



L'ex collegio dei Gesuiti di Amantea. Analisi degli effetti del sovraccarico sulla muratura

di Renato Olivito e Alessandro Tedesco

ABSTRACT

L'ex collegio dei Gesuiti di Amantea (XVII sec.) è da alcuni anni oggetto di analisi multidisciplinari necessarie alla redazione di un completo progetto di restauro architettonico. Le indicazioni ottenute dalla ricerca archivistica hanno suggerito l'esecuzione di prove strumentali finalizzate ad indagare le caratteristiche dei materiali da costruzione e la diffusione dei dissesti statici oggi in atto. Grazie ai dati raccolti è stato possibile affrontare le analisi strutturali e la progettazione di interventi atti a contrastare efficacemente le singole criticità riscontrate. In particolare, in questo lavoro viene proposto l'intero processo conoscitivo-progettuale riguardante uno dei problemi strutturali più gravosi per l'architettura, ovvero i dissesti per schiacciamento in atto sugli elementi portanti disposti al primo livello dell'ex collegio.

Introduzione

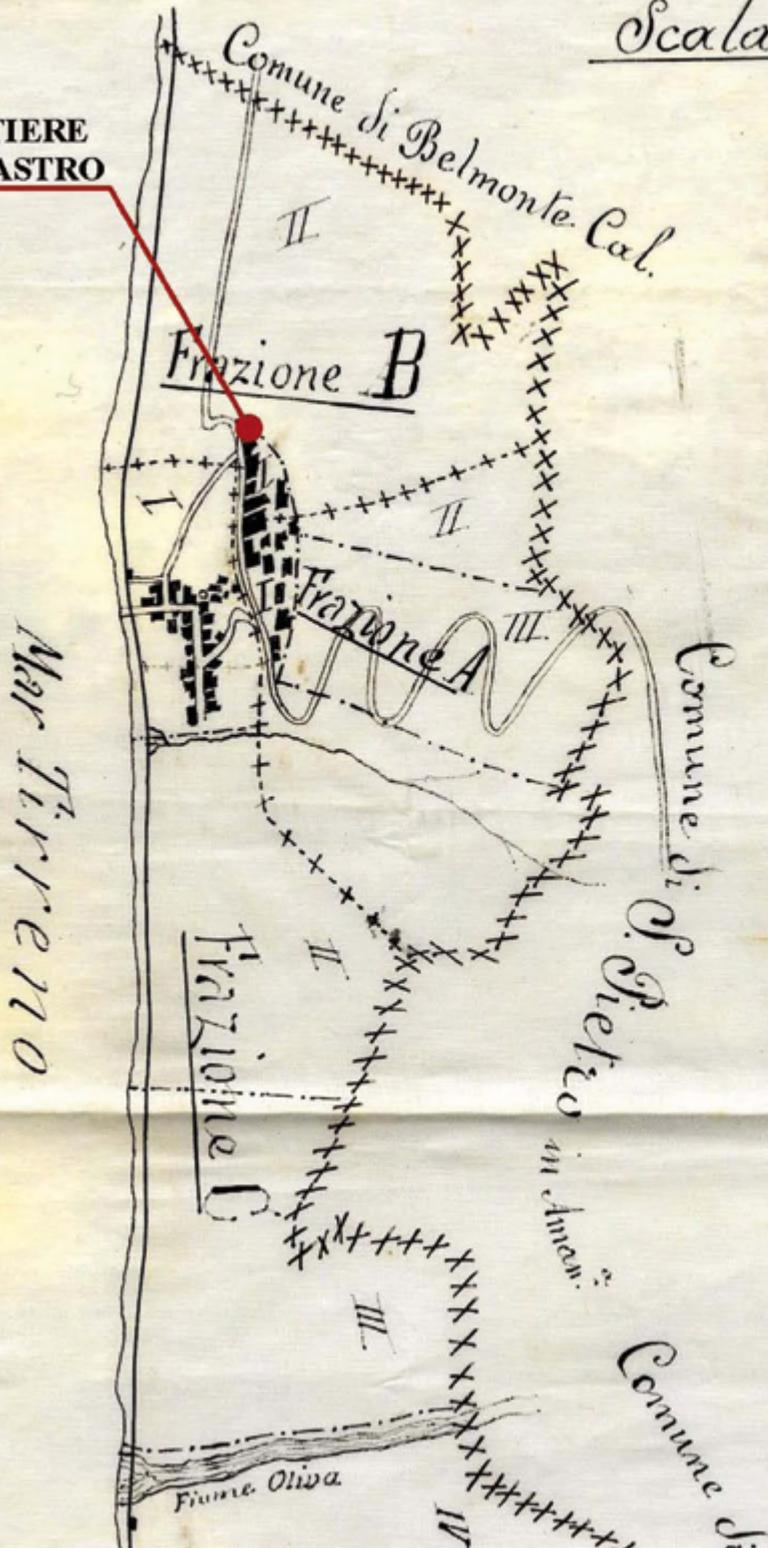
In passato, quando gli ordini religiosi decidevano di insediarsi all'interno delle comunità locali dando vita a nuove fondazioni, prediligevano scegliere siti già precedentemente edificati. Questa volontà non solo seguiva precise strategie ubicative in funzione della specifica famiglia religiosa, ma aveva anche dei risvolti di natura pratica ed economica [1]. Infatti, in tempi in cui nelle realtà provinciali era estremamente difficile reperire risorse economiche per l'approvvigionamento dei materiali da costruzione, si sceglievano siti già interessati dalla presenza di strutture abbandonate o diroccate, con l'obiettivo di recuperare materiali dismessi. Questa situazione fortunata fu ricercata ad Amantea dai Gesuiti quando, durante il XVII sec., decisero di insediarsi presso un sito particolarmente idoneo per le seguenti ragioni: il luogo scelto gode di una posizione privilegiata all'interno dell'antica *Civita*, rappresentata dall'odierno quartiere Catocastro del centro storico (Fig. 1 e 2); tale luogo è prossimo al letto ghiaioso del torrente Catocastro (Fig. 3), il quale

costeggia la roccia sulla quale è stato eretto il nucleo antico della cittadina calabrese; l'area è attigua ad un affioramento roccioso "posto sotto il Convento di San Francesco d'Assisi", dal quale poter "pigliare arena" evitando di "portarla dalla marina con grossa spesa" [2] (Fig. 4); tale area risultava già interessata dalla presenza di una "vecchia chiesa" dalla quale recuperare ulteriore materiale da costruzione [3]. I Gesuiti che si insediarono ad Amantea, però, non demolirono la vecchia chiesa (Fig. 5) preesistente in loco, bensì inglobarono la piccola struttura all'interno del volume del collegio del nuovo complesso. Come si può facilmente rilevare l'antica chiesa, edificata ad un solo piano in un'epoca non nota, è inglobata nella porzione di scatola muraria corrispondente al primo livello dell'ala est-ovest dell'ex collegio (Fig. 6). Sulla struttura preesistente, pertanto, sono stati eretti ulteriori due livelli dotati di spesse pareti, di pesanti orizzontamenti voltati e, fino a qualche decennio fa, della struttura di copertura. Il progetto del complesso venne redatto da

Comune di Amantea (Cosenza)

Scala 1:50000

QUARTIERE
CATOCASTRO

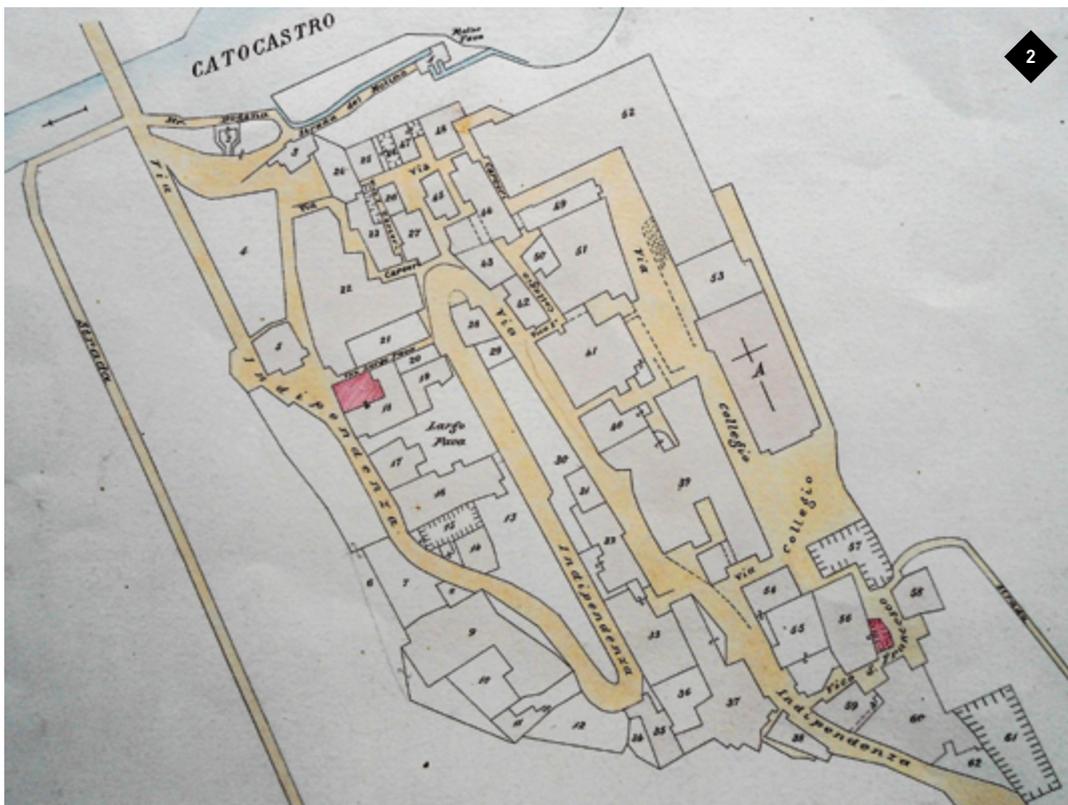


Approvato dalla Giunta Prov.
Statistica nella Comune del
22 Gennaio 1911
M. B. ...
L. ...



1

◆ FIGURA 1
PARTICOLARE
DELLA MAPPA
TOPOGRAFICA
DEL TERRITORIO
COMUNALE
DI AMANTEA (CS),
DATATA 1901.



◆ FIGURA 2
STRALCIO DELLA
CARTA CATASTALE
REDATTA NEL 1914
SULLA BASE
DI UN RILIEVO
A VISTA EFFETTUATO
DURANTE UNA
PERLUSTRAZIONE
DEL MARZO 1904
[ARCHIVIO DI STATO,
COSENZA].
L'EX COLLEGIO
DEI GESUITI
È INDICATO
CON IL NUMERO
DI PARTICELLA 52.

Padre Carlo Quercia nel 1663 (Figg. 7, 8, 9). Egli progettò un complesso su tre livelli il quale: prevedeva il classico schema tipologico dell'architettura gesuitica chiesa-collegio; doveva inglobare la vecchia chiesa preesistente a pianta rettangolare allungata, rappresentata dallo stesso Quercia con cinque pilastri a sostegno di due file di campate voltate (due dei cinque pilastri vennero inglobati all'interno di pareti) (Fig.5). Le piante del progetto redatto dal Quercia, conservate nell'Archivio Nazionale Francese di Parigi, riportano indicazioni in merito ai singoli spazi funzionali nonché su alcuni elementi architettonici del complesso. I Gesuiti nel costruire i piani superiori sulla struttura preesistente non prestarono molta attenzione all'allineamento tra le pareti inferiori e quelle superiori, condizione questa necessaria a garantire un'ottimale distribuzione delle tensioni interne alla muratura dovute ai carichi agenti. In virtù di quanto descritto, oggi questi antichi elementi murari presentano un'evidente condizione di dissesto statico, estremamente pericolosa per la stabilità globale dell'edificio. L'ex collegio gesuitico amanteano oggi si presenta come una grande "scatola muraria" (Figg.10,11) fortemente compromessa nella stabilità in molte delle sue componenti. Esso presenta una pianta ad L (Fig.12), si eleva su tre livelli, è caratterizzato da volte in muratura interpiano ed è completamente privo della struttura di copertura, ormai crollata da decenni. L'ex collegio è adiacente alla chiesa di S.

Elia (Figg.13 e 14), precedentemente dedicata al Santissimo Nome di Gesù. L'architettura registra diverse forme di degrado materico e varie tipologie di dissesti statici, crolli parziali e quadri fessurativi molto accentuati. Dal 2010 l'ex complesso dei Gesuiti è oggetto dell'attenzione dell'ente comunale il quale sta promuovendo il recupero, strutturale e funzionale, di questa importante emergenza architettonica, cruciale per il rilancio e la valorizzazione dell'intero centro storico.



◆ FIGURA 3
PROSPETTIVA
DALL'ALTO
DEL QUARTIERE
CATOCASTRO
DEL CENTRO STORICO
DI AMANTEA.

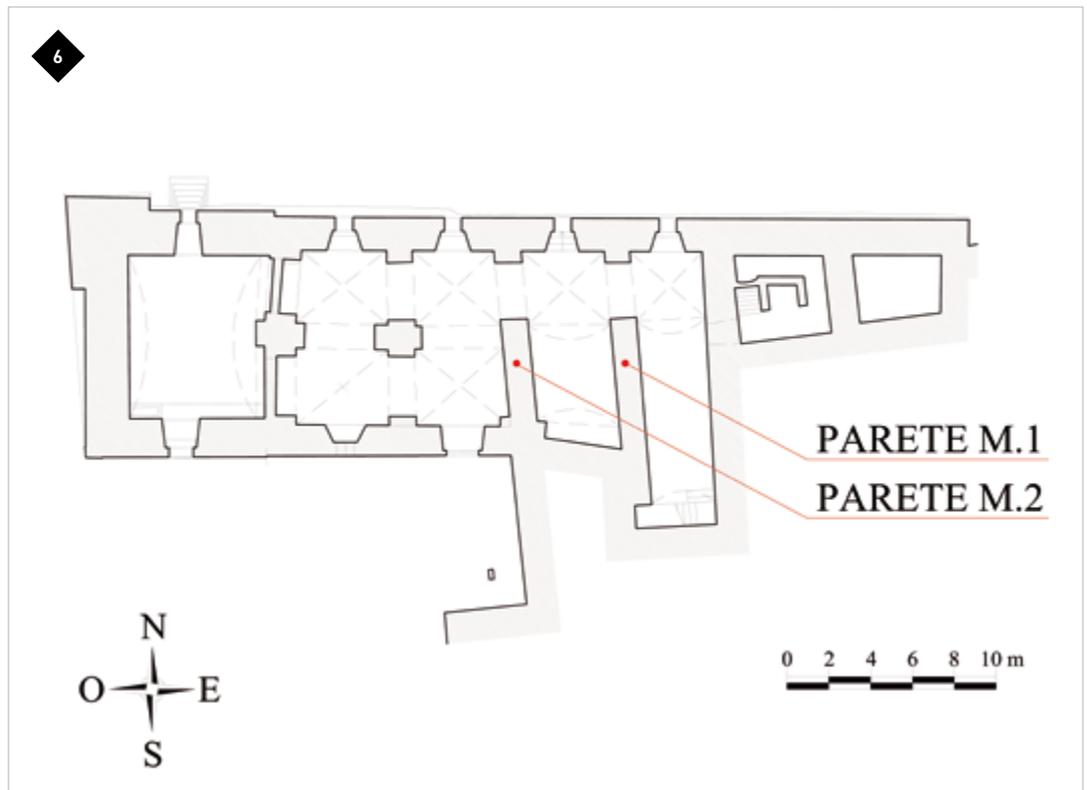
Dissesti per schiacciamento sui corpi murari del complesso architettonico

Lungo il piano terra dell'ex collegio sono evidenti i segni di un preoccupante dissesto per schiacciamento. Tale fenomeno è indotto da carichi verticali che producono sugli ele-

◆ FIGURA 4
 PARTICOLARE,
 RAFFIGURANTE
 IL QUARTIERE
 CATOCASTRO,
 DELL'INCISIONE
 ATTRIBUITA A
 GIOVAN BATTISTA
 PACICHELLI
 DELLA CITTÀ
 DI AMANTEA,
 DATATA 1697;
 IL "GOTTO DEI
 GESUITI"
 VIENE INDICATO
 CON LA LETTERA D.



◆ FIGURA 6
 PIANTA
 DEL PRIMO LIVELLO
 DELL'EX COLLEGIO
 DEI GESUITI,
 COSTRUITO DURANTE
 LA SECONDA METÀ
 DEL XVII SEC.

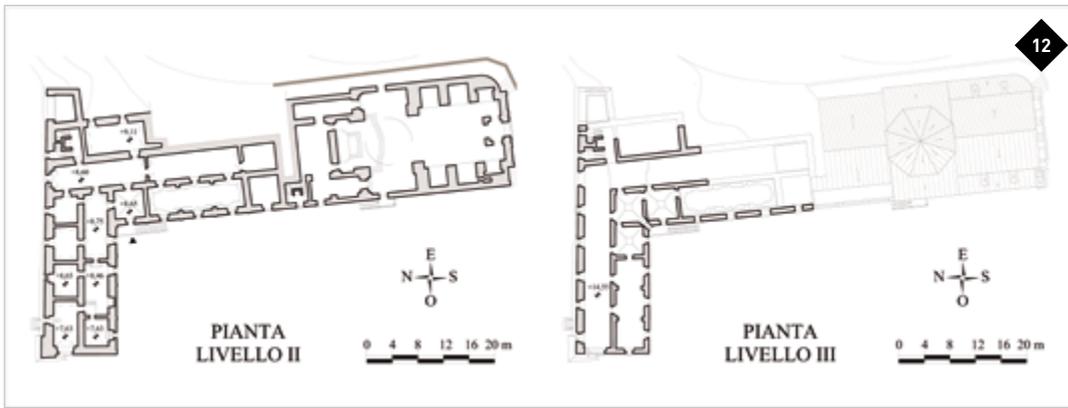


◆ FIGURA 10
L'EX COLLEGIO DEI
GESUITI:
PROSPETTO NORD
DEL COMPLESSO
ARCHITETTONICO



◆ FIGURA 11
L'EX COLLEGIO DEI
GESUITI:
PARTICOLARE
DELLE CONDIZIONI
PRECARIE
DI STABILITÀ
E DI DEGRADO
CARATTERIZZANTI
LA SCATOLA MURARIA





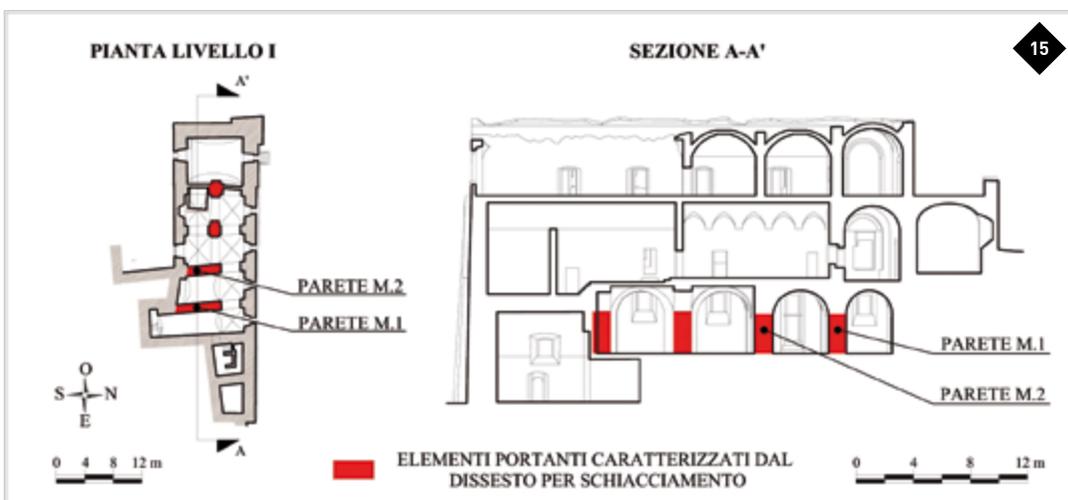
◆ FIGURA 15
PIANTE DEL II
E DEL III LIVELLO
DEL COMPLESSO
GESUITICO
DI AMANTEA.



◆ FIGURA 13
LA CHIESA DI S. ELIA,
PRECEDENTEMENTE
DEDICATA
AL SS. NOME DI GESÙ:
PROSPETTO
PRINCIPALE



◆ FIGURA 14
LA CHIESA DI S. ELIA,
PRECEDENTEMENTE
DEDICATA
AL SS. NOME DI GESÙ:
NAVATA UNICA DELLA
CHIESA,
CON CAPPELLE
LATERALI
E DECORAZIONI
A STUCCO.



◆ FIGURA 15
INDICAZIONE
DEGLI ELEMENTI
MURARI
DELL'ANTICA CHIESA,
SUCCESSIVAMENTE
INGLOBATI NELLA
VOLUMETRIA
DELL'EX COLLEGIO,
AFFETTI
DAI FENOMENI
DELLO
SCHIACCIAMENTO.

menti murari una contrazione nella direzione di carico, accompagnata da un'eccessiva dilatazione trasversale nelle direzioni normali [4]. A causa della scarsa resistenza a trazione della muratura, la dilatazione trasversale ha assunto connotati tali da superare le capacità coesive, e quindi di resistenza, della muratura stessa. Il meccanismo appena descritto ha prodotto, nel tempo, quadri fessurativi caratterizzati da lesioni verticali parallele alle isostatiche di compressione, dunque alla direzione di carico [5].

Gli elementi murari affetti dallo schiacciamento sono i pilastri e i setti murari (normali alle pareti perimetrali) posti al piano terra dell'ala est-ovest dell'ex collegio (Fig. 15). Su tali elementi si legge il classico quadro fessurativo da schiacciamento costituito da lesioni verticali ormai ampie (Fig. 16) e altre lesioni più piccole ma diffuse (Fig. 17), indice questo di un preoccupante stadio avanzato dell'instabilità. Le cause del dissesto sono da ricercarsi in diversi fattori: un'evidente insufficienza delle sezioni trasversali delle strutture portanti in esame, da riportare alla scarsa resistenza degli elementi (per lo più in arenaria) costituenti la muratura e i rilevanti carichi agenti sulla stessa; la vetustà della muratura, con progressiva perdita delle sue caratteristiche meccaniche; gli aumenti di carico, avvenuti in passato, in seguito ad aggiunte volumetriche e/o variazioni nei sovraccarichi di esercizio per effetto di ridestinzioni d'uso [6]. Essendo gli elementi schiacciati situati lungo la fascia bassa dell'edificio, tale tipologia di dissesto è certamente la più pericolosa perché influenza la stabilità di tutte le strutture murarie sorrette dagli stessi elementi compromessi.



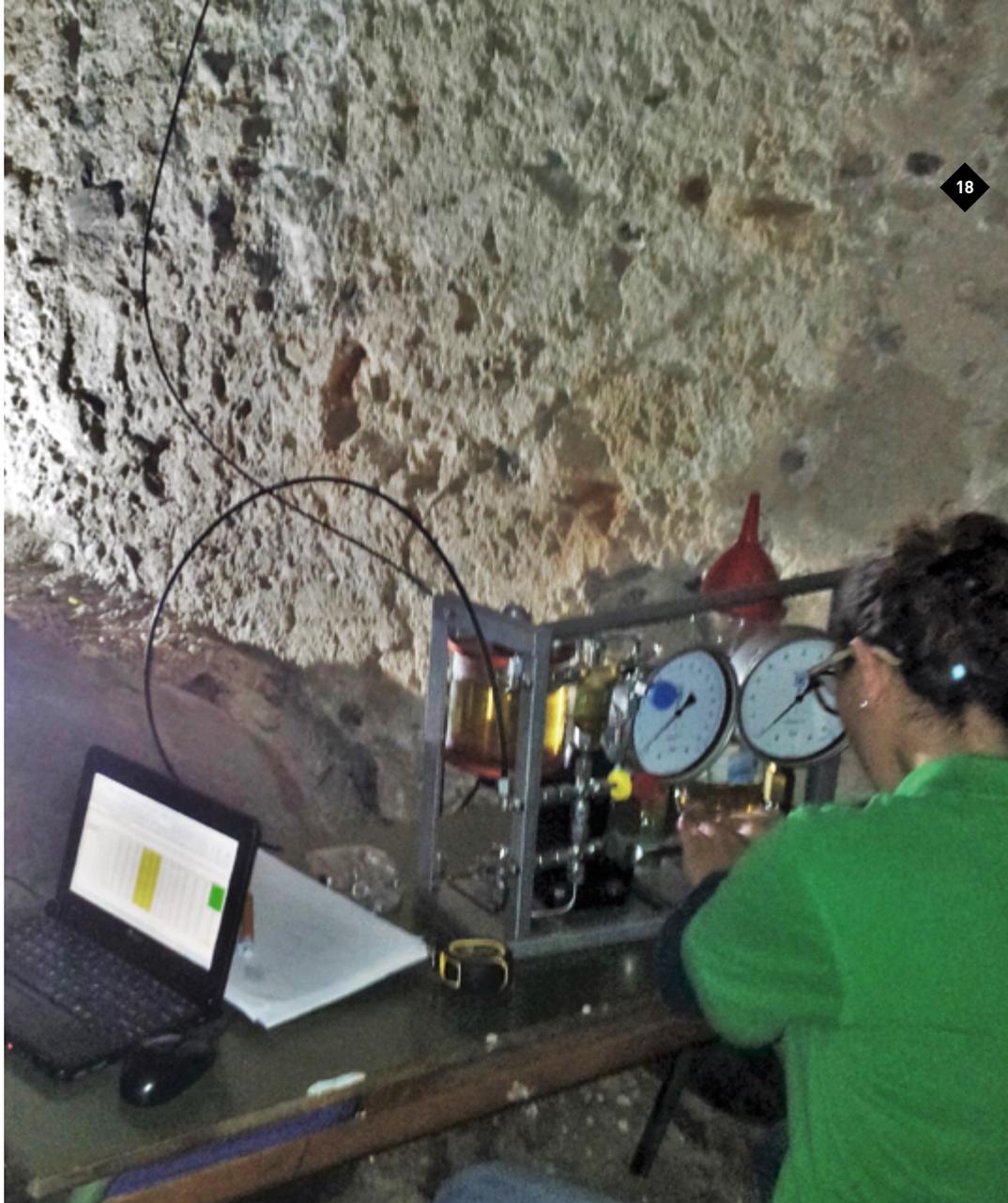
Determinazione dello stato tensionale e delle caratteristiche meccaniche della muratura mediante prove con i martinetti piatti

Con l'obiettivo di eseguire la caratterizzazione meccanica della muratura degli elementi affetti da schiacciamento e determinarne gli stati tensionali interni, è stato sottoposto a prove con i martinetti piatti il maschio murario M.1; lo stesso, da una precedente valutazione statica, è risultato uno degli elementi portanti più sollecitati dell'intera struttura. Infatti, il maschio murario M.1 è sottoposto: ai carichi trasmessi dalle volte a botte dei due livelli successivi, le quali scaricano su di esso il loro peso e quello dei pesanti riempimenti; al peso dei setti divisorii dei livelli superiori (Fig. 15). Il corpo M.1 presenta una muratura mista disordinata con prevalenza di elementi resistenti in arenaria, molto friabili nonché grossolanamente sbazzati, e ciottoli rotondeggianti di fiume; gli elementi lapidei sono legati tra loro da grandi quantità di malta. Sul maschio M.1, spesso 1,30m, per poter eseguire le prove di compressione mediante martinetti è stato individuato un macroelemento murario integro, di dimensioni 0,80x0,80m posto ad una quota di 0,60m dal piano di calpestio, il quale è stato ripulito interamente dallo strato di intonaco superficiale. Nella prima fase delle operazioni è stato determinato lo stato tensionale preesistente (stato tensionale di esercizio) all'interno della muratura mediante la prova a singolo martinetto piatto (Fig. 18 e 19). La tensione interna alla muratura

◆ FIGURA 16
 QUADRI FESSURATIVI
 DOVUTI
 AL FENOMENO DELLO
 SCHIACCIAMENTO
 IN ATTO:
 ESEMPIO DI LESIONE
 VERTICALE ORMAI
 AMPIA SUL MASCHIO
 MURARIO M.1



◆ FIGURA 17
 QUADRI FESSURATIVI
 DOVUTI
 AL FENOMENO DELLO
 SCHIACCIAMENTO
 IN ATTO:
 LESIONI DIFFUSE
 SUL MASCHIO
 MURARIO M.2



18

◆ FIGURA 18
FASI OPERATIVE
CARATTERIZZANTI
LE PROVE
CON I MARTINETTI:
INCREMENTO DELLA
PRESSIONE DELL'OLIO
ALL'INTERNO
DEL MARTINETTO

σ è stata valutata mediante la seguente relazione [7]:

$$\sigma = k_m \cdot k_a \cdot p$$

dove: σ è la tensione normale caratterizzante la muratura; k_m è la costante di taratura del martinetto, la quale tiene conto delle sue caratteristiche geometriche nonché di rigidità della saldatura di bordo, ed è pari a 0,89; k_a è il rapporto area martinetto/area taglio (C_m/A_t), pari a 0,97; p è la pressione idraulica nel martinetto.

In **tabella 1** vengono riportati i risultati ottenuti eseguendo la prova a singolo martinetto piatto sul maschio murario M.1, mentre in **figura 20** è raffigurata la curva σ - ε_m della muratura. Dai risultati ottenuti si evince che la tensione preesistente σ_{ex} all'interno del maschio murario è pari ad un valore compreso tra 0,691 e 0,734 MPa; effettuando un'interpolazione line-

are, il valore di σ_{ex} risulta pari a 0,705 MPa. Ultimata la prova a singolo martinetto, è stata eseguita quella a doppio martinetto che ha consentito di valutare le caratteristiche di deformabilità e di resistenza della muratura. Nella prova a doppio martinetto, il valore della pressione sulla muratura viene definito mediante la seguente formula [8]:

$$\sigma = k_m \cdot \frac{A_m}{A_t} \cdot p$$

dove: σ è la tensione normale caratterizzante la muratura; k_m è il valore medio dei due coefficienti di taratura dei martinetti, pari a 0,89; A_m è l'area del martinetto; A_t è il valore medio delle due aree di taglio; p è la pressione idraulica nel martinetto.

In **tabella 1** vengono riportati anche i risultati ottenuti eseguendo la prova con due martinetti piatti, mentre in **figura 21** è rappresentato il grafico delle curve σ - ε_m e σ - ε_o . Nota la distribuzione dei valori medi delle deformazioni

◆ FIGURA 19
 FASI OPERATIVE
 CARATTERIZZANTI
 LE PROVE
 CON I MARTINETTI:
 MISURAZIONE
 DELLE DILATAZIONI,
 SUBITE DALLA
 MURATURA,
 ATTRAVERSO
 IL DEFORMOMETRO
 DURANTE
 LA PROVA
 CON DOPPIO
 MARTINETTO.



19

longitudinali ϵ_m e trasversali ϵ_o , il coefficiente di Poisson si valuta come:

$$\nu = \frac{\epsilon_o}{\epsilon_m}$$

Poiché durante la prova la pressione oleodinamica dopo i 35 bar non cresceva ulteriormente, allora la tensione al limite di rottura σ_r è stata assunta pari a 3,02 MPa.

Sull'elemento murario M.1, in virtù dei dati ottenuti eseguendo un'unica prova con i martinetti piatti, è stato raggiunto un livello di conoscenza LC3, poiché sono state eseguite "indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali"; in questo caso bisognerà considerare un fattore di confidenza FC=1 [9]. Con l'obiettivo di definire i valori medi dei parametri meccanici della muratura costituente il maschio murario M.1, si rileva che lo stesso è per lo più caratterizzato da "conci di pietra tenera (tufo, cal-

carenite, ecc...)" [10], in virtù della presenza preponderante di elementi resistenti in arenaria. Per questa tipologia di muratura la tabella C8A.2.1 della Circolare 617/2009 indica una resistenza media a compressione f_m pari a 1,4÷2,4 MPa. In questo caso, avendo conseguito un livello di conoscenza LC3-caso c) (è stata eseguita un'unica prova con martinetti sull'elemento M.1) ed essendo il valore di resistenza ottenuto sperimentalmente σ_r maggiore rispetto al limite inferiore $f_{m,min}$ del range dei valori riportato nella tabella C8A.2.1, allora la resistenza media della muratura f_m è stata assunta pari al valore medio del range suddetto:

$$f_m = \frac{f_{m,min} + f_{m,max}}{2} \quad \text{essendo } \sigma_r > f_{m,min}$$

Pertanto, il valore di $f_m=1,9$ MPa, mentre il va-

PRESSIONE MANOMETRO [bar]	PRESSIONE MURATURA [MPa]	$k_s - k_m$	d_1 [mm]	d_2 [mm]	d_3 [mm]	$d_{m,s}$ [mm]	ϵ_m [$\times 10^{-5}$]					
Primo del taglio	0	0,97 - 0,89	0,109	0,213	0,134	0,152	76					
Depo il taglio	0	0,97 - 0,89	0	0	0	0	0					
1	0,086	0,97 - 0,89	-0,01	-0,017	-0,019	-0,015	7,5					
2	0,173	0,97 - 0,89	-0,025	-0,039	-0,055	-0,04	20					
3	0,259	0,97 - 0,89	-0,05	-0,061	-0,08	-0,064	32					
4	0,345	0,97 - 0,89	-0,062	-0,082	-0,102	-0,082	41					
5	0,432	0,97 - 0,89	-0,078	-0,105	-0,129	-0,104	52					
6	0,518	0,97 - 0,89	-0,101	-0,124	-0,133	-0,119	59,5					
7	0,604	0,97 - 0,89	-0,11	-0,138	-0,142	-0,13	65					
8	0,691	0,97 - 0,89	-0,119	-0,155	-0,166	-0,147	73,5					
8,5	0,734	0,97 - 0,89	-0,133	-0,175	-0,177	-0,162	81					
PRESSIONE MANOMETRO [bar]	PRESSIONE MURATURA [MPa]	d_1 [mm]	d_2 [mm]	d_3 [mm]	d_4 [mm]	d_5 [mm]	$d_{m,s}$ [mm]	$d_{m,o}$ [mm]	ϵ_m [$\times 10^{-5}$]	ϵ_o [$\times 10^{-5}$]	E [MPa]	ν
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	---	---
5	0,43	-0,042	0,072	0,009	0,016	-0,005	6,53	0,006	6,53	3	6606,9	0,429
10	0,86	-0,005	0,122	0,043	0,002	-0,009	26,67	-0,004	26,67	-2	3237,4	0,068
13	1,12	0,009	0,142	0,069	-0,005	-0,001	36,67	-0,003	36,67	-1	3060,8	0,038
16	1,38	0,03	0,169	0,062	-0,02	-0,004	43,33	-0,012	43,33	-6	3187,6	0,138
10	0,86	0,026	0,154	0,045	-0,02	-0,004	37,33	-0,012	37,33	-6	2312,4	0,161
16	1,38	0,036	0,167	0,052	-0,038	-0,011	42,53	-0,025	42,53	-12	3247,5	0,282
20	1,73	0,071	0,205	0,082	-0,06	-0,006	59,6	-0,033	59,6	-16	2897	0,275
25	2,16	0,188	0,336	0,146	-0,17	-0,043	111,73	-0,107	111,73	-53	1931,6	0,478
30	2,59	0,47	0,658	0,414	-0,375	-0,157	257,2	-0,266	257,2	-133	1007	0,517
16	1,38	0,45	0,595	0,381	-0,323	-0,146	237,73	-0,234	237,73	-117	581	0,492
30	2,59	0,549	0,722	0,464	-0,423	-0,185	289,2	-0,304	289,2	-152	895,5	0,526
32	2,76	0,785	0,911	0,566	-0,558	-0,274	376,93	-0,416	376,93	-208	732,9	0,552
34	2,94	1,389	1,289	0,756	-0,817	-0,458	572,27	-0,637	572,27	-319	512,9	0,557
35	3,02	1,858	1,543	0,85	-1,054	-0,646	708,67	-0,85	708,67	-425	426,4	0,6
16	1,38	1,872	1,458	0,84	-0,971	-0,633	694,93	-0,802	694,93	-401	198,8	0,577
0	0	1,462	0,946	0,516	-0,719	-0,51	487,47	-0,615	487,47	-307	---	---

◆ **TABELLA 1**
RISULTATI
OTTENUTI
ATTRAVERSO
L'ESECUZIONE
DELLE PROVE
A SINGOLO
E DOPPIO
MARTINETTO
PIATTO

lore di progetto della resistenza a compressione della muratura f_{md} è stato valutato come [10]:

$$f_{md} = \frac{f_m}{\gamma_m \cdot FC}$$

dove γ_m rappresenta il coefficiente parziale di sicurezza che in zona sismica, per il progetto sismico di strutture in muratura, si assume pari a 2. In questo caso, il valore di f_{md} è pari a 0,95 MPa. A questo punto, si può dimostrare analiticamente il fenomeno dello schiacciamento in atto eseguendo la verifica alle tensioni ammissibili [11] in corrispondenza della sezione di base dell'elemento murario considerato. In precedenza, eseguendo la prova con singolo martinetto, era stata calcolata una tensione di esercizio $\sigma_{ex,60}$, ovvero la tensione preesistente nell'elemento M.1 ad una quota dal piano di calpestio di 60cm, risultata pari a 0,705 MPa. Pertanto, rispetto alla sezione di base la tensione di esercizio $\sigma_{ex,60}$ risulterà aumentata dell'incremento tensionale dovuto al peso della porzione di muratura compresa tra le quote 0÷60 cm. Considerando un peso specifico della muratura pari a $\gamma_m=16$ kN/m³ [10], la tensione di esercizio $\sigma_{ex,0}$ alla base del maschio murario M.1 è data dalla seguente relazione:

$$\sigma_{ex,0} = \sigma_{ex,60} + \gamma_m \cdot x$$

dove x rappresenta la distanza tra il piano di

calpestio e la quota alla quale è stato effettuato il primo taglio, quindi pari a 60 cm. Nota la tensione $\sigma_{ex,0}$, si può effettuare la verifica alle tensioni ammissibili [11]:

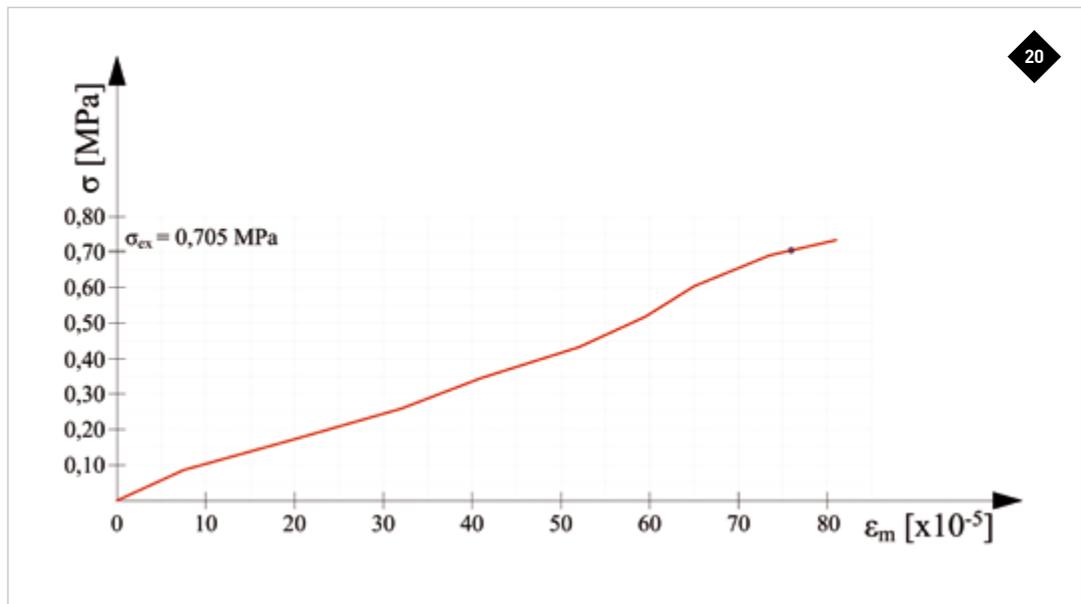
$$\frac{\sigma_{ex,0}}{0,65} \leq \frac{f_k}{\gamma_m}$$

dove: la resistenza caratteristica a compressione f_k coincide con la tensione al limite di rottura della muratura $\sigma_r = 3,02$ MPa; γ_m rappresenta un coefficiente di sicurezza, pari a 4,2. Data la stratigrafia e le caratteristiche geometriche della sovrastruttura caratterizzante i maschi murari M.1 e M.2, si può approssimativamente attribuire alla sezione di base del maschio murario M.2 un valore della tensione di esercizio $\sigma_{ex,0}$ molto prossimo a quello attribuito al maschio M.1. Pertanto, si evince che la verifica alle tensioni ammissibili eseguita sui due corpi murari M.1 e M.2 non risulta soddisfatta, e questo dimostra analiticamente il fenomeno dello schiacciamento rilevato sui medesimi elementi strutturali.

Analisi sulla diffusione dei quadri fessurativi all'interno dei corpi murari mediante le prove soniche

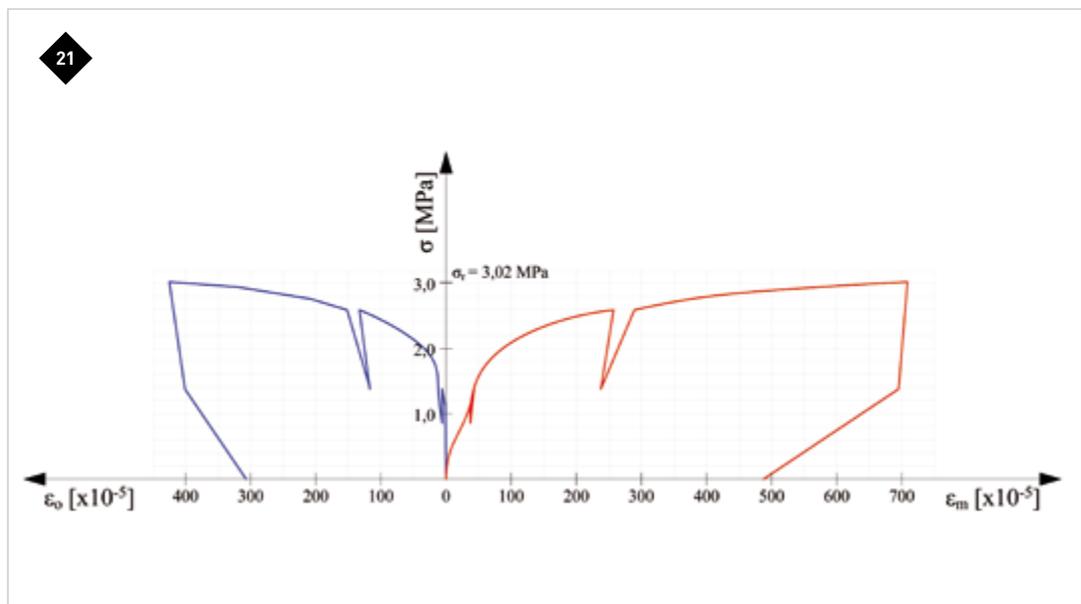
Al fine di analizzare la diffusione dei sistemi fessurati dovuti allo schiacciamento all'inter-

◆ FIGURA 20
 ANDAMENTO
 DELLA CURVA
 σ - ϵ_m OTTENUTA
 MEDIANTE
 L'ESECUZIONE
 DELLA PROVA
 CON SINGOLO
 MARTINETTO.



20

◆ FIGURA 21
 ANDAMENTO
 DELLE CURVE
 σ - ϵ_m E σ - ϵ_o
 OTTENUTE
 MEDIANTE
 L'ESECUZIONE
 DELLA PROVA
 CON DOPPIO
 MARTINETTO.



21

◆ FIGURA 22
 SCHEMATIZZAZIONE
 DELLA PROVA SONICA
 SVOLTA IN MODALITÀ
 DIRETTA
 (O IN TRASPARENZA).



22



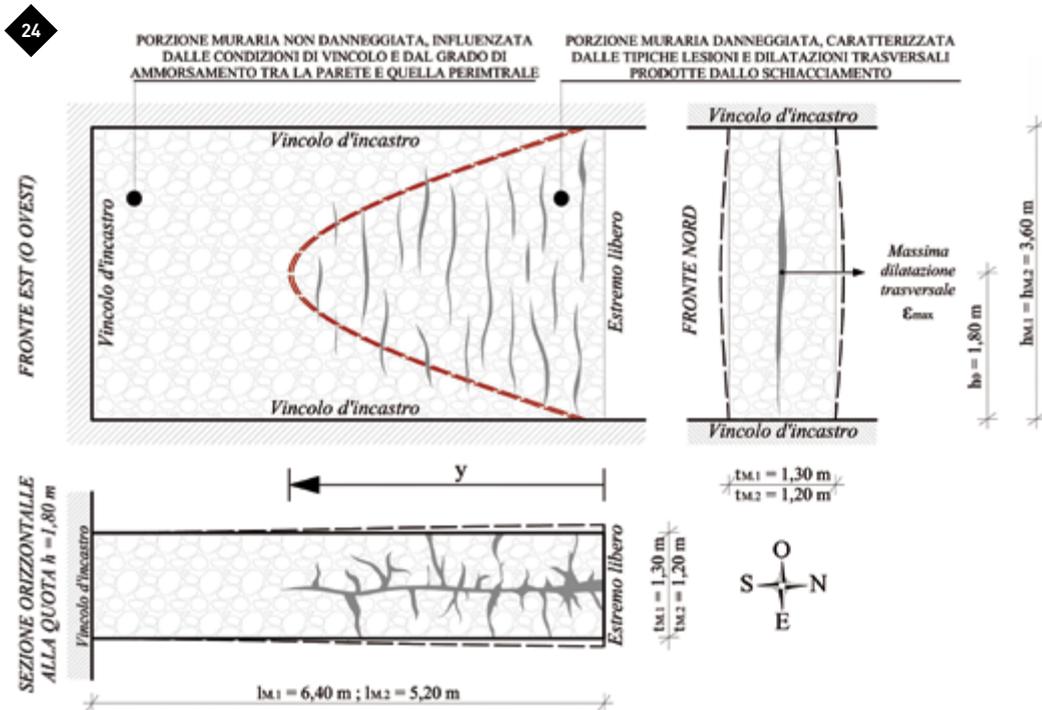
◆ FIGURA 23
OPERAZIONE
DI MISURAZIONE
DELLE VELOCITÀ
DI PROPAGAZIONE
DELLE ONDE SONICHE
ATTRAVERSO
IL MEZZO MURARIO.

no della muratura, sono state eseguite prove soniche sui maschi murari M.1 ed M.2 (Figg. 22 e 23). In riferimento al caso studio, assunta come certa la diffusione interna del dissesto per schiacciamento in atto, non interessava mappare il volume murario nella sua interezza, bensì è stato ritenuto necessario investigare il grado di integrità lungo la linea orizzontale mediana delle pareti. Attraverso tale analisi, è stato valutato di quanto le lesioni siano diffuse all'interno dei corpi murari, innescandosi partendo dall'estremo libero delle pareti suddette. Infatti, entrambi i setti murari presentano in altezza due condizioni di vincolo interpretabili come incastri e rappresentati: in basso, dal piano di calpestio; in alto, dalle sezioni d'imposta delle volte a botte sorrette dalle stesse pareti. Inoltre, le due pareti sono caratterizzate lateralmente da un estremo libero, sul fronte nord, nonché dall'innesto a T con la parete perimetrale posta sul fronte sud (Figg. 6, 15). Alla luce delle condizioni di vincolo descritte e dei carichi scaricati lungo la verticale, le due pareti per effetto dello schiacciamento risultano dilatate lungo la direzione est-ovest (Fig. 24), registrando la massima ampiezza delle lesioni, ovvero la massima deformazione di fessurazione ε_{\max}^f , approssimativamente alla quota $h/2$. Le lesioni che caratterizzano i due corpi murari tendono ad aprirsi partendo dall'estremo libero della parete, camminando verso l'interno della muratura in direzione sud e diminuendo progressivamente in ampiezza e in ramificazione. Ciò è dovuto alla presenza dell'innesto a T con la parete perimetrale del fronte sud che trasmette, all'ultima porzione

dei maschi murari M.1 e M.2, una sorta di “effetto confinante” (esso è tanto maggiore quanto migliore risulta il grado di ammorsamento della muratura delle due pareti all'incrocio) che si combina con le condizioni di vincolo di incastro alla base e in testa. Le massime ampiezze delle lesioni si registrano lungo la porzione mediana delle due pareti, tendendo a richiudersi in prossimità degli incastri di base e di sommità, nonché lungo la direttrice nord-sud dall'estremo libero all'innesto a T (Fig. 24). Ciò spiega il motivo per cui si è deciso di adottare, per l'esecuzione delle prove soniche, non una “griglia sonica” [12] bensì una “linea sonica”, corrispondente alla linea orizzontale mediana dei due maschi murari M.1 e M.2. Essendo questa la linea alla quale, con buona approssimazione, corrispondono le massime ampiezze nonché il massimo sviluppo delle lesioni interne alla muratura, è stato opportuno eseguire la prova lungo tale direttrice per stabilire facilmente di quanto le lesioni risultano diffuse internamente ai due corpi murari indagati. Le prove soniche sono state svolte in modalità diretta (o in trasparenza), noto lo spessore della muratura attraversata. Tale modalità consiste nell'emettere e ricevere l'onda strumentale in punti corrispondenti sulle due facce opposte della muratura in esame (Fig. 25). Rispetto agli altri metodi di analisi, quello diretto fornisce i dati più significativi in merito alla consistenza della sezione muraria [13].

Le misurazioni, eseguite in corrispondenza di punti equidistanti allineati lungo la linea orizzontale mediana dei due maschi murari M.1 e M.2, hanno comportato le seguenti operazioni

◆ FIGURA 24
SCHEMATIZZAZIONE
DELLA DIFFUSIONE
DEL QUADRO
FESSURATIVO DOVUTO
AL FENOMENO DELLO
SCHIACCIAMENTO
IN ATTO SULLE PARETI
MURARIE IN ESAME,
VALUTATA IN FUNZIONE
DEI CARICHI AGENTI
E DELLE CONDIZIONI
DI VINCOLO



propedeutiche: la taratura dello strumento di misura; la rimozione dell'intonaco presente in corrispondenza dei punti scelti, così da mettere a nudo la muratura da indagare. Per ogni coppia di punti, individuata sulle due superfici parallele dei maschi murari, sono state effettuate tre misurazioni ottenendo, successivamente, un valore medio del tempo di transito e della velocità di attraversamento. Dapprima è stato indagato il maschio murario M.1 sul quale, lungo le linee orizzontali mediane (ad una quota $h/2=1,80$ m dal piano di calpestio) dei fronti nord e sud, sono state individuate 10 coppie di punti, equidistanti 40 cm, a partire da una distanza di 25 cm dallo spigolo dell'estremità libera (lato nord) della parete (Fig. 25). Le misurazioni eseguite sulla parete M.1 vengono riportate in **tabella 2**.

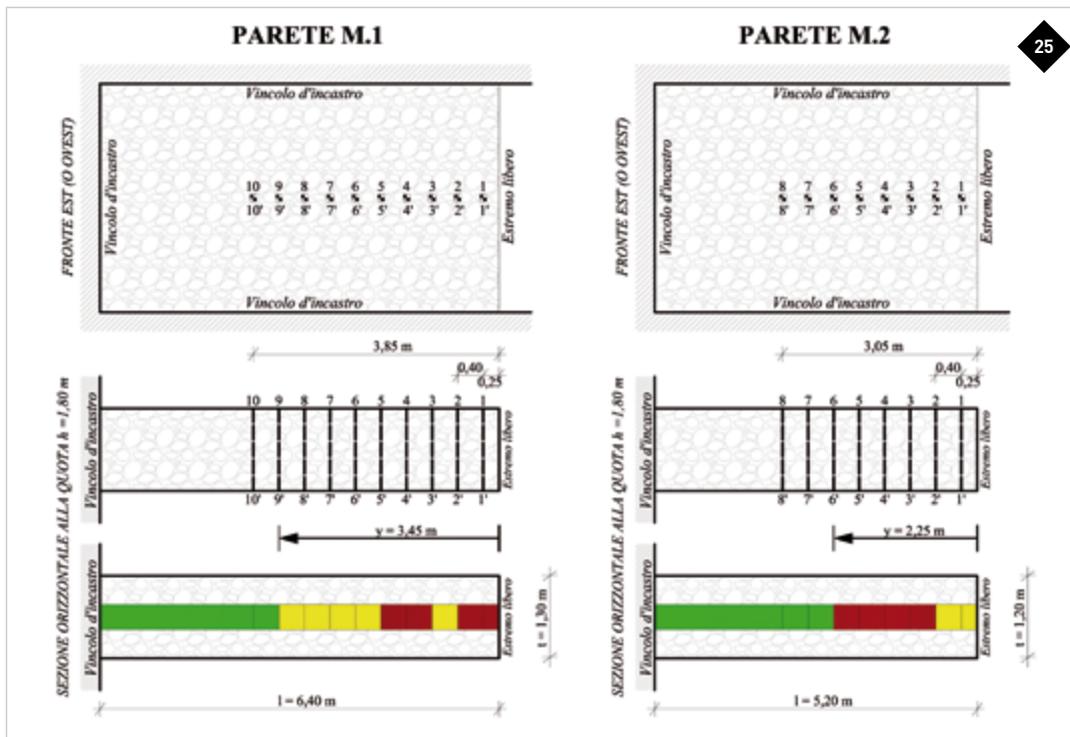
La velocità media di propagazione v_m registrata è di 1062 m/s. Successivamente, è stato indagato il maschio murario M.2, spesso 1,20 m, il quale presenta la medesima tipologia della muratura caratterizzante il maschio murario M.1. In questo caso, lungo le linee orizzontali mediane dei fronti nord e sud della parete sono state individuate 8 coppie di punti, seguendo le medesime modalità adottate sul maschio M.1. Le misurazioni eseguite sulla parete M.2 vengono riportate in **tabella 3**. La velocità media di propagazione v_m registrata è di 1238 m/s. Per la tipologia di muratura caratterizzante i maschi M.1 e M.2, è possibile qualificare il grado di compattezza sulla base dei seguenti ranges di valori della velocità di propagazione v [m/s]:

- ◆ per $v > 1800$ m/s la muratura è compatta (M.C.);
- ◆ per $900 < v < 1800$ m/s la muratura è caratterizzata da lievi discontinuità (M.L.D.);
- ◆ per $v < 900$ m/s la muratura è caratterizzata da forti discontinuità (M.F.D.).

Associando a ciascun range un colore, si può definire una linea cromatica con la quale facilmente interpretare il livello di compattezza della muratura della porzione mediana dei due setti murari. In particolare, per $v > 1800$ m/s è stato adottato il verde, per $900 < v < 1800$ m/s il giallo, per $v < 900$ m/s il rosso (Fig. 25). A partire dagli estremi liberi (disposti a nord) dei due maschi murari, le lesioni interne dovute al fenomeno dello schiacciamento si sviluppano per una lunghezza $y=3,45$ m circa nella porzione mediana del corpo M.1, nonché per $y=2,25$ m circa in quella del corpo M.2.

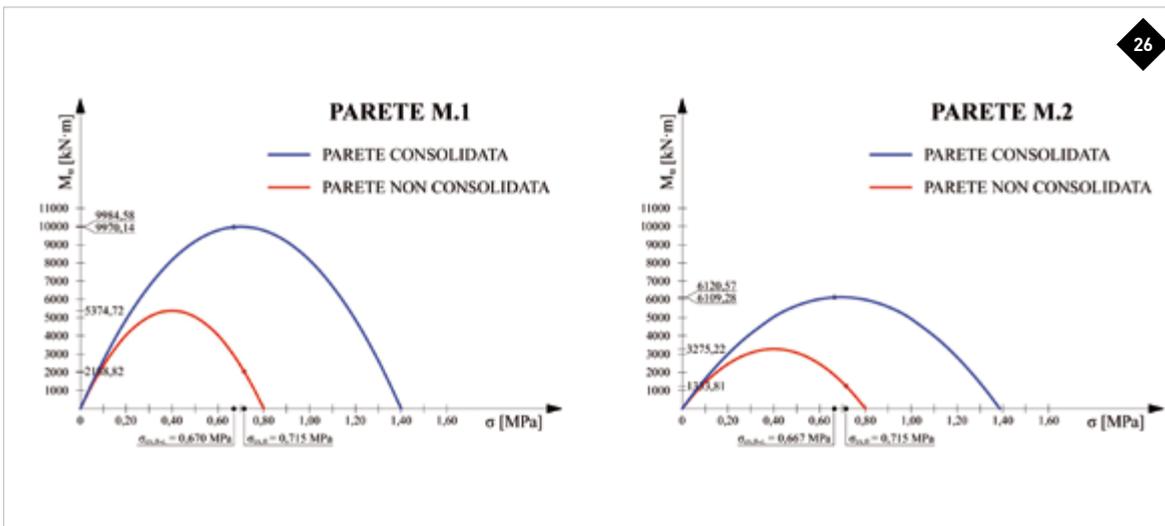
Il consolidamento delle pareti affette da schiacciamento. Confronto tra tecniche tradizionali e innovative

I risultati sperimentali ottenuti suggeriscono la progettazione di un idoneo intervento di consolidamento, capace di garantire la piena funzionalità strutturale delle pareti danneggiate. Pertanto, sono state messe a confronto due tecniche con le quali è possibile contrastare efficacemente il fenomeno dello schiacciamento: l'esecuzione dell'intonaco armato; il confinamento mediante tessuti in FRP applicati sul



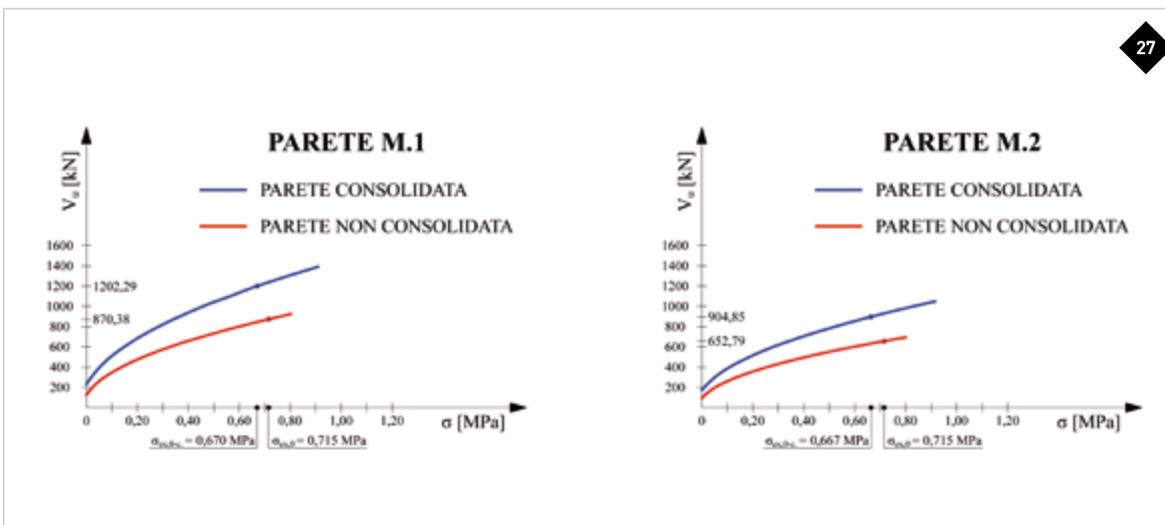
25

◆ FIGURA 25 SCHEMATIZZAZIONE DELLE MISURAZIONI EFFETTUATE DURANTE LE PROVE SONICHE ESEGUITE SULLE PARETI M.1 E M.2.



26

◆ FIGURA 26 DOMINI DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE COSTRUITI SULLE PARETI M.1 E M.2, NON CONSOLIDATE E CONSOLIDATE (CASO B).



27

◆ FIGURA 27 DOMINI DI RESISTENZA A TAGLIO COSTRUITI SULLE PARETI M.1 E M.2, NON CONSOLIDATE E CONSOLIDATE (CASO B)

◆ **TABELLA 2**
VALORI
DEI TEMPI
E DELLE VELOCITÀ
DI PROPAGAZIONE
MISURATE
SUL MASCHIO
MURARIO M.1

PARETE M.1 (SPESSORE $t = 1,30$ m)									
COPPIA DI PUNTI	TEMPO DI ATTRAVERSAMENTO			VELOCITA' DI PROPAGAZIONE [m/s]			TEMPO MEDIO [μs]	VELOCITA' MEDIA [m/s]	GRADO DI COMPATTEZZA
	[μs]								
1-1'	2060	2070	2050	631	628	634	2060	631	M.F.D.
2-2'	1670	1590	1640	778	817	792	1633	796	M.F.D.
3-3'	1120	1170	1160	1160	1111	1120	1150	1130	M.L.D.
4-4'	1590	1960	1700	817	663	764	1750	748	M.F.D.
5-5'	1430	1400	1520	909	928	855	1450	897	M.F.D.
6-6'	1400	1450	1440	928	896	902	1430	909	M.L.D.
7-7'	1290	1330	1310	1007	977	992	1310	992	M.L.D.
8-8'	1360	1370	1350	955	948	962	1360	955	M.L.D.
9-9'	854	905	950	1405	1326	1263	903	1331	M.L.D.
10-10'	560	602	470	2143	1993	2553	544	2230	M.C.

◆ **TABELLA 3**
VALORI
DEI TEMPI
E DELLE VELOCITÀ
DI PROPAGAZIONE
MISURATE
SUL MASCHIO
MURARIO M.2

PARETE M.2 (SPESSORE $t = 1,20$ m)									
COPPIA DI PUNTI	TEMPO DI ATTRAVERSAMENTO			VELOCITA' DI PROPAGAZIONE [m/s]			TEMPO MEDIO [μs]	VELOCITA' MEDIA [m/s]	GRADO DI COMPATTEZZA
	[μs]								
1-1'	920	920	900	1133	1304	1333	913	1257	M.L.D.
2-2'	1210	1200	1220	991	1000	983	1210	991	M.L.D.
3-3'	1530	1630	1590	784	786	754	1583	775	M.F.D.
4-4'	1520	1530	1570	789	784	764	1540	779	M.F.D.
5-5'	1850	1600	1570	648	750	764	1673	721	M.F.D.
6-6'	2150	2130	2050	558	563	585	2110	569	M.F.D.
7-7'	500	490	480	2400	2448	2500	490	2449	M.C.
8-8'	540	530	460	2222	2264	2608	510	2365	M.C.

supporto murario utilizzando la resina epossidica. Questo confronto mira a dimostrare i vantaggi ottenibili adoperando i rinforzi FRP, tra i quali il rispetto del principio del minimo intervento, rappresentante uno dei principi fondamentali nel campo del restauro architettonico, nonché il raggiungimento di livelli prestazionali confrontabili con quelli ottenibili ricorrendo all'intonaco armato. Per dimostrare ciò, sono stati costruiti i domini di resistenza dei due maschi murari M.1 e M.2 nei confronti delle sollecitazioni agenti nel piano. In condizioni statiche, è stata valutata la resistenza delle due pareti soggette a prevalente sollecitazione di compressione, generando una componente flessionale piccola (o pressoché trascurabile) dovuta alle scarse eccentricità.

Domini di rottura dei maschi murari non consolidati

La resistenza a pressoflessione del maschio murario M_u è data dalla seguente relazione [11]:
dove: t è lo spessore del muro; σ_0 è la tensione normale media calcolata sull'intera lun-

$$M_u = \frac{\sigma_0 \cdot l^2 \cdot t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_{md}} \right)$$

ghezza l dell'elemento, la quale coincide con la $\sigma_{ex,0}$. Considerando le possibili deformazioni a flessione e a taglio del maschio murario (ipotesi di Timoshenko) [14], la generica parete potrà subire traslazione solo in testa. Secondo le prescrizioni della vigente normativa sismica, si può valutare la resistenza a taglio dell'elemento V_f , associata ad un meccanismo di rottura per flessione, dividendo M_u per la distanza h_0 tra la sezione di verifica e quella a momento nullo:

$$V_f = \frac{M_u}{h_0} = \frac{\sigma_0 \cdot l^2 \cdot t}{2 \cdot h_0} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_{md}} \right)$$

Considerando lo schema statico ad un grado di libertà di trave con vincolo di incastro perfetto alla base e doppio pendolo in testa, si ottiene un diagramma a farfalla del momento con una distanza $h_0 = h/2$. Pertanto, essendo i due corpi murari alti $h = 3,60$ m, allora per entrambi $h_0 = 1,80$ m. I valori della resistenza a pressoflessione M_u e a taglio V_f , ottenuti per i maschi murari M.1 e M.2, sono riportati in **tabella 4** e raffigurati in **Fig. 26**. Dalle due espressioni e dal dominio di rottura a pressoflessione rappresentato, è evidente come M_u e V_f variano con legge parabolica rispetto alla tensione normale di esercizio $\sigma_{ex,0}$, rag-

giungendo i massimi valori M_{u-max} e V_{f-max} per il valore di esercizio $\sigma_{ex,max}=(0,85 \cdot f_{md})/2$. La resistenza del maschio murario nei confronti di un meccanismo di rottura a taglio V_s , il quale insorge quando si verifica il superamento delle tensioni di resistenza limite a trazione nella muratura, è valutabile per edifici esistenti secondo il criterio di Turnesek-Cacovic come [11]:

$$V_s = l \cdot t \cdot \frac{1,5 \cdot \tau_{0d}}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \cdot \tau_{0d}}}$$

dove:

- ♦ b è il coefficiente di snellezza del maschio murario, pari ad h/l con valori $1 \leq b \leq 1,5$; nel caso della parete M.1 il valore di b è pari a $0,56 \rightarrow 1$, mentre per la parete M.2 si ha $b=0,69 \rightarrow 1$;
- ♦ τ_{0d} rappresenta la resistenza di progetto a taglio della muratura. Per una "muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc...)", la tabella C8A.2.1 della Circolare 617/2009 indica una resistenza media a taglio τ_0 pari a $0,028 \div 0,042$ MPa. In questo caso, il valore di τ_0 è stato assunto pari al minimo tra i valori del range suddetto, quindi $\tau_0 = 0,028$ MPa, mentre il valore di progetto τ_{0d} è stato valutato come [10]:

$$\tau_{0d} = \frac{\tau_0}{\gamma_m \cdot FC} = 0,01 \text{ MPa}$$

dove il coefficiente parziale di sicurezza γ_m è pari a 2, mentre il fattore di confidenza FC in questo caso viene assunto pari a 1,35. I valori delle resistenze a taglio V_s , ottenuti per i maschi murari M.1 e M.2 non consolidati (caso A), sono riportati in **tabella 4**. Dal dominio di rottura a taglio rappresentato in Fig. 21, si nota come V_s varia con legge crescente non lineare a concavità verso il basso. Infine,

calcolati i valori di resistenza a taglio V_f e V_s in funzione dei due possibili meccanismi di rottura e della tensione di esercizio $\sigma_{ex,0}$, per entrambi i maschi murari M.1 e M.2 vengono determinati i valori delle resistenze ultime a taglio V_u , valutabili come [10]:

$$V_u = \min (V_f; V_s)$$

I domini di rottura dei maschi murari consolidati mediante intonaco armato

L'intonaco armato, combinato alle iniezioni di miscele leganti, rappresenta la tecnica di consolidamento di pareti murarie più ricorrente, in quanto non richiede manodopera specializzata, è economica nonché di facile esecuzione. La realizzazione dell'intonaco armato consiste nel creare due lastre armate in malta cementizia spesse 3÷5 cm, affiancate sui due lati dell'elemento murario al quale vengono rese solidali ricorrendo a connettori trasversali (**Fig. 28**). L'intonaco armato consente di ottenere i seguenti miglioramenti strutturali: incremento della resistenza, rigidità e deformabilità della muratura; aumento delle sezioni resistenti della parete, utile nei casi di variazioni volumetriche nella sovrastruttura oppure in seguito a ridestinzioni d'uso [15]. La realizzazione dei due strati armati di malta cementizia prevede la messa in opera della rete elettrosaldata, avente maglia 12x12 cm e diametro $\Phi=8$ mm, opportunamente distanziata dalla superficie muraria di circa 2 cm (**Fig. 28**). Per quanto concerne le iniezioni di miscele leganti, esse consistono nel far penetrare, all'interno dei vuoti caratterizzanti la muratura, miscele

CASO A) SETTO MURARIO NON CONSOLIDATO											
PARETE	t [mm]	l [mm]	$h_0=h/2$ [mm]	$\sigma_{ex,0}$ [MPa]	f_{md} [MPa]	M_u [kN·m]	V_f [kN]	M_{u-max} [kN·m]	V_{f-max} [kN]	V_s [kN]	V_u [kN]
M.1	1300	6400	1800	0,715	0,95	2188,82	1216,01	5374,72	2985,96	870,38	870,38
M.2	1200	5200	1800	0,715	0,95	1333,81	741,01	3275,22	1819,57	652,79	652,79
CASO B) SETTO MURARIO CONSOLIDATO (INIEZIONI+INTONACO ARMATO)											
PARETE	t [mm]	l [mm]	$h_0=h/2$ [mm]	$\sigma_{ex,0-c}$ [MPa]	f_{md-c} [MPa]	M_{u-c} [kN·m]	V_{f-c} [kN]	$M_{u-max-c}$ [kN·m]	$V_{f-max-c}$ [kN]	V_{s-c} [kN]	V_{u-c} [kN]
M.1	1400	6400	1800	0,67	1,639	9970,15	5538,97	9984,58	5546,99	1202,29	1202,29
M.2	1300	5200	1800	0,667	1,639	6109,28	3394,04	6120,57	3400,32	904,85	904,85
CASO C) SETTO MURARIO CONSOLIDATO (INIEZIONI+TESSUTI FRP)											
PARETE	t [mm]	l [mm]	h [mm]	$\sigma_{ex,0-c}$ [MPa]	f_{md-c} [MPa]	N_{sd} [kN]	$M_{Rd-c}(N_{sd})$ [kN·m]	$M_{Rd-max-c}$ [kN·m]	$V_{Rd,f}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
M.1	1400	6400	3600	0,715	1,639	5948,8	10732,7	10907,5	22,16	2099,56	892,54
M.2	1300	5200	3600	0,715	1,639	4461,6	6536,9	6647,1	22,16	1566,06	674,95
CASO D) SETTO MURARIO CONSOLIDATO (INIEZIONI+TESSUTI FRP+CONNETTORI)											
PARETE	t [mm]	l [mm]	h [mm]	$\sigma_{ex,0-c}$ [MPa]	f_{md-c} [MPa]	N_{sd} [kN]	$M_{Rd-c}(N_{sd})$ [kN·m]	$M_{Rd-max-c}$ [kN·m]	$V_{Rd,f}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
M.1	1400	6400	3600	0,715	1,639	5948,8	10795,8	10915,3	210,04	2099,56	1080,42
M.2	1300	5200	3600	0,715	1,639	4461,6	6595,9	6664,8	210,04	1566,06	862,83

♦ **TABELLA 4**
VALORI DELLE RESISTENZE A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO CALCOLATI SUI MASCHI MURARI M.1 E M.2 NEI VARI CASI CONSIDERATI

fluidificate ad alta resistenza. Un simile intervento ha lo scopo di migliorare le caratteristiche meccaniche (resistenza a compressione e taglio, nonché i moduli elastici) della muratura, ma anche di risarcire i paramenti da eventuali lesioni [16]. Questi due interventi, da progettare seguendo le prescrizioni riassunte nella tabella C8A.2.2 della Circolare 617/2009, consentono di migliorare i parametri meccanici della muratura in percentuali corrispondenti ai seguenti coefficienti migliorativi:

- ◆ per l'esecuzione delle iniezioni di miscele leganti, si ricorre ad un coefficiente $\alpha_1=1,7$ ma, nel caso specifico, è stato ritenuto opportuno adottare un valore di 1,5;

- ◆ per l'esecuzione dell'intonaco armato, si ricorre ad un coefficiente $\alpha_2=2$, ma tale valore "va ridotto convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore ($s > 70$ cm)" [10]. Alla luce di ciò, essendo i corpi M.1 e M.2 dotati di spessori maggiori a 0,70 m, si decide di adottare un $\alpha_2=1,15$.

Eseguendo il duplice intervento di consolidamento appena descritto, il valore di progetto della resistenza a compressione f_{md-c} assume il valore di 1,639 MPa, mentre la resistenza a taglio τ_{0d-c} diventa pari a 0,017 MPa. Inoltre, se si considera uno spessore della singola lastra di intonaco armato $t_1=5$ cm, i nuovi valori delle resistenze a pressoflessione e taglio della muratura consolidata sono quelli indicati nella **tabella 4**, mentre i relativi domini di resistenza afferenti alle due pareti consolidate sono raffigurati all'interno delle **figure 26 e 27** e messi a confronto con i domini delle pareti non consolidate.

I risultati, relativi al caso delle pareti consolidate attraverso il duplice intervento iniezioni-intonaco armato (caso B), sono stati ottenuti applicando le seguenti formule:

- ◆ la tensione di esercizio $\sigma_{ex,0-c}$ alla base della singola parete consolidata si calcola come:

$$\sigma_{ex,0-c} = \frac{\sigma_{ex,0} \cdot (t \cdot l) + 2 \cdot (\gamma_{c.a.} \cdot t_1 \cdot l \cdot h)}{(2 \cdot t_1 + t) \cdot l}$$

dove $\gamma_{c.a.}$ rappresenta il peso specifico del calcestruzzo armato, pari a 25 kN/m³;

- ◆ la resistenza a pressoflessione del maschio murario consolidato M_{u-c} è valutabile mediante la seguente relazione:

$$M_{u-c} = \frac{\sigma_{ex,0-c} \cdot l^2 \cdot (t + 2 \cdot t_1)}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{ex,0-c}}{0,85 \cdot f_{md-c}}\right)$$

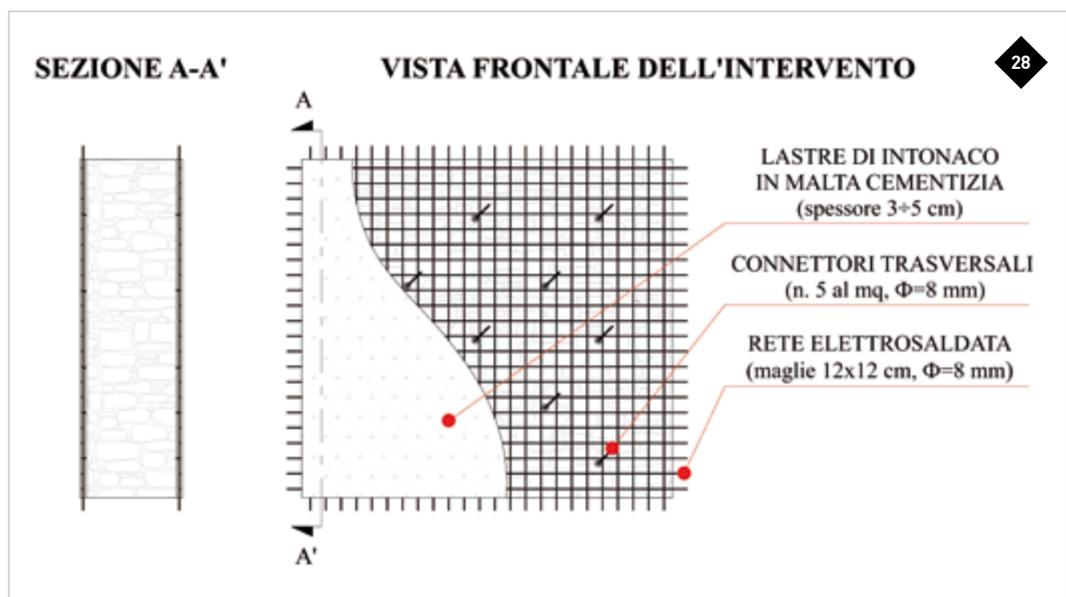
- ◆ la resistenza a taglio V_{f-c} dell'elemento consolidato, associata ad un meccanismo di rottura per flessione, è pari a:

$$V_{s-c} = l \cdot (t + 2 \cdot t_1) \cdot \frac{1,5 \cdot \tau_{0d-c}}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{ex,0-c}}{1,5 \cdot \tau_{0d-c}}}$$

- ◆ la resistenza del maschio murario consolidato nei confronti di un meccanismo di rottura a taglio V_{s-c} è valutabile mediante la seguente relazione:

$$V_{s-c} = l \cdot (t + 2 \cdot t_1) \cdot \frac{1,5 \cdot \tau_{0d-c}}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{ex,0-c}}{1,5 \cdot \tau_{0d-c}}}$$

◆ FIGURA 28
RRAPPRESENTAZIONE
DELL'INTERVENTO
DI INTONACATURA
ARMATA
DI UNA PARETE
MURARIA..



I domini di rottura dei maschi murari consolidati mediante tessuti FRP

L'intervento di consolidamento delle pareti murarie mediante i materiali compositi consiste nell'applicazione di tessuti FRP unidirezionali sul supporto murario, verticalmente e orizzontalmente, al fine di creare un sistema rinforzato (Fig. 29). Tale applicazione, eseguita ricorrendo all'utilizzo della resina epossidica, necessita dell'accurata preparazione del supporto murario sul quale i tessuti dovranno essere incollati. Inoltre, essendo le pareti in esame interessate da diffuse discontinuità, sarà preliminarmente necessario il consolidamento della muratura al fine di ripristinarne la compattezza e migliorarne le caratteristiche meccaniche. A tale scopo, sarà indispensabile eseguire iniezioni di miscele fluidificate ad alta resistenza [16]. Il consolidamento mediante l'applicazione di tessuti FRP consente di ottenere un aumento della resistenza della muratura senza, però, aumentarne eccessivamente la rigidità, non interessando totalmente le superfici murarie ed evitando di introdurre ulteriori masse sismiche all'interno del sistema murario originario, tutti vantaggi non perseguibili ricorrendo all'intonaco armato [17].

Per poter eseguire un confronto tra le diverse tecniche di consolidamento proposte i cui risultati finali non siano funzione di diversi valori dei parametri meccanici della muratura, anche per questo secondo duplice intervento (iniezioni-rinforzo FRP) si decide di adottare opportunamente i medesimi coefficienti migliorativi α_1 e α_2 . Pertanto, come in precedenza $f_{md-c}=1,639$ MPa e $\tau_{0d-c}=0,017$ MPa, mentre il valore di progetto della resistenza a trazione della muratura consolidata $f_{td-c}=f_{md-c}/10=0,164$ MPa.

Una volta applicati sul generico pannello murario i tessuti FRP, il nuovo sistema rinforzato assume un comportamento simile a quello di un elemento in calcestruzzo armato: i tessuti disposti verticalmente simulano la funzione delle armature metalliche longitudinali, consentendo di incrementare la resistenza a flessione del corpo murario; i tessuti disposti orizzontalmente, invece, simulano la funzione delle armature metalliche trasversali, garantendo la resistenza al taglio della muratura [14]. Sfruttando tale similitudine, è possibile definire i valori di resistenza della generica parete consolidata secondo quanto comunemente viene fatto con le travi in calcestruzzo armato. Pertanto, con l'obiettivo di valutare il dominio di rottura a pressoflessione vengono avanzate le seguenti

ipotesi di lavoro: conservazione delle sezioni piane; perfetta aderenza muratura-composito; resistenza a trazione nulla della muratura; resistenza a compressione nulla del composito [17]. Inoltre, è necessario definire i seguenti legami costitutivi:

◆ alla muratura si attribuisce un comportamento elastico lineare fino ai valori della resistenza f_{md-c} e della deformazione elastica ε_m , per poi raggiungere la rottura per una deformazione ultima $\varepsilon_{mu}=3,5\%$ attraverso una seconda fase perfettamente plastica. Pertanto, per $\varepsilon < \varepsilon_m$ allora $\sigma = E_m \cdot \varepsilon$, mentre per $\varepsilon_m \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{mu}$ la tensione σ è costante e pari a f_{md-c} ;

◆ i sistemi FRP hanno un comportamento elastico lineare fino a rottura, la quale avviene per una tensione massima f_{fd} e una deformazione massima ε_{fd} , valutabili come [17]:

$$f_{fd} = E_f \cdot \varepsilon_{fd} \quad \varepsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}; \varepsilon_{fdd} \right\}$$

dove: E_f e ε_{fk} sono, rispettivamente, il modulo elastico e la deformazione caratteristica a rottura del composito FRP considerato; η_a è il fattore di conversione ambientale, che dipende dalla condizione di esposizione del sistema di rinforzo e dalla natura delle fibre del tessuto FRP considerato, pari in questo caso a 0,85; γ_f è il coefficiente parziale nei riguardi degli SLU, pari a 1,1; ε_{fdd} è il valore della deformazione ultima per delaminazione del sistema composito di rinforzo. Solitamente, la crisi del sistema di rinforzo FRP non avviene per la rottura elastica dei tessuti, bensì per il problema della delaminazione, ovvero il distacco del rinforzo dalla muratura. La deformazione ultima per la delaminazione dal supporto murario ε_{fdd} può essere determinata attraverso la seguente relazione:

$$\varepsilon_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \Gamma_{Fd}}{t_f \cdot E_f}}$$

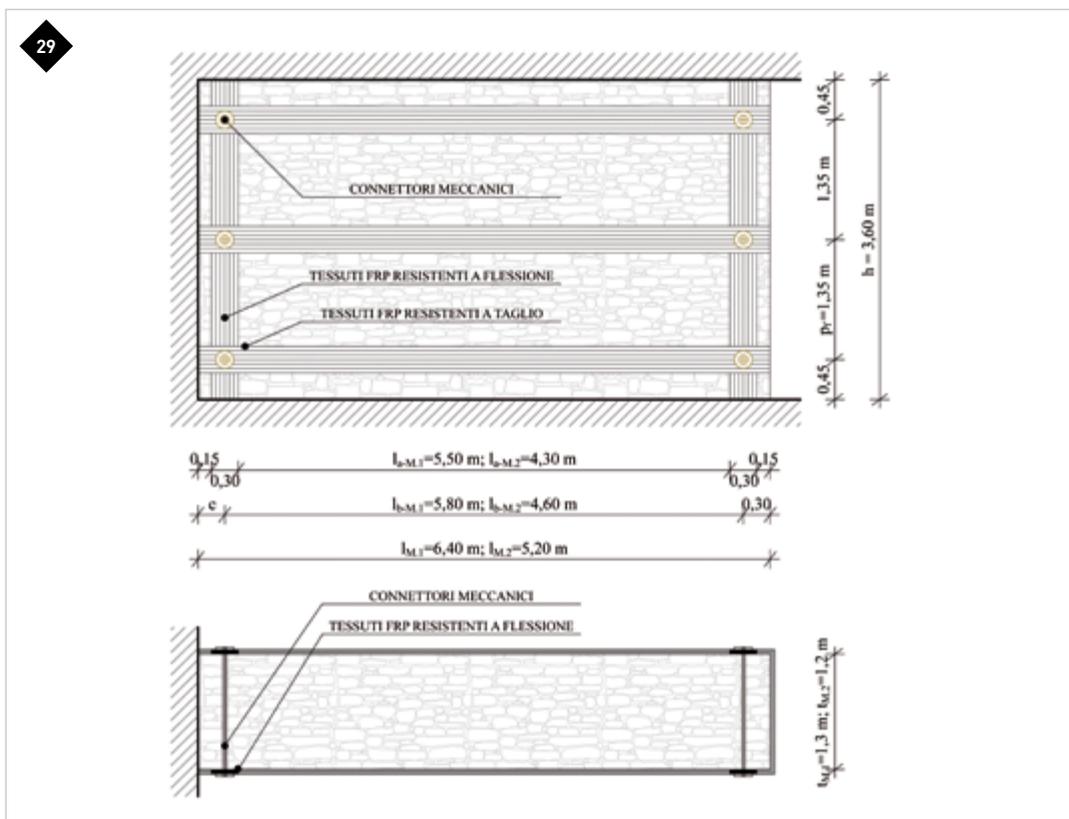
dove: γ_{fd} è il coefficiente di sicurezza per lo SLU del distacco dal supporto, pari a 1,5; t_f è lo spessore del composito FRP considerato; Γ_{Fd} rappresenta l'energia di frattura di calcolo, pari a [17]:

$$\Gamma_{Fd} = c_1 \cdot \sqrt{f_{md-c} \cdot f_{td-c}}$$

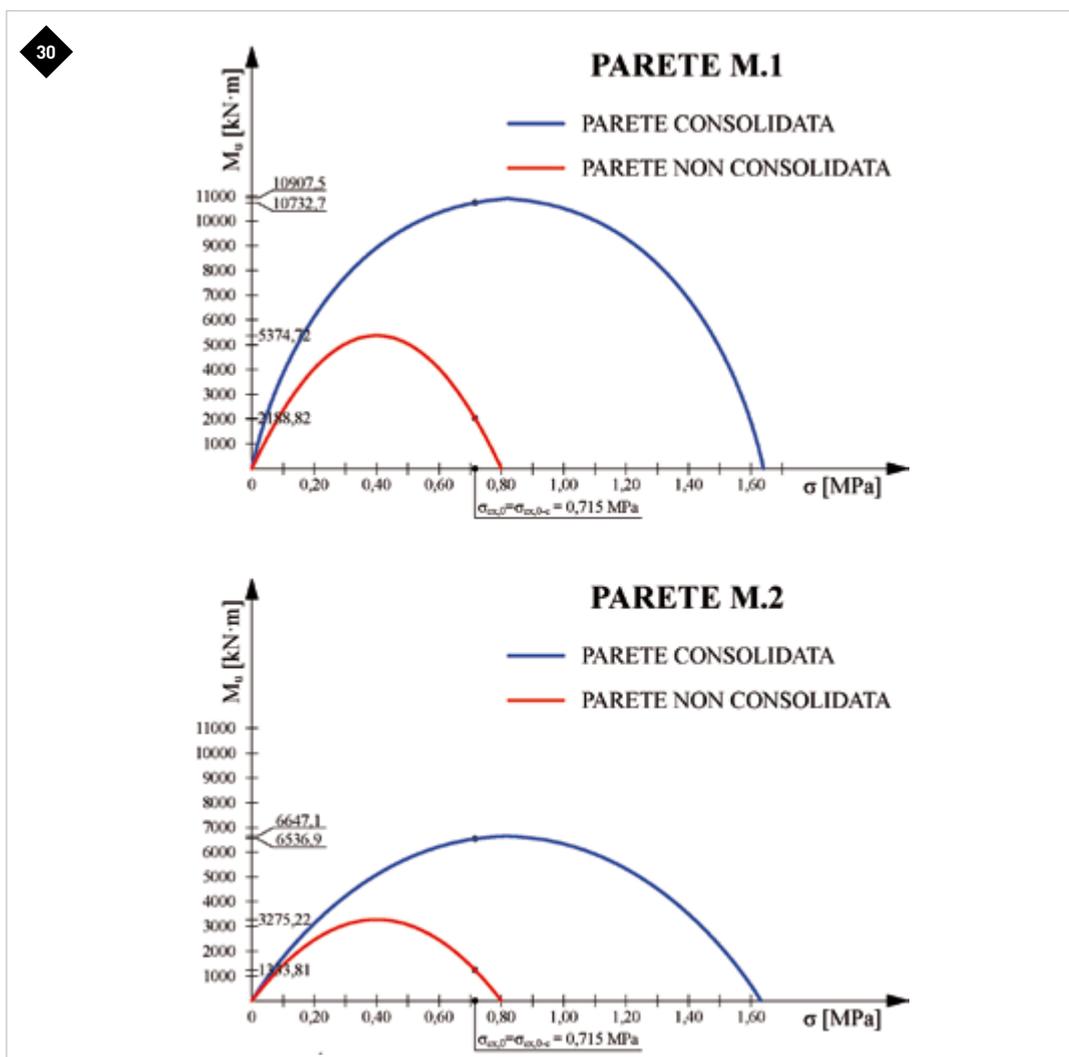
con c_1 che rappresenta un parametro il quale, in mancanza di dati sperimentali, può essere assunto pari a 0,015 [14].

Risulta opportuno considerare la possibilità di

◆ FIGURA 29
RAPPRESENTAZIONE
DELL'INTERVENTO
DI RINFORZO
MEDIANTE TESSUTI
FRP E CONNETTORI
MECCANICI
(CASO D).



◆ FIGURA 30
DOMINI
DI RESISTENZA
A PRESSOFLESSIONE
COSTRUITI
SULLE PARETI
M.1 E M.2,
NON CONSOLIDATE
E CONSOLIDATE
(CASO C).



aumentare la capacità deformativa ε_{fd} ricorrendo all'utilizzo di idonei connettori, ovvero di dispositivi sempre in FRP inseriti all'interno dello spessore della parete con i quali collegare meccanicamente alla muratura i tessuti disposti sulle due facce del corpo murario. L'utilizzo dei connettori consente di ricorrere a valori della $\varepsilon_{fd}=0,003-0,005$, con conseguente miglioramento della resistenza della muratura [17]. Definiti i legami costitutivi sia della muratura che del composito FRP, sfruttando la similitudine tra il sistema murario consolidato e il tipico elemento in calcestruzzo armato si procede alla valutazione delle coppie di valori della resistenza allo sforzo normale e al momento flettente ($N_{Rd}-M_{Rd}$), costituenti il dominio di rottura a pressoflessione della sezione muraria, analizzando le diverse configurazioni deformate dei campi di rottura possibili [18]. Essendo tale analisi estremamente onerosa da un punto di vista computazionale, al fine di valutare il dominio di rottura a pressoflessione del sistema rinforzato si ricorre al software di calcolo "FRP – Vers. 1.0.0.". I dati di input richiesti dal programma e riguardanti i rinforzi FRP da adottare sono: lo spessore t_f e la larghezza b_f del rinforzo, rispettivamente pari a 0,48 e 300 mm; il modulo elastico del composito $E_f=80700$ MPa, la deformazione caratteristica a rottura del tessuto $\varepsilon_{fk}=0,035$ e la sua resistenza caratteristica $f_{fk}=2560$ MPa; la distanza tra le estremità verticali della generica parete e l'interasse dei tessuti resistenti a flessione $c=300$ mm; passo dei tessuti resistenti a taglio $p_f = 1350$ mm (**Fig. 29**). La generica sezione, analizzata mediante il software, è stata considerata sottoposta al solo sforzo normale N_{Sd} , applicato in corrispondenza del baricentro della sezione maggiormente sollecitata (quella di base) e pari a:

$$N_{Sd} = \sigma_{ex,0-c} \cdot t \cdot l$$

Attraverso il software sono stati determinati i domini di rottura a pressoflessione per le due pareti consolidate mediante iniezioni e rinforzi FRP (caso C); gli stessi sono stati raffigurati in **fig. 30** e messi a confronto con quelli definiti nel caso A, corrispondente alle pareti non consolidate. Inoltre, per il sistema di rinforzo rappresentante il caso C e quello eseguito mediante le iniezioni, i rinforzi FRP e i connettori (caso D), all'interno della **tabella 4** sono stati indicati i seguenti valori: il momento resistente $M_{Rd-c}(N_{Sd})$, corrispondente al valore della sollecitazione di sforzo normale N_{Sd} considerata; il valore del massimo momento resistente $M_{Rd-max-c}$, corrispondente con il punto di massimo del dominio di resistenza a pressoflessio-

ne. In merito alla nuova resistenza a taglio del sistema rinforzato mediante gli FRP, essa può essere determinata facendo riferimento ad un sistema resistente ideale a traliccio isostatico, secondo la teoria di Ritter-Morsch [18].

Qualora si verifichi la formazione del traliccio ideale, la resistenza di progetto a taglio del pannello murario V_{Rd} risulterà pari alla somma tra la resistenza propria del sistema murario $V_{Rd,m}$ e quella derivante dai sistemi FRP $V_{Rd,f}$, fino al raggiungimento del valore limite $V_{Rd,max}$ al quale corrisponde la rottura delle bielle compresse del traliccio. Pertanto, V_{Rd} può essere determinato come [17]:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,m} + V_{Rd,f}; V_{Rd,max}\}$$

Il contributo della resistenza al taglio $V_{Rd,m}$, dovuto all'attrito della muratura, può essere posto direttamente pari a [14]:

$$V_{Rd,m} = V_s$$

La resistenza $V_{Rd,f}$ delle aste di parete tese del traliccio ideale, ovvero dei sistemi di rinforzo FRP, è valutabile come [17]:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd} \cdot p_f} \cdot 1,2 \cdot (l - c) \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd} \cdot t_f \cdot b_f$$

dove il valore del coefficiente parziale relativo al modello di resistenza a taglio è pari a 1,2. Infine, la massima resistenza a taglio del pannello murario $V_{Rd,max}$, corrispondente allo stato limite di compressione delle diagonali del traliccio ideale, può essere calcolato applicando la seguente relazione [17]:

$$V_{Rd,max} = 0,3 \cdot f_{md-c}^h \cdot t \cdot (l - c)$$

dove f_{md-c}^h è il valore di progetto della resistenza a compressione della muratura consolidata in direzione parallela all'azione tagliante che, cautelativamente, può essere posto pari a $0,5 \cdot f_{md-c}$. I valori delle resistenze a taglio della muratura, consolidata attraverso i sistemi di rinforzo previsti nei casi C e D, sono indicati all'interno della **tabella 4**.

Conclusioni

Una volta definiti i domini di resistenza a pressoflessione e taglio per i n. 4 casi analizzati (A: sistema non consolidato; B: sistema consolidato mediante iniezioni e intonaco armato; C: sistema consolidato mediante iniezioni e

rinforzi FRP; D: sistema rinforzato mediante iniezioni, rinforzi FRP e connettori meccanici), le diverse tipologie di miglioramento strutturale considerate sono state confrontate. Nella fattispecie, sono stati determinati gli incrementi di resistenza riportati in **tabella 5**, espressi sotto forma di coefficienti scalari.

INCREMENTI DI RESISTENZA						
PARETE	CASO B		CASO C		CASO D	
	ΔM_u	ΔV_u	ΔM_u	ΔV_u	ΔM_u	ΔV_u
M.1	4,56	1,38	4,90	1,03	4,93	1,24
M.2	4,58	1,39	4,90	1,03	4,95	1,32

Ciò ha permesso di effettuare una serie di osservazioni con l'obiettivo di individuare la migliore soluzione progettuale tra quelle esaminate. Tale confronto è stato svolto solo in relazione alla resistenza dei pannelli murari alle sollecitazioni agenti nel loro piano, in quanto il presente lavoro ha voluto offrire un percorso di approfondimento relativo alla problematica dello schiacciamento.

In merito agli incrementi di resistenza alla pressoflessione ottenibili sulle pareti murarie, questi sono stati valutati come:

$$\Delta M_u = \frac{M_{u-c}}{M_u} \text{ (caso B)}$$

$$\Delta M_u = \frac{M_{Rd-c}}{M_u} \text{ (casi C e D)}$$

I risultati riportati in tabella 5 mostrano come, adottando sia l'intonaco armato che i rinforzi FRP, si può ottenere un considerevole incremento della resistenza alla pressoflessione della muratura. Tale incremento risulta maggiore, in maniera non trascurabile, adoperando il sistema rinforzato con i materiali FRP (caso C) piuttosto che quello relativo all'esecuzione dell'intonaco armato (caso B). Inoltre, ai fini dell'incremento della resistenza alla pressoflessione, non si registra una particolare differenza tra i casi C e D, ovvero adoperando o meno i connettori meccanici.

Situazione ben diversa si registrerebbe in merito alla resistenza della parete fuori piano, in quanto la presenza dei connettori meccanici inciderebbe in maniera importante sugli incrementi ottenibili.

In merito agli incrementi di resistenza al taglio, questi sono stati determinati come:

$$\Delta V_u = \frac{V_{u-c}}{V_u} \text{ (caso B)}$$

$$\Delta V_u = \frac{V_{Rd}}{V_u} \text{ (casi C e D)}$$

I risultati riportati in **tabella 5** mostrano come, adoperando l'intonaco armato e i tessuti FRP, è possibile ottenere importanti aumenti di resistenza nei confronti anche delle azioni taglianti, sebbene più contenuti rispetto a quelli conseguibili per la resistenza alla pressoflessione. In particolar modo, nei confronti della resistenza a taglio l'applicazione dei soli tessuti FRP (caso C), non ancorati alla muratura mediante connettori meccanici, non comporta miglioramenti sostanziali di resistenza; al contrario, ancorando i tessuti FRP al pannello murario mediante i connettori (caso D), si ottengono importanti miglioramenti, anche se comunque inferiori a quelli ottenibili nel caso B.

Alla luce dei risultati conseguiti, si può affermare che le tecniche di consolidamento finora analizzate, sia quella tradizionale che quella innovativa, sono da un punto di vista strutturale entrambe efficaci. Infatti, il sistema di consolidamento delle pareti murarie attraverso le iniezioni, i rinforzi FRP e i connettori meccanici (caso D) consente alla generica parete muraria una risposta alle sollecitazioni nel piano molto simile a quella offerta dal sistema di rinforzo ottenibile eseguendo le iniezioni e l'intonaco armato (caso B).

La scelta del sistema di rinforzo da adottare, però, deve tener conto di almeno altri due importanti fattori: l'economicità dell'intervento e l'importanza dell'architettura danneggiata. In merito ai costi, certamente quelli relativi al consolidamento mediante l'utilizzo dei materiali FRP sono più elevati rispetto a quelli associati alle tecniche tradizionali, infatti è necessario considerare non solo le spese relative all'acquisto e alla messa in opera dei materiali di rinforzo, ma anche i costi afferenti al pieno ripristino della struttura muraria di supporto, un'operazione necessaria nel caso dell'incolaggio dei tessuti FRP.

Seppur più economiche, le tecniche tradizionali basate sull'utilizzo del cemento e dell'acciaio sono però da condannare qualora sia necessario intervenire su architetture storiche appartenenti al patrimonio culturale. Infatti, al fine di salvaguardare la materia storica, i necessari interventi di consolidamento dovranno essere il meno possibili invasivi ma anche compatibili con la muratura, così da rispettare i principi fondamentali del restauro architettonico.

In conclusione, le analisi finora proposte suggeriscono il consolidamento dei setti murari, affetti dal fenomeno dello schiacciamento

e appartenenti ad architetture storiche come l'ex collegio dei Gesuiti di Amantea (Cs), ricorrendo a materiali di rinforzo innovativi come i materiali compositi fibrorinforzati. Sebbene ancora non convenienti da un punto di vista economico rispetto alle tecniche tradizionali, tali metodi innovativi garantiscono ottime prestazioni strutturali nonché il rispetto della materia storica.

Ringraziamenti

Si ringrazia il Comune di Amantea per aver finanziato le prove meccaniche discusse nel presente lavoro. Ulteriori ringraziamenti vengono rivolti al laboratorio di prove "NGT-TEST – Prove in sito, Diagnostica, Monitoraggio" di Catanzaro, per la professionalità e le competenze messe in campo durante la campagna di indagini.

BIBLIOGRAFIA

- A. TEDESCO, *Testimonianze dell'architettura francescana nel territorio amanteano*, Calabria Letteraria Editrice, Soveria Mannelli 2008.
- ASCS, Notaio Natale Carvano, *Amantea*, 25 ottobre 1684, foll. 62r.-62v.
- R. OLIVITO, A. TEDESCO, S. PORZIO, *Diagnosis for an effective restoration project. Case study: the Jesuit Convent in Amantea (Cs)*, in *Diagnosis for the conservation and valorization of cultural heritage*. Atti del VI Convegno Internazionale, Napoli 10-11 dicembre 2015, a cura di L.Campanella, C.Piccioli.
- R. OLIVITO, A. TEDESCO, S. PORZIO, *Static instabilities of masonry walls and vaults: structural analyses and possible interventions of consolidation*, in *Diagnosis for the conservation and valorization of cultural heritage*. Atti del VI Convegno Internazionale, Napoli 10-11 dicembre 2015, a cura di L.Campanella, C.Piccioli.
- R. OLIVITO, A. TEDESCO, G. SPADEA, R. CODISPOTI, *Strengthening strategies of a historical masonry construction*, in *Key Engineering Materials* vol. 624, volume Mechanics of Masonry Structures Strengthened with Composite Materials.
- A. TEDESCO, C. GATTUSO, P. GATTUSO, J. ADAMO, V. CARAMAZZA, F. FESTUCCIA, *Diagnosis about the cloister of Cosenza's conservatory*, in *Diagnosis for the conservation and valorization of cultural heritage*. Atti del VI Convegno Internazionale, Napoli 10-11 dicembre 2015, a cura di L.Campanella, C.Piccioli.
- L. JURINA, *Alcuni recenti sviluppi nella tecnica dei martinetti piatti*, atti del convegno nazionale La meccanica delle murature tra teoria e progetto, Messina 1996.
- R. OLIVITO, *Statica e stabilità delle costruzioni murarie*, Pitagora Editrice Bologna, 2009.
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011, *Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni* di cui al D.M. del 14 gennaio 2008, alla G.U. n. 47 del 26 febbraio 2011, Supplemento ordinario n. 54.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, *Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni* di cui al D.M. 14 gennaio 2008, G.U. n. 47 del 26 febbraio 2009, Supplemento Ordinario n. 22.
- D.M. 14 gennaio 2008, *Norme tecniche per le costruzioni*, alla G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, Supplemento Ordinario n. 30.
- S. BUFARINI, V. D'ARIA, R. GIACCHETTI, *Il controllo strutturale degli edifici in cemento armato e muratura*, EPC Libri, Roma 2010.
- PIERPAOLO CICCIELLO, *Diagnostica strutturale*, Maggioli Editore, Santarcangelo di Romagna 2010.
- M. VINCI, *Metodi e tecniche di consolidamento per edifici in muratura*, Dario Flaccovio Editore, Palermo 2013.
- P. CIRONE, *Restauro strutturale delle murature. Manuale di riparazione e consolidamento*, Dario Flaccovio Editore, Palermo 2011.
- RELUIS, Dipartimento Protezione Civile, *Linee guida per la riparazione e il rinforzo di elementi strutturali, tamponature e partizioni*, 2009.
- CNR DT 200 R1/2013, *Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di intervento di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati*.
- E. COSENZA, G. MANFREDI, M. PECCE, *Strutture in cemento armato. Basi della progettazione*, Hoepli Editore, Milano 2010.

PROFILO AUTORE

Prof. Ing. Renato Sante OLIVITO

È professore ordinario di Scienza delle Costruzioni (ICAR/08) presso il Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università della Calabria. È titolare dei seguenti corsi presso il Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università della Calabria: Recupero Strutturale, per il corso di Laurea in Ingegneria Edile/Architettura e per il corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Edile; Statica per il corso di Laurea in Ingegneria Civile LT. È coordinatore del Dottorato in Ingegneria dei Materiali e delle Strutture. È stato coordinatore nazionale del progetto di ricerca del CNR "Comportamento Meccanico delle Costruzioni Monumentali", nonché è stato responsabile scientifico dell'unità di ricerca presso il Dipartimento di Strutture dell'Università della Calabria. Gli interessi preminenti dell'attività di ricerca sono nel campo della Meccanica dei Materiali e delle Strutture, con particolare riferimento ai compositi strutturali impiegati nel campo dell'ingegneria civile. Altri interessi dell'attività di ricerca sono: lo studio del comportamento meccanico di strutture murarie soggette a carichi statici, agenti fuori dal piano.

PhD student Ing. Alessandro TEDESCO

Da dottorando di ricerca del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università della Calabria, approfondisce le tematiche relative al recupero strutturale di architetture monumentali in muratura mediante l'applicazione di materiali innovativi. I suoi ambiti di interesse sono: l'interazione strutturale tra le murature e i materiali compositi fibrorinforzati, le metodologie di diagnosi eseguite sui beni culturali, l'approfondimento delle tipologie e delle tecniche costruttive caratterizzanti il patrimonio architettonico. Al contempo, da ingegnere lavora come istruttore direttivo tecnico presso l'ufficio tecnico settore lavori pubblici della città di Amantea (Italia), occupandosi prevalentemente di appalti pubblici, nonché progettazione, direzione dei lavori e coordinamento per la sicurezza di opere pubbliche. Svolge, infine, attività professionale privata.