



UNIVERSITÀ
DI PAVIA



DIPARTIMENTO INGEGNERIA
CIVILE ARCHITETTURA

Valutazione sperimentale di rinforzi CRM su muratura di pietra

RAPPORTO DI PROVA

Responsabili Tecnici:

Prof. Ing. Andrea Penna

Dr. Ing. Gabriele Guerrini



UNIVERSITÀ
DI PAVIA



DIPARTIMENTO INGEGNERIA
CIVILE ARCHITETTURA

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE.....	3
2	DESCRIZIONE DELLA CAMPAGNA SPERIMENTALE.....	3
2.1	Caratteristiche della muratura.....	3
2.2	Sistemi di rinforzo CRM.....	4
2.3	Prove di caratterizzazione delle malte.....	5
2.4	Prove di compressione verticale della muratura.....	6
2.5	Prove di compressione diagonale della muratura.....	8
3	PROPRIETA' DEI MATERIALI.....	10
3.1	Proprietà meccaniche delle pietre.....	10
3.2	Proprietà meccaniche delle malte.....	11
3.3	Proprietà meccaniche della muratura.....	11
3.4	Proprietà meccaniche di reti e connettori per CRM.....	11
4	RISULTATI DELLE PROVE DI COMPRESSIONE DIAGONALE SUI SISTEMI CRM... 12	
4.1	Provino rinforzato con NHL15-490-H5.....	13
4.2	Provino rinforzato con CRM NHL15-490-H1.....	14
4.3	Provino rinforzato con CRM NHL15-490-L5.....	15
4.4	Provino rinforzato con CRM NHL15-490-L1.....	16
4.5	Provino rinforzato con CRM NHL15-400-H5.....	17
4.6	Provino rinforzato con CRM NHL10-490-H5.....	18
4.7	Provino rinforzato con CRM CEM15-490-H5.....	19
4.8	Provino rinforzato con CRM RW-490-H5.....	20
4.9	Provino rinforzato con CRM RW-400-H5.....	21
4.10	Discussione dei risultati.....	22
5	CONCLUSIONI.....	23
6	RINGRAZIAMENTI.....	24
7	BIBLIOGRAFIA.....	24



UNIVERSITÀ
DI PAVIA



DIPARTIMENTO INGEGNERIA
CIVILE ARCHITETTURA

1 INTRODUZIONE

Negli ultimi quattro decenni il rivestimento con intonaco armato è diventato un metodo comune di rinforzo delle strutture in muratura nelle aree ad alta sismicità. In origine, questa tecnica di rinforzo consisteva in una rete di acciaio annegata in strati di malta cementizia, applicata e meccanicamente connessa alle superficie della parete muraria. Tuttavia, problemi di durabilità dell'acciaio nei confronti della corrosione e di compatibilità delle malte cementizie con le murature storiche, hanno spinto la ricerca accademica ed industriale verso lo sviluppo di materiali più performanti. L'uso di reti in *Polimeri Fibro-Rinforzati* (FRP) al posto dell'armatura in acciaio nel sistema *Composite-Reinforced Mortar* (CRM) ha permesso la riduzione dello spessore dell'intonaco, dal momento che il rischio corrosione è meno preoccupante, mentre l'adozione di malte a base di calce idraulica o *Natural Hydraulic Lime* (NHL) è risultato in una maggiore compatibilità con il substrato murario.

Questo documento presenta i risultati ottenuti durante una vasta campagna sperimentale condotta per conto di Laterlite S.p.A. presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture del Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura (DICAr) dell'Università di Pavia su diversi provini in muratura di pietra naturale, rinforzati utilizzando diverse tipologie di incamiciatura [1]. In questo rapporto vengono considerati i provini rinforzati con la tecnica CRM, ossia con armatura costituita da reti in FRP annegate in una malta strutturale a base di calce idraulica o cemento, tutti materiali prodotti da Laterlite S.p.A..

Considerando l'ampia gamma di malte, reti e connettori disponibili sul mercato, la campagna sperimentale ha previsto provini rinforzati con diverse combinazioni degli stessi componenti. Dopo la caratterizzazione della muratura nuda e dei materiali costituenti il rinforzo, sono state eseguite prove di compressione diagonale sui provini rinforzati. I risultati vengono qui discussi in termini di modalità di rottura ed incremento della resistenza a trazione rispetto alla muratura non rinforzata.

2 DESCRIZIONE DELLA CAMPAGNA SPERIMENTALE

2.1 Caratteristiche della muratura

Il programma sperimentale ha permesso di valutare l'effetto dei diversi sistemi di rinforzo CRM sulla resistenza a trazione e sulla modalità di rottura dei pannelli in muratura di pietra. La campagna di indagine ha quindi previsto la realizzazione di cinque muri di spessore pari a 300 mm, successivamente suddivisi in provini mediante una sega costituita da un disco di acciaio diamantato fissata lungo una guida metallica sui muri stessi (Figura 1a).

Le pietre sono state lavorate grossolanamente con un martello e, nella loro configurazione finale, avevano dimensioni irregolari tra 100 e 300 mm. Sono state disposte su due paramenti con strati di malta di classe M1 spessi da 5 a 20 mm, formando corsi orizzontali irregolari. Non sono stati collocati diatoni nello spessore dei muri, ad eccezione delle zone perimetrali, dove erano necessari per ragioni di stabilità durante la costruzione. Le irregolarità dei blocchi hanno portato ad un interstizio variabile tra i due paramenti, che è stato riempito con malta e schegge di pietra (Figura 1b). La densità media della muratura è risultata pari a 1880 kg/m³.



UNIVERSITÀ
DI PAVIA



DIPARTIMENTO INGEGNERIA
CIVILE ARCHITETTURA



Figura 1: Paredi in muratura: (a) operazioni di taglio; (b) tessitura della muratura durante la costruzione.

In sommità e alla base dei muri destinati al taglio dei provini in muratura non rinforzata, da sottoporre a compressione verticale, sono stati costruiti cordoli in cemento armato di sezione 300 x 200 mm, per distribuire meglio il carico assiale. Invece, i muri destinati alle prove di compressione diagonale erano sprovvisti di cordoli, dal momento che questi avrebbero interferito con l'applicazione del carico.

Prima del taglio, i muri sono stati confinati mediante legature verticali in acciaio, in modo da applicare un basso livello di precompressione e ridurre così il rischio di danneggiamento durante il taglio ed il trasporto verso la macchina di prova. Dopo il taglio, le due porzioni di estremità di ogni muro sono state scartate per evitare gli effetti di confinamento dei diatoni e per ottenere campioni rappresentativi di una parete in muratura omogenea senza pietre trasversali.

2.2 Sistemi di rinforzo CRM

Il rinforzo CRM è stato applicato ai provini murari solo successivamente al taglio facendo uso di quattro diversi intonaci strutturali prodotti da Laterlite:

- malta di calce idraulica di classe M15, denominata **NHL15** e nome commerciale Ruregold MX-CP Calce;
- malta di calce idraulica di classe M10 alleggerita con argilla espansa Leca, denominata **NHL10** e nome commerciale Malta Leggera NHL CentroStorico;
- malta cementizia di classe M15, denominata **CEM15** e nome commerciale Ruregold MX-15 Intonaco;
- malta cementizia rinforzata con fibre di polipropilene di classe M49.5, denominata **RW** e nome commerciale Ruregold MX-RW Alte Prestazioni.

Due reti in FRP a base di fibre di vetro (GFRP), distinte per la dimensione della maglia, sono state adottate per rinforzare l'intonaco:

- rete in GFRP 80 x 80 mm, con grammatura totale di 490 g/m², denominata **490** e nome commerciale Ruregold G-MESH 490;



UNIVERSITÀ
DI PAVIA



DIPARTIMENTO INGEGNERIA
CIVILE ARCHITETTURA

- rete in GFRP 80 x 120 mm, con grammatura totale di 400 g/m², denominata **400** e nome commerciale Ruregold G-MESH 400.

Infine, sono state scelte due diverse tipologie di connettori per assicurare il rivestimento al substrato murario:

- connettori elicoidali in acciaio, denominati **H** e nome commerciale Ruregold Connettore Elicoidale;
- connettori a L in GFRP, denominati **L** e nome commerciale Ruregold G MESH Connettore.

Le combinazioni adottate per le prove di compressione diagonale sono elencate di seguito. Il nome del provino include gli identificativi della malta, della rete e del tipo e numero di connettori. Ogni sistema di rinforzo è stato applicato a tre provini:

- 1) NHL15-490-H5: malta di calce idraulica M15, rete a maglia quadrata, 5 connettori elicoidali;
- 2) NHL15-490-H1: malta di calce idraulica M15, rete a maglia quadrata, 1 connettore elicoidale;
- 3) NHL15-490-L5: malta di calce idraulica M15, rete a maglia quadrata, 5 connettori ad L;
- 4) NHL15-490-L1: malta di calce idraulica M15, rete a maglia quadrata, 1 connettore ad L;
- 5) NHL15-400-H5: malta di calce idraulica M15, rete a maglia rettangolare, 5 connettori elicoidali;
- 6) NHL10-490-H5: malta di calce idraulica M10, rete a maglia quadrata, 5 connettori elicoidali;
- 7) CEM15-490-H5: malta di cemento M15, rete a maglia quadrata, 5 connettori elicoidali;
- 8) RW-490-H5: malta fibro-rinforzata M49.5, rete a maglia quadrata, 5 connettori elicoidali;
- 9) RW-400-H5: malta fibro-rinforzata M49.5, rete a maglia rettangolare, 5 connettori elicoidali.

2.3 Prove di caratterizzazione delle malte

Le caratteristiche meccaniche di interesse della malta sono state ottenute attraverso prove standard di flessione e di compressione. Seguendo la procedura stabilita dalla norma EN 1015-11 [2], sia la malta adibita alla realizzazione dei provini, sia quelle destinate ai rinforzi in CRM sono state prelevate in appositi stampi. Ciascun prelievo di malta era costituito da tre provini prismatici con dimensioni di 160 x 40 x 40 mm ottenuti dallo stesso getto. Il processo di maturazione è iniziato in sacchetti di plastica sigillati all'interno degli stampi, dove i campioni sono stati lasciati per quattro giorni. Successivamente, i provini sono stati estratti dagli stampi e posizionati nuovamente nei sacchetti per altri tre giorni. Infine, dopo sette giorni di maturazione, i campioni sono stati rimossi dai sacchetti e lasciati esposti all'aria.

Inizialmente è stata eseguita una prova di flessione su tre punti su ogni prisma, utilizzando una macchina di prova universale con interasse tra gli appoggi (L) pari a 120 mm e carico applicato in mezzzeria. Detti F_{max} la massima forza registrata e W il modulo di resistenza elastico dell' i -esimo prisma, la resistenza a trazione f_{mt} per ciascuno degli n prismi dello stesso tipo di materiale è stata calcolata come:

$$f_{mt} = \frac{F_{max}L}{4W}$$

Successivamente, sui monconi derivanti dalle prove di flessione sono state eseguite prove di compressione. A questo scopo, la forza di compressione era applicata su un'area di contatto (A) di 40 x



UNIVERSITÀ
DI PAVIA



DIPARTIMENTO INGEGNERIA
CIVILE ARCHITETTURA

40 mm. Indicando con P_{max} la massima forza di compressione sostenuta dal moncone i -esimo, la resistenza a compressione f_{mc} di ciascuno dei $2n$ monconi dello stesso tipo di malta è stata determinata come:

$$f_{mc} = \frac{P_{max}}{A}$$

2.4 Prove di compressione verticale della muratura

Per la caratterizzazione meccanica della muratura di pietra sono state svolte prove di compressione verticale su tre provini. Questi ultimi sono stati ricavati da uno dei cinque muri realizzati in precedenza. I muretti possedevano dimensioni nominali di 800 x 1200 x 300 mm (Figura 2) adattando le prescrizioni della norma EN 1050-1 [3] per la muratura in mattoni alla dimensione media delle pietre irregolari. L'apparecchiatura di prova è consistita in una macchina universale a controllo di forza e trasduttori di spostamento. La forza di compressione assiale è stata centrata e distribuita il più uniformemente possibile sulla sezione trasversale mediante travi di ripartizione in acciaio e cordoli in cemento armato.

La tensione di compressione verticale nella muratura è stata calcolata assumendo che le modalità di applicazione del carico non abbiano avuto alcuna influenza sullo stato di sforzo interno in corrispondenza della mezza altezza del pannello, nell'intorno della quale era installata la strumentazione. La forza applicata (P) è stata divisa per l'area (A_n) della sezione nominale di dimensioni 300 x 800 mm.

$$\sigma_c = \frac{P}{A_n}$$

Il protocollo di prova ha previsto cicli di carico e scarico di ampiezza pari a 1/6, 1/3 ed 1/2 della resistenza prevista, applicati rispettivamente in 2.5, 5.0 e 7.5 secondi prima di portare il provino a rottura. I carichi massimi e nulli di ogni ciclo sono stati mantenuti costanti per circa 10 secondi in modo da stabilizzare lo stato di tensione. La resistenza alla compressione f_c è stata valutata testando il campione fino al punto di rottura e considerando la forza massima sopportata (P_{max}):

$$f_c = \frac{P_{max}}{A_n}$$



UNIVERSITÀ
DI PAVIA



DIPARTIMENTO INGEGNERIA
CIVILE ARCHITETTURA

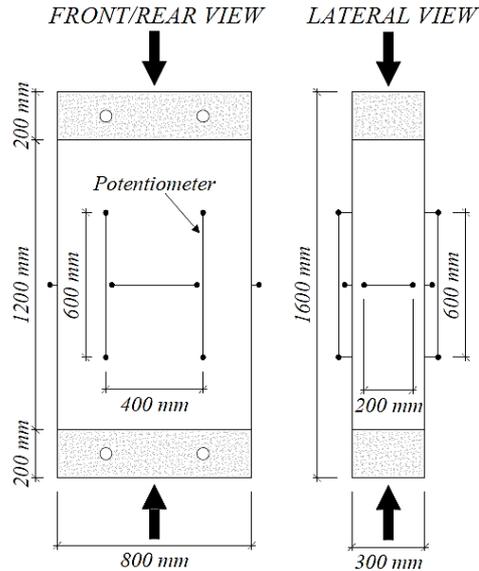


Figura 2: Prova di compressione verticale per la caratterizzazione dei provini murari.

Le deformazioni longitudinali e trasversali sono state misurate mediante otto potenziometri con corsa pari a 25 mm (Figura 2). La distanza nominale tra i perni di montaggio dei trasduttori è stata regolata caso per caso per garantire che fossero installati lontano dai bordi delle pietre ed evitando i giunti di malta. Per questo motivo, la lunghezza iniziale effettiva è stata misurata per ogni strumento. La deformazione ε_i corrispondente all' i -esimo potenziometro è stata calcolata come rapporto tra lo spostamento relativo letto dallo strumento (Δl_i) e la distanza iniziale tra i perni ($l_{0,i}$):

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta l_i}{l_{0,i}}$$

I valori medi di deformazione verticale ε_{vm} ed orizzontale ε_{hm} sono stati definiti come:

$$\varepsilon_{vm} = \frac{1}{4} \sum_{i=1}^4 \varepsilon_{v,i}$$

$$\varepsilon_{hm} = \frac{\varepsilon_{hpm} + \varepsilon_{htm}}{2} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2} \sum_{j=1}^2 \varepsilon_{hp,j} + \frac{1}{2} \sum_{k=1}^2 \varepsilon_{ht,k} \right)$$

dove $\varepsilon_{v,i}$ è la deformazione misurata dall' i -esimo potenziometro verticale, $\varepsilon_{hp,j}$ e $\varepsilon_{ht,k}$ indicano rispettivamente la deformazione misurata dal j -esimo potenziometro orizzontale nel piano e dal k -esimo potenziometro orizzontale nello spessore del muro, mentre ε_{hpm} e ε_{htm} sono la deformazione orizzontale media nel piano e nello spessore del muro. Supponendo che la muratura si comporti come un materiale elastico, lineare, isotropo ed omogeneo per bassi livelli di sollecitazione, il modulo di Young (E) ed il coefficiente di Poisson (ν) sono stati valutati per ogni campione fra il 10% e il 33%



UNIVERSITÀ
DI PAVIA



DIPARTIMENTO INGEGNERIA
CIVILE ARCHITETTURA

della massima forza di compressione misurata, mentre il modulo di taglio (G) è stato ricavato mediante la sua relazione con i due parametri precedenti [4]:

$$E = \frac{\Delta\sigma_v}{\Delta\varepsilon_{vm}} = \frac{\sigma_{v,33} - \sigma_{v,10}}{\varepsilon_{vm,33} - \varepsilon_{vm,10}}$$
$$\nu = \frac{\Delta\varepsilon_{hm}}{\Delta\varepsilon_{vm}} = \frac{\varepsilon_{hm,33} - \varepsilon_{hm,10}}{\varepsilon_{vm,33} - \varepsilon_{vm,10}}$$
$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

2.5 Prove di compressione diagonale della muratura

Al fine di valutare l'effetto dei diversi sistemi di rinforzo CRM sulla resistenza a trazione e sulla modalità di rottura dei pannelli in muratura di pietra, sono state eseguite prove di compressione diagonale. I provini avevano dimensioni nominali di 1000 x 1000 x 300 mm (Figura 3), come da norme ASTM [5] e RILEM [6]. L'apparecchiatura di prova è consistita in una macchina universale a controllo di forza e trasduttori di spostamento. La forza di compressione è stata applicata lungo una diagonale del pannello murario quadrato, lasciando l'altra diagonale scarica.

Le norme ASTM [5] e RILEM [6] interpretano i risultati assumendo uno stato di taglio puro al centro del pannello. Il cerchio di Mohr corrispondente a questa condizione (Figura 4a) è centrato nell'origine del piano $\sigma - \tau$, di conseguenza, sia le tensioni principali di trazione (σ_t) e compressione (σ_c) che la tensione tangenziale massima (τ) sono pari al raggio del cerchio:

$$\tau = \sigma_t = |\sigma_c| = \frac{P}{A_n\sqrt{2}} = 0.707 \frac{P}{A_n}$$

dove A_n è l'area nominale soggetta allo sforzo di taglio, pari a 300 x 1000 mm, e P è la forza di compressione applicata lungo una diagonale.

Questa interpretazione è basata sull'ipotesi semplificativa di uno stato di sforzo uniforme di taglio puro; tuttavia, al fine di avere una distribuzione di tensione uniforme nel pannello, dovrebbe essere applicata una forza addizionale di trazione lungo l'altra diagonale. La reale distribuzione delle tensioni tangenziali però è tutt'altro che uniforme ed il pannello non è soggetto ad uno stato di sforzo di taglio puro (Figura 4). Per questo motivo, è possibile utilizzare una formulazione più accurata per valutare le tensioni principali al centro del pannello [7] [8]:



UNIVERSITÀ
DI PAVIA



DIPARTIMENTO INGEGNERIA
CIVILE ARCHITETTURA

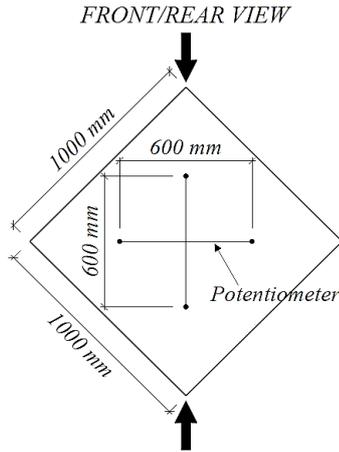


Figura 3: Prova di compressione diagonale per la caratterizzazione dei provini murari.

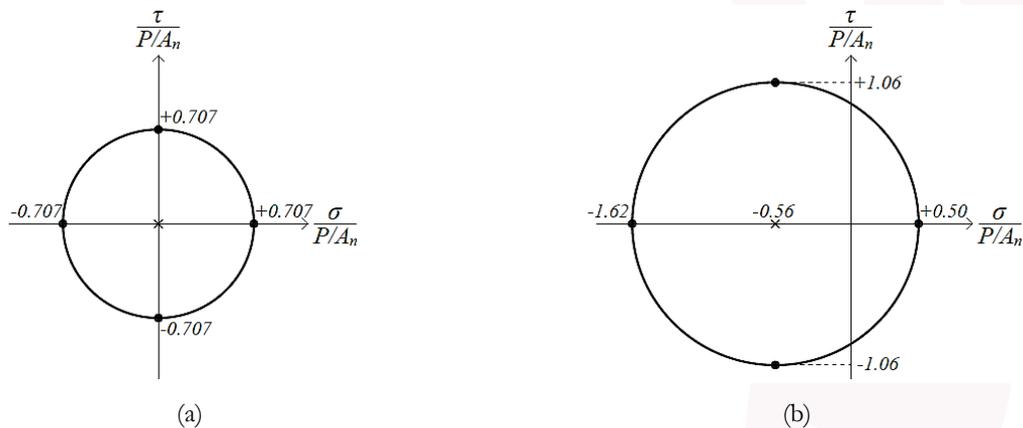


Figura 4: Cerchi di Mohr per la prova di compressione diagonale: (a) interpretazione di taglio puro secondo ASTM [5] e RILEM [6]; (b) interpretazione più accurata [7] [8].

$$\sigma_t = 0.50 \frac{P}{A_n}, \quad \sigma_c = -1.62 \frac{P}{A_n}$$

La procedura descritta da ASTM [5] e RILEM [6] è considerata accettabile per la stima del modulo di taglio G , dal momento che si riferisce alla deformazione e sollecitazione media di taglio nella zona del pannello strumentato con trasduttori di spostamento. Tuttavia, si ritiene che l'interpretazione alternativa sia più appropriata per la previsione della resistenza a trazione della muratura.

Il protocollo di prova ha previsto cicli di carico e scarico di ampiezza pari a 1/6, 1/3 ed 1/2 della resistenza prevista, applicati rispettivamente in 2.5, 5.0 e 7.5 secondi prima di portare il provino a rottura. I carichi massimi e nulli di ogni ciclo sono stati mantenuti costanti per circa 10 secondi in modo da stabilizzare lo stato di tensione.

La resistenza a taglio τ_{max} è stata quindi valutata secondo ASTM [5] e RILEM [6] considerando per ciascun provino la massima forza applicata (P_{max}):



UNIVERSITÀ
DI PAVIA



DIPARTIMENTO INGEGNERIA
CIVILE ARCHITETTURA

$$\tau_{max} = 0.707 \frac{P_{max}}{A_n}$$

La resistenza a trazione della muratura f_t è stata valutata considerando la tensione principale di trazione corrispondente alla massima forza raggiunta:

$$f_t = 0.5 \frac{P_{max}}{A_n}$$

Quattro potenziometri con corsa pari a 25 mm hanno permesso la misurazione delle deformazioni lungo le due diagonali (Figura 3). La distanza nominale tra i perni di montaggio dei trasduttori è stata regolata caso per caso al fine di garantire che fossero installati lontano dai bordi delle pietre ed evitando i giunti di malta. Per questa ragione, la lunghezza iniziale effettiva è stata misurata per ogni strumento. La deformazione ε_i corrispondente all' i -esimo potenziometro è stata calcolata come rapporto tra lo spostamento relativo letto dallo strumento (Δl_i) e la distanza iniziale tra i perni ($l_{0,i}$):

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta l_i}{l_{0,i}}$$

Dal momento che le lunghezze iniziali dei potenziometri lungo le due diagonali erano approssimativamente le stesse, la deformazione media a taglio γ_m è stata approssimata come:

$$\gamma_m \cong |\varepsilon_{vm}| + |\varepsilon_{hm}| = \left| \frac{1}{2} \sum_{i=1}^2 \varepsilon_{v,i} \right| + \left| \frac{1}{2} \sum_{j=1}^2 \varepsilon_{h,j} \right|$$

dove $\varepsilon_{v,i}$ è la deformazione misurata dall' i -esimo potenziometro lungo la diagonale caricata, $\varepsilon_{h,j}$ è la deformazione misurata dal j -esimo potenziometro lungo la diagonale scarica, mentre ε_{vm} e ε_{hm} sono le deformazioni medie rispettivamente lungo le due diagonali. Le deformazioni $\varepsilon_{v,max}$ e γ_{max} sono i valori di ε_{vm} e γ_m in corrispondenza del massimo valore di carico P_{max} .

Sotto l'ipotesi di materiale elastico, lineare, omogeneo ed isotropo soggetto ad uno stato di sforzo di taglio puro, il modulo di taglio G può essere valutato per ogni campione fra il 10% e il 33% della massima forza di compressione diagonale misurata:

$$G = \frac{\Delta \tau}{\Delta \gamma_m} = \frac{\tau_{33} - \tau_{10}}{\gamma_{m,33} - \gamma_{m,10}}$$

Tuttavia, data la grande variabilità del ramo elastico della curva $\tau - \gamma_m$, la stima del modulo di taglio secondo questa ipotesi è stata ritenuta troppo imprecisa per essere riportata.

3 PROPRIETÀ DEI MATERIALI

3.1 Proprietà meccaniche delle pietre

Le pietre naturali sono state ricavate dalle rocce calcaree di Credaro-Berrettino in provincia di Bergamo. Secondo la documentazione fornita dalla cava, queste sono caratterizzate da una densità media di 2580 kg/m³, una resistenza media alla compressione perpendicolare e parallela agli stati di



UNIVERSITÀ
DI PAVIA



DIPARTIMENTO INGEGNERIA
CIVILE ARCHITETTURA

sedimentazione rispettivamente di 149 MPa e 144 MPa, ed una resistenza media a trazione pari a 19 MPa.

3.2 Proprietà meccaniche delle malte

I valori medi e i coefficienti di variazione delle resistenze a compressione e a trazione delle malte impiegate per la realizzazione della muratura e dei sistemi CRM sono riportati nella Tabella 1.

Tabella 1: Proprietà meccaniche delle malte impiegate per la realizzazione della muratura e dei sistemi di rinforzo.

	Masonry		NHL15		NHL10		CEM15		RW	
	f_{mc} [MPa]	f_{mt} [MPa]								
Media	1.25	0.47	22.4	6.4	9.3	2.7	17.3	5.6	68.2	9.7
C.o.v.	27%	36%	9.4%	7.2%	7.0%	5.4%	4.3%	7.5%	4.8%	9.4%

3.3 Proprietà meccaniche della muratura

La Tabella 2 riassume i valori medi e i coefficienti di variazione delle proprietà della muratura non rinforzata, ottenute dalle prove di compressione verticale (tre provini) e diagonale (sei provini). I pedici aggiuntivi "0" indicano che si tratta di valori relativi alla muratura nuda.

Tabella 2: Proprietà meccaniche della muratura non rinforzata derivate dalle prove sperimentali.

	$f_{c,0}$ [MPa]	$f_{t,0}$ [MPa]	$\tau_{max,0}$ [MPa]	$\gamma_{max,0}$ [-]	E_0 [MPa]	ν_0 [-]	G_0 [MPa]
Media	1.52	0.14	0.19	0.000397	3450	0.30	1320
C.o.v.	2.8%	22%	22%	50%	30%	32%	22%

3.4 Proprietà meccaniche di reti e connettori per CRM

Le reti in GFRP inglobate nel rinforzo CRM sono state caratterizzate presso altri laboratori. Per quelle a maglia quadrata, con grammatura di 490 g/m², sono state certificate resistenze medie a trazione rispettivamente di 107 kN/m e 82kN/m nelle direzioni di trama ed ordito. Per le reti a maglia rettangolare, con grammatura di 400 g/m², sono invece state indicate resistenze di 74 kN/m e 86 kN/m nelle medesime direzioni.

Le resistenze medie a trazione dei connettori sono state prese dalle specifiche tecniche dei produttori. Per i connettori elicoidali in acciaio risultava essere pari a 16 kN, mentre per quelli a L in GFRP pari a 30 kN.



UNIVERSITÀ
DI PAVIA



DIPARTIMENTO INGEGNERIA
CIVILE ARCHITETTURA

4 RISULTATI DELLE PROVE DI COMPRESSIONE DIAGONALE SUI SISTEMI CRM

Di seguito vengono riportate, per ciascuna tipologia di CRM considerata, le foto dei provini durante l'applicazione del sistema di rinforzo e al termine della prova di compressione diagonale. Vengono inoltre riportate le curve $P - \varepsilon_{vm}$ e $\tau - \gamma_m$ relative ai tre provini appartenenti a ciascuna tipologia di CRM testata. I grafici sono accompagnati da una tabella riassuntiva dei risultati salienti.



UNIVERSITÀ
DI PAVIA



DIPARTIMENTO INGEGNERIA
CIVILE ARCHITETTURA

4.1 Provino rinforzato con NHL15-490-H5

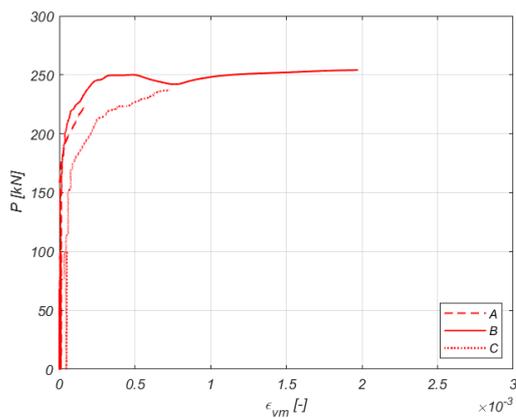


(a)

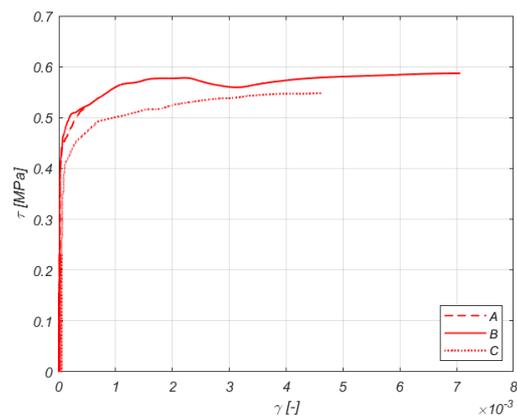


(b)

Figura 5: Provini NHL15-490-H5: (a) durante l'applicazione del rinforzo; (b) dopo la prova.



(a)



(b)

Figura 6: Provini NHL15-490-H5: (a) curve $P - \varepsilon_{vm}$; (b) curve $\tau - \gamma_m$.

Tabella 3: Riassunto dei risultati per CRM NHL15-490-H5.

	P_{max} [kN]	ε_{vm} [-]	τ_{max} [MPa]	γ_{max} [-]	f_t [MPa]
A	226	0.00019	0.52	0.0005	0.37
B	254	0.00197	0.59	0.0071	0.42
C	237	0.00073	0.55	0.0018	0.39
Media	239	0.00097	0.55	0.0031	0.39
C.o.v	5.9%	94.8%	5.9%	112.2%	5.9%



UNIVERSITÀ
DI PAVIA



DIPARTIMENTO INGEGNERIA
CIVILE ARCHITETTURA

4.2 Provino rinforzato con CRM NHL15-490-H1

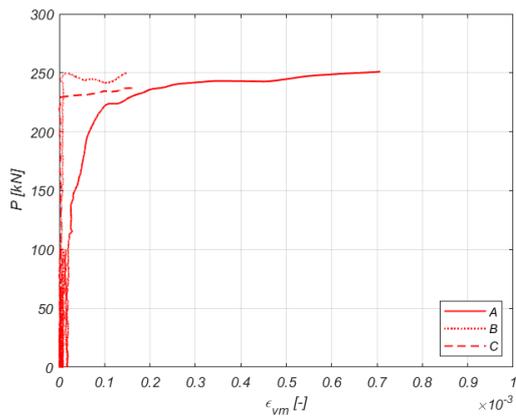


(a)

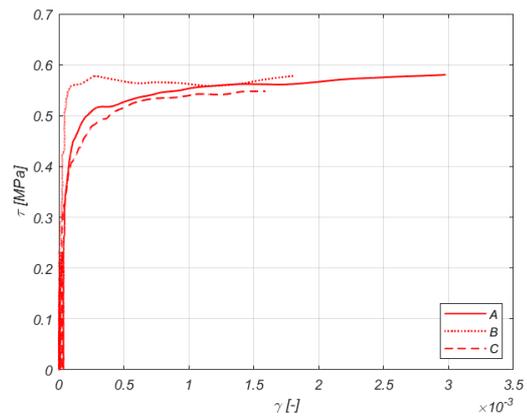


(b)

Figura 7: Provini NHL15-490-H1: (a) durante l'applicazione del rinforzo; (b) dopo la prova.



(a)



(b)

Figura 8: Provini NHL15-490-H1: (a) curve $P - \varepsilon_{vm}$; (b) curve $\tau - \gamma_m$.

Tabella 4: Riassunto dei risultati per CRM NHL15-490-H1.

	P_{max} [kN]	ε_{vm} [-]	τ_{max} [MPa]	γ_{max} [-]	f_t [MPa]
A	251	0.00071	0.58	0.0030	0.41
B	250	0.00015	0.58	0.0018	0.41
C	237	0.00016	0.55	0.0016	0.39
Media	246	0.00034	0.57	0.0021	0.40
C.o.v	3.2%	93.6%	3.2%	34.9%	3.2%



4.3 Provino rinforzato con CRM NHL15-490-L5

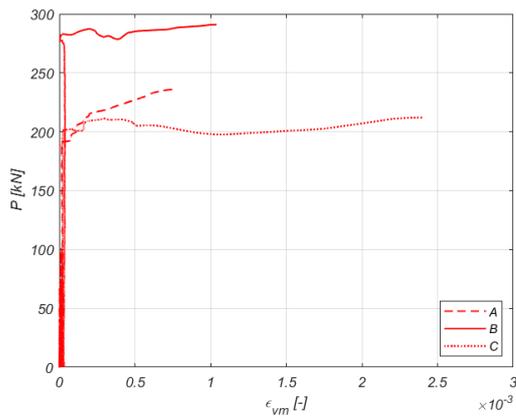


(a)

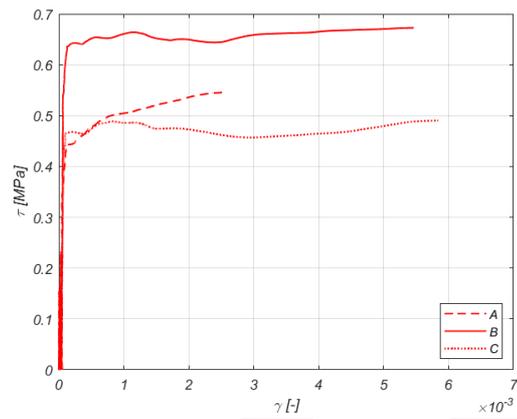


(b)

Figura 9: Provini NHL15-490-L5: (a) durante l'applicazione del rinforzo; (b) dopo la prova.



(a)



(b)

Figura 10: Provini NHL15-490-L5: (a) curve $P - \varepsilon_{vm}$; (b) curve $\tau - \gamma_m$.

Tabella 5: Riassunto dei risultati per CRM NHL15-490-L5.

	P_{max} [kN]	ε_{vm} [-]	τ_{max} [MPa]	γ_{max} [-]	f_t [MPa]
A	236	0.00077	0.55	0.0025	0.39
B	291	0.00104	0.67	0.0055	0.48
C	212	0.00240	0.49	0.0058	0.35
Media	246	0.00140	0.57	0.0046	0.40
C.o.v	16.4%	62.5%	16.4%	39.1%	16.4%



UNIVERSITÀ
DI PAVIA



DIPARTIMENTO INGEGNERIA
CIVILE ARCHITETTURA

4.4 Provino rinforzato con CRM NHL15-490-L1

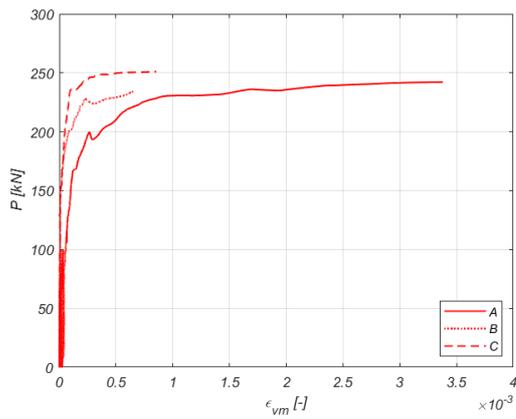


(a)

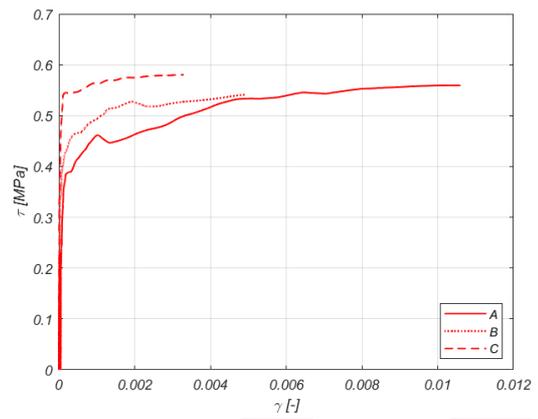


(b)

Figura 11: Provini NHL15-490-L1: (a) durante l'applicazione del rinforzo; (b) dopo la prova.



(a)



(b)

Figura 12: Provini NHL15-490-L1: (a) curve $P - \epsilon_{vm}$; (b) curve $\tau - \gamma_m$.

Tabella 6: Riassunto dei risultati per CRM NHL15-490-L1.

	P_{max} [kN]	ϵ_{vm} [-]	τ_{max} [MPa]	γ_{max} [-]	f_t [MPa]
A	242	0.00338	0.56	0.0106	0.40
B	234	0.00065	0.54	0.0049	0.38
C	251	0.00086	0.58	0.0033	0.41
Media	242	0.00163	0.56	0.0063	0.40
C.o.v	3.5%	93.2%	3.5%	61.3%	3.5%



UNIVERSITÀ
DI PAVIA



DIPARTIMENTO INGEGNERIA
CIVILE ARCHITETTURA

4.5 Provino rinforzato con CRM NHL15-400-H5

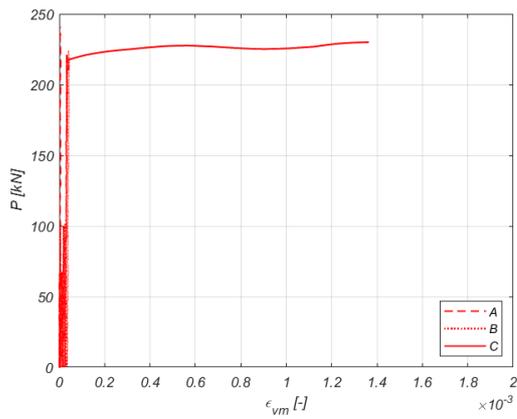


(a)

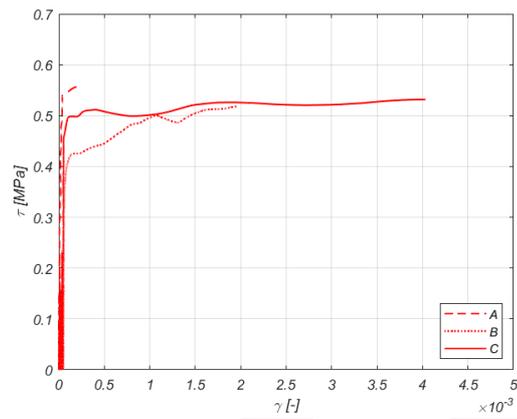


(b)

Figura 13: Provini NHL15-400-H5: (a) durante l'applicazione del rinforzo; (b) dopo la prova.



(a)



(b)

Figura 14: Provini NHL15-400-H5: (a) curve $P - \epsilon_{vm}$; (b) curve $\tau - \gamma_m$.

Tabella 7: Riassunto dei risultati per CRM NHL15-400-H5.

	P_{max} [kN]	ϵ_{vm} [-]	τ_{max} [MPa]	γ_{max} [-]	f_t [MPa]
A	241	0	0.56	0.0002	0.39
B	224	0.00049	0.52	0.0024	0.37
C	230	0.00024	0.53	0.0040	0.38
Media	232	0.00024	0.54	0.0022	0.38
C.o.v	3.7%	100.6%	3.7%	86.9%	3.7%



UNIVERSITÀ
DI PAVIA



DIPARTIMENTO INGEGNERIA
CIVILE ARCHITETTURA

4.6 Provino rinforzato con CRM NHL10-490-H5

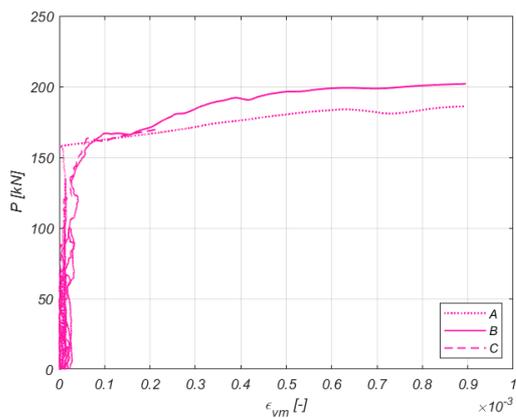


(a)

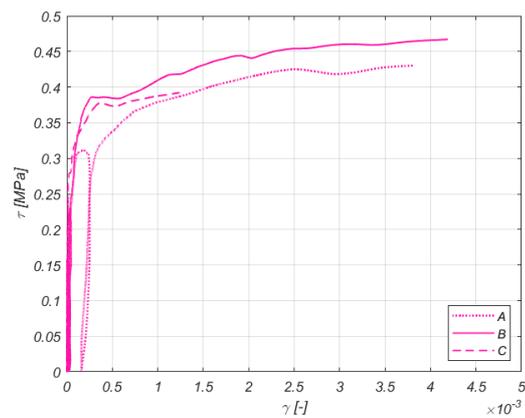


(b)

Figura 15: Provini NHL10-490-H5: (a) durante l'applicazione del rinforzo; (b) dopo la prova.



(a)



(b)

Figura 16: Provini NHL10-490-H5: (a) curve $P - \epsilon_{vm}$; (b) curve $\tau - \gamma_m$.

Tabella 8: Riassunto dei risultati per CRM NHL10-490-H5.

	P_{max} [kN]	ϵ_{vm} [-]	τ_{max} [MPa]	γ_{max} [-]	f_t [MPa]
A	186	0.00089	0.43	0.0038	0.30
B	202	0.00090	0.47	0.0042	0.33
C	170	0.00022	0.39	0.0013	0.28
Media	186	0.00067	0.43	0.0031	0.30
C.o.v	8.6%	57.9%	8.6%	50.5%	8.6%



4.7 Provino rinforzato con CRM CEM15-490-H5

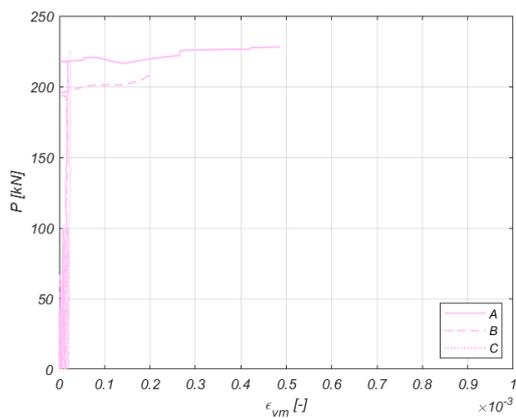


(a)

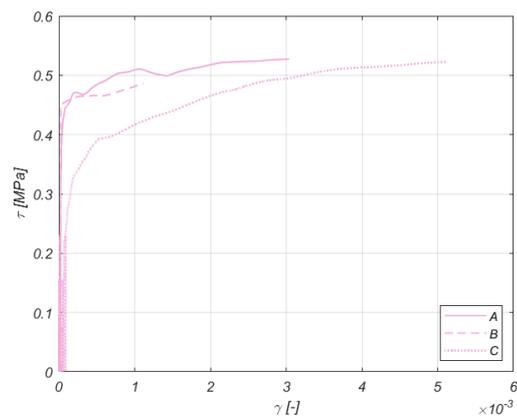


(b)

Figura 17: Provini CEM15-490-H5: (a) durante l'applicazione del rinforzo; (b) dopo la prova.



(a)



(b)

Figura 18: Provini CEM15-490-H5: (a) curve $P - \varepsilon_{vm}$; (b) curve $\tau - \gamma_m$.

Tabella 9: Riassunto risultati per CRM CEM15-490-H5.

	P_{max} [kN]	ε_{vm} [-]	τ_{max} [MPa]	γ_{max} [-]	f_t [MPa]
A	228	0.00049	0.53	0.0030	0.37
B	210	0.00021	0.49	0.0011	0.34
C	226	0	0.52	0.0051	0.37
Media	221	0.00023	0.51	0.0031	0.36
C.o.v	4.5%	105.3%	4.5%	64.8%	4.5%

4.8 Provino rinforzato con CRM RW-490-H5

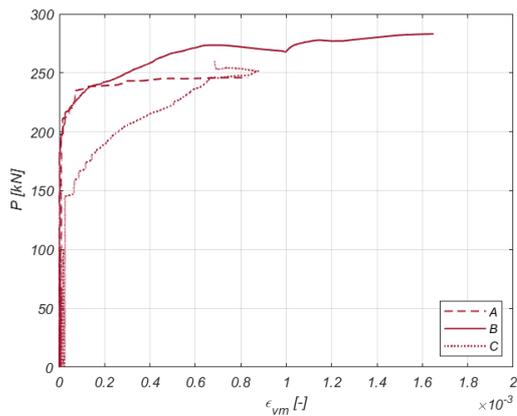


(a)

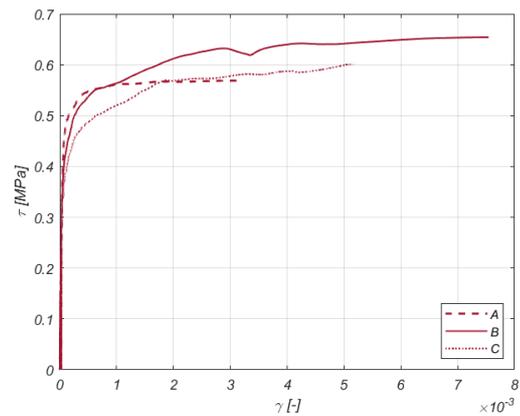


(b)

Figura 19: Provini RW-490-H5: (a) durante l'applicazione del rinforzo; (b) dopo la prova.



(a)



(b)

Figura 20: Provini RW-490-H5: (a) curve $P - \varepsilon_{vm}$; (b) curve $\tau - \gamma_m$.

Tabella 10: Riassunto dei risultati per CRM RW-490-H5.

	P_{max} [kN]	ε_{vm} [-]	τ_{max} [MPa]	γ_{max} [-]	f_t [MPa]
A	246	0.00083	0.57	0.0031	0.40
B	283	0.00165	0.65	0.0075	0.46
C	260	0.00068	0.60	0.0052	0.43
Media	263	0.00105	0.61	0.0053	0.43
C.o.v	7.1%	49.4%	7.1%	42.0%	7.1%



UNIVERSITÀ
DI PAVIA



DIPARTIMENTO INGEGNERIA
CIVILE ARCHITETTURA

4.9 Provino rinforzato con CRM RW-400-H5

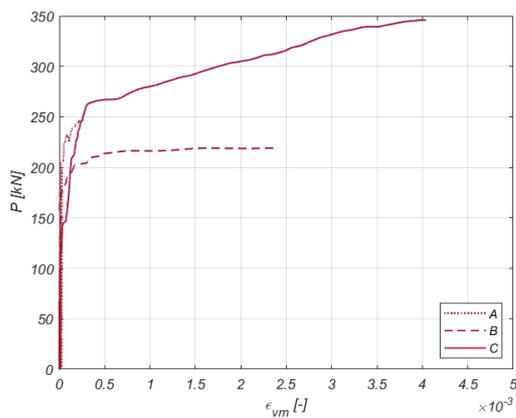


(a)

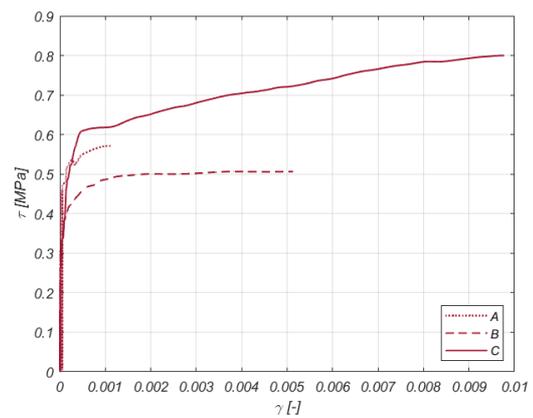


(b)

Figura 21: Provini RW-400-H5: (a) durante l'applicazione del rinforzo; (b) dopo la prova.



(a)



(b)

Figura 22: Provini RW-400-H5: (a) curve $P - \varepsilon_{vm}$; (b) curve $\tau - \gamma_m$.

Tabella 11: Riassunto dei risultati per CRM RW-400-H5.

	P_{max} [kN]	ε_{vm} [-]	τ_{max} [MPa]	γ_{max} [-]	f_t [MPa]
A	247	0.00029	0.57	0.0012	0.40
B	219	0.00240	0.51	0.0051	0.36
C	346	0.00404	0.80	0.0098	0.57
Media	271	0.00224	0.63	0.0054	0.44
C.o.v	24.7%	83.9%	24.7%	80.4%	24.7%



4.10 Discussione dei risultati

I provini non rinforzati hanno sviluppato fessure nel piano, circa parallele alla forza di compressione, e rigonfiamenti fuori dal piano che hanno provocato la separazione dei paramenti murari. I sistemi di rinforzo, specialmente quelli con cinque connettori, hanno confinato efficacemente la muratura ed hanno limitato e/o ritardato la separazione dei paramenti. Questo effetto benefico è stato almeno parzialmente perso nel caso di esemplari con un solo connettore centrale, dove sono stati osservati il distacco del rinforzo e la separazione dei paramenti (Figura 11b).

La Figura 23 illustra l'incremento di resistenza a trazione corrispondente ai sistemi CRM considerati in questa campagna sperimentale. I risultati sono presentati in termini di resistenza riferita all'area nominale della muratura nuda, ed in termini di rapporto con la resistenza della muratura non rinforzata. Sono stati riportati i valori medi e le barre degli errori (più o meno una deviazione standard). Nel complesso sono stati registrati rapporti medi nell'intervallo fra 2.3 e 3.3. Si può osservare una certa dipendenza dalla resistenza della malta: infatti, i provini con malta di classe M10 (NHL10) hanno raggiunto un rapporto di 2.3, quelli con malte M15 (NHL15 e CEM15) rapporti compresi tra 2.7 e 3.0, mentre quelli con malta M49.5 (RW) fino a 3.3 volte la resistenza originale. Le variazioni di grammatura delle reti GFRP (490 o 400 g/m²) o del tipo e numero di connettori, invece, non hanno mostrato effetti chiari sulla resistenza a trazione.

L'effetto benefico dei sistemi esaminati sulla capacità deformativa a taglio è rappresentato in Figura 24, in cui vengono riportate sia le deformazioni in corrispondenza del picco di sforzo, sia il loro rapporto con il valore registrato sulla muratura non rinforzata. Sono stati riportati i valori medi e le barre di errore. Nonostante si sia assistito ad un incremento della capacità deformativa a taglio, che va da 5.4 a 16 volte quella della muratura non rinforzata, è stata registrata una notevole dispersione di questi rapporti e non sono state osservate tendenze chiare rispetto ai materiali costituenti il rinforzo (malta, rete e connettori).

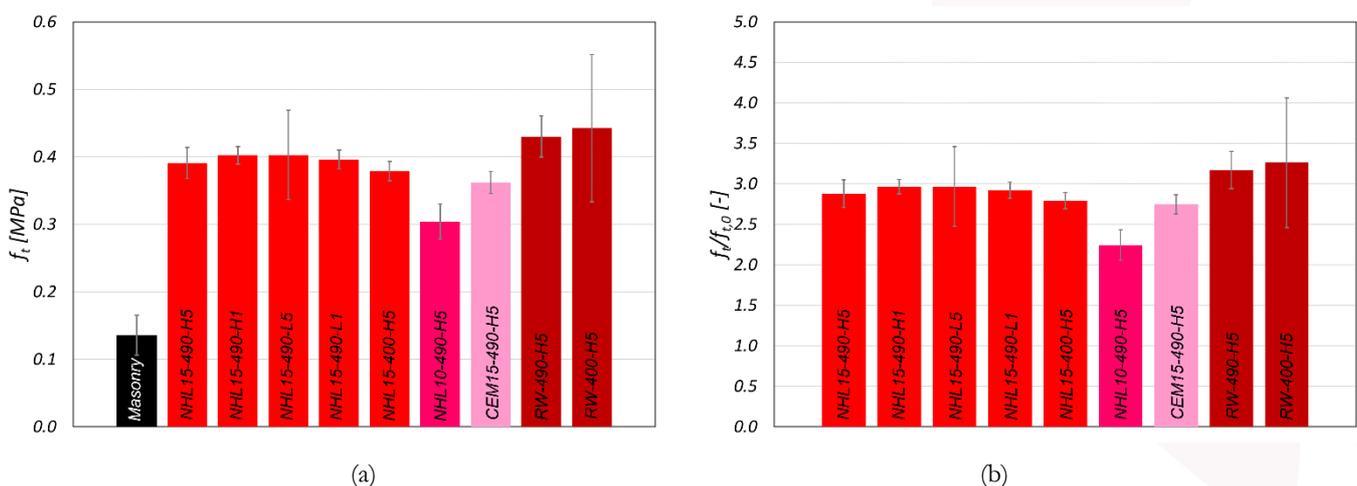


Figura 23: Effetto dei sistemi CRM sulla resistenza a trazione: (a) valori di resistenza; (b) rapporti rispetto alla resistenza della muratura non rinforzata.



UNIVERSITÀ
DI PAVIA



DIPARTIMENTO INGEGNERIA
CIVILE ARCHITETTURA

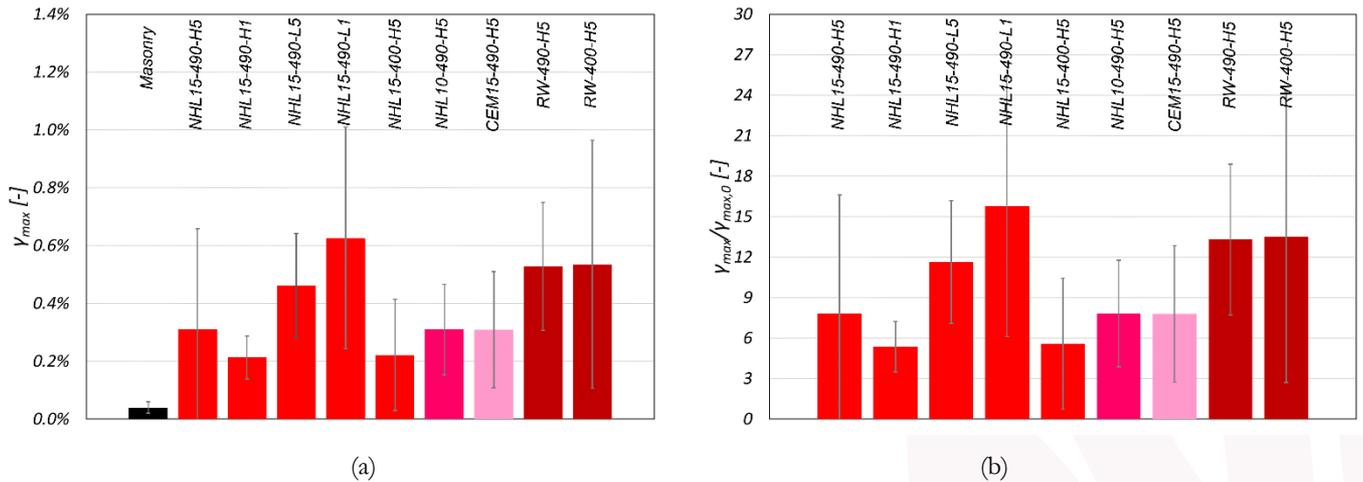


Figura 24: Effetto dei sistemi CRM sulla deformazione a taglio in corrispondenza dello sforzo di picco: (a) valori di deformazione; (b) rapporti rispetto alla deformazione della muratura non rinforzata.

5 CONCLUSIONI

Questo documento ha presentato i risultati di una campagna sperimentale su diverse soluzioni di rivestimento con intonaco armato CRM applicate a pannelli in muratura di pietra sottoposti a prove di compressione diagonale. Combinando diverse malte, reti in GFRP, e tipo e numero di connettori con il substrato murario, si sono ottenute nove diverse soluzioni.

Dopo la caratterizzazione dei materiali costituenti la muratura e i sistemi di rinforzo, le proprietà meccaniche della muratura nuda sono state ottenute attraverso prove di compressione verticale e diagonale rispettivamente su 3 e 6 provini. Successivamente sono stati testati tre esemplari per ogni sistema di rinforzo, per un totale di 36 prove di compressione diagonale.

I risultati della campagna hanno dimostrato i benefici del confinamento fornito dall'intonaco armato, specialmente con densità di connettori più elevate. Ciò si traduce in incrementi della resistenza a trazione con rapporti da 2.3 a 3.3 rispetto a quello della muratura nuda, con una certa dipendenza (meno che lineare) con la resistenza della malta. Le variazioni di grammatura della rete o del tipo e numero di connettori non hanno invece mostrato effetti chiari.

Anche la capacità di deformazione a taglio corrispondente alla sollecitazione di picco è stata positivamente influenzata da tutti gli interventi di rinforzo, con rapporti medi rispetto alla capacità della muratura nuda compresi tra 5.4 e 16. Tuttavia, questi valori sono associati a una notevole dispersione che non consente allo stato attuale di dedurre tendenze chiare rispetto ai materiali di rinforzo.



UNIVERSITÀ
DI PAVIA



DIPARTIMENTO INGEGNERIA
CIVILE ARCHITETTURA

6 RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia il personale del Laboratorio Prove Materiali e Strutture del Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura (DICAr) dell'Università di Pavia, per il supporto operativo fornito durante la preparazione e l'esecuzione della campagna sperimentale. Si ringrazia l'Ing. Andrea Bruggi, che ha seguito il progetto nelle fasi di costruzione dei provini, esecuzione delle prove e restituzione dei risultati. Si ringrazia infine l'Ing. Christian Salvatori per il suo contributo alla stesura del rapporto di prova.

7 BIBLIOGRAFIA

- [1] Guerrini, G., Bruggi, A., Urso, S., Quaini, M., and Penna, A. (2021) "Diagonal Compression Tests on Stone Masonry Wallettes Jacketed with Different Techniques", Proc. 7th International Conference on Mechanics of Masonry Structures Strengthened with Composite Materials (MuRiCo7), November 24-26, Bologna, Italy.
- [2] CEN (2006) Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar. European Standard EN 1015-11:1999/A1:2006. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [3] CEN (1998) Methods of test for masonry - Part 1: Determination of compressive strength. European Standard EN 1052-1:1998. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [4] Guerrini, G., Senaldi, I., Scherini, S., Morganti, S., Magenes, G., Beyer, K., and Penna, A. (2017) "Material characterization for the shaking-table test of the scaled prototype of a stone masonry building aggregate," Proc. 17th ANIDIS Conference "L'Ingegneria Sismica in Italia", September 17-21, Pistoia, Italy.
- [5] ASTM (2015) Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages. ASTM Standard E519-15. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- [6] RILEM (1991) Diagonal Tensile Strength Tests of Small Wall Specimens. RILEM Recommendation LUM-B6. E. & F.N. Spon Ltd., London, UK.
- [7] Frocht, M.M. (1931) "Recent advances in photoelasticity and an investigation of the stress distribution in square blocks subjected to diagonal compression," Transactions of the American Society of Mechanical Engineers, Applied Mechanics Division, 53(15), 135–153.
- [8] Brignola, A., Frumento, S., Lagomarsino, S., and Podestà, S. (2009) "Identification of shear parameters of masonry panels through the in-situ diagonal compression test," International Journal of Architectural Heritage 3(1), 52–73. doi:10.1080/15583050802138634.