le deformazioni $\gamma_{0.80}$, $\gamma_{0.60}$ e γ_y . Questi rapporti forniscono importanti informazioni sulla duttilità del pannello in muratura in fase post elastico-lineare.

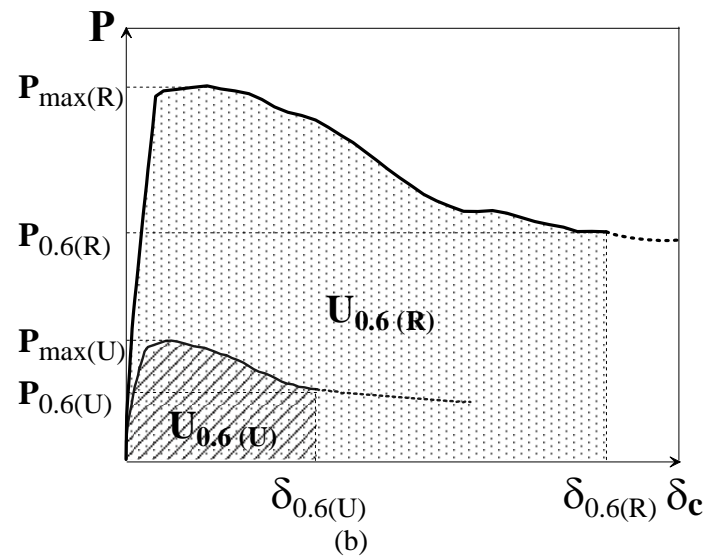
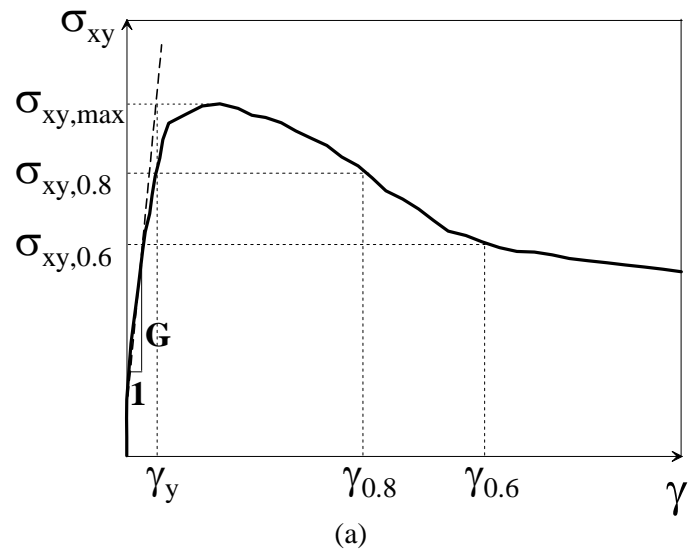


Figura 6 - Determinazione della deformazione tagliante (a); energia deformativa (b).

Tabella 4 - Parametri che evidenziano la duttilità e la capacità dissipativa dei campioni.

Campione	γ_y	$\gamma_{0,80}$	$\gamma_{0,60}$	$\gamma_{0,80}/\gamma_y$	$\gamma_{0,60}/\gamma_y$	$U_{10,8}$	$U_{10,6}$	$U_{10,8(R)}$	$U_{10,6(R)}$
	[‰]	[‰]	[‰]			[J]	[J]	$/ U_{10,8(U)}$	$/ U_{10,6(U)}$
Muratura a tre teste di mattoni pieni (Sp. 380mm)									
MT-1A	0.24	1.07	1.80	4.41	7.44	172.1	198.2	-	-
MT-2A	0.28	1.05	1.48	3.72	5.28	118.1	138.6	-	-
MT-1A-F33S	0.29	6.44	11.02	22.16	37.93	1646.6	2324.3	11.35	13.80
MT-2A-F33S	0.31	5.12	10.05	16.77	32.92	1076.9	2059.1	7.42	12.23
MT-1A-F66S	0.36	1.88	10.80	5.17	29.72	502.8	2081.1	3.47	12.36
MT-2A-F66S	0.29	2.15	10.18	7.34	34.76	584.3	1863.6	4.03	11.07
MT-1A-F66D	0.32	4.41	9.21	13.87	28.96	949.9	2371.8	6.55	14.08
MT-2A-F66D	0.31	3.39	8.66	10.91	27.86	1700.4	2524.2	11.72	14.99
MT-1A-F99D	0.27	2.65	5.51	9.70	20.17	449.8	844.9	3.10	5.02
MT-2A-F99D	0.25	1.89	7.04	7.62	28.38	415.6	1483.4	2.86	8.81

Campione	γ_y	$\gamma_{0,80}$	$\gamma_{0,60}$	$\gamma_{0,80}/\gamma_y$	$\gamma_{0,60}/\gamma_y$	$U_{10,8}$	$U_{10,6}$	$U_{10,8(R)} / U_{10,8(U)}$	$U_{10,6(R)} / U_{10,6(U)}$
	[‰]	[‰]	[‰]			[J]	[J]		
MT-1B	0.32	1.02	1.74	3.15	5.37	118.4	147.1	-	-
MT-2B	0.37	1.14	1.66	3.05	4.44	90.2	125.2	-	-
MT-1B-F99D	0.35	2.76	6.51	7.82	18.44	594.9	1038.4	5.70	7.63
MT-2B-F99D	0.26	1.84	6.50	7.00	24.72	286.1	1172.2	2.74	8.61
Muratura in pietra grossolanamente squadrata									
MP-1A	0.26	4.95	7.39	18.79	28.04	427.2	631.6	-	-
MP-2A	0.28	5.08	8.00	18.20	28.71	319.7	611.5	-	-
MP-1A-F33S	0.45	10.09	16.59	22.42	36.86	1337.2	2204.2	3.58	3.55
MP-2A-F33S	0.42	7.82	15.43	18.84	37.17	1251.3	2353.3	3.35	3.79
MP-1A-F66S	0.44	7.76	11.68	17.79	26.78	1335.9	1914.0	3.58	3.08
MP-2A-F66S	0.45	6.39	13.30	14.15	29.46	1272.1	1787.0	3.41	2.88
MP-1A-F66D	0.44	12.17	17.02	27.66	38.68	1858.4	2648.0	4.98	4.26
MP-2A-F66D	0.42	9.06	12.21	21.48	28.95	2065.9	2332.0	5.53	3.75
MP-1B	0.29	5.06	6.18	17.40	21.23	328.6	477.6	-	-
MP-2B	0.23	4.25	6.74	18.67	29.65	161.6	212.6	-	-
MP-1B-F66S	0.47	10.99	15.65	23.54	33.52	1711.4	2168.3	6.98	6.28
MP-2B-F66S	0.48	8.17	12.34	16.97	25.63	1997.6	2297.6	8.15	6.66

La tabella riporta anche i valori dell'energia di deformazione U_t . Operativamente, fornendo una stima dell'energia, questa può essere calcolata valutando il lavoro speso in fase post-elastica per un carico pari all'80% ($U_{t,0.80}$) ed al 60% ($U_{t,0.60}$) di quello di picco (vedi Fig. 06b). Il rapporto tra l'energia di deformazione di un pannello in muratura rinforzata e non viene riportato nella Tab. 04. Questi rapporti evidenziano la maggior capacità dissipativa dei campioni rinforzati rispetto a quelli non rinforzati (superiori anche a 10-12 volte).

6 Stima della resistenza a trazione equivalente

Sulle basi dell'ampia campagna sperimentale compiuta su pannelli in muratura, dell'elaborazione dei risultati ottenuti dalle prove e sulle considerazioni teoriche riportate alle pagine precedenti, in questa sede viene proposta una relazione che permette di stimare la resistenza a trazione equivalente della muratura rinforzata con rete in GFRP ed intonaco. Questa viene calcolata utilizzando la resistenza a trazione della muratura non rinforzata $f_{t,m}$, la resistenza a trazione della malta d'intonaco $f_{t,coat}$ ed espressa in funzione del tipo di rete in GFRP che si intende utilizzare:

$$\sigma_{I,calc} = \beta(s) \cdot f_{t,m} + 2 \left(\frac{f_{t,coat} \cdot t_{coat}}{t_m} + \frac{EA_r \cdot \bar{\varepsilon}}{t_m \cdot s} \right) \quad (7)$$

Il termine t_m indica lo spessore della muratura non rinforzata, t_{coat} quello dell'intonaco sulla singola faccia del pannello (30 mm per la muratura di mattoni, 35 mm per quella in pietra), s è la dimensione della maglia della rete in GFRP mentre EA_r è la rigidezza assiale di questa ultima (250 kN per la rete di tipo "S" e 540 per quella di tipo "D"). Il parametro ε rappresenta la deformazione dell'intonaco in condizioni non fessurate, corri-

spondente, quindi, alla resistenza di picco a trazione dell'intonaco. Tale relazione viene di seguito riportata:

$$\bar{\varepsilon} = \frac{f_{t,coat}}{E_{coat}} \quad (8)$$

E_{coat} è il modulo elastico dell'intonaco, pari a 2850 MPa. Nell'Eq. 07 il secondo termine rappresenta in contributo della rete in GFRP in termini di resistenza a trazione equivalente della muratura rinforzata per congruenza della rete con l'intonaco (vedi Fig. 07). Tutti i valori dei parametri meccanici sono stati ottenuti mediante rigorose prove sperimentali.

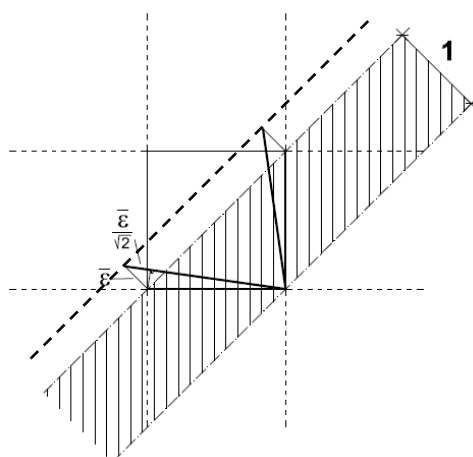


Figura 7 - Deformazione dei fili della rete per aderenza con la malta dell'intonaco in conseguenza della deformazione di rottura a trazione della malta

Il coefficiente $\beta(s)$ tiene conto dell'efficienza dell'intonaco armato sulla resistenza a trazione in funzione del tipo di muratura. I valori maggiori dell'unità evidenziano un contributo resistente superiore a quello della sola camicia dovuto al confinamento della muratura base offerto dalla camicia stessa. Dai risultati sperimentali si è notato che il valore del coefficiente $\beta(s)$ dipende principalmente dal tipo di muratura. Si è visto che minore è la resistenza della muratura di base, maggiore è l'incremento di resistenza, ossia, l'effetto di confinamento della camicia risulta più marcato sulle murature meno resistenti. La dimensione della maglia ha mostrato una leggera influenza sul valore del coefficiente $\beta(s)$ dovuta principalmente alla maggiore difficoltà della malta a penetrare completamente all'interno delle maglie, lasciando qualche vuoto nell'intonaco soprattutto in prossimità delle intersezioni dei fili della rete. Questo penalizza, da un lato, l'aderenza del filo e, dall'altro, la resistenza a trazione dell'intonaco.

Dai risultati sperimentali contenuti in questo studio è stato possibile definire dei valori di riferimento per il coefficiente $\beta(s)$ che consentono di stimare con buona approssimazione i valori di resistenza sperimentale; In accordo coi risultati sperimentali il coefficiente $\beta(s)$ è pari a 1.3 per la muratura in mattoni pieni e pari a 1.5 per quella in pietra. I valori del coefficiente $\beta(s)$ riportati in tabella corrispondono ai valori del coefficiente correttivo relativo alla presenza di connessione trasversale riportato nella Tabella C8A.2.2 della Circolare 02.02.2009 n. 617/C.C.LL.PP.

In realtà il contributo della rete sulla capacità portante di picco è modesto, ma diventa fondamentale nella fase successiva alla formazione della fessurazione diagonale. In que-

sta fase, infatti, è importante che intervengano elementi resistenti a trazione (rete in GFRP o metallica) in sostituzione della muratura fessurata per assorbire le tensioni di trazione. In assenza di questi elementi si ha normalmente una brusca riduzione di resistenza con annullamento della capacità portante a taglio del pannello.

Generalmente può essere apprezzata una buona affidabilità per quanto riguarda le relazioni proposte: solo in alcuni casi tale relazione porta ad una sovrastima dei valori ottenuti mediante prove sperimentali.

Tabella 5 - Comparazione tra i risultati sperimentali e quelli forniti dal calcolo analitico per la determinazione della resistenza a trazione equivalente della muratura rinforzata.

Campione	f_t [MPa]	$f_{t,calc.}$ [MPa]	$f_{t,calc.} / f_t$
Muratura a tre teste di mattoni pieni (Sp. 380mm)			
MT-1A	0.29	-	-
MT-2A	0.35	-	-
MT-1A-F33S	0.54	0.51	0.94
MT-2A-F33S	0.55	0.51	0.93
MT-1A-F66S	0.60	0.52	0.87
MT-2A-F66S	0.49	0.52	1.06
MT-1A-F66D	0.62	0.57	0.92
MT-2A-F66D	0.65	0.57	0.88
MT-1A-F99D	0.52	0.50	0.96
MT-2A-F99D	0.47	0.50	1.06
MT-1B	0.28	-	-
MT-2B	0.32	-	-
MT-1B-F99D	0.47	0.48	1.01
MT-2B-F99D	0.36	0.48	1.33
Muratura in pietra grossolanamente squadrata			
MP-1A	0.10	-	-
MP-2A	0.10	-	-
MP-1A-F33S	0.29	0.27	0.94
MP-2A-F33S	0.27	0.27	1.01
MP-1A-F66S	0.25	0.29	1.15
MP-2A-F66S	0.28	0.29	1.04
MP-1A-F66D	0.31	0.34	1.09
MP-2A-F66D	0.30	0.34	1.12
MP-1B	0.09	-	-
MP-2B	0.09	-	-
MP-1B-F66S	0.28	0.28	0.99
MP-2B-F66S	0.30	0.28	0.93

7 Conclusioni

È stata condotta una vasta campagna sperimentale su due tipologie di campioni in muratura rinforzati con intonaco e rete in GFRP. I gruppi erano così suddivisi: muratura di mattoni pieni a tre teste e muratura in pietra grossolanamente squadrata. Sono stati utilizzati, per il confezionamento dei campioni tre diversi tipi di malta idraulica e quattro diverse maglie di rete in GFRP.

Le prove di compressione diagonale sono state effettuate per dimostrare l'efficacia della tecnica di rinforzo applicata ed hanno permesso di formulare le seguenti conclusioni.

La tensione principale di trazione equivalente di picco dei campioni rinforzati risulta essere quasi raddoppiata rispetto ai campioni non rinforzati di muratura a due teste di mattoni. Per la muratura in pietra grossolanamente squadrata la resistenza è risultata quasi triplicata. Alla formazione delle fessure diagonali, la resistenza a trazione non ha subito un brusco ed improvviso calo, come è avvenuto per i campioni non rinforzati, ma si è ridotta gradualmente mantenendo una significativa resistenza residua, fino ad elevati valori di deformazione (50% del valore di picco ad un'apertura delle fessure pari a circa 5 mm). La rottura dei fili della rete in GFRP ha avuto inizio per valori della deformazione di trazione pari a 0.8÷1.0%.

L'incremento in termini di capacità dissipativa dei campioni rinforzati (10-12 volte superiore nella muratura in mattoni a tre teste, 3-6 volte in quella in pietra) rispetto a quelli non rinforzati è stato apprezzabile.

I risultati ottenuti sulla base delle 28 prove di compressione diagonale che sono state presentate in questo lavoro permetteranno di sviluppare e validare modelli numerici su elementi rinforzati di muratura, compiendo un importante passo avanti verso una miglior approssimazione della stima della resistenza di murature esistenti rinforzate con metodi innovativi.

Riferimenti

- [1] Aiello MA, Micelli F, Valente L (2007) Masonry confinement by using composite reinforcement, In: Proceedings of the 4th International Conference on Conceptual Approach to Structural Design, June 28-29, Venice.
- [2] Brignola S, Frumento S, Lagomarsino S, Podestà S (2009) Identification of shear parameters of masonry panels through the in-situ diagonal compression test. *Internatl. J. of Architectural Herit.*, 3(2):52-73
- [3] Carozzi FG, Milani G, Poggi C (2014) Mechanical properties and numerical modeling of Fabric Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) systems for strengthening of masonry structures, *Composite Struct.*, 107:711-725
- [4] Corradi M, Borri A, Vignoli A (2008) Experimental evaluation of the in-plane shear behaviour of masonry walls retrofitted using conventional and innovative methods. *J. of Br. Mason. Soc.*, 21(1):29-42
- [5] D'Ambrisi A, Mezzi M, Caporale A (2013) Experimental investigation on polymeric net-RCM reinforced masonry panels. *Composite Struct.*, 105:207-215
- [6] D'Ambrisi A, Focacci F, Caporale A (2013) Strengthening of masonry-unreinforced concrete railway bridges with PBO-FRCM materials, *Composite Struct.* 102:193-204
- [7] Frocht MM (1931) Recent advances in photoelasticity, *ASME, Trans.*, 55:135-53
- [8] Gattesco N, Macorini L (2014) In-plane stiffening techniques with nail plates or CFRP strips for timber floors in historical masonry buildings, *Construction and Building Materials*, 58:64-76.
- [9] Gattesco N, Dudine A (2010) Effectiveness of a masonry strengthening technique made with a GFRP-mesh-reinforced mortar coating. In: Proceedings of the 8th International Masonry Conference, July 5-9, Dresden
- [10] Gattesco N, Dudine A (2011) Rinforzo di murature mediante l'utilizzo di intonaco con rete in GFRP, In: Atti del congresso I° Convegno Nazionale Assocompositi, Politecnico (MI), Milano, Italy.
- [11] Gattesco N, Boem I, Dudine A (2014) Diagonal compression tests on masonry walls

- strengthened with a GFRP mesh reinforced mortar coating, *Bulletin of Earthquake Engineering*, ISSN1570-761X, Ed. Springer, 10.1007/s10518-014-9684-z, Vol. 12, No. 5.
- [12] Juhászová E, Sofronie R, Bairrão R (2008) Stone masonry in historical buildings - Ways to increase their resistance and durability, *Eng. Struct.*, 30(8):2194-2205
- [13] Papanicolaou C, Triantafillou T, Lekka M (2011) Externally bonded grids as strengthening and seismic retrofitting materials of masonry panels, *Const. and Build. Mater.*, 25(2):504-514
- [14] RILEM TC 76-LUM (1994) Diagonal tensile strength tests of small wall specimens, In: *RILEM Recommendations for Testing and use of Constructions Materials*, E&EN SPON, London, pp 488-489
- [15] Tomazevic M, Sheppard P (1982) The strengthening of stone-masonry buildings for revitalizing in seismic regions In: *Proceedings of the 7th European Conference on Earthquake Engineering*, September 6-11, Athens.
- [16] Tomazevic M, Apih V (1993) The strengthening of stone masonry walls by injecting the masonry-friendly grouts. In: *Eur. Earthq. Eng.*, 7(2):10-20
- [17] Tomazevic M, Lutman M, Weiss P (1994) Influence of floors and connection of walls on seismic resistance of old brick masonry buildings. Institute for testing and research in materials and structures, ZAG, Ljubijana
- [18] Triantafillou TC (1998) Strengthening of masonry structures using epoxy-bonded FRP laminates. *J. of Composite Constr.*, 2(2):96-104
- [19] Valluzzi MR, Tinazzi D, Modena C (2002) Shear behavior of masonry panels strengthened by FRP laminates. *Const. and Build. Mater.*, 16(7):409-416
- [20] Yokel FY, Fattal SG (1976) Failure Hypothesis for Masonry Shear walls. *J. of the Structural Division ASCE*, 10(ST3):515-532
- [21] D. M. 14/01/2008, Norme tecniche per le costruzioni, (Code for construction), Ministero delle Infrastrutture, Italy.
- [22] C. M. LL. PP. 02/02/2009 n. 617, Istruzioni per l'applicazione delle nuove «norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008, (Code for construction), Ministero delle Infrastrutture, Italy.