



UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso di Laurea magistrale in Ingegneria Edile Architettura

Elementi costruttivi in muratura: colonne, pilastri e murature a più
paramenti.

Caratterizzazione sperimentale di interventi di rinforzo innovativi.

Masonry construction elements: columns, pillars and multi leaf
masonry.

Experimental characterization of innovative reinforced systems.

Relatore: Chiar.mo/a

Prof. Enrico Quagliarini

Correlatore:

Prof. Francesco Monni

Giuseppe Pandarese

Tesi di Laurea di:

Alessia Freddo

A.A. 2023 / 2024

INDICE

1	RAGIONI E OGGETTO DEL LAVORO	7
1.1	IL PATRIMONIO EDILIZIO ITALIANO.....	7
1.2	OGGETTO DEL LAVORO.....	8
2	STATO DELL'ARTE.....	10
2.1	LA MURATURA STORICA.....	10
2.1.1	Regola dell'arte.....	13
2.1.2	Comportamento meccanico della muratura	17
2.1.3	Criterio dell'attrito interno: Mohr-Coulomb.....	18
2.1.4	Comportamento a rottura per stati di sollecitazione pluriassiali.....	19
2.1.5	Comportamento a rottura per compressione semplice.....	21
2.1.6	Comportamento a rottura per pressoflessione	24
2.2	Tecniche di intervento nella muratura.....	30
2.3	DIGITAL IMAGE CORRELATION (DIC)	42
3	PRIMA SPERIMENTAZIONE.....	48
3.1	NOMENCLATURA.....	48
3.2	MATERIALI.....	51
3.2.1	Malta per la muratura.....	52
3.2.1.1	Caratterizzazione meccanica della malta.....	53
3.2.2	Mattoni.....	59
3.2.2.1	Caratterizzazione meccanica dei mattoni	60
3.3	RINFORZO DELLE COLONNE: FRM CON RETE IN FIBRA DI BASALTO.....	61
3.3.1	Rete in fibra di basalto	62
3.3.2	Matrice inorganica.....	63
3.4	REALIZZAZIONE DELLE COLONNE IN MURATURA	63
3.4.1	Geometria delle colonne.....	64

3.4.2	Fasi di realizzazione	67
3.5	REALIZZAZIONE DEL RINFORZO: JACKETING IN FRCM	70
3.5.1	Geometria delle colonne rinforzate	70
3.5.2	Fasi di realizzazione	74
3.6	FORMULAZIONI DI PROGETTO	77
3.6.1	CNR-DT 215/2018.....	77
3.6.2	M. Corradi, A. Grazini, A. Borri (2007).....	80
3.6.3	M. Di Ludovico, C. D'Ambra et al (2010).....	81
3.6.4	A. Prota, M. Di Ludovico, G. Manfredi, (2010).....	82
3.6.5	T. D. Kreaikas, T. C. Triantafillou, (2005)	82
3.7	PROVA DI COMPRESSIONE MONOTONA.....	83
3.7.1	Strumentazione per la presa delle misure	84
3.7.2	Risultati delle prove a compressione	86
3.7.2.1	Colonne a base circolare (CI)	87
3.7.2.2	Colonne a base rettangolare (RT).....	92
3.7.3	Comportamento meccanico dei campioni	97
3.7.3.1	Colonne a base circolare (CI)	100
3.7.3.2	Colonne a base rettangolare (RT).....	105
3.7.3.3	Riepilogo delle prove a compressione.....	111
3.7.4	Modalità di rottura dei campioni.....	113
3.7.4.1	Colonne a base circolare (CI)	114
3.7.4.2	Colonne a base rettangolare (RT).....	119
3.7.5	Confronti	125
3.7.5.1	Confronto con provini non consolidati (UN).....	125
3.7.5.2	Confronto con colonne rinforzate con PTR	129
3.7.5.3	Confronto con altre tipologie di sperimentazioni	134

3.7.5.4	Confronto con le formulazioni analitiche	139
3.8	CONCLUSIONI	142
4	SECONDA SPERIMENTAZIONE	144
4.1	NOMENCLATURA	145
4.2	MATERIALI	148
4.2.1	Malta per la muratura.....	149
4.2.1.1	Caratterizzazione meccanica della malta.....	150
4.2.2	Mattoni.....	155
4.2.2.1	Caratterizzazione meccanica dei mattoni	156
4.2.3	Materiale di riempimento: il sacco.....	161
4.2.3.1	Caratterizzazione meccanica del sacco	161
4.3	REALIZZAZIONE DEI MURETTI.....	164
4.3.1	Geometria dei muretti	165
4.3.1.1	Muretti a due cortine non collaboranti (MC).....	165
4.3.1.2	Muretti a due cortine con sacco (MCS).....	166
4.3.2	Fasi di realizzazione	168
4.4	FORMULAZIONE DI PROGETTO	171
4.4.1	Carico di rottura a compressione	171
4.4.1.1	Muratura con due cortine non collaboranti (MC)	172
4.4.1.2	Muratura con due cortine con sacco.....	173
4.4.2	Carico critico euleriano	174
4.4.2.1	UNI EN 998-2.....	176
4.4.2.2	Circolare 2019	177
4.5	PROVA DI COMPRESSIONE MONOTONA.....	178
4.5.1	Strumentazione per la presa delle misure	179
4.5.1.1	Spider 8 e LVDT	179

4.5.1.2	DIC (Digital Image Correlation)	182
4.5.2	Risultati delle prove a compressione	184
4.5.2.1	Muretti a due cortine non collaboranti (MC).....	185
4.5.2.2	Muretti a due cortine con sacco (MCS).....	190
4.5.3	Comportamento meccanico dei campioni	196
4.5.3.1	Muretti a due cortine non collaboranti (MC).....	198
4.5.3.2	Muretti a due cortine con sacco (MCS).....	204
4.5.3.3	Riepilogo delle prove a compressione.....	210
4.5.4	Modalità di rottura dei campioni	213
4.5.4.1	Muretti a due cortine non collaboranti (MC).....	213
4.5.4.2	Muretti a due cortine con sacco (MCS).....	219
4.5.5	Confronto con le formulazioni analitiche	223
4.5.6	Confronto tra risultati degli LVDT e risultati della DIC	224
4.5.6.1	Muretti a due cortine non collaboranti (MC).....	225
4.5.6.2	Muretti a due cortine con sacco (MCS).....	228
4.6	CONCLUSIONI	231
5	BIBLIOGRAFIA.....	235
6	SITOGRAFIA	242
7	INDICE DELLE FIGURE	243

1 RAGIONI E OGGETTO DEL LAVORO

1.1 IL PATRIMONIO EDILIZIO ITALIANO

Il territorio nazionale italiano è ricco di borghi ed edifici storici eretti prima dell'entrata in vigore di norme costruttive specifiche sia per strutture in muratura che per strutture in cemento armato. Secondo i dati Istat del 2011, questi edifici presentano inoltre un'età media molto avanzata: circa il 40% degli edifici residenziali è stato costruito prima del 1960 e solo l'11% è stato realizzato dopo il 1991. Per quanto riguarda la tipologia costruttiva, dallo stesso censimento Istat, si evince che il patrimonio italiano è costituito da 6.903.982 edifici in muratura in laterizio (61,50%), 2.768.205 in calcestruzzo armato (24,66%) e 1.554.408 con altre caratteristiche. Questo rende il parco edilizio vetusto, eterogeneo e spesso privo di informazioni storico-costruttive aggiornate.

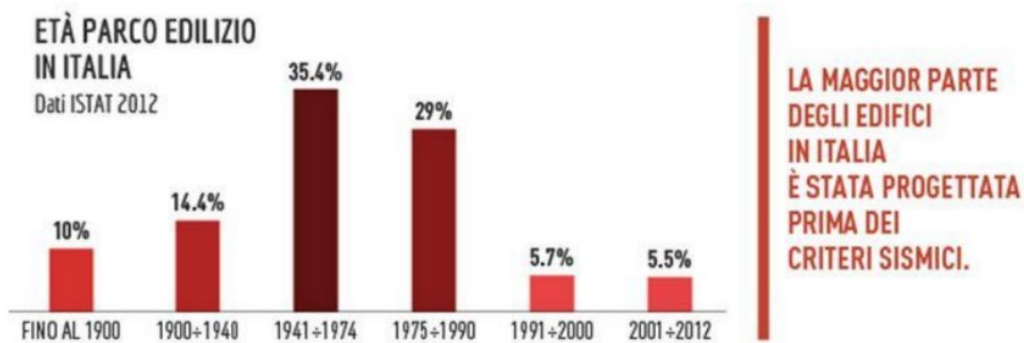


Figura 1 - Età del parco edilizio italiano (fonte ISTAT)

Un patrimonio edilizio secolare, l'assenza di criteri sismici nella progettazione in quanto non richiesti all'epoca, gli interventi di modifica architettonica senza le adeguate verifiche strutturali, sono alcuni dei fattori che rendono il patrimonio edilizio italiano a maggiore rischio.

Giova ricordare la definizione di "rischio" come il prodotto tra Pericolosità (P), Vulnerabilità (V) ed Esposizione (E):

$$R = P \times V \times E \quad (1)$$

dove la Pericolosità misura la probabilità che un certo evento (ad es. il sisma) si verifichi in un determinato intervallo di tempo; la Vulnerabilità rappresenta le

caratteristiche di resistenza dell'oggetto e, nel caso delle costruzioni, esprime la predisposizione della struttura ad essere danneggiata; l'Esposizione indica il valore (non solo economico) del bene esposto, ivi comprese le vite umane. L'Italia ha una pericolosità medio-alta, per frequenza e intensità dei fenomeni sismici, una vulnerabilità molto elevata, per fragilità del patrimonio edilizio, infrastrutturale, industriale, produttivo e dei servizi ed un'esposizione altissima, per densità abitativa e presenza di un patrimonio storico, artistico e monumentale unico al mondo.

Nulla si può sulla Pericolosità, poco sull' Esposizione, mentre molto è possibile e doveroso fare per la Vulnerabilità. Le strategie di adeguamento prevedono l'avvicinamento della capacità della struttura alla domanda dettata dall'azione sollecitante e, in tal modo, la riduzione della vulnerabilità dell'edificio.

1.2 OGGETTO DEL LAVORO

Accanto alle criticità sopra citate, si aggiunge l'impossibilità di determinare un comportamento d'insieme per quanto concerne gli elementi costruttivi in muratura poiché generalmente affetti da incertezze dovute a effetti locali. L'eterogeneità del materiale e la difficoltà di una standardizzazione durante la sua messa in opera rendono il comportamento meccanico della muratura sotto sforzi assiali e flessionali di difficile analisi e previsione.

L'oggetto del presente lavoro di tesi sono elementi costruttivi in muratura fragili, quali colonne, pilastri e pannelli murari. Sono definiti elementi fragili perché particolarmente vulnerabili quando sottoposti a sforzo assiale: questo causa per i primi due problemi di schiacciamento, mentre per i secondi problemi di instabilità, che in entrambi i casi sfociano nella rottura degli elementi costruttivi.

In particolare, sono indagate proposte di interventi innovativi e nuove metodologie di acquisizione dati. L'intervento innovativo proposto è l'FRCM, che è una tecnologia di rinforzo strutturale caratterizzata dall'accoppiamento di una rete strutturale di materiali resistenti a trazione, come basalto, carbonio, aramide, vetro e PBO, con una matrice inorganica responsabile del trasferimento di sollecitazioni dalla muratura al tessuto. Mentre la nuova tecnologia di acquisizioni dati usata è la DIC. La Digital Image Correlation è una tecnica di acquisizione degli spostamenti di un campione che sfrutta immagini catturate da camere ottiche, prevalentemente usata nell'ambito

dell'ingegneria meccanica. Dalla correlazione tra i fotogrammi presi in diversi momenti della prova, si riescono a stabilire eventuali deformazioni dell'oggetto. Una volta verificata l'attendibilità dei risultati rilevati dalla DIC, si riescono a superare le problematiche che si hanno con un'acquisizione dati tradizionale, come quella degli LVDT. Si ha una molteplicità di punti di acquisizione che permette di ottenere le caratteristiche meccaniche del provino sia in scala globale che locale e consente di rilevare e motivare eventuali difformità rispetto al comportamento atteso durante la prova. Altro vantaggio consiste nel poter avere acquisizioni per tutta la durata della prova, sia dalla fase di precarico, fino alla fase di rottura, senza dover smontare gli strumenti: questo perché l'utilizzo di camere ottiche consente di mantenere una distanza di sicurezza adeguata a evitare la rottura della strumentazione e quindi il suo smontaggio precauzionale quando si effettuano prove a rottura, a causa di danni accidentali che si possono verificare per crash improvvisi e prematuri del provino. Da questo deriva un ulteriore vantaggio, e cioè quello economico, per via del risparmio che si ha non dovendo ricomprare gli estensimetri che si potrebbero rompere ad ogni acquisizione.

2 STATO DELL'ARTE

2.1 LA MURATURA STORICA

Le costruzioni in muratura, oltre ad essere uno dei sistemi strutturali più diffusi in Italia ed Europa, costituiscono una cospicua parte del nostro patrimonio architettonico-culturale. La salvaguardia e il consolidamento di edifici in muratura è dunque un'attività di grande importanza, in particolare in riferimento alla recente normativa in materia antisismica. È fondamentale, prima di proseguire con l'analisi della muratura, definire attentamente questa tipologia costruttiva.

La normativa italiana (NTC 2008 §4.5.2.3) [1] non dà una definizione univoca di muratura, bensì considera diversi fattori, numero di paramenti, tipologia e geometria degli elementi resistenti, per riconoscere e definire particolari tipi di murature; più selettivo è il D.M.LL.PP. 20/11/1987 [2] che specifica che: *"le murature considerate sono quelle costituite da elementi resistenti collegati tra loro tramite giunti di malta"*.

La muratura così intesa è un materiale eterogeneo costituito dall'assemblaggio organizzato ed efficace di elementi resistenti, che possono essere naturali, come la pietra grezza, conca o da taglio, o artificiali, come i laterizi, connessi tra loro mediante malta o montati a secco. L'impiego di un materiale piuttosto che un altro dipendeva dalla disponibilità in loco o in prossimità dello stesso; tuttavia, nel caso di edifici di particolare importanza, i materiali da costruzione potevano anche essere reperiti altrove. La tipologia di materiale impiegato rifletteva, inoltre, le condizioni socioeconomiche nell'epoca di costruzione, nonché la tradizione costruttiva locale.

Diversi autori (Giuffrè (1990) [3] e Carbonara (1996) [4]) hanno proposto una prima suddivisione in funzione dell'elemento resistente, sulla base del quale si riconoscono le seguenti tipologie:

- **murature in laterizio:** realizzate attraverso l'assemblaggio di mattoni, elementi artificiali, posti in opera mediante giunti di malta. Le dimensioni degli elementi in laterizio risultano molto variabili, in quanto dipendono dall'epoca e dalla zona di produzione, ma la caratteristica comune è la facilità di essere maneggiati con una mano. In base al tipo di apparecchiatura si possono

distinguere murature a foglio o di coltello, murature ad una testa, murature a due o più teste;

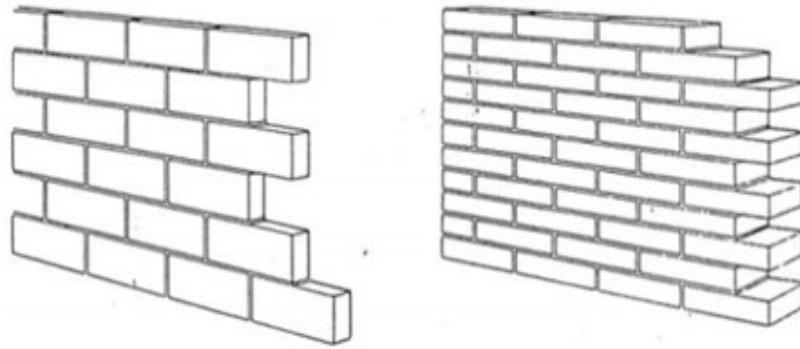


Figura 2_muratura ad una testa

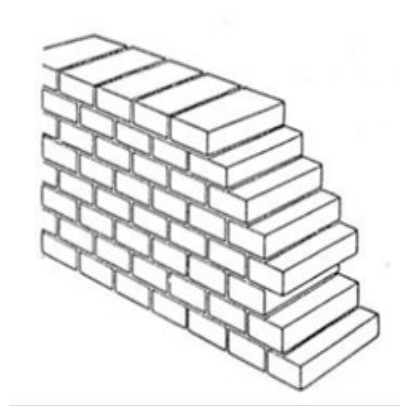


Figura 3_muratura a due teste

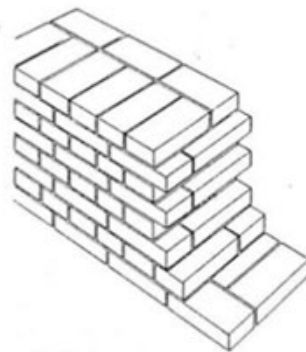


Figura 4_muratura a tre teste

- **murature in pietra:** realizzate attraverso l'unione di elementi in pietra posti in opera mediante giunti di malta. Si distinguono in:
 - l) murature in pietra grezza, ovvero pezzi di forma irregolare o sbozzati grossolanamente, trovati in loco o ottenuti per spaccatura di rocce;

murature in pietra conca, ossia pezzi con una forma pressappoco regolare ottenuta mediante sgrasso delle pietre grezze;

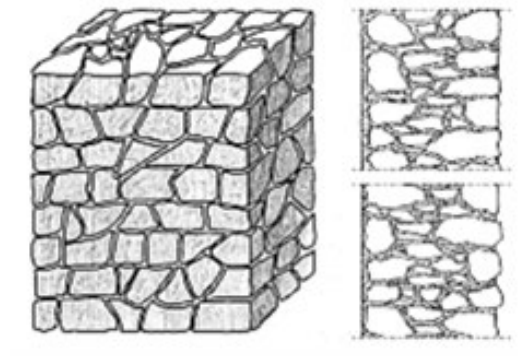


Figura 5_muratura in pietra grezza

II) murature in pietra da taglio, ovvero pietra lavorata su tutte le facce;

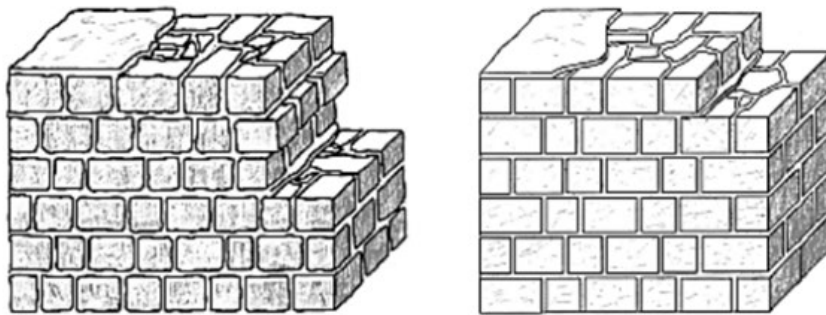


Figura 6_muratura in pietra da taglio

- **murature miste:** realizzate mediante l'accoppiamento di materiali di origine diversa, specialmente pietra naturale e mattoni in laterizio. Si possono distinguere:
 - I) murature a sacco: costituite da due paramenti esterni, talvolta collegati da diatoni, al cui interno è interposto un riempimento di materiale incoerente e malta, comunemente chiamato sacco;
 - II) murature listate: contraddistinte dall'alternanza lungo strati orizzontali di pietre, più o meno lavorate, e mattoni, semplici, doppi o tripli. La funzione degli strati di laterizio è quella di realizzare un piano di appoggio uniforme e di ripartizione del carico. Di fondamentale importanza è il corretto ammorsamento tra i vari strati.

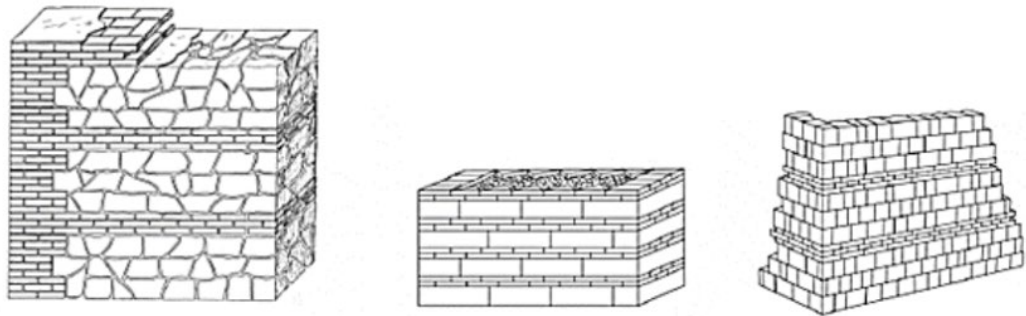


Figura 7_murature miste

2.1.1 Regola dell'arte

La "regola dell'arte", vale a dire l'insieme di regole pratiche a carattere empirico, tramandate nel corso della storia, si riferisce appunto ad un insieme di regole costruttive necessarie per ottenere un muro di buona qualità, considerabile sufficientemente monolitico, tale da evitare la disgregazione degli elementi. Tali regole sono riassumibili in alcuni punti, che verranno indagati successivamente nel dettaglio.

- a) presenza di diatoni e ortostati;
- b) orizzontalità dei filari;
- c) sfalsamento dei giunti verticali;
- d) blocchi squadrati e con dimensioni adeguate;
- e) malta di buone caratteristiche;
- f) buona resistenza propria dei blocchi.

Il livello di "qualità" dell'opera muraria storica si può valutare sulla rispondenza o meno della cosiddetta "regola dell'arte" che governa l'esecuzione dell'opera.

a) Presenza di diatoni e ortostati

I diatoni sono degli elementi trasversali al piano della parete e passanti totalmente o parzialmente rispetto al suo spessore; servono principalmente a contrastare l'azione sismica ortogonale al piano della parete, dando poco contributo per quella complanare. Nel caso di murature a blocchi squadrati a più paramenti, i diatoni sono indispensabili per garantire la monoliticità trasversale della parete; sono necessari a garantire un buon ammorsamento dei paramenti.

Gli ortostati sono invece degli elementi longitudinali che hanno la prevalente funzione di contrastare l'azione sismica complanare, ma forniscono da soli un pessimo comportamento nei confronti delle sollecitazioni ortogonali.

Un perfetto comportamento è offerto da quei solidi come l'Opus Quadratum classico, caratterizzato dalla regolare alternanza di filari di diatoni e ortostati.

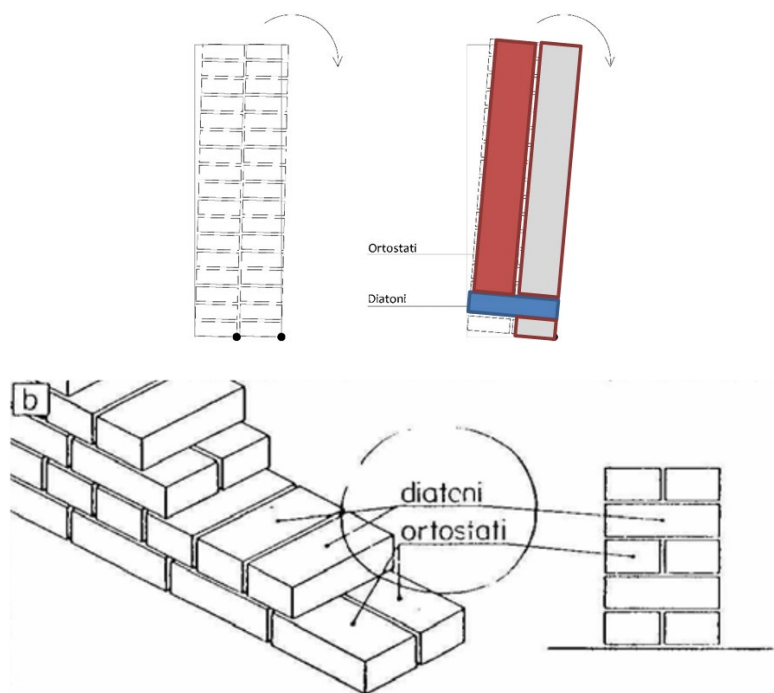


Figura 8-presenza di diatoni e ortostati

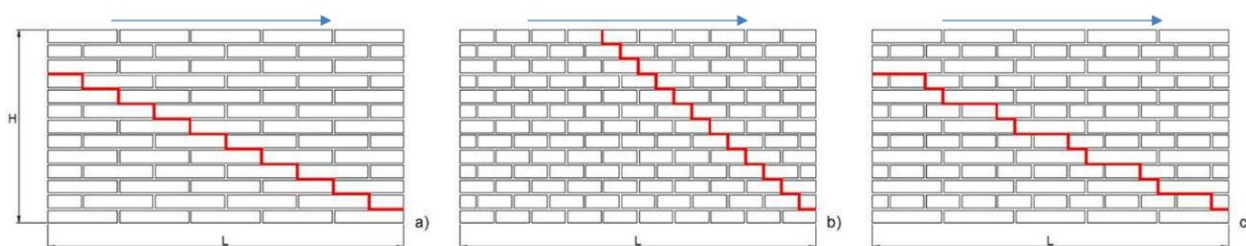


Figura 9-fessurazione del giunto di malta influenzato da diatoni e ortostati

b) Orizzontalità dei filari

La presenza di filari orizzontali consente un appoggio regolare tra gli elementi e una buona distribuzione dei carichi verticali. Inoltre l'orizzontalità dei corsi favorisce la formazione di cerniere cilindriche orizzontali che permettono il riconoscimento del corpo rigido, costituente il macroelemento o parte di esso.

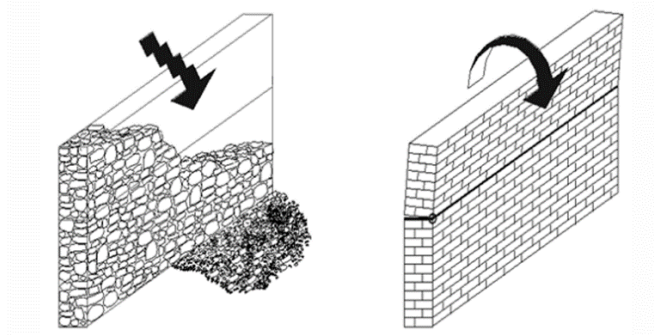


Figura 10_ formazione di una cerniera orizzontale

c) Sfalsamento dei giunti verticali

La presenza di giunti verticali sfalsati è importante per garantire l'effetto "catena" di una parete a elementi squadrati sotto l'effetto di azioni orizzontali nel piano della parete. Questo requisito conferisce alla parete una debole resistenza a trazione grazie allo sviluppo di forze resistenti ed opposte di attrito: maggiore è la superficie di contatto maggiore sarà la forza di attrito generata, come nel caso della presenza di diatoni. Essa, inoltre influisce notevolmente sulla diffusione dei carichi verticali concentrati nel piano della parete.

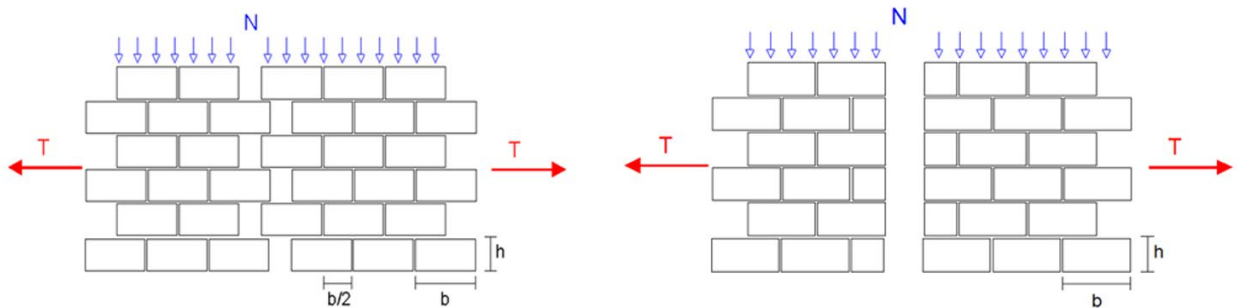


Figura 11_ distribuzione dei carichi verticali

d) Blocchi squadrati e con dimensioni adeguate

La presenza di elementi di grandi dimensioni può far sì che ci siano minori potenziali piani di scorrimento. Per ciò che riguarda le azioni verticali concentrate, maggiore è la dimensione del blocco (pietra o mattone), maggiore è la diffusione del carico verticale concentrato lungo la parete.

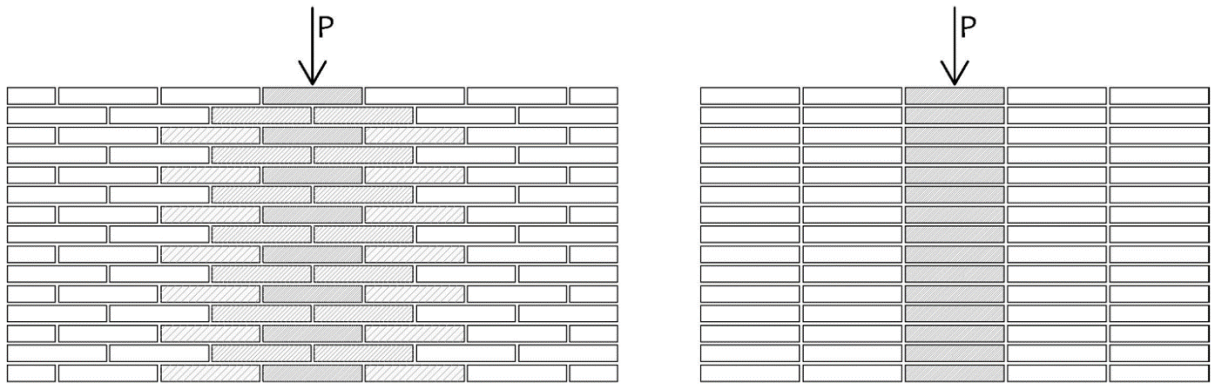


Figura 12_distribuzione dei carichi

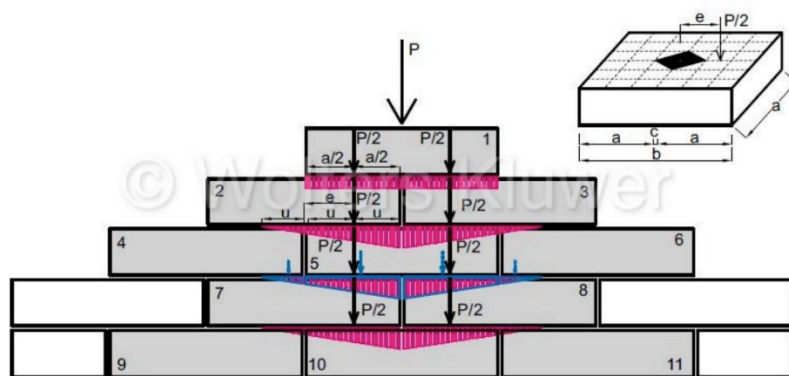


Figura 13_distribuzione dei carichi

La dimensione dei blocchi è molto importante nel caso di azioni sismiche nel piano della parete in quanto maggiore è tale dimensione, maggiore sarà la porzione di parete che si oppone al meccanismo.

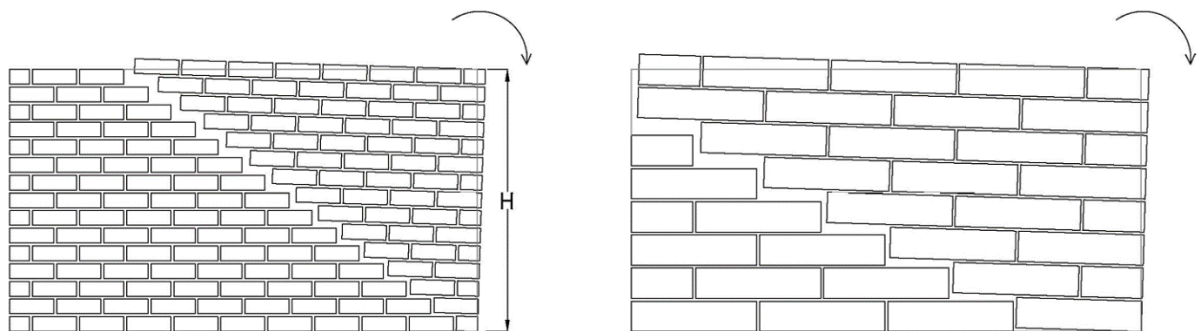


Figura 14_comportamento del paramento nel piano sotto azioni sismiche

e) Malta di buone caratteristiche

La malta è predominante quando ha una funzione di coesione e non di allettamento; tuttavia anche una malta scadente aiuta a regolarizzare i contatti e a uniformare e

distribuire i carichi. Va però osservato che la presenza di elevate quantità di malta è sempre, o quasi, un fattore negativo.

f) Buona resistenza propria dei blocchi

2.1.2 Comportamento meccanico della muratura

Determinare il comportamento della muratura presenta alcuni ostacoli poiché risulta influenzato da diversi fattori, come le proprietà dei componenti, le dimensioni e il tipo di interconnessioni. Ulteriori difficoltà si riscontrano in quelle storiche dove la mancanza di una standardizzazione produttiva, influenzata perlopiù dalla materia prima disponibile in loco ma anche alle abitudini esecutive locali, rende meno scontata la conoscenza e la stima delle caratteristiche murarie.

La muratura risulta essere composta dall'unione di elementi (elementi resistenti, come i laterizi o la pietra, e la malta) che formano un materiale non omogeneo ed anisotropo.

La disomogeneità è dovuta dal fatto che gli elementi resistenti e la malta spesso hanno caratteristiche meccaniche fortemente diverse e non è sufficiente conoscere le caratteristiche dei materiali componenti presi singolarmente per prevedere il comportamento meccanico dell'insieme, in quanto un ruolo fondamentale è giocato dall'interfaccia e dalla tessitura muraria. Il componente meccanico macroscopico della muratura può essere quindi considerato come il risultato dell'iterazione meccanica fra gli elementi e la malta, attraverso la loro interfaccia.

L'anisotropia è dovuta dalla direzione intrinseca della muratura, legata alla forma e alle proporzioni degli elementi resistenti ed al modo con cui essi vengono disposti, nonché all'eventuale presenza di fori e alla loro direzione.

Il materiale muratura, quindi, non manifesta un comportamento medio tra i due (elementi resistenti e malta), quanto piuttosto alcune specificità:

- le diverse deformabilità di malta e laterizio sono responsabili di stati tensionali pluri-assiali che ne rendono complesso il comportamento;

- la presenza di direzioni preferenziali del materiale (corsi di malta, foratura del laterizio) conferiscono un carattere fortemente ortotropo per cui la resistenza non dipende solo dall'entità dei carichi applicati ma anche dalla loro direzione.

I risultati di una prova sperimentale a trazione-compressione monoassiale sulla muratura, composta da laterizi legati tramite malta, sono i seguenti:

- entrambi i costituenti, malta e laterizi, presentano una resistenza a trazione molto ridotta rispetto a quella a compressione;
- il laterizio presenta valori di tensione a rottura e di modulo di elasticità longitudinale più elevati della malta;
- la malta ha un campo di deformazione più ampio rispetto al laterizio: presenta quindi un comportamento a rottura duttile, a differenza del laterizio che ha una rottura di tipo fragile.

2.1.3 Criterio dell'attrito interno: Mohr-Coulomb

Il comportamento della muratura per stati di sollecitazione generici richiede l'introduzione di un criterio di resistenza. A tal fine viene utilizzato il criterio di Mohr-Coulomb, il quale approssima con estrema precisione il comportamento di materiali non simmetrici.

Il criterio di Mohr-Coulomb attribuisce la crisi ad una combinazione di tensioni normali e tangenziali. La verifica risulta essere soddisfatta se per tutti i tagli si ha:

$$\tau \leq c - \sigma \operatorname{tg}\varphi \quad (2)$$

La migliore rappresentazione di questo criterio utilizza il piano di Mohr, dove sono ammissibili solo stati tensionali il cui arbelo di Mohr è contenuto all'interno delle due rette limite stabilite dall'equazione (2). Si tiene poi conto della limitata resistenza a trazione e compressione della muratura troncando questo dominio con le due rette di equazione:

$$\sigma = \sigma_{rt} \quad (3)$$

$$\sigma = \sigma_{rc} \quad (4)$$

che rappresentano rispettivamente gli stati di crisi per trazione monoassiale (3) e per compressione monoassiale (4). I parametri di rottura σ_{rt} e σ_{rc} sono espressi in funzione di φ come segue:

$$\sigma_{rt} = \frac{2c \cos\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (5)$$

$$\sigma_{rc} = \frac{2c \cos\varphi}{1 + \sin\varphi} \quad (6)$$

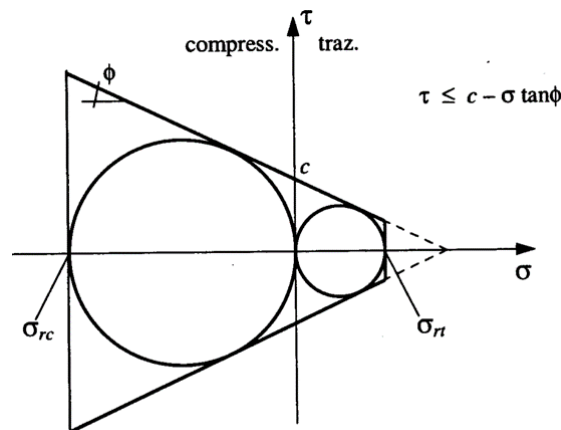


Figura 15_Arbello di Mohr

Il criterio di Mohr-Coulomb risulta essere la generalizzazione di altri criteri di rottura più specifici, quali quello di Tresca e Galileo-Rankine. Si ritrova come caso particolare il criterio della massima tensione principale nulla poiché il rapporto fra le tensioni di rottura monoassiali a trazione e a compressione è:

$$\frac{\sigma_{rc}}{\sigma_{rt}} = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (7)$$

Se la resistenza a trazione $\sigma_{rt} = 0$, allora la resistenza a compressione, σ_{rc} , tende all'infinito.

Questo criterio risulta essere estremamente rappresentativo per materiali fragili come i materiali lapidei.

2.1.4 Comportamento a rottura per stati di sollecitazione pluriassiali

Alla luce di quanto espresso nel paragrafo precedente, si possono individuare gli stati di sollecitazioni ai quali il materiale può resistere; questi sono quelli espressi dalle disuguaglianze:

$$\sigma - \sigma_{rt} \leq 0 \quad (8)$$

$$\sigma + \sigma_{rc} \leq 0 \quad (9)$$

$$|\tau| \leq c - \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (10)$$

dove:

σ è la componente normale del vettore tensione;

τ è la componente tangenziale del vettore tensione;

c è la costante di coesione del materiale;

φ è l'angolo di attrito interno del materiale.

Se si considera il generico cerchio di Mohr di equazione:

$$[\sigma - (\sigma_1 + \sigma_2) / 2]^2 + \tau^2 = [(\sigma_1 - \sigma_2) / 2]^2 \quad (11)$$

dove σ_1 e σ_2 sono la massima e la minima tensione principale si ottiene la seguente espressione:

$$\sigma_1 / \sigma_{rt} - \sigma_2 / \sigma_{rc} \leq 1 \quad (12)$$

L'equazione rappresenta un esagono irregolare nel piano delle tensioni principali (σ_1 , σ_2).

I sei lati dell'esagono rappresentano sei possibili situazioni che si verificano quando ciascuna delle tre tensioni principali coincide con la massima o la minima tensione principale. I punti interni rappresentano stati tensionali per i quali non si ha rottura.

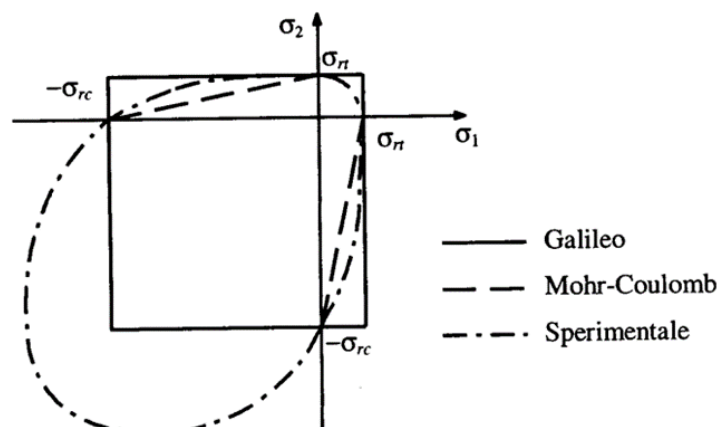


Figura 16

Da questo emerge come in caso di compressione trasversale diminuisca la resistenza a trazione e si incrementi quella a compressione; mentre in caso di trazione trasversale la resistenza a trazione rimanga pressoché inalterata a discapito, invece, di una cospicua perdita di resistenza a compressione.

2.1.5 Comportamento a rottura per compressione semplice

Quando la muratura è sottoposta a compressione, i blocchi e la malta tendono a dilatarsi per l'effetto di Poisson; ma poiché i giunti di malta sono normalmente più deformabili dei blocchi, nelle interfacce si generano tensioni tangenziali tali per cui i blocchi risultano essere soggetti a trazione, mentre i giunti a compressione.

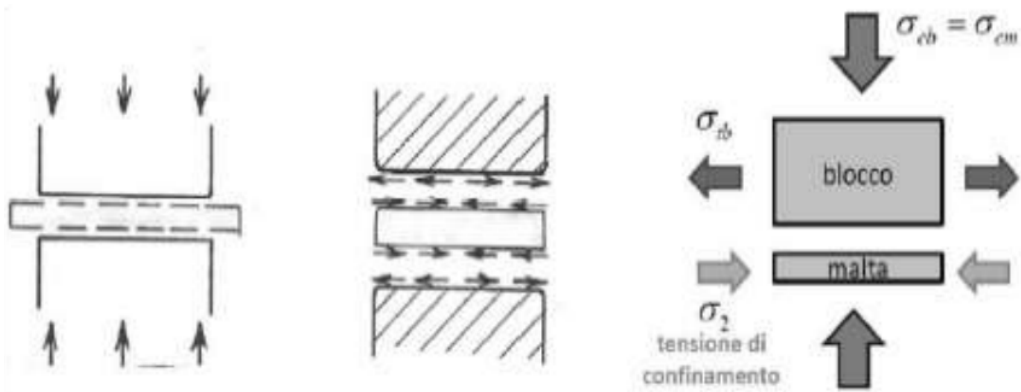


Figura 17_interazione giunto blocco

Si creano così stati triassiali di trazione per il mattone, tramite i quali la resistenza a compressione del blocco risulta essere più bassa rispetto alla resistenza monoassiale di compressione; mentre nella malta la resistenza supera quella monoassiale grazie a questa sorta di "confinamento".

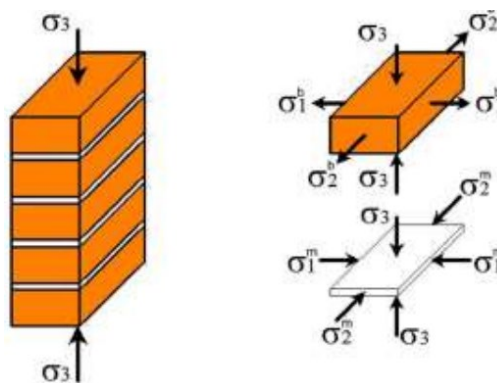


Figura 18_stati di tensione tangenziale

Il fenomeno, che sino ad ora è stato descritto solo qualitativamente, viene analizzato anche quantitativamente tramite lo schema di calcolo di Hilsdorf [5].

Si considera un macro-elemento in muratura in mattoni pieni, soggetto a un carico di compressione uniformemente distribuito, σ , normale ai letti di malta. Se lo spessore del blocco, s , è piccolo rispetto alle altre dimensioni si può considerare il problema piano.

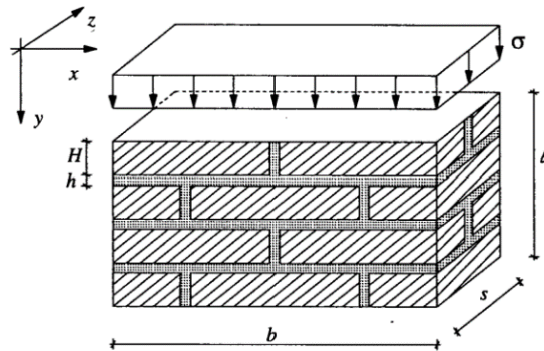


Figura 19_raffigurazione dello schema di calcolo di Hilsdorf

Considerando l'equilibrio in direzione x e considerando $\gamma = H/h$, possiamo scrivere l'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale come:

$$\gamma \sigma_x^L + \sigma_x^M = 0 \quad (13)$$

dove gli apici L e M indicano rispettivamente il laterizio e la malta.

Nell'ipotesi di materiali omogenei a comportamento elastico lineare e isotropi, i valori delle tensioni nel laterizio e nella malta si possono ricavare eguagliando, per congruenza, le deformazioni secondo la direzione x :

$$\varepsilon_x^L = \frac{1}{E^L} (\sigma_x^L - \nu^L \sigma) = \frac{1}{E^M} (\sigma_x^M - \nu^M \sigma) = \varepsilon_x^M \quad (14)$$

Si introducono poi le grandezze adimensionali

$$\alpha = \frac{E^L}{E^M} \frac{\nu^M}{\nu^L}; \quad \beta = \frac{E^L}{E^M}$$

e si ottiene:

$$\sigma_x^L = -\frac{\nu^L(1-\alpha)}{1+\beta\gamma} \sigma \quad (15)$$

$$\sigma_x^M = \frac{\gamma v^L (1 - \alpha)}{1 + \beta \gamma} \sigma \quad (16)$$

Pertanto, osserviamo che nel laterizio si ha una trazione, mentre nella malta una compressione, che dipendono dalle caratteristiche geometriche della muratura e dalle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti.

Studiando il calcolo a rottura della muratura per i precedenti stati tensionali e assumendo valida la seguente ipotesi:

- ciascuno dei due materiali costituenti la muratura obbedisce al criterio di Mohr-Coulomb;

il criterio di Mohr-Coulomb per i due costituenti può essere riscritto come:

$$\frac{\sigma_x^L}{\sigma_{rt}^L} - \frac{\sigma}{\sigma_{rc}^L} = 1 \quad (17)$$

$$\frac{\sigma_x^M}{\sigma_{rt}^M} - \frac{\sigma}{\sigma_{rc}^M} = 1 \quad (18)$$

ottenendo così l'equazione di due rette r_L e r_M che individuano rispettivamente le condizioni di crisi del laterizio e della malta.

L'equazione:

$$\sigma_x^L = \frac{-(v^L (1 - \alpha))}{(1 + \beta \gamma)} \sigma \quad (19)$$

rappresenta invece la retta r_C che costituisce la retta di carico. L'intersezione tra la retta r_C con una delle due rette relative alla malta o al laterizio determina la tensione di rottura della muratura.

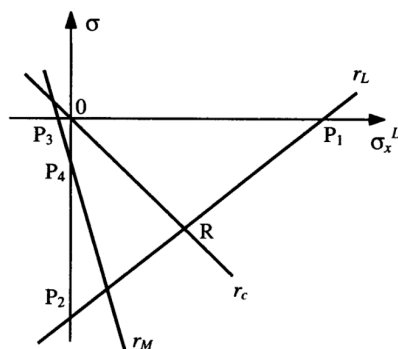


Figura 20_tensione di rottura nel piano di Mohr

Questo modello, pertanto, legittima dal punto di vista teorico il fatto che il collasso avvenga per rottura a trazione del laterizio e difficilmente per schiacciamento della malta.

Gli strati triassiali di tensione propri dei singoli componenti vanno a giustificare il fatto che la resistenza della muratura è maggiore di quella della malta e minore rispetto a quella del mattone. La malta, infatti, sebbene risulti maggiormente sollecitata, presenta un aumento di resistenza dovuto alla sua compressione triassiale.

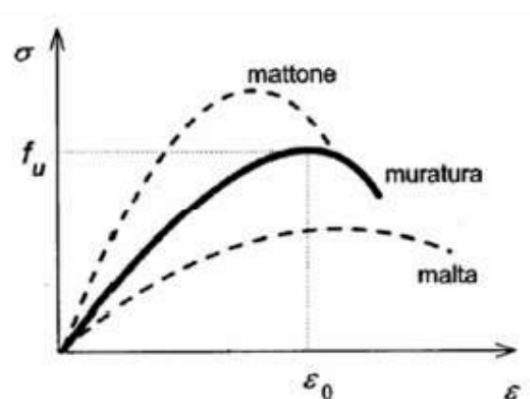


Figura 21_comportamento della muratura

È stato osservato da Hendry [6] e Tassios [7] che, in generale, il comportamento a compressione è determinato in maniera diversa dai seguenti fattori:

- resistenza, caratteristiche deformative e geometria degli elementi resistenti;
- resistenza e caratteristiche deformative della malta;
- spessore dei giunti;
- capacità di assorbimento e ritenzione dell'acqua da parte dei mattoni e malta;
- geometria secondo cui vengono disposti gli elementi.

2.1.6 Comportamento a rottura per pressoflessione

Questo meccanismo di rottura è tipico delle murature multi-paramento o comunemente detta a "sacco".

Questa è stata introdotta in epoca romana ed è stata largamente usata anche nel Medioevo e nel Rinascimento per essere infine abbandonata progressivamente nei secoli successivi. La muratura a sacco si contraddistingue per essere costituita da due pareti esterne (in pietra o mattoni) dette cortine ed un nucleo interno di spessore

variabile riempito con materiale sciolto, a bassa resistenza. L' eccellente qualità dei materiali impiegati per la realizzazione dei paramenti esterni delle murature a "sacco", unitamente all' accuratezza nella loro realizzazione (dettata da motivi estetici e statici) e, per contro, l'impiego dei materiali disposti alla rinfusa e legati con malta di qualità spesso scadente nell'intercapedine, determinano, tuttavia, una struttura alquanto disomogenea. Capita spesso di conseguenza che murature di questo tipo non risultino avere un comportamento unitario.

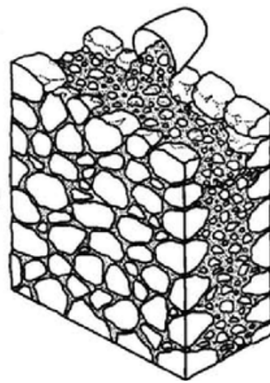


Figura 22_muratura a sacco

La mancanza di omogeneità delle sezioni nelle murature in cui ciascun elemento è caratterizzato da un modulo elastico differente da quello del materiale adiacente e comporta sempre uno scostamento del baricentro meccanico a quello geometrico con una conseguente eccentricità del carico trasversale verticale.

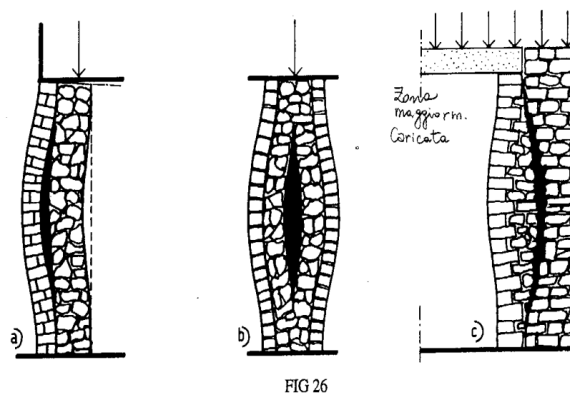


Figura 23_fenomeno della pressoflessione nella muratura a sacco

L'eccentricità del carico aumenta a causa degli effetti del secondo ordine e può causare da sola una significativa riduzione della capacità di carico. La rottura per

instabilità è caratterizzata da una considerevole flessione laterale che precede il collasso.

Il sorgere di tale situazione di carico può comportare un severo rischio per la stabilità delle murature sottoposte a carichi di compressione, a causa della loro scarsa resistenza a trazione; la flessione, infatti, provoca il sorgere di trazioni sulla muratura e quindi l'apertura di lesioni che riducono l'area resistente della struttura muraria. Questo comporta la formazione di una cerniera orizzontale lungo un giunto di malta, solitamente al centro del muro, che provoca la nascita di un cinematismo di flessione orizzontale del paramento.

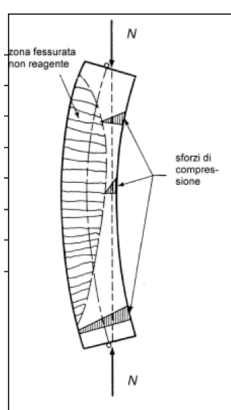


Figura 24 stato di compressione-trazione del paramento

Anche in questo caso non esistono riferimenti bibliografici che tengano in considerazione tale aspetto nella modellazione di strutture a più paramenti.

Dato che nei muri multi-paramento l'aumento delle sollecitazioni di compressione porta al distacco delle cortine, queste, con l'aumentare delle sollecitazioni, possono essere considerate come singoli paramenti. È importante sottolineare tale aspetto in quanto le murature tozze, come quelle a sacco, se non mostrassero un comportamento a cortine separate, non sarebbero soggette al fenomeno dell'instabilità. La capacità di carico della muratura dipende fortemente dalla sua snellezza (altezza/spessore) e dall'effettiva eccentricità del carico applicato. Studiando una tipica curva sforzo/deformazione, che descrive il comportamento a compressione di un muro in funzione della snellezza, si può notare che per muri tozzi, come il muro a sacco, con cortine collaboranti, il collasso avviene in genere per la

rottura dei materiali; diversamente per elementi snelli, come la cortina esterna del muro a sacco, si nota che la rottura avviene per instabilità.

Si può comunque fare riferimento agli studi riguardanti l'instabilità di murature mono-paramento in quanto questi, anche se in modo molto limitato, sono invece presenti in letteratura.

È tuttavia da sottolineare però che a causa della complessità di modellare un fenomeno di questo tipo, la maggior parte dei metodi analitici per calcolare la resistenza di murature snelle non considera né la resistenza a trazione di queste ultime né le non linearità geometriche.

Il problema della stabilità del singolo paramento murario nel caso di scarsa collaborazione tra le cortine diventa quindi di grande interesse nello studio dei meccanismi di collasso.

Questo calcolo della stabilità viene svolto mediante il modello semplificato dell'asta di Eulero.

Modello semplificato dell'asta di Eulero

Si definisce asta di Eulero un'asta per la quale avvengono le seguenti ipotesi:

- asse perfettamente rettilineo;
- sezione trasversale costante;
- materiale illimitatamente elastico lineare, omogeneo e isotropo;
- indeformabilità assiale;
- indeformabilità a taglio;
- carico perfettamente centrato;
- piccoli spostamenti;
- piccole deformazioni.

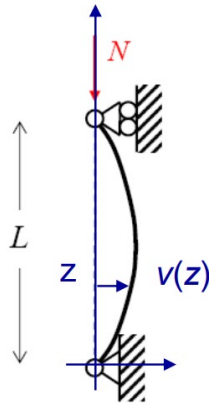


Figura 25_configurazione perturbata dell'asta di Eulero

Supponendo che l'asta subisca uno sbandamento in modo tale che la sua linea di asse sia descritta dallo spostamento $v(z)$, la forza N produce anche un momento $Nv(z)$, a cui si oppone il momento interno che è pari a $EJv''(z)$. La condizione di equilibrio, per cui la configurazione deformata è in equilibrio dalla forza esterna, impone che:

$$EJv''(z) + Nv(z) = 0 \quad (20)$$

Questa equazione differenziale deve soddisfare le condizioni al contorno:

$$v(0) = v(L) = 0$$

La soluzione dell'equazione differenziale è:

$$v(z) = A\cos(\alpha z) + B\sin(\alpha z) \quad (21)$$

con

$$\alpha = \sqrt{\frac{N}{EJ}} \quad (22)$$

Dalla prima condizione $v(0) = 0$ otteniamo $A = 0$; dalla seconda condizione invece segue che:

$$B\sin(\alpha L) = 0 \quad (23)$$

Questa equazione ha due soluzioni possibili:

- se $\sin(\alpha L) \neq 0$, deve risultare $B = 0$; questo implica che la sola configurazione di equilibrio è quella indeformata;

- se $\sin(\alpha L) = 0$ allora la condizione al contorno è soddisfatta per qualunque valore di B e pertanto esistono infinite configurazioni equilibrate.

La condizione $\sin(\alpha L) = 0$ implica che $\alpha L = n\pi$, dove n indica un numero intero positivo. Questa condizione risulta essere soddisfatta se:

$$N_n = \frac{n^2 \pi^2 EJ}{L^2} \quad (24)$$

Il più piccolo di questi valori corrisponde al passaggio da una condizione di equilibrio stabile ad una instabile ed è detto carico critico euleriano.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EJ}{L^2} \quad (25)$$

Risolvendo questo problema a situazioni con condizioni di vincolo differenti, si ottengono espressioni simili. È conveniente, quindi, introdurre l'espressione generale:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EJ}{l_0^2} \quad (26)$$

dove:

- l_0 è la lunghezza libera di inflessione, distanza tra due successivi punti di flesso nella deformata critica.

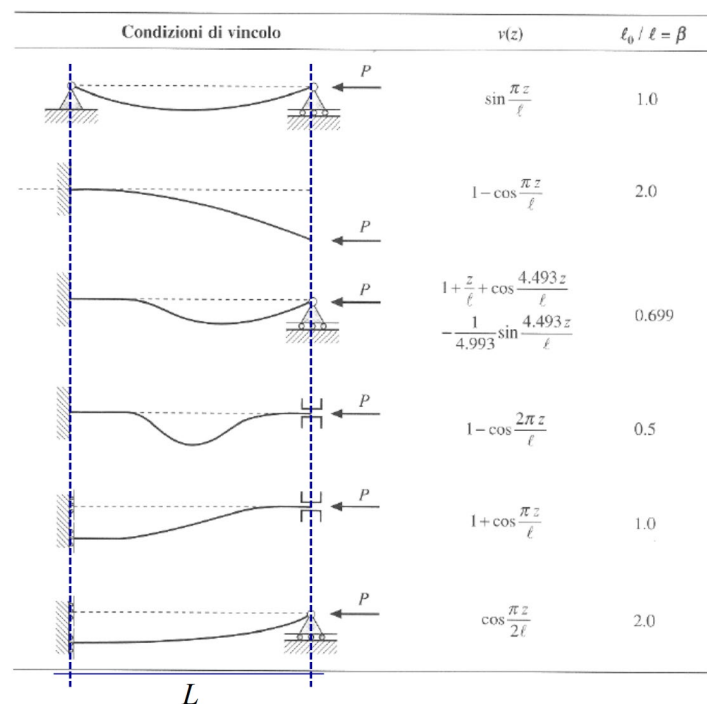


Figura 26_configurazioni caratteristiche dell'asta di Eulero

L'asta caricata di punta dà una forza perfettamente assiale e rappresenta un limite ideale a cui le situazioni possono tendere, ma mai raggiungere completamente.

2.2 Tecniche di intervento nella muratura

L'incremento della capacità portante della struttura può essere perseguito mediante la realizzazione di vari interventi, che sono classificati secondo le NTC 2018 [8] in tre macrocategorie.

- **INTERVENTI DI RIPARAZIONE O LOCALI:** interventi che interessano singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducono le condizioni di sicurezza preesistenti;
- **INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO:** interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al §8.4.3 delle NTC 2018;
- **INTERVENTI DI ADEGUAMENTO:** interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3 delle NTC 2018.

Per i beni di interesse culturale, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del D. lgs. 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio" [9], è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza. L'opera di miglioramento deve entrare organicamente a far parte del progetto di restauro e ne deve costituire una componente fondamentale (ripristino, recupero, restauro, restituzione di integrità fisica, restituzione di efficienza funzionale, conservazione e fruibilità del bene). Nella progettazione di tali interventi, in generale, è preferibile seguire dei principi volti alla conservazione e fruibilità del bene dettati dai paradigmi del restauro. Tali principi sono:

- **tendenza al minimo intervento:** l'intervento deve essere strettamente necessario a raggiungere lo scopo;
- **ricerca della compatibilità:** si declina in tre diverse forme:
 - I) **compatibilità meccanico-strutturale:** l'intervento non altera il comportamento della struttura nei confronti degli eventi per i quali non si ha vulnerabilità;

- II) **compatibilità fisico-chimica:** i materiali di apporto non interagiscono negativamente con i materiali di origine (dilatazioni termiche, comportamento igrometrico, resistenze meccaniche molto diverse);
- III) **compatibilità costruttiva:** intervento strutturale affine o complementare (non sostitutivo) con il sistema costruttivo della fabbrica;
 - **reversibilità:** con reversibilità si intende la possibilità di ritornare alla condizione di stato di fatto antecedente all'intervento;
 - **rispetto dell'autenticità e conservazione della materia:** limitazione degli interventi di sostituzione della materia e delle stratificazioni;
 - **controllo dell'impatto visivo e riconoscibilità dell'intervento.**

Si riportano, successivamente, alcuni esempi di interventi che incrementano la capacità portante di una struttura in muratura.

Iniezione di boiacche

Un metodo efficace consiste nella saturazione dei vuoti mediante l'iniezione di boiacche assolutamente prive di calci libere, a consistenza super fluida e dimensionalmente stabili, preferibilmente a base pozzolanica o cementizia. Questo tipo di intervento, se eseguito con competenza, può migliorare significativamente la resistenza a compressione del materiale di riempimento, preparandolo per interventi successivi come intonaci armati, rinforzi strutturali e altro ancora. L'obiettivo dell'iniezione è quello di ripristinare la continuità interna del materiale, correggendo fessure e sconessioni. Questo processo consente di rinforzare la parete muraria e migliorarne il comportamento nel piano. Ciò che rende l'iniezione di boiacche ancora più interessante è il fatto che rappresenta un metodo di consolidamento "passivo". Questo significa che l'intervento avviene all'interno della struttura stessa, senza richiedere modifiche esterne. Le miscele consolidanti più adatte a questo scopo sono spesso malte fluide a base di calce idraulica naturale, che vengono iniettate fino al rifiuto in appositi fori eseguiti in modo regolare nella muratura ad una determinata distanza l'uno dall'altro. Si procede dal basso verso l'alto. Queste miscele contribuiscono ad aumentare la resistenza delle murature senza alterarne significativamente la rigidità.

Inserimento di tiranti

Un'alternativa meccanicamente efficiente alle iniezioni di malta è l'inserimento di tiranti detti anche connettori, per migliorare la connessione tra i paramenti e la deformazione trasversale. Un esempio è stato studiato da D.V. Oliveira et al. in [10].

Ristilatura dei giunti

Altro tipo di intervento di consolidamento può essere la ristilatura dei giunti di malta. A seguito di una profonda scarnitura e pulitura dai residui incoerenti, viene ripristinato il giunto di malta tra le pietre della muratura per ristabilirne la compattezza. La ristilatura può essere effettuata mediante l'applicazione di una malta a base di calce formulata per garantire la massima compatibilità chimica e cromatica con le murature storiche e consentire un incremento delle loro caratteristiche meccaniche, pur mantenendo inalterato l'aspetto esteriore.

Interventi di rinforzo superficiale: CRM, FRCM, TRM, FRP

Gli interventi di rinforzo superficiale, spesso complementari alle iniezioni, possono includere l'applicazione di reti strutturali, in fibra di vetro, basalto, aramide, carbonio, PBO, e altri materiali, per migliorare e incrementare la qualità muraria dei paramenti, ripristinando anche il comportamento monolitico della muratura.

Tra gli interventi di rinforzo delle superfici sono elencati l'intonaco armato, CRM, ($30 < s < 50$ mm), TRM ($s < 30$ mm) o FRCM ($6 < s < 15$ mm): questi sono tutti costituiti dall'accostamento di una matrice inorganica ad una rete di rinforzo di diversi materiali; si distinguono l'uno dall'altro per lo spessore della matrice, che è più spessa nell'intonaco armato mentre è più sottile nell'FRCM, rendendolo un intervento estremamente efficace grazie anche alla sua leggerezza.

Molti interventi di tipo superficiale si possono esplicitare mediante l'utilizzo di materiali innovativi: i materiali compositi.

Si definisce un materiale composito un sistema costituito da due o più fasi, le cui proprietà e prestazioni sono progettate in modo da essere superiori a quelle dei materiali costituenti che agiscono indipendentemente. Questi materiali sono composti, dunque, dalla fase "matrice", che ha principalmente il compito di dare

forma e geometria al materiale, e dalla fase "carica", che rappresenta la parte veramente soggetta agli sforzi. L'unione di questi due materiali è finalizzata all'ottimizzazione delle prestazioni di entrambi. Le proprietà di un materiale composito dipendono dalle proprietà dei costituenti, dalla geometria e distribuzione delle fasi. Uno dei parametri più importanti è il volume della frazione di rinforzo o il rapporto di volume delle fibre. La distribuzione del rinforzo determina le caratteristiche del sistema. Meno è uniforme il rinforzo, più è eterogeneo il materiale e più alta è la probabilità di rottura nelle aree più deboli. La geometria e l'orientamento del rinforzo, invece, influiscono sull'anisotropia del sistema. I compositi per il rinforzo strutturale sono disponibili in diverse geometrie: dalle lamine pultruse, caratterizzate da una disposizione unidirezionale delle fibre ed utilizzate preferibilmente per placcare superfici regolari, ai tessuti bidirezionali, facilmente adattabili alla forma dell'elemento strutturale rinforzato.

Fanno parte degli interventi superficiali anche gli FRP. L'uso degli FRP (Fiber Reinforced Polymers) per miglioramenti strutturali è diventato pratica comune negli ultimi decenni sia negli edifici in CA, sia in quelli in muratura. Si tratta di un metodo che consiste nell'applicazione di tessuti in fibra di carbonio, basalto, vetro, aramide, PBO, aventi una resistenza molto alta a trazione, immersi in una matrice legante (resina epossidica). Più propriamente sono denominati CRFP nel caso di fibre di carbonio, GFRP nel caso di fibre in vetro, AFRP per quelle in aramide e BFRP per quelli in basalto. Dal punto di vista costitutivo, tali materiali sono eterogenei e anisotropi e presentano un comportamento prevalentemente elastico lineare fino a rottura. Ovviamente non esiste solo un prodotto universale, bensì esistono diverse tipologie di compositi. La loro classificazione può avvenire sia in base al tipo e alle morfologie della carica presente, sia in base alla natura della matrice. Numerosi vantaggi sono legati all'uso di FRP per rafforzare le strutture esistenti; tra questi l'elevato rapporto resistenza/peso, la resistenza alla corrosione, la facilità e la velocità di applicazione e il minimo cambiamento di geometria. Nonostante tutti questi vantaggi l'FRP presenta alcuni inconvenienti, principalmente attribuiti alle resine epossidiche organiche utilizzate per legare le fibre, ovvero la scarsa resistenza al fuoco, costi elevati, inapplicabilità su superfici bagnate o a basse temperature, rischi per il

lavoratore manuale, tenuta stagna, scarsa compatibilità con il materiale di base e suscettibilità alle radiazioni UV.

Per evitare alcuni di questi problemi, è possibile utilizzare compositi a matrice cementizia rinforzata con tessuto, come i TRM (Textile Reinforced Mortar) o FRCM (Fiber Reinforced Cementitious Matrix), costituiti da maglie di tessuto con fibre disposte in due direzioni ortogonali e legate al substrato con una malta cementizia. Il tipo di matrice impiegato in questi compositi è generalmente caratterizzato da elevata resistenza al fuoco e alle alte temperature, resistenza alle radiazioni UV, facilità di manipolazione durante l'applicazione poiché il legante inorganico è a base di acqua, compatibilità con il substrato della muratura e temperatura di lavorabilità invariabile.

Risulta comprovata da diversi studi la maggiore efficienza di un sistema TRM piuttosto ad un sistema FRP. In particolare, C.G. Papanicolaou et al. in [11] hanno studiato il comportamento di 12 pareti in muratura sottoposte a flessione fuori dal piano. Sulla base della risposta della loro campagna sperimentale si è arrivati alla conclusione che i TRM comportano un maggiore aumento di resistenza e deformabilità; se il cedimento è controllato dal danno nella muratura, il rivestimento TRM supera la sua controparte in FRP sulla base del carico massimo e dello spostamento al momento di rottura, cosa invece non vera se il cedimento è dovuto alla rottura per trazione del materiale composito.

Le linee guida del CNR [12] forniscono indicazioni riguardo la caratterizzazione meccanica del tipico legame costitutivo tensione-deformazione di un sistema TRM in una prova di trazione monoassiale: è assimilabile ad una polilinea costituita da tre rami consecutivi, corrispondenti, nell'ordine, allo stadio di campione non fessurato (Stadio A), a quello in fase di fessurazione (Stadio B) e a quello fessurato (Stadio C).

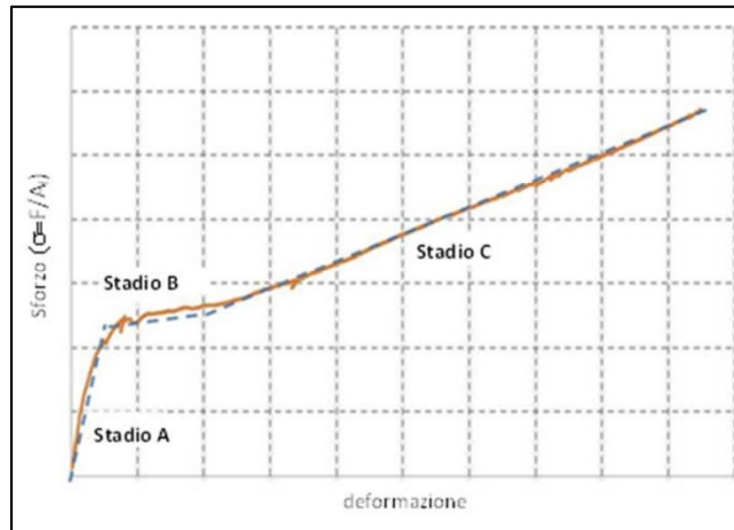


Grafico 1_tensione-deformazione di un sistema TRM

Tale tipo di legame non è sufficiente a caratterizzare il comportamento meccanico di un sistema FRCM, in quanto l'impiego di quest'ultimo come rinforzo strutturale porta a dover considerare i molteplici meccanismi di crisi che possono verificarsi in seguito all'interazione substrato-rinforzo, di seguito elencati:

- il distacco con rottura coesiva del supporto del rinforzo;
- il distacco all'interfaccia matrice-supporto;
- il distacco all'interfaccia matrice-tessuto;
- lo scorrimento del tessuto nella matrice;
- lo scorrimento del tessuto e fessurazione dello strato di malta più esterno;
- la rottura a trazione del tessuto.

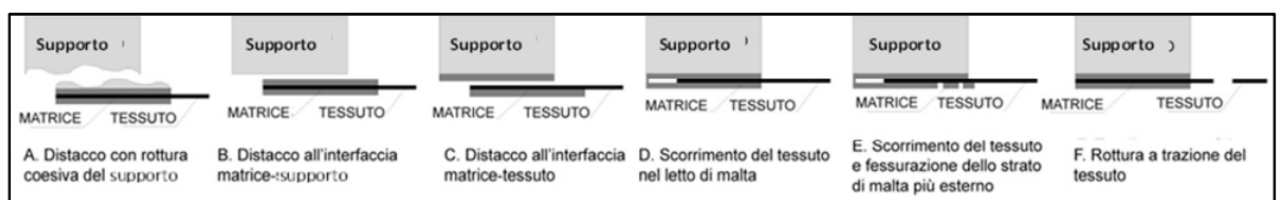


Figura 27_esempi di rottura all'interfaccia supporto-rinforzo

Per questo motivo, è necessario che la caratterizzazione meccanica includa, oltre alla prova di trazione del sistema TRM e del tessuto secco, anche la prova di distacco dal supporto, ed eventuali altre prove appropriate, in relazione alle caratteristiche specifiche del sistema.

Gli studi di Xuan Wang et al. [13] su differenti tipologie di composito, in particolare effettuando prove di trazione su provini di malta rinforzati con tessuti in acciaio, carbonio e basalto, hanno osservato che la risposta tensile dei TRM è identificata in 3 fasi:

- fase elastica;
- stadio di progressione della fessura;
- stadio completamente fessurato.

La rigidità e la resistenza in ciascuna fase sono principalmente influenzate dalla matrice di malta, dal comportamento di adesione tessuto matrice e dai tessuti stessi. L'acciaio mostra una resistenza leggermente superiore prima della rottura per trazione e un migliore legame tra il tessuto e la matrice rispetto al carbonio e al basalto; inoltre un rapporto di rinforzo molto basso provoca l'incapacità di raggiungere lo stadio completamente fessurato.

Numerosi studi di ricerca hanno affrontato il rinforzo di pannelli con sistemi TRM, sia tramite prove di compressione diagonale, come M. Del Zoppo et al. [14], A. Borri et al. [15], S. Babaeidarabad et al. [16], ma anche tramite prove combinate di taglio e compressione, tra le principali citiamo M. Hrasnica et al. [17], C.G. Papanicolaou et al. [11], N. Gattesco et al. [18], N. Reboul et al. [19], B. Torres [20].

Questi ultimi hanno dimostrato l'efficacia del TRM per aumentare la capacità nel piano, la duttilità e la dissipazione di energia. Dopo l'applicazione del sistema TRM la modalità di rottura è spesso cambiata da oscillazione a schiacciamento, o da rottura per flessione a rottura per taglio diagonale.

Xuan Wang et al. [13] hanno studiato come i cedimenti dei pannelli siano governati principalmente dai rapporti del rinforzo; soprattutto per quanto riguarda la fase post picco. In particolare i pannelli con un rapporto di rinforzo sufficiente hanno mostrato un comportamento pseudo-duttile. D'altra parte la rottura fragile causata dalla rottura del tessuto si riscontra nel pannello rinforzato con un rapporto non sufficientemente elevato.

Marta Del Zoppo et al. [14], studiando il comportamento di murature in tufo nei confronti di sollecitazioni di taglio nel piano, hanno estrapolato come il rapporto di

cemento contenuto all'interno della matrice abbia fortemente influenzato la risposta dei pannelli. La riduzione del contenuto di cemento della malta ha portato ad una riduzione della capacità di taglio, di rigidità e della dissipazione del sistema rinforzato. È stata indagata anche l'influenza delle proprietà meccaniche della rete: mediante un database di 414 prove di compressione diagonale si è osservato che la rigidità assiale della rete di rinforzo ha influenzato la capacità di picco dei provini. I compositi che utilizzano reti di rinforzo con una bassa rigidità assiale hanno ottenuto un minore aumento di capacità rispetto a quelli con una maggiore rigidità assiale. Tuttavia per una rigidità assiale eccessiva è stata osservata una leggera riduzione dell'incremento di capacità probabilmente a causa della scarsa compatibilità meccanica tra griglia e matrice. Il medesimo studio ha indagato anche il ruolo dei connettori, dimostrando che nel caso di connettori meccanici le configurazioni mono faccia siano le più efficienti; al contrario l'utilizzo di ancoraggi bifacciali risulta essere consigliato solo nel caso di murature di scarsa qualità.

Questo è stato confermato dalle prove di taglio su pareti in muratura lapidea di Pietro Meriggi et al. [21]. Tramite la DIC, Digital Image Correlation, ha consentito di rilevare il campo di spostamenti e di descrivere l'evoluzione della struttura dalla prima fessura durante la prova. Vengono analizzati due campioni di muratura a doppia cortina. Il primo campione è stato testato non rinforzato e poi testato nuovamente una volta rinforzato con BTRM su entrambe i lati; al secondo provino invece realizzato in modo analogo al primo ma provvisto di intonaco e testato, è stato rimosso l'intonaco applicato il BTRM e applicati i connettori di estremità e ritestato. Il sistema si è dimostrato efficace per il rinforzo nel piano di pareti irregolari in muratura in pietra; infatti anche se la parete era gravemente danneggiata prima di essere rinforzata, l'intervento di retrofitting non ha incluso il ripristino della muratura, grazie poi al sistema BFRCM la parete ha ritrovato completamente la sua capacità e rigidità originarie con un ulteriore incremento medio. Inoltre il TRM ha migliorato il comportamento duttile della parete eliminando il comportamento fragile. L'applicazione del BTRM in muratura in pietra irregolare pre-danneggiata ha modificato la modalità di rottura, da fessurazione lungo i giunti di malta a rottura per separazione dei paramenti. Questo meccanismo di guasto può essere evitato se nell'intervento di retrofitting vengono inclusi connettori trasversali. Il TRM ha modificato

il meccanismo resistente del piano prevenendo la tensione diagonale e innescando il dondolio/schiacciamento; il cui contributo del rinforzo potrebbe essere quasi trascurabile se il tessile non è ancorato alla base del muro, evidenziando così l'importanza degli ancoraggi.

Anche Jacopo Donnini et al. [22], attuando una campagna sperimentale costituita da 8 prove di compressione uniassiale, 12 prove di compressione diagonale e 12 prove di flessione su pannelli in muratura in tufo e laterizio, hanno osservato come la semplice applicazione su uno strato di TRM applicato su entrambe le facce non ha sostanzialmente modificato il comportamento meccanico nel caso di sola sollecitazione di compressione.

Un' alternativa a questo punto può essere rappresentata dall'intervento con CRM.

Il CRM è un intervento analogo all'intonaco armato in cui la rete di rinforzo è annegata all'interno di una matrice di spessore maggiore ai 30 mm. Con tale intervento, sia la resistenza a compressione che la rigidità locale originaria della parete vengono recuperati grazie all'utilizzo di connettori trasversali abbinati ad una maggior rigidità del rinforzo. A scopi di calcolo, le NTC 2018 [8], per tener conto di tale tipologia di rinforzo, consentono l'utilizzo di coefficienti migliorativi da applicare alle caratteristiche della muratura.

Ovviamente bisogna garantire il rispetto della regola dell'arte nell'esecuzione degli intonaci armati. In particolare, nella circolare NTC 2018 [8] viene chiaramente affermato che: *"[...] il consolidamento con intonaco armato non ha alcuna efficacia in assenza di sistematiche connessioni trasversali e la sua efficacia è ridotta quando realizzata su un solo paramento"*.

N. Gattesco et al. [18] hanno studiato come connettori inseriti in GFRP siano benefici per un pannello in muratura. Sia gli esperimenti di compressione a taglio che a compressione diagonale hanno evidenziato un significativo aumento della duttilità originali per tutti i provini testati. I meccanismi di cedimento hanno evidenziato il ruolo cruciale dei connettori GFRP, per i campioni testati. Soprattutto nel caso di esperimenti a compressione e taglio; infatti i provini rinforzati hanno ceduto a causa di meccanismi di collasso locale di alcuni connettori GFRP e non per separazione

delle cortine, quindi a causa del progressivo distacco del rivestimento in GFRP, pressoché, integro dalle superfici murarie. Gli studi hanno evidenziato l'importanza di una progettazione adeguata dei connettori, rispetto alle proprietà meccaniche dei rivestimenti in muratura e malta. Per il provino testato a compressione e taglio rinforzato con doppio rivestimento, è stato dimostrato che una resistenza a trazione ultima dei connettori almeno 2,5 volte superiore al valore di riferimento produrrebbe un aumento della resistenza del pannello in pietra del 48%. Al contrario un ulteriore incremento non comporterebbe benefici aggiuntivi.

Nell'articolo di Donnini et al. [22] si sono analizzati i risultati di una campagna sperimentale inerente alla rottura a compressione uniassiale di 4 pannelli murari (2 in tufo e 2 in mattoni) rinforzati con un sistema composito di spessore totale 30 mm in fibra di vetro e barre elicoidali a secco come connettori, con l'obiettivo di indagare i punti deboli e i punti di forza di tale sistema TRM per rinforzare i pannelli in muratura sottoposti a compressione uniassiale, e validare le attuali formulazioni analitiche disponibili nelle Linee Guida.

I dati di questa campagna sperimentale dimostrano come l'applicazione dell'intervento in FRCM in entrambe le facce non modifichi in modo sostanziale il comportamento a compressione della muratura a causa di una scarsa rigidità assiale dei connettori. Questi, invece, peggiorano in alcuni casi l'efficacia dell'intervento creando danni localizzati e cedimenti prematuri del rinforzo, risultato confermato anche da Marta Del Zoppo et al. [14].

Sono state analizzate le campagne sperimentali presenti in letteratura anche per quanto riguarda elementi architettonici come colonne e pilastri.

Tra le pubblicazioni scientifiche su questo argomento troviamo quelle di L. Ombres e S. Verre [23], dove viene sviluppata un'analisi delle colonne in muratura confinate con matrice cementizia rinforzata con tessuto in acciaio, soggetta a carichi assiali. Oppure ancora G. Maddaloni et al. [24], F. Murgo et al. [25], M. Santandrea et al. [26], L. H. Sneed et al [27], in cui si indagano le prestazioni con un intervento in SRG. Uno studio particolare è stato condotto da C. Carloni et al. [28]: è stato realizzato un rinforzo con fibre di materiale plastico, PBO, in una matrice a base cementizia. Per

indagare l'impiego di fibre di basalto nel caso di FRCM è doveroso citare gli articoli di I. A. Yilmaz et al. [29].

Per effettuare un confronto tra la tecnica del rinforzo con FRP con quella degli FRCM, con varie tipologie e soluzioni di fibre, in termini di prestazioni meccaniche ma anche durabilità, sono stati redatti diversi articoli scientifici: F. Micelli et al. [30], M Di Ludovico [31]. Nel lavoro effettuato da M. Fossetti e G. Minafò [32] viene studiato ed analizzato il sistema B-FRCM, ovvero una matrice realizzata con fibre di basalto, il quale è un materiale naturale e compatibile al 100% con la muratura. In seguito hanno eseguito un'attenta analisi di confronto sperimentale sul comportamento di compressione uniassiale di 12 colonne in muratura di mattoni in argilla rinforzate con avvolgimenti in FRP, in B-FRCM e con fili di acciaio nei giunti. Sono stati considerati due gradi di resistenza della malta.

Nello studio effettuato da G. Amato et al. [33] vengono discussi i risultati sperimentali recenti delle prove di trazione e di legame, evidenziando i ruoli dei diversi parametri che influenzano le prestazioni meccaniche, ad esempio il tipo di fibra e il metodo di serraggio. In particolar modo emerge l'importanza del determinare il comportamento a trazione del singolo filato della fibra, in quanto questo influenza fortemente le proprietà del materiale composito. Inoltre viene considerato il meccanismo di scorrimento che si verifica tra i filamenti incorporati nella matrice cementizia, chiamato cedimento telescopico, causato dalla diversa impregnazione di filamenti esterni e interni.

Tra gli studi più recenti troviamo quello di F. S. Murgò e C. Mazzotti [34] nel quale è stato studiato un diverso approccio per il confinamento della colonna, che tiene conto dell'eterogeneità della muratura composta da mattoni e giunti di malta. I risultati sperimentali hanno suggerito che gli angoli dei mattoni potrebbero essere utilizzati come punto di partenza delle parabole, fungendo da punti "forti" della sezione trasversale. Di conseguenza nel caso di colonne in muratura l'efficacia dipende non solo dalle dimensioni della sezione trasversale ma anche dalla disposizione dei mattoni. Un altro studio interessante è quello di L. Estevan et al. [35] nel quale viene fatto un confronto tra diversi materiali compositi usati per confinare i campioni di muratura: FRP con fibre di carbonio, vetro e matrice epossidica, e FRCM

con rete in fibra di basalto, vetro e matrice cementizia. In seguito i risultati sperimentali sono stati confrontati con quelli previsti secondo le linee guida per gli FRP, ovvero del CNR-DT 200/2013 [36], e quelle recentemente emanate per gli FRCM, cioè CNR-DT 215/2018 [37].

Infine è doveroso citare la sperimentazione di P. Larringa et al. [38] nella quale vengono eseguite delle prove a trazione su campioni di malte rinforzate tessili (TRM) e la successiva analisi agli elementi finiti, FEA. Tra gli articoli citati emergono importanti fattori che influenzano la resistenza ed il comportamento a rottura delle colonne in muratura.

- un ruolo importante può essere svolto dalla posizione locale della sovrapposizione dei fogli di tessuto; questi non dovrebbe essere sovrapposti in modo da formare una giuntura verticale vicino all'angolo della colonna. La sovrapposizione dovrebbe essere del 25 % del perimetro totale della sezione trasversale del campione, comunque, non meno di 30 cm;
- è bene lasciare uno spazio di almeno 10 mm, sia dalla superficie superiore che inferiore del provino, al fine di evitare l'effetto di instabilità locale sullo strato FRCM durante la fase di carico assiale;
- il raggio di curvatura con il quale sono stati arrotondati gli spigoli influisce notevolmente sulla tipologia di rottura finale, in quanto in quelle zone si hanno notevoli concentrazioni di tensioni in fase di carico. È bene considerare un raggio di curvatura di 20 o 30 mm;
- sulla superficie superiore e inferiore del provino è bene realizzare uno strato di malta auto livellante in modo da avere le due superfici il più possibile parallele per la fase di carico;
- la principale differenza tra le colonne confinate con FRCM e quelle confinate con FRP è legata al diverso comportamento post-picco, caratterizzato da un ramo attenuante, la tendenza delle curve di accorciamento del carico assiale dipende dal tipo di malta. È stato dimostrato che i campioni con una malta di basso grado hanno esposto crepe premature. Il grado di malta influenza la resistenza alla trazione e la pendenza del ramo post picco del comportamento costitutivo del FRCM. La forza del legame tra fibra e malta

svolge un ruolo fondamentale in questo fenomeno, consentendo la ridistribuzione dello stress tra fibra e malta e consentendo il cracking distribuito;

- più debole è la matrice, meno dispersi sono i risultati, poiché la formazione della crepa si verifica a livelli di carico molto bassi e quindi l'intero comportamento alla trazione del FRCM è principalmente governato dal tessuto;
- una camicia FRCM più rigida favorisce l'accumulo di energia nel nucleo della colonna (durante il caricamento assiale) e, quando il FRCM si rompe, viene rilasciata improvvisamente (rottura meno duttile). Se la giacca in FRCM è meno rigida, una deformazione graduale della colonna e della giacca FRCM accompagna il rilascio dell'energia di deformazione (rottura duttile).

2.3 DIGITAL IMAGE CORRELATION (DIC)

La Digital Image Correlation (DIC) è una tecnica di analisi delle deformazioni di una superficie di un campione sottoposto ad una forza attraverso l'uso di immagini digitali a campo pieno (full field deformation) di tipo ottico. Dunque non si prevede il contatto con l'oggetto acquisito: l'elaborazione delle immagini permette di studiare sia campi di spostamento che quelli di deformazione.

La DIC è conosciuta in letteratura con diversi appellativi quali: digital speckle correlation method (DSCM), texture correlation, computer-aided speckle interferometry (CASI), electronic speckle photography (ESP).

Essa si basa sul calcolo di un coefficiente di correlazione e sull'estrazione della funzione di mappatura delle deformazioni che mette in relazione le immagini: gli spostamenti di singole regioni di un'immagine sono tracciati su una serie di immagini con la deformazione risultate calcolata. Le teorie di correlazione per misurare le alterazioni dei dati sono state utilizzate per la prima volta alla fine degli anni '70. Tali teorie sono state poi migliorate nel corso degli anni per poter essere utilizzate in diverse applicazioni. I primi studi sono stati effettuati da M. A. Sutton (1983) e H. A. Bruck (1989) della University of South Carolina.

È una tecnica di analisi molto duttile: può studiare sia deformazioni nel piano su oggetti con superfici piane, è il caso della DIC 2D, sia deformazioni nelle tre direzioni

su oggetti non aventi geometria piana, DIC 3D. Nel primo caso è sufficiente l'utilizzo di una sola telecamera per l'acquisizione dei frames, mentre, nel secondo, è necessario disporre di due telecamere fuori asse l'una rispetto all'altra. La tecnica della DIC 3D richiede l'utilizzo di due camere: essa permette lo studio del campo di spostamenti-deformazioni su geometrie sia planari che curve. Anche se l'algoritmo di matching basato sull'osservazione dei subset può essere applicato direttamente al caso tridimensionale, sono necessarie delle tecniche di calibrazione fondate sui concetti di stereoscopia per stimare i parametri intrinseci ed estrinseci delle due camere, critici per le misurazioni finali. Si tratta di una tecnica applicabile sia su oggetti di grandi che di piccole dimensioni, passando dall'ordine di grandezza dei centimetri a quello dei millimetri. È, inoltre, possibile utilizzare anche una sola telecamera grazie alla presenza di specchi, di lenti biprismatiche e di un reticolo di diffrazione, con il principale vantaggio di essere una tecnica low-cost poiché il bisogno di un hardware o di un software per la sincronizzazione di due camere costose può essere così evitato.

La DIC 3D, mantiene i vantaggi della DIC 2D, legati all'assenza di contatto con il provino e alla capacità di analizzare le deformazioni con un approccio full-field, e ne aggira i principali svantaggi: può essere applicata su geometria sia piane che curve ed è in grado di misurare tutte e tre le componenti dello spostamento. In questo modo, conseguentemente all'applicazione di un carico, piccoli movimenti fuori piano dell'oggetto di misura possono essere rilevati con precisione, senza compromettere l'esattezza dei risultati lungo le due restanti direzioni planari.

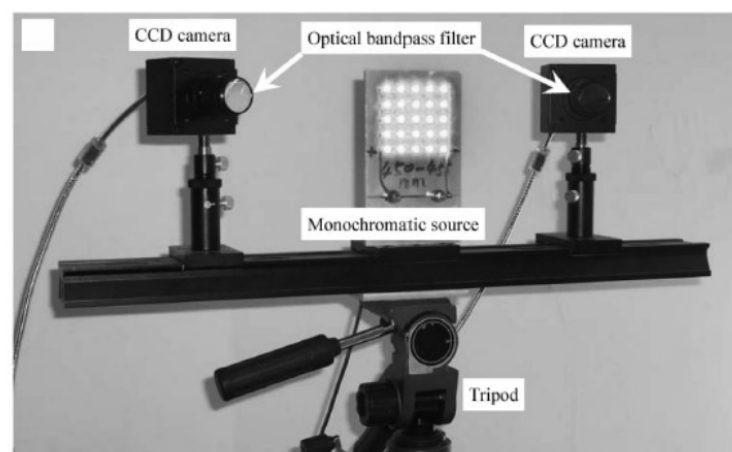


Figura 28_camere ottiche tipo utilizzate nella DIC

Come mostrato nelle immagini precedenti, l'aspetto importante riguarda l'utilizzo di una coppia di camere fuori asse l'una rispetto all'altra: non importa la loro disposizione, che può essere orizzontale o verticale, bensì il loro diverso orientamento.

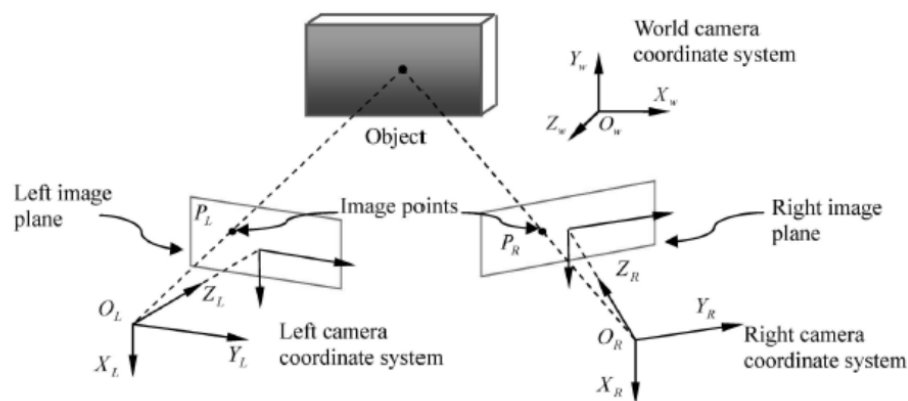


Figura 29_configurazione alla base della DIC 3D

OL e OR sono i centri ottici rispettivamente della camera sinistra e destra. Si osserva che un punto fisico P viene visto come punto PL (left = sinistra) nel piano dell'immagine nella camera sinistra e come punto PR (right = destra) nel piano dell'immagine della camera a destra. La 3D DIC mira ad individuare accuratamente le coordinate del punto P rispetto ad un sistema di riferimento fisso, partendo da quelle di PL e PR; tale sistema di riferimento viene stabilito e fissato conseguentemente all'esecuzione di tecniche di calibrazione, che adottano in genere delle texture piane, circolari o quadrate (calibration target). Le due camere catturano simultaneamente le immagini del calibration target con prospettive differenti, successivamente le texture vengono individuate utilizzando una tecnica di processamento delle immagini e immesse nel modello di calibrazione: ciò permette di ottimizzare i parametri intrinseci (lunghezza focale effettiva, le coordinate dei punti PL e PR, il coefficiente di distorsione della lente) e quelli estrinseci (posizionamento 3D della camera ed orientazione della stessa, relativamente al sistema di coordinate fisso) di entrambe le camere. I parametri di calibrazione, assieme ai dati rilevati dalle due camere, vengono utilizzati per calcolare la posizione nello spazio dei target, in coerenza con il principio di triangolazione, valutando il vettore spostamento, che

descrive come il provino si deforma conseguentemente all'applicazione del carico. Concludendo, dunque, è possibile annotare due importanti step nell'implementazione della 3D-DIC: la calibrazione delle camere e lo stereo matching (utilizzo della stereoscopia per ricostruire immagini 3D da acquisizioni 2D).

L'utilizzo della DIC presuppone l'utilizzo di immagini che abbiano al loro interno variazioni significative di toni di grigio, in modo da rendere possibile e accurata la correlazione. È facilmente intuibile, infatti, come l'analisi di immagini monocromatiche, prive di contrasto, non permetta di misurare spostamenti in quanto non è concettualmente e praticamente possibile definire nessun punto di riferimento per il tracciamento del movimento: nel linguaggio dell'algoritmo DIC si traduce in un risultato ambiguo, poiché ciascun subset dell'immagine di riferimento è ugualmente correlato a qualsiasi regione dell'immagine corrente. Per ottenere una buona correlazione, le superfici dei campioni da analizzare devono presentare alcune caratteristiche, come:

- alternanza di zone cromatiche ad elevato contrasto, in modo da ottenere forti gradienti nei valori di intensità luminosa;
- avere un carattere il più possibile random, in modo da evitare ambiguità nella ricerca delle corrispondenze tra subset.

In pratica, gli oggetti che non presentano naturalmente una superficie adatta alla correlazione, quindi la maggior parte dei pezzi meccanici metallici o strutture civili in calcestruzzo, tantomeno un muro in muratura storica, devono essere preparati tramite l'applicazione di uno speckle. Consiste in un motivo a sfondo bianco su cui vengono disegnate delle macchie nere, o viceversa, di forma e dimensione variabili in base alla tecnica impiegata per la realizzazione e al tipo di immagini da acquisire. La realizzazione dello speckle si può effettuare in diversi modi: nel caso di test macroscopici, sono comuni le realizzazioni con spray di vernice o aerografo, oppure l'impiego di stencil che presentano la geometria di speckle desiderata.

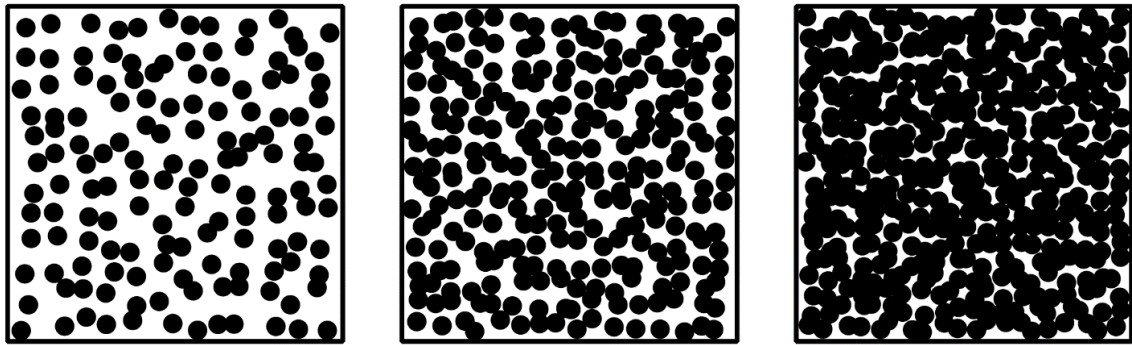


Figura 30_esempi di speckle: punti troppo sparsi (sx), densità corretta (centro), punti troppo ravvicinati e densi (dx)

L'applicazione diretta della DIC permette di ottenere campi di spostamento e deformazione di superfici nominalmente piane, acquisite con una camera. Altro requisito per una accurata determinazione dei campi di spostamento è che la camera usata sia posizionata con l'asse ottico perpendicolare alla superficie di misura; si richiede anche che durante il suo spostamento o deformazione la superficie di misura resti piana. Le limitazioni sulla planarità della superficie e sulla posizione della camera sono strettamente legate al principio alla base del funzionamento delle camere con ottiche convenzionali: queste sfruttano una proiezione centrale prospettica per ottenere sul sensore un'immagine 2D dello spazio tridimensionale inquadrato. Le caratteristiche di questo tipo di proiezione fanno sì che oggetti a diversa distanza dal sensore siano proiettati in un'immagine con diversa magnificazione: il principio è lo stesso per cui nella visione umana oggetti a distanza maggiore vengono percepiti come più piccoli. L'utilizzo di superfici non piane o non parallele al sensore della camera si traduce in regioni dell'oggetto a distanze diverse dal sensore: la DIC, pur ugualmente funzionante, restituisce mappe di spostamenti distorte per via della variazione nella magnificazione.

Inoltre, le camere impiegate per l'acquisizione delle immagini sono in genere sottoposte a un processo di calibrazione, in cui un oggetto di dimensioni note viene ripreso: la conoscenza della geometria dell'oggetto e dell'immagine generata dalla camera permette di ottenere le caratteristiche della camera, tra cui i parametri necessari a descrivere e compensare le

Per la DIC 3D, quindi la stereovisione, il target di calibrazione deve avere le seguenti caratteristiche:

- dot (punto) di dimensione tali da consentire alla camera, in funzione della sua risoluzione, distanza ed ottica installata, di rilevare il dot con almeno 5 pixel;
- distanza tra un dot e l'altro pari a 2.5 volte il diametro del punto stesso;
- la dimensione del target deve coprire quanto più possibile l'area di ispezione;
- nel target devono essere presenti dot di riferimento a distanze note.

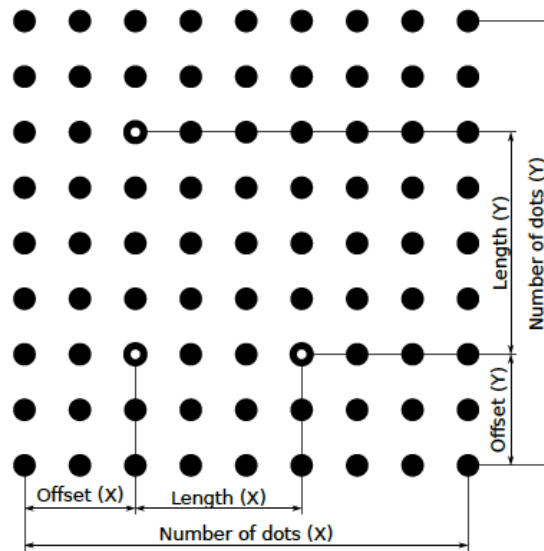


Figura 31_caratteristiche dello speckle di punti nella stereovisione

Nella fase di calibrazione il target, posizionato in prossimità dell'area di misura, deve essere acquisito dalle telecamere, disposto in diverse posizioni ed angolazioni per poter correggere i vari parametri di misura delle camere stesse, in particolare:

- prospettiva, inclinare il target attorno ai suoi due assi e traslare lungo Z;
- aspect ratio, fare delle rotazioni sul piano del target;
- distorsione, spostare il target su tutto il campo di vista.

3 PRIMA SPERIMENTAZIONE

In questa prima sperimentazione, viene studiata la tipologia di rinforzo strutturale FRCC. L'FRCC è un particolare sistema di rinforzo composito che prevede l'accoppiamento di una rete di rinforzo strutturale, in materiale come carbonio, basalto, aramide, PBO, vetro, con una matrice inorganica. L'oggetto dello studio sono sei colonnine in muratura, tre a sezione circolare e tre a sezione rettangolare, consolidate tramite FRCC totally wrapped con rete in fibra di basalto e sottoposte a prove di compressione monotona uniassiale.

La seguente sperimentazione prosegue lo studio iniziato dallo studente Artyom Rodi [39] nella tesi "*Il rinforzo di colonne in muratura storica tramite interventi innovativi*", in cui sono state indagate due diversi sistemi di rinforzo: la ristilatura armata con trefoli in acciaio e il jacketing in FRCC, su colonne in muratura storica. Le colonne testate in questa sperimentazione sono state precedentemente realizzate da L. Cava [40] con l'aiuto dell'impresa di costruzioni C.O.P.P di Guerrini Filippo. A. Rodi ha testato le colonne consolidate tramite ristilatura armata, confrontando i risultati ottenuti sperimentalmente con quelli delle previsioni analitiche riportate dalle Linee Guida italiane CNR-DT 215/2018 [37] e i risultati ottenuti nella tesi di L. Cava [40]. Per quanto riguarda le colonne rinforzate con jacketing in FRCC, i valori di resistenza a compressione sono stati valutati solo mediante previsioni analitiche, non avendo eseguito alcun test a compressione. Da qui riparte questo lavoro di tesi, ultimando i test a compressione assiale anche su questa tipologia di colonne rinforzate.

In questo capitolo, dunque, vengono descritti i materiali e i metodi adottati per la realizzazione delle colonne in muratura storica, in aggiunta alle corrispettive prove di caratterizzazione meccanica; sono successivamente riportati i metodi e i macchinari usati per effettuare i test a compressione monotona uniassiale sulle colonne, e i risultati ottenuti, confrontati poi con le formulazioni analitiche presenti in letteratura e in normativa, e con ulteriori campagne sperimentali condotte sempre su colonnine. Si riportano anche alcune considerazioni finali.

3.1 NOMENCLATURA

l_{mc} = lunghezza campione di malta delle colonne [mm];

b_{mc} = base del campione di malta delle colonne [mm];

d_{mc} = spessore del campione di malta delle colonne [mm];

$f_{f,mc}$ = resistenza a flessione della malta delle colonne [MPa];

$f_{fmed,mc}$ = resistenza a flessione media della malta delle colonne [MPa];

$F_{fmax,mc}$ = carico massimo di flessione a tre punti della malta delle colonne [N];

$F_{fmed,mc}$ = carico medio di flessione a tre punti della malta delle colonne [N];

b_{mc} = larghezza del provino di malta [mm];

d_{mc} = spessore del provino di malta [mm];

$f_{c,mc}$ = resistenza a compressione della malta delle colonne [MPa];

$f_{cmed,mc}$ = resistenza a compressione della malta delle colonne [MPa];

$F_{cmax,mc}$ = carico massimo di compressione della malta delle colonne [N];

$F_{cmed,mc}$ = carico medio di compressione della malta delle colonne [N];

A_{mc} = superficie di applicazione del carico di compressione sulla malta [mm²];

$f_{i,bc}$ = resistenza a compressione dell'elemento i-esimo del mattone delle colonne [MPa];

$f_{med,bc}$ = resistenza a compressione media dell'elemento di mattoni delle colonne [MPa];

$F_{maxi,bc}$ = carico massimo di compressione dell'elemento i-esimo dei mattoni [N];

$A_{i,bc}$ = superficie di applicazione del carico dell'elemento i-esimo dei mattoni [mm²];

$E_{30-60,bc}$ = modulo elastico dei mattoni [MPa];

σ_{bc} = tensione registrata durante le prove a compressione dei mattoni delle colonne [MPa];

ϵ_{bc} = deformazione verticale per compressione dei mattoni delle colonne [%];

h_{Cl} = altezza colonne circolari [mm];

d_{CI} = diametro colonne circolari [mm];

r_{CI} = raggio colonne circolari [mm];

A_{CI} = superficie di applicazione del carico nelle colonne circolari [mm²];

h_{RT} = altezza colonne rettangolari [mm];

d_{RT} = lato maggiore colonne rettangolari [mm];

l_{RT} = lato minore colonne rettangolari [mm];

A_{RT} = superficie di applicazione del carico nelle colonne rettangolari [mm²];

$r_{C,RT}$ = raggio di curvatura delle colonne rettangolari [mm];

f_{mcd} = resistenza di progetto della muratura confinata [MPa];

f_{md} è la resistenza a compressione della muratura non confinata [MPa];

α_n = coefficiente (variabile);

k' = coefficiente adimensionale (variabile);

g_m = densità di massa della muratura [kg / m³];

$f_{1,eff}$ = pressione efficace di confinamento;

k_H = coefficiente di efficienza orizzontale;

f_1 = pressione di confinamento;

n_f = numero di strati di rinforzo;

t_f = spessore equivalente delle fibre nella direzione ortogonale all'asse dell'elemento [mm];

E_f modulo di elasticità del tessuto secco [MPa];

D = diametro della sezione della colonna [mm];

$\epsilon_{ud,rid}$ = deformazione di calcolo del composito FRCCM;

η_a = fattore di conversione ambientale;

γ_m = fattore parziale per materiali secondo lo stato limite considerato;

ε_{fu} = deformazione ultima a rottura per trazione del tessuto secco;
 k_{mat} = coefficiente adimensionale di efficacia del confinamento;
 $f_{c,mat}$ = resistenza caratteristica a compressione della matrice [MPa];
 t_{mat} = spessore complessivo del rinforzo FRCM [mm];
 D_{RT} = diagonale della sezione rettangolare [mm];
 f_r = resistenza a trazione del rinforzo [MPa];
 $f_{cmed,c}$ = resistenza a compressione media colonne [MPa];
 $f_{c,c}$ = resistenza a compressione delle colonne [MPa];
 $F_{c,c}$ = carico di compressione delle colonne [kN];
 σ = tensione registrata durante le prove a compressione delle colonne [MPa];
 ε_v = deformazione verticale in seguito alle prove di compressione delle colonne;
 $E_{med,c}$ = modulo di elasticità medio delle colonne [MPa];
 E_c = modulo di elasticità delle colonne [MPa];
 $F_{max,c}$ = carico massimo di compressione delle colonne [kN];
 $\varepsilon_{max,c}$ = deformazione massima in seguito alle prove di compressione delle colonne;
 $\varepsilon_{c\ 30\%}$ = deformazione in seguito alle prove di compressione delle colonne in corrispondenza del 30% del carico massimo;
 $E_{c\ 0-30}$ = modulo di elasticità delle colonne tra lo 0 e il 30% del carico massimo [MPa];
 $E_{c\ 30-60}$ = modulo di elasticità delle colonne tra il 30% e il 60% del carico massimo [MPa];
 f_{UN} = resistenza a compressione delle colonne non rinforzate [MPa];
 $\sigma_{tr,f}$ = tensione di trazione del tessuto di rinforzo [MPa].

3.2 MATERIALI

Di seguito vengono descritti i materiali scelti per la realizzazione delle colonne in muratura, in particolare i criteri di selezione della malta e dei laterizi; sono, inoltre,

riportate le procedure adottate per la loro caratterizzazione. Vengono prese e riportate, quindi, i metodi e le prove descritti nei lavori sperimentali di A. Rodi [39], A. Nepi [41] e L. Cava [40].

3.2.1 Malta per la muratura

Per la realizzazione di provini di colonne con caratteristiche meccaniche simili a quelle di elementi in muratura storica, basandosi sui valori e sulle caratteristiche attestate dai produttori, sono state scelte una malta premiscelata a base di calce idraulica naturale "Malta antica", prodotta dalla Vimark, e sabbia del Po a granulometria fine (con diametro massimo < 0.6mm) prodotta dalla Esincalce s.r.l.



Figura 32_materiali costituenti la malta

I valori di resistenza a compressione della malta premiscelata a 28 giorni, forniti dal produttore nella scheda tecnica, sono di classe M1 (≥ 2 MPa); essendo troppo elevati per simulare l'uso di una malta storica. Si è deciso, quindi, di aggiungere la sabbia del Po nell'impasto diminuendo così la resistenza prevista, al fine di utilizzare la stessa miscela impiegata nelle precedenti campagne sperimentali. Data la difficoltà nel quantificare numericamente tale abbattimento, si è fatto riferimento a precedenti sperimentazioni: si è constatato che la miscela dell'impasto più adatta alla costruzione di campioni in muratura, avvicinandosi di più ai valori di resistenza per malte storiche, è quella con un rapporto malta/sabbia [kg/kg] pari a 1/0.5.

Le schede tecniche prevedono l'utilizzo di 5L di acqua per ogni sacco di "Malta antica" (25Kg) e in aggiunta 3,75L per ogni sacco di sabbia del Po (25Kg), per un totale di 8.75L per ogni miscela di malta. Nella fase effettiva di realizzazione della miscela per la sabbia contenuta nei sacchi è stato riscontrato un peso estremamente

diverso dal rispettivo peso secco; dunque, quantitativi diversi di acqua sono stati impiegati nelle varie miscele di malta. Sono riportate in seguito alcune fasi di preparazione dell'impasto.



Figura 33_peso della sabbia (sx) e inserimento della malta nell'impasto (dx)



Figura 34_preparazione dell'impasto tramite miscelatore meccanico

3.2.1.1 Caratterizzazione meccanica della malta

Le prove di caratterizzazione meccanica della malta sono state eseguite secondo le prescrizioni contenute nelle seguenti normative:

- UNI EN 998-2: Specifica per malte per opere murarie – Malte da muratura [42];
- UNI EN 1015-11: Metodi di prova per le malte per opere murarie. Determinazione della resistenza a compressione e flessione della malta indurita [43].

Sono state prese le prove di caratterizzazione realizzate da A. Rodi nella sua campagna sperimentale [39].

Gli stampi prima di tutto sono stati puliti e oliati con l'apposito disarmante per facilitare l'operazione di scassero. Sono stati realizzati due confezionamenti di provini di malta relativamente alla II e VII miscela di malta che verranno chiamati rispettivamente MII e MVII. Le dimensioni di ciascun provino sono di 40x40x160 cm. I campioni sono stati stagionati per 34 giorni, quelli della seconda miscela, e 33 giorni quelli della quarta, superando quindi i 28 giorni base prescritti da normativa.



Figura 35_stampo oliato (sx), inserimento malta (dx)



Figura 36_provini ottenuti dalle miscele MII (sx) e MVII (dx)



Figura 37_provini di malta

Terminato il periodo di stagionatura, i sei campioni sono stati testati secondo le corrispettive normative UNI sopra citate. L'obiettivo di questi test è quello di rendere nota la resistenza della malta così da eseguire una caratterizzazione del materiale necessaria per fare un confronto con i valori ottenuti dalla letteratura scientifica. Le due serie di provini di malta sono stati nominati per facilitarne il riconoscimento attraverso una sigla descrittiva della tipologia di miscela e un numero.

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A FLESSIONE

La macchina di prova è stata attrezzata e preparata così da poter misurare soltanto il carico massimo applicato.



Figura 38_macchina di prova

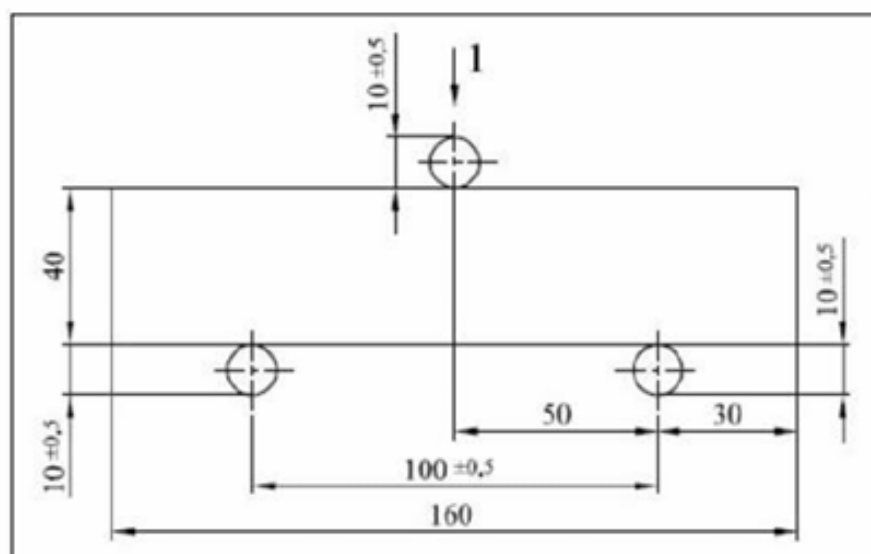


Figura 39_configurazione delle basi per la prova a flessione a tre punti

La prova a flessione si esegue posizionando il provino su due appoggi e applicando il carico mediante un rullo che si trova in corrispondenza della mezzzeria della faccia superiore del provino. Le prove sono state condotte progressivamente, avendo cura di pulire bene gli appoggi dai residui di aggregato ogni volta che si testava un nuovo provino. Ci si è inoltre accertati di posizionare la faccia del provino non a contatto con la cassaforma direttamente a contatto con i tre rulli. La prova si considera conclusa quando il provino di malta arriva a rottura, registrando il valore di carico massimo raggiunto.



Figura 40_prova a flessione dei provini di malta

Per il calcolo della resistenza a flessione f_f , è stata impiegata la seguente formula:

$$f_{f,mc} = 1.5 \frac{F_{fmax,mc} \cdot l}{b_{mc} \cdot d_{mc}^2} \quad (27)$$

dove:

- $F_{fmax,mc}$ = carico massimo applicato al provino [N];
- l = distanza tra gli assi dei due rulli di appoggio posti inferiormente, pari a 100mm;
- b_{mc} = larghezza del provino [mm];
- d_{mc} = spessore del provino [mm].

Malta	Provino	l_{mc}	b_{mc}	d_{mc}	$F_{fmax,mc}$	$f_{f,mc}$
		[mm]	[mm]	[mm]	[N]	[MPa]
MII	1	100	40	40	246.60	0.57
	2	100	40	40	214.80	0.50
	3	100	40	40	246.00	0.58
MIV	1	100	40	40	242.40	0.57
	2	100	40	40	204.00	0.48
	3	100	40	40	300.00	0.70

Figura 41_caratteristiche dei provini ottenuti

Di seguito, si riportano i valori medi del carico massimo e la resistenza a flessione media per ogni tipologia di malta.

Malta	$F_{fmed,mc}$	$f_{fmed,mc}$	D.S	$F_{fmed,mc}^*$	$f_{fmed,mc}^*$	D.S. *
	[N]	[MPa]		[N]	[MPa]	
MII	235.80	0.55	0.04	242.30	0.57	0.02
MIV	248.80	0.58	0.11			

*valori calcolati sul totale dei provini

Figura 42_riepilogo dei risultati delle prove a flessione

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESIONE

Sono state poi eseguite le prove a compressione utilizzando come provini i semi prismi ottenuti dalla rottura dei provini iniziali sottoposti al test di flessione: sono stati testati un numero complessivo di 12 semi prismi di malta.



Figura 43_provini derivanti dalla prova a flessione

È stato possibile usare la stessa macchina impiegata per le prove a flessione anche per i test a compressione attraverso la sostituzione della superficie di applicazione del carico con una piastra 40x40 mm.



Figura 44_macchina adattata per la prova a compressione

Anche in questa prova, si è fatto attenzione nel posizionamento del provino dentro la macchina di prova; in particolare le facce a contatto con le pareti dello stampo sono state posizionate sopra e sotto per evitare il contatto della superficie irregolare di rottura con la macchina.



Figura 45_ prova a compressione dei provini di malta

Per il calcolo della resistenza a compressione della malta, $f_{c,mc}$, è stata utilizzata la seguente formula:

$$f_{c,mc} = \frac{F_{cmax,mc}}{A_{mc}} \quad (28)$$

dove:

- $F_{cmax,mc}$ = carico massimo applicato al provino [N];

- A_{mc} = superficie di applicazione del carico, pari a 1600 mm².

Malta	Provino	$F_{cmax,mc}$	$F_{cmed,mc}$	$f_{c,mc}$	$f_{cmed,mc}$	D.S.	$F_{cmed,mc}^*$	$f_{cmed,mc}^*$	D.S. *
		[N]	[N]	[MPa]	[MPa]		[N]	[MPa]	
MII	1.1	3463.20	3454.48	2.16	2.16	0.05	2952.44	1.84	0.44
	1.2	3399.60		2.12					
	2.1	3385.70		2.12					
	2.2	3372.00		2.11					
	3.1	3536.40		2.21					
	3.2	3570.00		2.23					
MIV	1.1	2887.20	2450.40	1.80	1.53	0.17	2952.44	1.84	0.44
	1.2	2638.80		1.65					
	2.1	2360.40		1.48					
	2.2	2164.80		1.35					
	3.1	2244.00		1.40					
	3.2	2407.20		1.50					

*valori calcolati sul totale dei provini

Figura 46_riepilogo dei dati delle prove a compressione

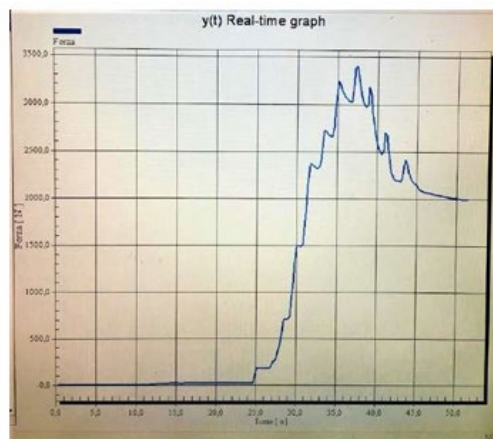


Figura 47_grafico forza-tempo relativo alla prova eseguita

Si è osservato che i nuovi valori ottenuti di $f_{f,m}$ e $f_{c,m}$ non si discostano di molto da quelli relativi ad altre campagne sperimentali; quindi è possibile concludere che le miscele di malta usate per la realizzazione dei provini presentano un comportamento in linea con una muratura storica.

3.2.2 Mattoni

Così come la malta, anche i laterizi delle murature storiche sono poco prestanti rispetto quelli che si trovano attualmente sul mercato, che hanno delle resistenze a compressione elevate grazie all'evoluzione chimica delle lavorazioni. L'obiettivo, dunque, che si è cercato di seguire nella scelta di tale componente è stato quello di

selezionare mattoni con caratteristiche meccaniche più verosimili a quelle dei laterizi storici.

Gli elementi scelti e usati dalle precedenti tesi per la costruzione delle colonne di muratura storica sono di produzione della ditta Fornaci Briziarelli Marsciano s.p.a. Sono stati scelti:

- mattoni comuni "Perusia" rosati (Figura 2.14), di dimensioni 5,5x12x25cm per le colonne a sezione rettangolare;
- pezzi speciali con forma di mezzaluna a semicerchio di dimensioni 5,5x12x20cm per le colonne a sezione circolare.

I mattoni scelti sono di tipo "a mano", in quanto hanno caratteristiche chimico fisiche più verosimili a quelle appartenenti alle murature storiche.

3.2.2.1 Caratterizzazione meccanica dei mattoni

Le prove di caratterizzazione meccanica dei laterizi sono state eseguite secondo le prescrizioni contenute nelle seguenti normative:

- UNI EN 772-1: Metodi di prova per elementi di muratura – Parte I: Determinazione delle resistenze a compressione (2015) [44];
- UNI EN 772-16: Metodi di prova per elementi per muratura - Parte 16: Determinazione delle dimensioni, (2011) [45].

Sono state prese le prove di caratterizzazione e i risultati ottenuti da A. Nepi [41] e L. Cava [40] nelle corrispettive tesi.

La tensione di rottura, viene calcolata utilizzando la seguente formula:

$$f_{i,bc} = \frac{F_{\max i,bc}}{A_{i,bc}} \quad (29)$$

dove $A_{i,bc}$ è la superficie di applicazione del carico dell'elemento i-esimo e $F_{\max i,bc}$ è il carico massimo applicato all'elemento i-esimo.

Vengono di seguito riportati il grafico di riepilogo delle prove a compressione sui provini di mattoni e la tabella con le caratteristiche meccaniche.

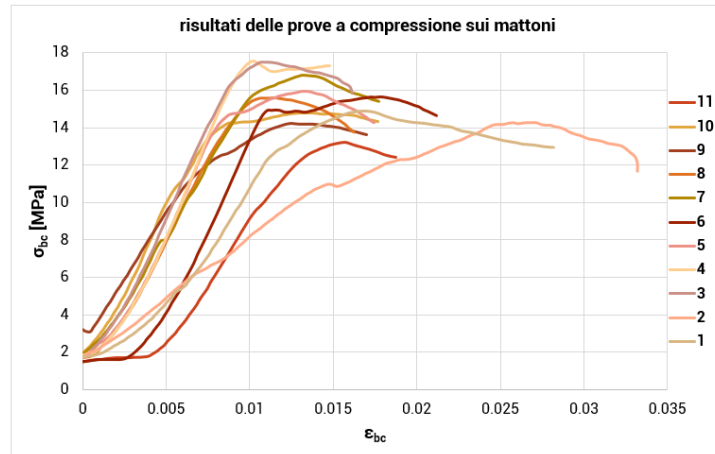


Figura 48_riepilogo prove a compressione sui provini di laterizi (tensione e deformazione)

Provino	$A_{i,bc}$	$F_{cmax,mc}$	$F_{cmed,mc}$	$E_{30-60,bc}$	$f_{i,bc}$	$f_{med,mc}$	D.S.
	[mm ²]	[kN]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
1	6280.40	93.47	98.54	66.40	14.88	15.49	1.39
2	6639.50	94.76		101.60	14.27		
3	6358.90	111.34		101.61	17.51		
4	5888.90	103.37		172.67	17.55		
5	6161.00	98.10		113.22	15.92		
6	6480.00	101.31		54.29	15.64		
7	6641.00	111.73		133.34	16.82		
8	6279.40	97.84		87.78	15.58		
9	6398.00	91.16		83.45	14.25		
10	6722.50	99.39		84.24	14.78		
11	6161.00	81.51		142.73	13.23		

Figura 49_caratteristiche meccaniche dei mattoni utilizzati per la realizzazione delle colonne circolari

Dalle prove eseguite viene confermata l'ipotesi come i laterizi a mezzaluna utilizzati per la realizzazione delle colonnine a base circolare abbiano delle caratteristiche meccaniche basse: viene osservata la rottura fragile del materiale, come suggerito dalla letteratura. Queste caratteristiche sono molto adatte per simulare una muratura storica.

3.3 RINFORZO DELLE COLONNE: FRCM CON RETE IN FIBRA DI BASALTO

Come già precedentemente detto, in questa sperimentazione si andranno a testare a compressione delle colonne in muratura storica consolidate con jacketing in FRCM in fibra di basalto. È un particolare sistema di rinforzo composito costituito da una

rete in fibra di basalto, che rappresenta il tessuto strutturale, immersa in una matrice inorganica a base di calce.

3.3.1 Rete in fibra di basalto

Come tessuto di rinforzo viene usato il GeoSteel Greed 200 della ditta "Kerakoll s.p.a.", cioè una rete biassiale in fibra di basalto e microfilati di acciaio inox. Di seguito, sono rappresentati il rotolo fornito e la trama/ordito della rete e le caratteristiche meccaniche del tessuto di rinforzo riportate nella scheda tecnica.

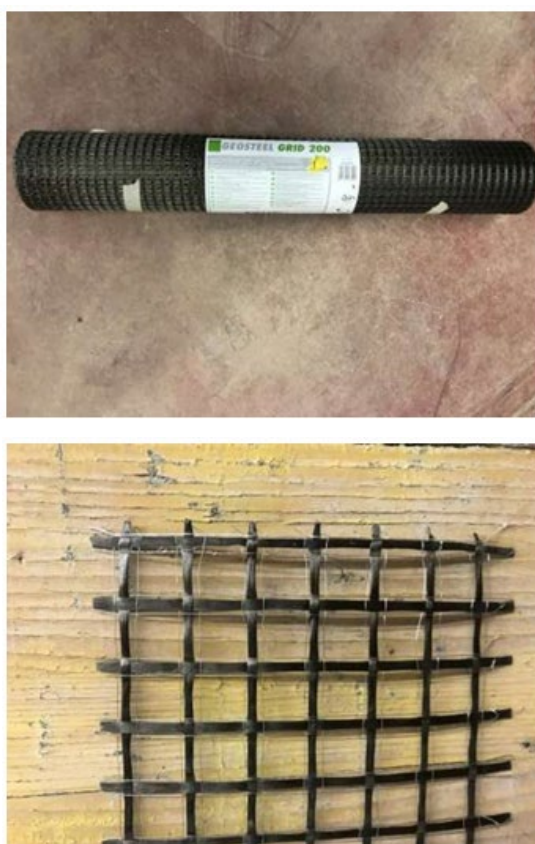


Figura 50_rete strutturale GeoSteel Greed 200

Caratteristiche meccaniche medie dei materiali di rinforzo

Rete in fibra di basalto			
Caratteristiche	Simbolo	Unità di misura	Valore
Spessore equivalente della rete	t_f	mm	0.032
Carico a trazione per unità di larghezza	F_f	kN/m	40.00
Modulo di elasticità del tessuto secco (med)*	E_f	MPa	62000
Deformazione ultima a trazione (caratteristica)*	ϵ_{uf}	%	1.80
Tensione ultima a rottura per trazione (caratteristica)*	σ_{uf}	MPa	1250.00

* valori forniti dal produttore

Figura 51_caratteristiche meccaniche della rete in fibra di basalto

3.3.2 Matrice inorganica

La matrice usata è la GeoCalce F Antisismico della "Kerakoll s.p.a.": una geo malta strutturale traspirante a grana fine di pura calce naturale, di classe M15, un'apposita tipologia di malta minerale da accoppiare a reti di basalto-acciaio inox GeoSteel Greed nei sistemi certificati di rinforzo strutturale, miglioramento e adeguamento sismico. Nelle figure sottostanti, sono riportate le caratteristiche principali estratte dalla scheda tecnica della malta e le proprietà meccaniche del tessuto e della malta considerandoli come un unico materiale composito applicato ai diversi tipi di supporto tradizionale.

Caratteristiche meccaniche medie dei materiali di rinforzo

Malta			
Caratteristiche		Unità di misura	Valore
Resistenza a compressione		MPa	> 15
Resistenza a trazione per flessione		MPa	> 5
Resistenza a taglio		MPa	> 1
Legame di aderenza		MPa	> 0.8
Adesione su laterizio		MPa	> 1
Modulo elastico a compressione		Gpa	9.00

Figura 52_caratteristiche meccaniche della malta

Caratteristiche meccaniche medie dei materiali di rinforzo

Sistema FRM - ETA n°19/0326				
Caratteristiche	Simbolo	Supporto	Unità di misura	Valore
Tensione limite convenzionale *	$\sigma_{lim,conv}$	laterizio	MPa	945.50
Deformazione limite convenzionale *	$\epsilon_{lim,conv}$	laterizio	%	1.52
Temperatura di installazione	-		°C	35/5
Temperatura di esercizio	-		°C	80/-40

* valori forniti dal produttore

Figura 53_caratteristiche meccaniche del sistema FRM

3.4 REALIZZAZIONE DELLE COLONNE IN MURATURA

Le colonnine in muratura testate in questa sperimentazione, come già detto, sono state precedentemente realizzate da L. Cava [40] con l'aiuto dell'impresa di costruzioni C.O.P.P. di Guerrieri Filippo. Nella campagna sperimentale di L. Cava, inoltre, sono stati testati (portati a rottura) 12 provini, di cui 6 non consolidati, di riferimento. Dunque, in questo studio sono stati utilizzati i dati relativi alle caratteristiche meccaniche delle colonne in muratura non consolidate ricavate dalla campagna sperimentale sopra citata [40].

I provini sono stati realizzati seguendo le precauzioni necessarie per la corretta realizzazione e nel rispetto della regola dell'arte.

Nel caso delle colonne consolidate tramite ristilatura armata, per garantire un risparmio di tempo e evitare danni dovuti ad una scarnitura postuma del giunto di malta, si è deciso di lasciare sin da subito, in fase costruttiva, un'intercapedine in corrispondenza dei bordi esterni dei giunti di malta necessario per ospitare il successivo consolidamento. Per creare un'intercapedine di dimensioni adeguate, sono stati utilizzati degli appositi prismi di poliestere di opportune dimensioni, vale a dire:

- prismi di 4 cm per tutte le colonne a base rettangolare;
- prismi di 4 cm per le prime 3 colonne realizzate con base circolare;
- prismi di 2.5 cm per le rimanenti 9 colonne a base circolare, in quanto in fase di realizzazione è stato evidente che il contenuto di malta in una circonferenza da 12cm non era sufficiente dal punto di vista strutturale.

Tutte le sagome in polistirene hanno esattamente lo stesso spessore del giunto di malta (1 cm).

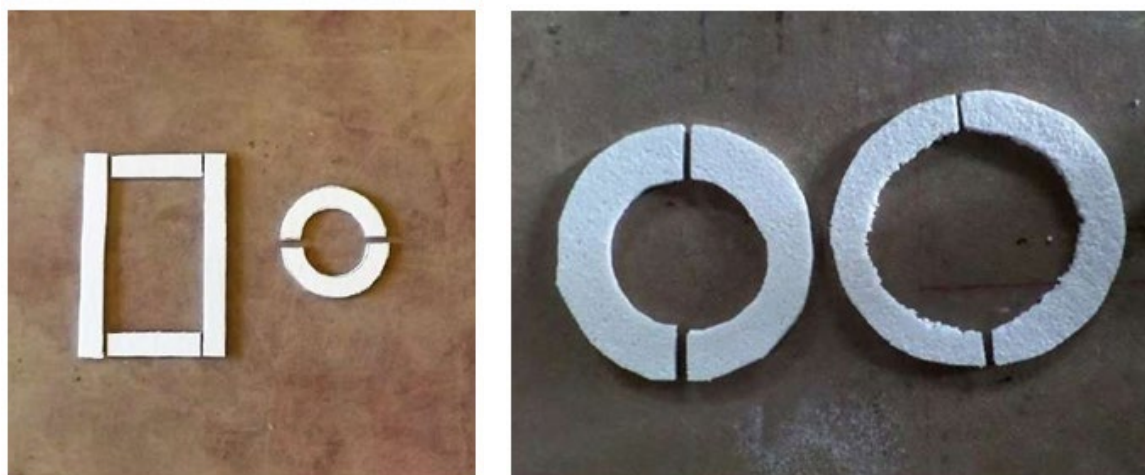


Figura 54_prismi in polistirene utilizzati nei giunti

3.4.1 Geometria delle colonne

Sono state costruite due tipologie di colonne: a base rettangolare e a base circolare, entrambe con filari di mattoni e giunti di malta orizzontali di spessore pari a 1 cm.

Per la scelta della geometria e del numero dei campioni sono stati analizzati molti studi e sperimentazioni già condotti in letteratura.

COLONNE A BASE CIRCOLARE

Sono stati utilizzati laterizi mezzaluna a semicerchio di dimensioni 5x12x25 cm.

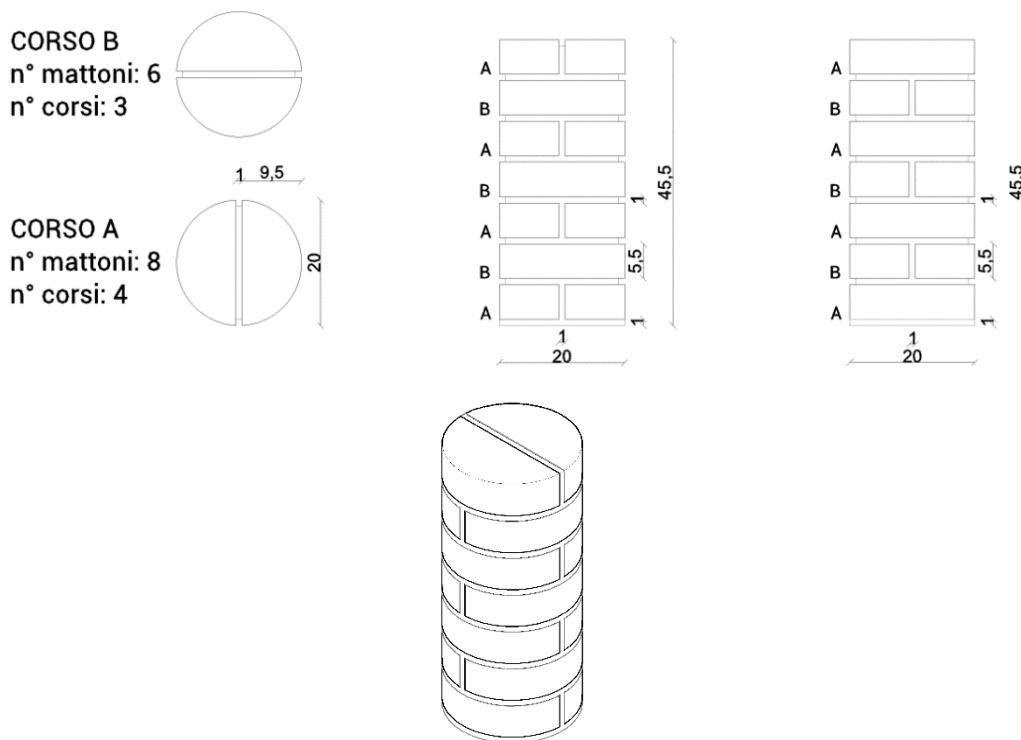


Figura 55_geometria dei campioni di colonne circolari (CI)

Colonne circolari		
altezza	h_{CI}	455 mm
diametro	d_{CI}	200 mm
raggio	r_{CI}	100 mm
area nominale netta A_{CI}	$\pi \cdot r^2$	31416 mm ²
h/d		2.3
n° mattoni per provino		14
n° mattoni per provino		42

Tabella 1_caratteristiche colonne circolari (CI)

Dei tre campioni di colonne a base rettangolare, uno presenta un'altezza differente (h=520 cm) presentando un filare di mattoni in più.

COLONNE A BASE RETTANGOLARE

Sono stati utilizzati laterizi a mano Perugia Linea Antica di dimensioni 5x12x25 cm.

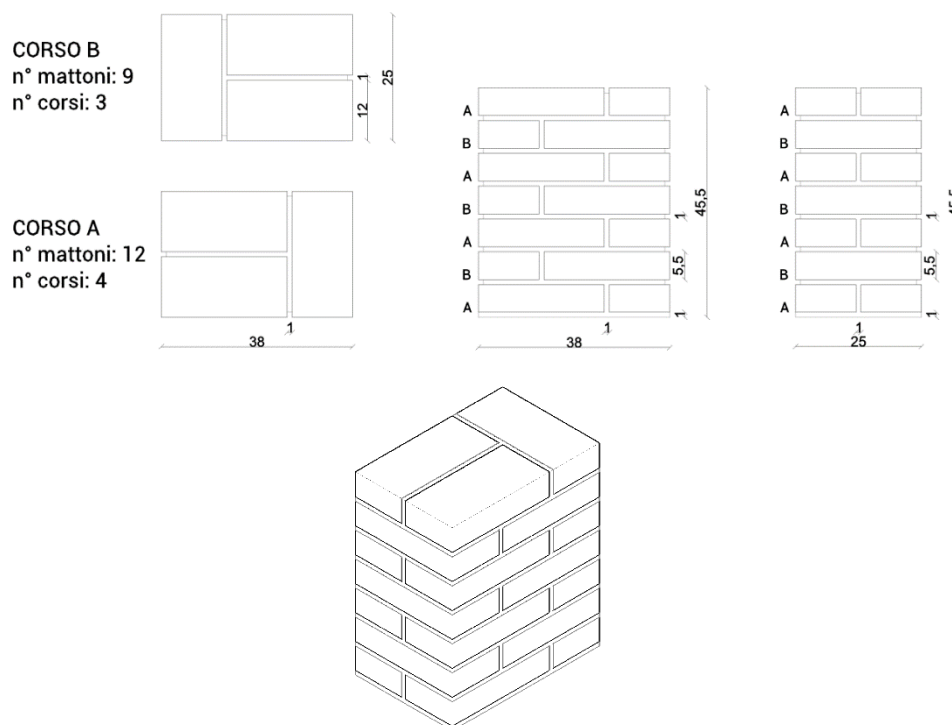


Figura 56_geometria dei campioni di colonne rettangolari (RT)

Colonne rettangolari		
altezza	h_{RT}	455 mm
lato maggiore	d_{RT}	380 mm
lato minore	l_{RT}	250 mm
area nominale netta A_{RT}	$d \cdot l$	95000 mm ²
h/d		1.2
n° mattoni per provino		21
n° mattoni per 3 provini		63

Tabella 2_caratteristiche colonne rettangolari (RT)

Riassumendo, i materiali principali utilizzati, come illustrato precedentemente, sono:

- mattoni a pasta molle 5,5x12x25 cm;
- mattoni con forma di mezzaluna 5,5x12x20 cm della "F.B.M. s.r.l.";
- malta composta da calce idraulica "Vimark";
- sabbia del Po.

Altre attrezzature necessarie per la realizzazione sono state:

- tavole 45x55cm metalliche e in legno;

- fogli di nylon;
- mixer meccanico per preparare la malta;
- bilancia di precisione;
- livella e strumenti da muratore.

3.4.2 Fasi di realizzazione

Nel periodo trascorso tra la consegna dei materiali e la realizzazione delle prove, i materiali utilizzati per la realizzazione dei provini sono stati stoccati all'interno delle aree del laboratorio.



Figura 57_stoccaggio del materiale utilizzato

Coerentemente con quanto detto precedentemente (rapporto malta/sabbia 1:0.5), il dosaggio degli impasti di malta è stato eseguito con le seguenti quantità:

- un sacco di 25Kg di "Malta antica";
- un sacco di 25Kg di sabbia del Po;
- acqua in un range tra 5.5 e 7 litri in funzione della fluidità dell'impasto.

I primi 9 provini realizzati, di cui 6 a base rettangolare e 3 a base circolare sono quelli definibili a giunto integro, della tipologia UN. Di seguito sono riportate le diverse fasi di realizzazione dei provini.



Figura 58_bagnatura dei mattoni e realizzazione della malta



Figura 59_posa del primo strato di allettamento e controllo della planarità



Figura 60_costruzione del provino



Figura 61_spazzolatura e pulizia della colonna



Figura 62_posa del primo strato di allettamento e controllo della planarità



Figura 63_colonna terminata



Figura 64_provini con giunti pieni (sx), provini con giunti scarniti (dx)

3.5 REALIZZAZIONE DEL RINFORZO: JACKETING IN FRCM

Successivamente, viene descritto il consolidamento delle colonne in muratura a base circolare e a base rettangolare mediante la tecnica del jacketing in FRCM. I campioni da rinforzare e successivamente sottoporre al test di compressione assiale sono 6:

- 3 colonne a base circolare, che verranno chiamate con la dicitura "CI FRCM";
- 3 colonne a base rettangolare, che verranno chiamate con la dicitura "RT FRCM".

3.5.1 Geometria delle colonne rinforzate

Uno strato di malta ulteriore è stato posizionato sul fondo di ciascun campione di colonna non rinforzato, in modo da evitare asperità locali in fase di carico e avere una base il più possibile piatta. Per la messa in opera del rinforzo è stata commissionata una ditta edile consigliata direttamente dalla Kerakoll, ovvero la "Sirio Costruzioni s.r.l."

È stato necessario arrotondare gli spigoli delle colonne rettangolari, così da evitare pericolose concentrazioni di tensione localizzate in corrispondenza degli stessi, che avrebbero potuto provocare una rottura prematura del sistema. Il raggio di curvatura dello spigolo deve soddisfare la seguente limitazione:

$$r_{c,RT} \geq 20 \text{ mm} \quad (30)$$

La procedura di arrotondamento degli spigoli, come si può osservare dalle foto seguenti, è avvenuta tramite una mola con disco abrasivo.



Figura 65_arrotondamento degli spigoli: rappresentazione grafica ed esecuzione

Come è facilmente intuibile, le colonne a sezione circolare non hanno bisogno di ulteriori accorgimenti e quindi su di esse è stato possibile sin da subito procedere con il consolidamento.

Sono di seguito rappresentati i particolari esecutivi del rinforzo in FRCM, sia per le colonne circolari, sia per quelle rettangolari.

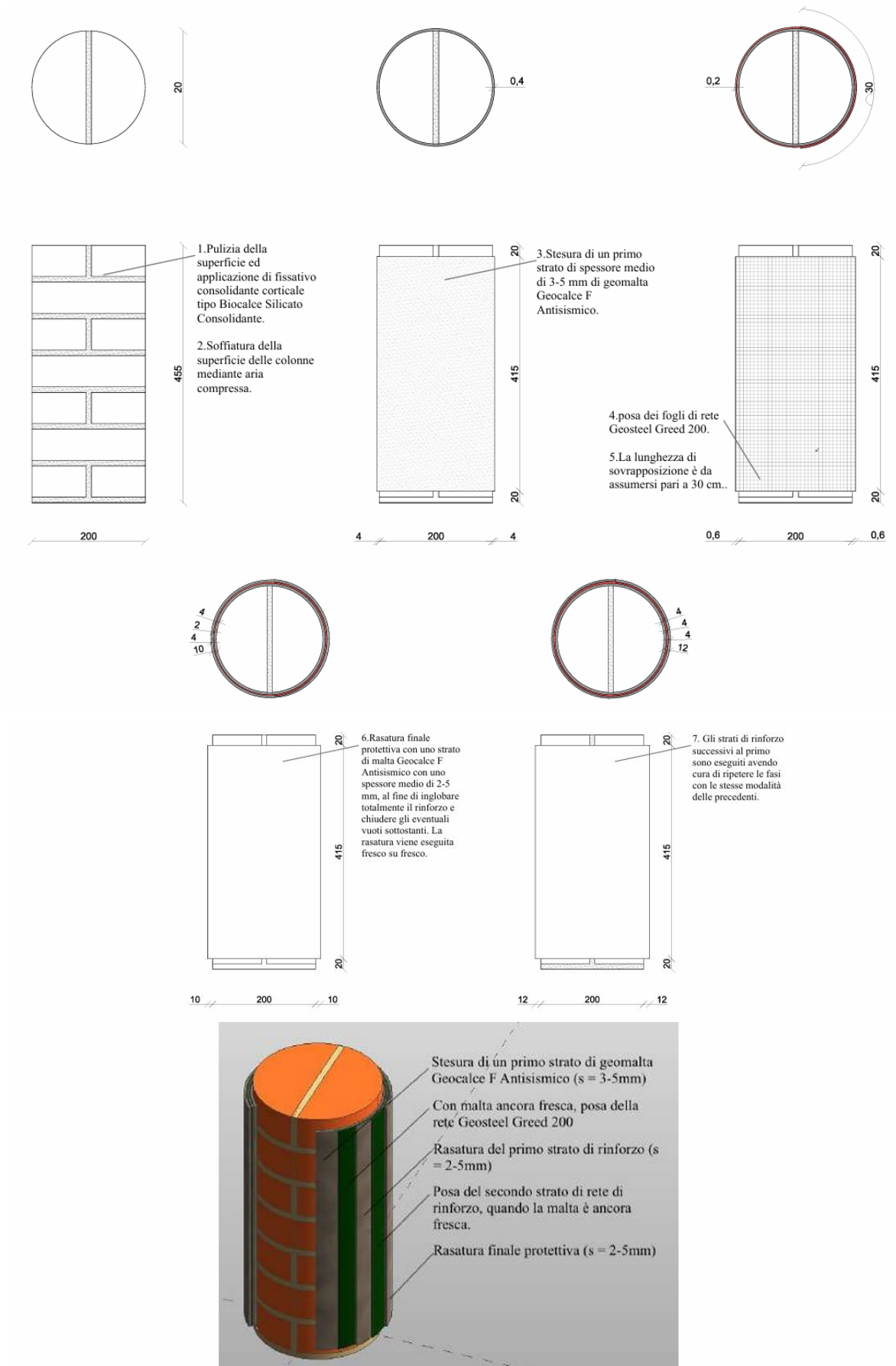
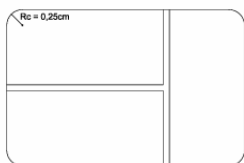
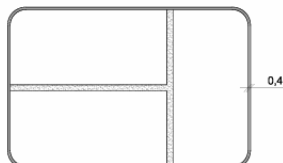


Figura 66_rinforzo su colonne a sezione circolare

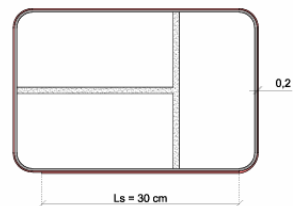
1. Pulizia della superficie ed applicazione di fissativo consolidante corticale tipo Biocalce Silicato Consolidante.



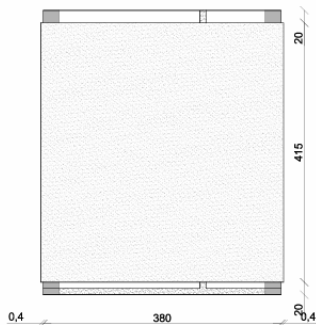
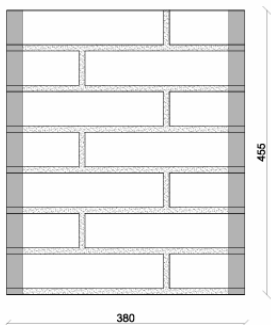
3. Stesura di un primo strato di spessore medio di 3-5 mm di geomalta Geocalce F Antisismico.



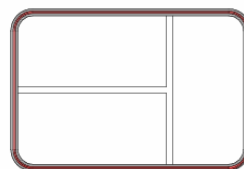
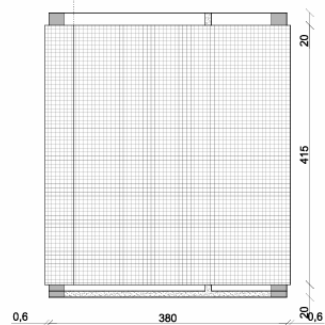
4. posa dei fogli di rete Geosteel Greed 200.



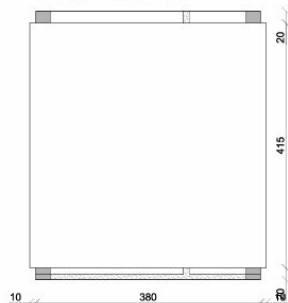
2. Soffiatura della superficie delle colonne mediante aria compressa.



5. La lunghezza di sovrapposizione è da assumersi pari a 30 cm.



6. Rasatura finale protettiva con uno strato di malta Geocalce F Antisismico con uno spessore medio di 2-5 mm, al fine di inglobare totalmente il rinforzo e chiudere gli eventuali vuoti sottostanti. La rasatura viene eseguita fresco su fresco.



7. Gli strati di rinforzo successivi al primo sono eseguiti avendo cura di ripetere le fasi con le stesse modalità delle precedenti.

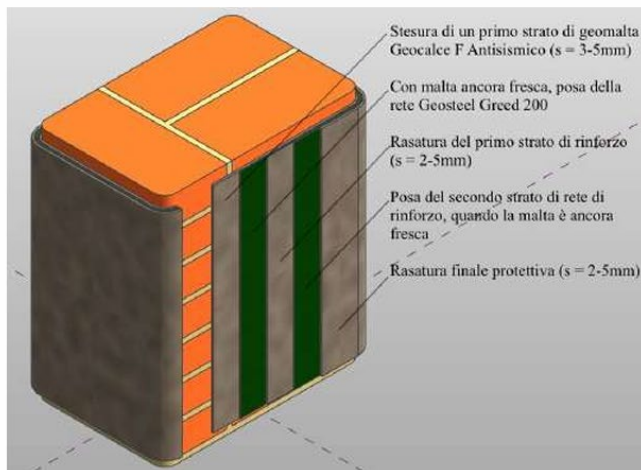
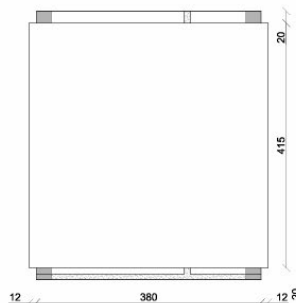


Figura 67_rinforzo su colonne a sezione rettangolare

3.5.2 Fasi di realizzazione

Di seguito è descritto il procedimento per eseguire il jacketing, così com'è riportato nel manuale tecnico del produttore.

1. preparazione del supporto con pulizia della superficie;
2. soffiatura della superficie delle colonne mediante aria compressa;
3. bagnatura a rifiuto della muratura, in modo da lasciarlo saturo a superficie asciutta;
4. stesura di un primo strato di spessore medio di 3-5 mm di geomalta Geocalce F Antisismico;
5. posa, con malta ancora fresca, dei fogli di rete Geosteel Greed 200, preventivamente tagliati a misura, esercitando un'energica pressione con la spatola, avendo cura di garantire una completa impregnazione del tessuto ed evitare la formazione di eventuali vuoti o bolle d'aria che possano compromettere l'adesione del tessuto con la matrice;
6. rasatura finale protettiva con uno strato di malta Geocalce F Antisismico con uno spessore medio di 2-5 mm, al fine di inglobare totalmente il rinforzo e chiudere gli eventuali vuoti sottostanti. La rasatura viene eseguita fresco su fresco;
7. ripetere le fasi con le stesse modalità descritte per i successivi strati di rinforzo.

Tra i dettagli di posa in opera risulta rilevante la lunghezza di sovrapposizione che è da assumersi maggiore ad un quarto della circonferenza/perimetro della sezione trasversale delle colonne e comunque non meno di 30 cm, come consigliato dal CNR-DT 215/2018 [37].

Sono riportate successivamente le immagini relative alle fasi di esecuzione sopra citate.



Figura 68_preparazione dell'impasto e taglio della rete



Figura 69_bagnatura della muratura e stesura del primo strato di geocalce



Figura 70_posa del primo strato di rete e applicazione del secondo strato di geomalta



Figura 71_posa del secondo strato di rete e schiacciamento con la spatola



Figura 72_rasatura finale protettiva



Figura 73_risultato finale

3.6 FORMULAZIONI DI PROGETTO

In questo capitolo vengono analizzate alcune formulazioni analitiche che stimano la resistenza a compressione della muratura rinforzata con compositi fibrorinforzati a matrice inorganica. In particolare, sono state studiate le formulazioni del CNR-DT 215/2018 [37], di Corradi et al [46], di Di Ludovico et al [47], di A. Prota [48] e di T. D. Kreaikas e T. C. Triantafillou [48].

3.6.1 CNR-DT 215/2018

La resistenza a compressione prevista delle colonne consolidate è stata valutata seguendo le linee guida italiane CNR-DT 215/2018 [37], *Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica*, con considerazioni specifiche per i rinforzi FRCM.

Secondo tale documento, la resistenza di progetto della muratura confinata è data dalla formula:

$$f_{mcd} = f_{md} \cdot \left[1 + k' \cdot \left(\frac{f_{1,eff}}{f_{md}} \right)^{\alpha_1} \right] \quad (31)$$

dove:

f_{md} è la resistenza a compressione della muratura non confinata;

α_1 è un esponente assunto pari a 0.5;

k' è un coefficiente adimensionale che può essere determinato usando:

$$k' = \alpha_2 \cdot \left(\frac{g_m}{1000} \right)^{\alpha_3} \quad (32)$$

con:

g_m densità di massa della muratura (assunta pari a 1800 kg / m³ nel caso in esame);

α_2 e α_3 coefficienti ai quali cautelativamente può essere attribuito il valore 1.0, in mancanza di risultati sperimentali che giustificano assunzioni diverse.

$f_{1,eff}$ rappresenta la pressione efficace di confinamento e si distingue per le colonne a base circolare e per quelle a base rettangolare.

Colonne a base circolare

La pressione efficace di confinamento $f_{1,eff}$ può essere calcolata come:

$$f_{1,eff} = k_H \cdot f_1 \quad (33)$$

dove:

k_H è il coefficiente di efficienza orizzontale, da assumersi per le colonne circolari rivestite con continuità pari a 1;

f_1 è la pressione di confinamento data da:

$$f_1 = \frac{(2 \cdot n_f \cdot t_f \cdot E_f \cdot \epsilon_{ud,rid})}{D} \quad (34)$$

con:

n_f numero di strati di rinforzo;

t_f spessore equivalente delle fibre nella direzione ortogonale all'asse dell'elemento (0.032 mm nel caso in esame);

E_f modulo di elasticità del tessuto secco (62000 MPa nel caso in esame);

D diametro della sezione della colonna;

$\epsilon_{ud,rid}$ la deformazione di calcolo del composito FRCM.

Quest' ultima è assunta pari a:

$$\epsilon_{ud,rid} = \min \left[\frac{(k_{mat} \cdot \eta_a \cdot \epsilon_{fu})}{\gamma_m}; 0.004 \right] \quad (35)$$

con:

η_a fattore di conversione ambientale;

γ_m fattore parziale per materiali secondo lo stato limite considerato.

Questi due coefficienti sono assunti pari a 1 in questa trattazione, in quanto si vuole ricavare la resistenza massima ottenibile dal rinforzo e non quella di progetto, la quale per ovvie ragioni dovrebbe essere in sicurezza rispetto i valori di resistenza effettivi.

ε_{fu} è la deformazione ultima a rottura per trazione del tessuto secco (0.018 nel caso in esame);

k_{mat} è il coefficiente adimensionale di efficacia del confinamento che tiene conto della presenza della matrice inorganica, ricavabile dalla formula:

$$k_{mat} = \alpha_4 \cdot \left[\rho_{mat} \cdot \left(\frac{f_{c,mat}}{f_{md}} \right) \right]^2 \leq 1 \quad (36)$$

con:

α_4 coefficiente che può essere assunto pari a 1.81, in mancanza di risultati sperimentali che giustifichino assunzioni diverse;

$f_{c,mat}$ resistenza caratteristica a compressione della matrice (15 MPa nel caso in esame);

ρ_{mat} può essere ricavato dalla formula:

$$\rho_{mat} = \frac{(4 \cdot t_{mat})}{D} \quad (37)$$

dove:

t_{mat} è lo spessore complessivo del rinforzo FRCM (8 mm per uno strato e 13 mm per il doppio strato).

Colonne a base rettangolare

Possono essere utilizzate le formule già introdotte per le sezioni circolari, con le sole seguenti varianti:

$$k_H = 1 - \left[\frac{(l_{RT}^2 + h_{RT}^2)}{(3 \cdot A_{RT})} \right] \quad (38)$$

dove:

l_{RT} e h_{RT} sono, rispettivamente, la base e l'altezza della sezione rettangolare, a cui viene sottratto due volte il raggio di curvatura r_{cRT} dello spigolo arrotondato (20 mm nel caso in esame);

A_{RT} è l'area della sezione rettangolare (250 x 380 mm);

D_{RT} è la diagonale della sezione rettangolare (455 mm nel caso in esame).

In Figura 95 viene mostrata la sezione confinata dal rinforzo FRCM, secondo le indicazioni del CNR-DT 215/2018 [28].

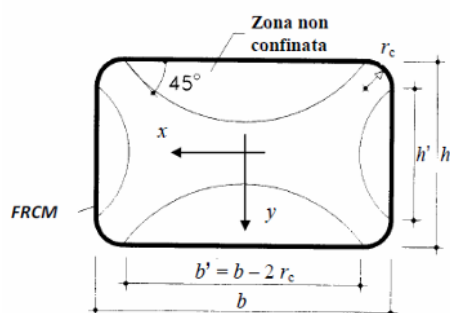


Figura 74_rappresentazione della zona confinata nelle colonne rettangolari

Successivamente, sono riportati nella tabella i valori previsionali di resistenza per le colonne circolari e rettangolari in seguito al consolidamento, in funzione del numero degli strati di rinforzo applicati.

Valori previsti dalla formulazione di progetto

Sigla	Sperimentale	Previsione		Incremento di resistenza previsto (valore medio) %
	$f_{cmed,c}$ [MPa]	n° strati	$f_{cmed,c}$ [MPa]	
CI_UN	5.61	\	\	\
RT_UN	4.82	\	\	\
CI_FRCM	*	1	7.08	1.26
		2	7.31	1.30
RT_FRCM	*	1	5.13	1.06
		2	5.52	1.15

* valori aggiunti successivamente

Figura 75_valori di resistenza previsti

Visto il modesto incremento di resistenza previsto dalla formula di progetto è stato scelto di applicare un doppio strato di rete di rinforzo, con una lunghezza di sovrapposizione di 30cm.

3.6.2 M. Corradi, A. Grazini, A. Borri (2007)

Oltre alle formule presenti nella norma del CNR, sono state utilizzate altre formule analitiche previsionali trovate in letteratura. Queste mantengono la stessa espressione generale per il calcolo dell'efficacia del confinamento in termini di forza

ma presentano differenti coefficienti k' e α_1 ottenuti sulla base di calibrazioni sperimentali e differenti valori di $f_{1,eff}$.

Ricordiamo l'espressione generale per la valutazione della resistenza di progetto della muratura confinata f_{mcd} :

$$f_{mcd} = f_{md} \cdot \left[1 + k' \cdot \left(\frac{f_{1,eff}}{f_{md}} \right)^{\alpha_1} \right] \quad (39)$$

dove:

f_{md} è la resistenza a compressione della muratura non confinata;

α_1 è un esponente assunto pari a 0.5;

$f_{1,eff}$ è la pressione efficace di confinamento;

k' è un coefficiente adimensionale.

Si analizza ora la formulazione di M. Corradi et al, *Confinement of brick masonry columns with FRP materials*, [46].

Il coefficiente k' è stato trovato dall'espressione:

$$k' = 2,4 \left(\frac{f_{1,eff}}{f_{md}} \right)^{-0,17} \quad (40)$$

mentre α_1 è stato assunto come:

$$\alpha_1 = 0,5 \quad (41)$$

3.6.3 M. Di Ludovico, C. D'Ambra et al (2010)

Si analizza ora la formulazione di M. Di Ludovico et al, *Confinement of tuff and clay brick columns: experimental study and assessment of analytical models*, [47].

Il coefficiente k' è stato trovato dall'espressione:

$$k' = 1,53 \left(\frac{f_{1,eff}}{f_{md}} \right)^{-0,10} \quad (42)$$

mentre α_1 è stato assunto come:

$$\alpha_1 = 0,5 \quad (43)$$

3.6.4 A. Prota, M. Di Ludovico, G. Manfredi, (2010)

Si analizza ora la formulazione di A. Prota et al, *Structural upgrade using basalt fibres for concrete confinement*, [48].

Il coefficiente k' è stato trovato dall'espressione:

$$k' = 3,35 \quad (44)$$

mentre α_1 è stato assunto come:

$$\alpha_1 = 0,85 \quad (45)$$

3.6.5 T. D. Krevaikas, T. C. Triantafillou, (2005)

E' riportata ora la formulazione di T. D. Krevaikas et al, *Masonry confinement with fibre-reinforced polymers*, [48].

La formulazione proposta dall'articolo in questione è una funzione definita per tratti dipendente dal rapporto $\frac{f_{1,eff}}{f_{md}}$:

$$f_{mcd} = f_{md} \cdot \left(0,65 + 1,65 \cdot \frac{f_{1,eff}}{f_{md}} \right) \text{ se } \frac{f_{1,eff}}{f_{md}} > 0,24 \quad (46)$$

$$f_{mcd} = f_{md} \text{ se } \frac{f_{1,eff}}{f_{md}} < 0,24 \quad (47)$$

Per tutti questi articoli di ricerca la $f_{1,eff}$ è stata valutata come il valore medio nelle due direzioni per sezioni poligonali secondo la formula:

$$f_{1,eff} = \frac{(d+l)}{dl} \times t_f \times f_r \times k_h \quad (48)$$

dove:

t_f è lo spessore equivalente del rinforzo;

f_r è la resistenza a trazione del rinforzo;

k_h è il coefficiente di efficienza orizzontale precedentemente definito.

Mentre per sezioni circolari:

$$f_{1,eff} = \frac{2}{D} \times t_f \times f_r \times k_h \quad (49)$$

dove:

t_f è lo spessore equivalente del rinforzo;

f_r è la resistenza a trazione del rinforzo;

k_h è il coefficiente di efficienza orizzontale precedentemente definito.

	Sperimentazione	CNR-DT-215 2018		Corradi et al.		Di Ludovico et al.		Di Ludovico et al.		Krevaikas et al.	
	f_{mcd}/f_{md}	f_{eff}/f_{md}	f_{mcd}/f_{md}	f_{eff}/f_{md}	f_{mcd}/f_{md}	f_{eff}/f_{md}	f_{mcd}/f_{md}	f_{eff}/f_{md}	f_{mcd}/f_{md}	f_{eff}/f_{md}	f_{mcd}/f_{md}
CI	1.47	0.028	1.30	0.143	2.26	0.143	1.70	0.143	1.64	0.143	1.00
RT	1.45	0.006	1.14	0.110	2.16	0.110	1.63	0.110	1.51	0.110	1.00

Tabella 3_valori delle resistenze dalle formulazioni analitiche a confronto

3.7 PROVA DI COMPRESSIONE MONOTONA

Per testare le colonne consolidate, sono state eseguite delle prove di compressione diretta monotona fino a rottura delle colonne stesse: i risultati sono stati confrontati con quelli delle colonne senza rinforzo, presi dalla tesi di M. Schiavoni [49]. Le prove sono state eseguite nel Laboratorio di Materiali e Strutture dell'Univpm.

Tenendo conto le attrezzature disponibili nel laboratorio, è stata scelta la pressa idraulica METRO COM capace di raggiungere un carico massimo di 3000 kN ed ha una tolleranza dello 0.1%.

Dopo aver studiato precedenti campagne sperimentali, A. Nepi [41], L.Cava [40], M. Schiavoni [49], si è deciso di sottoporre i provini di prova ad una precompressione prima dell'applicazione del carico finale. La precompressione è pari a:

- 5 kN per le colonne a sezione circolare;
- 15 kN per le colonne a sezione rettangolare.

La macchina di prova è stata tarata in modo tale da avere un avanzamento con velocità costante pari a 0.02 mm/s, così da avere un controllo sugli spostamenti.

I campioni di prova totali testati in questa sperimentazione sono 6:

- 3 colonne rettangolari rinforzate mediante jacketing in FRCM, che verranno chiamate RT FRCM;
- 3 colonne circolari rinforzate mediante jacketing in FRCM, che verranno chiamate CI FRCM.

3.7.1 Strumentazione per la presa delle misure

Il sistema di raccolta dati è lo SPIDER 8 collegato ad un computer per l'acquisizione dei risultati. Lo strumento è dotato di otto canali di acquisizione: sei trasduttori sono stati collegati direttamente al provino ed uno direttamente alla pressa. Vengono dunque acquisiti sette valori di spostamento, in mm, ed un valore di forza, in kN.

Le facce dei campioni sono state marcate dalle lettere A, B, C, D, in senso antiorario. I provini, prima di essere sottoposti a compressione, sono stati rilevati geometricamente, per annotare differenze con il disegno di progetto ed opportuni fuori piombo.

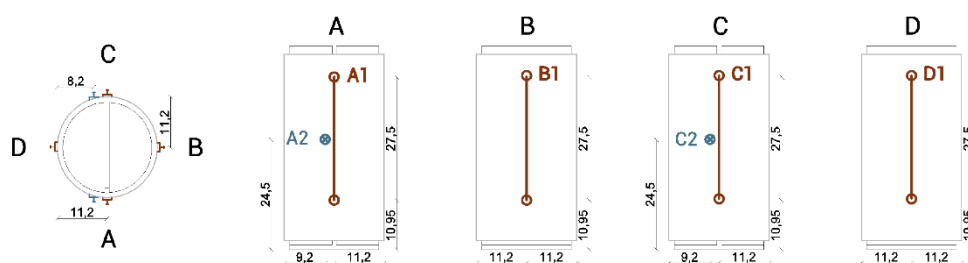


Figura 76_schema del posizionamento dei trasduttori sulle colonne circolari (CI)

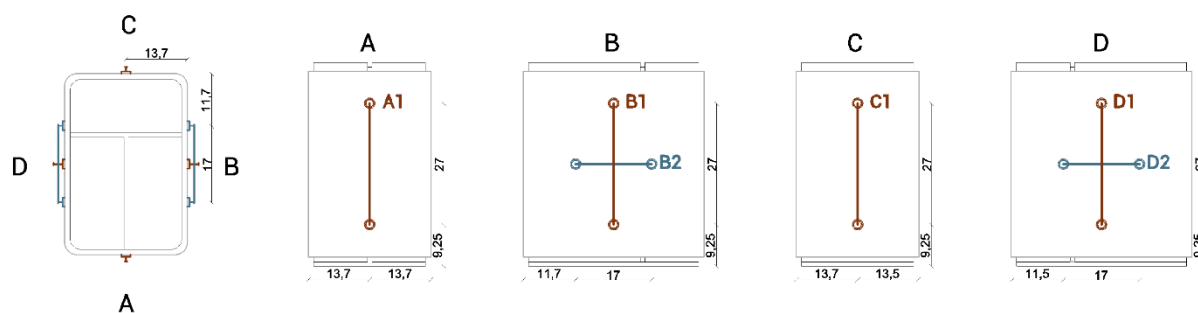


Figura 77_schema del posizionamento dei trasduttori sulle colonne rettangolari (RT)

Successivamente sono stati posizionati gli appositi trasduttori necessari per il monitoraggio degli spostamenti: prima sono stati fatti dei segni per indicare la posizione di ciascun trasduttore e poi sono stati incollati con la colla a caldo. Prima sono stati incollati sulle facce posteriori per facilitare l'applicazione e poi, dopo aver posizionato la colonna sulla piastra della pressa idraulica, tramite l'aiuto di un muletto, sono stati incollati sulle facce anteriori. È stata posta attenzione nel

posizionare i provini centrati rispetto la pressa così da limitare l'eccentricità del punto di applicazione del carico assiale.



Figura 78_posizionamento dei trasduttori su una colonna



Figura 79_posizionamento della colonna sopra la piastra della pressa di compressione e incollaggio degli LVDT

Per ottenere una superficie sommitale uniforme, orizzontale e planare sulle colonne è stata applicata una cappa di gesso a rapido indurimento con sopra un foglio di nylon, per evitare l'aderenza tra gesso e pressa.



Figura 80_preparazione dell'impasto di gesso



Figura 81_posizionamento della cappa di gesso e del foglio di nylon

Per avere un ottimo controllo della prova, sono stati posizionati due dispositivi per le riprese: uno smartphone frontalmente e una fotocamera a sinistra della prova, così da riprendere due facce del provino.



Figura 82_configurazione della postazione di prova: camere e dispositivo di acquisizione dati

3.7.2 Risultati delle prove a compressione

In questa parte, sono riportati i dati dei risultati ottenuti dalle prove di compressione: per ogni campione a base rettangolare vengono rappresentati i grafici forza-spostamento dei quattro trasduttori verticali (A1, B1, C1, D1) e dei due trasduttori orizzontali (B2, D2); nel caso delle colonne a base circolare i grafici forza spostamento sono relativi a quattro trasduttori verticali (A1, B1, C1, D1) e a due testatori (B2, D2) posti perpendicolarmente alla colonnina, fissati alla pressa METRO COM. È riportata, inoltre, la documentazione fotografica dello svolgimento delle prove e la restituzione grafica del quadro fessurativo.

Il primo campione, sia delle colonne rettangolari che di quelle circolari, è stato compresso fino ad ottenere un decadimento del 20% della forza massima di

compressione raggiunta; in questo modo, si è ottenuto un provino fessurato ma integro, indispensabile per poter eseguire una corretta lettura del quadro fessurativo interno della muratura confinata. I campioni due e tre, dopo la prima fase di carico stoppata in corrispondenza di un decadimento del 20% della forza massima di compressione, sono stati liberati dei trasduttori e portati a rottura (è stata opportunamente evitata la rottura complessiva dei campioni per motivi operativi, per permettere una facile rimozione dei campioni dal macchinario), così da poter vedere il naturale svolgimento delle fessurazioni nei prospetti dei campioni.

3.7.2.1 Colonne a base circolare (CI)

CI FRCM_1

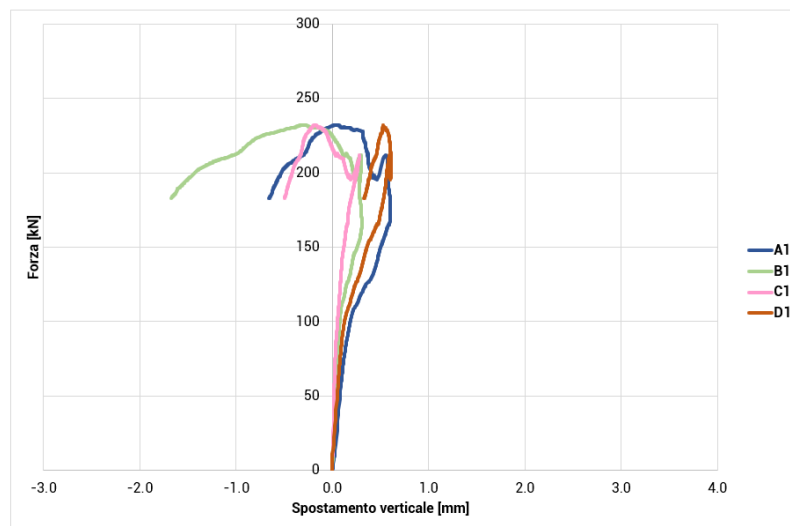


Grafico 2_forza-spostamento verticale (CI FRCM_1)

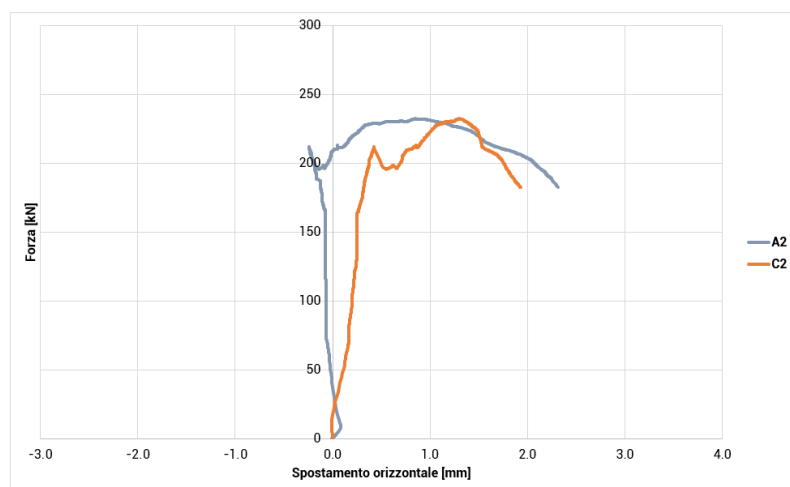


Grafico 3_forza-spostamento orizzontale (CI FRCM_1)

Riepilogo prova CT FRCM_1	
data di costruzione	16/04/2019
data di rinforzo	23/09/2020
data della prova	17/04/2024
tempo della prova	16'73"
Area nominale di progetto	31416 mm
forza di prima fessurazione	105.85 kN
forza massima raggiunta	232.08 kN
tensione di prima fessurazione	3.37 MPa
tensione di rottura *	* (F / A) 7.39 MPa
spostamento verticale con carico max A1	0.0250 mm
spostamento verticale con carico max B1	-0.325 mm
spostamento verticale con carico max C1	-0.187 mm
spostamento verticale con carico max D1	0.528 mm
spostamento verticale con carico max PRESSA	6.54 mm
spostamento orizzontale con carico max B2	0.860 mm
spostamento orizzontale con carico max D2	1.30 mm
velocità di carico media	0.231 kN/s
velocità di spostamento media	0.00001 mm/s

Tabella 4_riepilogo prova CI FRCM_1



Figura 83_rilievo fotografico in seguito alla prova (CI FRCM_1)

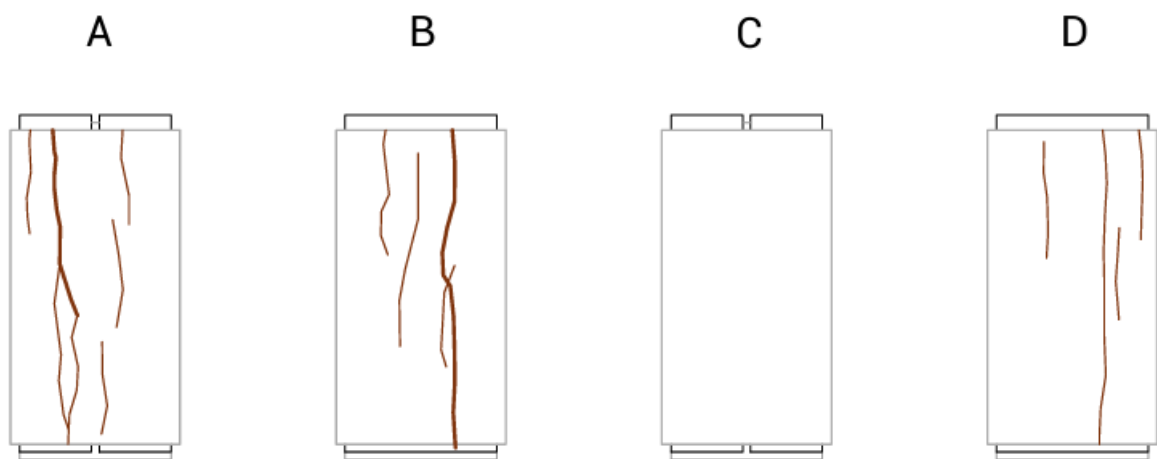


Figura 84_quadro fessurativo (CI FRCM_1)

CI FRCM_2

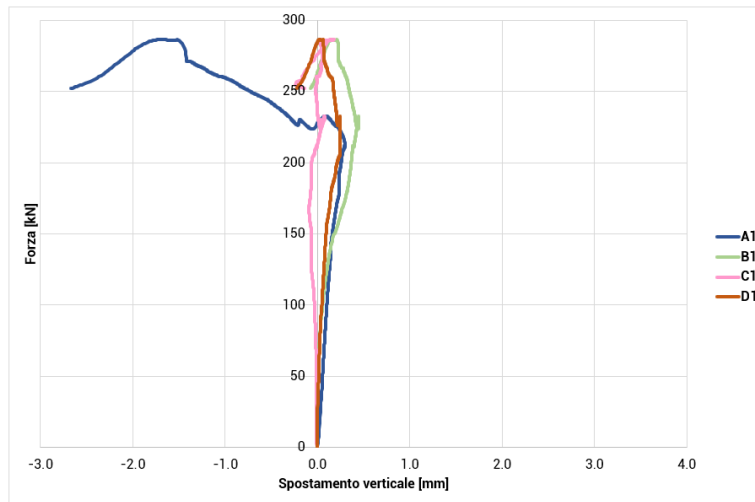


Grafico 4_forza-spostamento verticale (CI FRCM_2)

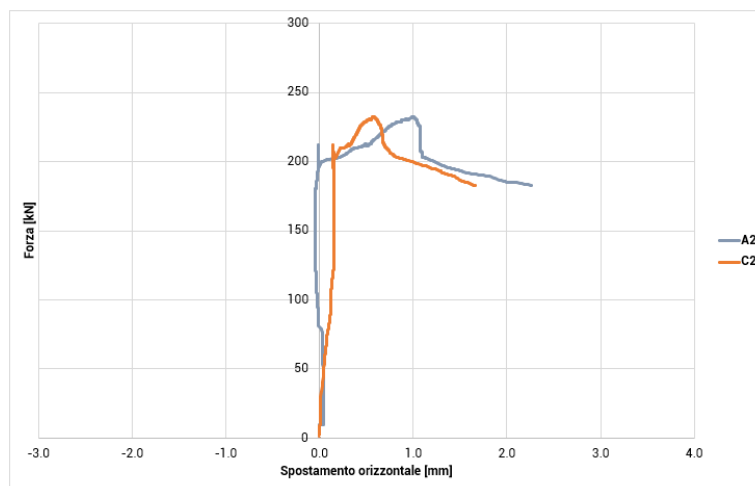


Grafico 5_grafico forza-spostamento orizzontale (CI FRCM_2)

Riepilogo prova CT FRCM_2	
data di costruzione	16/04/2019
data di rinforzo	23/09/2020
data della prova	17/04/2024
tempo della prova	17'80"
Area nominale di progetto	31416 mm
forza di prima fessurazione	150.22 kN
forza massima raggiunta	286.53 kN
tensione di prima fessurazione	4.78 MPa
tensione di rottura *	* (F / A) 9.12 MPa
spostamento verticale con carico max A1	-1.71 mm
spostamento verticale con carico max B1	0.153 mm
spostamento verticale con carico max C1	0.147 mm
spostamento verticale con carico max D1	0.0250 mm
spostamento verticale con carico max PRESSA	7.10 mm
spostamento orizzontale con carico max B2	1.3 mm
spostamento orizzontale con carico max D2	1.10 mm
velocità di carico media	0.268 kN/s
velocità di spostamento media	-0.00032 mm/s

Tabella 5_riepilogo prova CI FRCM_2



Figura 85_rilievo fotografico in seguito alla prova (CI FRCM_2)

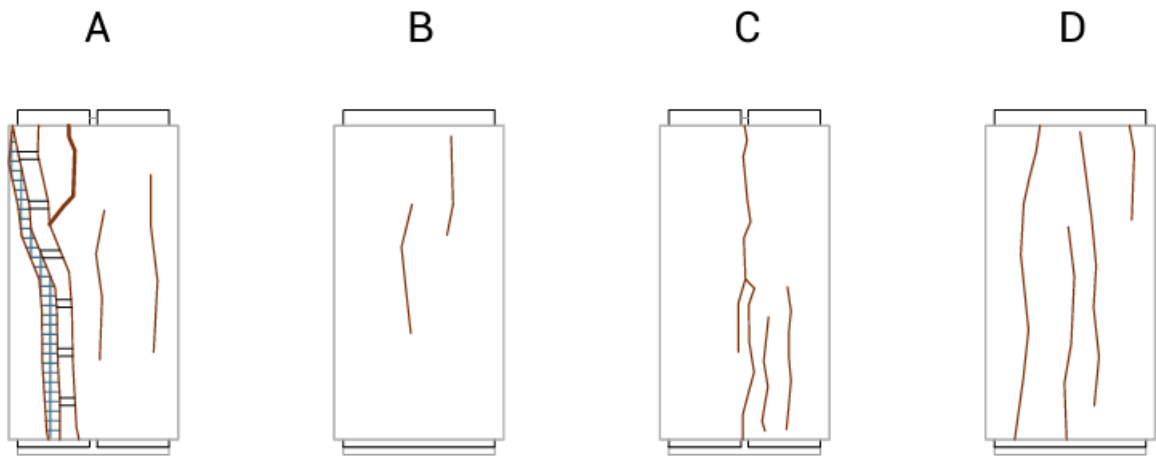


Figura 86_quadro fessurativo (CI FRCM_2)

CI FRCM_3

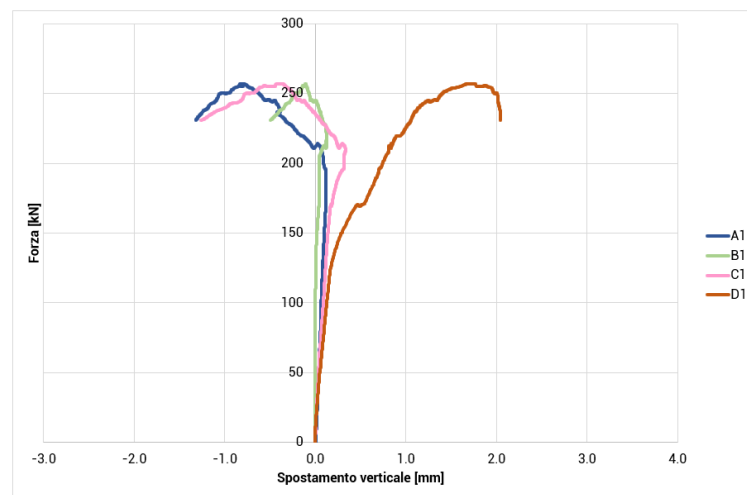


Grafico 6_forza-spostamento verticale (CI FRCM_3)

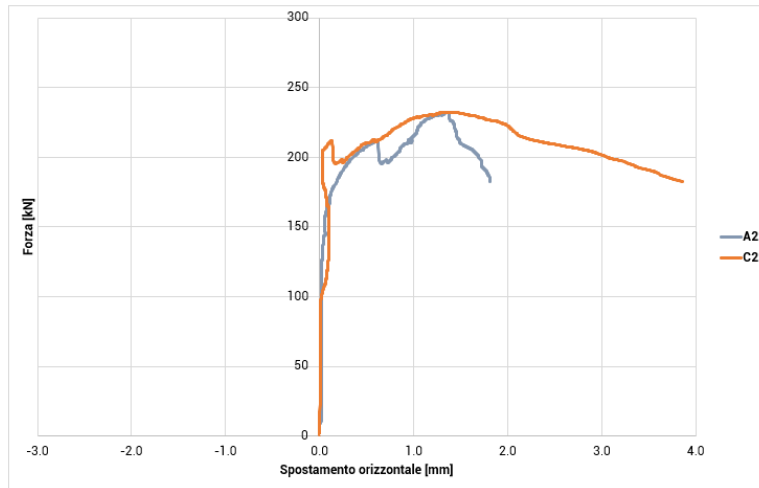


Grafico 7_forza-spostamento orizzontale (CI FRCM_3)

Riepilogo prova CT FRCM_3	
data di costruzione	16/04/2019
data di rinforzo	23/09/2020
data della prova	17/04/2024
tempo della prova	18'45"
Area nominale di progetto	31416 mm
forza di prima fessurazione	130.00 kN
forza massima raggiunta	257.07 kN
tensione di prima fessurazione	4.14 MPa
tensione di rottura *	* (F / A) 8.18 MPa
spostamento verticale con carico max A1	-0.800 mm
spostamento verticale con carico max B1	-0.106 mm
spostamento verticale con carico max C1	-0.366 mm
spostamento verticale con carico max D1	1.68 mm
spostamento verticale con carico max PRESSA	6.01 mm
spostamento orizzontale con carico max B2	1.37 mm
spostamento orizzontale con carico max D2	1.40 mm
velocità di carico media	0.232 kN/s
velocità di spostamento media	0.00009 mm/s

Tabella 6_riepilogo prova CI FRCM_3



Figura 87_rilievo fotografico in seguito alla prova (CI FRCM_3)

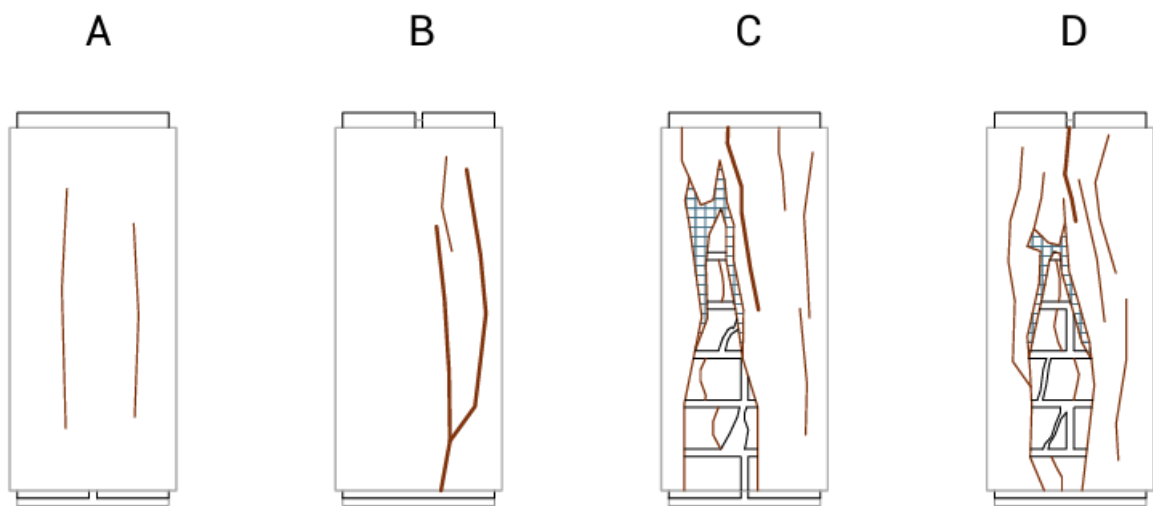


Figura 88_quadro fessurativo (CI FRCM_3)

3.7.2.2 Colonne a base rettangolare (RT)

RT FRCM_1

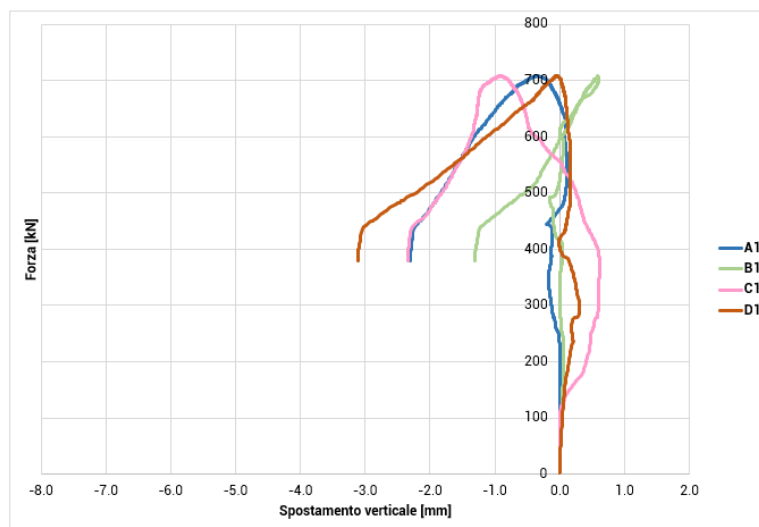


Grafico 8_forza-spostamento verticale (RT FRCM_1)

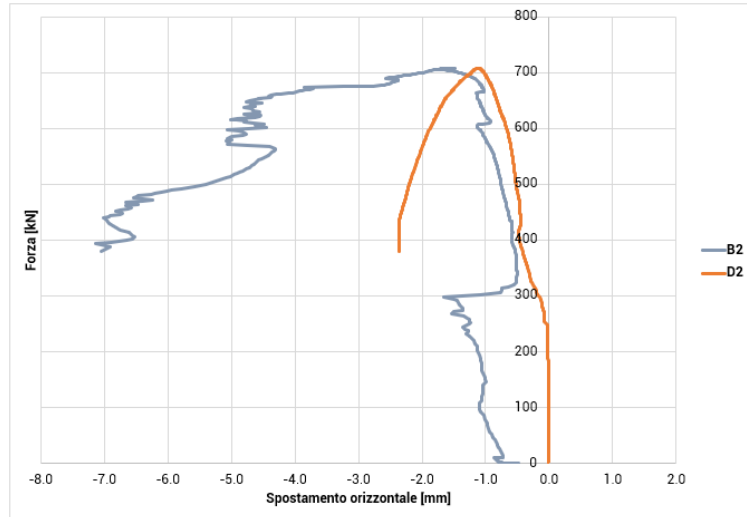


Grafico 9_forza-spostamento orizzontale (RT FRCM_1)

Riepilogo prova RT FRCM_1	
data di costruzione	16/04/2019
data di rinforzo	23/09/2020
data della prova	15/04/2024
tempo della prova	8'80"
Area nominale di progetto	95000 mm
forza di prima fessurazione	135.3 kN
forza massima raggiunta	708.24 kN
tensione di prima fessurazione	1.42 MPa
tensione di rottura *	* (F / A) 7.46 MPa
spostamento verticale con carico max A1	-0.353 mm
spostamento verticale con carico max B1	0.584 mm
spostamento verticale con carico max C1	-0.922 mm
spostamento verticale con carico max D1	-0.0500 mm
spostamento verticale con carico max PRESSA	15.17 mm
spostamento orizzontale con carico max B2	1.55 mm
spostamento orizzontale con carico max D2	1.13 mm
velocità di carico media	1.34 kN/s
velocità di spostamento media	-0.00035 mm/s

Tabella 7_riepilogo prova RT FRCM_1



Figura 89_rilievo fotografico in seguito alla prova (RT FRCM_1)

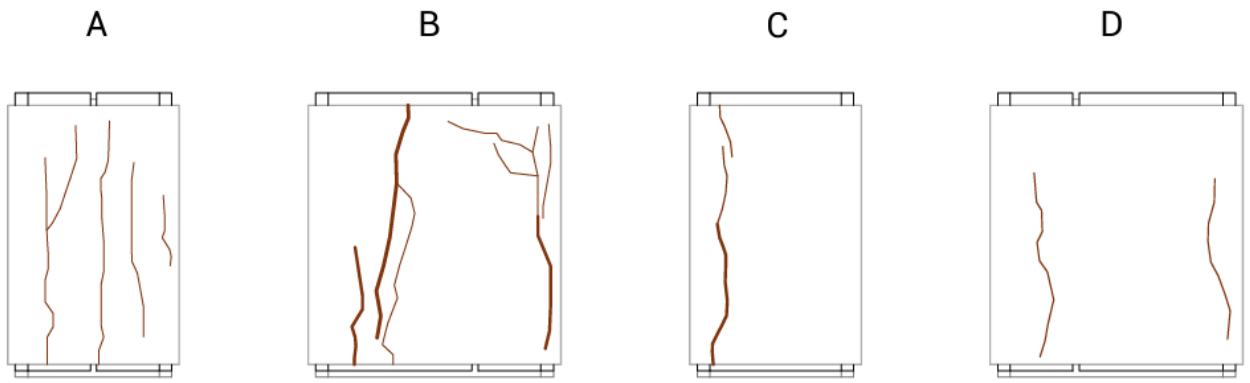


Figura 90_quadro fessurativo (RT FRCM_1)

RT FRCM_2

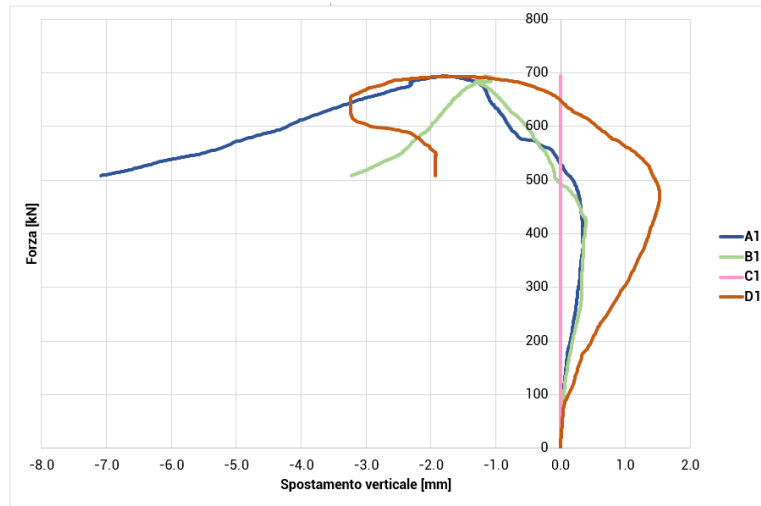


Grafico 10_forza-spostamento verticale (RT FRCM_2)

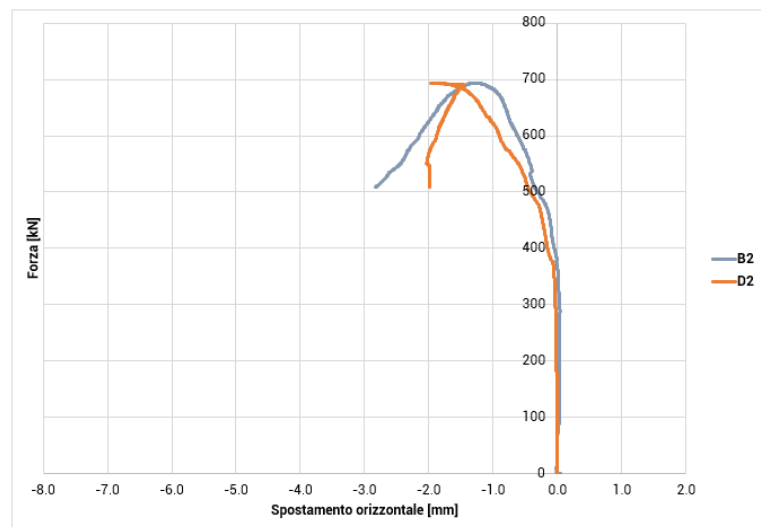


Grafico 11_forza-spostamento orizzontale (RT FRCM_2)

Riepilogo prova RT FRCM_2	
data di costruzione	16/04/2019
data di rinforzo	23/09/2020
data della prova	16/04/2024
tempo della prova	10'8"
Area nominale di progetto	95000 mm
forza di prima fessurazione	276.97 kN
forza massima raggiunta	693.95 kN
tensione di prima fessurazione	2.92 MPa
tensione di rottura *	* (F / A) 7.30 MPa
spostamento verticale con carico max A1	-1.84 mm
spostamento verticale con carico max B1	-1.17 mm
spostamento verticale con carico max C1	0 mm
spostamento verticale con carico max D1	-1.80 mm
spostamento verticale con carico max PRESSA	12.59 mm
spostamento orizzontale con carico max B2	1.32 mm
spostamento orizzontale con carico max D2	1.96 mm
velocità di carico media	1.07 kN/s
velocità di spostamento media	-0.0019 mm/s

Tabella 8_riepilogo prova RT FRCM_2



Figura 91_rilievo fotografico in seguito alla prova (RT FRCM_2)

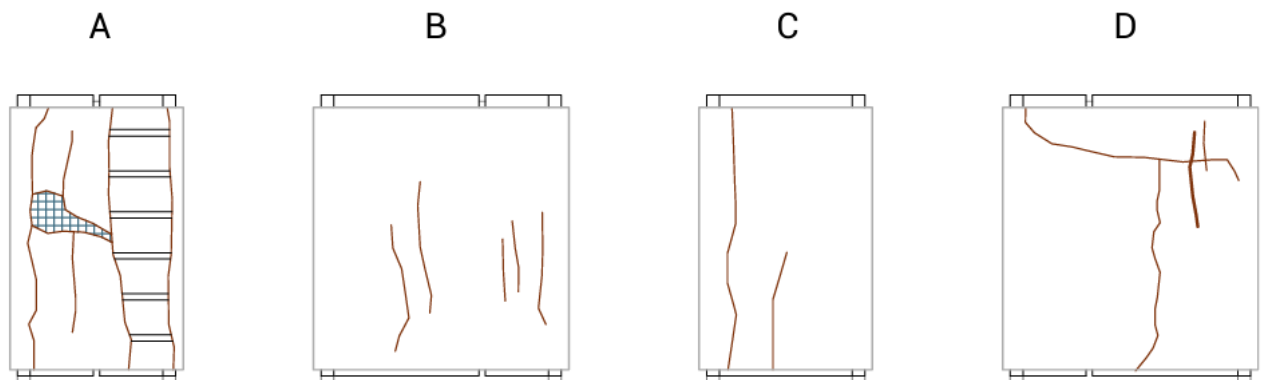


Figura 92_quadro fessurativo (RT FRCM_2)

RT FRCM_3

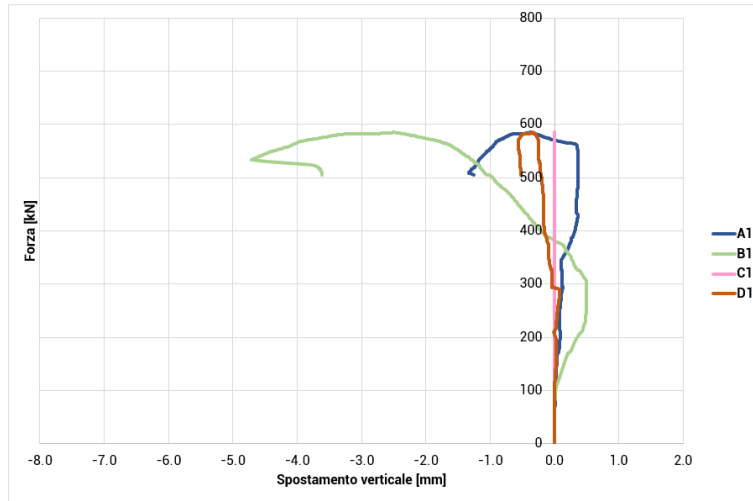


Grafico 12_forza-spostamento verticale (RT FRCM_3)

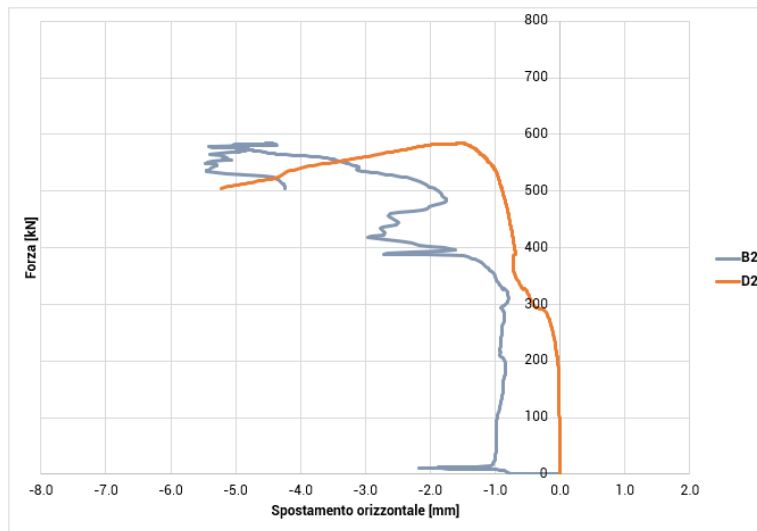


Grafico 13_forza-spostamento orizzontale (RT FRCM_3)

Riepilogo prova RT FRCM_3	
data di costruzione	16/04/2019
data di rinforzo	23/09/2020
data della prova	16/04/2024
tempo della prova	6'92"
Area nominale di progetto	95000 mm
forza di prima fessurazione	152.77 kN
forza massima raggiunta	584.93 kN
tensione di prima fessurazione	1.6081053 MPa
tensione di rottura *	* (F / A) 6.16 MPa
spostamento verticale con carico max A1	-0.369 mm
spostamento verticale con carico max B1	-2.49 mm
spostamento verticale con carico max C1	0 mm
spostamento verticale con carico max D1	-0.334 mm
spostamento verticale con carico max PRESSA	10.81 mm
spostamento orizzontale con carico max B2	4.51 mm
spostamento orizzontale con carico max D2	1.51 mm
velocità di carico media	1.41 kN/s
velocità di spostamento media	-0.0019 mm/s

Tabella 9_riepilogo prova RT FRCM_3



Figura 93_rilievo fotografico in seguito alla prova (RT FRCM_3)

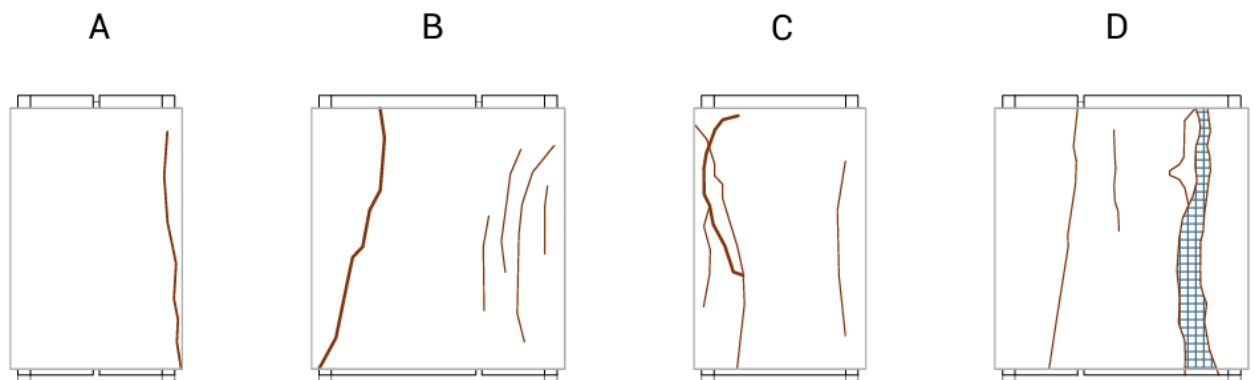


Figura 94_quadro fessurativo (RT FRCM_3)

3.7.3 Comportamento meccanico dei campioni

In questa fase viene fatta una prima rielaborazione e analisi dei risultati delle prove effettuate sulle colonnine, precedentemente descritte.

Si riportano i diagrammi tensione-deformazione (σ [MPa] – ε [%]).

La tensione, σ , si ottiene dal rapporto:

$$\sigma = \frac{F_{c,c}}{A_c} \quad (50)$$

dove $F_{c,c}$ [kN] è il carico registrato e A_c [mm²] è l'area nominale di progetto netta della superficie della colonna rinforzata, che si distingue per le due tipologie di colonne.

- per le colonne a sezione circolare: $A_{CI} = \pi \times 100^2 \text{ mm}^2 = 31416 \text{ mm}^2$;
- per le colonne a sezione rettangolare: $A_{RT} = 380 \times 250 \text{ mm}^2 = 95000 \text{ mm}^2$.

Mentre la deformazione, ε [%], è data dal rapporto tra la distanza misurata da ogni trasduttore e la sua lunghezza.

Per ogni trasduttore gli spostamenti sopra la seconda cifra decimale sono stati annullati per via di errori strumentali.

Provino	A1	B1	C1	D1	B2	D2
CI FRCM_1	27.5	27.5	27.5	27.5	\	\
CI FRCM_2	27.5	27.5	27.5	27.5	\	\
CI FRCM_3	27	27	27	27	\	\
RT FRCM_1	27	27	27	27	17	17
RT FRCM_2	27	27	27	27	17	17
RT FRCM_3	27	27	27	27	17	17

Tabella 10_lunghezze dei trasduttori

I grafici sono stati poi aggiustati togliendo le parti non significative e rilevanti che potrebbero alterarne la lettura: sono stati depurati della parte iniziale di precarico dei campioni e sono stati tagliati nel punto in cui si registrava un'inversione della tendenza di avanzamento. Questo comportamento è dovuto sia alla creazione di microfessure in corrispondenza della zona di contatto tra il trasduttore e il campione che alla dilatanza trasversale della colonna. Le microfessure generano un distacco del trasduttore; mentre la dilatanza per effetto Poisson fa sì che si instauri nel trasduttore un regime di pressoflessione con conseguente flessione di quest'ultimo.

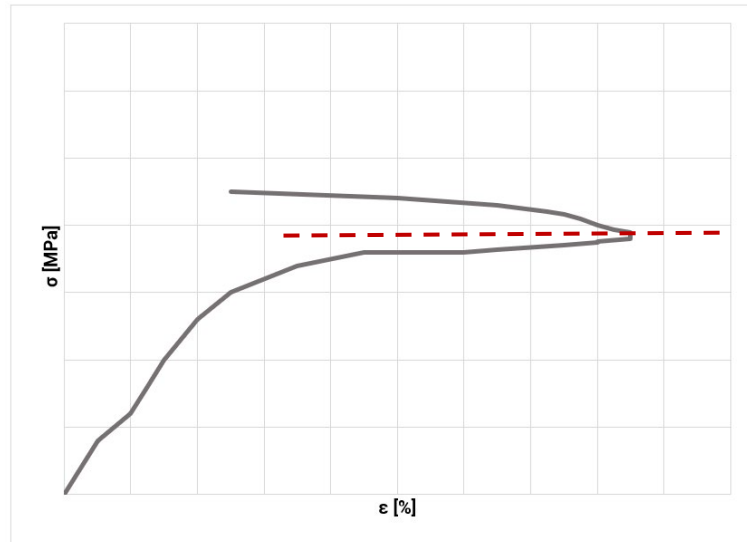


Grafico 14_taglio dei trasduttori nei punti di cambio andamento

Alcuni grafici sono caratterizzati da dei tratti ad andamento verticale, indice di un materiale infinitamente rigido dovuti a fenomeni di "ingranamento" locale, questo è un comportamento fisicamente impossibile segno della rottura del provino. Ogni trasduttore è stato depurato da questi tratti ed interrotto prima. Sono stati poi scartati i trasduttori che registrano comportamenti molto differenti rispetto gli altri, e cioè trasduttori che restituiscono una pendenza che si discosta di una deviazione standard rispetto alla media rilevata.

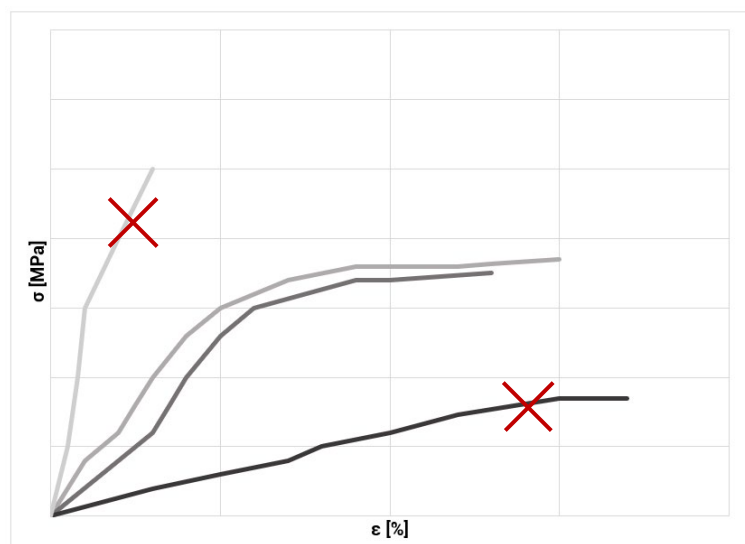


Grafico 15_esclusione dei trasduttori non attendibili

Si riportano i seguenti dati per ciascuna colonna:

- rilievo geometrico;
- grafico tensione-deformazione dei quattro trasduttori verticali, aggiustato, con linee di tendenza di ciascun trasduttore;
- grafico tensione-deformazione dei trasduttori verticali, avendo eliminato quelli che si discostano di una deviazione standard rispetto la media dei trasduttori;
- grafico tensione-deformazione media con stima del modulo elastico E_{med} .

3.7.3.1 Colonne a base circolare (CI)

CI FRCM_1

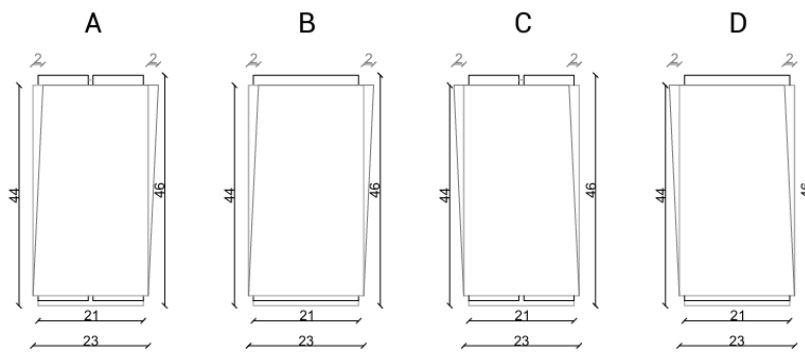


Figura 95_rilievo geometrico (CI FRCM_1)

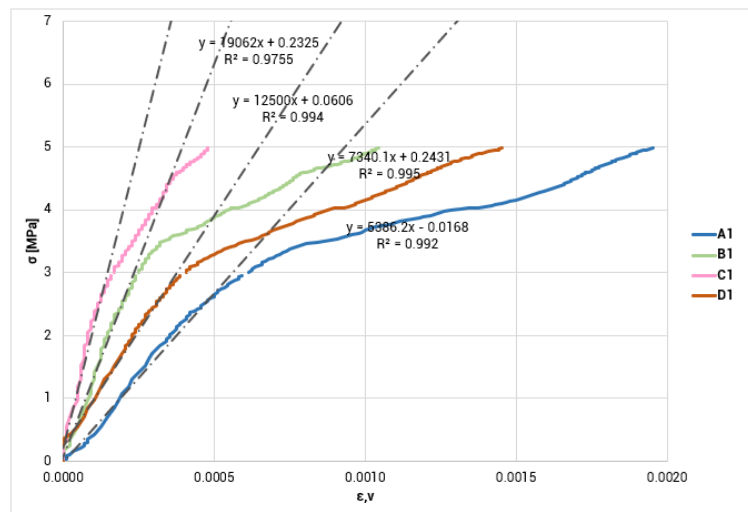


Grafico 16_tensione-deformazione dei trasduttori A1, B1, C1, D1 (CI FRCM_1)

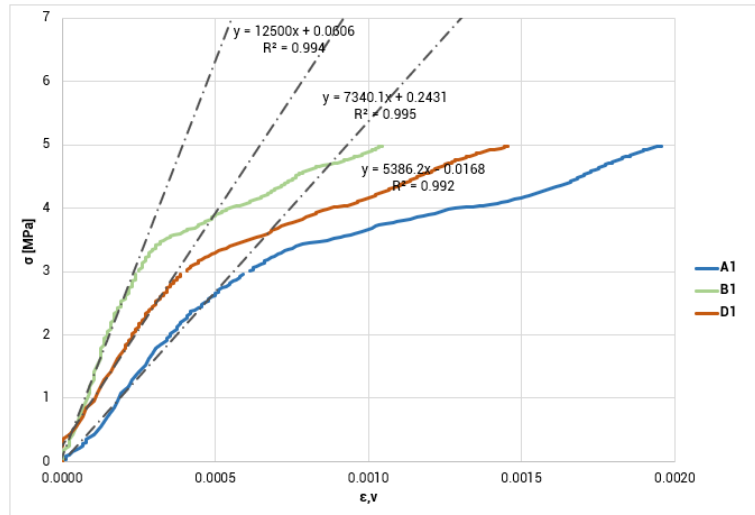


Grafico 17_tensione-deformazione dei trasduttori A1, B1, D1, ripulito (CI FRMCL1)

Il trasduttore C1 è stato eliminato perché differiva di una deviazione standard rispetto la media delle deformazioni degli altri trasduttori, e quindi riportava una media falsata.

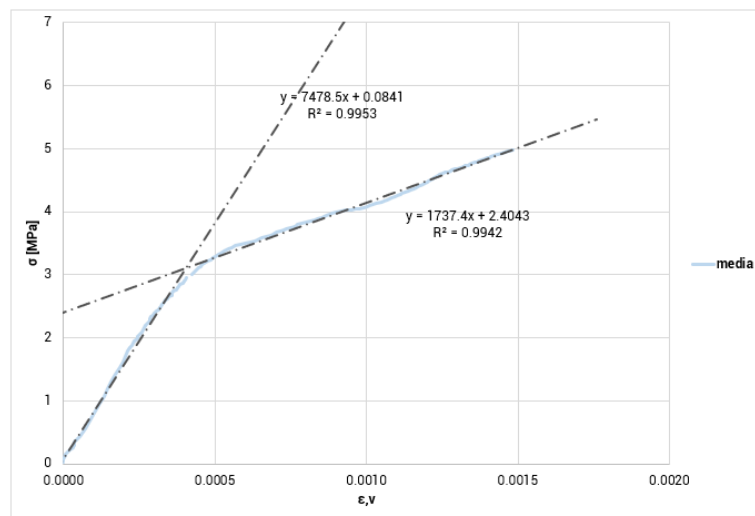


Grafico 18_tensione-deformazione della media dei trasduttori (CI FRMCL1)

$E_{med,c} 0-30 = 7475.50$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra lo 0 e il 30% del carico massimo);

$E_{med,c} 30-60 = 1737.40$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra il 30% e il 60% del carico massimo).

CI FRMCL2

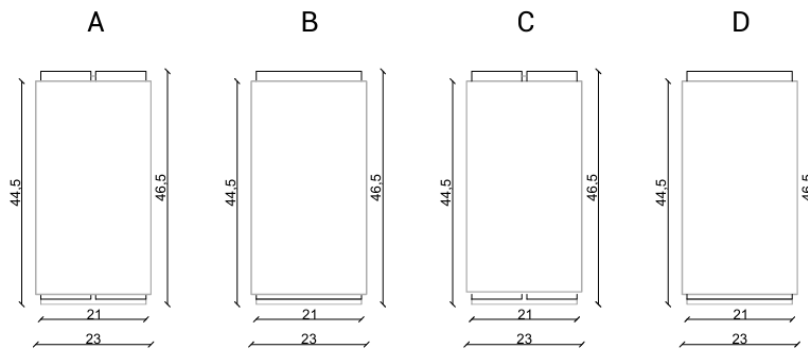


Figura 96_rilievo geometrico (CI FRCM_2)

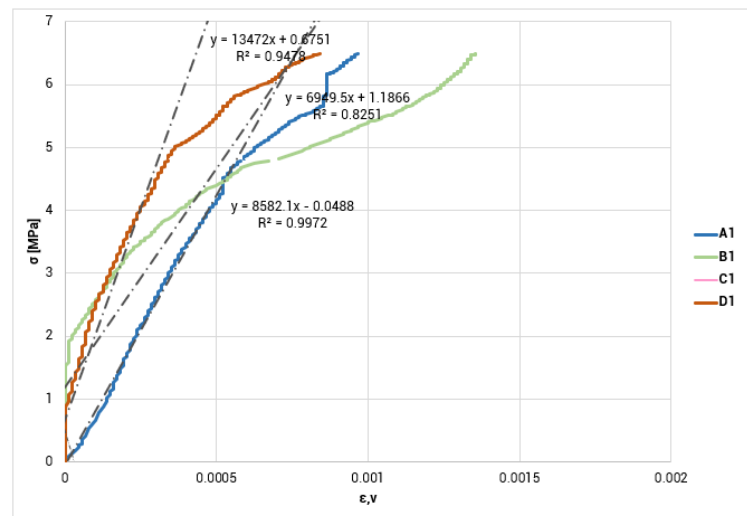


Grafico 19_tensione-deformazione dei trasduttori A1, B1, C1, D1 (CI FRCM_2)

In questo caso, il trasduttore C1 ha registrato tutti gli spostamenti nulli, dando luce ad un'anomalia che però non è stata riscontrata nel momento della prova e ,quindi, è stato automaticamente scartato nella valutazione della media. Pertanto, il grafico ripulito risulterà uguale a questo appena mostrato.

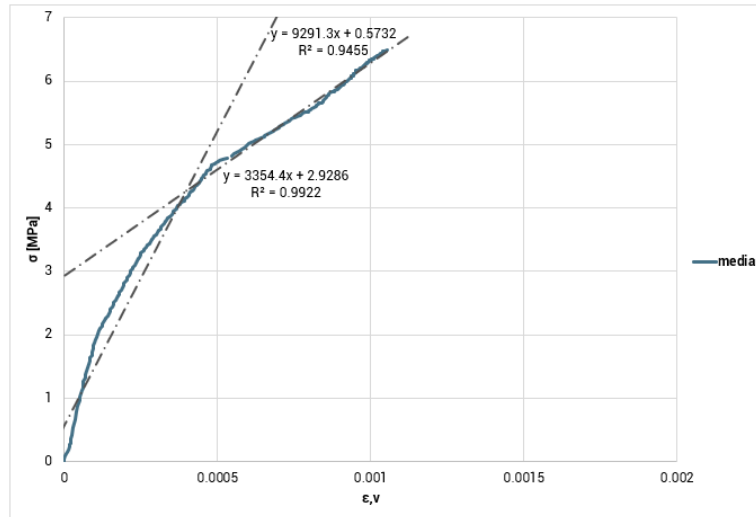


Grafico 20_tensione-deformazione della media dei trasduttori (CI FRCM_2)

$E_{c,med} 0-30 = 9291.30$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra lo 0 e il 30% del carico massimo);

$E_{c,med} 30-60 = 3354.4$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra il 30% e il 60% del carico massimo).

CI FRCM_3

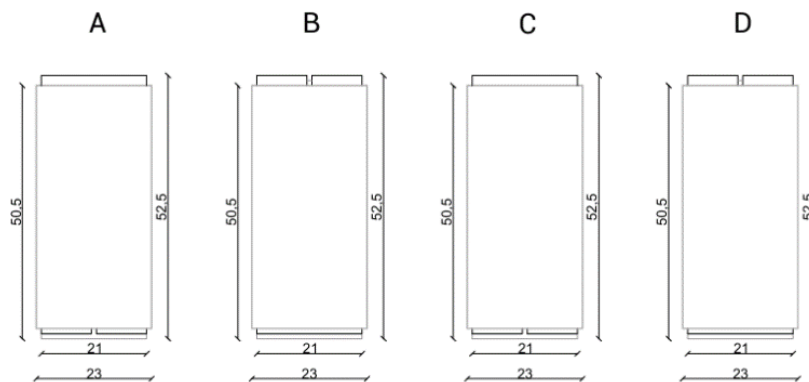


Figura 97_rilievo geometrico (CI FRCM_3)

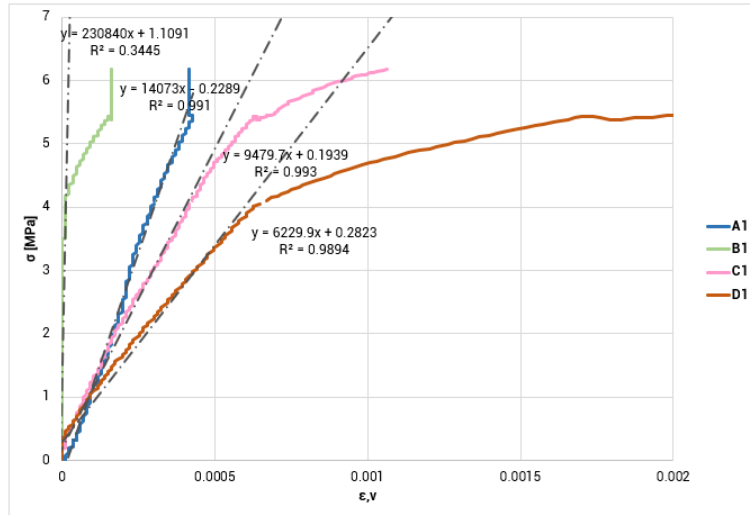


Grafico 21_tensione-deformazione dei trasduttori A1, B1, C1, D1 (CI FRCM_3)

Nella terza colonna circolare, il trasduttore B1 è quello che si discosta maggiormente dal comportamento medio dei trasduttori ed è stato quindi eliminato.

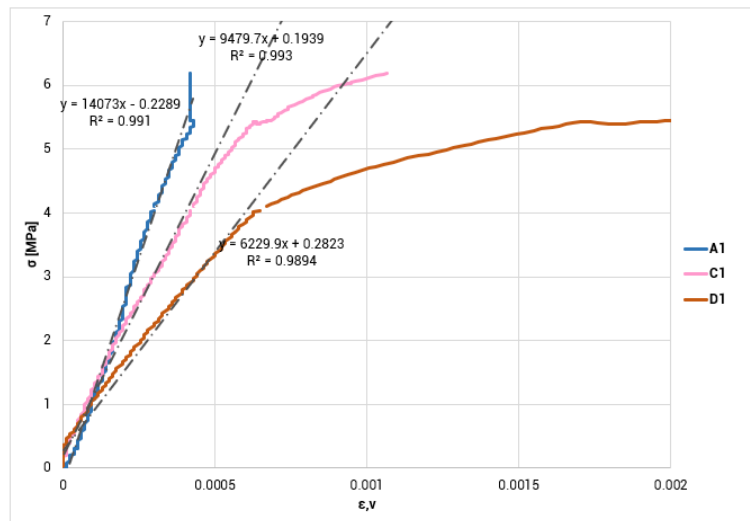


Grafico 22_tensione-deformazione dei trasduttori A1, C1, D1, ripulito (CI FRCM_3)

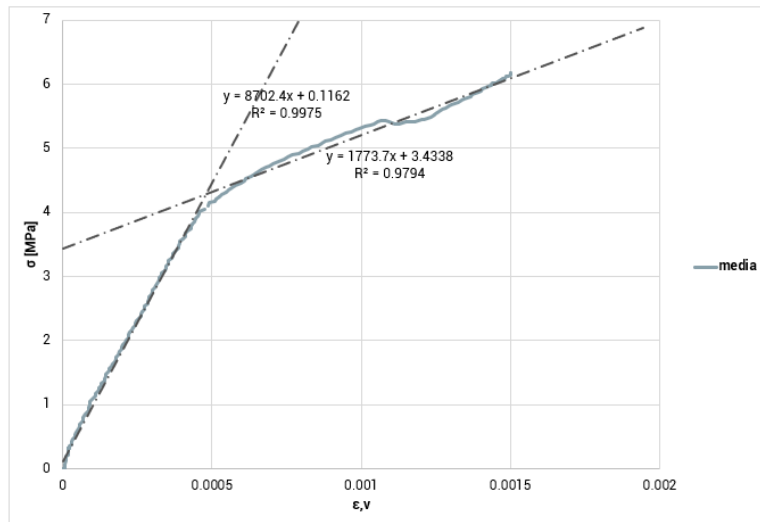


Grafico 23_tensione-deformazione della media dei trasduttori (CI FRCM_3)

$E_{c,med} 0-30 = 8702.40$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra lo 0 e il 30% del carico massimo);

$E_{c,med} 30-60 = 1773.70$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra il 30% e il 60% del carico massimo).

3.7.3.2 Colonne a base rettangolare (RT)

RT FRCM_1

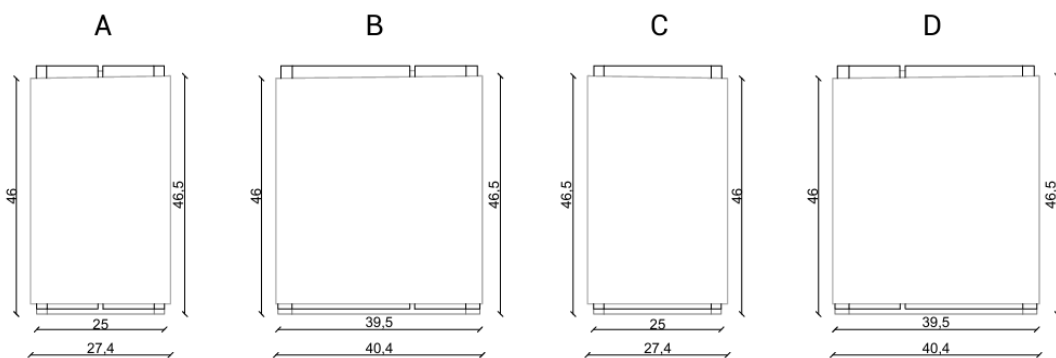


Figura 98_rilievo geometrico (RT FRCM_1)

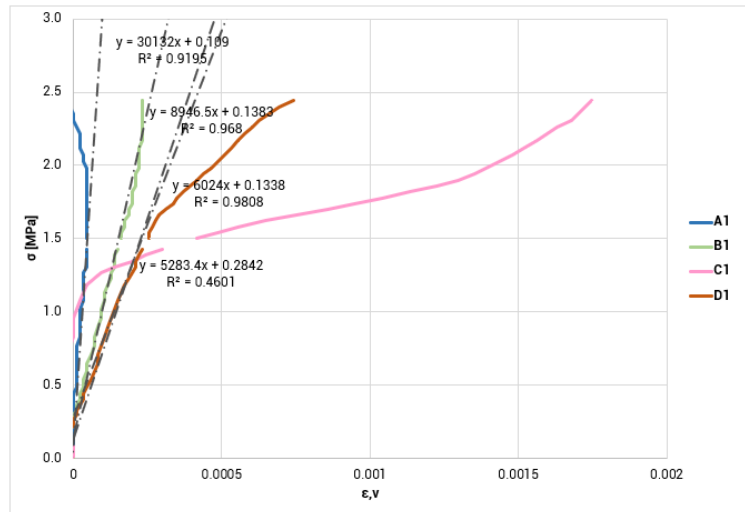


Grafico 24_tensione-deformazione dei trasduttori A1, B1, C1, D1 (RT FRCM_L1)

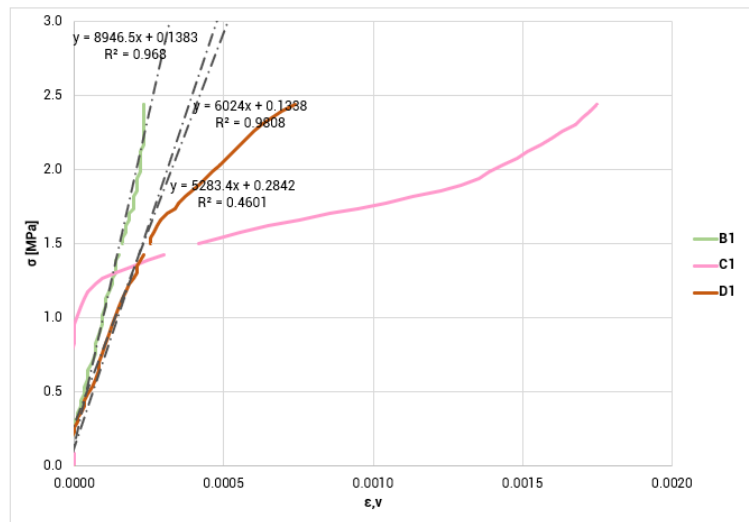


Grafico 25_tensione-deformazione dei trasduttori A1, B1, D1, ripulito (RT FRCM_L1)

In questo caso, il trasduttore A1 è stato eliminato perché si discosta di una deviazione standard rispetto la media delle deformazioni dei trasduttori.

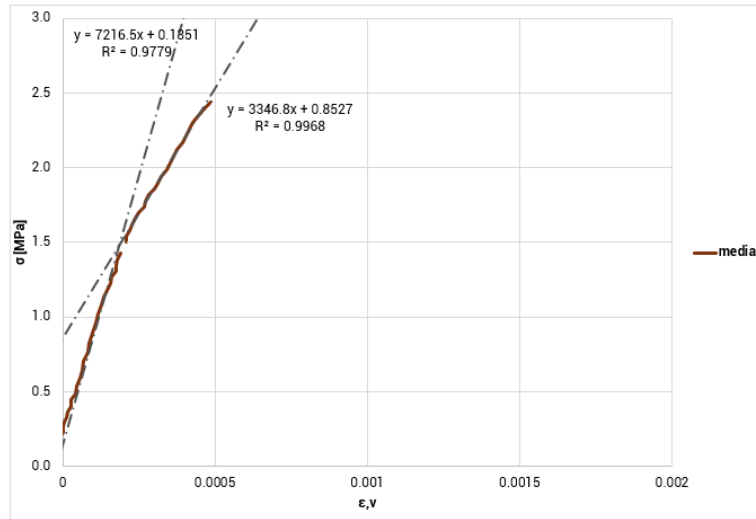


Grafico 26_tensione-deformazione della media dei trasduttori (RT FRCM_1)

$E_{c,med} 0-30 = 8702.40$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra lo 0 e il 30% del carico massimo);

$E_{c,med} 30-60 = 1773.70$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra il 30% e il 60% del carico massimo).

RT FRCM_2

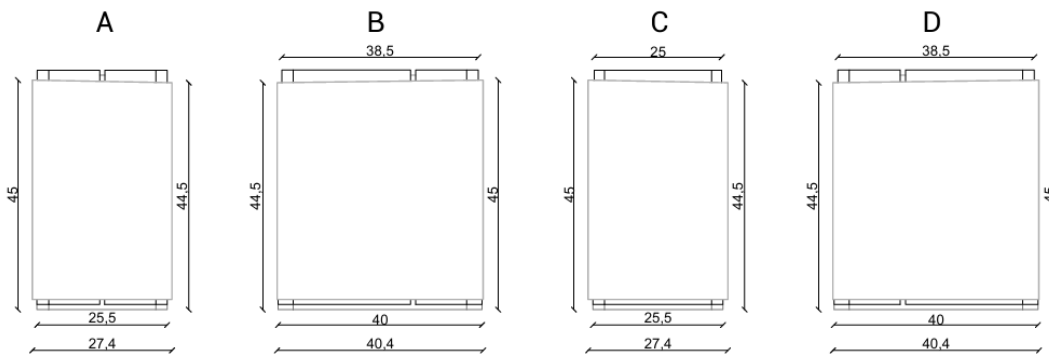


Figura 99_rilievo geometrico (RT FRCM_2)

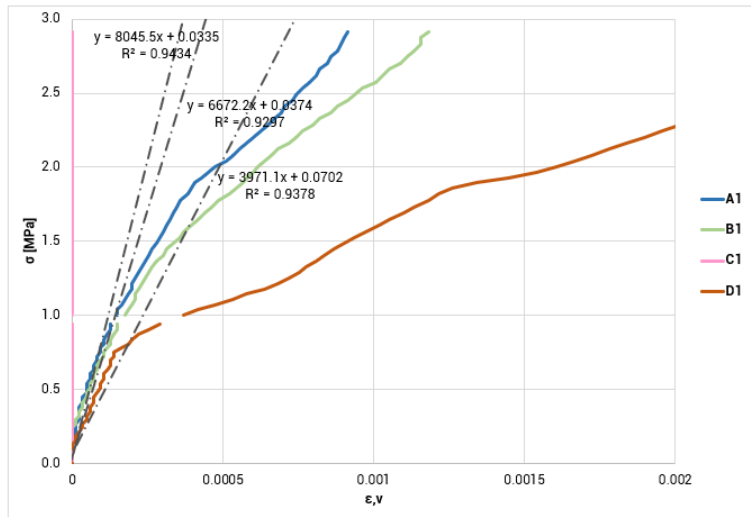


Grafico 27_tensione-deformazione dei trasduttori A1, B1, C1, D1 (RT FRCM_2)

Nella seconda colonna rettangolare, è stata nuovamente riscontrata un'anomalia nel trasduttore C1, che per tutto il tempo della prova ha registrato spostamenti nulli. Di conseguenza è stato scartato, come anche al trasduttore D1 in quanto il suo andamento registrato è differente rispetto quello degli altri trasduttori.

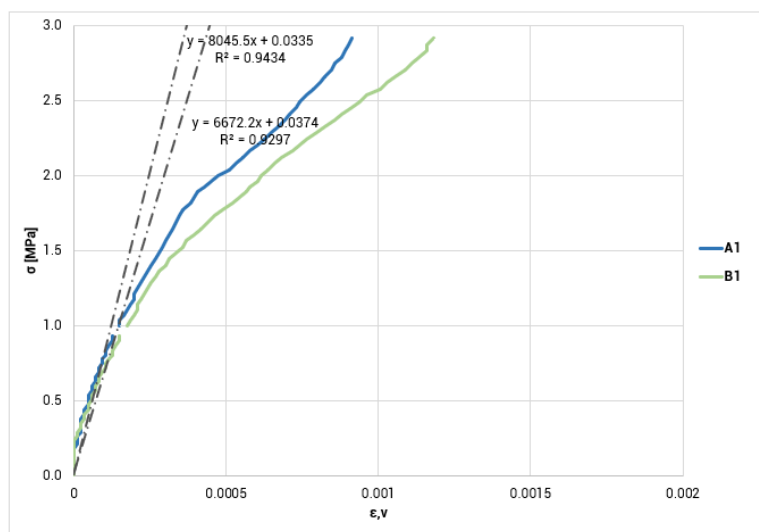


Grafico 28_tensione-deformazione dei trasduttori A1, B1, D1, ripulito (RT FRCM_2)

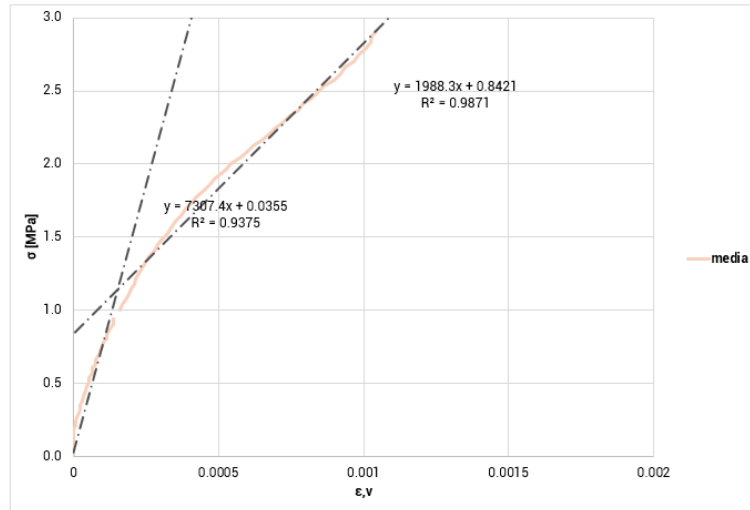


Grafico 29_tensione-deformazione della media dei trasduttori (RT FRCM_2)

$E_{c,med} 0-30 = 7307.40$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra lo 0 e il 30% del carico massimo);

$E_{c,med} 30-60 = 1988.30$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra il 30% e il 60% del carico massimo).

RT FRCM_3

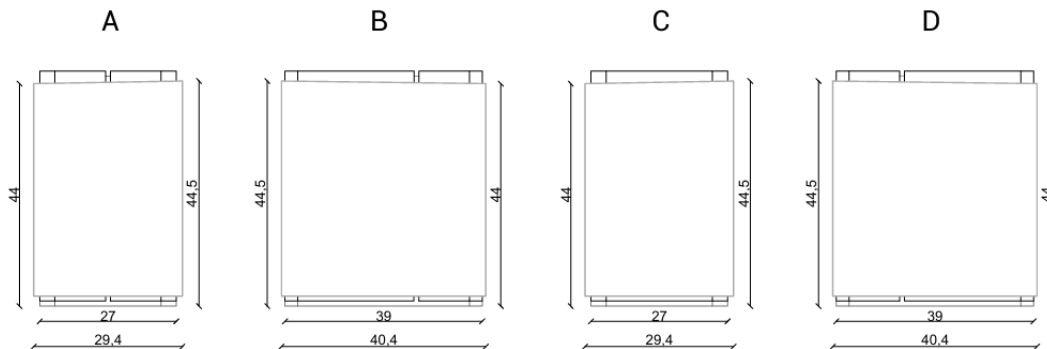


Figura 100_rilievo geometrico (RT FRCM_3)

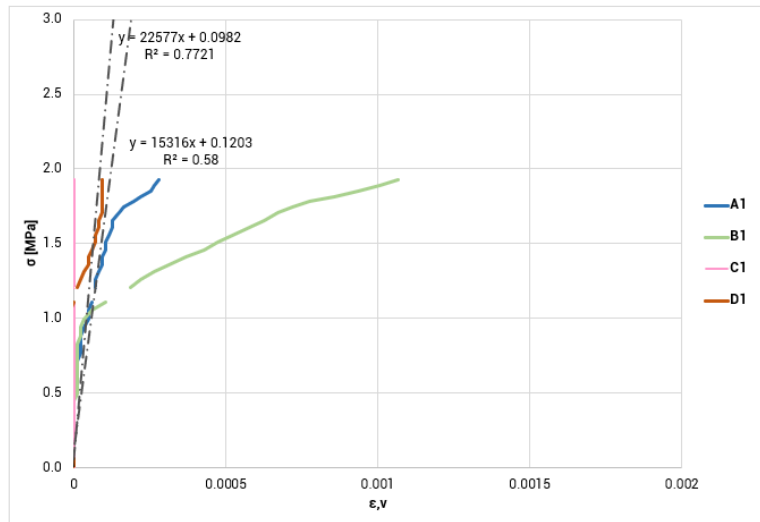


Grafico 30_tensione-deformazione dei trasduttori A1, B1, C1, D1 (RT FRCM_3)

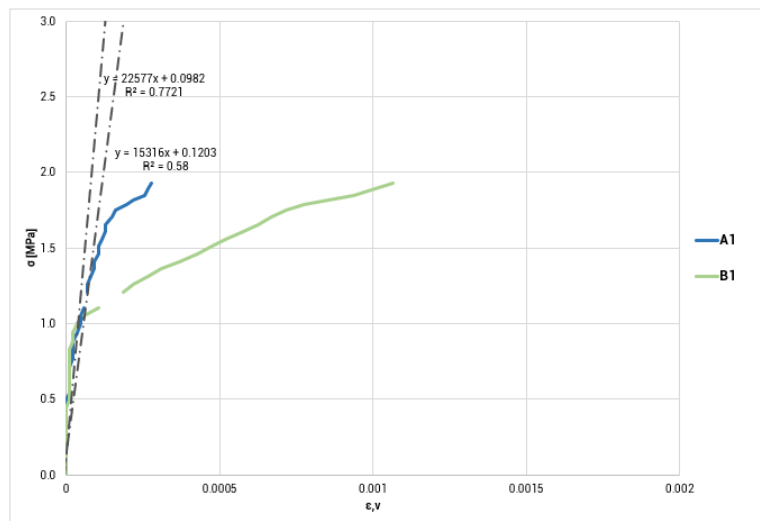


Grafico 31_tensione-deformazione dei trasduttori A1, B1, D1, ripulito (RT FRCM_3)

Anche in questo caso, il trasduttore C1 è stato eliminato per l'anomalia di registrazione non rilevata durante la prova; mentre il D1 è stato scartato perché si discosta troppo dall'andamento medio dei trasduttori.

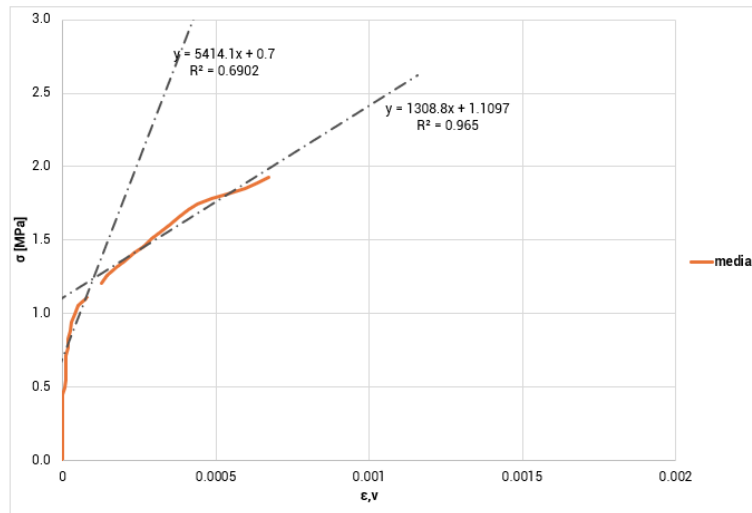


Grafico 32_tensione-deformazione della media dei trasduttori (RT FRCM_3)

$E_{c,med} 0-30 = 5414.10$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra lo 0 e il 30% del carico massimo);

$E_{c,med} 30-60 = 1308.80$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra il 30% e il 60% del carico massimo).

3.7.3.3 Riepilogo delle prove a compressione

Vengono successivamente riportate le caratteristiche meccaniche delle colonne in muratura rinforzate con jacketing in FRCM sottoposte a prove di compressione assiale.

Colonne a base circolare (CI_FRCM)

Riepilogo prove di compressione colonne circolari: CI_FRCM

Provino FRCM	$F_{max,c}$ [kN]	$f_{c,c}$ [MPa]	$\epsilon_{max,c}$ [MPa]	ϵ_c 30% [MPa]	E_c 0-30 [MPa]	E_c 30-60 [MPa]
CI_1	232	7.39	0.0001	0.0002	7478.50	1737.40
CI_2	286	9.11	-0.0011	0.0001	9291.30	3354.40
CI_3	257	8.18	0.0004	0.0002	8702.40	1773.30

Valori medi

Provino FRCM	$F_{max, med,c}$ [kN]	$f_{c, med,c}$ [MPa]	$\epsilon_{max, med,c}$ [MPa]	ϵ_c 30% [MPa]	E_c 0-30 [MPa]	E_c 30-60 [MPa]
CI_FRCM	259	8.23	-0.0002	0.0002	8490.73	2288.37
D.S.	27	0.86	0.0008	6E-05	924.75	923.39

Tabella 11_riepilogo delle prove di compressione (CI_FRCM)

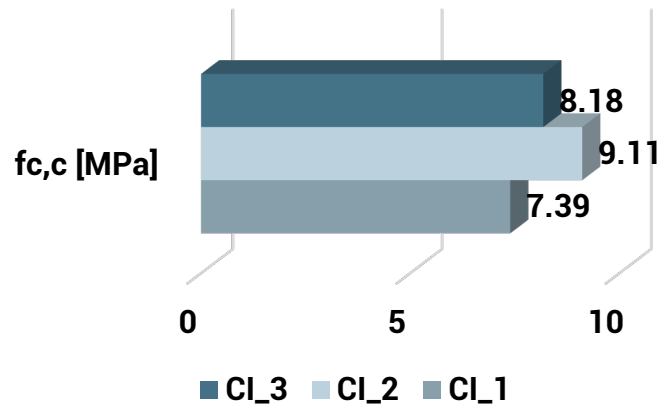


Grafico 33_resistenze massime a compressione (CI_FRCM)

Colonne a base rettangolare (RT_FRCM)

Riepilogo prove di compressione colonne rettangolari: RT_FRCM

Provino FRCM	$F_{max,c}$ [kN]	$f_{c,c}$ [MPa]	$\epsilon_{max,c}$ [MPa]	ϵ_c 30% [MPa]	E_c 0-30 [MPa]	E_c 30-60 [MPa]
RT_1	708	7.46	-0.0007	0.0006	7216.50	3346.80
RT_2	694	7.30	-0.0044	0.0008	7307.40	1988.30
RT_3	585	6.16	-0.0030	0.0003	5414.10	1308.80

Valori medi

Provino FRCM	$F_{max,med,c}$ [kN]	$f_{c,med,c}$ [MPa]	$\epsilon_{max,med,c}$ [MPa]	ϵ_c 30% [MPa]	E_c 0-30 [MPa]	E_c 30-60 [MPa]
RT_FRCM	662	6.97	-0.0027	0.0006	6646.00	2214.63
D.S.	67	0.71	0.0019	0.0002	1067.82	1037.68

Tabella 12_riepilogo delle prove di compressione (RT_FRCM)

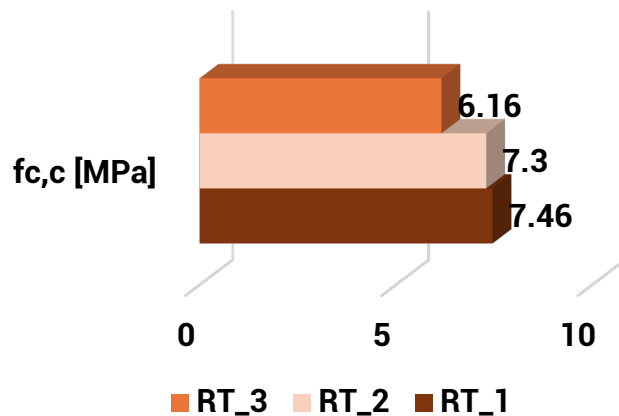


Grafico 34_resistenze massime a compressione (RT_FRCM)

Rappresentazione delle resistenze, $f_{c,c}$ [MPa] di tutti i campioni, circolari e rettangolari a confronto.

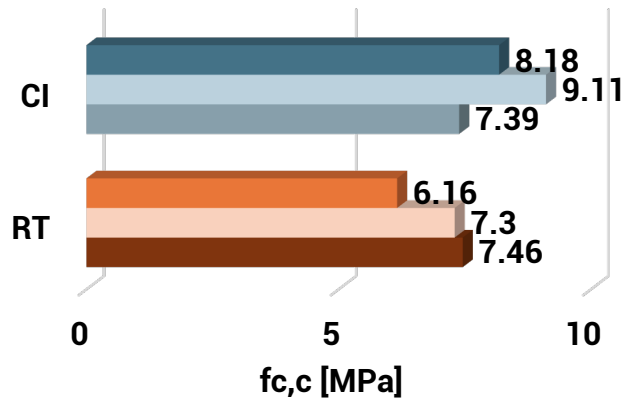


Grafico 35_resistenze massime a compressione, f_{cc} [MPa] (CI-RT)

3.7.4 Modalità di rottura dei campioni

Si analizzano successivamente le modalità di rottura dei campioni testati a compressione per comprendere e verificare l'efficacia o meno del sistema di rinforzo testato, cioè l'incamiciatura con FRCM in fibra di basalto e, quindi, valutare se ha contribuito al confinamento delle colonne.

Per eseguire questa analisi i primi due campioni della serie di colonne circolari e rettangolari, ossia quelli che durante la prova di compressione non sono stati portati a rottura, sono stati sezionati e scomposti filare per filare, a partire dal giunto superiore, il settimo, fino ad arrivare a metà dei filari della colonna, dove la dilatazione trasversale dovrebbe essere teoricamente maggiore. In questo modo è stato possibile visualizzare il quadro fessurativo di ciascun filare e confrontarlo con quello previsto da letteratura per le colonne confinate, studiare come si è comportata la muratura, come hanno lavorato i suoi componenti sotto compressione, qual è stato il contributo del rinforzo e qual è stato l'elemento che ha ceduto e risentito maggiormente di tale forza.

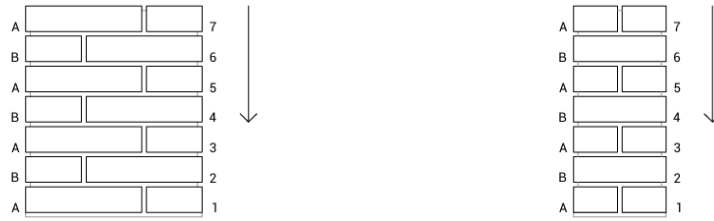


Figura 101_sequenza del sezionamento delle colonne

Si riportano le fasi dell'analisi fatta:

- rilievo fotografico dei filari a partire dalla sommità della colonna, giunto numero 7;
- interpretazione del quadro fessurativo ed eventuale correlazione tra le fessurazioni nei giunti e quelle sulle facciate della colonna.

3.7.4.1 Colonne a base circolare (CI)

RILIEVO FOTOGRAFICO IN PIANTA (CI FRCM_1)



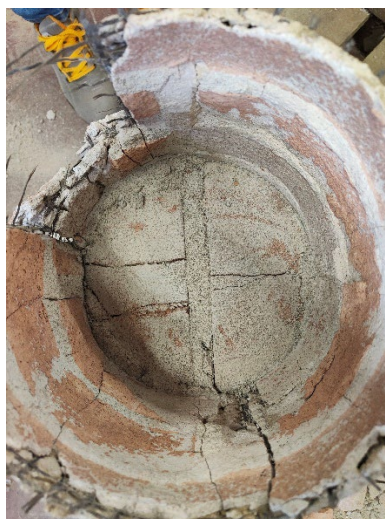
filare 7 (sotto la cappa di gesso)



filare 6



filare 5



filare 4

Figura 102_rilievo fotografico dei filari (CI FRCM_1)

RILIEVO FOTOGRAFICO IN PROSPETTO (CI FRCM_1, 2, 3)



Figura 103_rilievo fotografico in seguito alla prova (CI FRCM_1)



Figura 104_rilievo fotografico in seguito alla prova (CI FRCM_2)



Figura 105_rilievo fotografico in seguito alla prova (CI FRCM_3)

INTERPRETAZIONE DEL QUADRO FESSURATIVO

Il comportamento che ci si aspetta nel caso di colonne circolari confinate da un rinforzo in FRCM totally wrapped è l'attivazione del meccanismo di confinamento apportato dalla compressione del rinforzo stesso e, quindi, la creazione di un nucleo interno maggiormente compresso e confinato. Questo nucleo emerge vista la formazione di fessure circolari concentriche e lesioni perpendicolari alle altre, radiali che confluiscono verso il centro della colonna.

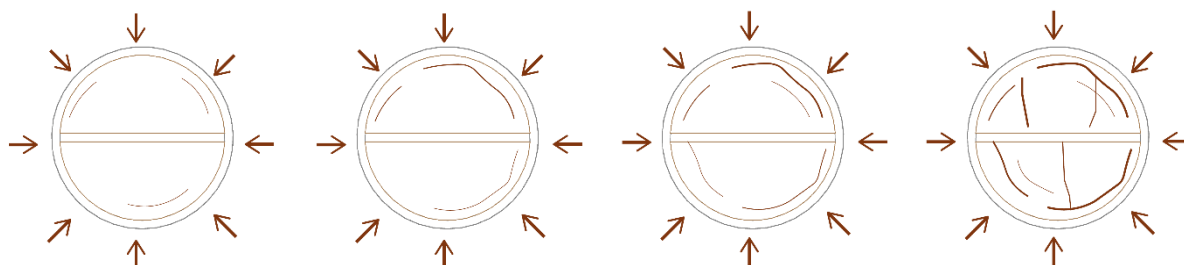


Figura 106_schema del quadro fessurativo previsto in pianta per colonne a base circolare (CI FRCM)

Dal rilievo fotografico in pianta della prima colonna circolare (CI FRCM_1), si evince come il comportamento previsto si sia effettivamente verificato. Le lesioni concentriche si cominciano a vedere a partire dal filare numero 6, quello cioè subito sotto al primo dall'alto, mentre le lesioni radiali perpendicolari compaiono dai filari sottostanti, dove la dilatazione trasversale per effetto Poisson è maggiore ed il confinamento esercitato dalla pressa è minore.



Figura 107_ formazione del nucleo compresso all'interno della sezione (filari 7, 6, 5, 4, CI FRCM_1)



Figura 108_ formazione di fessure a flessione per spaziamento dei lembi esterni (filare 4, CI FRCM_1)

Passando, invece, al quadro fessurativo dei prospetti delle colonne, la configurazione attesa è la formazione di fessure con andamento pseudo verticale lungo l'altezza della colonna. Queste sono generate da delle tensioni di trazione esercitate dalla muratura interna confinata che sotto compressione, per effetto Poisson, tende a spacciare. All'aumentare della forza di compressione, per valori alti, il rinforzo comincerà subire sollecitazioni di trazione trasferite mediante l'interfaccia elemento strutturale-matrice in cui è annegato il tessuto. Quando la trazione sollecitante supera quella resistente delle componenti del rinforzo FRCM il sistema si rompe e si arriva al collasso della colonna.

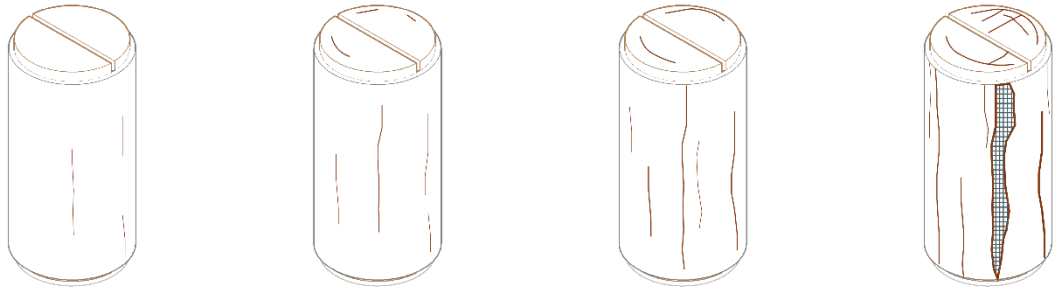


Figura 109_schema del quadro fessurativo previsto in prospetto per colonne a base circolare (CI FRCM)

Dal rilievo fotografico dei prospetti delle tre colonne circolari, si conferma quanto previsto e cioè la formazione di lesioni pseudo verticali lungo il perimetro delle colonne, che aumentano e si infittiscono all'aumentare del carico.



Figura 110_formazione di fessure verticali (CI FRCM_1)

Se la prima colonna, CI FRCM_1, è stata compressa fino alla formazione delle prime fessure verticali e la prova è stata stoppata dopo aver registrato un decadimento del carico massimo del 20%, le colonne CI FRCM_2 e RT FRCM_3 sono state portate a rottura, registrando in questo modo delle lesioni molto più gravi e pronunciate, così da andare a studiare il comportamento a rottura del quadro fessurativo. Anche in questo caso si è verificato quanto previsto e le modalità di rottura hanno rispettato il modello teorico. Oltre alla formazione di fessure verticali dello strato di malta, infatti, sono nate anche delle profonde aperture non solo della matrice ma anche della rete in fibra di basalto, portando a vista la muratura sottostante gravemente lesionata, con pezzi di mattoni frantumati.



Figura 111_ formazione di fessure verticale e apertura del rinforzo (CI FRCM_2)



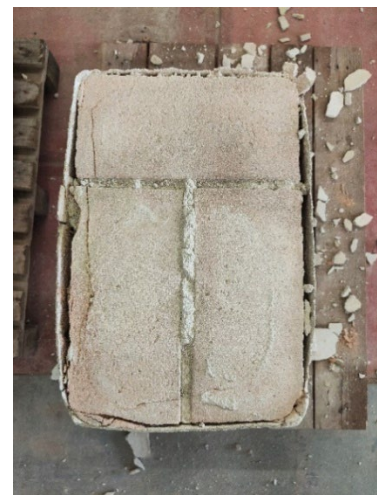
Figura 112_ formazione di fessure verticale e apertura del rinforzo (CI FRCM_3)

3.7.4.2 Colonne a base rettangolare (RT)

RILIEVO FOTOGRAFICO IN PIANTA (RT FRCM_1)



testa della colonna rettangolare



filare 7 (sotto la cappa di gesso)



Figura 113_rilievo fotografico dei filari (RT FRCM_1)

RILIEVO FOTOGRAFICO IN PROSPETTO (RT FRCM_1, 2, 3)



Figura 114_rilievo fotografico (RT FRCM_1)



Figura 115_rilievo fotografico (RT FRCM_2)



Figura 116_rilievo fotografico (RT FRCM_3)

INTERPRETAZIONE DEL QUADRO FESSURATIVO

Il quadro fessurativo che ci si aspetterebbe in pianta, da manuale, per le colonne a base rettangolare, è la formazione di un nucleo confinato interno perimetrato da delle fessure a forma di arco, che partono dagli angoli della colonna, rivolti verso l'esterno. Lo schema previsto viene riportato di seguito.

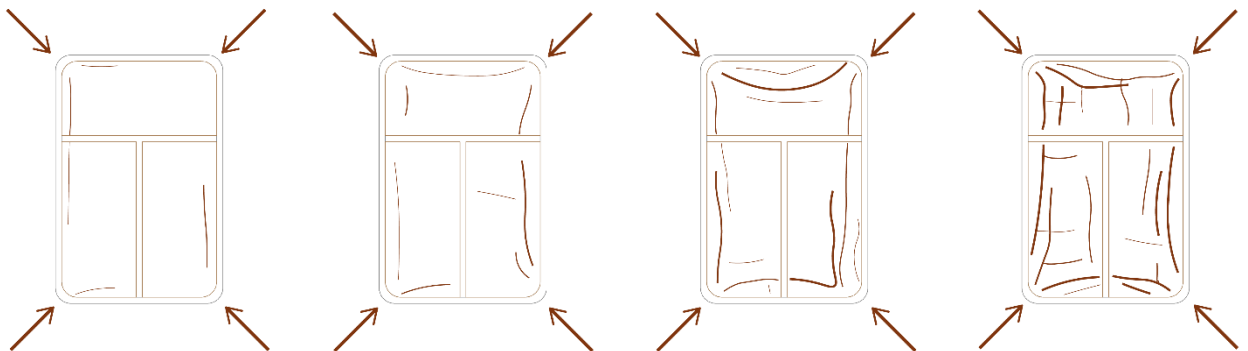


Figura 117_schema del quadro fessurativo previsto in pianta per colonne a base rettangolare (RT FRCM)

Dal rilievo fotografico dei diversi filari scomposti, è possibile vedere e valutare come ha lavorato il sistema di rinforzo FRCM; inoltre si può verificare il quadro fessurativo teorico previsto.

Si può notare sin da subito come il rinforzo abbia lavorato efficacemente esercitando l'azione di confinamento predetta. Questo lavoro si evince subito togliendo la cappa superficiale di gesso e mettendo a nudo il filare più sommitale, il numero 7: le fessure perimetrali indicano la creazione di un nucleo confinato e compresso interno.



Figura 118_ formazione del nucleo compresso all'interno della sezione (filare 7, RT FRCM_1)

Man mano che si scende lungo i filari, si nota come le fessure assumano una configurazione più arcuata. Le fessure ad arco sono più accentuate sui lati corti della colonna, in quanto la sua lunghezza inferiore risente di più dell'azione di confinamento. Compaiono, inoltre, delle lesioni più piccole, con un andamento tendenzialmente ortogonale rispetto quelle ad arco.



Figura 119_ formazione del nucleo compresso all'interno della sezione (filari 6, 5, 4, RT FRCM_1)

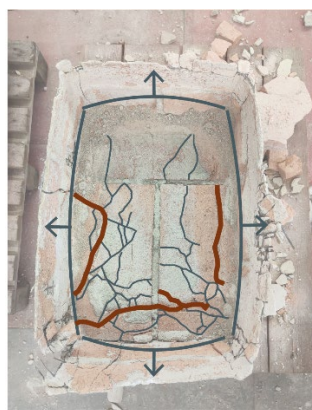


Figura 120_ formazione di fessure a flessione per spanciamiento dei lati esterni (filare 5, RT FRCM_1)

Passando, invece, al quadro fessurativo dei prospetti delle colonne, la configurazione attesa è la formazione di fessure con andamento pseudo verticale lungo l'altezza della colonna. Queste sono generate da delle tensioni di trazione esercitate dalla muratura interna confinata che sotto compressione, per effetto Poisson, tende a spanciare. All'aumentare della forza di compressione, per valori alti, il rinforzo comincerà subire sollecitazioni di trazione trasferite mediante l'interfaccia elemento strutturale-matrice in cui è annegato il tessuto. Quando la trazione sollecitante supera quella resistente delle componenti del rinforzo FRCM il sistema si rompe e si arriva al collasso della colonna.

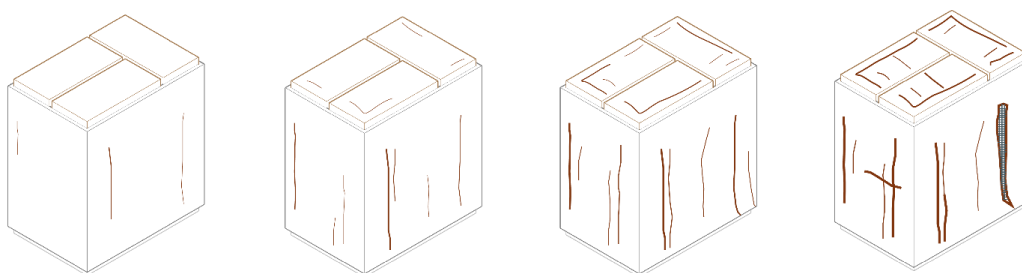


Figura 121_schema del quadro fessurativo previsto in prospetto per colonne a base rettangolare (RT FRCM)

Dal rilievo fotografico dei prospetti dei quattro lati delle tre colonne a base rettangolare (non solamente la colonna di cui è stato eseguito lo smembramento dei filari) è possibile confermare il quadro fessurativo teorico, riconfermato anche grazie al supporto visivo dei video. Per bassi valori di forza di compressione, si nota la comparsa delle prime fessure verticali molto sottili, che via via diventano più grandi, sia di spessore che di altezza, e si infittiscono all'aumentare del carico.

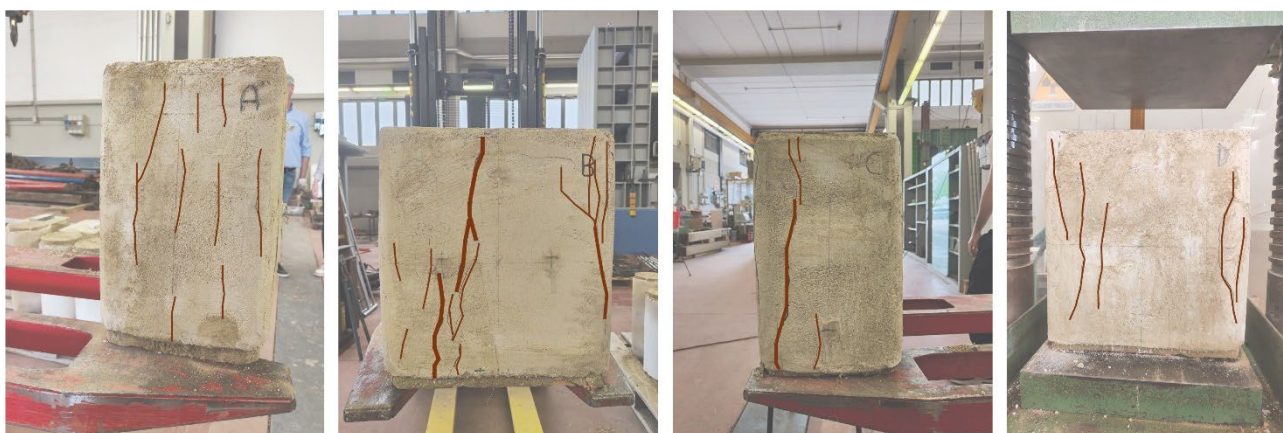


Figura 122_ formazione di fessure verticali (RT FRCM_1)

Così come per le colonne circolari, anche la prima colonna rettangolare, RT FRCM_1, è stata compressa fino alla formazione delle prime fessure verticali mentre le colonne RT FRCM_2 e RT FRCM_3 sono state portate a rottura, così da andare a studiare il comportamento a rottura del quadro fessurativo. Anche in questo caso si è verificato quanto previsto e le modalità di rottura hanno rispettato il modello teorico. Oltre alla formazione di fessure pseudo verticali dello strato di malta, infatti, sono nate anche delle profonde aperture non solo della matrice ma anche della rete in fibra di basalto, portando a vista la muratura sottostante gravemente lesionata, con pezzi di mattoni frantumati.



Figura 123_ formazione di fessure verticale e apertura del rinforzo (RT FRCM_2)



Figura 124_ formazione di fessure verticali e apertura del rinforzo (RT FRCM_3)

Pertanto, in definitiva, si può dire che il rinforzo FRCM, applicato sia sulle colonne a base circolari che su quelle a base rettangolare, e testato ha svolto un buon lavoro sulle colonne in muratura: sono state rispettate le modalità di rottura previste ed è stato modificato il comportamento a rottura delle colonne, che così consolidate

hanno resistito maggiormente a compressione, grazie all'azione di confinamento apportata dall'FRCM totally wrapped.

3.7.5 Confronti

3.7.5.1 Confronto con provini non consolidati (UN)

A seguito delle prove effettuate, i risultati delle colonne consolidate con FRCM sono stati confrontati con quelli delle colonne non consolidate, sia a base circolare (CI UN), sia a base rettangolare (RT UN), precedentemente eseguite da L. Cava in [40], per valutare l'aumento di resistenza a compressione; quindi in generale per verificare l'efficacia del rinforzo applicato e testato.

Colonne a base circolare

Si riportano di seguito i valori di resistenza a confronto delle colonne circolari non consolidate (CI UN) con quelle consolidate (CI FRCM), valutando anche l'incremento di resistenza.

Provino	$F_{max,c}$ [kN]	$f_{c,c}$ [MPa]	$f_{c\ med,c}$ [MPa]	Incremento di resistenza [%]
CI UN_1	200	6.38	5.61	0
CI UN_2	153	4.86		
CI UN_3	175	5.58		
CI FRCM_1	232	7.39	8.23	47
CI FRCM_2	286	9.11		
CI FRCM_3	257	8.18		

Tabella 13_valori di resistenza a confronto (CI UN, CI FRCM)

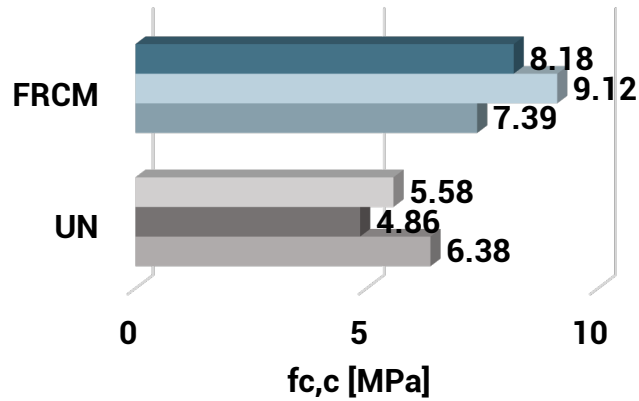


Grafico 36_resistenze massime a compressione a confronto (CI UN, CI FRCM)

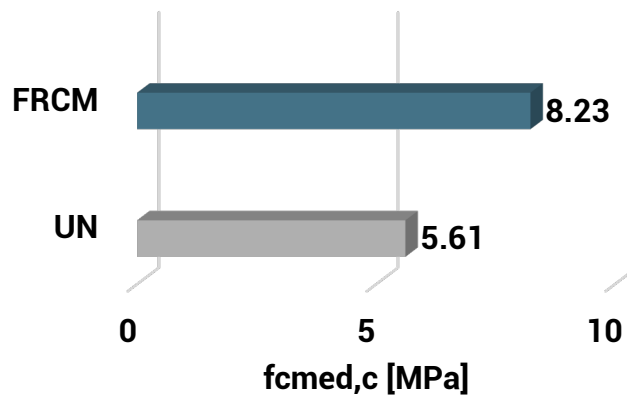


Grafico 37_resistenze medie a compressione a confronto (CI UN, CI FRCM)

Come si può vedere, c'è stato un aumento di resistenza a compressione: considerando i valori medi di resistenza, l'incremento è stato pari al 47% rispetto le colonne non rinforzate. Il valore massimo, sempre di resistenza a compressione, registrato per le colonne con FRCM è stato pari a 286 MPa, contro un valore massimo di resistenza pari a 200 MPa per le colonne non rinforzate UN. I valori minimi, invece, sono 235 MPa per le colonne consolidate CI FRCM, contro 153 MPa per le colonne non consolidate CI UN.

Si passa ora a fare un confronto dei moduli elastici tra muratura non consolidata e quella consolidata. I provini, tuttavia, non hanno presentato un comportamento omogeneo tra di loro per quanto concerne il Modulo di Elasticità. I valori stimati dai legami costitutivi, infatti, presentano un elevata varianza. Questo aspetto rilevato durante la campagna di indagine testimonia la difficoltà nello stabilire le

caratteristiche meccaniche della muratura a causa di numerose eterogeneità intrinseche del materiale stesso e dell'impossibilità di regolare con precisione le fasi della loro costruzione affidate al personale. Quello che emerge, in generale, è un significativo aumento della rigidità delle colonne rinforzate.

Provino	E_c 0-30 [MPa]	$E_{c,med}$ 0-30 [MPa]	E_c 30-60 [MPa]	$E_{c,med}$ 30-60 [MPa]	Incremento di rigidità [%]	
					E 0-30	E 30-60
CI UN_1	1401.00	1099.33	1264.00	883.09	0	0
CI UN_2	1047.00		700.46			
CI UN_3	850.00		684.81			
CI FRCM_1	7478.50	8490.73	1737.40	2288.37	672	159
CI FRCM_2	9291.30		3354.40			
CI FRCM_3	8702.40		1773.30			

Tabella 14_valori di E a confronto (CI UN, CI FRCM)

Colonne a base rettangolare

Si riportano di seguito i valori di resistenza a confronto delle colonne rettangolari non consolidate (RT UN) con quelle consolidate (RT FRCM), come anche l'incremento di resistenza.

Provino	$F_{max,c}$ [kN]	$f_{c,c}$ [MPa]	$f_{c,med,c}$ [MPa]	Incremento di resistenza [%]
RT UN_1	422	4.44	4.74	0
RT UN_2	364	3.83		
RT UN_3	565	5.95		
RT FRCM_1	708	7.46	6.97	47
RT FRCM_2	694	7.30		
RT FRCM_3	585	6.16		

Tabella 15_valori di resistenza a confronto (RT UN, RT FRCM)

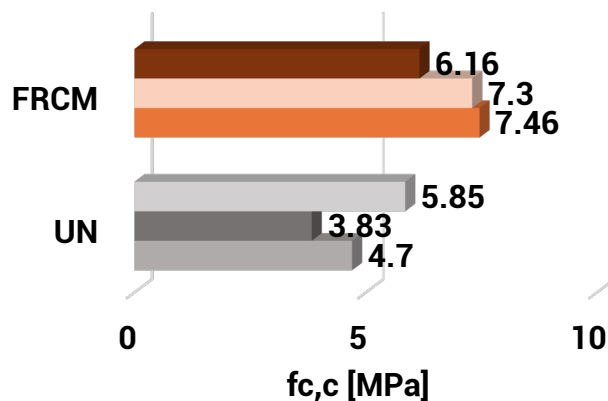


Grafico 38_resistenze massime a compressione a confronto (RT UN, RT FRCM)

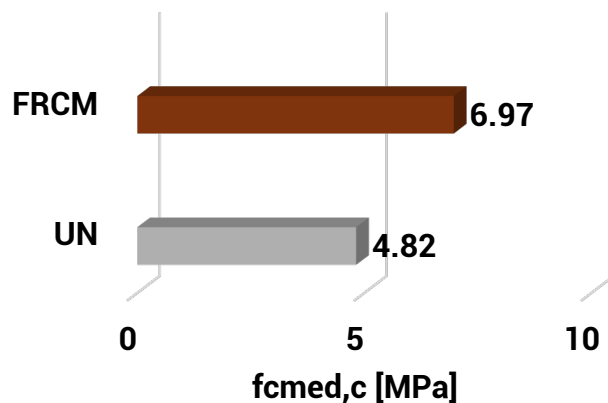


Grafico 39_resistenze medie a compressione a confronto (RT UN, RT FRCM)

Anche per le colonne a base rettangolare ovviamente c'è stato un aumento di resistenza a compressione: considerando i valori medi di resistenza, l'incremento è stato ancora una volta del 47% rispetto le colonne non rinforzate. Il valore massimo di resistenza registrato per le colonne con FRCM è stato pari a 708 MPa, contro un valore massimo di resistenza pari a 565 MPa per le colonne non rinforzate UN. I valori minimi di resistenza sono stati di 585 MPa per le colonne RT FRCM, mentre 364 per le non rinforzate UN.

Si passa ora a fare un confronto dei moduli elastici tra muratura non consolidata e quella consolidata. I provini, tuttavia, anche in questo caso non hanno presentato un comportamento omogeneo tra di loro per quanto riguarda il Modulo di Elasticità. I valori stimati dai legami costitutivi, infatti, presentano un elevata varianza. Questo aspetto rilevato durante la campagna di indagine testimonia la difficoltà nello

stabilire le caratteristiche meccaniche della muratura a causa di numerose eterogeneità intrinseche del materiale stesso e dell'impossibilità di regolare con precisione le fasi della messa in opera affidate al personale. In generale, c'è stato un significativo aumento della rigidità delle colonne rinforzate.

Provino	E_c 0-30 [MPa]	$E_{c,med}$ 0-30 [MPa]	E_c 30-60 [MPa]	$E_{c,med}$ 30-60 [MPa]	Incremento di rigidità [%]	
					E 0-30	E 30-60
RT UN_1	1279.80	1085.51	1003.10	1104.53	0	0
RT UN_2	1698.30		1698.30			
RT UN_3	278.43		612.18			
RT FRCM_1	7216.50	6646.00	3346.80	2214.63	512	101
RT FRCM_2	7307.40		1988.30			
RT FRCM_3	5414.10		1308.80			

Tabella 16_valori di E a confronto (RT UN, RT FRCM)

3.7.5.2 Confronto con colonne rinforzate con PTR

In questo capitolo viene fatto un confronto con un'altra tecnica di rinforzo, il repointing flessibile con trefoli in acciaio, detto PTR, sperimentato da Artyom Rodi nella sua tesi *Il rinforzo di colonne in muratura storica tramite interventi innovativi* [39]. Si indagano prima le colonne a base circolare (CI) e poi quelle a base rettangolare (RT).

Il repointing flessibile è formato dall'unione di due materiali: trefoli in acciaio galvanizzato e resina epossidica bicomponente. L'accostamento di due trefoli forma un cordino che viene fatto girare attorno alla colonna in corrispondenza del giunto di malta precedentemente scarnito per due giri; successivamente si riempie il giunto con la resina. Ai trefoli viene applicata una pretensione pari a 948 N che lo rendono un sistema di rinforzo attivo (cioè che inizia a lavorare sin da subito e non solo una volta che l'elemento rinforzato va in compressione).

Colonne a base circolare

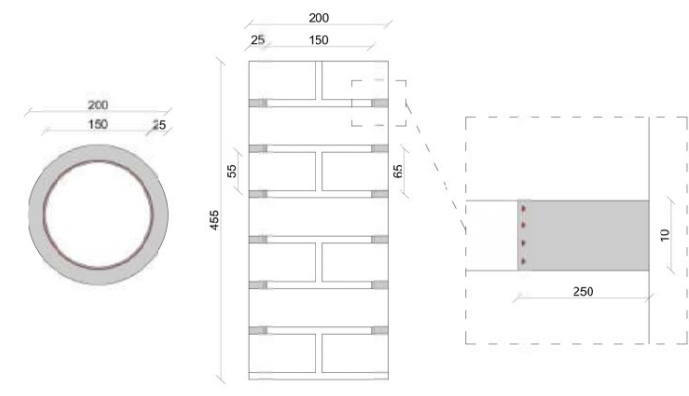


Figura 125_caratteristiche geometriche delle colonne circolari rinforzate con repointing

Provino	$F_{max,c}$ [kN]	$f_{c,c}$ [MPa]	$f_{c\ med,c}$ [MPa]	Incremento di resistenza [%]
CI UN_1	200	6.38	5.61	0
CI UN_2	153	4.86		
CI UN_3	175	5.58		
CI FRCM_1	232	7.39	8.23	47
CI FRCM_2	286	9.11		
CI FRCM_3	257	8.18		
CI PTR_1	343	10.33	10.18	82
CI PTR_2	312	10.04		

Tabella 17_valori di resistenza a confronto (CI UN, CI FRCM, CI PTR)

Le colonne rinforzate con PTR arrivano a carichi massimi superiori rispetto quelle rinforzate con FRCM, con una forza massima di 343 kN e minima di 312 kN per le colonne con PTR, contro una forza massima di 286 kN e minima di 232 kN per le colonne con FRCM. Si hanno valori di resistenza a compressione maggiori sempre per le colonne consolidate con trefoli in acciaio, registrando un valore massimo di 10.33 MPa e minimo di 10.04 MPa. Dunque, l'incremento di resistenza rispetto le colonne non rinforzate è pari all'82% (contro il 47% apportato dall'FRCM). Il valore di resistenza medio delle colonne con PTR è di 10.18 MPa, mentre quello delle colonne con FRCM è di 8.23 MPa, con un gap tra i due di 1.95 MPa.

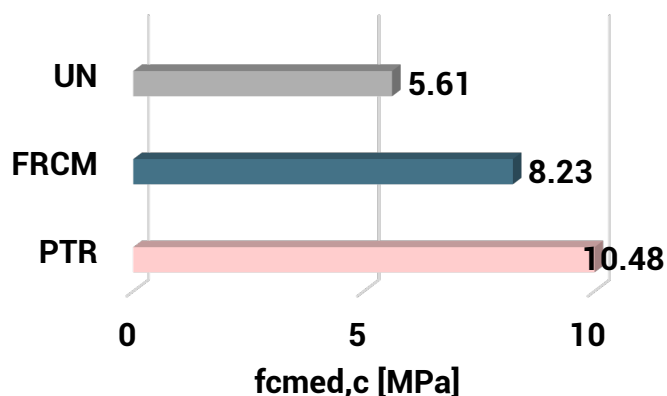


Grafico 40_resistenze medie a compressione a confronto (CI UN, CI FRCM, CI PTR)

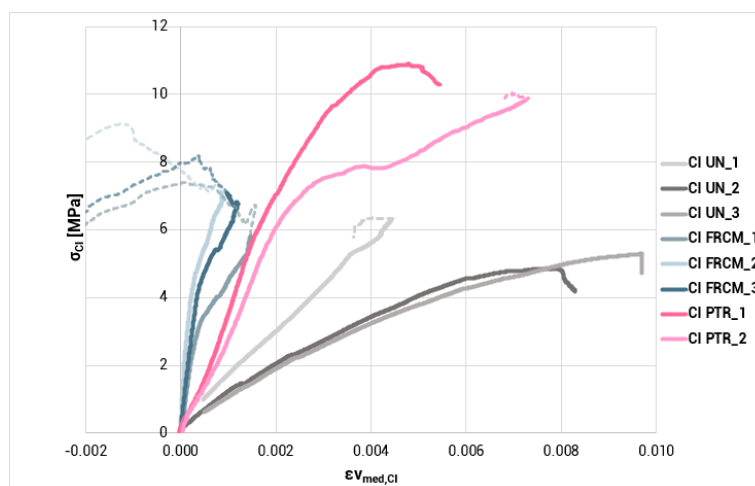


Grafico 41_tensione-deformazione verticale media a confronto (CI UN, CI FRCM, CI PTR)

Provino	E_c 0-30	$E_{c,med}$ 0-30	E_c 30-60	$E_{c,med}$ 30-60	Incremento di	
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	E 0-30	E 30-60
CI UN_1	1401.00		1264.00			
CI UN_2	1047.00	1099.33	700.46	883.09	0	0
CI UN_3	850.00		684.81			
CI FRCM_1	7478.50		1737.40			
CI FRCM_2	9291.30	8490.73	3354.40	2288.37	672	159
CI FRCM_3	8702.40		1773.30			
CI PTR_1	3163.10		3896.90			
CI PTR_2	2675.90	2919.50	3448.10	3672.50	166	316

Tabella 18_valori di E a confronto (CI UN, CI FRCM, CI PTR)

Passando, invece, ad uno studio e confronto del legame costitutivo, le colonne rinforzate con PTR risultano avere una rigidezza inferiore rispetto quelle rinforzate con FRCM e un modulo elastico più piccolo nel primo tratto che va dallo 0 al 30% del

valore della forza massima. Mentre nel secondo tratto, che va dal 30% al 60% del carico massimo, il modulo di elasticità delle colonne con PTR aumenta.

Colonne a base rettangolare

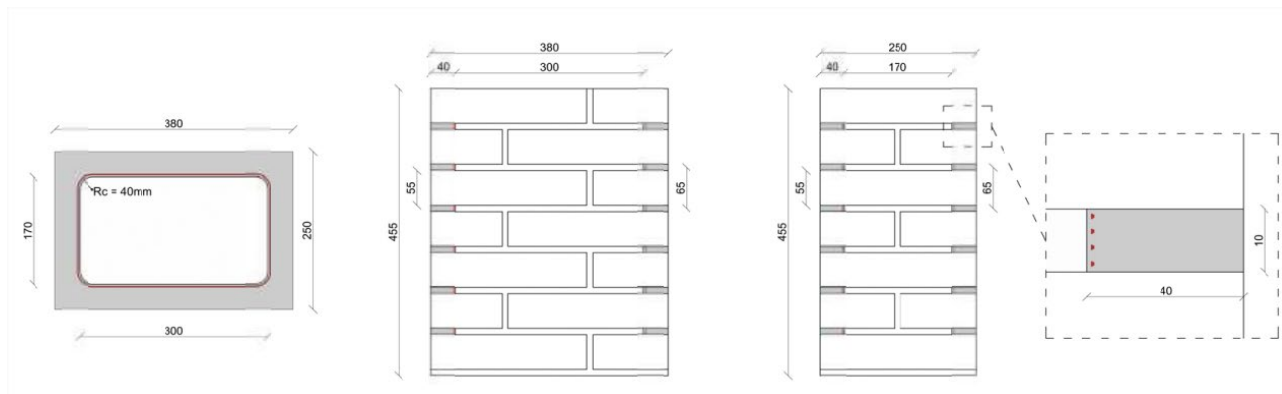


Figura 126_caratteristiche geometriche delle colonne rettangolari rinforzate con repointing

Provino	$F_{max,c}$ [kN]	$f_{c,c}$ [MPa]	$f_{c,med,c}$ [MPa]	Incremento di resistenza [%]
RT UN_1	422	4.44	4.74	0
RT UN_2	364	3.83		
RT UN_3	565	5.95		
RT FRCM_1	708	7.46	6.97	47
RT FRCM_2	694	7.30		
RT FRCM_3	585	6.16		
RT PTR_1	860	9.05	9.00	90
RT PTR_2	850	8.94		

Tabella 19_valori di resistenza a confronto (RT UN, RT FRCM, RT PTR)

Anche nel caso di colonne a base rettangolare, quelle rinforzate mediante PTR registrano valori di carico massimo applicati maggiori: si va da un minimo di 850 kN ad un massimo di 860 kN, contro un minimo di 585 kN e un massimo di 708 kN per le colonne rinforzate con FRCM. Quindi anche la resistenza a compressione del PTR è maggiore, raggiungendo un minimo di 8.94 MPa e un massimo di 9.05 MPa, contro un minimo di 6.16 MPa e un massimo di 7.46 MPa per l'FRCM. Il gap tra l'incremento di resistenza medio tra FRCM e PTR è di circa 2 MPa. Mentre l'incremento di resistenza medio per le colonne con PTR rispetto quelle non consolidate è del 90%, a differenza dell'FRCM che apporta un incremento del 47%.

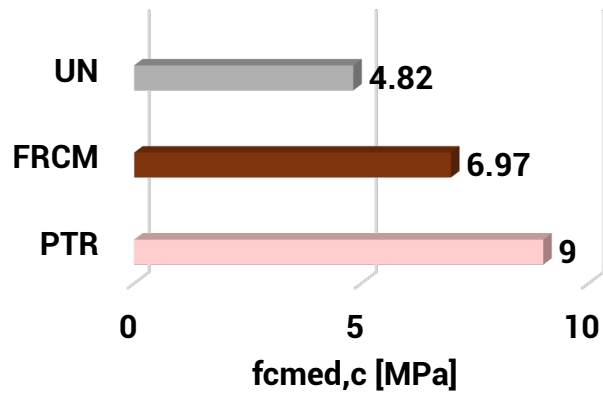


Grafico 42_resistenze medie a compressione a confronto (RT UN, RT FRCM, RT PTR)

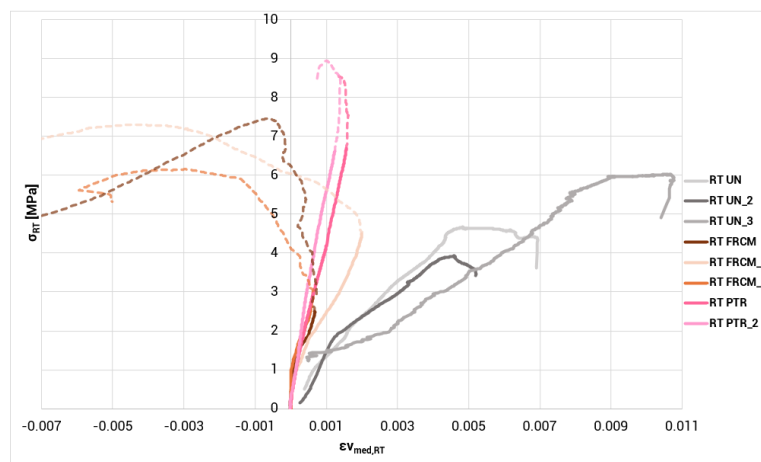


Grafico 43_tensione-deformazione verticale media a confronto (RT UN, RT FRCM, RT PTR)

Dal grafico si vede chiaramente come le colonne rinforzate con PTR arrivano a resistenze più alte rispetto le colonne rinforzate con FRCM.

Provino	E_c 0-30	$E_{c,med}$ 0-30	E_c 30-60	$E_{c,med}$ 30-60	Incremento di	
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	E 0-30	E 30-60
RT UN_1	1279.80	1085.51	1003.10	1104.53	0	0
RT UN_2	1698.30		1698.30			
RT UN_3	278.43		612.18			
RT FRCM_1	7216.50	6646.00	3346.80	2214.63	512	101
RT FRCM_2	7307.40		1988.30			
RT FRCM_3	5414.10		1308.80			
RT PTR_1	4579.20	5502.30	3538.80	4235.65	407	283
RT PTR_2	6425.40		4932.50			

Tabella 20_valori di E a confronto (RT UN, RT FRCM, RT PTR)

Passando, invece, allo studio del legame costitutivo, le rigidezze registrate da entrambe le colonne sono paragonabili per entrambi i tratti, che vanno dallo 0 al 30% del carico massimo registrato e dal 30% al 60% del carico massimo, con un aumento del modulo elastico in questo secondo tratto per le colonne rinforzate con PTR. In definitiva, in entrambi i casi si registra un aumento della rigidezza rispetto le colonne non consolidate.

Considerazioni sul confronto tra PTR e FRCM

Il rinforzo tramite repointing con trefoli in acciaio, PTR, è un rinforzo di tipo attivo in quanto, in seguito alla sua applicazione, è stata applicata una pretensione dei trefoli mediante dei cricchetti studiati appositamente, con un tiro di 948 N. In questo modo, tramite la pretensione, il sistema di rinforzo una volta applicato inizierà a lavorare attivamente e non passivamente solo all'inizio del carico di compressione. I valori di carico massimo registrati sono maggiori per le PTR rispetto al sistema passivo FRCM. Il minore incremento di rigidezza del PTR è attribuibile al fatto che in questo intervento ad essere confinati sono solamente i giunti di malta e non l'intera sezione.

3.7.5.3 Confronto con altre tipologie di sperimentazioni

Si riporta successivamente il confronto con altre sperimentazioni trovate in letteratura, che hanno studiato diverse tipologie di sistemi di rinforzo applicati su colonne, come FRP, PTR, FRCM. In particolare, sono state selezionate le sperimentazioni su colonne con caratteristiche geometriche simili, quindi sono state considerate solo colonne a base circolare e rettangolare.

Il confronto viene fatto in due step: inizialmente è stato calcolato l'incremento di resistenza a compressione apportato dal rinforzo rispetto la configurazione base non rinforzata (quindi la differenza tra la resistenza del provino confinato, f_r , e tra la resistenza del provino non confinato, f_{UN} , è stata divisa per la resistenza del provino non confinato). Successivamente questo incremento è stato normalizzato rispetto la resistenza a trazione del rinforzo stesso, $\sigma_{tr,f}$ (la differenza tra la resistenza a compressione del rinforzo e quella del campione non rinforzato è stata divisa per la resistenza a trazione del rinforzo per il numero di strati applicati). Questo perché il primo risulta essere un risultato veritiero in termini assoluti, in quanto si valuta

l'efficacia generica del rinforzo; mentre con il secondo si ha un risultato in termini relativi valutando l'efficienza, e permette di confrontare meglio i risultati. Inoltre, più è alto la seconda tipologia di incremento più le potenzialità del rinforzo sono state sfruttate meglio.

In generale, leggendo i grafici, la prima lettera indica il materiale del rinforzo usato (B = basalto, C = carbonio, G = vetro, S = acciaio, PBO = poli-parafenilenbenzobisoxazolo); la seconda sigla indica la tecnologia usata e poi sono indicati i numeri di strati o di giri del rinforzo.

Colonne a base circolare

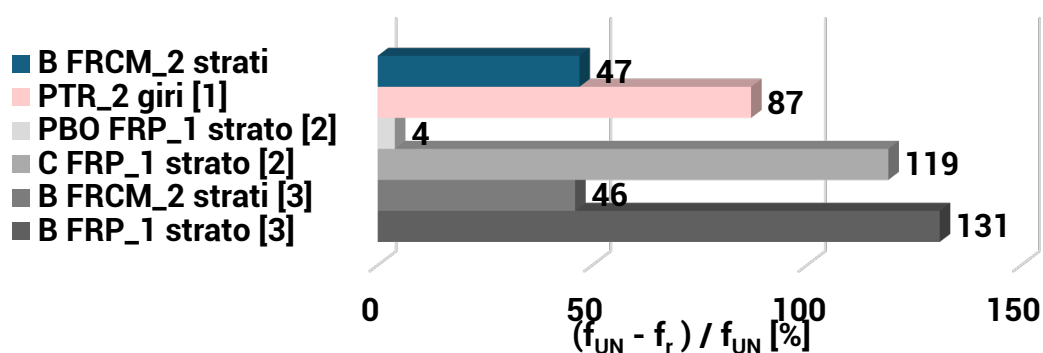


Grafico 44_confronto con altre sperimentazioni: incremento rispetto le colonne non rinforzate (CI)

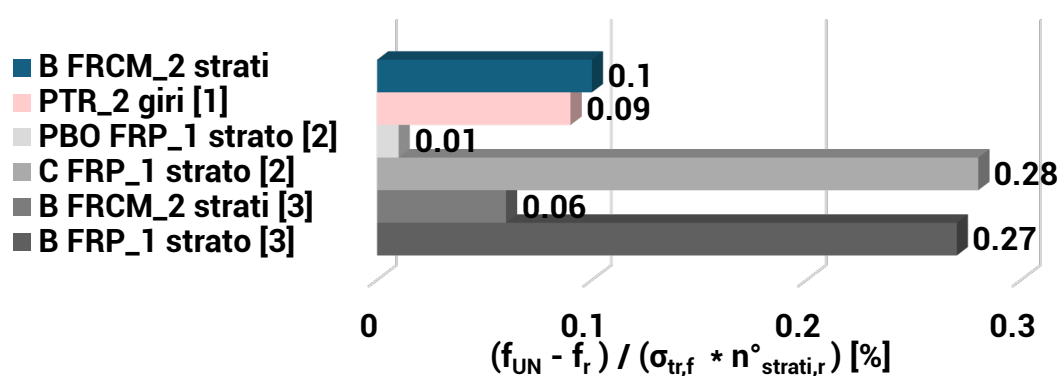


Grafico 45_confronto con altre sperimentazioni normalizzato rispetto la resistenza a trazione del rinforzo (CI)

[1] Tesi di A. Rodi, relatore E. Quagliarini, *Il rinforzo di colonne in muratura storica tramite interventi innovativi*, Università Politecnica delle Marche, (2020), [39].

[2] A. Cascardi, R. Dell'Anna et al, *Reversible techniques for FRP-confinement of masonry columns*, (2019) [50].

[3] F. Micelli, R. Angiuli et al, *Passive and SMA-activated confinement of circular masonry columns with basalt and glass fibers composites*, (2014) [51].

Colonne a base rettangolare

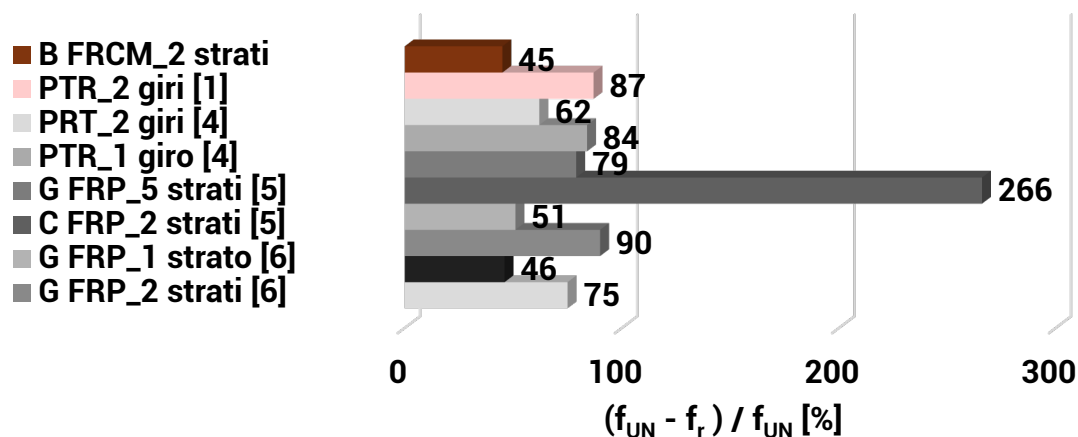


Grafico 46_confronto con altre sperimentazioni: incremento rispetto le colonne non rinforzate (RT)

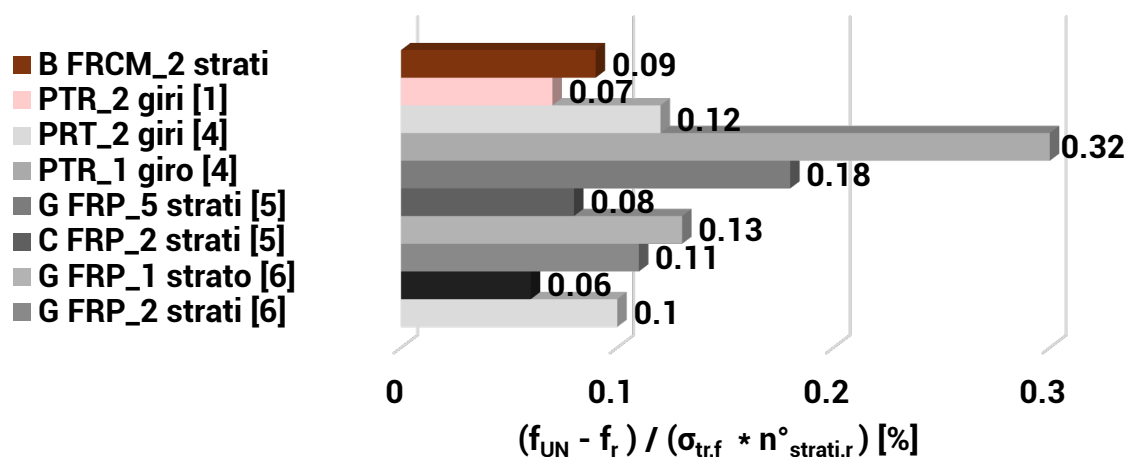


Grafico 47_ confronto con altre sperimentazioni normalizzato rispetto la resistenza a trazione del rinforzo (RT)

[1] Tesi di A. Rodi, relatore E. Quagliarini, *Il rinforzo di colonne in muratura storica tramite interventi innovativi*, Università Politecnica delle Marche, (2020), [39].

[4] A. Borri, G. Castori, M. Corradi, *Utilizzo di Trefoli Metallici per il Rinforzo di Colonne Murarie con Mattoni "Faccia Vista"*, (2015) [52].

[5] T. D. Kreaikas, T. C. Triantafillou et al, *Masonry Con@nement with Fiber-Reinforced Polymers*, (2005), [48].

[6] P. Zhang et al, *Axial compressive performance of masonry columns strengthened with ECC jacket and FRP strips*, (2024), [53].

[7] J. Jing et al, *Compressive behavior of brick masonry columns confined with composites embedded in the horizontal mortar joint*, (2023), [54].

Considerazioni sul confronto tra le diverse sperimentazioni

Dal confronto emerge che in generale, rinforzato gli elementi costruttivi di base, si ha un incremento di resistenza a compressione, sempre superiore al 45% (eccetto che per il rinforzo in PBO usato nelle colonne circolari). Quindi si può dire che la loro efficacia è comprovata.

Considerando, invece, l'incremento di resistenza normalizzato rispetto la resistenza a trazione del materiale, emerge che l'incremento maggiore è quello apportato dalla tecnologia in FRP (si ricorda che l'FRP prevede una rete di rinforzo imbevuta all'interno di una matrice di resina), in cui si utilizzano resine con elevate resistenze a compressione e trazione: rispettivamente per gli articoli [2] e [3], i valori di resistenza della resina impiegata sono rispettivamente 60 e 38 MPa. Per il rinforzo in FRP con PBO non è stato rilevato un incremento così grande di resistenza, poiché, al fine di realizzare un intervento completamente reversibile, è stato interposto tra il rinforzo e l'elemento strutturale uno strato polimerico. Questo è il responsabile di un non corretto trasferimento degli sforzi dall'elemento strutturale al sistema di rinforzo. Il motivo della maggiore prestanza dell'FRP è dovuto alla maggiore aderenza che si ha tra le strisce di rinforzo e il materiale base, e alla maggiore resistenza delle resine usate: in questo modo le sollecitazioni a trazione vengono trasferite subito al rinforzo facendolo lavorare meglio.

Nel caso degli FRCM, il maggiore spessore della malta impedisce al tessuto strutturale di lavorare sin da subito: questo comincia a dare un contributo solo nel momento in cui la malta si rompe. La rottura, quindi, del rinforzo è governata dalla deformazione della fibra.

Gli interventi in PTR hanno invece mostrato risultati incoraggianti con notevoli incrementi di resistenza a compressione se caratterizzati da un solo strato di avvolgimento. La sovrapposizione di più strati in PTR invece ha apportato bassi

incrementi di resistenza considerata l'elevata resistenza a trazione della tecnologia impiegata.

Il rinforzo in FRCM qui testato, sebbene non sia risultato il più efficace, ha mostrato essere abbastanza efficiente.

Riguardo l'incremento normalizzato, ci si rende conto come per valori di incremento maggiori il rinforzo ha lavorato meglio perché vuol dire che la maggior resistenza a compressione registrata non è dovuta all'efficacia del tessuto in sé e quindi alla sua maggiore resistenza a trazione, ma al sistema nel complesso, alla sua efficienza e a come ha interagito in relazione alla muratura su cui viene applicato. La dimostrazione del fatto che il rinforzo ha lavorato bene sta nella modalità di rottura del campione: quello che si dovrebbe rompere è il rinforzo stesso e la muratura non dovrebbe disgregarsi, ma dovrebbe mostrare un quadro fessurativo in linea con quello delle colonne confinate. Questo vuol dire che non si sfruttano tutte le potenzialità del rinforzo. Infatti, nel caso delle colonne rettangolari, la sperimentazione [5] che ha usato un FRP in carbonio, girato per due volte, ha mostrato sia un grande incremento di resistenza generale rispetto la non rinforzata, sia un grande incremento normalizzato e i provini si sono rotti per rottura del rinforzo. Quando il rinforzo è stato sovrapposto per cinque strati, si ha avuto una minore resistenza globale, a dimostrazione del fatto che usare dei rinforzi estremamente resistenti non permette di sfruttare al meglio il rinforzo stesso, perché vuol dire che il tessuto ha resistito più della muratura che si è rotta. Un comportamento simile c'è stato anche nel caso della sperimentazione [3] delle colonne circolari: è stato usato uno strato di rinforzo in FRP con fibre di basalto e le modalità di rottura mostrano la rottura del tessuto stesso apportando incrementi di resistenza alti.

Da questo emerge come per elevate resistenze a trazione del materiale non vi sia stato un incremento di resistenza altrettanto elevato. In generale, si può dire che una calibrazione più attenta e adeguata dei parametri meccanici e geometrici del rinforzo, quali resistenza meccanica e spessore della matrice, resistenza meccanica del tessuto e suo spessore, ampiezza delle maglie e numero di strati, potrebbero portare un utilizzo più efficiente del rinforzo apportando il medesimo incremento di resistenza con una resistenza a trazione del materiale impiegato minore. Una

corretta progettazione e previsione dei criteri di rottura implicherebbe un minore dispendio di risorse necessarie per il rinforzo della muratura.

3.7.5.4 Confronto con le formulazioni analitiche

In questo paragrafo è stato effettuato un confronto tra i risultati sperimentali ottenuti su colonne rinforzate con FRCM con rete in fibra di basalto e i risultati previsionali ottenuti seguendo le formulazioni analitiche elencate nel paragrafo 3.6.

Questo confronto è necessario per stabilire quale tra quelle studiate approssima meglio i risultati ottenuti.

Colonne a base circolare

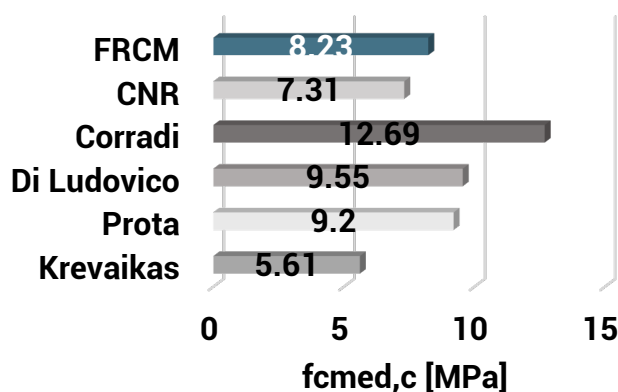


Grafico 48_confronto con formulazioni analitiche (C)

Nel caso delle colonne a base circolare, la formulazione di progetto del CNR-DT 215/2018 [37], sottostima la resistenza a compressione con un errore dell'11%, rimanendo quindi in ambito conservativo. Tra tutte le formulazioni studiate quella di T. D. Krevaikas et al. [48] ha riportato risultati completamente non compatibili con il modello sperimentale a causa di una pressione efficace di confinamento troppo bassa. Le altre formulazioni studiate da Corradi et al. [46], Di Ludovico et al. [47] e Prota et al. [48] sovrastimano la resistenza rispettivamente del 54%, 16% e 12%.

Quindi, in definitiva, la formulazione del CNR è quella che approssima meglio il risultato finale della resistenza a compressione, in quanto sottostima la resistenza (cosa preferibile piuttosto che sovrastimarla), con un errore più piccolo rispetto le altre formulazioni.

Colonne a base rettangolare

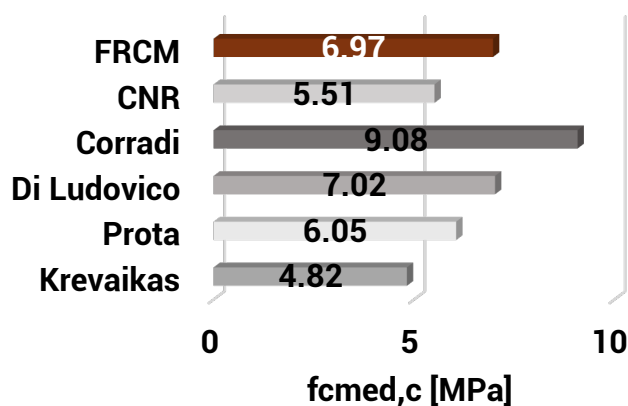


Grafico 49_confronto con formulazioni analitiche (RT)

Per le colonne a base rettangolare, ancora una volta la formulazione di progetto usata del CNR DT 215/2018 [37] sottostima la resistenza a compressione rimanendo in ambito conservativo, con un errore del 21 %, più grande rispetto quello delle colonne circolari. La formulazione di Corradi [46] sovrastima di molto la resistenza, con un errore del 30 %. La formulazione sperimentale più precisa è quella proposta da Di Ludovico [47] che con una stima di 7,02 MPa approssima con un errore dell'1% il risultato sperimentale di 6,97 Mpa. Anche la formulazione di Prota [48] sovrastima, con un errore più piccolo pari al 13%. La formulazione proposta da Krevaikas et al [48] invece sottostima, per le stesse motivazioni prima spiegate nelle colonne circolari, perché il rapporto tra la pressione efficace e la resistenza a compressione della muratura non confinata è inferiore a 0.24 ($f_{1,eff}/f_{md} < 0.24$).

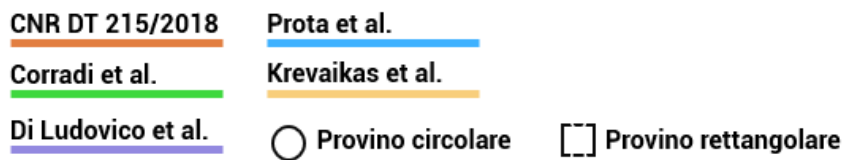
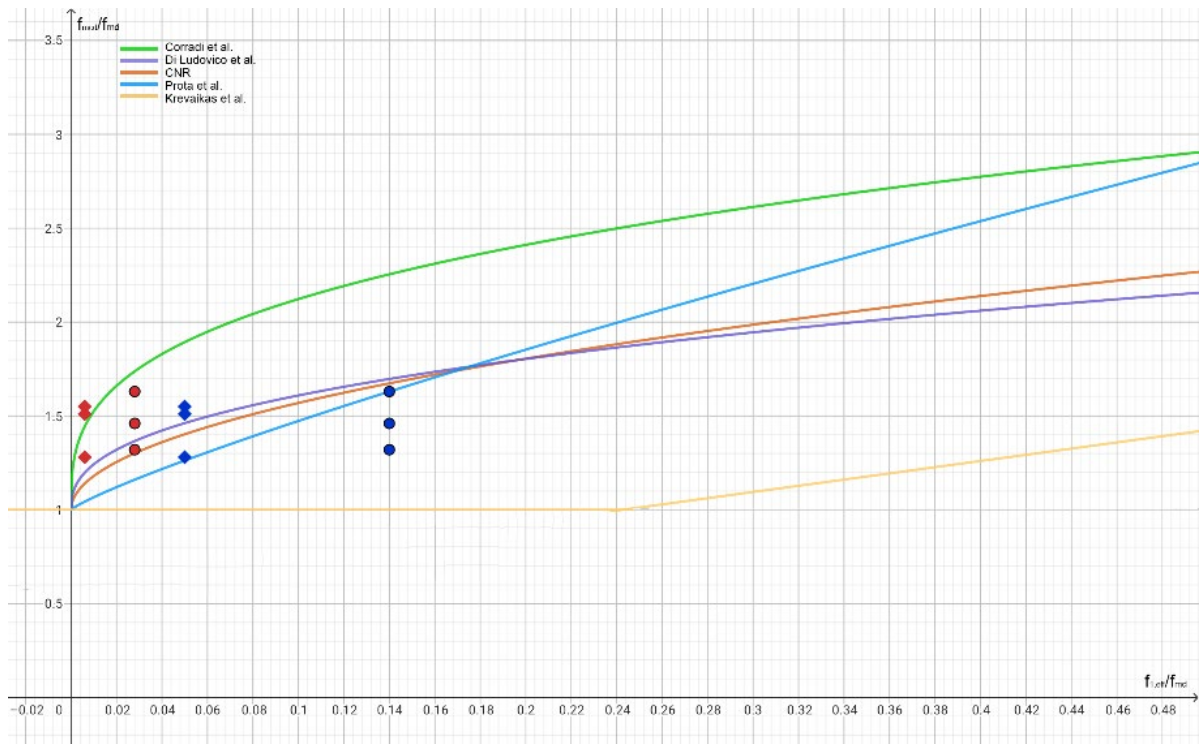


Figura 127_confronto con le formulazioni analitiche

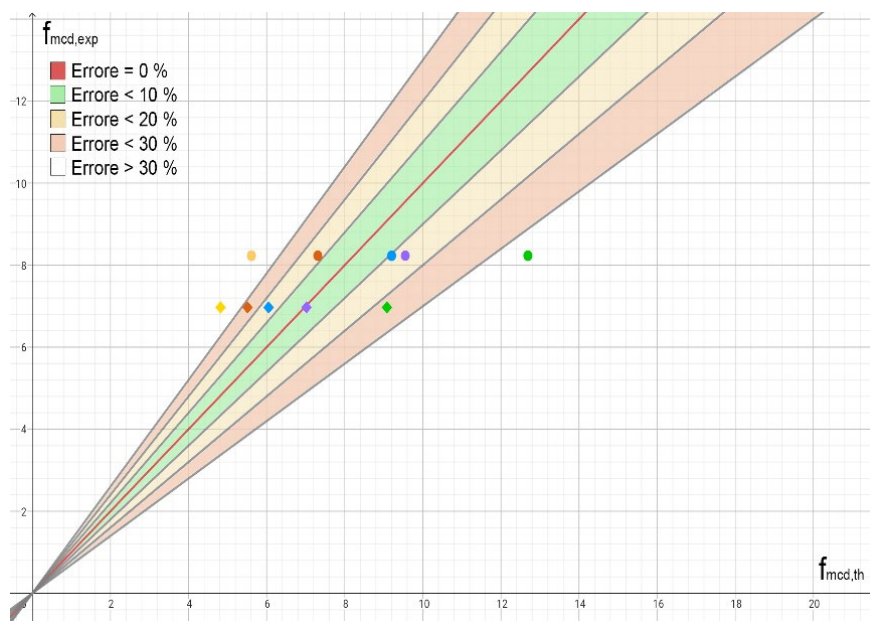


Grafico 50_confronto con le formulazioni analitiche, calcolo dell'errore

3.8 CONCLUSIONI

Giunti alla fine di questa sperimentazione si possono trarre alcune conclusioni.

Il precedente lavoro ha studiato il comportamento a compressione di sei campioni di colonne in muratura storica, tre a sezione circolare e tre a sezione rettangolare, consolidate mediante un intervento di incamiciatura in FRCM con rete in fibra di basalto.

L'obiettivo è stato studiare il comportamento meccanico delle colonne, tramite l'osservazione del loro quadro fessurativo, delle modalità di rottura e dei legami costitutivi.

La valutazione dell'efficacia del rinforzo è stata effettuata confrontando la forza di rottura con la resistenza massima esplicitata dalle colonne non rinforzate con le medesime caratteristiche materiche e geometriche realizzate da L. Cava in [40]. Il rinforzo ha dato risultati positivi, incrementando per entrambe le tipologie di colonne la resistenza a compressione ultima. A favore di questa argomentazione è stato rilevato all'interno della colonna un quadro fessurativo coerente con il funzionamento del rinforzo. Le colonne consolidate oltre che una resistenza maggiore a compressione hanno mostrato una rigidità più elevata, testimonianza del corretto confinamento attuato dall'FRCM.

Confrontando i risultati ottenuti con le previsioni analitiche, della normativa e quelle trovate in letteratura, si può individuare il CNR DT 215/2018 come direttiva più conforme alla progettazione di colonne circolari, in quanto questa sottostima con la maggior precisione la resistenza a compressione della muratura confinata. È opportuno, invece, far riferimento ad altre formule analitiche per quanto concerne le colonne a sezione rettangolare. Sebbene anche in questo caso il CNR sottostimi la resistenza inserendosi così in un'ottica conservativa, la formulazione più conforme alla progettazione risulta essere quella studiata da A. Prota et al. [48]. Tuttavia, la formulazione più precisa, per le colonne rettangolari, è quella di Di Ludovico et al. [47], che con un errore dell'1% sovrastima la resistenza della muratura confinata, attribuendo a quest'ultima capacità maggiori rispetto a quelle che potrebbe realmente presentare in opera. In un'ottica progettuale, infatti, si considera come

formulazione più idonea alla progettazione quella che sottostima con maggior precisione la resistenza ottenuta.

Una volta comprovata l'efficacia del sistema FRCM con fibra di basalto, è stata valutata la sua efficienza confrontandolo con altri sistemi di rinforzo sperimentati presenti in letteratura. Il sistema risulta essere generalmente secondo per efficienza solamente all'FRP. Questo perché come notato anche dal quadro fessurativo un'eccessiva resistenza a trazione del tessuto utilizzato ha portato ad una rottura prematura della muratura interna, impedendo così al rinforzo di esplicitare completamente la propria funzione confinante. Al contrario, le resine ad alta aderenza impiegate nell'FRP sono motivo di un trasferimento immediato degli sforzi dall'elemento strutturale al rinforzo, permettendo così di raggiungere una rottura per trazione della fibra e non per disgregazione della muratura interna. Nonostante questo effetto benefico in termini di resistenza ultima, l'FRP presenta delle criticità legate alla durabilità per via delle resine epossidiche organiche utilizzate: è scarsamente resistente al fuoco ed è suscettibile alle radiazioni ultraviolette. Questo rende l'FRCM un intervento migliore nei confronti della durabilità. Inoltre, altri inconvenienti dell'FRP sono legati ai costi, all'inapplicabilità su superfici bagnate o a basse temperature e al faccia vista.

Per quanto riguarda l'FRCM, una progettazione più attenta ed adeguata del tessuto di rinforzo, in termini di parametri geometrici e meccanici, come resistenza meccanica e spessore della matrice, resistenza meccanica del tessuto e spessore, ampiezza delle maglie e numero di strati, possono contribuire ad un utilizzo più efficiente del rinforzo apportando ugualmente incremento di resistenza con una resistenza a trazione del materiale impiegato più bassa.

4 SECONDA SPERIMENTAZIONE

La seguente sperimentazione ha l'obiettivo di studiare il comportamento di muretti in muratura storica sotto l'applicazione di una forza di compressione. I campioni studiati sono 6 muretti, dalle dimensioni di 1 m² circa, di due tipologie: tre muri a due cortine con riempimento interno, comunemente detto sacco, e tre muri a due cortine non collaboranti, senza riempimento. Si vogliono studiare le modalità di rottura, le deformazioni e i carichi di rottura dei seguenti provini, per ricavarne poi le caratteristiche meccaniche. I risultati ottenuti vengono comparati con le previsioni analitiche precedentemente stimate, ricavate da formulazioni presenti in normativa, nell'Eurocodice 6 [55], e in altre sperimentazioni presenti in letteratura. L'obiettivo è quello di capire qual è la formulazione che si avvicina di più ai risultati ottenuti, così come i parametri che approssimano meglio le formulazioni.

Un'altra tematica voluta affrontare in questa sperimentazione è quella legata alle procedure di acquisizione. Viene, infatti, utilizzata, oltre al classico sistema di acquisizione mediante trasduttori e Spider 8, anche un nuovo metodo di acquisizione più frequentemente conosciuto e usato nell'ambito dell'ingegneria meccanica, vale a dire la DIC. Come verrà spiegato meglio successivamente, la DIC permette di misurare spostamenti e deformazioni di un provino sotto l'azione di una qualsiasi forza tramite l'utilizzo di camere ottiche. La differenza con il metodo di acquisizione tradizionale è che non c'è bisogno di toccare il provino durante la prova e si ottengono valori di deformazione non solo sui punti in cui è applicato l'estensimetro, potendo quindi indagare il comportamento globale dell'intero campione. Quello che si è cercato di dimostrare in questo studio di tesi è la validità e la bontà dei risultati ottenuti con la DIC, confrontandoli con quelli acquisiti dallo Spider 8, tramite lo studio dei legami costitutivi e dei parametri meccanici della muratura ottenuti dai due metodi.

I muretti sono stati costruiti dalla ditta di costruzioni Appolloni presso l'azienda Bartolucci Fixing System di Camerano. Sono stati poi trasportati e testati all'interno del laboratorio di materiali e strutture dell'Univpm.

In questo capitolo vengono descritti i materiali e i metodi utilizzati sia per costruire i muretti che per eseguire le prove di caratterizzazione dei materiali stessi. Sono riportate le formulazioni di progetto utilizzate. Si descrive poi il procedimento di esecuzione delle prove di compressione e la metodologia usata, i risultati ottenuti e le considerazioni finali.

4.1 NOMENCLATURA

$f_{f,mm}$ = resistenza a flessione della malta dei muretti [MPa];

$F_{fmax,mm}$ = carico massimo di flessione della malta dei muretti [N];

l_{mm} = lunghezza del provino di malta [mm];

b_{mm} = larghezza del provino di malta [mm];

d_{mm} = spessore del provino di malta [mm];

$f_{fmed,mm}$ = resistenza a flessione media della malta dei muretti [MPa];

$F_{fmed,mm}$ = carico di flessione medio della malta dei muretti [N];

$f_{c,mm}$ = resistenza a compressione della malta dei muretti [MPa];

$F_{cmax,mm}$ = carico massimo di compressione della malta dei muretti [N];

A_{mm} = superficie di applicazione del carico di compressione sulla malta dei muretti [mm²];

$f_{cmed,mm}$ = resistenza media a compressione della malta dei muretti [MPa];

$F_{cmed,mm}$ = carico medio di compressione della malta dei muretti [N];

σ_{mm} = tensione registrata durante le prove a compressione della malta dei muretti [MPa];

$E_{30-60,mm}$ = modulo elastico della malta dei muretti [MPa];

h_b = altezza del mattone [mm];

l_b = lunghezza del mattone [mm];

$f_{i,bm}$ = resistenza a compressione dell'elemento i-esimo del mattone dei muretti [MPa];

$F_{\max i, bm}$ = carico massimo di compressione dell'elemento i-esimo dei mattoni dei muretti [N];

$A_{i, bm}$ = superficie di applicazione del carico dell'elemento i-esimo dei mattoni [mm^2];

ε_{bm} = deformazione dei mattoni dei muretti [%];

$\varepsilon_{\text{med}, bm}$ = deformazione media dei mattoni dei muretti [%];

$E_{30-60, bm}$ = modulo elastico dei mattoni dei muretti [MPa];

σ_{bm} = tensione registrata durante le prove a compressione dei mattoni dei muretti [MPa];

l_{sm} = lato del cubo di campione di sacco dei muretti [mm];

$f_{c, sm}$ = resistenza a compressione del sacco dei muretti [MPa];

$F_{c\max, sm}$ = carico massimo di compressione del sacco dei muretti [kN];

A_{sm} = superficie di applicazione del carico di compressione sul sacco dei muretti [mm^2];

$f_{f\text{med}, sm}$ = resistenza a compressione media del sacco dei muretti [MPa];

$F_{f\text{med}, sm}$ = carico di compressione medio del sacco dei muretti [N];

ε_{sm} = deformazione del sacco dei muretti [%];

$\varepsilon_{\text{med}, sm}$ = deformazione media del sacco dei muretti [%];

$E_{30-60, sm}$ = modulo elastico del sacco dei muretti [MPa];

h_{MC} = altezza del muro a due cortine [mm];

l_{MC} = larghezza del muro a due cortine [mm];

s_{MC} = spessore muro a due cortine [mm];

A_{MC} = area nominale netta dei muretti a due cortine [mm^2];

h_{MCS} = altezza del muro con sacco [mm];

l_{MCS} = larghezza del muro con sacco [mm];

s_{MCS} = spessore muro con sacco [mm];

$s_{s,MCS}$ = spessore del sacco del muro a due cortine con sacco [mm];

σ_{sm} = tensione registrata durante le prove a compressione del sacco dei muretti [MPa];

A_{MCS} = area nominale netta dei muretti a due cortine [mm²];

$f_{k,EC6}$ = resistenza caratteristica a compressione tratta dall'Eurocodice 6 [MPa];

k = coefficiente adimensionale;

f_b = resistenza a compressione del mattone [MPa];

f_m = resistenza a compressione della malta [MPa];

N_c = carico di rottura per compressione [kN];

$f_{k,C2019}$ = resistenza caratteristica a compressione tratta dalla Circolare 2019 delle NTC 2018;

f_s = resistenza dei paramenti interni [MPa];

f_k = resistenza dei paramenti esterni [MPa];

θ = coefficiente correttivo, della cortina interna o esterna;

V = volume delle cortine, interne o esterne;

E_m = modulo elastico malta [MPa];

E_b = modulo elastico mattone [MPa];

$E_{k,UNI EN}$ = modulo elastico caratteristico tratto da UNI EN 998-2;

N_{cr1} = carico critico euleriano, schema cerniera-carrello [kN];

N_{cr2} = carico critico euleriano, schema incastro-estremo libero [kN];

N_{cr3} = carico critico euleriano, schema incastro-manicotto [kN];

$E_{k,C2019}$ = modulo elastico caratteristico tratto dalla Circolare 2019 delle NTC 2018 [MPa];

l_{01} = lunghezza libera di inflessione schema 1 [mm];

l_{02} = lunghezza libera di inflessione schema 2 [mm];

l_{03} = lunghezza libera di inflessione schema 3 [mm];

$F_{1,M}$ = forza di prima fessurazione dei muretti [kN];

$F_{2,M}$ = forza massima registrata durante la fase di acquisizione dei muretti [kN];

$F_{max,M}$ = forza di rottura dei muretti [kN];

σ_M = tensione registrata durante le prove a compressione dei muretti [MPa];

A_{MC} = superficie di applicazione del carico per i muretti a due cortine non collaboranti [mm²];

A_{MCS} = superficie di applicazione del carico per i muretti con sacco [mm²];

$f_{c,M}$ = resistenza a compressione dei muretti [MPa];

$f_{cmed,m}$ = resistenza a compressione media dei muretti [MPa];

$\varepsilon_{M,v}$ = deformazione verticale in seguito alle prove di compressione dei muretti [%];

$\varepsilon_{M,o}$ = deformazione orizzontale in seguito alle prove di compressione dei muretti [%];

$E_M 0-30$ = modulo di elasticità dei muretti tra lo 0 e il 30% del carico massimo [MPa];

$E_M 30-60$ = modulo di elasticità dei muretti tra il 30% e il 60% del carico massimo [MPa];

$E_{med,M}$ = modulo di elasticità medio dei muretti [MPa];

$\varepsilon_{2,M}$ = deformazione massima registrata durante le prove di compressione dei muretti [%];

$\varepsilon_{MC 30\%}$ = deformazione dei muretti in corrispondenza del 30% del carico massimo [%].

4.2 MATERIALI

Di seguito vengono descritti i materiali scelti per la realizzazione dei muretti in simil muratura storica, in particolare i criteri di selezione della malta, dei laterizi e del

materiale di riempimento del sacco; sono, inoltre, riportate le procedure adottate per la loro caratterizzazione.

4.2.1 Malta per la muratura

Come noto, le murature storiche sono costituite da malte di basse prestazioni meccaniche, semplici impasti di terra ed acqua con funzione di allettamento, a differenza delle malte moderne, che sono molto più prestanti e caratterizzate da alte resistenze meccaniche. L'obiettivo, dunque, che si è cercato di perseguire nella scelta della malta è stato quello di creare un impasto che rispecchi queste basse caratteristiche meccaniche.

Dopo aver analizzato e comparato le malte presenti in commercio sulla base delle caratteristiche tecniche riportate dai produttori, è stata scelta la malta Mapei Antique NHL della tipologia Eco Restaura, una malta a base di pura calce idraulica naturale della Mapei S.p.A. Per abbassare ulteriormente le caratteristiche meccaniche prestazionali della malta, si è deciso di unire all'impasto della sabbia. La sabbia scelta è la sabbia 0/1 del Po a granulometria fine (con diametro massimo < 1 mm), prodotta dalla Esincalce s.r.l. Consultando la scheda tecnica della malta, la sua resistenza a compressione è maggiore a 3 MPa, categoria CS II, classe M 2.5; l'aggiunta di sabbia all'interno della miscela comporterà una diminuzione di tale resistenza a compressione.



Figura 128_ malta Mape Antique e sabbia del Po Esincalce usate per l'impasto della malta

I dati riguardo la composizione della miscela di acqua, malta e sabbia sono stati presi facendo affidamento a precedenti studi di tesi svolti all'interno dell'Università Politecnica delle Marche. Nello specifico, la tesi presa in esame è quella di M.

Schiavoni, *Il rinforzo di colonne storiche facciavista mediante repointing flessibile*, [49].

Per ogni sacco di malta antica (25 kg) sono stati usati 5,5l di acqua pulita. Mentre per ogni sacco di sabbia del Po (25 kg) sono stati aggiunti 3,75l di acqua pulita. Il rapporto malta su sabbia in kg risulta essere 1:0.5.

Prima vengono miscelate sabbia e malta tra di loro, successivamente viene aggiunta l'acqua. L'impasto viene realizzato con una impastatrice da cantiere.



Figura 129_impasto della malta finito

4.2.1.1 Caratterizzazione meccanica della malta

Le prove di caratterizzazione meccanica della malta sono state eseguite secondo le prescrizioni contenute nelle seguenti normative:

- UNI EN 998-2: Specifica per malte per opere murarie – Malte da muratura [42];
- UNI EN 1015-11: Metodi di prova per le malte per opere murarie. Determinazione della resistenza a compressione e flessione della malta indurita [43].

Si parte con il campionamento dei provini di malta. Sono stati utilizzati degli appositi stampi di dimensione 40x40x160 mm, prima puliti e spolverati con cura, successivamente sono stati ricoperti di disarmante, per facilitare l'operazione di scassero. Si procede al riempimento degli stampi con la miscela di malta, avendo cura di compattare bene il materiale, facendo uscire le bolle. Infine, per mantenere una giusta umidità all'impasto, è stato ricoperto con la pellicola per qualche giorno.



Figura 130_stampo (sx), spolvero e pulizia dello stampo (dx)



Figura 131_ disarmante (sx), riempimento dello stampo, posizionamento pellicola (dx)

Terminato il periodo di stagionatura canonico di 28 gg, i provini sono pronti per essere sottoposti alle prove di caratterizzazione meccanica. In particolare, quello che serve trovare è la resistenza a compressione della malta. Per determinare tale resistenza, il provino viene prima sottoposto ad una prova a flessione su tre punti fino ad arrivare alla sua rottura, e poi le singole metà così ottenute vengono compresse per trovare la resistenza a compressione.

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A FLESSIONE

La prova a flessione si esegue posizionando il provino su due appoggi e applicando il carico mediante un rullo che si trova in corrispondenza della mezzeria della faccia superiore del provino.

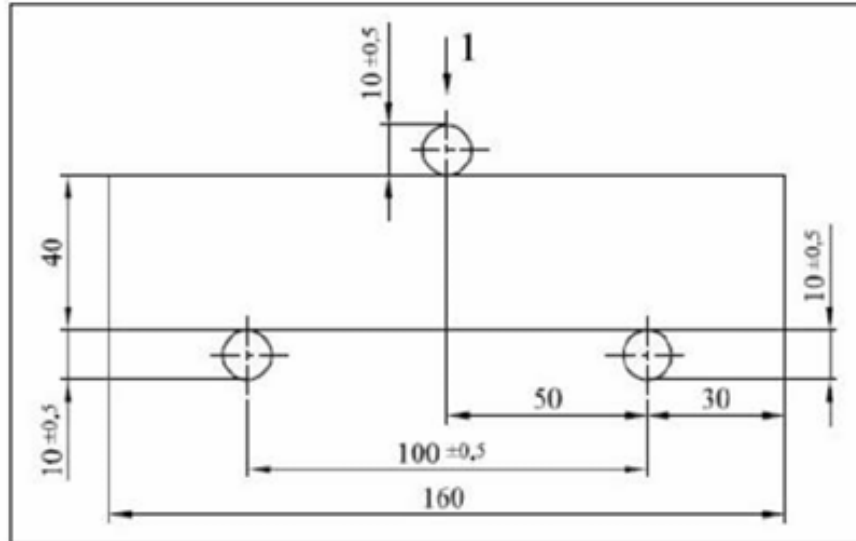


Figura 132_configurazione prova a flessione su tre punti

Si utilizza una pressa con applicazione del carico manuale per essere più precisi dato che i carichi massimi raggiungibili sono esigui.



Figura 133_macchina per la prova a flessione su tre punti

Le prove sono state condotte progressivamente, avendo cura di pulire bene gli appoggi dai residui di aggregato ogni volta che si testava un nuovo provino. Ci si è inoltre accertati di posizionare la faccia del provino non a contatto con la cassaforma, corrispondente quindi con la faccia di getto, direttamente a contatto con i tre rulli. La prova si considera conclusa quando il provino di malta arriva a rottura, registrando il valore di carico massimo raggiunto.



Figura 134_posizionamento del provino sotto la pressa (sx), rottura del provino (dx)

Per il calcolo della resistenza a flessione f_r , è stata impiegata la seguente formula:

$$f_{r,mm} = 1.5 \frac{F_{fmax,mm} \cdot l_{mm}}{b_{mm} \cdot d_{mm}^2} \quad (51)$$

dove:

- $F_{fmax,mm}$ = carico massimo applicato al provino [N];
- l_{mm} = distanza tra gli assi dei due rulli di appoggio posti inferiormente, pari a 100mm;
- b_{mm} = larghezza del provino [mm];
- d_{mm} = spessore del provino [mm].

Si riportano i valori del carico massimo e della resistenza a flessione ottenuta.

Provino	Data del getto	Data del test	Stagionatura	l_{mm}	b_{mm}	d_{mm}	$F_{fmax,mm}$	$F_{fmed,mm}$	$f_{r,mm}$	$f_{fmed,mm}$	D.S.
				[mm]	[mm]	[mm]	[N]	[N]	[MPa]	[MPa]	
M1	03/04/2024	08/05/2024	36 gg	160	40	40	255.60	256.40	0.96	0.96	0.018
M2	03/04/2024	08/05/2024	36 gg	160	40	40	261.60		0.98		
M3	03/04/2024	08/05/2024	36 gg	160	40	40	252.00		0.95		

Tabella 21_risultati prova a flessione della malta

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE

Le metà ottenute dalla prova a flessione sono state poi compresse per determinare la resistenza a compressione. Sono stati testati un numero totale di 6 prismi.

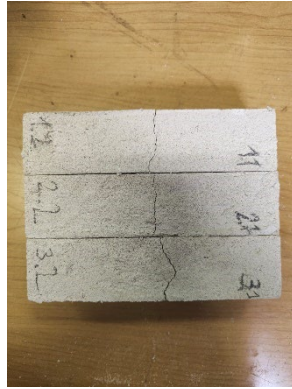


Figura 135_prismi ottenuti dalla prova a flessione

È stato utilizzato lo stesso macchinario per l'esecuzione della prova, sostituendo la superficie di applicazione del carico. Il carico viene sempre impresso tramite una manopola azionata manualmente dato che i valori massimi che ci si aspetta sono sempre piccoli.



Figura 136_macchina per la prova a compressione (sx) e posizionamento del provino sotto la pressa (dx)

Anche in questo caso si è posta particolare attenzione nel posizionare il provino in modo centrato al di sotto della piastra, avendo cura di pulire per bene gli eventuali residui e disponendo le facce a contatto con lo stampo, quindi quelle più regolari e lisce, sopra e sotto, a contatto con la pressa.

Per il calcolo della resistenza a compressione della malta, $f_{c,mm}$, è stata utilizzata la seguente formula:

$$f_{c,mm} = \frac{F_{cmax,mm}}{A_{mm}} \quad (52)$$

dove:

- $F_{cmax,mm}$ = carico massimo applicato al provino [N];

- A_{mm} = superficie di applicazione del carico, pari a 1600 mm².

Si riportano successivamente i risultati ottenuti dalla prova.

Provino	$F_{max,mm}$	$F_{med,mm}$	$f_{c,mm}$	$f_{cmed,mm}$	D.S.	$E_{30-60,mm}$	D.S.
	[N]	[N]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	
M1.1	1783.20	2335.80	1.11	1.46	0.18	154.46	27.38
M1.2	2430.00		1.52			164	
M2.1	2278.80		1.42			100.57	
M2.2	2527.20		1.58			166.62	
M3.1	2444.40		1.53			135.7	
M3.2	2551.20		1.59			113.82	

Tabella 22_risultati della prova di compressione dei prismi di malta

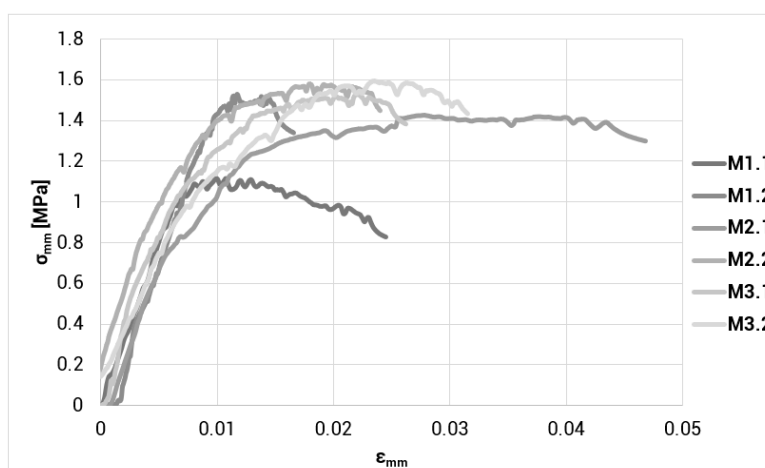


Grafico 51_grafico tensione-deformazione delle prove a compressione sulla malta

Si è scelto di scartare i campioni che hanno mostrato un discostamento di una deviazione standard rispetto la media di tutti i campioni registrati.

4.2.2 Mattoni

Così come la malta, anche i laterizi che compongono le murature storiche sono poco prestanti rispetto quelli che si trovano attualmente nel mercato, caratterizzati da resistenze a compressione elevate grazie all'evoluzione chimica delle lavorazioni. Nel passato, infatti, i laterizi erano realizzati con impasti poveri, costituiti da terra locale mescolata con acqua, lasciati poi essiccare e successivamente cotti, arrivando ad avere prestazioni meccaniche minime.

L'obiettivo, dunque, prefissato nella scelta dei mattoni necessari per la costruzione dei muretti è stato quello di rispettare tali resistenze scegliendo tra i laterizi attualmente disponibili in commercio, quelli poco prestanti, studiati appositamente per murature storiche, stando a quanto riportato nelle corrispondenti schede tecniche.

Il mattone scelto è il Mattone Comune Pieno 5.5x12x25 Bevagna prodotto da F. B. M. Fornaci Briziarelli Marsciano S.p.A., con una resistenza a compressione media di 35.30 N/mm² Categoria I (secondo quanto dichiarato nella scheda tecnica del produttore).



Figura 137_mattoni usati per la realizzazione del muro

4.2.2.1 Caratterizzazione meccanica dei mattoni

Le prove di caratterizzazione meccanica dei laterizi sono state eseguite secondo le prescrizioni contenute nelle seguenti normative:

- UNI EN 771-1: Specifica per elementi per muratura – Elementi per muratura di laterizio, (2015) [56];
- UNI EN 772-1: Metodi di prova per elementi di muratura – Determinazione delle resistenze a compressione, (2015) [44];
- UNI EN 772-16: Metodi di prova per elementi per muratura - Parte 16: Determinazione delle dimensioni, (2011) [45].

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE

Seguendo le direttive della norma, i mattoni, prima di essere sottoposti alla prova di compressione, sono stati rettificati ed essiccati.

Infatti, per rispettare il rapporto:

$$\frac{h_b}{l_b} = 0.4$$

(53)

i mattoni sono stati tagliati a metà, tramite una sega ad acqua. Sono stati tagliati 5 mattoni in modo da ottenere 10 campioni, rispettando il numero minimo da testare secondo la normativa, e poi sono stati carteggiati per ottenere una superficie più liscia e regolare possibile.



Figura 138_taglio dei mattoni tramite sega ad acqua

Sono stati correttamente nominati e, successivamente, sono stati essiccati in forno alla temperatura di 105 °C (+/- 5°C) fino al raggiungimento di massa costante: si considera raggiunta la massa costante se, durante il processo di essiccazione, in due pesate successive avvenute con un intervallo minimo di 24h l'una dall'altra, la perdita di massa è inferiore allo 0.2% della massa totale. Raggiunta la condizione di peso secco, i mattoni sono pronti per essere testati a compressione.



Figura 139_essiccazione dei mattoni in forno (sx) e misurazione del peso dei mattoni (dx)

Pesate dei mattoni [g]

giorno	1	5	6	7
Provino	06-giu	10-giu	11-giu	12-giu
1.1	1211.68	1179.43	1178.65	1178.46
1.2	1266.35	1233.19	1232.29	1232.14
2.1	1208.61	1199.10	1198.73	1198.69
2.2	1288.10	1280.08	1279.76	1279.75
3.1	1213.94	1172.13	1171.08	1171.07
3.2	1256.60	1216.35	1215.36	1215.22
4.1	1244.15	1203.24	1202.56	1202.54
4.2	1226.17	1185.54	1184.94	1184.66
5.1	1251.30	1201.73	1200.96	1201.05
5.2	1249.84	1201.48	1200.82	1200.78
6.1	1219.78	1191.42	1190.87	1190.83
6.2	1235.50	1208.07	1207.38	1207.40

Tabella 23_pesate dei mattoni [g]

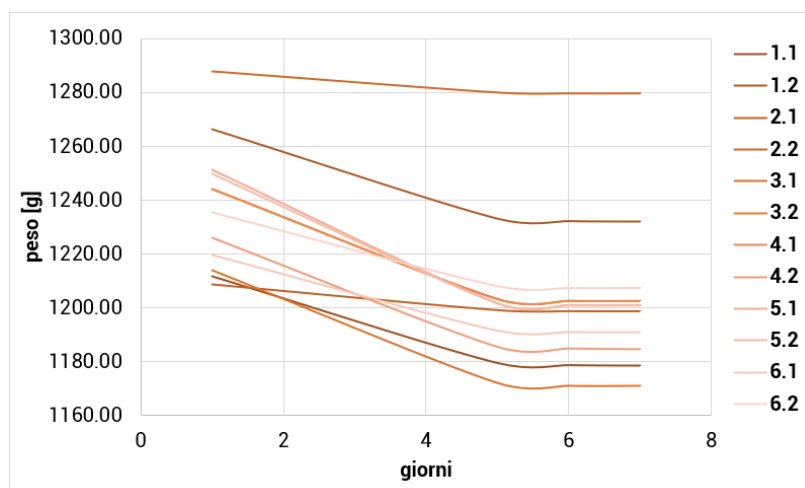


Grafico 52_raggiungimento peso secco del mattone

È stata utilizzata la pressa Metro Com. Si è proceduto testando ogni metà mattone, avendo cura di centrare il provino al di sotto della pressa e di pulire bene le superfici. Per garantire una buona distribuzione del carico, è stato posizionato un pezzo di cartone sia sopra che sotto il mattone. È stato registrato il carico massimo [kN], il tempo [s] e la deformazione avvenuta [mm], tramite il posizionamento di un trasduttore LVDT sulla pressa.



Figura 140_pressa Metro Com (sx), posizionamento del mattone sotto la pressa (dx)

La resistenza a compressione, $f_{i,bm}$ [MPa], viene calcolata utilizzando la seguente formula:

$$f_{i,bm} = \frac{F_{maxi,bm}}{A_{i,bm}} \quad (54)$$

dove $A_{i,bm}$ è la superficie di applicazione del carico [mm²] dell'elemento i-esimo e $F_{maxi,bc}$ è il carico massimo applicato all'elemento i-esimo [kN].

Le deformazioni, ϵ_{bm} [%], sono calcolate dividendo i valori di spostamento misurati dal trasduttore per l'altezza del mattone ($h_b = 55$ mm).

Vengono di seguito riportati il grafico di riepilogo delle prove a compressione sui provini di mattoni e la tabella con le caratteristiche meccaniche.

Provino	Data del test	$F_{max,bm}$	$F_{med,bm}$	$f_{c,bm}$	$f_{cmed,bm}$	D.S.	ϵ_{bm}	$\epsilon_{med,bm}$	D.S.	$E_{30-60,bm}$	D.S.
		[kN]	[kN]	[MPa]	[MPa]		[%]	[%]		[MPa]	
B1.1	18/06/2024	353.48	359.60	26.78	27.24	4.86	0.1553	0.1455	0.07	790.15	295.79
B1.2	18/06/2024	440.06		33.34			0.2426			740.92	
B2.1	18/06/2024	223.80		16.95			0.0853			423.11	
B2.2	18/06/2024	266.51		20.19			0.1838			580.91	
B3.1	18/06/2024	323.64		24.52			0.2750			490.82	
B3.2	18/06/2024	338.18		25.62			0.1932			861.58	
B4.1	18/06/2024	388.55		29.436			0.1278			818.11	
B4.2	18/06/2024	358.33		27.146			0.1408			819.6	
B5.1	18/06/2024	416.22		31.532			0			/	
B5.2	18/06/2024	416.09		31.522			0.1217			1462.8	
B6.1	18/06/2024	387.91		29.387			0.0955			1012.7	
B6.2	18/06/2024	402.45		30.489			0.1249			1126.1	

Tabella 24_risultati prove a compressione dei mattoni (brick)

Durante la prova del mattone B5.1, il trasduttore non ha misurato gli spostamenti; ci si è accorti dell'errore solo una volta avviata la prova stessa, non potendo annullare il difetto per riuscire a rilevare gli spostamenti.

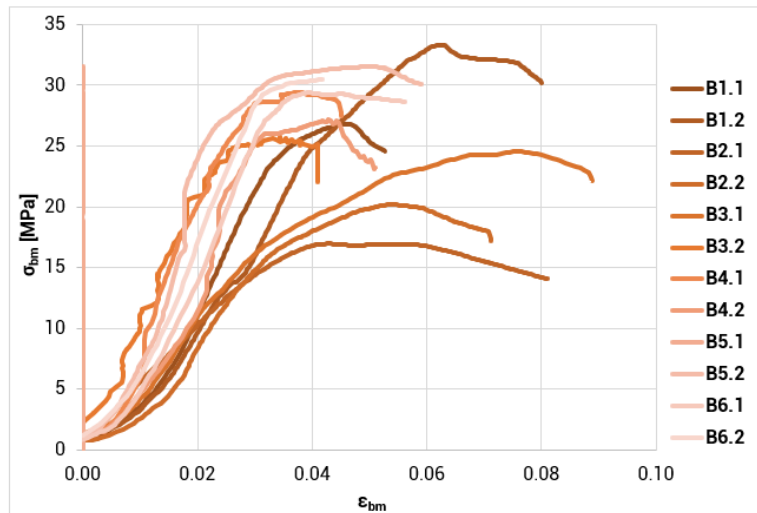


Grafico 53_tensione-deformazione delle prove a compressione dei mattoni



Figura 141_mattoni prima e dopo la prova



Figura 142_mattone compresso dopo la prova

Si è scelto di scartare i campioni che hanno mostrato un discostamento di una deviazione standard rispetto la media di tutti i campioni registrati. Nel caso dei mattoni, sono stati esclusi i provini B2.1 e B5.2 in quanto non sono stati registrati gli spostamenti.

4.2.3 Materiale di riempimento: il sacco

Come precedentemente detto, una tipologia di mattoni è caratterizzata da due cortine con sacco. Come materiale di riempimento del nucleo interno è stato utilizzato un impasto composto dalla stessa malta impiegata per i giunti dei paramenti esterni miscelata con ghiaia grossolana. La ghiaia usata ha un diametro massimo di 10 mm. Sono state miscelate tra di loro una parte di malta, una parte di ghiaia ed una parte di sabbia, dello stesso volume. Sono stati usati 9l di acqua pulita, aggiunti progressivamente nell'impasto.



Figura 143_preparazione miscela del sacco

4.2.3.1 Caratterizzazione meccanica del sacco

Vista la grande variabilità delle tecniche e dei materiali utilizzati per la realizzazione del nucleo interno di murature a sacco, non esiste una normativa specifica riguardante lo studio del loro comportamento a compressione. Si è deciso, dunque, di prendere come riferimento la normativa inerente alle prove su calcestruzzo indurito:

- UNI EN 12390-3: Prove sul calcestruzzo indurito – Parte 3: Resistenza alla compressione dei provini, (2019) [57].

Così come per la malta, la prima operazione da eseguire è il confezionamento del sacco. Si utilizza uno stampo apposito che permetta di campionare cubi di materiale di lato uguale a 150 mm ($l_{sm} = 150 \text{ mm}$). Lo stampo viene appositamente pulito e cosparso di disarmante per facilitare l'operazione di scassero. Successivamente viene riempito con l'impasto, avendo cura di compattare bene la miscela e non lasciare bolle o vuoti. Per garantire una buona percentuale di umidità, lo stampo riempito viene ricoperto con la pellicola per qualche giorno. È lasciato poi stagionare per 28 gg, passati i quali si può procedere con la loro caratterizzazione meccanica per determinare la resistenza a compressione.



Figura 144_operazione di campionamento del sacco

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE

Terminati i 28 gg di stagionatura, si può procedere con l'operazione di scassero del sacco e i cubetti così ottenuti possono essere sottoposti alle prove di compressione assiale, per determinare la resistenza a compressione.

È stata usata la pressa Metro Com disponibile in laboratorio. I risultati sono stati acquisiti tramite lo Spider 8, a cui è stato detto di misurare il tempo [s], la forza [kN] e lo spostamento totale del campione [mm], tramite un trasduttore. I campioni sono stati adeguatamente nominati e successivamente disposti uno alla volta sotto la pressa avendo cura di pulire bene le superfici della macchina e di centrare il campione sotto la pressa.



Figura 145_prova a compressione sui cubi di sacco

Per il calcolo della resistenza a compressione del materiale di riempimento, $f_{c,sm}$, è stata utilizzata la seguente formula:

$$f_{c,sm} = \frac{F_{cmax,sm}}{A_{sm}} \quad (55)$$

dove:

- $F_{cmax,sm}$ = carico massimo applicato al provino [kN];

- A_{sm} = superficie di applicazione del carico, pari a 22500 mm².

Le deformazioni, ϵ_{sm} [%], sono calcolate dividendo i valori di spostamento misurati dal trasduttore per l'altezza del campione di sacco ($h_s = l_{sm} = 150$ mm).

Si riportano successivamente i risultati ottenuti dalla prova.

Provino	Data del getto	Data del test	Stagionatura	$F_{cmax,sm}$	$F_{cmed,sm}$	$f_{c,sm}$	$f_{cmed,sm}$	D.S.	ϵ_{sm}	$\epsilon_{med,sm}$	D.S.	$E_{30-60,sm}$	D.S.
				[kN]	[kN]	[MPa]	[MPa]		[%]	[%]		[MPa]	
S1	04/04/2024	08/05/2024	35 gg	24.48	24.07	1.09	1.07	0.01	0.0476	0.0385	0.01	120.06	26.75
S2	04/04/2024	08/05/2024	35 gg	23.97		1.07			0.0235			83.99	
S3	04/04/2024	08/05/2024	35 gg	24.10		1.07			0.0382			89.53	
S4	04/04/2024	08/05/2024	35 gg	23.72		1.05			0.0445			54.79	

Tabella 25_risultati della prova a compressione sui cubetti del sacco

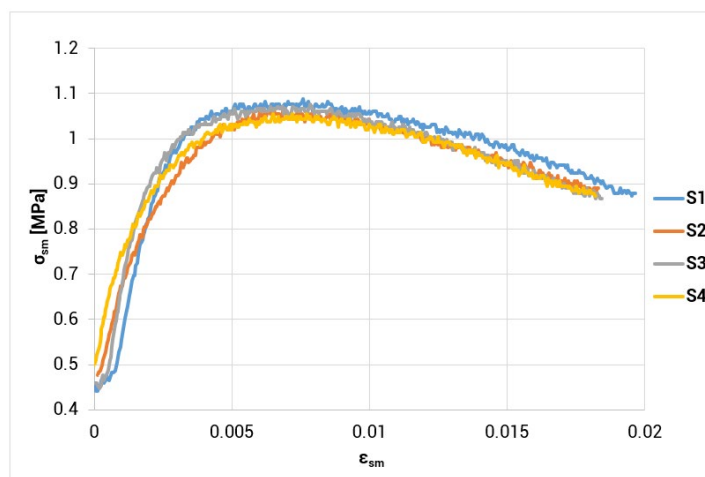


Grafico 54_tensione-deformazione dei cubetti di sacco

Si è scelto di scartare i campioni che hanno mostrato un discostamento di una deviazione standard rispetto la media di tutti i campioni registrati.

4.3 REALIZZAZIONE DEI MURETTI

Poiché tale sperimentazione fa parte di un più grande studio di ricerca condotto dall'Univpm in collaborazione con la ditta Bartolucci Fixing System di Camerano, volto a studiare il ruolo di connettori a secco sulla muratura storica, i muretti sono stati costruiti presso la ditta a Camerano, disponendo di maggiore spazio.

Per la loro realizzazione, è stata chiamata l'impresa di costruzioni Appolloni di Osimo, che si è occupata della costruzione di 6 muretti totali, di due diverse tipologie: 3 muretti a due cortine con riempimento interno, conosciuto comunemente come sacco, che verranno nominati con la sigla MCS ; 3 muretti a due cortine non collaboranti senza sacco, che verranno nominati con la sigla MC. Questo perché si vuole studiare sia il comportamento del muro in relazione ad un nucleo interno per capire come cambia la sua modalità di rottura, sia come si comportano i due paramenti non collaboranti senza sacco. Ovviamente la risposta al carico di compressione sarà diversa, così come il loro modo di fessurarsi per poi rompersi e quindi i meccanismi statici che si attivano.

I provini sono stati realizzati seguendo le precauzioni necessarie per la loro corretta realizzazione e nel rispetto della regola dell'arte.

4.3.1 Geometria dei muretti

Sono stati costruite due tipologie di muretti, a due cortine con e senza sacco. È stato utilizzato il mattone comune pieno 5.5x12x25 Bevagna della F.B.M. con giunto di malta spesso 1 cm. Le dimensioni dei muri sono state studiate e scelte tenendo in considerazione altre campagne sperimentali presenti in letteratura.

4.3.1.1 Muretti a due cortine non collaboranti (MC)

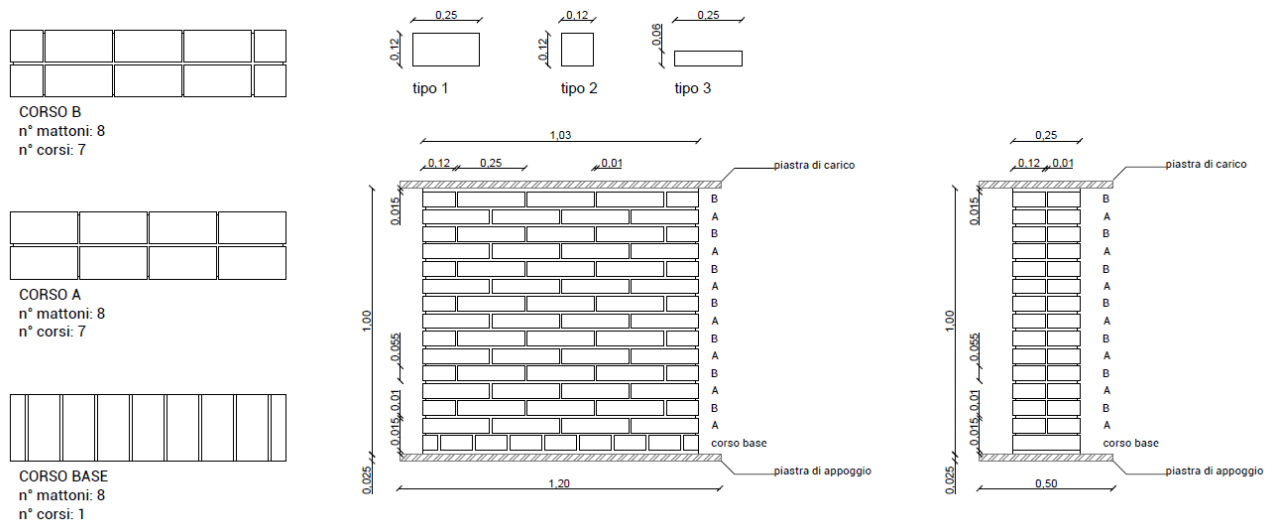


Figura 146_geometria dei muretti a due cortine senza sacco (MC)

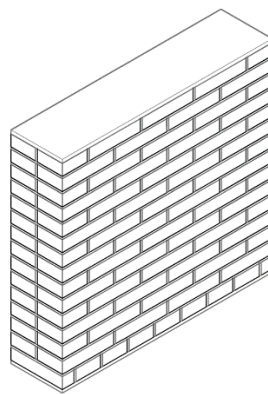


Figura 147_muretto a due cortine senza sacco, configurazione tridimensionale (MC)

Muretti a due cortine non collaboranti (MC)			
altezza	h_{MC}	1000	mm
larghezza	l_{MC}	1030	mm
spessore	s_{MC}	250	mm
area nominale netta [A_{MC}]	$l_{MC} * s_{MC}$	257500	mm ²
n° mattoni tipo 1		105	
n° mattoni tipo 2		28	
n° mattoni tipo 3		2	
n° mattoni interi per provino		120	
n° mattoni interi per 3 provini		360	

Tabella 26_caratteristiche dei muretti a due cortine senza sacco (MC)

Nel disegno sono rappresentate anche le due piastre in acciaio poste al di sotto e al di sopra del muretto, che servono l'una come base di appoggio, che facilita gli spostamenti del muro stesso, e l'altra come piastra di carico per garantire una corretta e uniforme distribuzione del carico stesso durante la prova.

La tipologia di mattone 2 e 3 (mattone tipo 2 e mattone tipo 3) si ottengono tagliando a metà nei due sensi, lungo e corto, il mattone comune di tipo 1 con una sega apposita.

4.3.1.2 Muretti a due cortine con sacco (MCS)

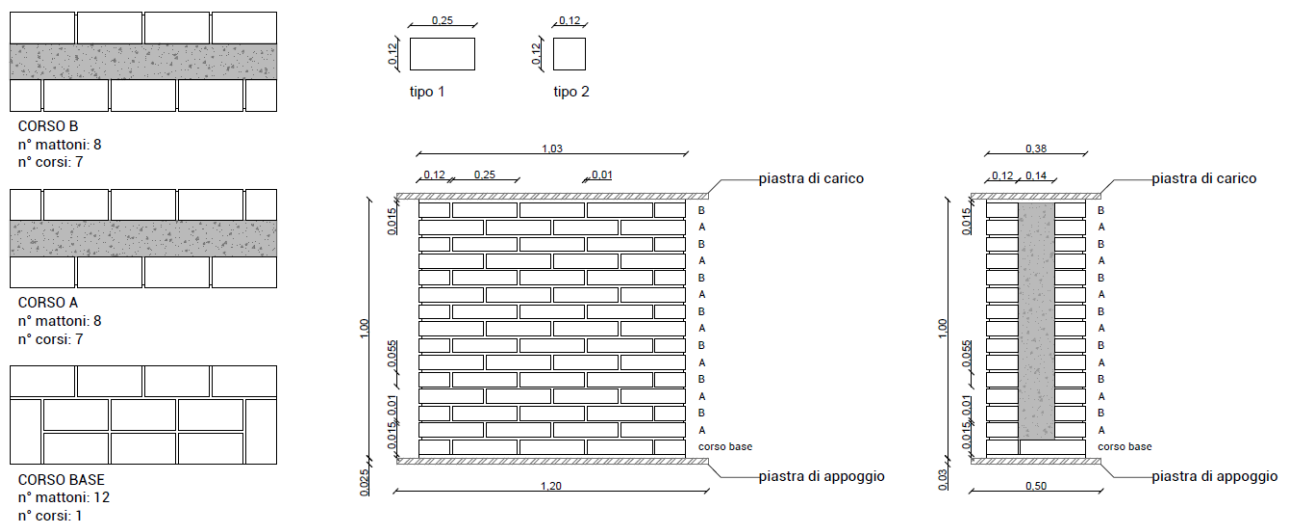


Figura 148_geometria dei muretti a due cortine con sacco (MCS)

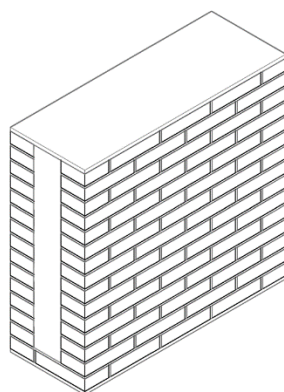


Figura 149_muretto a due cortine con sacco, configurazione tridimensionale (MCS)

Muretti a due cortine con sacco (MCS)			
altezza	h_{MCS}	1000	mm
larghezza	l_{MCS}	1030	mm
spessore	s_{MCS}	380	mm
spessore del sacco	s_s	140	mm
area nominale netta [A_{MCS}]	$l_{MCS} * s_{MCS}$	391400	mm ²
n° mattoni tipo 1		124	
n° mattoni tipo 2		30	
n° mattoni interi per provino		124	
n° mattoni interi per 3 provini		372	

Tabella 27_caratteristiche dei muretti a due cortine con sacco (MCS)

Nel disegno sono rappresentate anche le due piastre in acciaio poste al di sotto e al di sopra del muretto, che servono l'una come base di appoggio, che facilita i movimenti del muro, e l'altra come piastra di carico per garantire una corretta e uniforme distribuzione del carico stesso durante la prova.

La tipologia di mattone 2 (mattone tipo 2) si ottiene tagliando a metà con una sega apposita il mattone comune di tipo 1.

Riassumendo, i materiali principali utilizzati, come illustrato precedentemente, sono:

- mattoni comuni pieni Bevagna di F.B.M 5.5x12x25 cm;
- malta Mape Antique NHL Eco Restaura della Mapei;
- sabbia del Po della Esincalce;
- ghiaia;
- acqua.

Altre attrezzature necessarie per la realizzazione sono state:

- tavole di legno;
- mixer meccanico per preparare la malta;
- sega per tagliare i mattoni;
- livella e strumenti da muratore;
- fogli di neoprene.

4.3.2 Fasi di realizzazione

Si riportano di seguito le principali fasi di realizzazione dei muretti.

Come prima operazione è stata allestita la zona di lavoro, scaricando dal camion i materiali da lavoro e posizionandoli uno accanto all'altro, insieme ad una cisterna con l'acqua. Sono stati sistemati anche i bancali e le piastre di appoggio dei muretti, bancali necessari per facilitare le operazioni di trasporto.



Figura 150_predisposizione del cantiere

Come step successivo, è stato preparato l'impasto della malta e sono stati messi a bagno i mattoni, operazione necessaria per garantire una giusta idratazione degli elementi ed evitare che durante le fasi di costruzione ed essiccazione i laterizi assorbano l'acqua della malta impedendo una giusta maturazione del muro.



Figura 151_idratazione dei mattoni (sx) e preparazione dell'impasto della malta (dx)

Successivamente si è iniziato con la costruzione dei primi tre muretti a due cortine senza sacco. Sopra il bancale in legno e la piastra di appoggio in acciaio, è stato disposto un foglio di neoprene (un altro foglio verrà posizionato anche sulla sommità del muro terminato), che garantisce una giusta distribuzione del carico durante la prova di compressione avendo una superficie liscia e lineare, priva di asperità, al contrario degli strati di malta di appoggio e terminale. Al di sopra del foglio di neoprene, si è cominciato a disporre i mattoni in modo da comporre il corso base. Le aste di ferro, di diametro 15 e 10 mm, sono state di aiuto per rispettare l'altezza del giunto di malta. Dopo il primo filare sono stati posti i corsi successivi, fino a completare il provino.

La stessa operazione è stata eseguita per i tre muretti a due cortine senza sacco.



Figura 152_posizionamento della base e del corso base, stesura del primo filare, completamento dei muretti

Un procedimento simile è stato seguito anche per la costruzione dei muri a due cortine con sacco. In aggiunta è stato preparato l'impasto del nucleo interno, uguale a quello della malta con l'aggiunta di ghiaia. Particolare cura è stata seguita nel getto

di tale nucleo, tramite l'aiuto di tavole di legno, necessarie per creare una cassaforma e puntellare le cortine per evitare il loro spanciamento. Il procedimento adottato, infatti, è stato quello di iniziare con la costruzione delle due cortine esterne e, una volta concluse, è stato gettato il nucleo interno.



Figura 153_costruzione delle due cortine, a partire dal corso base (sx), fino al getto del nucleo interno (dx)



Figura 154_puntellamento delle cortine e getto del nucleo interno

I 6 muretti, così costruiti, sono stati lasciati stagionare per 45 giorni, più dei 28 giorni canonici prescritti dalla normativa (dal 5 aprile 2024 al 20 maggio 2024). Sono stati accuratamente coperti nei giorni di pioggia.



Figura 155_copertura dei muretti in caso di pioggia

Al 45-esimo giorno, dopo essere stati imballati, sono stati trasportati nel laboratorio strutture dell'Univpm, grazie all'aiuto della ditta di trasporti Saracini.



Figura 156_Imballaggio e trasporto dei muretti

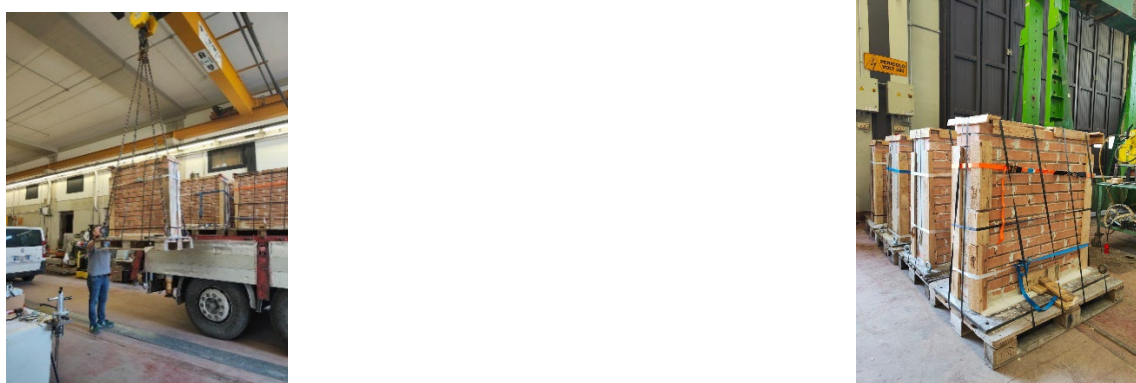


Figura 157_posizionamento dei muretti nel laboratorio

A questo punto sono pronti per essere sottoposti alle prove di compressione.

4.4 FORMULAZIONE DI PROGETTO

4.4.1 Carico di rottura a compressione

La valutazione della resistenza a compressione è stata eseguita secondo due differenti approcci. Il primo di questi consiste nella valutazione del valore f_k (resistenza a compressione caratteristica) tramite l'espressione dell'Eurocodice 6 (EC6) [55]; la quale mette in relazione i valori caratteristici di resistenza del mattone e della malta con cui è stata realizzata la cortina. La valutazione, per tener conto dell'eterogeneità intrinseca della muratura, non è stata sviluppata inserendo i valori medi derivati dalle prove sperimentali, ma il massimo e minimo al fine di ottenere un "range" di valori plausibili. Sono stati esclusi i valori che si discostano di più di una deviazione standard dalla media rilevata durante le prove. Affianco a questo

approccio più sperimentale si è valutata la resistenza a compressione anche tramite i valori tabulati nella circolare 2019 delle NTC [8].

Per quanto concerne la muratura a sacco, vista l'impossibilità da parte di entrambe le norme sopracitate di effettuare una previsione basatasi anche sulla resistenza del nucleo, si è utilizzata la formula della ricerca di Egermann [58] e Binda [59]. In questa sono stati inseriti i valori di resistenza della cortina precedentemente trovati.

4.4.1.1 Muratura con due cortine non collaboranti (MC)

Eurocodice 6

Si stima la resistenza caratteristica a compressione della muratura tramite la formula tratta dall'Eurocodice 6 [67]:

$$f_{k,EC6} = k \times f_b^{0,7} \times f_m^{0,3} \quad (56)$$

dove:

$k = 0,45$ in presenza di giunti di malta regolari;

f_b = resistenza del mattone [MPa];

f_m = resistenza della malta [MPa];

$f_{m,min} = 1,42$ MPa;

$f_{b,min} = 24,52$ MPa;

$f_{m,max} = 1,59$ MPa;

$f_{b,max} = 31,53$ MPa.

La resistenza a compressione stimata, $f_{k,EC6}$, assume valori minimi e massimi pari rispettivamente a 4,69 MPa e 5,79 MPa, che portano ad un carico di rottura per compressione che oscilla tra un minimo di 1160 KN e un massimo di 1431 KN per una superficie caricata pari a 247200 mm².

$f_{k,EC6min} = 4,69$ MPa;

$f_{k,EC6max} = 5,79$ MPa;

A = superficie di applicazione del carico = 247200 mm²;

$N_{c,min} = 1160 \text{ kN};$

$N_{c,max} = 1431 \text{ kN};$

Circolare 2019

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Figura 158_ proprietà meccaniche della muratura (Circolare 2019, NTC 2018)

Considerando il modello più simile alla muratura di esperimento, si sono scelti i valori corrispondenti alla dicitura "muratura in mattoni pieni e malta di calce".

Questi (2,6 – 4,3 MPa) prevedono, per una superficie caricata A pari a 247200 mm² un carico di rottura a compressione $f_{k,C2019}$ che va da 642 kN a 1062 kN.

4.4.1.2 Muratura con due cortine con sacco

Egermann [58] e Binda [59] propongono un modello analitico che tiene conto dell'interazione tra le cortine e il riempimento interno per avere una stima di quella che può essere la resistenza a compressione della muratura a più strati.

$$f_m = \left(\frac{V_e}{V}\right) \times \theta_e \times f_k + \left(\frac{V_i}{V}\right) \times \theta_i \times f_s \quad (57)$$

L'espressione semplifica il problema valutando la resistenza del muro a più cortine in base al contributo di resistenza dei paramenti esterni (f_k) ed interni (f_s) e dei loro rapporti volumetrici rispetto al volume totale. I coefficienti correttivi θ_e e θ_i attribuiscono ai parametri la loro dipendenza reciproca nel comportamento globale e assumono rispettivamente valori dell'ordine di 0,64-0,82 e 1,23-1,86.

Per tener conto dell'eterogeneità dei materiali impiegati, sacco, malta e mattoni, sono state utilizzate le seguenti combinazione delle caratteristiche meccaniche dei costituenti:

- $f_{m,EC6,min} = f(f_{k,EC6,min}; f_{s,min});$
- $f_{m,EC6,max} = f(f_{k,EC6,max}; f_{s,max});$
- $f_{m,C2019,min} = f(f_{k,C2019,min}; f_{s,min});$
- $f_{m,C2019,max} = f(f_{k,C2019,max}; f_{s,max}).$

Per tener conto di tutte le possibili interazioni tra sacco e cortina per ogni combinazione i valori di θ_e e θ_i sono stati fatti variare da 0,64 e 1,23 a 0,82 e 1,86.

I valori di $f_{k,EC6,min}$, $f_{k,EC6,max}$, $f_{k,C2019,min}$, $f_{k,C2019,max}$ sono quelli determinati nelle formulazioni precedenti mentre per il sacco, sono state prese le resistenze a compressione minime e massime ottenute, rispettivamente pari a 1,05 MPa e 1,09 MPa. Ogni combinazione di valori fornisce un intervallo di resistenze dovuto ad un diversa interazione tra cortine e sacco.

I risultati per un area caricata pari a 391400 mm² sono:

- $f_{m,EC6,min} = [2,3 \text{ MPa}; 3,15 \text{ MPa}] = [928 \text{ KN}; 1233 \text{ KN}]$
- $f_{m,EC6,max} = [2,8 \text{ MPa}; 3,7 \text{ MPa}] = [1109 \text{ KN}; 1466 \text{ KN}]$
- $f_{m,C2019,min} = [1,5 \text{ MPa}; 2,0 \text{ MPa}] = [597 \text{ KN}; 808 \text{ KN}]$
- $f_{m,C2019,max} = [2,2 \text{ MPa}; 2,9 \text{ MPa}] = [873 \text{ KN}; 1163 \text{ KN}]$

4.4.2 Carico critico euleriano

È stato eseguito un raffronto analitico del meccanismo di collasso per instabilità procedendo con il calcolo del carico critico Euleriano.

Si sono valutati tre schemi statici di riferimento e calcolate le lunghezze libere di inflessione teoriche (schema cerniera-carrello, incastro-estremo libero, incastro-manicotto).


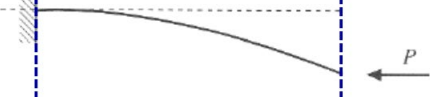


Condizioni di vincolo	$v(z)$	$\ell_0 / \ell = \beta$
	$\sin \frac{\pi z}{\ell}$	1.0
	$1 - \cos \frac{\pi z}{\ell}$	2.0
	$1 + \frac{z}{\ell} + \cos \frac{4.493 z}{\ell} - \frac{1}{4.993} \sin \frac{4.493 z}{\ell}$	0.699
	$1 - \cos \frac{2\pi z}{\ell}$	0.5

Figura 159_configurazioni di vincolo scelte (I, II, IV) dell'asta di Eulero

Calcolo momento di inerzia del paramento esterno:

$$J = (b \times h^3) / 12 = (1030 \times 120^3) / 12 = 148320000 \text{ mm}^4$$

Il modulo di elasticità del solo paramento esterno formato da malta e mattoni è stato stimato in due modi.

La prima stima è stata effettuata tramite la formula presente nell'UNI EN 998-2; la quale si basa sui valori dei Moduli elastici dei materiali costituenti e sulla geometria della cortina.

La seconda metodologia studiata invece affronta il problema utilizzando come dati i valori tabulati nella Circolare 2019.

Per entrambi gli approcci si è deciso di stimare un "range" di valori ammissibili inserendo i parametri massimi e minimi derivati dalle prove o tabulati. Per i valori derivati dalle prove sono stati esclusi quelli che differivano dalla media rilevata per più di una deviazione standard.

- $E_{b,\min} = 423,11 \text{ MPa}$;
- $E_{b,\max} = 1126,80 \text{ MPa}$;
- $E_{m,\min} = 100,57 \text{ MPa}$;
- $E_{m,\max} = 164,2 \text{ MPa}$;
- $E_{k,C2019,\min} = 1200 \text{ MPa}$;

- $E_{k,C2019,max} = 1800 \text{ MPa}$;
- $l_{01} = 1000 \text{ mm}$;
- $l_{02} = 2000 \text{ mm}$;
- $l_{03} = 500 \text{ mm}$.

4.4.2.1 UNI EN 998-2

$$E_{k,UNI EN} = \frac{(1 + \gamma_t)}{(1 + \frac{\gamma_t}{\gamma_m})} \times E_b \quad (58)$$

dove:

$$\gamma_t = \frac{t_j}{t_b} = \frac{\text{spessore dei giunti di malta}}{\text{spessore del mattone}}$$

$$\gamma_m = \frac{E_j}{E_b} = \frac{\text{modulo di elasticità dei giunti di malta}}{\text{modulo di elasticità del mattone}}$$

Calcolo del carico critico 1 min (Cerniera-Carrello)

$$N_{cr,1min} = (\pi^2 \times E_{k,UNI EN,min} \times J) / l_{01}^2 = 414,74 \text{ KN}$$

Calcolo del carico critico 2 min (Incastro-estremo libero)

$$N_{cr,2min} = (\pi^2 \times E_{k,UNI EN,min} \times J) / l_{02}^2 = 103,68 \text{ KN}$$

Calcolo del carico critico 3 min (Incastro-manicotto)

$$N_{cr,3min} = (\pi^2 \times E_{k,UNI EN,min} \times J) / l_{03}^2 = 1658,96 \text{ KN}$$

Considerando i provini di muratura realizzati in assenza di collaborazione del sacco dato il suo basso Modulo Elastico otteniamo il carico di rottura per instabilità moltiplicando il carico critico euleriano per le due cortine su cui agisce la forza di compressione; ipotizzando queste abbiano le medesime caratteristiche.

Otteniamo una forza di instabilizzazione minima rispettivamente pari a 829,48 KN, 203,36 KN e 3317,92 KN.

Calcolo del carico critico 1 max (Cerniera-Carrello)

$$N_{cr,1max} = (\pi^2 \times E_{k,UNI EN,max} \times J) / l_{01}^2 = 866,42 \text{ KN}$$

Calcolo del carico critico 2 max (Incastro-estremo libero)

$$N_{cr,2 \max} = (\pi^2 \times E_{k,UNI \text{ EN,max}} \times J) / l_{02}^2 = 216,60 \text{ KN}$$

Calcolo del carico critico 3 max (Incastro-manicotto)

$$N_{cr,3 \max} = (\pi^2 \times E_{k,UNI \text{ EN,max}} \times J) / l_{03}^2 = 3465,67 \text{ KN}$$

Seguendo le medesime ipotesi fatte precedentemente otteniamo una forza di instabilizzazione massima rispettivamente pari a 1732,84 KN, 433,2 KN e 6931,34 KN.

4.4.2.2 Circolare 2019

Calcolo del carico critico 1 min (Cerniera-Carrello)

$$N_{cr,1 \min} = (\pi^2 \times E_{k,C2019,\min} \times J) / l_{01}^2 = 1543,31 \text{ KN}$$

Calcolo del carico critico 2 min (Incastro-estremo libero)

$$N_{cr,2 \min} = (\pi^2 \times E_{k,C2019,\min} \times J) / l_{02}^2 = 383,57 \text{ KN}$$

Calcolo del carico critico 3 min (Incastro-manicotto)

$$N_{cr,3 \min} = (\pi^2 \times E_{k,C2019,\min} \times J) / l_{03}^2 = 6137,24 \text{ KN}$$

Considerando i provini di muratura realizzati in assenza di collaborazione del sacco dato il suo basso Modulo Elastico otteniamo il carico di rottura per instabilità moltiplicando il carico critico euleriano per le due cortine su cui agisce la forza di compressione; ipotizzando queste abbiano le medesime caratteristiche.

Otteniamo una forza di instabilizzazione minima rispettivamente pari a 3068.62 KN, 767.16 KN e 1227448 KN.

Calcolo del carico critico 1 max (Cerniera-Carrello)

$$N_{cr,1 \max} = (\pi^2 \times E_{k,C2019,\max} \times J) / l_{01}^2 = 2301,46 \text{ KN}$$

Calcolo del carico critico 2 max (Incastro-estremo libero)

$$N_{cr,2 \max} = (\pi^2 \times E_{k,C2019,\max} \times J) / l_{02}^2 = 575,36 \text{ KN}$$

Calcolo del carico critico 3 max (Incastro-manicotto)

$$N_{cr,3 \max} = (\pi^2 \times E_{k,C2019,\max} \times J) / l_{03}^2 = 9205,86 \text{ KN}$$

Seguendo le medesime ipotesi fatte precedentemente otteniamo una forza di instabilizzazione massima rispettivamente pari a 4062,93 kN, 1150,73 kN e 18411,11 kN.

4.5 PROVA DI COMPRESSIONE MONOTONA

I sei muretti realizzati sono sottoposti a prove di compressione monotona assiale per valutare il carico di rottura, la resistenza a compressione, le modalità di rottura e quindi i cinematismi che si attivano in seguito all'applicazione di una forza di compressione: l'obiettivo è valutare il comportamento della muratura a sacco, piuttosto che quello della muratura a due cortine non collaboranti.

Per eseguire al meglio le prove, avendo analizzato le attrezzature presenti in laboratorio, si è scelto di utilizzare un telaio costituito da due pilastri in acciaio connessi da una traversa di contrasto per i carichi verticali sempre in acciaio. La forza di compressione è data da dei martinetti idraulici, quattro, azionati tramite olio a pressione, che imprimono una forza verticale sulla muratura. Ciascun martinetto esercita una forza pari a 490.33 kN; quindi in totale i quattro martinetti esercitano una forza di 1961.32 kN ($4 \times 490.33 \text{ kN} = 1961.32 \text{ kN}$).

I muretti sono stati prima liberati dell'imbracatura utilizzata per il trasporto; poi sono stati movimentati e posizionati sotto il telaio tramite l'aiuto del carro ponte, che di volta in volta viene agganciato alle piastre di acciaio per agevolare il processo di posizionamento, avendo cura di mettere i campioni centrati rispetto i martinetti. Sulla sommità del muretto è stato posizionato un foglio di neoprene per avere una superficie liscia e una buona distribuzione dei carichi (un altro foglio di neoprene era stato messo alla base del muretto, sotto il corso di base, durante la costruzione degli stessi); subito sopra viene posizionata l'altra piastra di acciaio che serve per trasmettere la forza impressa dai martinetti direttamente ai muretti (dimensioni della piastra = 120x50x2.5 cm).

I campioni di muretti in muratura storica testati in questa sperimentazione sono sei:

- tre muretti composti da due cortine non collaboranti senza sacco, che verranno chiamati MC;

- tre muretti composti da due cortine non collaboranti con nucleo interno, sacco, che verranno chiamati MCS.

4.5.1 Strumentazione per la presa delle misure

Per questa sperimentazione, oltre al classico procedimento di raccolta dati che avviene tramite l'utilizzo di un apposito strumento di acquisizione, lo Spider 8 in questo caso, e il posizionamento di trasduttori LVDT che misurano gli spostamenti del provino, è stata utilizzata anche la DIC, Digital Image Correlation, grazie all'aiuto del dipartimento di meccanica dell'Univpm.

Prima di procedere con la strumentazione per la presa delle misure, le facce dei campioni sono state marcate dalle lettere A, B, C, D, in senso antiorario ed i provini sono stati rilevati geometricamente, per annotare differenze con il disegno di progetto ed opportuni fuori piombo.

Si descrivono successivamente le due strumentazioni per la presa delle misure e il set up di prova.

4.5.1.1 Spider 8 e LVDT

Come strumento di raccolta dati è stato utilizzato uno SPIDER 8, disponibile in laboratorio, connesso ad un computer che permette la restituzione grafica dei risultati. Lo spider 8 è appunto dotato di otto canali di acquisizione: uno registra la forza impressa in kN, un altro il tempo in s, mentre gli altri sei registrano gli spostamenti, in mm, o del provino o delle piastre di carico.

Per permettere la corretta misurazione della forza impressa, è stato necessario impostare una correlazione all'interno dello strumento di acquisizione dei dati che permette di trasformare la pressione dell'olio [bar] in valori di forza [kN] che agisce sul martinetto. La correlazione viene riportata di seguito:

$$F_{1 \text{ martinetto}} = 490.33 \text{ kN}$$

$$F_{4 \text{ martinetti}} = 4 \times 490.33 \text{ kN} = 1961.32 \text{ kN} = 700 \text{ bar}$$

$$1 \text{ bar} = 1961.32 / 700 \text{ kN} = 2.8019 \text{ kN}$$

$$1000 \text{ bar} = 2802 \text{ kN.}$$

Per quanto riguarda i trasduttori LVDT, si è deciso di utilizzarne quattro, uno per ogni faccia, per rilevare gli spostamenti del campione e tre per registrare gli spostamenti della pressa. Dei quattro utilizzati per gli spostamenti del campione, due sono verticali e servono a riportare eventuali abbassamenti o innalzamenti del muretto e sono stati messi sulle facce "lunghe" B e D; mentre due sono orizzontali, posizionati sui lati "corti" A e C, che registrano l'ipotetico spanciamento. Per rilevare, invece, gli spostamenti della pressa, si è scelto di posizionare due trasduttori al di sopra di essa, sul lato A, e uno al di sotto di essa, sul lato C, in modo da configurare un piano. Sono rappresentati di seguito i disegni adottati per il posizionamento dei trasduttori.

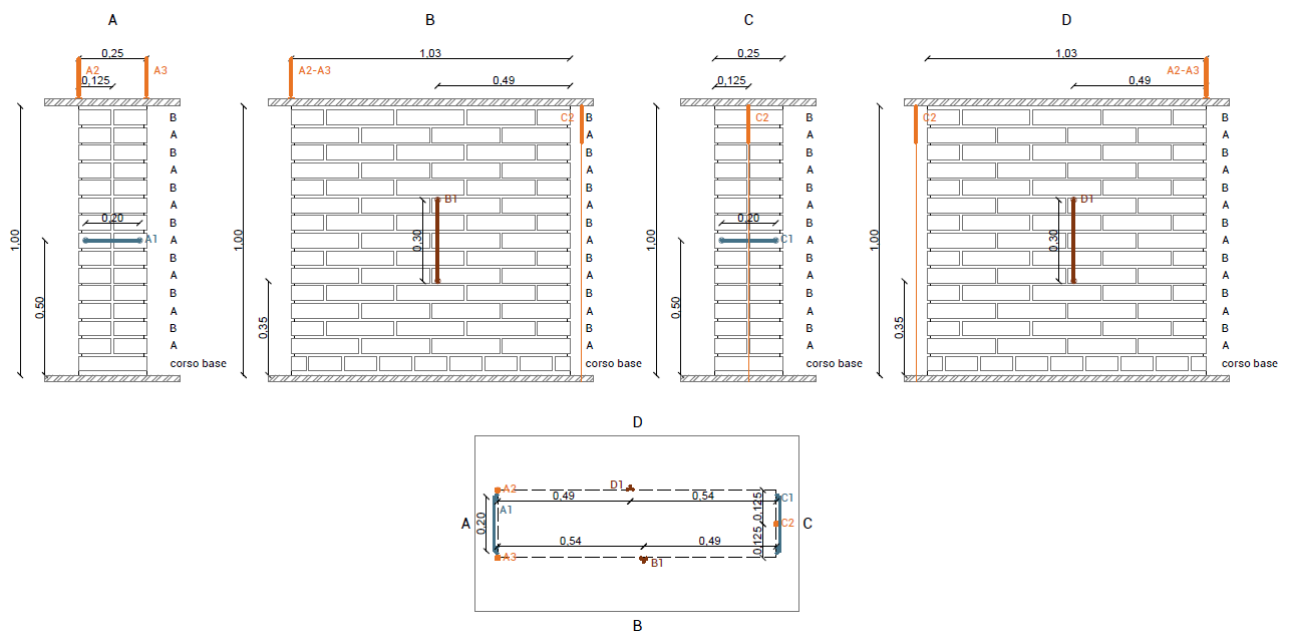


Figura 160_schema del posizionamento dei trasduttori sui muri a due cortine (MC)

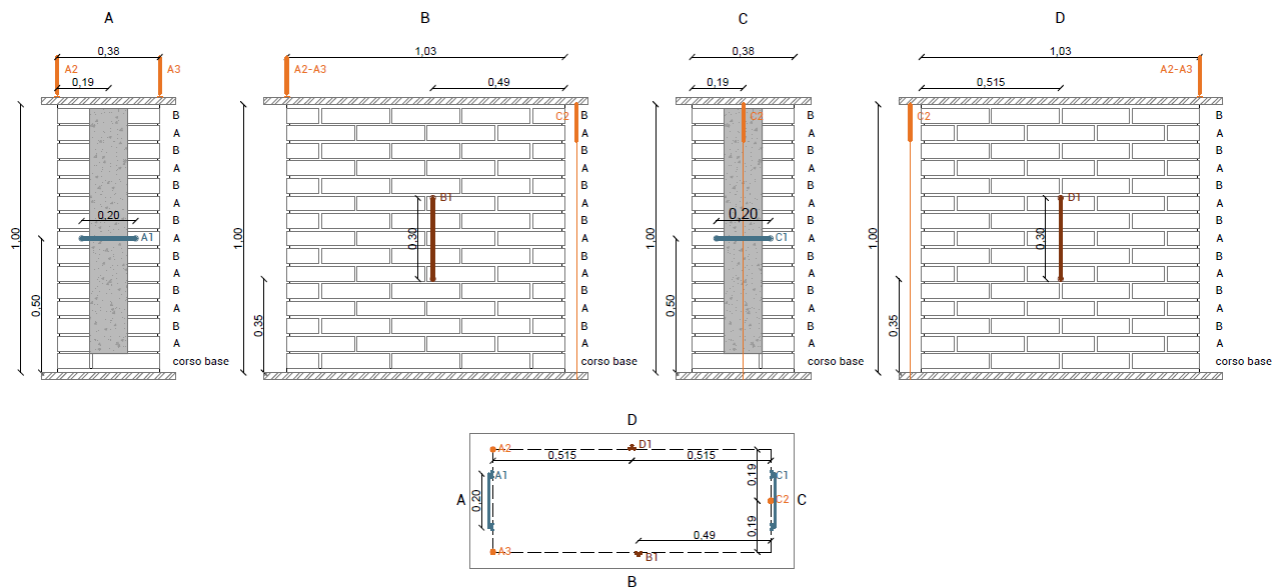


Figura 161_schema del posizionamento dei trasduttori sui muri con sacco (MCS)

I trasduttori A1, B1, C1, D1, a diretto contatto con i paramenti dei muretti, sono stati incollati tramite colla a caldo. Mentre i trasduttori A2, A3 sono stati attaccati alla pressa tramite dei morsetti, e il trasduttore C2 è stato poggiato sopra un apposito palo in acciaio e posizionato sotto la pressa.

Ciascun terminale dei trasduttori è stato etichettato con il nome assegnato corrispondente e connesso allo Spider 8.



Figura 162_applicazione dei trasduttori

La preparazione della prova termina quando, avendo aumentato la pressione dell'olio dei martinetti, questi arrivano a contatto con la traversa di contatto. A questo punto i valori del carico e dello spostamento registrati dallo Spider 8 vengono azzerati e si è pronti per iniziare la prova di compressione.

4.5.1.2 DIC (Digital Image Correlation)

In questa sperimentazione, si è scelto di implementare l'acquisizione degli spostamenti tradizionale che avviene con LVDT con la DIC. È stata utilizzata solo su due facce del muretto: una frontale, la D, dove è stata fatta un'acquisizione DIC 3D, ed una laterale, A, con un'acquisizione DIC di tipo 2D.

Sono stati fatti diversi tentativi per ottenere una geometria di speckle adatta: si è scelto di avere una base bianca con punti di riferimento neri. Quindi le due facce di riferimento, A e D, sono state innanzitutto pitturate interamente di bianco con apposita vernice. Per quanto riguarda il disegno dei punti di acquisizione neri, sono state provati diversi metodi, tra cui schizzi più randomici di colore e l'uso di un apposito stencil. Ma il primo metodo risultava essere troppo randomico nella dimensione dello speckle, con molti punti di piccole dimensioni tali da non essere rilevati correttamente dalle camere.; mentre con l'utilizzo dello stencil si ottenevano punti neri troppo densi e ravvicinati, con dimensioni eccessive. È stato creato, allora, un apposito stampo rudimentale, utilizzando un pezzo di plastica rigida forato dove sono stati inseriti e incollati in modo stabile dei cotton fioc: questi sono stati imbevuti dentro la vernice nera e poi, a mo' di timbro, sono stati fatti i segni sulle due facce.



Figura 163_primi tentativi di speckle: troppo randomico (sx) e troppo denso (dx)



Figura 164_creazione dello stampo usato (sx e centro), configurazione di speckle finale (dx)

Poi sono state posizionate le camere ottiche per l'acquisizione delle immagini digitali e i computer per la registrazione dei risultati. Sulla faccia frontale sono state posizionate due camere per acquisire immagini 3D, mentre per quella laterale è stata usata solo una camera. Successivamente sono state fatte le opportune calibrazioni dei sistemi ottici usati rispetto la configurazione base del campione. Le calibrazioni si fanno accostando ad uno schema base la geometria dei punti disegnati sul campione.

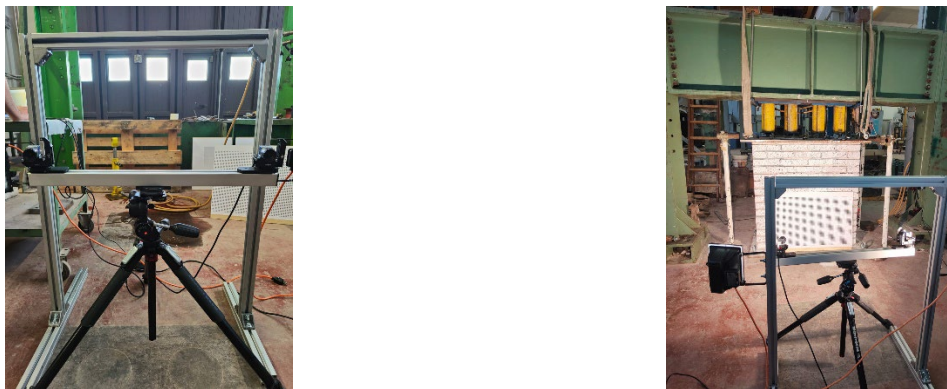


Figura 165_posizionamento delle camere (sx) e calibrazione dell'immagine (dx)

Solo dopo aver adeguatamente preparato le due facce del campione da rilevare tramite la DIC verniciandole, aver atteso una corretta asciugatura e aver calibrato le immagini, è stato possibile incollare i trasduttori LVDT.

Avendo predisposto tutta quanta la strumentazione per la presa delle misure, è possibile procedere con la prova di compressione e quindi l'applicazione del carico sul muretto.

4.5.2 Risultati delle prove a compressione

In questa parte, sono riportati i dati dei risultati ottenuti dalle prove di compressione: per ogni campione vengono rappresentati i grafici forza-spostamento dei quattro trasduttori posti sul provino, verticali (B1 e D1) ed orizzontali (A1 e C1) e dei tre trasduttori che misurano gli spostamenti della pressa (A2, A3, C2). È inoltre riportata la documentazione fotografica dello svolgimento delle prove così da restituire un quadro fessurativo da cui si possono estrapolare le modalità di rottura dei muretti.

Come precedentemente spiegato, la preparazione della prova termina quando, avendo aumentato la pressione dell'olio dei martinetti, questi arrivano a contatto con la traversa di contatto. A questo punto i valori del carico e dello spostamento registrati dallo Spider 8 vengono azzerati e si è pronti per iniziare la prova di compressione.

I campioni di muretti vengono prima sottoposti ad una precompressione, per assestare il provino. Si inizia poi con la prova imprimendo la forza di compressione che è stata precedentemente stimata. Aspetto molto importante è far partire la presa di acquisizione tramite estensimetri e quella tramite DIC in modo sincronizzato, in un istante di tempo il più possibile simile tra di loro, per avere poi coerenza con i dati acquisiti. In questo caso, sono stati registrati anche i dati di acquisizione durante la fase di precarico.

Durante la prova, sono state rilevate due forze, identificative della rottura del paramento murario. Si è resa necessaria questa duplice valutazione, rispettivamente F_2 ed F_{max} poiché, prevedendo una rottura fragile per instabilità del muro con conseguente disgregazione dello stesso, si è voluto togliere la strumentazione prima della rottura del campione per evitare danni irreversibili ai trasduttori. La forza F_2 rappresenta la forza massima registrata durante l'acquisizione degli spostamenti con i trasduttori, mentre F_{max} è il carico massimo registrato che corrisponde dunque a quello a rottura. Si parlerà anche di F_1 , che è la forza di prima fessurazione.

Questa procedura non è stata eseguita per il primo campione testato, cioè il MCS_1, in cui si ha avuto una rottura fragile improvvisamente, non avendo il tempo di togliere i trasduttori.

Per convenzione dei segni, la compressione rilevata dai trasduttori registra uno spostamento positivo, mentre la trazione uno spostamento negativo.

4.5.2.1 Muretti a due cortine non collaboranti (MC)

MC_1

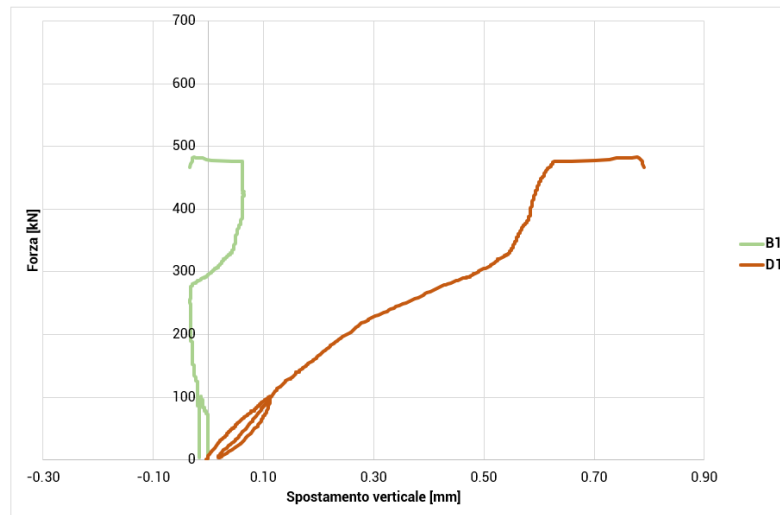


Grafico 55_forza-spostamento verticale (MC_1)

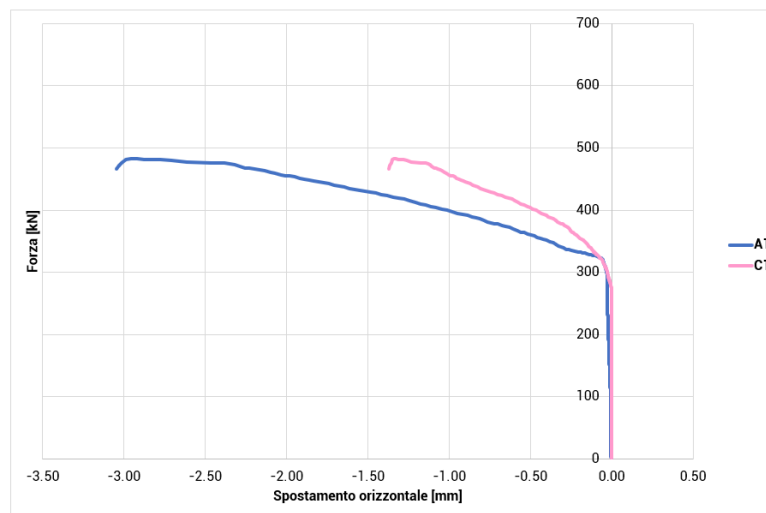


Grafico 56_forza-spostamento orizzontale (MC_1)

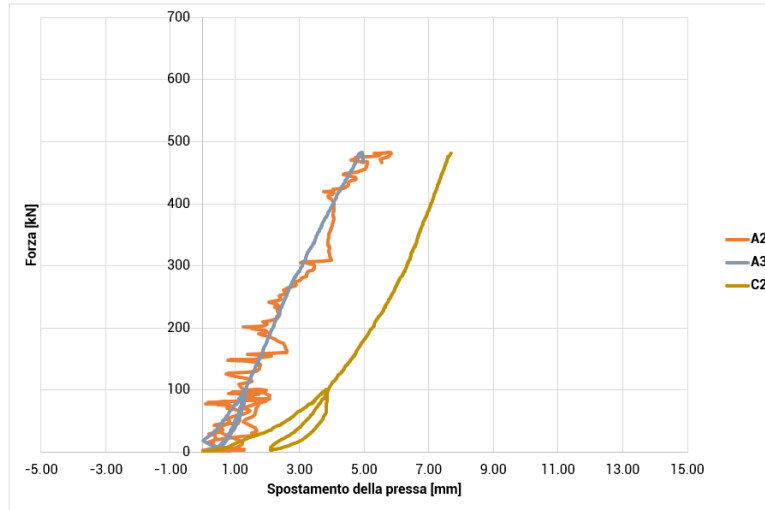


Grafico 57_grafico forza-spostamento verticale della pressa (MC_1)

Riepilogo prova MC_1		
data di costruzione		03/04/2024
data della prova		31/05/2024
tempo della prova		6'00"
Area nominale di progetto		257500 mm
forza di prima fessurazione	$F_{1,MC}$	250 kN
forza massima registrata con trasduttori	$F_{2,MC}$	482 kN
forza massima raggiunta	$F_{max,MC}$	535 kN
tensione di prima fessurazione con F_1^*		0.97 MPa
tensione massima registrata con F_2^*	$*(F / A)$	1.87 MPa
tensione di rottura con F_{max}^*		2.08 MPa
spostamento orizzontale di A1 con F_2		-2.957 mm
spostamento verticale di B1 con F_2		-0.025 mm
spostamento orizzontale di C1 con F_2		-1.338 mm
spostamento verticale di D1 con F_2		0.778 mm
spostamento pressa di A2 con F_2		-5.722 mm
spostamento pressa di A3 con F_2		-4.929 mm
spostamento pressa di C2 con F_2		7.747 mm
velocità di carico media		1.486 kN/s
velocità di spostamento media		0.00105 mm/s

Tabella 28_riepilogo prova MC_1



Figura 166_rilievo fotografico in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MC_1)

MC_2

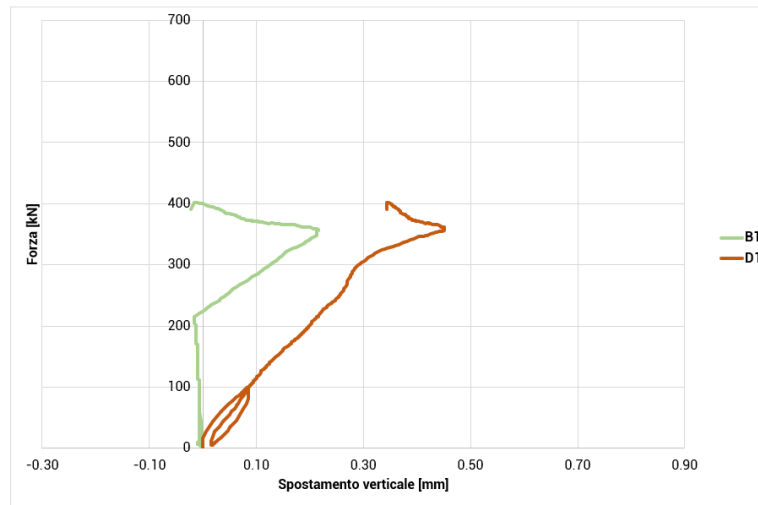


Grafico 58_forza-spostamento verticale (MC_2)

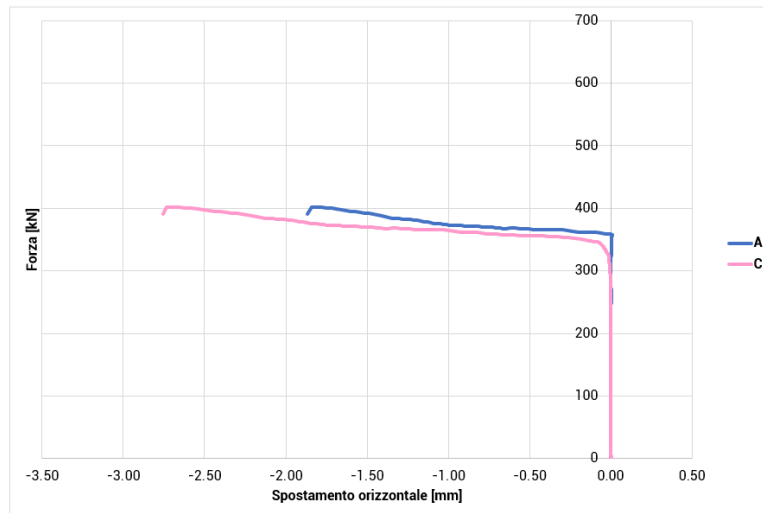


Grafico 59_forza-spostamento orizzontale (MC_2)

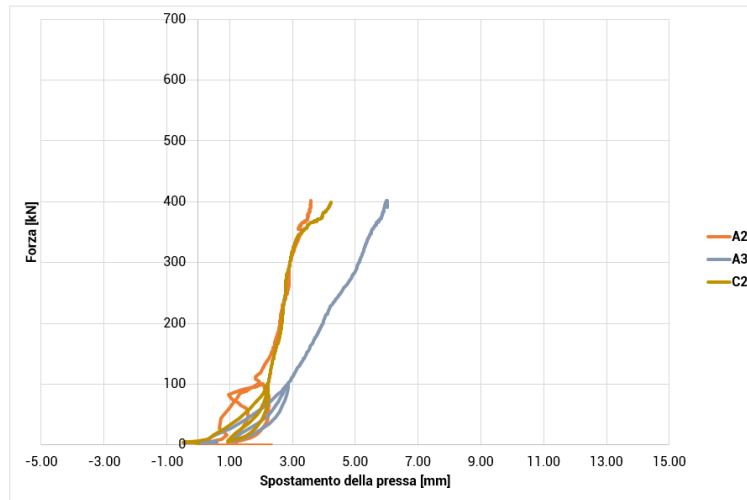


Grafico 60_forza-spostamento verticale della pressa (MC_2)

Riepilogo prova MC_2		
data di costruzione		03/04/2024
data della prova		31/05/2024
tempo della prova		4'00"
Area nominale di progetto		257500 mm
forza di prima fessurazione	$F_{1,MC}$	300 kN
forza massima registrata con trasduttori	$F_{2,MC}$	402 kN
forza massima raggiunta	$F_{max,MC}$	481.5 kN
tensione di prima fessurazione con F_1^*		1.17 MPa
tensione massima registrata con F_2^*	$*(F / A)$	1.56 MPa
tensione di rottura con F_{max}^*		1.87 MPa
spostamento orizzontale di A1 con F_2		-1.813 mm
spostamento verticale di B1 con F_2		-0.0125 mm
spostamento orizzontale di C1 con F_2		-2.696 mm
spostamento verticale di D1 con F_2		0.347 mm
spostamento pressa di A2 con F_2		-3.596 mm
spostamento pressa di A3 con F_2		-6.002 mm
spostamento pressa di C2 con F_2		4.269 mm
velocità di carico media		2.006 kN/s
velocità di spostamento media		0.00387 mm/s

Tabella 29_riepilogo prova MC_2



Figura 167_rilievo fotografico in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MC_2)

MC_3

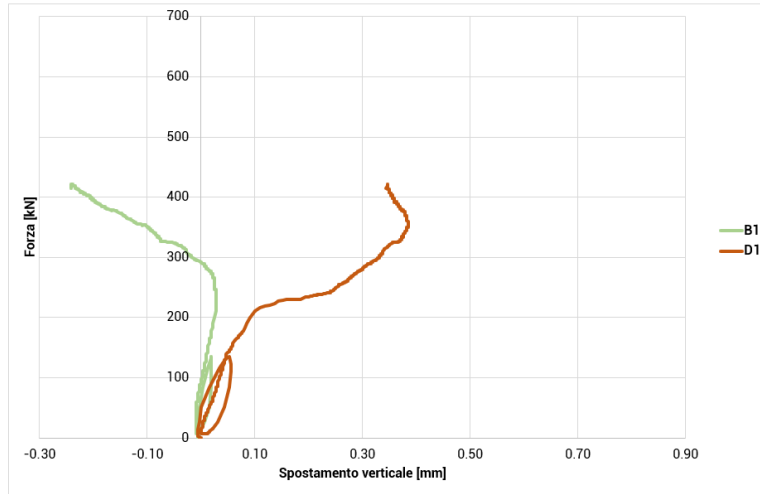


Grafico 61_forza-spostamento verticale (MC_3)

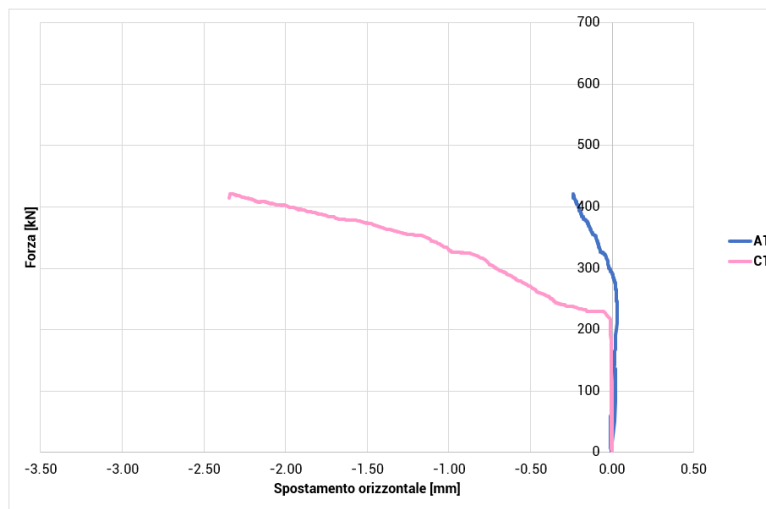


Grafico 62_forza-spostamento orizzontale (MC_3)

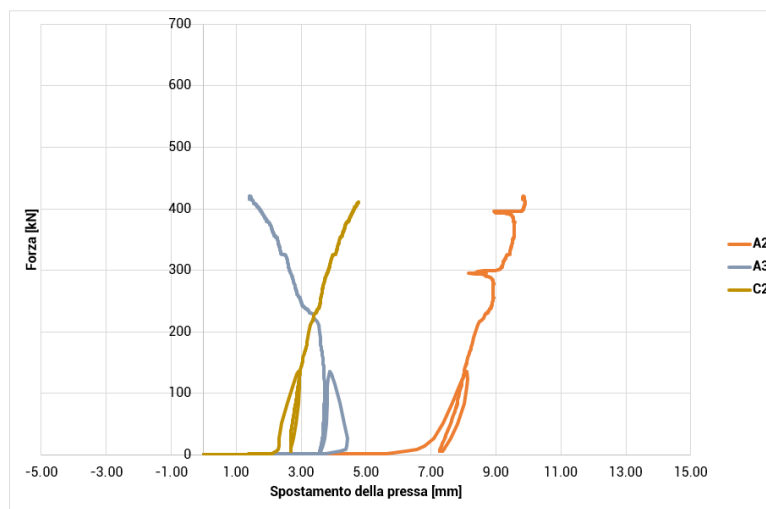


Grafico 63_forza-spostamento verticale della pressa (MC_3)

Riepilogo prova MC_3			
data di costruzione			04/04/2024
data della prova			03/06/2024
tempo della prova			13'00"
Area nominale di progetto			257500 mm
forza di prima fessurazione	$F_{1,MC}$		355 kN
forza massima registrata con trasduttori	$F_{2,MC}$		421 kN
forza massima raggiunta	$F_{max,MC}$		613 kN
tensione di prima fessurazione con F_1^*			1.38 MPa
tensione massima registrata con F_2^*	$*(F / A)$		1.63 MPa
tensione di rottura con F_{max}^*			2.38 MPa
spostamento orizzontale di A1 con F_2			-2.331 mm
spostamento verticale di B1 con F_2			-0.241 mm
spostamento orizzontale di C1 con F_2			-1.951 mm
spostamento verticale di D1 con F_2			0.347 mm
spostamento pressa di A2 con F_2			-9.846 mm
spostamento pressa di A3 con F_2			1.426 mm
spostamento pressa di C2 con F_2			4.838 mm
velocità di carico media			0.786 kN/s
velocità di spostamento media			0.00007 mm/s

Tabella 30_riepilogo prova MC_3



Figura 168_rilievo fotografico in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MC_3)

4.5.2.2 Muretti a due cortine con sacco (MCS)

MCS_1

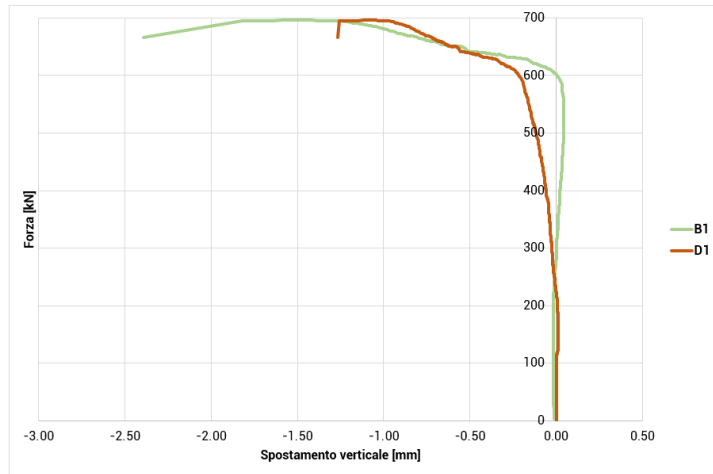


Grafico 64_forza-spostamento verticale (MCS_1)

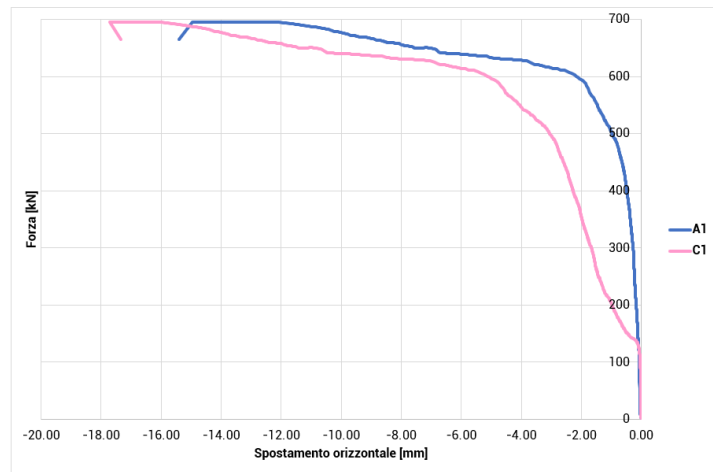


Grafico 65_forza-spostamento orizzontale (MCS_1)

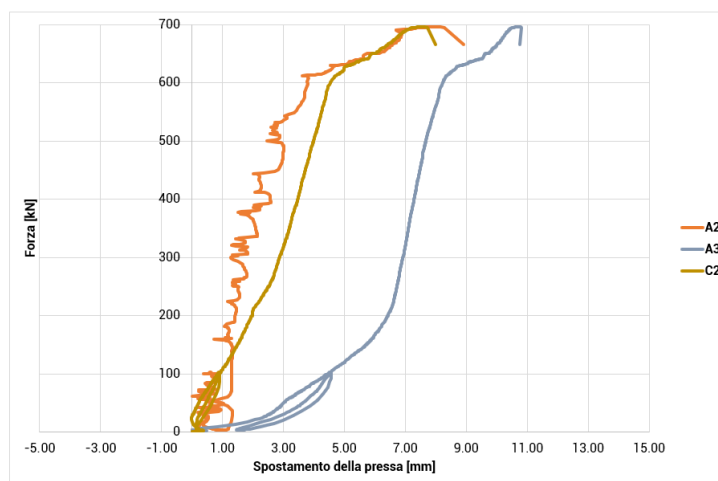


Grafico 66_forza-spostamento verticale della pressa (MCS_1)

Riepilogo prova MCS_1			
data di costruzione			04/04/2024
data della prova			27/05/2024
tempo della prova			8'00"
Area nominale di progetto			391400 mm
forza di prima fessurazione	$F_{1,MCS}$		525 kN
forza massima registrata con trasduttori	$F_{2,MC}$		\ kN
forza massima raggiunta	$F_{max,MCS}$		696 kN
tensione di prima fessurazione con F_1^*			1.34 MPa
tensione massima registrata con F_2^*	$*(F / A)$		\ MPa
tensione di rottura con F_{max}^*			1.78 MPa
spostamento orizzontale di A1 con F_2			-16.817 mm
spostamento verticale di B1 con F_2			-1.453 mm
spostamento orizzontale di C1 con F_2			-13.116 mm
spostamento verticale di D1 con F_2			-1.059 mm
spostamento pressa di A2 con F_2			-7.754 mm
spostamento pressa di A3 con F_2			-10.623 mm
spostamento pressa di C2 con F_2			7.416 mm
velocità di carico media			1.450 kN/s
velocità di spostamento media			-0.00262 mm/s

Tabella 31_riepilogo prova MCS_1



Figura 169_rilievo fotografico in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MCS_1)

MCS_2

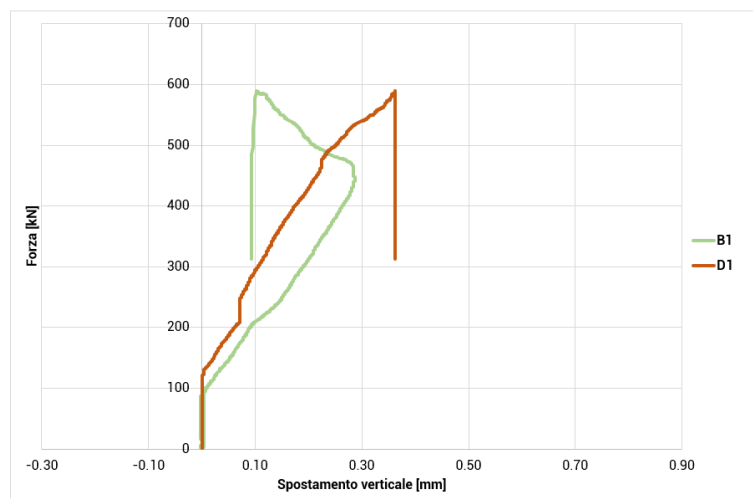


Grafico 67_forza-spostamento verticale (MCS_2)

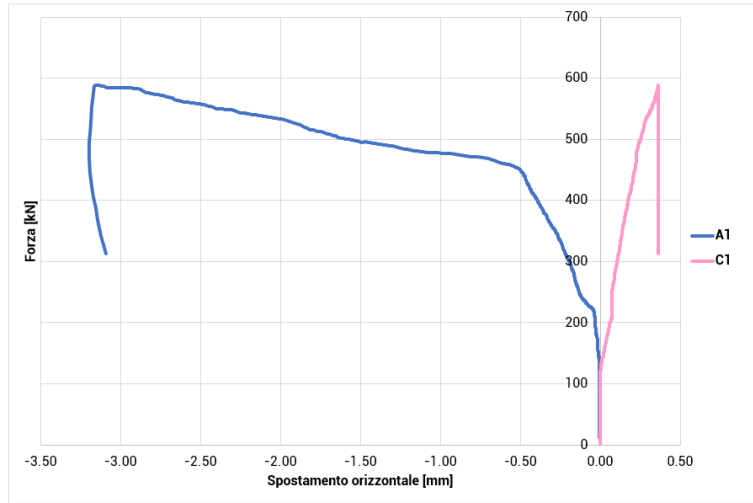


Grafico 68_forza-spostamento orizzontale (MCS_2)

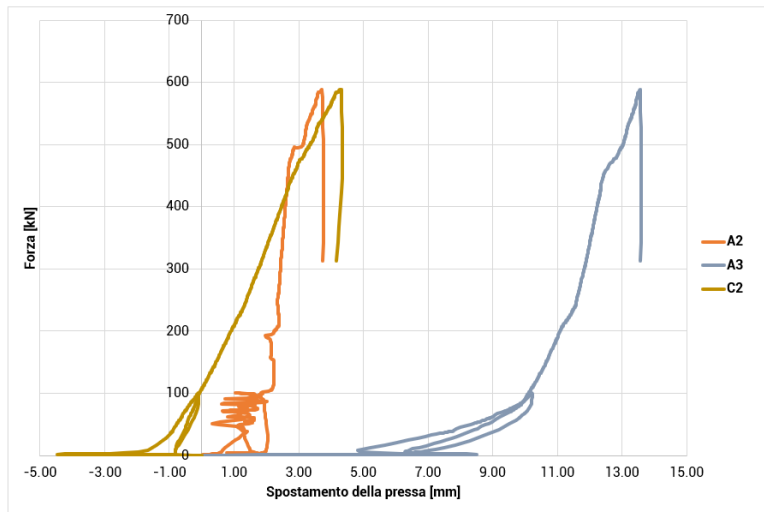


Grafico 69_forza-spostamento verticale della pressa (MCS_2)

Riepilogo prova MCS_2			
data di costruzione			05/04/2024
data della prova			29/05/2024
tempo della prova			11'00"
Area nominale di progetto			391400 mm
forza di prima fessurazione	$F_{1,MCS}$		425 kN
forza massima registrata con trasduttori	$F_{2,MC}$		589 kN
forza massima raggiunta	$F_{max,MCS}$		803 kN
tensione di prima fessurazione con F_1^*			1.09 MPa
tensione massima registrata con F_2^*	$*(F / A)$		1.50 MPa
tensione di rottura con F_{max}^*			2.05 MPa
spostamento orizzontale di A1 con F_2			-3.151 mm
spostamento verticale di B1 con F_2			0.103 mm
spostamento orizzontale di C1 con F_2			-2.933 mm
spostamento verticale di D1 con F_2			0.362 mm
spostamento pressa di A2 con F_2			-3.716 mm
spostamento pressa di A3 con F_2			-13.554 mm
spostamento pressa di C2 con F_2			4.325 mm
velocità di carico media			1.217 kN/s
velocità di spostamento media			0.00163 mm/s

Tabella 32_riepilogo prova MCS_2



Figura 170_rilievo fotografico in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MCS_2)

MCS_3

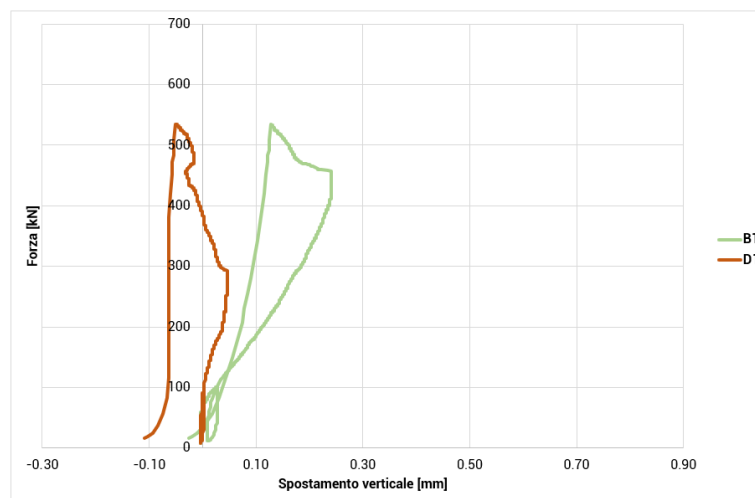


Grafico 70_forza-spostamento verticale (MCS_3)

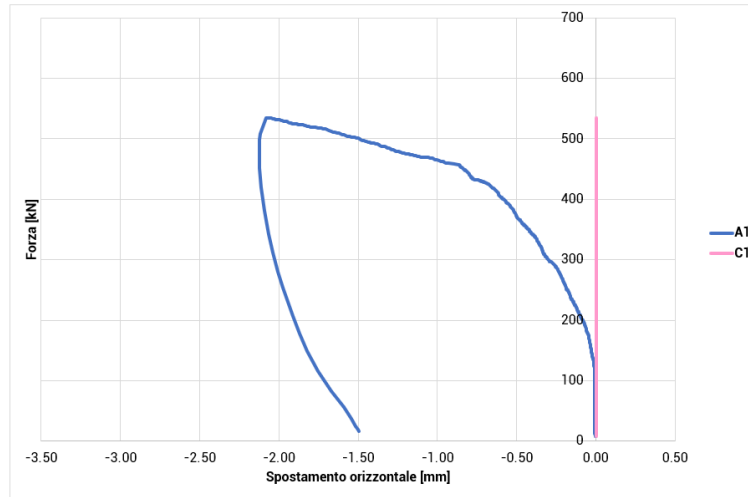


Grafico 71_forza-spostamento orizzontale (MCS_3)

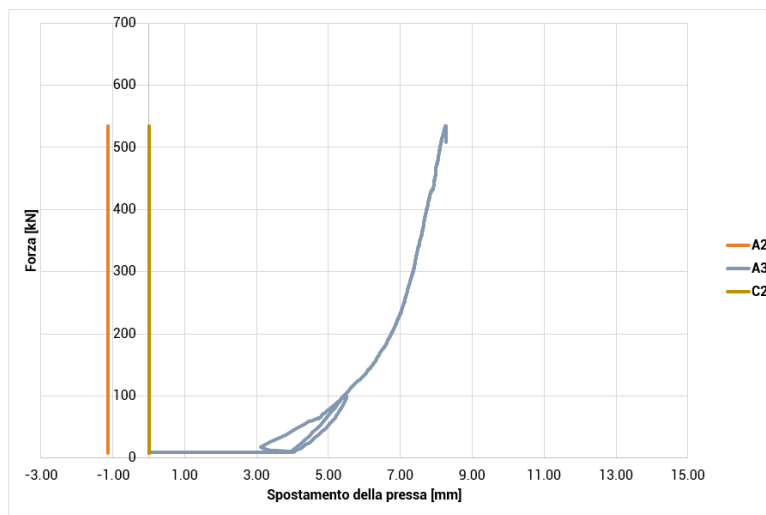


Grafico 72_forza-spostamento della pressa (MCS_3)

Riepilogo prova MCS_3		
data di costruzione		05/04/2024
data della prova		29/05/2024
tempo della prova		10'00"
Area nominale di progetto		257500 mm
forza di prima fessurazione	$F_{1,MCS}$	470 kN
forza massima registrata con trasduttori	$F_{2,MC}$	589 kN
forza massima raggiunta	$F_{max,MCS}$	933 kN
tensione di prima fessurazione con F_1^*		1.83 MPa
tensione massima registrata con F_2^*	$*(F / A)$	2.29 MPa
tensione di rottura con F_{max}^*		3.62 MPa
spostamento orizzontale di A1 con F_2		-2.120 mm
spostamento verticale di B1 con F_2		0.125 mm
spostamento orizzontale di C1 con F_2		0.000 mm
spostamento verticale di D1 con F_2		-0.053 mm
spostamento pressa di A2 con F_2		-4.079 mm
spostamento pressa di A3 con F_2		-8.276 mm
spostamento pressa di C2 con F_2		0.000 mm
velocità di carico media		1.555 kN/s
velocità di spostamento media		0.00006 mm/s

N.B. i trasduttori C1 e C2 non hanno rilevato spostamenti

Tabella 33_riepilogo prova MSC_3



Figura 171_rilievo fotografico in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MCS_3)

4.5.3 Comportamento meccanico dei campioni

In questa fase, viene fatta una prima rielaborazione e analisi dei risultati delle prove effettuate sui muretti, precedentemente descritte.

Si riportano i diagrammi tensione-deformazione (σ [MPa] – ϵ [%]).

La tensione, σ_M si ottiene dal rapporto:

$$\sigma_M = \frac{F_{c,M}}{A_M} \quad (59)$$

dove $F_{c,M}$ [kN] è il carico registrato e A_M [mm²] è l'area nominale di progetto netta della superficie del muretto, che si distingue per le due tipologie di campione:

- per i muretti a due cortine non collaboranti: $A_{MC} = 1030 \times 250 \text{ mm}^2 = 257500 \text{ mm}^2$;
- per i muretti a due cortine con sacco: $A_{MCS} = 1030 \times 380 \text{ mm}^2 = 391400 \text{ mm}^2$;

Mentre la deformazione, ϵ [%], è data dal rapporto tra lo spostamento misurato da ogni trasduttore e la sua lunghezza.

Si riportano le lunghezze dei trasduttori:

Provino	A1	B1	C1	D1
MC_1	20	30	20	30
MC_2	20	30	20	30
MC_3	20	30	20	30
MCS_1	20	30	20	30
MCS_2	20	30	20	30
MCS_3	20	30	20	30

Tabella 34_lunghezze dei trasduttori (le misure sono riportate in cm)

Per ogni trasduttore gli spostamenti sopra la seconda cifra decimale sono stati annullati per via di errori strumentali.

I grafici sono stati poi aggiustati togliendo le parti non significative e rilevanti che potrebbero alterarne la lettura: sono stati depurati della parte iniziale di precarico e finale di scarico, in seguito all'applicazione della forza massima; per leggere meglio il modulo elastico del legame costitutivo, i grafici sono stati tagliati nei punti in cui comincia ad esserci una variazione della pendenza del primo tratto elastico, simbolo che il campione ha iniziato a fessurarsi.

Sono stati poi scartati i trasduttori che registrano comportamenti molto differenti rispetto gli altri, e cioè trasduttori che restituiscono deformazioni che si discostano di una deviazione standard rispetto la media delle deformazioni.

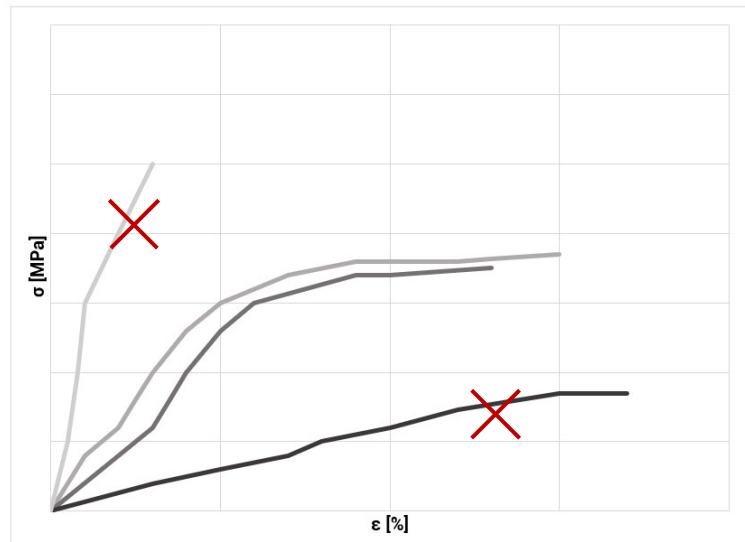


Grafico 73_esclusione dei trasduttori non attendibili

Si riportano i seguenti dati per ciascun campione di muretto:

- grafico tensione-deformazione dei trasduttori verticali, aggiustato, con linee di tendenza di ciascun trasduttore;
- grafico tensione-deformazione verticale media con stima del modulo elastico E_{med,M_i} ;
- grafico tensione-deformazione dei trasduttori orizzontali, aggiustato, con linee di tendenza di ciascun trasduttore;
- grafico tensione-deformazione orizzontale media con stima del modulo elastico $E_{med,M}$.

4.5.3.1 Muretti a due cortine non collaboranti (MC)

MC_1

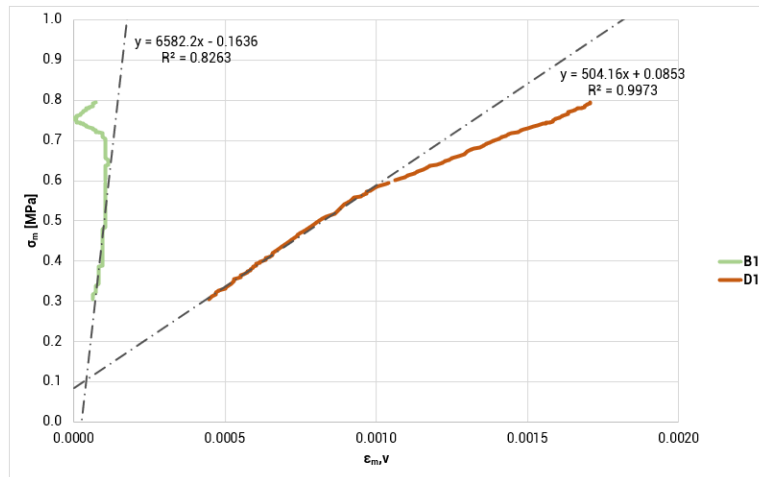


Grafico 74_tensione-deformazione verticale dei trasduttori B1 e D1 (MC_1)

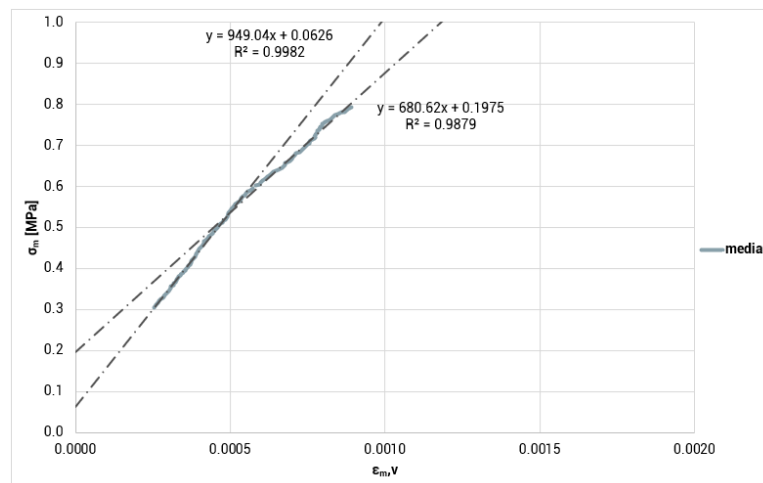


Grafico 75_tensione-deformazione verticale media dei trasduttori (MC_1)

$E_{med,M} 0-30 = 949.04$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra lo 0 e il 30% del carico massimo);

$E_{med,M} 30-60 = 680.62$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra il 30% e il 60% del carico massimo).

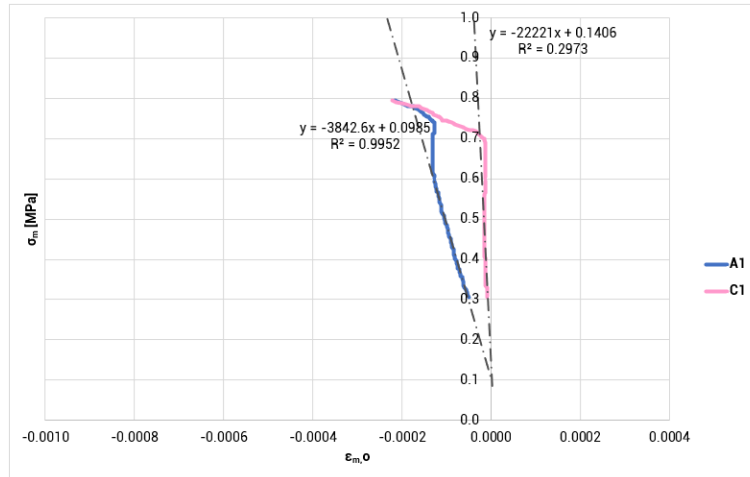


Grafico 76_tensione-deformazione orizzontale dei trasduttori A1 e C1 (MC_1)

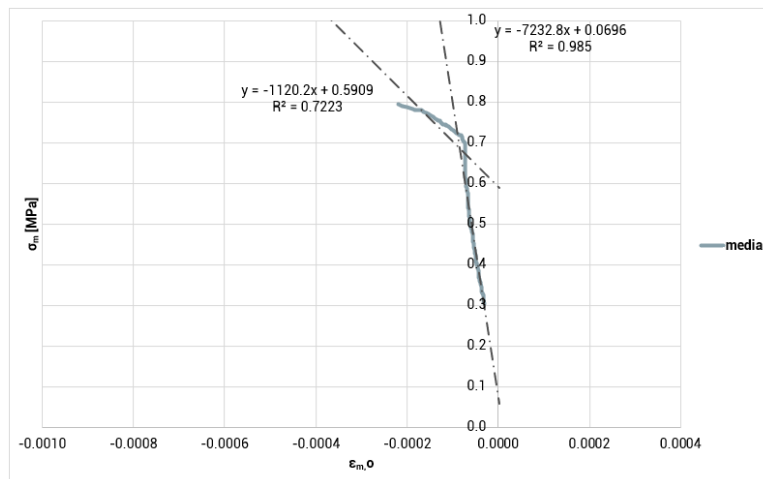


Grafico 77_tensione-deformazione orizzontale media dei trasduttori (MC_1)

$E_{med,M} 0-30 = -7232.80$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra lo 0 e il 30% del carico massimo);

$E_{med,M} 30-60 = -1120.20$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra il 30% e il 60% del carico massimo).

MC_2

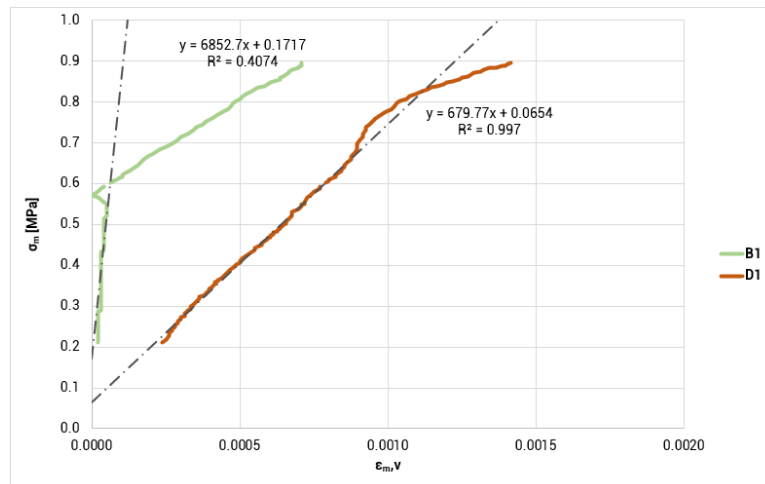


Grafico 78_tensione-deformazione verticale dei trasduttori B1 e D1 (MC_2)

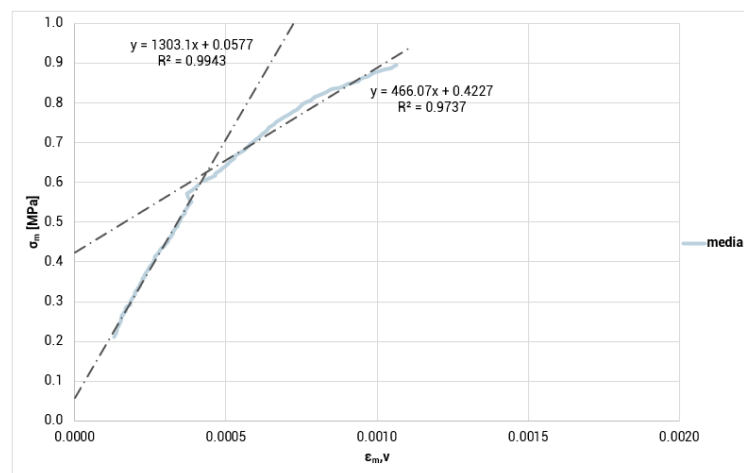


Grafico 79_tensione-deformazione verticale media dei trasduttori (MC_2)

$E_{med,M} 0-30 = 1303.10$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra lo 0 e il 30% del carico massimo);

$E_{med,M} 30-60 = 466.07$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra il 30% e il 60% del carico massimo).

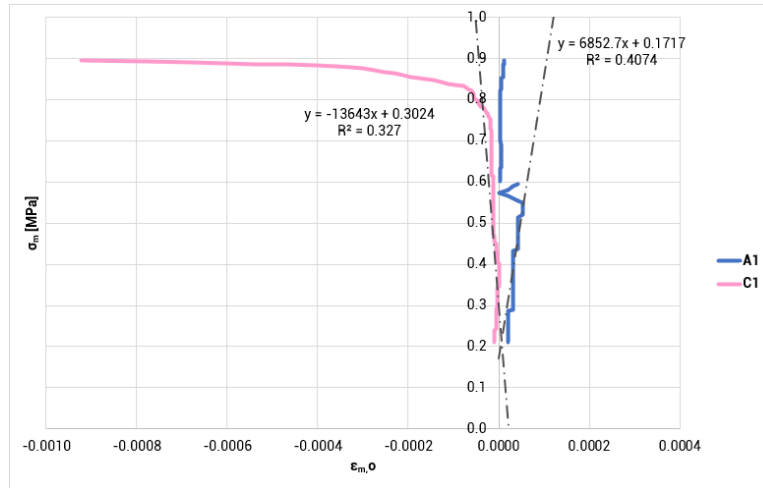


Grafico 80_tensione-deformazione orizzontale dei trasduttori A1 e C1 (MC_2)

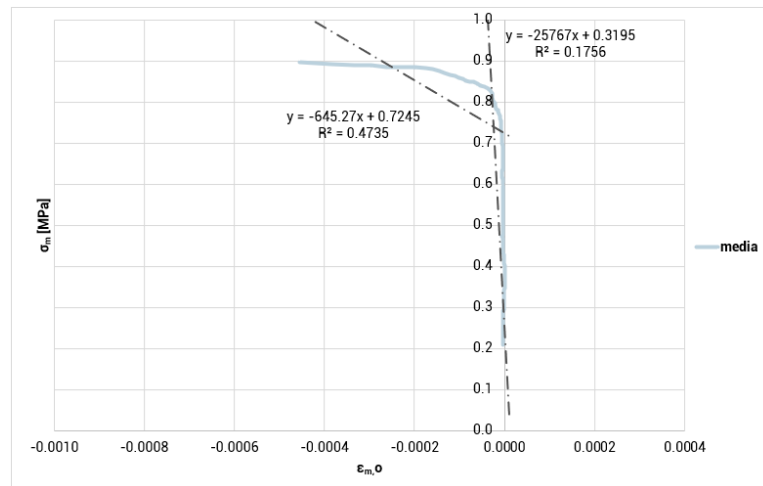


Grafico 81_tensione-deformazione orizzontale media dei trasduttori (MC_2)

$E_{med,M} 0-30 = -25767.00$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra lo 0 e il 30% del carico massimo);

$E_{med,M} 30-60 = -645.27$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra il 30% e il 60% del carico massimo).

MC_3

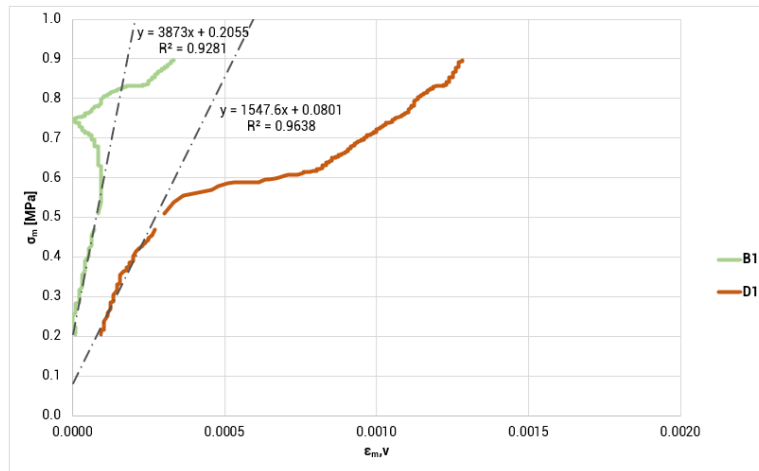


Grafico 82_tensione-deformazione verticale dei trasduttori B1 e D1 (MC_3)

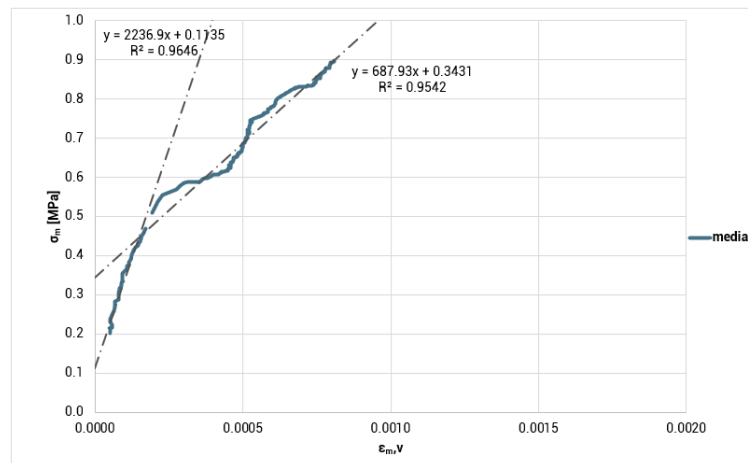


Grafico 83_tensione-deformazione verticale media dei trasduttori (MC_3)

$E_{med,M} 0-30 = 2236.90$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra lo 0 e il 30% del carico massimo);

$E_{med,M} 30-60 = 687.93$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra il 30% e il 60% del carico massimo).

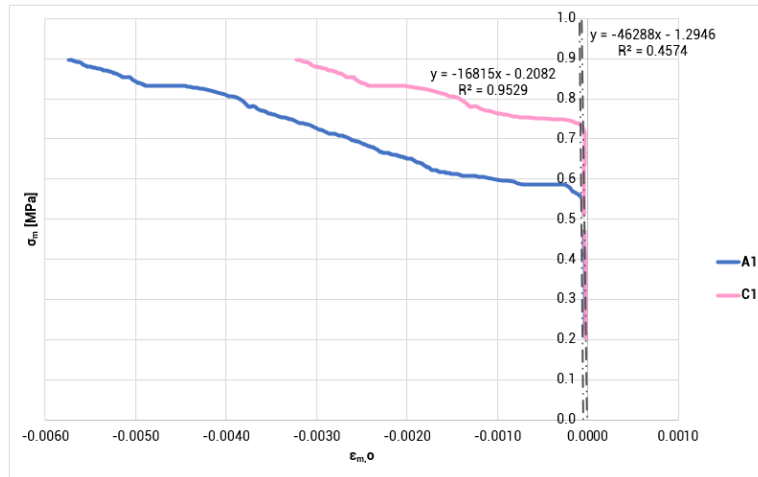


Grafico 84_tensione-deformazione orizzontale dei trasduttori A1 e C1 (MC_3)

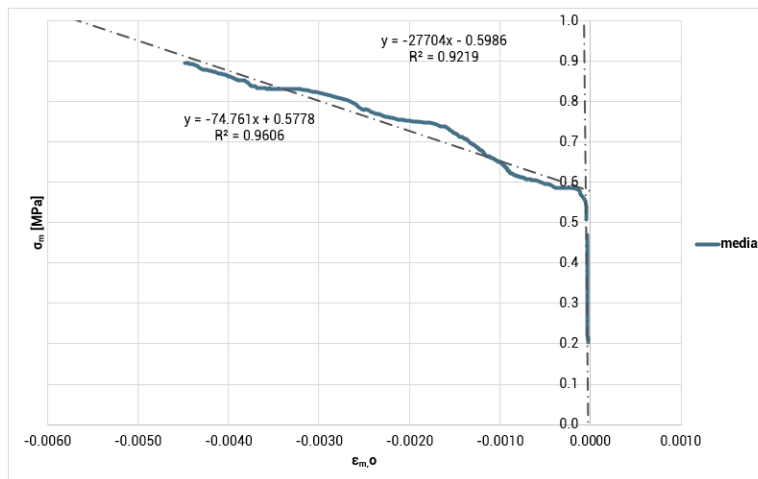


Grafico 85_tensione-deformazione orizzontale media dei trasduttori (MC_3)

$E_{med,M} 0-30 = -27704.00$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra lo 0 e il 30% del carico massimo);

$E_{med,M} 30-60 = -74.76$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra il 30% e il 60% del carico massimo).

4.5.3.2 Muretti a due cortine con sacco (MCS)

MCS_1

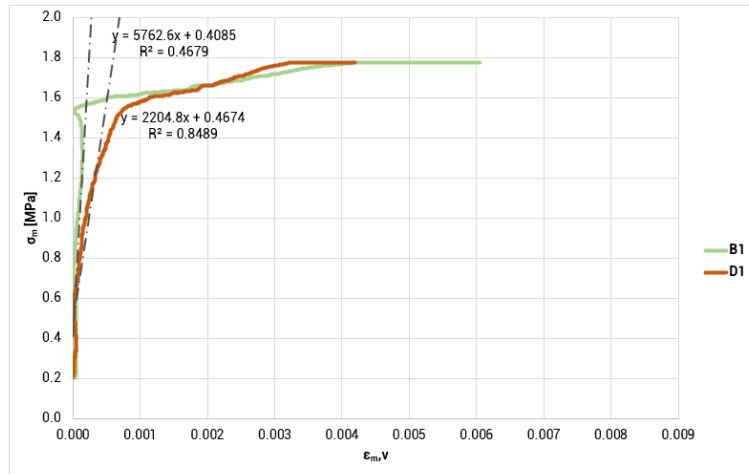


Grafico 86_tensione-deformazione verticale dei trasduttori B1 e D1 (MCS_1)

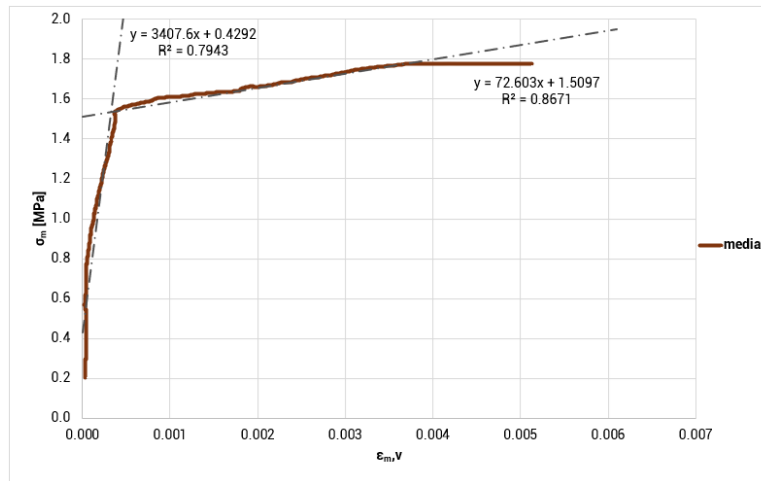


Grafico 87_tensione-deformazione verticale media dei trasduttori (MCS_1)

$E_{med,M} 0-30 = 3407.60$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra lo 0 e il 30% del carico massimo);

$E_{med,M} 30-60 = 72.60$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra il 30% e il 60% del carico massimo).

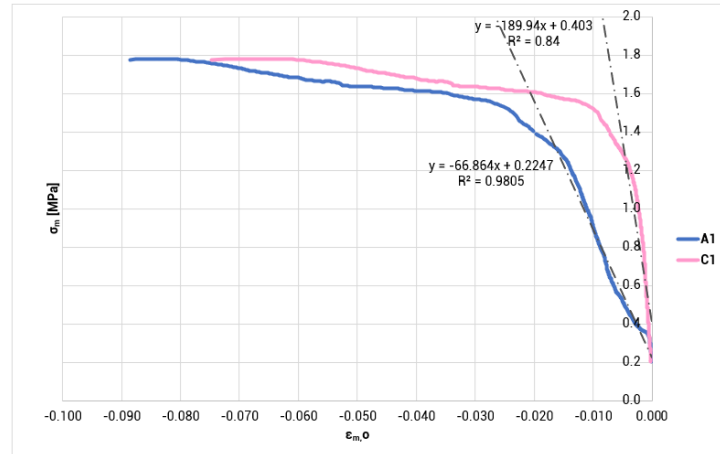


Grafico 88_tensione-deformazione orizzontale dei trasduttori A1 e C1 (MCS_1)

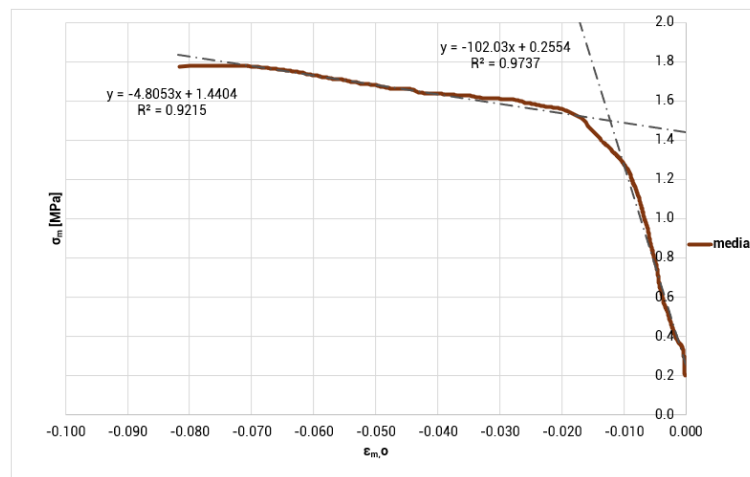


Grafico 89_tensione-deformazione orizzontale media dei trasduttori (MCS_1)

$E_{med,M} 0-30 = -102.03$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra lo 0 e il 30% del carico massimo);

$E_{med,M} 30-60 = -4.81$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra il 30% e il 60% del carico massimo).

MCS_2

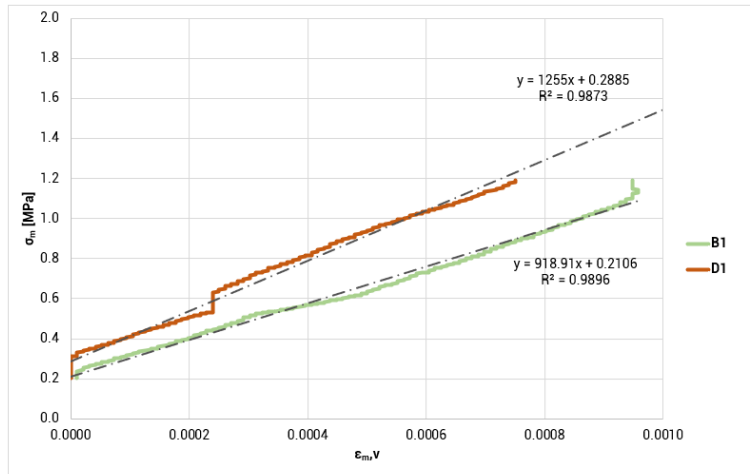


Grafico 90_tensione-deformazione verticale dei trasduttori B1 e D1 (MCS_2)

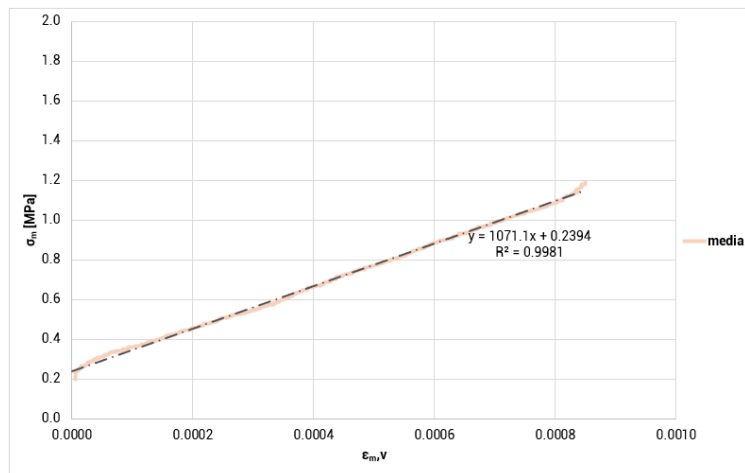


Grafico 91_tensione-deformazione verticale media dei trasduttori (MCS_2)

$E_{med,M} 0-30 = 1071.10$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra lo 0 e il 30% del carico massimo).

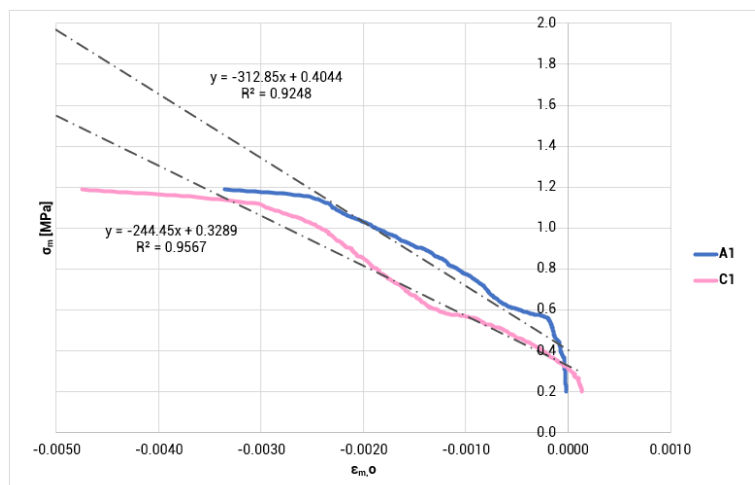


Grafico 92_tensione-deformazione orizzontale dei trasduttori A1 e C1 (MCS_2)

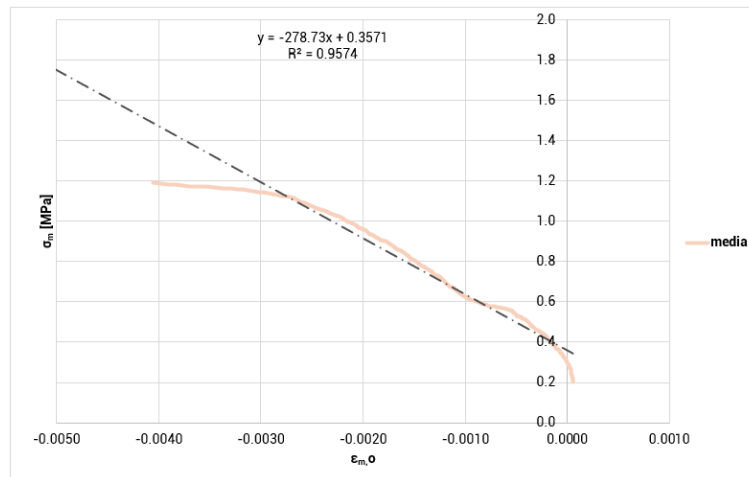


Grafico 93_tensione-deformazione orizzontale media dei trasduttori (MCS_2)

$E_{med,M} 0-30 = -278.73$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra lo 0 e il 30% del carico massimo).

MCS_3

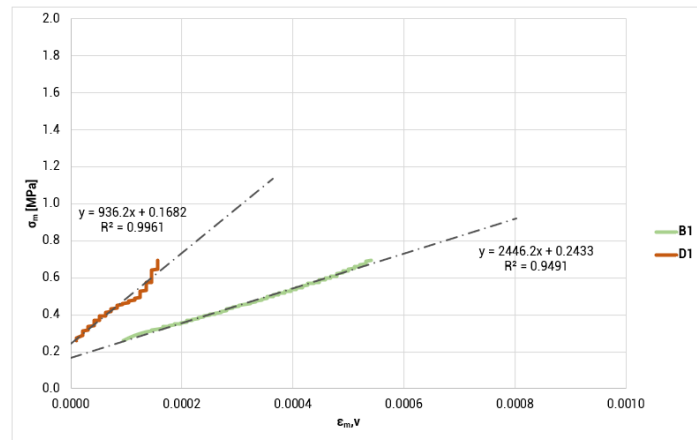


Grafico 94_tensione-deformazione verticale dei trasduttori B1 e D1 (MCS_3)

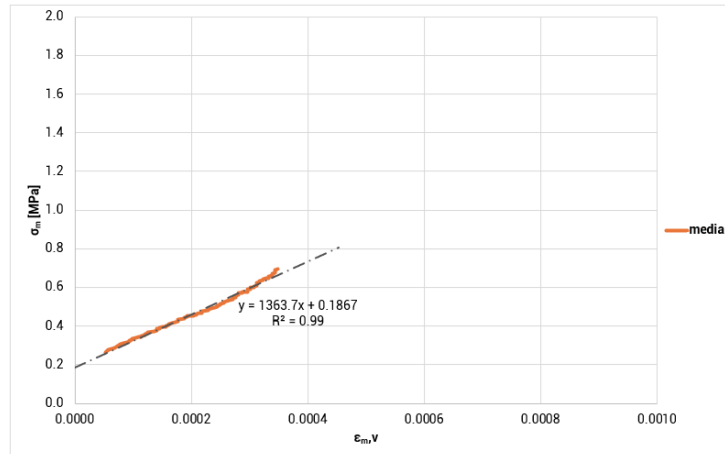


Grafico 95_tensione-deformazione verticale media dei trasduttori (MCS_3)

$E_{med,M} 0-30 = 1363.70$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra lo 0 e il 30% del carico massimo).

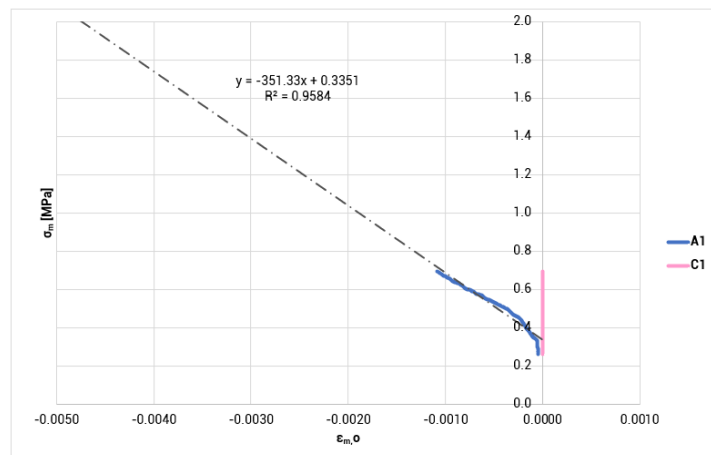


Grafico 96_tensione-deformazione orizzontale dei trasduttori A1 e C1 (MCS_3)

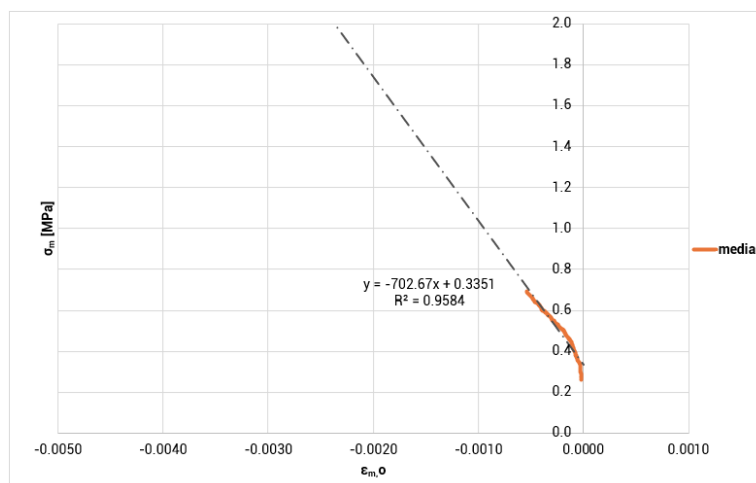


Grafico 97_tensione-deformazione orizzontale media dei trasduttori (MCS_3)

$E_{med,M} 0-30 = -702.67$ [MPa] (modulo di elasticità medio tra lo 0 e il 30% del carico massimo).

4.5.3.3 Riepilogo delle prove a compressione

Vengono successivamente riportate le caratteristiche meccaniche delle due tipologie di muretti sottoposti alle prove di compressione.

MURETTI A DUE CORTINE NON COLLABORANTI (MC)

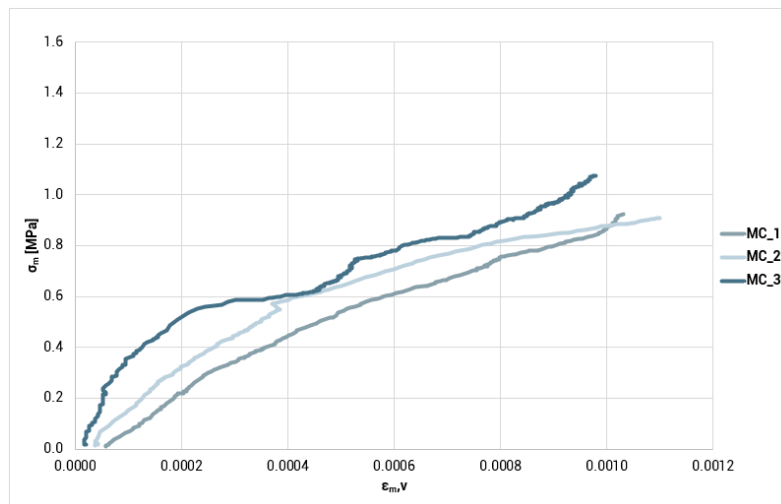


Grafico 98_tensione-deformazione verticale media dei tre muretti a due cortine (MC)

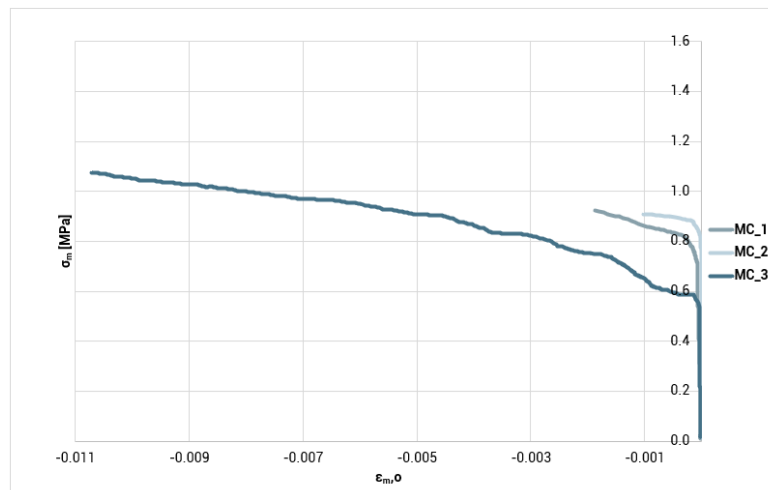


Grafico 99_tensione-deformazione orizzontale media dei muretti a due cortine (MC)

Provino MC	$F_{max,MC}$ [kN]	$f_{c,MC}$ [MPa]	$\epsilon_{2,MC}$ [MPa]	ϵ_{MC} 30% [MPa]	E_{MC} 0-30 [MPa]	E_{MC} 30-60 [MPa]
MC_1	535	2.08	0.0014	0.00037	949.04	680.62
MC_2	481	1.87	0.0006	0.000234	1303.10	466.07
MC_3	613	2.38	0.0010	0.000172	2236.90	687.93

*deformazioni verticali

Valori medi

Provino MC	$F_{max\ med,MC}$ [kN]	$f_{c\ med,MC}$ [MPa]	$\epsilon_{2,MC}$ [MPa]	ϵ_{MC} 30% [MPa]	E_{MC} 0-30 [MPa]	E_{MC} 30-60 [MPa]
MC	543	2.11	0.0010	0.000259	1496.35	611.54
D.S.	66	0.26	0.0004	0.000101	665.32	126.03

Grafico 100_risultati prove a compressione dei tre muretti a due cortine (MC)

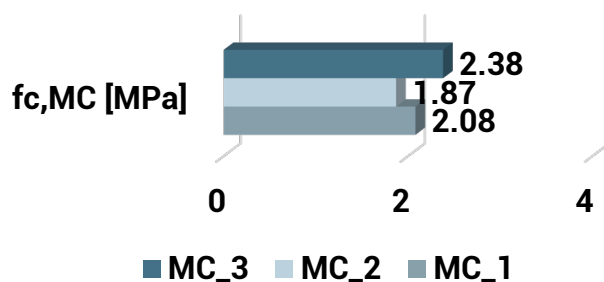


Grafico 101_resistenze massime a compressione (MC)

MURETTI A DUE CORTINE CON SACCO (MCS)

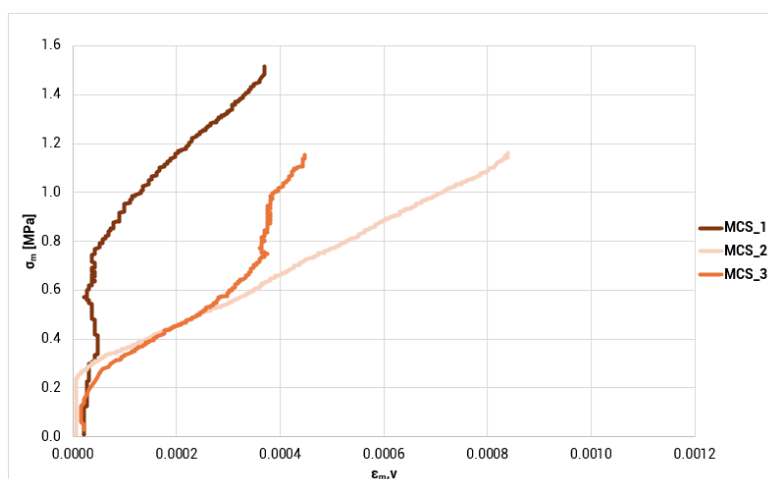


Grafico 102_tensione-deformazione verticale media dei tre muretti con sacco (MCS)

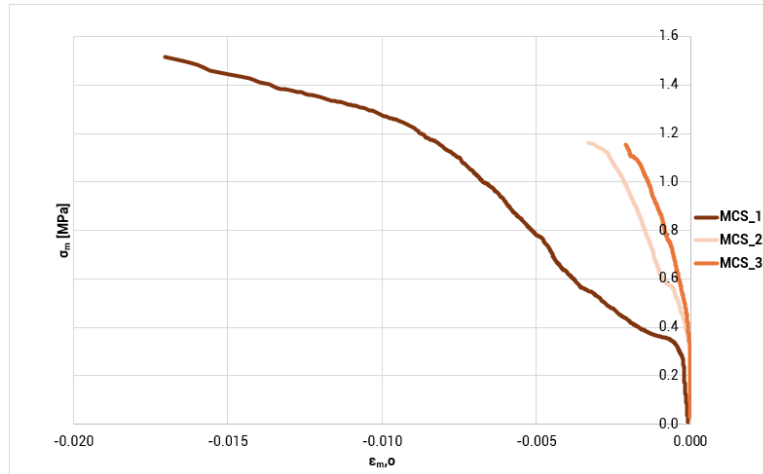


Grafico 103_tensione-deformazione orizzontale media dei muretti con sacco (MCS)

Provino MCS	$F_{max,MCS}$ [kN]	$f_{c,MCS}$ [MPa]	$\epsilon_{2,MCS}$ [MPa]	$\epsilon_{MCS\ 30\%}$ [MPa]	$E_{MCS\ 0-30}$ [MPa]	$E_{MC\ 30-60}$ [MPa]
MC_1	696	1.78	0.0003	3.65E-05	3407.60	72.60
MC_2	803	2.05	0.0008	0.000359	1071.10	\
MC_3	933	2.38	0.0003	0.000359	1363.70	\

*deformazioni verticali

Valori medi

Provino MCS	$F_{max\ med,MCS}$ [kN]	$f_{c\ med,MCS}$ [MPa]	$\epsilon_{2,MCS}$ [MPa]	$\epsilon_{MCS\ 30\%}$ [MPa]	$E_{MCS\ 0-30}$ [MPa]	$E_{MCS\ 30-60}$ [MPa]
MC	811	2.07	0.0005	0.000252	1947.47	72.60
D.S.	119	0.30	0.0003	0.000186	1272.95	#DIV/0!

Grafico 104_risultati prove a compressione dei tre muretti con sacco (MCS)

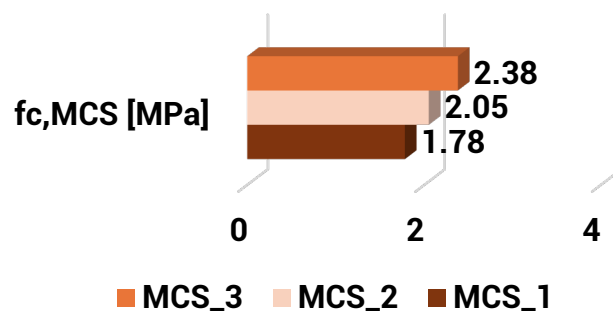


Grafico 105_resistenze massime a compressione (MCS)

Rappresentazione delle resistenze, $f_{c,M}$ [MPa] di tutti i campioni.

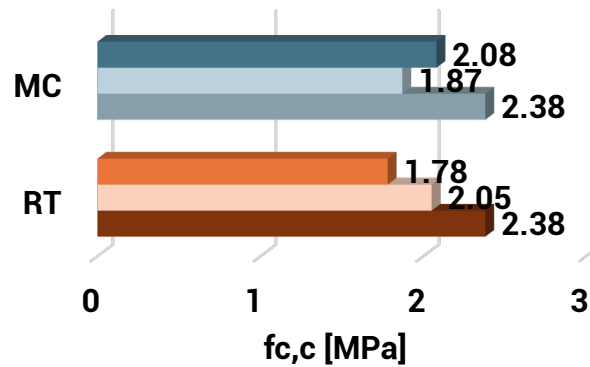


Grafico 106_resistenze massime a compressione, $f_{c,M}$ [MPa] (MC-MCS)

4.5.4 Modalità di rottura dei campioni

Nel seguente paragrafo, vengono analizzate le modalità di rottura dei muretti, sia con sacco che senza. Servono per studiare i meccanismi statici attivati durante la compressione e valutare quelli che sono i modi di rompersi dei campioni. Per comprenderli al meglio, sono stati utilizzati sia i video che le foto fatte durante la prova, che le acquisizioni ottenute dalla DIC. Queste ultime utilizzate dopo aver dimostrato la loro attendibilità (come verrà meglio spiegato nel paragrafo successivo).

Per ogni muretto si riportano:

- rilievo fotografico delle quattro facce dei provini;
- schema della modalità di rottura e del meccanismo statico attivato;
- acquisizioni DIC;
- interpretazione del quadro fessurativo.

4.5.4.1 Muretti a due cortine non collaboranti (MC)

RILIEVO FOTOGRAFICO (MC_1)



Figura 172_rilievo fotografico eseguito in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MC_1)

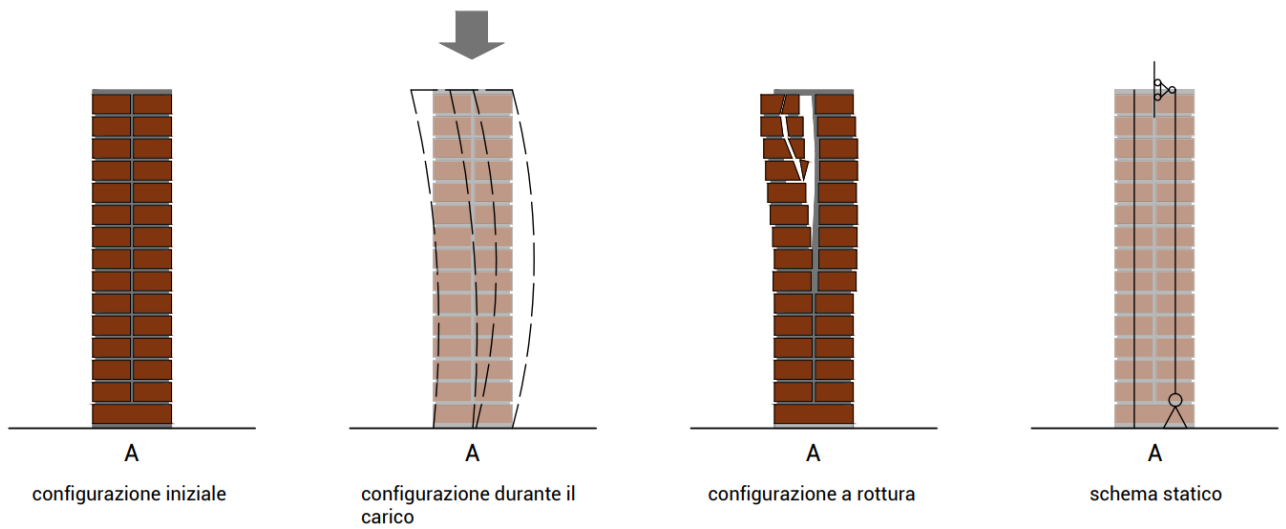


Figura 173_schema di rottura e del meccanismo statico attivato (MC_1)

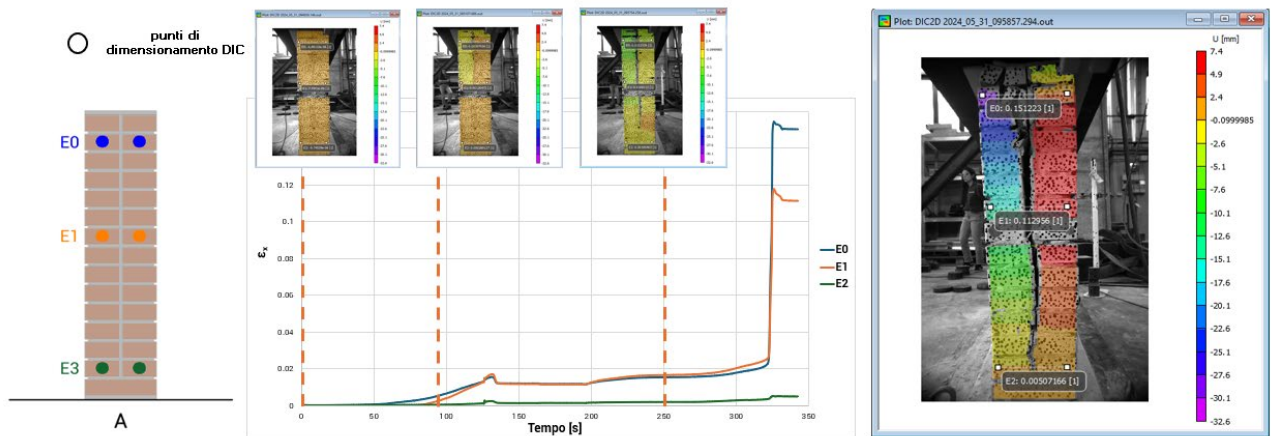


Figura 174_procedimento seguito per l'interpretazione dei dati DIC

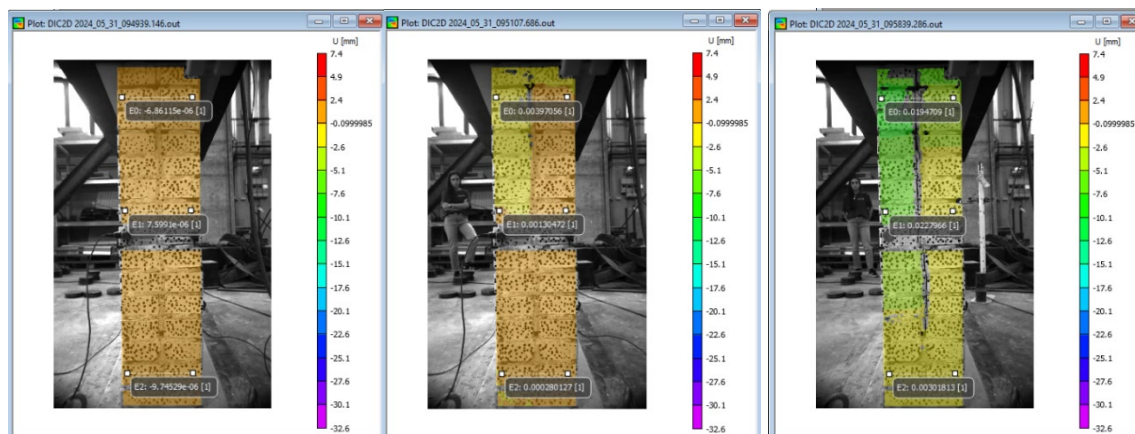


Figura 175_immagini della DIC a tre diversi frame della fase di acquisizione

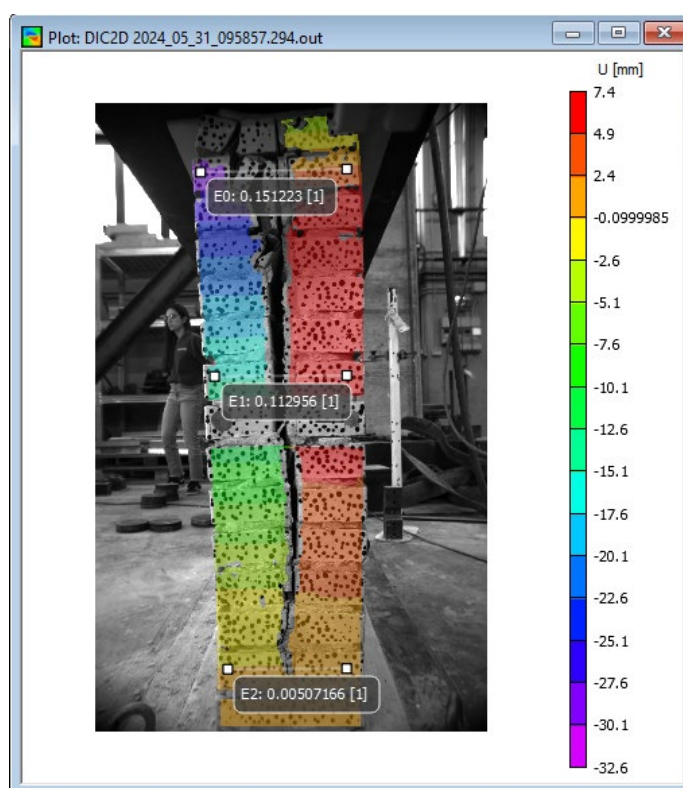


Figura 176_immagine della DIC nell'istante finale corrispondente alla rottura

È stata considerata inizialmente la faccia laterale, A, del muretto. Sono state selezionate tre coppie di punti a diverse altezze della sezione muraria: due agli estremi, in sommità E_0 e alla base E_2 , ed una centrale E_1 , per valutare gli spostamenti delle cortine tra di loro e "spanciamenti". È stato creato il grafico tensione tempo di questi tre punti; sono stati poi prese immagini a frame differenti per vedere come varia nel tempo la configurazione non deformata. La DIC rappresenta gli spostamenti laterali rispetto ad un asse che è centrato rispetto l'oggetto da acquisire: quindi il

colore rosso indica spostamenti positivi e il colore blu quelli negativi. Di conseguenza, vedendo l'immagine della configurazione finale si intuisce come le due cortine si siano separate di più in sommità. Come si spiegherà successivamente nell'interpretazione del quadro fessurativo, il comportamento finale dimostrato è assimilabile ad una configurazione intermedia tra lo schema statico della mensola e della cerniera-carrello.

RILIEVO FOTOGRAFICO (MC_2)



Figura 177_rilievo fotografico eseguito in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MC_2)

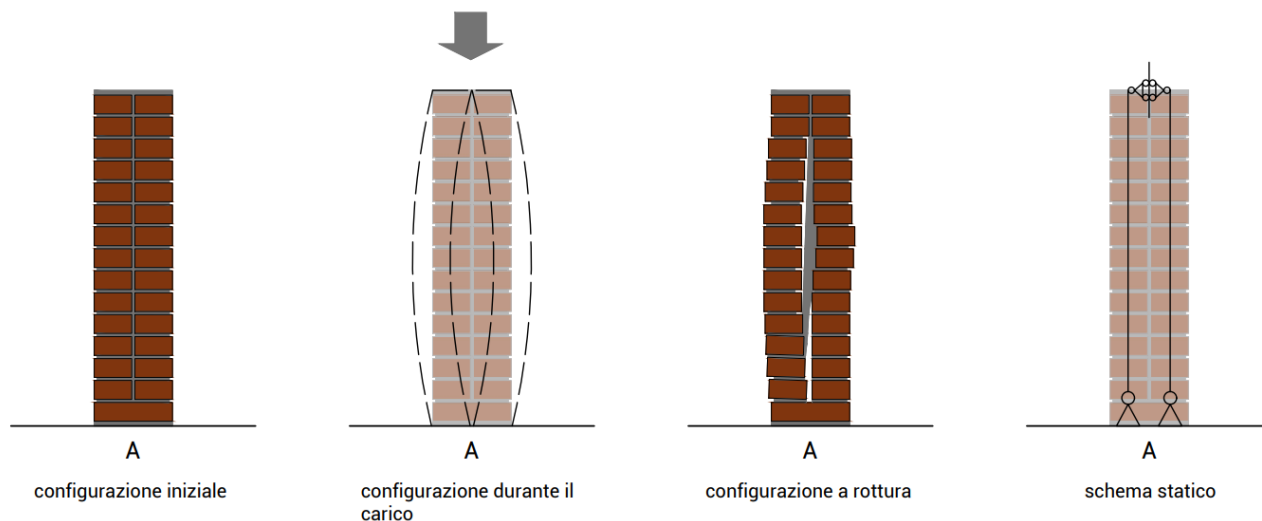


Figura 178_schema di rottura e del meccanismo statico attivato (MC_2)

Per il secondo campione, non è stata eseguita l'acquisizione mediante DIC. Ma dalle immagini fatte con fotocamera normale e dai video eseguiti della prova, si è riuscito comunque ad interpretare e decifrare lo schema di rottura, che per questo caso è risultato essere quello dell'accoppiata cerniera-carrello.

RILIEVO FOTOGRAFICO (MC_3)



Figura 179_rilievo fotografico eseguito in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MC_3)

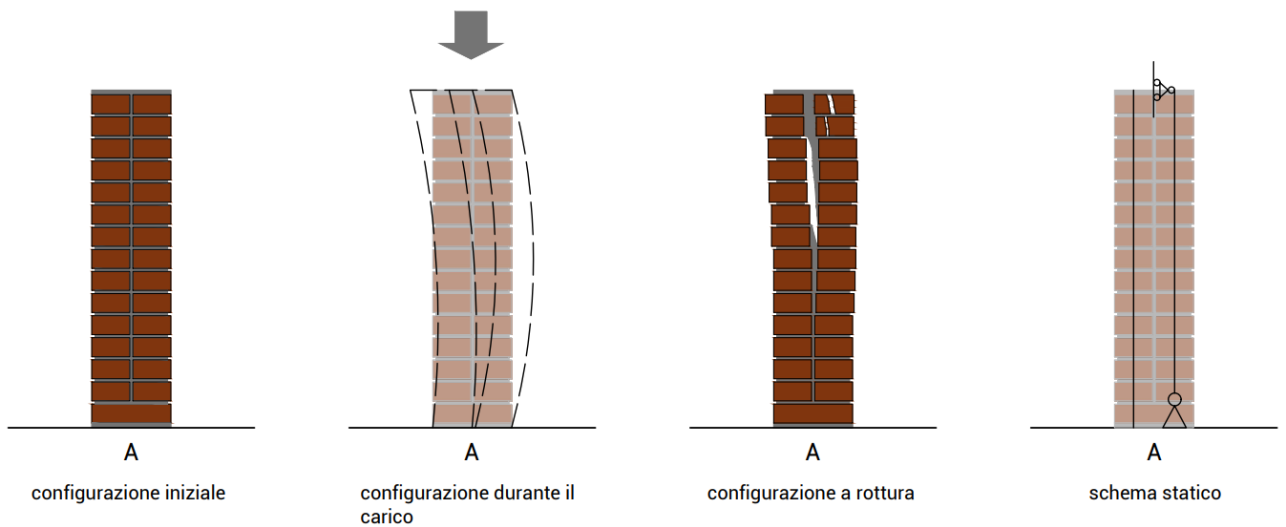


Figura 180_schema di rottura e del meccanismo statico attivato (MC_3)

INTERPRETAZIONE DEL QUADRO FESSURATIVO

Tutte le prove a compressione hanno mostrato un comportamento comune: la rottura è avvenuta improvvisamente con il distacco delle due cortine. Le lesioni rilevate durante la prova, pertanto, sono avvenute prevalentemente nella faccia laterale, dove all'aumentare del carico si sono sempre riscontrate fessure tra l'interfaccia cortina-cortina. Ogni muretto ha presentato una lesione di ampiezza crescente all'aumentare dell'altezza e solo al termine della prova si sono verificate le rotture degli ultimi filari dei mattoni con conseguente richiusura della fessura verticale. Nella faccia principale non si è osservata la formazione di alcuna lesione; testimonianza di una rottura prematura rispetto al raggiungimento a compressione della resistenza della cortina muraria. Fa eccezione il primo muretto testato, MC_1, dove nella faccia principale (D) è stata rilevata una lesione obliqua.

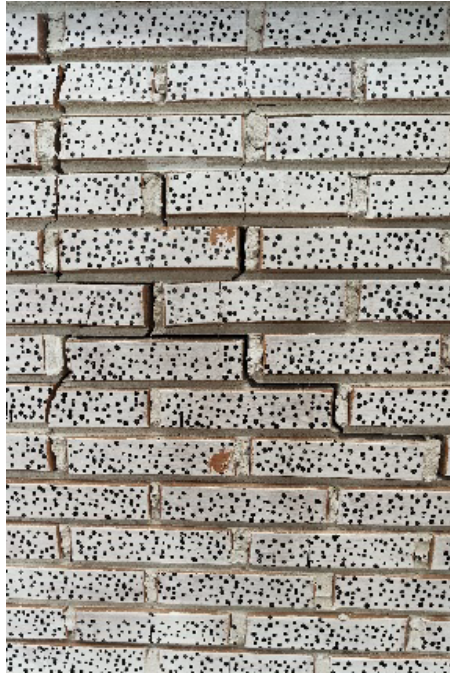


Figura 181_Lesione diagonale (MC_1)

Questo è sintomo di un meccanismo di ribaltamento diagonale dovuto ad una presunta non planarità della superficie di appoggio della piastra di carico. Questo fenomeno di particolare difformità rispetto al comportamento atteso è stato poi successivamente confermato grazie all'acquisizione dei dati DIC.

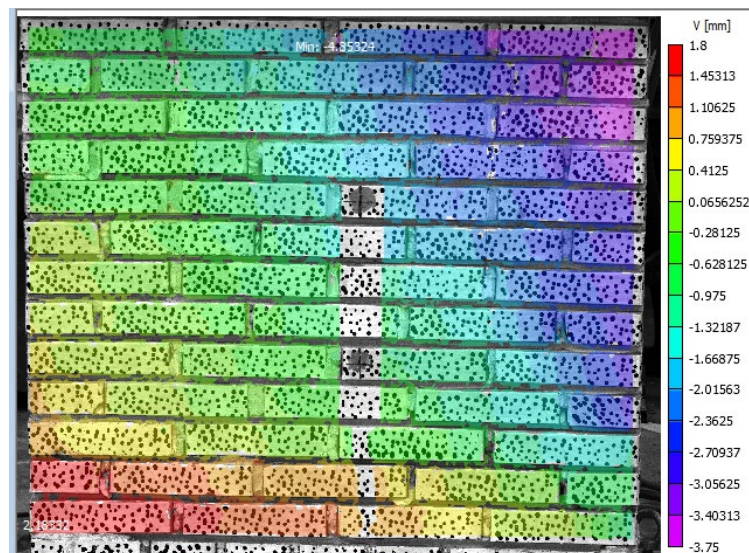


Figura 182_acquisizione DIC della faccia D (MC_1)

Nella figura soprastante viene diagrammato lo spostamento perpendicolare al piano: quindi si vede chiaramente che l'angolo in alto a destra ha ribaltato verso l'esterno.

4.5.4.2 Muretti a due cortine con sacco (MCS)

RILIEVO FOTOGRAFICO (MCS_1)



Figura 183_rilievo fotografico eseguito in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MCS_1)

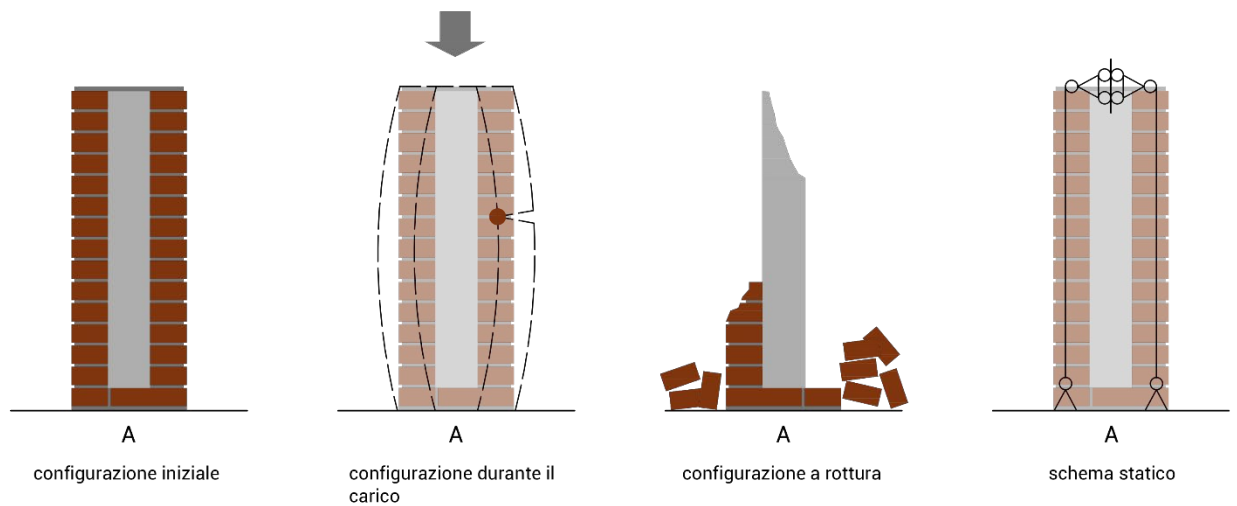


Figura 184_schema di rottura e del meccanismo statico attivato (MCS_1)

Per questo campione non sono stati acquisiti i dati DIC perché lo speckle non è stato eseguito correttamente ed ha contribuito all'ottenimento di risultati molto disturbati.

RILIEVO FOTOGRAFICO (MCS_2)



Figura 185_rilievo fotografico eseguito in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MCS_2)

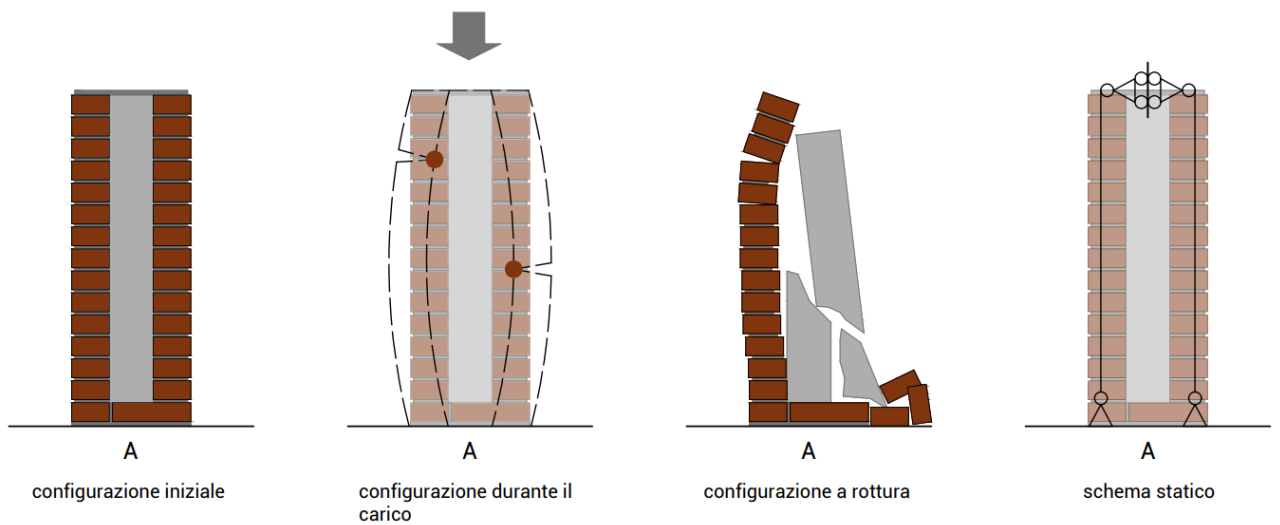


Figura 186_schema di rottura e del meccanismo statico attivato (MCS_2)

Per questo campione non sono stati acquisiti i dati DIC perché lo speckle non è stato eseguito correttamente ed ha contribuito all'ottenimento di risultati molto disturbati.

RILIEVO FOTOGRAFICO (MCS_3)



Figura 187_rilievo fotografico eseguito in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MCS_3)

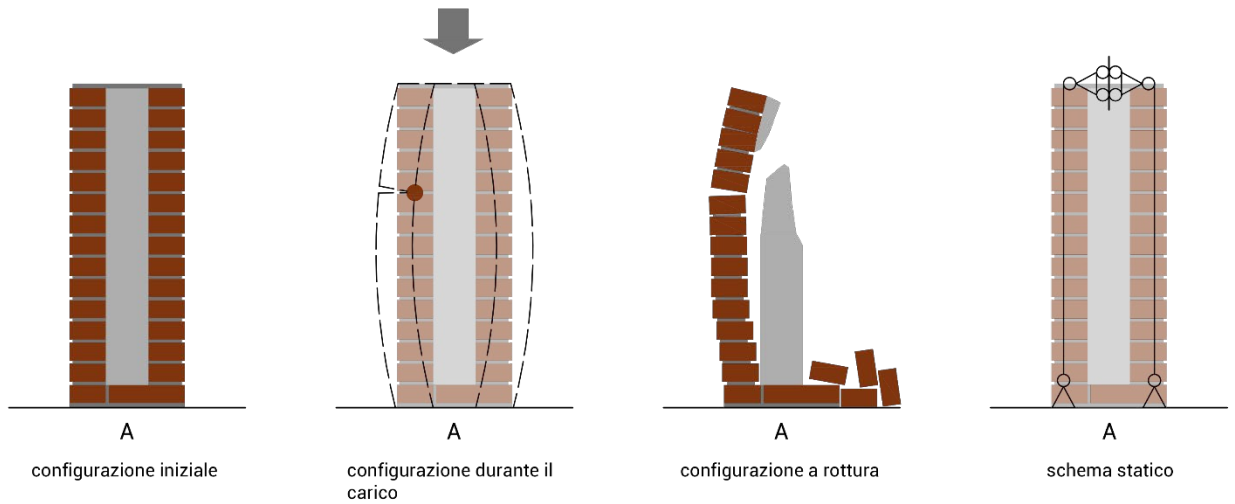


Figura 188_schema di rottura e del meccanismo statico attivato (MCS_3)

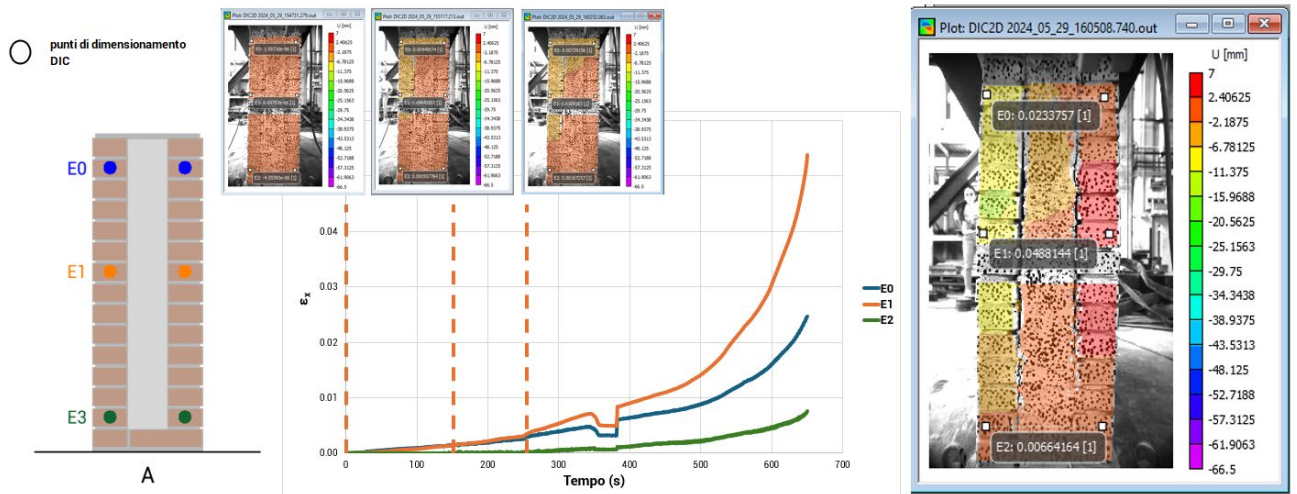


Figura 189_procedimento seguito per l'interpretazione dei dati DIC

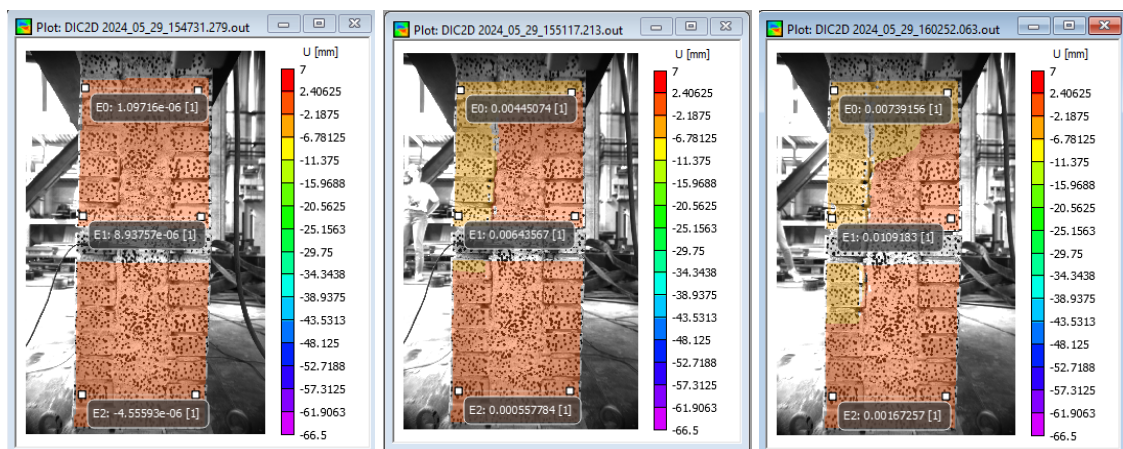


Figura 190_immagini della DIC a tre diversi frame della fase di acquisizione

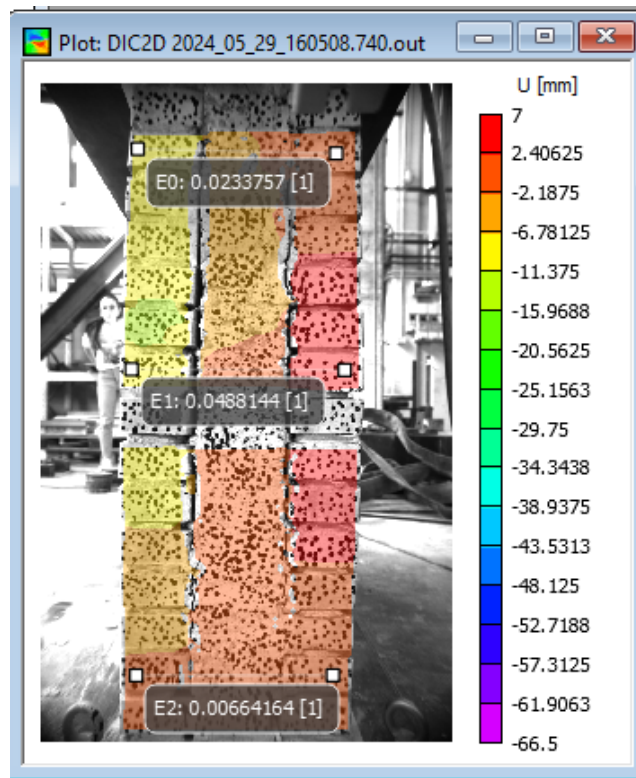


Figura 191 Immagine della DIC nell'istante finale corrispondente alla rottura

È stata considerata inizialmente la faccia laterale, A, del muretto. Sono state selezionate tre coppie di punti a diverse altezze della sezione muraria: due agli estremi, in sommità E_0 e alla base E_2 , ed una centrale E_1 , per valutare gli spostamenti delle cortine tra di loro e "spanciamenti". È stato creato il grafico tensione tempo di questi tre punti; sono stati poi prese immagini a frame differenti per vedere come varia nel tempo la configurazione non deformata. La DIC rappresenta gli spostamenti laterali rispetto ad un asse che è centrato rispetto l'oggetto da acquisire: quindi il colore rosso indica spostamenti positivi e il colore blu quelli negativi. Di conseguenza, vedendo l'immagine della configurazione finale si può notare che c'è stato uno spanciamento del muretto in mezzera. Come si spiegherà successivamente nell'interpretazione del quadro fessurativo, il comportamento finale dimostrato è assimilabile ad una configurazione di schema statico cerniera-carrello.

INTERPRETAZIONE DEL QUADRO FESSURATIVO

Tutte le prove a compressione hanno mostrato un comportamento comune: la rottura è avvenuta improvvisamente con il distacco delle due cortine. Le lesioni rilevate durante la prova, pertanto, sono avvenute prevalentemente nella faccia

laterale, dove all'aumentare del carico si sono sempre riscontrate fessure tra l'interfaccia cortina-sacco. Ogni muretto ha presentato una lesione di ampiezza maggiore al centro della faccia laterale. Nella faccia principale non si è osservata la formazione di alcuna lesione nei mattoni, ma si è sempre verificata una lesione di ampiezza costante orizzontale lungo uno dei filari di malta, in prossimità della mezzeria, simbolo della formazione di una cerniera orizzontale.

4.5.5 Confronto con le formulazioni analitiche

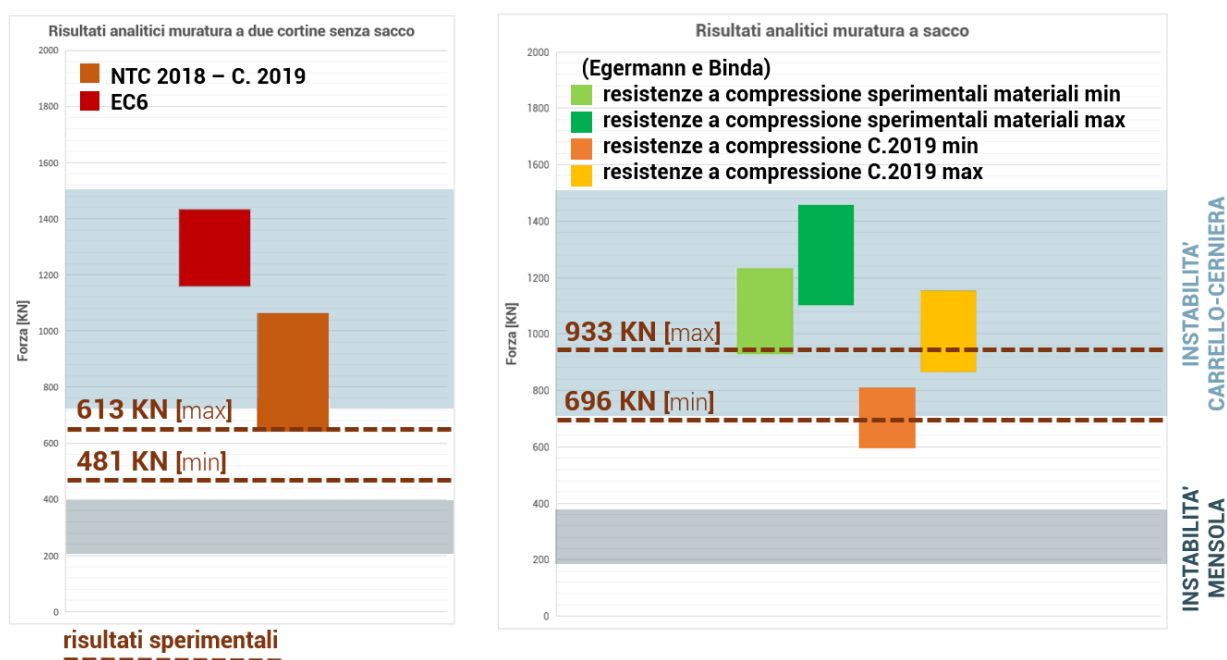


Grafico 107_rappresentazione dei valori di resistenza tratti dalle formulazioni analitiche

È stato effettuato un confronto per entrambe le tipologie di pannelli murari tra la forza di rottura massima e minima rilevata durante le prove sperimentali e le previsioni analitiche descritte nel paragrafo [4.4]. Alcune di queste formulazioni, come ad esempio il carico critico di un'asta vincolata con incastro e pattino all'estremità, sono state escluse a causa di valori di stima troppo elevati rispetto ai risultati sperimentali. Nel grafico soprastante sono stati riportati solo i "range" di rottura che hanno fornito risultati verosimili rispetto ai valori rilevati durante la prova. Tra questi si nota come le resistenze a compressione derivate dai valori tabulati nella Circolare 2019 [60] siano notevolmente inferiori rispetto a quelle ottenute mediante calcoli basati sulle resistenze a compressione dei materiali costituenti i pannelli. Questi risultati sono stati interpretati a seguito dell'elaborazione dati DIC e del rilievo del quadro

fessurativo. Sebbene sembri che la rottura possa essersi verificata in alcuni casi per compressione del pannello, in realtà, presa coscienza degli spostamenti avvenuti durante la prova, è possibile affermare con certezza che tutti i provini hanno dimostrato una rottura per instabilità. Questo comportamento è conforme ai meccanismi di danno tipici delle murature a sacco, in cui la scarsa collaborazione tra le cortine fa sì che l'intero pannello si discretizzi in elementi di elevata snellezza e pertanto soggetti a carico di punta. Il confronto con i valori previsionali è stato utile non solo per dimostrare la rottura per instabilità, ma anche per ipotizzare i tipi di vincolo che si sono innescati alla base e in sommità del pannello murario. In questo caso la muratura a sacco e la muratura a due cortine separate hanno denotato vincoli differenti. Tutti i campioni realizzati con il sacco si sono rotti per instabilità, mostrando un comportamento tipico di un'asta vincolata con cerniera e carrello. I provini a due cortine non collaboranti invece hanno mostrato un meccanismo medio tra un'asta cerniera-carrello e una mensola.

4.5.6 Confronto tra risultati degli LVDT e risultati della DIC

Come precedentemente detto, una tematica importante trattata in questo studio di tesi è stato lo studio di un nuovo metodo di acquisizione delle deformazioni durante una prova e cioè la DIC. È una metodologia frequentemente utilizzata nell'ambito dell'ingegneria meccanica che sfrutta delle camere ottiche per acquisire immagini, prima e dopo l'esecuzione della prova, e poi correlarle tra di loro, in modo da determinare eventuali deformazioni delle stesse. Solitamente questa tecnica viene utilizzata per campioni di piccole dimensioni, come pezzi meccanici, di materiale isotropo, come l'acciaio, che mostra un comportamento omogeneo per tutti i campioni analizzati. Usare la DIC su provini in muratura rappresenta una duplice sfida: la prima riguarda la preparazione del campione, la seconda la lettura dei risultati. Essendo, infatti, la muratura non omogenea, altamente variabile e formata dall'accoppiamento di diversi materiali, che sono la malta e gli elementi resistenti, con superfici non lisce e regolari, la sua preparazione alla prova risulta essere più complicata. Bisogna cercare di disegnare un giusto speckle, con una buona configurazione di punti ben distanziati e dalle giuste dimensioni, così da ottenere dei risultati il più possibile attendibili. La realizzazione di tale speckle non sempre è

immediata: come in questo caso, sono stati necessari diversi tentativi con differenti tecniche per arrivare alla soluzione ideale, ottenuta tramite la creazione di uno stampo rudimentale ma che è risultato essere il più efficace. Inoltre, il suo essere non omogenea e anisotropa, comporta l'ottenimento di un range di risultati più vario rispetto quello che si avrebbe per campioni omogenei; quindi anche la lettura di tali risultati va studiata tenendo conto di questa variabilità.

Quello che si vuole dimostrare nel presente paragrafo è la comprovata attendibilità e bontà dei risultati che sono stati ottenuti dalla DIC, confrontando i grafici del legame costitutivo, tensione-deformazione, rielaborati dai dati acquisiti con la DIC e quelli ottenuti dalle acquisizioni dello Spider 8. Quello che si ottiene è l'uguaglianza dei moduli elastici della muratura, a due cortine non collaboranti e con sacco, ricavati; si vedrà chiaramente la similarità delle due curve del legame costitutivo.

Per ottenere queste curve dai dati di spostamento e tempo rilevati dalla DIC, sono stati nell'immagine corrispondente, due punti di campionamento in prossimità delle estremità degli LVDT, in modo tale da avere gli spostamenti della stessa area del paramento murario in entrambi i casi così da poter essere confrontati.

Successivamente, si riportano e si mettono a confronto i grafici tensione-deformazione ottenuti sia dall'acquisizione tramite estensimetri sia dalla DIC, evidenziando il valore del modulo elastico nel tratto che va dal 30% al 60% della forza massima registrata. Sovrapponendo poi le due curve, è possibile vedere come poi queste si corrispondano.

4.5.6.1 Muretti a due cortine non collaboranti (MC)

Nel caso dei muretti a due cortine non collaboranti, sul secondo campione, MC_2, non è stata eseguita l'acquisizione tramite DIC, ma solamente quella tradizionale. Pertanto il confronto non viene fatto.

MC_1

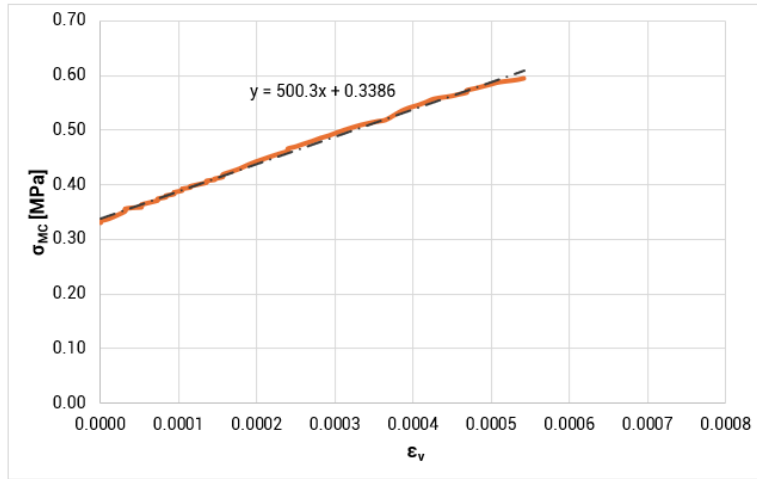


Grafico 108_tensione-deformazione ottenuto dalle acquisizioni con LVDT (MC_1)

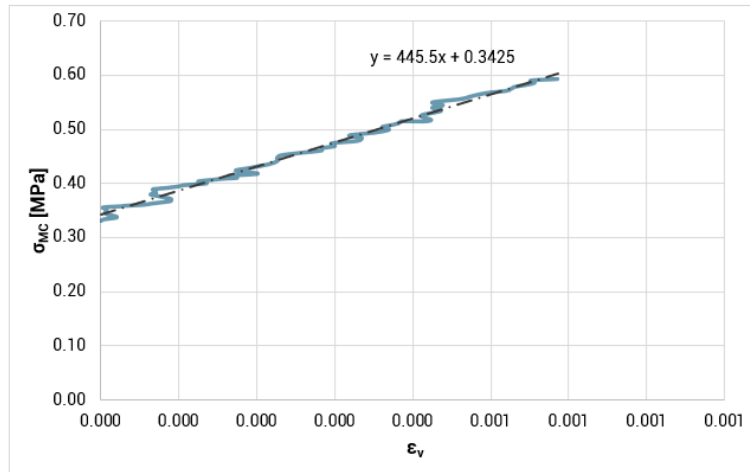


Grafico 109_tensione-deformazione ottenuto dalle acquisizioni con DIC (MC_1)

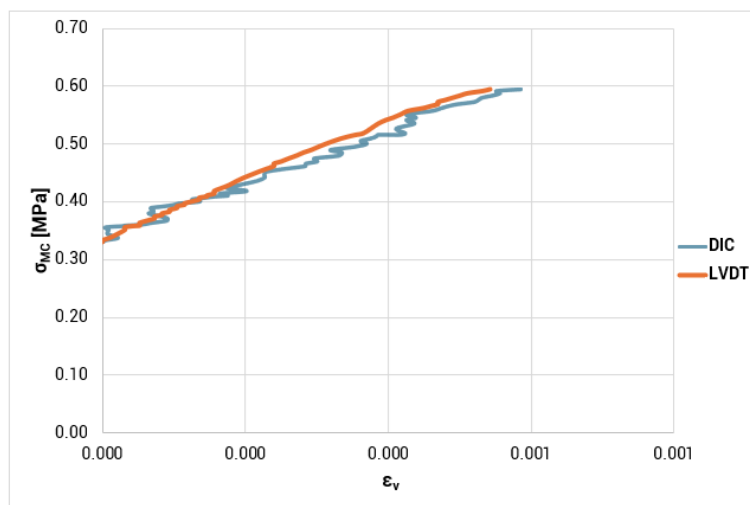


Grafico 110_Jegami costitutivi ottenuti con LVDT e DIC a confronto (MC_1)

MC_3

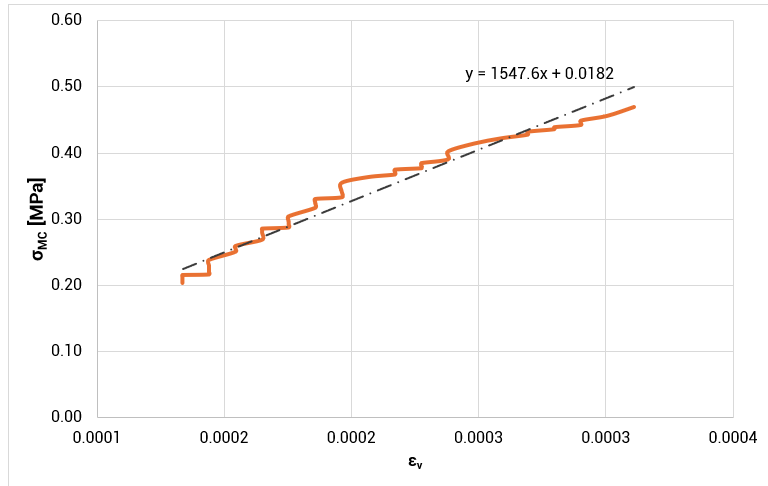


Grafico 111_tensione-deformazione ottenuto dalle acquisizioni con LVDT (MC_3)

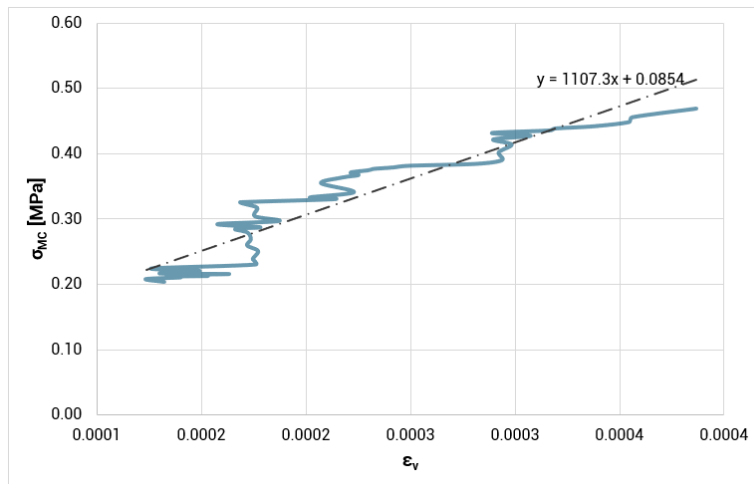


Grafico 112_tensione-deformazione ottenuto dalle acquisizioni con DIC (MC_3)

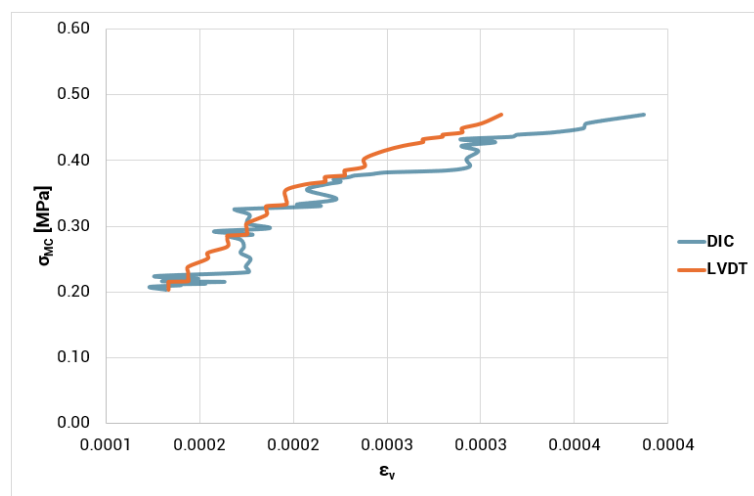


Grafico 113_legami costitutivi ottenuti con LVDT e DIC a confronto (MC_3)

4.5.6.2 Muretti a due cortine con sacco (MCS)

Nel caso dei muretti a due cortine con sacco, le acquisizioni del primo campione (MCS_1) hanno dato dei risultati eccessivamente disturbati e non facilmente leggibili a causa dello speckle non adatto.

MCS_2

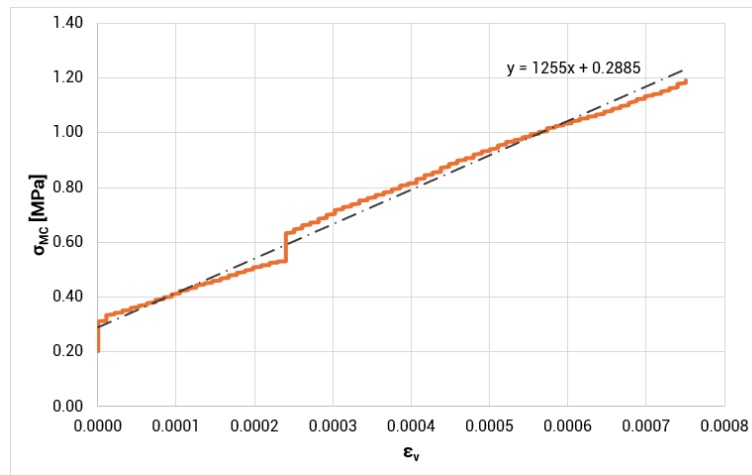


Grafico 114_tensione-deformazione ottenuto dalle acquisizioni con LVDT (MCS_2)

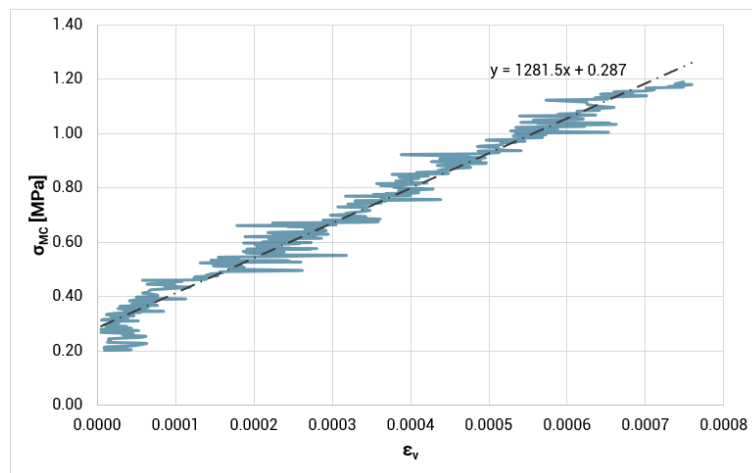


Grafico 115_tensione-deformazione ottenuto dalle acquisizioni con DIC (MCS_2)

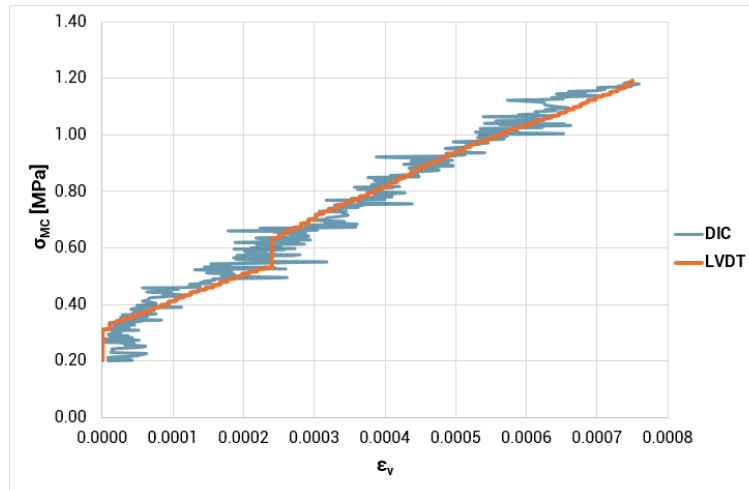


Grafico 116_legami costitutivi ottenuti con LVDT e DIC a confronto (MCS_2)

MCS_3

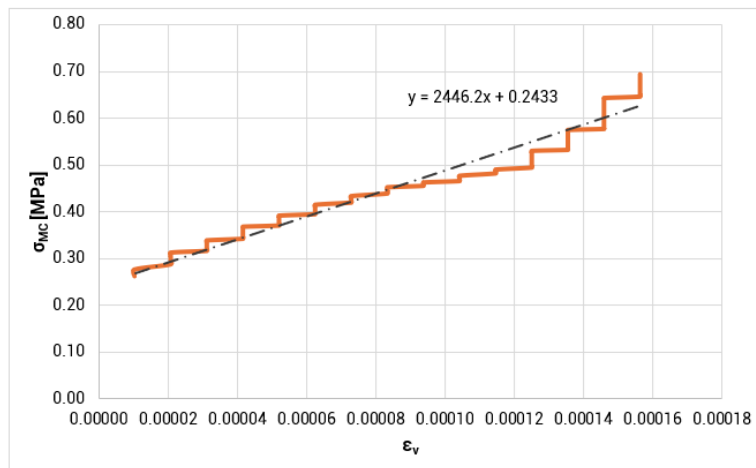


Grafico 117_tensione-deformazione ottenuto dalle acquisizioni con LVDT (MCS_3)

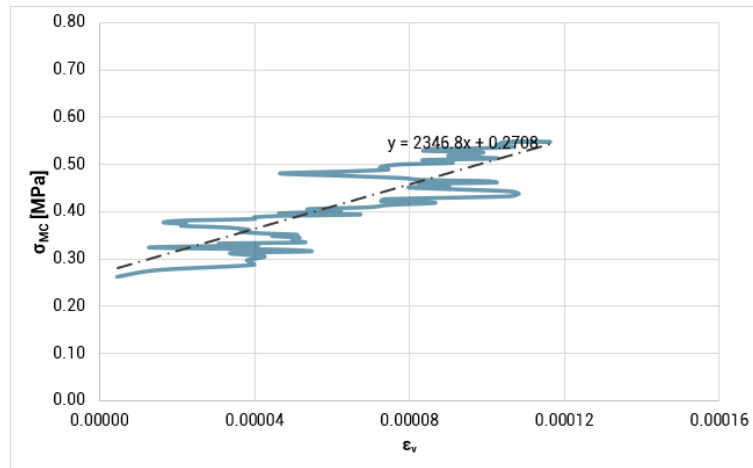


Grafico 118_ensione-deformazione ottenuto dalle acquisizioni con DIC (MCS_3)

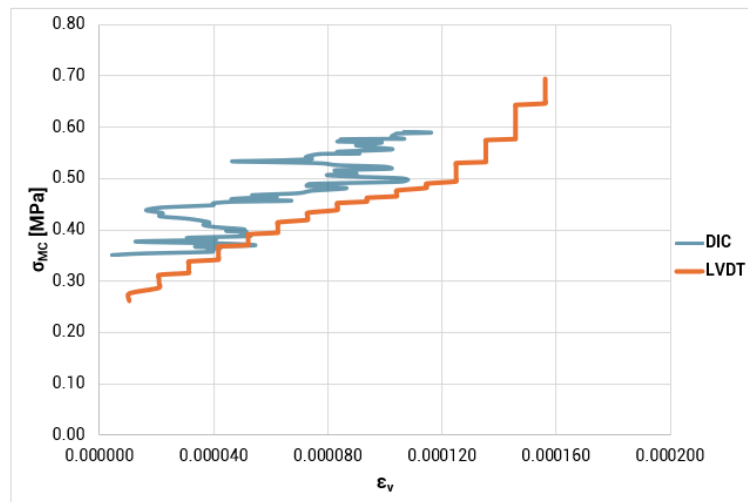


Grafico 119_legami costitutivi ottenuti con LVDT e DIC a confronto (MCS_3)

È stato, dunque, dimostrato che la DIC è un buon metodo di acquisizione anche per sperimentazioni nell'ambito delle costruzioni in muratura. Anzi, il suo utilizzo rispetto le tradizionali tecniche di acquisizione comporta alcuni vantaggi. Il campione, infatti, una volta preparato per la prova, tramite la realizzazione dello speckle, non deve più essere toccato: grazie all'utilizzo di camere ottiche l'acquisizione avviene a distanza, così come le calibrazioni. Diverse tipologie di obiettivi permettono di disporre lo strumento alla distanza desiderata rispetto al campione, rimanendo a distanza di sicurezza. L'attendibilità dei risultati migliora in quanto si avranno dati per tutto il tempo della prova stessa, dall'inizio della fase di precarico e assestamento, fino alla rottura parziale o totale del campione. Non è necessario interrompere la prova prima di arrivare alla fase di rottura per togliere gli strumenti così da evitare la loro rottura,

come nel caso dei trasduttori (in caso contrario, questo vorrebbe dire disporre di tanti trasduttori quanti sono i campioni, se non di più, perché qualora si rompessero bisogna sempre avere uno strumento con cui continuare ad acquisire i dati). Inoltre, un altro aspetto molto importante e rilevante è la possibilità di leggere le deformazioni per tutta l'estensione del provino, non solo nella zona adiacente ai trasduttori. Con la DIC si ha una mappatura di tutto quando il campione, per le facce che vengono precedentemente scelte, possono essere alcune o tutte a seconda di quello che si vuole studiare e dei dati che si vogliono ottenere. Questa mappatura totale permette poi di andare ad indagare sia comportamenti di tipo locale, restringendo lo studio ad aree specifiche: in questa sperimentazione, ad esempio, nel caso dei muretti con sacco era importante andare a verificare lo spanciamento nella zona centrale del muro rispetto le estremità e, quindi, sono stati selezionati dei punti in tali parti. Si può di seguito confrontare il comportamento locale con quello globale di tutto quanto il campione, studiando le configurazioni non deformate e quelle a frame successivi, sempre più vicini alla rottura.

Dunque, in definitiva, tramite la DIC non solo si riescono ad ottenere le caratteristiche meccaniche dei campioni studiati, ma anche leggere i loro comportamenti a livello locale e globale. Di contro c'è probabilmente i costi che questa tecnica comporta: le camere ottiche e i dispositivi di lettura dei risultati sono strumenti molto delicati e costosi.

4.6 CONCLUSIONI

È stato, dunque, dimostrato che la DIC è un buon metodo di acquisizione anche per sperimentazioni nell'ambito delle costruzioni in muratura. Anzi, il suo utilizzo rispetto le tradizionali tecniche di acquisizione comporta alcuni vantaggi. Il campione, infatti, una volta preparato per la prova, tramite la realizzazione dello speckle, non deve più essere toccato: grazie all'utilizzo di camere ottiche l'acquisizione avviene a distanza, così come le calibrazioni. Diverse tipologie di obiettivi permettono di disporre lo strumento alla distanza desiderata rispetto al campione, rimanendo a distanza di sicurezza. L'attendibilità dei risultati migliora in quanto si avranno dati per tutto il tempo della prova stessa, dall'inizio della fase di precarico e assestamento, fino alla rottura parziale o totale del campione. Non è necessario interrompere la prova prima

di arrivare alla fase di rottura per togliere gli strumenti così da evitare la loro rottura, come nel caso dei trasduttori (in caso contrario, questo vorrebbe dire disporre di tanti trasduttori quanti sono i campioni, se non di più, perché qualora si rompessero bisogna sempre avere uno strumento con cui continuare ad acquisire i dati). Inoltre, un altro aspetto molto importante e rilevante è la possibilità di leggere le deformazioni per tutta l'estensione del provino, non solo nella zona adiacente ai trasduttori. Con la DIC si ha una mappatura di tutto quando il campione, per le facce che vengono precedentemente scelte, possono essere alcune o tutte a seconda di quello che si vuole studiare e dei dati che si vogliono ottenere. Questa mappatura totale permette poi di andare ad indagare sia comportamenti di tipo locale, restringendo lo studio ad aree specifiche: in questa sperimentazione, ad esempio, nel caso dei muretti con sacco era importante andare a verificare lo spanciamento nella zona centrale del muro rispetto le estremità e, quindi, sono stati selezionati dei punti in tali parti. Si può dunque confrontare il comportamento locale con quello globale di tutto quanto il campione, studiando le configurazioni non deformate e quelle a frame successivi, sempre più vicini alla rottura.

Dunque, in definitiva, tramite la DIC non solo si riescono ad ottenere le caratteristiche meccaniche dei campioni studiati, ma anche leggere i loro comportamenti a livello locale e globale.

Se si fa, invece, una valutazione a livelli di costi, l'investimento iniziale che si fa per comprare l'attrezzatura è sicuramente maggiore, perché le camere ottiche sono strumenti sensibili e costosi, ma il rischio di dover ricomprare nuove strumentazioni per via della loro rottura durante l'esecuzione delle prove diminuisce notevolmente.

Inoltre, come già precedentemente detto, l'analisi DIC, affiancata alla lettura del quadro fessurativo, ha aiutato a determinare gli schemi statici che meglio approssimano il comportamento dei rispettivi campioni con e senza sacco. I pannelli murari hanno dimostrato tutti una rottura per instabilità causata da una scarsa collaborazione tra le cortine;

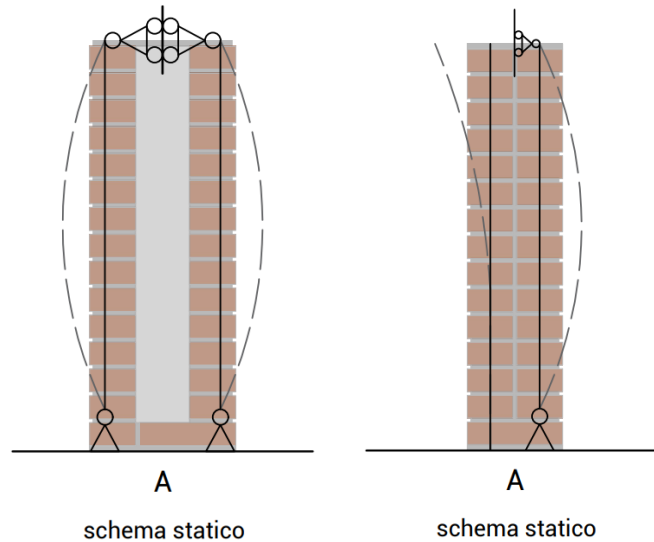


Figura 192_schemi statici rappresentativi della muratura con e senza sacco

Risulta evidente come il primo passo verso una riduzione dei meccanismi di rottura di queste tipologie costruttive è dettato dalla necessità di una collaborazione trasversale che si traduce nell'inserimento di connettori. Ricordando la formula del carico Euleriano:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EJ}{l_0^2} \quad (60)$$

con $J = (b \times h^3) / 12$, si osserva come il carico di punta risulta proporzionale al cubo dello spessore del muro. Se si immagina di suddividere il muro in tre elementi distinti, supposti per semplicità di pari spessore, ognuno di essi potrebbe sopportare un ventisettesimo del carico che l'intero muro sopporterebbe se costituito da elementi omogenei e ben collegati. L'inserimento di connettori, se ben progettato, oltre che a rendere collaboranti le cortine, riduce anche la lunghezza libera di inflessione, permettendo così alla muratura di esplicitare tutta la propria resistenza a compressione senza una rottura improvvisa e prematura del pannello a causa del carico di punta. Vengono rappresentati gli schemi statici precedentemente identificati come rappresentativi del comportamento dei pannelli testati in questa campagna sperimentale, pertanto, con le deformate modificate per via dall'inserimento dei connettori.

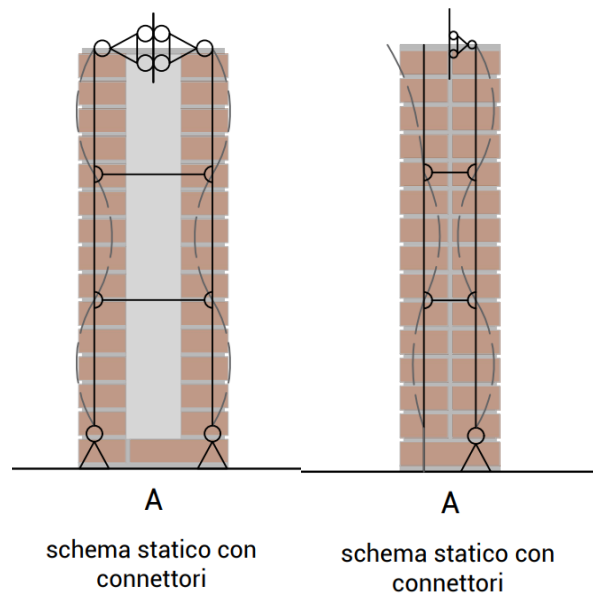


Figura 193_schema statico del pannello murario con e senza sacco a seguito dell'inserimento di connettori

Quindi dovendo suggerire dove indirizzare gli studi della ricerca sotto questo punto di vista, sicuramente è immediato pensare a delle soluzioni di rinforzo mediante l'uso di connettori: tali soluzioni vanno studiate sia a livello di progettazione geometrica che dimensionale.

5 BIBLIOGRAFIA

- [1] NTC 2008, Norme tecniche per le costruzioni, (2008);
- [2] Decreto ministeriale 20 novembre 1987, Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento, (1987);
- [3] A. Giuffrè, Letture sulla meccanica delle murature storiche, (1990);
- [4] G. Carbonara, Restauro architettonico, Vol. II (1996);
- [5] H. K. Hilsdorf, Masonry materials and their physical properties, proc of the international conference on planning and design of tall buildings, (1972);
- [6] A.W. Hendry, Statica delle strutture in murature in mattoni, (1986);
- [7] T.P. Tassios, Parametri che influenzano la resistenza a compressione e la deformazione critica della muratura;
- [8] NTC 2018, Nuove norme sismiche per il calcolo strutturale, (2018);
- [9] Decreto legislativo 22 gennaio 2004, n. 42, Codice dei beni culturali e del paesaggio, (2004);
- [10] D.V. Oliveira, R.A. Silva, E. Garbin, P.B. Lourenco, Strengthening of three-leaf stone masonry walls: an experimental research, (2012);
- [11] C.G. Papanicolaou, T.C. Triantafillou, M. Papathanasiou, K. Karlos, Textile reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: out-of-plane cyclic loading, (2007);
- [12] Linea Guida del CNR, Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (FRCM) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti, (2019);
- [13] X. Wang et A. C. C. Lam, Bond behaviour of steel-TRM composites for strengthening masonry elements: Experimental testing and numerical modelling, (2020);

- [14] M. Del Zoppo, M. Di Ludovico, A. Balsamo, A. Prota, G. Manfredi, *FRP for seismic strengthening of shear controlled RC columns: Experience from earthquakes and experimental analysis*, (2017);
- [15] A. Borri, M. Corradi, *A database of the structural behavior of masonry in shear*, (2018);
- [16] S. Babaeidarabad, d. Arboleda, G. Loreto, A. Nanni, *Shear strengthening of unreinforced concrete masonry walls with fabric-reinforced-cementitious-matrix*, (2014);
- [17] M. Hrasnica, S. Medic, *Seismic Response of Unreinforced Masonry Buildings*, (2021);
- [18] N. Gattesco, I. Boem, *Experimental and analytical study to evaluate the effectiveness of an in-plane reinforcement for masonry walls using GFRP meshes*, (2015);
- [19] N. Reboul, M. Saidi, A. Gabor, *Shear stress analysis in the textile-to-matrix and TRC-to-masonry interfaces of Textile-Reinforced Cement (TRC) applied to masonry using distributed fibre optic sensors*, (2023);
- [20] B. Torres, S. Ivorra, F. Javier Baeza, L. Estavan, B. Varona, *Textile reinforced mortars (TRM) for repairing and retrofitting masonry walls subjected to in-plane cyclic loads. An experimental approach*, (2021);
- [21] P. Meriggi, C. Caggegi, A. Gabor, G. De Felice, *Shear-compression tests on stone masonry walls strengthened with basalt textile reinforced mortar (TRM)*, (2022);
- [22] Jacopo Donnini, G. Maracchini, S. Lenci, V. Corinaldesi, E. Quagliarini, *TRM reinforced tuff and fired clay brick masonry: Experimental and analytical investigation on their in-plane and out-of-plane behavior*, (2021);
- [23] L.Ombres, S.Verre, *FRCM confined reinforced concrete columns: experimental behavior and modelling*, (2021);
- [24] G. Maddaloni, A. Cascardi, A. Balsamo, M. Di Ludovico, *Confinement of Full-Scale Masonry Columns with FRCM Systems*, (2017);

- [25] F. Murgò, C. Mazzotti, Masonry columns strengthened with FRCM system: Numerical and experimental evaluation, (2019);
- [26] M. Santandrea, F. Focacci, C. Mazzotti, F. Ubertini, C. Carloni, *Determination of the interfacial cohesive material law for SRG composites bonded to a masonry substrate*, (2020);
- [27] L. H. Sneed, G. Baietti, G. Fraioli, C. Carloni, Compressive Behavior of Brick Masonry Columns Confined with Steel-Reinforced Grout Jackets, (2019);
- [28] C. Carloni, T. D'Antino, L.H. Sneed, C. Pellegrino, *Matrix–fiber bond behavior in PBO FRCM composites: A fracture mechanics approach*, (2014);
- [29] I. A. Yilmaz, P.E. Mezrea, M. Ispir, E. Binbir, I.E. Bal, A. Ilki, External confinement of brick masonry columns with open–grid basalt reinforced mortar, (2013);
- [30] F. Micelli, R. Angiuli, P. Corvaglia, M.A. Aiello, Passive and SMA-activated confinement of circular masonry columns with basalt and glass fibers composites, (2014);
- [31] M. Di Ludovico, E. Fusco, A. Prota, G. Manfredi, Experimental behavior of masonry columns confined using advanced materials, (2008);
- [32] M. Fossetti, G. Minafò, Comparative experimental analysis on the compressive behaviour of masonry columns strengthened by FRP, BFRCM or steel wires, (2017);
- [33] G. Amato, J.F. Chen, J. D'Anna, L. La Mendola, G. Minafò, FRCM systems for strengthening masonry structures, (2017);
- [34] F. S. Murgò, C. Mazzotti, Masonry columns strengthened with FRCM system: Numerical and experimental evaluation, (2019);
- [35] L. Estevan, F. Baeza, Stone masonry confinement with FRP and FRCM composites, (2020);
- [36] CNR-DT 200/2013, Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati, (2013);

- [37] CNR DT 215/2018, Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica, (2018);
- [38] P. Larringa, C. Chastre, H.C. Biscaia, J.T. San-José, Experimental and numerical modeling of basalt textile reinforced mortar behavior under uniaxial tensile stress, (2014);
- [39] Tesi di A. Rodi, relatore E. Quagliarini, Il rinforzo di colonne in muratura storica tramite interventi innovativi, Università Politecnica delle Marche, (2020);
- [40] Tesi L. Cava, relatore E. Quagliarini, Repointing flessibile per il rinforzo di colonne in murature facciavista, Università Politecnica delle Marche, (2019);
- [41] Tesi A. Nepi, relatore E. Quagliarini, Il rinforzo di colonne in muratura attraverso repointing flessibile: stato dell'arte e analisi sperimentale, Università Politecnica delle Marche, (2019);
- [42] UNI EN 998-2, Specifica per malte per opere murarie – Malte da muratura, (2016);
- [43] UNI EN 1015-11, Metodi di prova per le malte per opere murarie. Determinazione della resistenza a compressione e flessione della malta indurita, (2007);
- [44] UNI EN 772-1, Metodi di prova per elementi per muratura – Parte I: Determinazione della resistenza a compressione, (2015);
- [45] UNI EN 772-16: Metodi di prova per elementi per muratura - Parte 16: Determinazione delle dimensioni, (2011);
- [46] M. Corradi, A. Grazini, A. Borri, Confinement of brick masonry columns with FRP materials, (2007);
- [47] M. Di Ludovico, C. D'Ambra, A. Prota, G. Manfredi, Confinement of tuff and clay brick columns: experimental study and assessment of analytical models, (2010);
- [48] A. Prota et al, *Structural upgrade using basalt fibres for concrete confinement*, (2010);

- [48] T. D. Krevaikas, T. C. Triantafillou et al, Masonry Confinement with Fiber-Reinforced Polymers, (2005).;
- [49] Tesi M. Schiavoni, relatore E. Quagliarini, Il rinforzo di colonne storiche facciavista in muratura mediante repointing flessibile, Università Politecnica delle Marche, (2017);
- [50] A. Cascardi, R. Dell'Anna et al, Reversible techniques for FRP-confinement of masonry columns, (2019);
- [51] F. Micelli, R. Angiuli et al, Passive and SMA-activated confinement of circular masonry columns with basalt and glass fibers composites, (2014);
- [52] A. Borri, G. Castori, M. Corradi, Utilizzo di Trefoli Metallici per il Rinforzo di Colonne Murarie con Mattoni "Faccia Vista", (2015);
- [53] P. Zhang, S. Fan, Ye Liu, C. Su, J. Hu, S. A. Sheikh, Axial compressive performance of masonry columns strengthened with ECC jacket and FRP strips, (2024);
- [54] J. Jing, C. Zhou, C. Lin, Compressive behavior of brick masonry columns confined with composites embedded in the horizontal mortar joint, (2023);
- [55] UNI EN 1996-1-1:2022: Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura – Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata, (2022);
- [56] UNI EN 771-1: Specifica per elementi per muratura – Elementi per muratura di laterizio, (2015);
- [57] UNI EN 12390-3: Prove sul calcestruzzo indurito – Parte 3: Resistenza alla compressione dei provini, (2019);
- [58] R. Egermann, C. Neuwald Burg, Assessment of the load bearing capacity of historic multiple leaf masonry walls, (1994);
- [59] L. Binda, J. Pina-Henriques, A. Anzani, A. Fontana, P.B. Lourenço, A contribution for the understanding of load-transfer mechanisms in multi-leaf masonry walls: Testing and modelling, (2006);

- [60] Circolare applicativa 2019 delle NTC 2018, Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, (2019);
- [61] NTC 2008, Norme tecniche per le costruzioni, (2008);
- [62] F. Doglioni, A. Moretti, V. Petrini, Le chiese e il terremoto, (1994);
- [63] D.M. 14/01/2008, Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni, (2008);
- [64] Circolare 2009 delle NTC 2008, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008, (2009);
- [65] L. Binda, A. Fontana, G. Mirabella Roberti, Mechanical behaviour and stress distribution in multi leaf walls, (1994);
- [66] S. Cattaneo, M. Scamandro, Tesi di laurea "L'impiego di barre elicoidali per il rinforzo di murature, (2022);
- [67] S. Moreira, L.F. Ramos, B. Csikai, P. Bastos, Bond behavior of twisted stainless steel bars in mortar joints, (2014);
- [68] C. Gentilini, F. Finelli, V.A. Girelli, E. Franzoni, *Pull-out behavior of twisted steel connectors employed in masonry: The influence of the substrate*, (2021);
- [69] UNI EN 1992-4, Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 4: Progettazione di fissaggi per utilizzo nel calcestruzzo, (2018);
- [70] ETAG 001, Linee Guida per la valutazione tecnica europea (ETA) degli ancoranti metallici per uso nel calcestruzzo, (1997);
- [71] ETAG 029, Annesso C, Design Methods for Anchorages – "guideline for european technical approval of metal injection anchors for use in masonry, (2013);
- [72] ACI CODE-530/530, Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures and Companion Commentaries, (2013);
- [73] R. Muñoz, P. B. Lourenço, S. Moreira, Experimental results on mechanical behaviour of metal anchors in historic stone masonry, (2018);

[74] A. Prota, M. Di Ludovico, G. Manfredi, Structural upgrade using basalt fibres for concrete confinement, (2010).

6 SITOGRAFIA

[Edifici \(istat.it\)](http://istat.it)

[Lista Terremoti aggiornata in tempo reale » INGV Osservatorio Nazionale Terremoti](#)

[Correlazione digitale di immagini - Wikipedia](#)

[Correlazione di immagini digitali - una panoramica | Argomenti di ScienceDirect](#)

[Mapei - adesivi, sigillanti, prodotti chimici per l'edilizia](#)

[Fornaci Briziarelli Marsciano Spa \(fbm.it\)](http://fbm.it)

[Esincalce – malte per l'edilizia](#)

[Produttori sistemi di fissaggio e materie plastiche | Bartolucci Fixing System](#)

[Google Immagini](#)

[Wikipedia, l'enciclopedia libera](#)

[Digital Image Correlation - Materials Today](#)

[Application of digital image correlation to compression tests on tuff masonry panels strengthened by textile reinforced mortar | Request PDF \(researchgate.net\)](#)

[Speckle Displacement and Decorrelation in the Diffraction and Image Fields for Small Object Deformation | Semantic Scholar](#)

[Computer Vision-Based, Noncontacting Deformation Measurements in Mechanics: A Generational Transformation | Appl. Mech. Rev. | ASME Digital Collection](#)

[ScienceDirect.com | Science, health and medical journals, full text articles and books.](#)

7 INDICE DELLE FIGURE

Figura 1_età del parco edilizio italiano (fonte ISTAT)	7
Figura 2_muratura ad una testa.....	11
Figura 3_muratura a due teste	11
Figura 4_muratura a tre teste.....	11
Figura 5_muratura in pietra grezza	12
Figura 6_muratura in pietra da taglio.....	12
Figura 7_murature miste	13
Figura 8_presenza di diatoni e ortostati	14
Figura 9_fessurazione del giunto di malta influenzato da diatoni e ortostati	14
Figura 10_formazione di una cerniera orizzontale	15
Figura 11_distribuzione dei carichi verticali.....	15
Figura 12_distribuzione dei carichi.....	16
Figura 13_distribuzione dei carichi.....	16
Figura 14_comportamento del paramento nel piano sotto azioni sismiche.....	16
Figura 15_Arbelo di Mohr	19
Figura 16.....	20
Figura 17_interazione giunto blocco.....	21
Figura 18_stati di tensione tangenziale	21
Figura 19_raffigurazione dello schema di calcolo di Hilsdorf	22
Figura 20_tensione di rottura nel piano di Mohr	23
Figura 21_comportamento della muratura.....	24
Figura 22_muratura a sacco.....	25
Figura 23_fenomeno della pressoflessione nella muratura a sacco	25
Figura 24_stato di compressione-trazione del paramento	26
Figura 25_configurazione perturbata dell'asta di Eulero.....	28
Figura 26_configurazioni caratteristiche dell'asta di Eulero.....	29
Figura 27_esempi di rottura all'interfaccia supporto-rinforzo	35
Figura 28_camere ottiche tipo utilizzate nella DIC	43
Figura 29_configurazione alla base della DIC 3D	44

Figura 30_ esempi di speckle: punti troppo sparsi (sx), densità corretta (centro), punti troppo ravvicinati e densi (dx)	46
Figura 31_ caratteristiche dello speckle di punti nella stereovisione.....	47
Figura 32_ materiali costituenti la malta	52
Figura 33_ peso della sabbia (sx) e inserimento della malta nell'impasto (dx)	53
Figura 34_ preparazione dell'impasto tramite miscelatore meccanico	53
Figura 35_ stampo oliato (sx), inserimento malta (dx)	54
Figura 36_ provini ottenuti dalle miscele MII (sx) e MVII (dx).....	54
Figura 37_ provini di malta	54
Figura 38_ macchina di prova	55
Figura 39_ configurazione delle basi per la prova a flessione a tre punti	55
Figura 40_ prova a flessione dei provini di malta	56
Figura 41_ caratteristiche dei provini ottenuti.....	57
Figura 42_ riepilogo dei risultati delle prove a flessione.....	57
Figura 43_ provini derivanti dalla prova a flessione	57
Figura 44_ macchina adattata per la prova a compressione.....	58
Figura 45_ prova a compressione dei provini di malta.....	58
Figura 46_ riepilogo dei dati delle prove a compressione	59
Figura 47_ grafico forza-tempo relativo alla prova eseguita.....	59
Figura 48_ riepilogo prove a compressione sui provini di laterizi (tensione e deformazione)	61
Figura 49_ caratteristiche meccaniche dei mattoni utilizzati per la realizzazione delle colonne circolari.....	61
Figura 50_ rete strutturale GeoSteel Greed 200.....	62
Figura 51_ caratteristiche meccaniche della rete in fibra di basalto	62
Figura 52_ caratteristiche meccaniche della malta	63
Figura 53_ caratteristiche meccaniche del sistema FRCM	63
Figura 54_ prismi in polistirene utilizzati nei giunti.....	64
Figura 55_ geometria dei campioni di colonne circolari (CI)	65
Figura 56_ geometria dei campioni di colonne rettangolari (RT)	66
Figura 57_ stoccaggio del materiale utilizzato.....	67
Figura 58_ bagnatura dei mattoni e realizzazione della malta.....	68

Figura 59_posa del primo strato di allettamento e controllo della planarità.....	68
Figura 60_costruzione del provino	68
Figura 61_spazzolatura e pulizia della colonna	69
Figura 62_posa del primo strato di allettamento e controllo della planarità.....	69
Figura 63_colonna terminata.....	69
Figura 64_provini con giunti pieni (sx), provini con giunti scarniti (dx).....	70
Figura 65_arrotondamento degli spigoli: rappresentazione grafica ed esecuzione .	71
Figura 66_rinforzo su colonne a sezione circolare.....	72
Figura 67_rinforzo su colonne a sezione rettangolare	73
Figura 68_preparazione dell'impasto e taglio della rete.....	75
Figura 69_bagnatura della muratura e stesura del primo strato di geocalce	75
Figura 70_posa del primo strato di rete e applicazione del secondo strato di geomalta	75
Figura 71_posa del secondo strato di rete e schiacciamento con la spatola	76
Figura 72_rasatura finale protettiva	76
Figura 73_risultato finale	76
Figura 74_rappresentazione della zona confinata nelle colonne rettangolari	80
Figura 75_valori di resistenza previsti.....	80
Figura 76_schema del posizionamento dei traduttori sulle colonne circolari (CI)	84
Figura 77_schema del posizionamento dei trasduttori sulle colonne rettangolari (RT)	84
Figura 78_posizionamento dei trasduttori su una colonna	85
Figura 79_posizionamento della colonna sopra la piastra della pressa di compressione e incollaggio degli LVDT	85
Figura 80_preparazione dell'impasto di gesso.....	85
Figura 81_posizionamento della cappa di gesso e del foglio di nylon	86
Figura 82_configurazione della postazione di prova: camere e dispositivo di acquisizione dati	86
Figura 83_rilievo fotografico in seguito alla prova (CI FRCM_1).....	88
Figura 84_quadro fessurativo (CI FRCM_1).....	88
Figura 85_rilievo fotografico in seguito alla prova (CI FRCM_2).....	90
Figura 86_quadro fessurativo (CI FRCM_2).....	90

Figura 87_rilievo fotografico in seguito alla prova (CI FRCM_3).....	91
Figura 88_quadro fessurativo (CI FRCM_3).....	92
Figura 89_rilievo fotografico in seguito alla prova (RT FRCM_1)	93
Figura 90_quadro fessurativo (RT FRCM_1)	94
Figura 91_rilievo fotografico in seguito alla prova (RT FRCM_2)	95
Figura 92_quadro fessurativo (RT FRCM_2)	95
Figura 93_rilievo fotografico in seguito alla prova (RT FRCM_3)	97
Figura 94_quadro fessurativo (RT FRCM_3)	97
Figura 95_rilievo geometrico (CI FRCM_1).....	100
Figura 96_rilievo geometrico (CI FRCM_2).....	102
Figura 97_rilievo geometrico (CI FRCM_3).....	103
Figura 98_rilievo geometrico (RT FRCM_1)	105
Figura 99_rilievo geometrico (RT FRCM_2)	107
Figura 100_rilievo geometrico (RT FRCM_3).....	109
Figura 101_sequenza del sezionamento delle colonne.....	114
Figura 102_rilievo fotografico dei filari (CI FRCM_1).....	115
Figura 103_rilievo fotografico in seguito alla prova (CI FRCM_1).....	115
Figura 104_rilievo fotografico in seguito alla prova (CI FRCM_2).....	115
Figura 105_rilievo fotografico in seguito alla prova (CI FRCM_3).....	116
Figura 106_schema del quadro fessurativo previsto in pianta per colonne a base circolare (CI FRCM).....	116
Figura 107_formazione del nucleo compresso all'interno della sezione (filari 7, 6, 5, 4, CI FRCM_1)	117
Figura 108_formazione di fessure a flessione per spanciamiento dei lembi esterni (filare 4, CI FRCM_1)	117
Figura 109_schema del quadro fessurativo previsto in prospetto per colonne a base circolare (CI FRCM).....	118
Figura 110_formazione di fessure verticali (CI FRCM_1)	118
Figura 111_formazione di fessure verticale e apertura del rinforzo (CI FRCM_2)..	119
Figura 112_formazione di fessure verticale e apertura del rinforzo (CI FRCM_3)..	119
Figura 113_rilievo fotografico dei filari (RT FRCM_1)	120
Figura 114_rilievo fotografico (RT FRCM_1).....	120

Figura 115_rilievo fotografico (RT FRCM_2).....	120
Figura 116_rilievo fotografico (RT FRCM_3).....	121
Figura 117_schema del quadro fessurativo previsto in pianta per colonne a base rettangolare (RT FRCM).....	121
Figura 118_formazione del nucleo compresso all'interno della sezione (filare 7, RT FRCM_1)	122
Figura 119_formazione del nucleo compresso all'interno della sezione (filari 6, 5, 4, RT FRCM_1)	122
Figura 120_formazione di fessure a flessione per spanciamiento dei lati esterni (filare 5, RT FRCM_1)	122
Figura 121_schema del quadro fessurativo previsto in prospetto per colonne a base rettangolare (RT FRCM).....	123
Figura 122_formazione di fessure verticali (RT FRCM_1).....	123
Figura 123_formazione di fessure verticale e apertura del rinforzo (RT FRCM_2)	124
Figura 124_formazione di fessure verticali e apertura del rinforzo (RT FRCM_3) .	124
Figura 125_caratteristiche geometriche delle colonne circolari rinforzate con repointing.....	130
Figura 126_caratteristiche geometriche delle colonne rettangolari rinforzate con repointing.....	132
Figura 127_confronto con le formulazioni analitiche	141
Figura 128_ malta Mape Antique e sabbia del Po Esincalce usate per l'impasto della malta.....	149
Figura 129_impasto della malta finito	150
Figura 130_stampo (sx), spolvero e pulizia dello stampo (dx).....	151
Figura 131_ disarmante (sx), riempimento dello stampo, posizionamento pellicola (dx)	151
Figura 132_configurazione prova a flessione su tre punti	152
Figura 133_macchina per la prova a flessione su tre punti.....	152
Figura 134_posizionamento del provino sotto la pressa (sx), rottura del provino (dx)	153
Figura 135_prismi ottenuti dalla prova a flessione	154

Figura 136_macchina per la prova a compressione (sx) e posizionamento del provino sotto la pressa (dx)	154
Figura 137_mattoni usati per la realizzazione del muro	156
Figura 138_taglio dei mattoni tramite sega ad acqua	157
Figura 139_essiccazione dei mattoni in forno (sx) e misurazione del peso dei mattoni (dx)	157
Figura 140_pressa Metro Com (sx), posizionamento del mattone sotto la pressa (dx)	159
Figura 141_mattoni prima e dopo la prova	160
Figura 142_mattone compresso dopo la prova	160
Figura 143_preparazione miscela del sacco	161
Figura 144_operazione di campionamento del sacco	162
Figura 145_prova a compressione sui cubi di sacco	163
Figura 146_geometria dei muretti a due cortine senza sacco (MC)	165
Figura 147_muretto a due cortine senza sacco, configurazione tridimensionale (MC)	165
Figura 148_geometria dei muretti a due cortine con sacco (MCS)	166
Figura 149_muretto a due cortine con sacco, configurazione tridimensionale (MCS)	167
Figura 150_predisposizione del cantiere	168
Figura 151_idratazione dei mattoni (sx) e preparazione dell'impasto della malta (dx)	169
Figura 152_posizionamento della base e del corso base, stesura del primo filare, completamento dei muretti	169
Figura 153_costruzione delle due cortine, a partire dal corso base (sx), fino al getto del nucleo interno (dx)	170
Figura 154_puntellamento delle cortine e getto del nucleo interno	170
Figura 155_copertura dei muretti in caso di pioggia	170
Figura 156_imballaggio e trasporto dei muretti	171
Figura 157_posizionamento dei muretti nel laboratorio	171
Figura 158_proprietà meccaniche della muratura (Circolare 2019, NTC 2018)	173
Figura 159_configurazioni di vincolo scelte (I, II, IV) dell'asta di Eulero	175

Figura 160_schema del posizionamento dei trasduttori sui muri a due cortine (MC)	180
Figura 161_schema del posizionamento dei trasduttori sui muri con sacco (MCS)	181
Figura 162_applicazione dei trasduttori	181
Figura 163_primi tentativi di speckle: troppo randomico (sx) e troppo denso (dx)	182
Figura 164_creazione dello stampo usato (sx e centro), configurazione di speckle finale (dx)	183
Figura 165_posizionamento delle camere (sx) e calibrazione dell'immagine (dx)	183
Figura 166_rilievo fotografico in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MC_1)	186
Figura 167_rilievo fotografico in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MC_2)	188
Figura 168_rilievo fotografico in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MC_3)	190
Figura 169_rilievo fotografico in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MCS_1)	192
Figura 170_rilievo fotografico in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MCS_2)	194
Figura 171_rilievo fotografico in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MCS_3)	196
Figura 172_rilievo fotografico eseguito in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MC_1)	214
Figura 173_schema di rottura e del meccanismo statico attivato (MC_1)	214
Figura 174_procedimento seguito per l'interpretazione dei dati DIC	214
Figura 175_immagini della DIC a tre diversi frame della fase di acquisizione	215
Figura 176_immagine della DIC nell'istante finale corrispondente alla rottura	215
Figura 177_rilievo fotografico eseguito in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MC_2)	216
Figura 178_schema di rottura e del meccanismo statico attivato (MC_2)	216
Figura 179_rilievo fotografico eseguito in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MC_3)	217
Figura 180_schema di rottura e del meccanismo statico attivato (MC_3)	217
Figura 181_lesione diagonale (MC_1)	218
Figura 182_acquisizione DIC della faccia D (MC_1)	218
Figura 183_rilievo fotografico eseguito in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MCS_1)	219
Figura 184_schema di rottura e del meccanismo statico attivato (MCS_1)	219

Figura 185_rilievo fotografico eseguito in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MCS_2)	220
.....	
Figura 186_schema di rottura e del meccanismo statico attivato (MCS_2)	220
Figura 187_rilievo fotografico eseguito in seguito alla prova, facce A, B, C, D (MCS_3)	220
.....	
Figura 188_schema di rottura e del meccanismo statico attivato (MCS_3)	221
Figura 189_procedimento seguito per l'interpretazione dei dati DIC.....	221
Figura 190_immagini della DIC a tre diversi frame della fase di acquisizione.....	221
Figura 191_immagine della DIC nell'istante finale corrispondente alla rottura	222
Figura 192_schemi statici rappresentativi della muratura con e senza sacco	233
Figura 193_schema statico del pannello murario con e senza sacco a seguito dell'inserimento di connettori	234