

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile-Architettura



Tesi di laurea

**VALUTAZIONE SPERIMENTALE
DELL'EFFICACIA DI INTERVENTI
DI RINFORZO SU MURATURE
CON MATERIALI COMPOSITI
MEDIANTE PROVE IN SITU**

Relatore:
Prof.ssa Ing. MARIA ROSA VALLUZZI

Laureando:
MATTEO MAZZARO

Correlatori:
Prof.ssa Arch. GIULIANA CARDANI
Dott. Ing. PAOLO GIRARDELLO
Prof. Ing. CLAUDIO MODENA

ANNO ACCADEMICO 2013-2014

Indice

Indice generale	v
Introduzione	vii
1 Muratura e Compositi	1
1.1 Introduzione	1
1.2 La muratura	1
1.2.1 Normativa di riferimento	2
1.2.2 Classificazione delle murature	5
1.2.2.1 Classificazione manualistica delle murature	5
1.2.2.2 Schede tecniche per la classificazione muraria	6
1.3 Materiali compositi	8
1.3.1 Le fibre	10
1.3.2 FRP	11
1.3.3 FRG o FRM	14
1.3.3.1 SRG	16
1.3.4 Durabilità dei materiali compositi	16
1.3.4.1 Acqua e cristallizzazione salina	17
1.4 Tecniche di indagine	19
1.4.1 Tecniche di indagine sulle murature	19
1.4.1.1 Prove soniche	20
1.4.1.2 Endoscopie	22
1.4.1.3 Martinetti piatti doppi	23
1.4.1.4 Prova di compressione diagonale	25
1.4.2 Indagini su interventi con materiali compositi	28
1.4.2.1 Pull-off test	29
1.4.2.2 Shear test	33
1.4.2.3 Pull-out test	36
2 Stato dell'Arte	39
2.1 Introduzione	39
2.2 Aderenza muratura composito	40
2.2.1 Comportamento di interfaccia nel caso di azioni perpendico- lari alla direzione della fibra	40
2.2.2 Comportamento di interfaccia nel caso di azioni tangenziali alla direzione della fibra	53
2.2.2.1 Pull-out Test	76
2.2.3 Applicazione dei compositi per il rinforzo di elementi strutturali	86

2.3	Durabilità	88
2.4	Le prove diagonali in sito, validità e interpretazione dei risultati . .	93
2.4.1	L'importanza dei diatoni nel rinforzo strutturale	95
3	Programma sperimentale	97
3.1	Introduzione	97
3.2	Caratterizzazione dei materiali	97
3.2.1	Prove in laboratorio	98
3.2.1.1	Preparazione dei provini	99
3.2.1.2	Procedura di prova	100
3.3	Sperimentazione materiali presso cantiere ESEM, Milano	104
3.3.1	Prove di pull-off	108
3.3.2	Single-lap shear test	114
3.3.3	Prove di pull-out su connettore in fibra di acciaio	115
3.4	Caso studio: edificio privato in via Ugolani Dati a Cremona	120
3.5	Caso studio: aggregato N. 1005 a L'Aquila	124
3.5.1	Piano prove - introduzione	126
3.5.2	Conoscenza preliminare	127
3.5.3	Intervento di consolidamento	129
3.5.4	Valutazione dell'intervento	134
4	Analisi dei risultati	147
4.1	Introduzione	147
4.2	Sperimentazione presso cantiere ESEM. Prove pull-off	148
4.2.1	Elaborazione dei risultati	149
4.2.2	Confronto tra supporti	154
4.2.3	Confronto tra compositi	161
4.2.3.1	G2000_Geolite Gel	161
4.2.3.2	G600_Geocalce Fino	162
4.2.3.3	Rete Ardesia_Geocalce Fino	165
4.2.3.4	G2000_Geolite	169
4.2.3.5	G600_Geolite	169
4.2.3.6	Rete Ardesia_Geolite	172
4.2.3.7	Confronto tra compositi	177
4.2.4	Confronto tra altezze	186
4.2.5	Modalità di rottura	192
4.2.6	Corrispondenza unità/giunto	196
4.3	Caso studio: edificio privato in via Ugolani Dati a Cremona	198
4.4	Caso studio: aggregato N. 1005 a L'Aquila	202
4.4.1	Risultati prove soniche	202
4.4.1.1	Pannello D1	202
4.4.1.2	Pannello D2	207
4.4.1.3	Pannello D3	214
4.4.1.4	Confronto tra pannelli	221
4.4.2	Endoscopie	223
4.4.3	Risultati martinetti piatti doppi	224
4.4.3.1	Pannello MPD_NC.	224

4.4.3.2	Pannello MPD_C	225
4.4.4	Risultati prove di compressione diagonale	230
4.4.4.1	Pannello D1	230
4.4.4.2	Pannello D2	234
4.4.4.3	Pannello D3	240
4.4.5	Confronto Pannelli	245
4.4.6	Osservazioni conclusive	247
5	Confronto tra sperimentazioni	249
5.1	Introduzione	249
5.2	Campagna sperimentale Gallo (2013)	249
5.3	Confronto tra supporti	252
5.4	Confronto tra compositi	257
5.4.1	Compositi a matrice epossidica	257
5.4.2	Compositi con matrice a base di calce	258
5.4.3	Compositi a matrice cementizia	261
5.4.4	Confronto generale tra compositi	264
5.5	Confronto tra altezze	272
6	Conclusioni	279
	Bibliografia	XIV

Introduzione

Il ripristino e il consolidamento delle opere murarie è un argomento di forte attualità. A partire dal secondo dopoguerra e, in particolare, a fronte degli ultimi e devastanti eventi sismici avvenuti nel nostro Paese (Friuli, 1976; Irpinia, 1980; Umbria-Marche, 1997; Abruzzo, 2009; Emilia Romagna, 2012), gli interventi di rinforzo delle strutture esistenti sono cresciuti in modo esponenziale, e rappresentano oggi una tra le principali attività nel settore dell'ingegneria civile.

Le costruzioni in muratura costituiscono una parte cospicua del nostro patrimonio architettonico-culturale oltre che legato ai beni artistici e di pregio, e sono considerate tra i sistemi strutturali più diffusi nel continente europeo. Al fine di preservare tali edifici il miglioramento sismico diventano di vitale importanza, essendo i terremoti tra gli eventi con maggiore capacità distruttiva. Le recenti normative in materia antisismica, come il D.M. del 14 Gennaio 2008 (NTC, 2008) e la successiva Circolare LL.PP. n. 617 (2009), propongono nuovi criteri generali per la valutazione della sicurezza e forniscono indicazioni apposite per le costruzioni esistenti. L'evoluzione dell'approccio progettuale richiede una crescente capacità di adeguamento nelle prestazioni, oltre che una conoscenza approfondita delle tipologie murarie in esame; gli interventi di modifiche strutturali, determinati dalla necessità di ripristinare i vari dissesti, sono tra le ragioni che spingono a realizzare gli interventi di consolidamento.

Lo sviluppo della ricerca e della tecnologia, in questi ultimi decenni, ha permesso di utilizzare in diversi settori industriali i materiali compositi, frutto dell'affinamento delle conoscenze della chimica, capaci di soddisfare al meglio le richieste prestazionali. Tale innovazione ha coinvolto anche il settore dell'edilizia, affiancandosi come valida alternativa alle tradizionali tecniche di rinforzo e ristrutturazione, e cercando di superare le conseguenze di alcune tecniche di intervento sviluppate

nel recente passato (come ad esempio iniezioni di miscele di boiaccia di cemento, intonaco armato con rete elettrosaldata, rifacimento di cordoli in c.a., ecc) che hanno mostrato notevoli criticità in termini di efficacia, compatibilità e durabilità. Ancora oggi l'uso dei compositi è considerato innovativo, sebbene trovi un impiego sempre crescente nella pratica professionale: oramai consolidato per le applicazioni su strutture in cemento armato, è considerato in notevole crescita anche l'impiego sulle opere in muratura. Tra i benefici il principale risiede nelle elevate proprietà meccaniche, con risultati significativi sulle capacità di incremento di resistenza, superiori a quelli ottenibili con tecniche tradizionali in quanto non vanno ad inficiare il contributo dei carichi portati dalla struttura.

I compositi hanno contribuito alla creazione di una nuova generazione di materiali, con caratteristiche proprie e di comportamento che nel settore edilizio hanno comportato la necessità di studi e sperimentazioni atte a valutarne le diverse proprietà e a verificarne le tecniche di applicazione. In Italia sono state introdotte le raccomandazioni CNR DT-200 R1 (2012), con lo scopo di *fornire, nell'ambito delle Norme attualmente vigenti, un documento orientativo per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati*. Tali istruzioni trattano in modo particolare i materiali compositi a matrice polimerica (*FRP*, Fiber Reinforced Polymers), impiegati nel rinforzo di costruzioni in muratura per le loro caratteristiche fisiche, come l'elevato rapporto resistenza/peso, la mancanza di corrosione, la minima capacità di espansione termica o di variazione dimensionale, l'altissima resistenza a trazione e la notevole versatilità d'uso in sito.

A fianco di questi compositi "tradizionali", si sono sviluppati altri materiali, tra cui gli *FRG* (Fiber Reinforced Grout) che utilizzano fibre o reti immerse in una matrice di malta inorganica, e gli *SRG/SRM* (Steel Reinforced Grout/Mortar) ed *SRP* (Steel Reinforced Polymer), con fibra in acciaio ad alta resistenza. Le malte, pur non garantendo lo stesso grado di adesione delle resine epossidiche, e a scapito di una minore resistenza a trazione, possono offrire numerosi vantaggi in termini di durabilità, tossicità, traspirabilità e resistenza al fuoco, oltre a più compatibili modalità di applicazione. Le fibre in acciaio permettono di ottenere prestazioni elevate in termini di resistenza e un rinforzo relativamente duttile rispetto ai tradizionali *FRP* (elasto-fragili).

La progressiva diminuzione dei costi e una maggiore attenzione per le tecniche innovative e compatibili con il supporto in muratura, sta incentivando l'utilizzo di queste tecnologie e permettendo di competere con le tecniche tradizionali sia in termini di prestazioni che a livello economico. Lo stato dell'arte risulta tuttavia molto limitato per l'adesione e l'efficacia dei materiali, e soprattutto sul comportamento delle matrici inorganiche, in merito agli studi sul consolidamento delle strutture murarie, per aspetti legati alle metodologie di prova. Sono infatti assenti al giorno d'oggi delle normative (o semplici raccomandazioni) specifiche per l'uso dei compositi a matrice inorganica. In generale risulta necessaria una corretta calibrazione dei metodi di indagine.

La presente tesi si inserisce all'interno del contesto delle tecniche di indagine diagnostica, utili sia alla conoscenza delle proprietà dei materiali a livello locale, che all'analisi globale dei parametri meccanici delle murature, fondamentali nella determinazione del progetto di consolidamento. In particolare, le prove eseguite in

sito vogliono analizzare il comportamento degli elementi già in opera, strutturali e non, e dei singoli materiali di cui sono costituiti. Per valutare le caratteristiche meccaniche si può fare riferimento a vari metodi standardizzati, e con un diverso grado di invasività per il paramento murario. Per i materiali compositi, anche la normativa relativa alle indagini in situ è pressoché assente; la metodologia di prova si basa sulle sperimentazioni eseguite. Gli obbiettivi principali della ricerca sperimentale sono i seguenti:

- valutazione sperimentale dell'efficacia di un intervento di consolidamento realizzato con *SRG* su un edificio danneggiato da sisma;
- validazione delle prove in situ come strumento di indagine utile alla caratterizzazione dei materiali;
- analisi del comportamento di adesione di all'interfaccia rinforzo/supporto per i compositi a matrice inorganica.

Nel capitolo 1 è contenuta una breve panoramica sulla definizione di muratura, sulla caratterizzazione delle diverse tipologie murarie e delle normative di riferimento vigenti. Vengono quindi introdotti i materiali compositi e illustrate le loro proprietà fisiche e meccaniche, con particolare attenzione ai compositi *SRG* in fibra di acciaio e matrice inorganica, oggetto della successiva campagna sperimentale. Il consolidamento delle murature è stato indagato tramite prove svolte in situ; il capitolo 1 riporta i procedimenti di esecuzione e le normative di riferimento per prove soniche (trasparenze e tomografie), videoendoscopie, martinetti piatti doppi e prove diagonali. Il comportamento locale dei compositi viene analizzato tramite pull-off test, shear test e pull-out test.

Il capitolo 2 offre una descrizione dello stato dell'arte riguardo al comportamento di interfaccia dei compositi con il supporto di applicazione. L'adesione è studiata attraverso le diverse tipologie di prova, in base alla direzione delle forze applicate sui campioni. Nell'ottica di un passaggio di scala, si riportano i risultati di alcune sperimentazioni con prove diagonali, con ulteriori accenni alle tecniche di rinforzo con diatoni artificiali.

Il capitolo 3 introduce i materiali utilizzati nel corso del presente lavoro di tesi e le campagne sperimentali eseguite in situ. La prima, eseguita presso un cantiere a L'Aquila, riguarda l'esecuzione di prove su pannelli in muratura rinforzati tramite iniezione di malta di calce e applicazione di fasce di materiale composito *SRG* e diatoni artificiali. Lo scopo è quello di ottenere informazioni sul grado di consolidamento raggiunto e sul comportamento dei singoli composti (come la fibra di acciaio). Si riporta la caratterizzazione meccanica dei materiali utilizzati in fase sperimentale, tramite prove realizzate successivamente in laboratorio. La seconda campagna è stata eseguita in collaborazione con il Politecnico di Milano e prende in esame diverse tipologie di rinforzo, sia a matrice organica che inorganica, con malte di calce e cementizie. Le fibre sono costituite da tessuti unidirezionali in acciaio, con due diverse densità, e reti bidirezionali in ardesia. I materiali sono stati applicati su due tipi di supporto, una muratura piena in mattoni e una in blocchi di arenaria, entrambe con l'utilizzo di malta di calce. La sperimentazione eseguita presso il cantiere edile ESEM introduce un altro obbiettivo perseguito nel corso

di questa tesi; riguarda lo studio sulla durabilità dei materiali, e vuole fornire un contributo in riferimento al comportamento dei compositi applicati su supporti in muratura degradati. La parte di letteratura, relativamente carente sui compositi, è descritta nei primi due capitoli. I modelli in scala reale, su cui sono applicati i materiali, sono stati sottoposti nel corso degli anni a sperimentazioni inerenti il fenomeno della cristallizzazione salina, grazie ad alcuni serbatoi presenti alla base delle murature che hanno permesso il diretto contatto con acqua. Per indagare il comportamento di adesione al supporto si è utilizzata la prova di pull-off, che misura la resistenza allo strappo perpendicolare alla superficie di applicazione. I materiali sono stati forniti da Kerakoll Spa - The GreenBuilding Company.

Nel capitolo 4 sono riportati i risultati delle prove eseguite in fase sperimentale. Vengono analizzati i singoli parametri utili alla comprensione del grado di efficacia raggiunto in fase di consolidamento e alla caratterizzazione dei materiali impiegati. In particolare, le variabili allo studio analizzate durante i pull-off riguardano: la tipologia di composito, il tipo di supporto, il degrado del substrato e la presenza eventuale del giunto di malta.

I risultati delle prove soniche, videoendoscopie, martinetti piatti doppi e prove diagonali sono discussi nella seconda parte del capitolo.

Il capitolo 5 presenta il confronto con la campagna sperimentale Gallo N. (2013), seguita sempre presso il cantiere edile di Milano. Si analizzano le diversità di comportamento dei materiali compositi utilizzati.

Nel capitolo 6, infine, vengono esposte le conclusioni generali della ricerca sperimentale.

Capitolo 1

Muratura e Compositi

1.1 Introduzione

Lo scopo del presente capitolo è quello di fornire una panoramica generale relativa alle principali tematiche che interessano questo lavoro di tesi. Gli argomenti affrontati sono: (1) definizione di muratura e caratterizzazione delle diverse tipologie murarie, (2) definizione di materiali compositi per il rinforzo strutturale, (3) tecniche di indagine su murature in sito, (4) tecniche di indagine in sito per la valutazione di consolidamenti murari con materiali compositi. Vista la quantità e la rilevanza degli argomenti trattati, si è preferito affrontare soltanto le tematiche relative al lavoro sperimentale svolto per la stesura della presente tesi; altre questioni saranno soltanto accennate e rimandate a riferimenti bibliografici.

1.2 La muratura

Le costruzioni in muratura costituiscono una cospicua parte del nostro patrimonio architettonico-culturale oltre ad essere uno dei sistemi strutturali più diffusi in Italia e in Europa. 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, che propone un nuovo metodo di verifica e che fornisce indicazioni apposite per le costruzioni in muratura. È dunque fondamentale, prima di proseguire con l'analisi della muratura, definire opportunamente

questa tipologia costruttiva. La normativa italiana vigente (NTC (2008), §4.5.2.3) 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 (1987) che specifica che *le murature considerate sono quelle costituite da elementi resistenti collegati fra di loro tramite giunti di malta*. Molto simile è la definizione riportata nell'Eurocodice (UNI-EN 1996-1-1 (2013), §1.4.2.1) secondo il quale si parla di muratura per ogni *assemblaggio di elementi murari disposti secondo uno specifico modello e uniti assieme con malta*. Rispetto alla definizione gerghiale, secondo cui con muratura si intende correntemente indicare *il risultato dell'operazione del murare, in pratica una qualsiasi struttura muraria costituita da diversi elementi (pietra, laterizio) sovrapposti gli uni agli altri senza o con l'interposizione di malta o altro materiale cementante*, la presenza e l'efficacia del materiale legante, in campo normativo, è parte fondamentale e imprescindibile per la definizione di muratura; nel lavoro presente ci si attiene all'Eurocodice.

Una volta definita la muratura è necessario individuare una metodologia operativa che porti dal riconoscimento di una vulnerabilità in un edificio alla realizzazione di un intervento efficace. Una proposta tendenzialmente accettata è quella riportata in Figura 1.1, in cui il progetto di intervento è paragonato al processo medico di cura di un paziente.

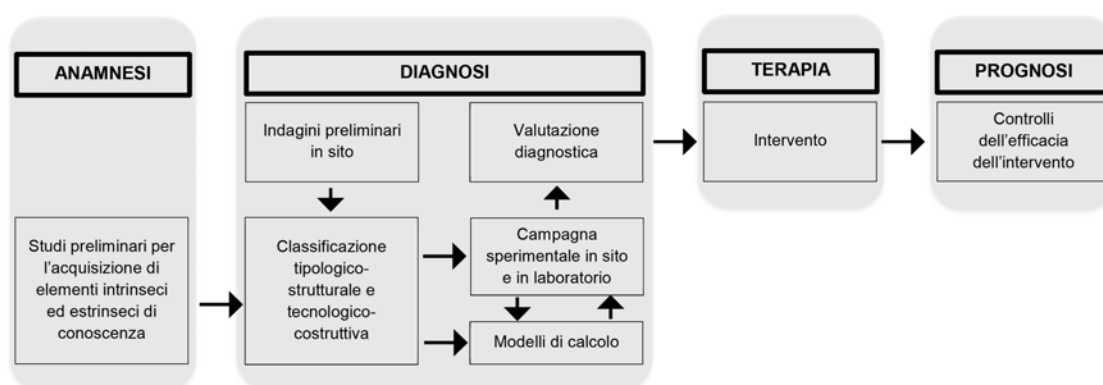


Figura 1.1: Il progetto dell'intervento di recupero (Loeffelstiel E. D., 2005)

La conoscenza avviene attraverso la fase di diagnosi, che deve essere studiata e programmata per ottenere il maggior numero di informazioni utili attraverso indagini e prove sia in situ che in laboratorio. Nella definizione del progetto di recupero, la fase di diagnosi è fondamentale, poiché solo con un accurato piano di indagini è possibile determinare il miglior tipo di intervento, gli opportuni materiali da utilizzare e le più efficaci modalità di esecuzione affinché si ottenga un aumento significativo della bontà delle caratteristiche della muratura e del comportamento meccanico dell'intera opera.

1.2.1 Normativa di riferimento

La normativa vigente, relativamente recente, definisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza, la progettazione, l'esecuzione e il collaudo degli interventi

sulle costruzioni esistenti. Si tratta, in particolare, delle *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC, 2008)*, e della relativa *Circolare LL.PP. n. 617 (2009)*. Il capitolo 8 affronta il tema delle *costruzioni esistenti*, e quindi delle costruzioni in muratura, senza tuttavia fornire indicazioni precise relativamente ai metodi di analisi e di intervento. Tali lacune sono parzialmente colmate dalla circolare n.617, che riconosce comunque una certa difficoltà nell'individuare un procedimento standardizzato per i metodi di progetto e verifica a causa della notevole varietà di tipologie e sub-tipologie strutturali che scaturiscono dalle diversificazioni delle caratteristiche dell'apparecchio murario. La necessità di rinforzare edifici in muratura storica presuppone, dunque, la conoscenza approfondita della tipologia muraria in esame. A tal proposito la prescrizione normativa prevede, preliminarmente alla valutazione della sicurezza sismica della struttura, l'acquisizione di dati dalle seguenti fonti:

- documenti di progetto e fonti storiche;
- rilievo strutturale, geometrico e dettagli esecutivi;
- prove in-situ e in laboratorio.

La qualità e la quantità dei dati acquisiti determinano, secondo la norma, il cosiddetto *livello di conoscenza*, a cui corrisponde un determinato indice, il *fattore di confidenza*. I livelli di conoscenza sono tre (LC1, LC2, LC3), mentre i fattori di confidenza variano da 1,00 a 1,35 e si applicano in modo diverso in funzione del livello di approfondimento delle indagini eseguite. In Tabella 1.1 è illustrato come valutare il fattore di confidenza per edifici ordinari.

Tabella 1.1: Livelli di conoscenza, da Tabella C8A.1.1 della Circolare LL.PP. n. 617 (2009)

Livello di conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Fattore di confidenza
LC1		Verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate	1.35
LC2	Rilievo strutturale	Verifiche in situ estese	Indagini in situ estese	1.20
LC3		ed esaustive	Indagini in situ esaustive	1.00

Per quanto riguarda gli immobili tutelati, il fattore di confidenza è ricavato sulla base delle indicazioni presenti nelle *“Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale”* (Circolare LL.PP. n. 26, 2010). Secondo tali indicazioni vengono ridefiniti i livelli di conoscenza considerando le difficoltà riscontrabili nello studio del bene tutelato. Il fattore di confidenza F_c deriva da diversi valori parziali F_{ck} calcolati sulla base dei coefficienti numerici riportati in Tabella 1.2, i cui valori sono associati a quattro categorie d'indagine ed al livello di approfondimento che esse raggiungono:

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{ck} \quad (1.1)$$

Ritornando al caso generale delle NTC (2008), in Tabella 1.3 sono indicati i valori di riferimento che possono essere adottati nelle analisi in funzione del livello

Tabella 1.2: Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di conoscenza (Circolare LL.PP. n. 26, 2010)

Rilievo geometrico	Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
Rilievo geometrico completo FC1 = 0.05	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi FC2 = 0.12	Parametri meccanici desunti da dati già disponibili FC3 = 0.12	Limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geologici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni FC4 = 0.06
Rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei	Esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi FC2 = 0.06	Limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali FC3 = 0.06	Disponibilità di dati geologici e sulle strutture fondazionali; Limitate indagini sul terreno e le fondazioni FC4 = 0.03
quadri fessurativi e deformativi FC1 = 0	Esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi FC2 = 0	Estese indagini sui parametri meccanici dei materiali FC3 = 0	Estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni FC4 = 0

Tabella 1.3: Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura; Tabella C8A.2.1 della Circolare LL.PP. n. 617 (2009)

Tipologia di muratura	f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	W [kN/m ³]
	min max	min max	min max	min max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2.0 3.2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3.5 5.1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5.6 7.4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2.8 4.2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9.0 12.0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6.0 9.2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura = 40%)	500 800	24.0 32.0	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (foratura < 45%)	400 600	30.0 40.0	3600 5400	800 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (foratura < 45%)	300 400	10.0 13.0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (foratura tra 45% e 65%)	150 200	9.5 12.5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18.0 24.0	2400 3520	600 880	14

di conoscenza acquisito. Viene fornita la resistenza a compressione (f_m), la resistenza a taglio (τ_0), i moduli di elasticità normale (E) e tangenziale (G) e il peso della muratura (W). I moduli E e G riportati si riferiscono a condizioni della muratura non fessurate. Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione o in presenza di murature consolidate, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute applicando opportuni coefficienti migliorativi, con valori massimi indicati dalla norma.

1.2.2 Classificazione delle murature

La conoscenza e la classificazione di una muratura, come visto, costituisce un processo fondamentale preliminare a qualunque progetto di rinforzo strutturale. A tal riguardo, oltre ad una classificazione sistematica e fenomenologica reperibile nella letteratura storica e scientifica, sono state proposte, nel corso degli anni, diverse schede valutative finalizzate alla caratterizzazione di paramenti murari. Si presentano in seguito alcune metodologie.

1.2.2.1 Classificazione manualistica delle murature

Diversi autori, tra cui Giuffrè (1990) e Carbonara (1996), hanno proposto metodi alternativi per descrivere le murature esistenti. Una prima suddivisione è in funzione dell'elemento resistente, sulla base del quale si riconoscono le seguenti tipologie:

- murature in pietra;
- murature in mattoni cotti;
- murature in mattoni crudi;
- murature formacee.

Per ogni tipologia ci sono diversi parametri caratterizzanti che approfondiscono ulteriormente la classificazione; la metodologia è riassunta schematicamente in Figura 1.2

Una seconda elencazione si basa sulla meccanica delle murature storiche, considerate frutto di due filoni di tecniche murarie (Giuffrè, 1990):

- la *tradizione popolare*, legata alla continuità naturale e che comprende
 - muri detti “formacei”, costruiti con terra argillosa;
 - muri di argilla cruda;
 - murature di pietre grezze accostate senza legante.
- la *tradizione colta* legata a regole rigorose sia per la preparazione degli elementi di pietra che per la loro disposizione; questa è caratterizzata da due ordini di pietre (Figura 1.3):

1. gli *ortostati*, blocchi parallelepipedi posti con il loro lato più lungo in direzione del muro;

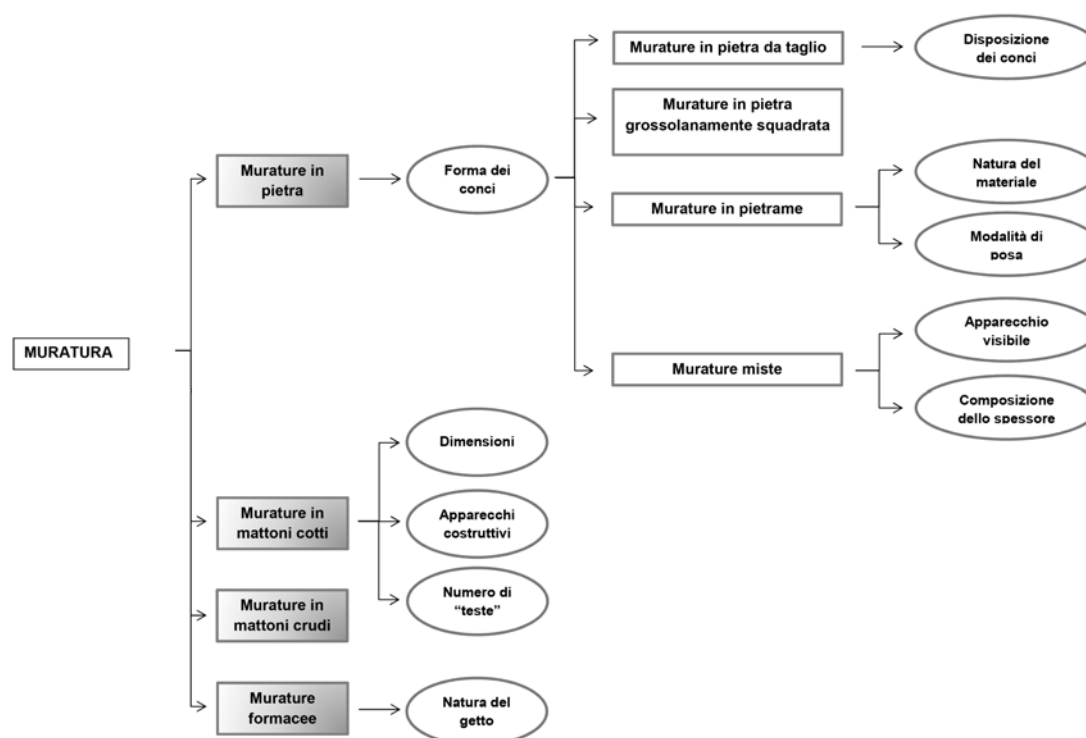


Figura 1.2: Classificazione tipologica murature

2. i *diatoni*, blocchi parallelepipedi posti con la maggior lunghezza ortogonale al muro (in chiave, di punta o di testa).

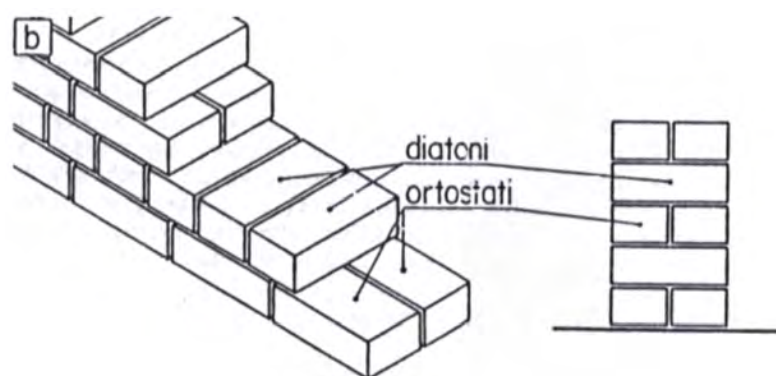


Figura 1.3: Disposizione delle pietre squadrate (Giuffrè, 1990)

1.2.2.2 Schede tecniche per la classificazione muraria

La mera descrizione di un pannello murario, utilizzando una classificazione manualistica, non è spesso sufficiente per determinare le caratteristiche tecniche e per ipotizzare, dunque, la miglior tipologia di intervento per una muratura. A tal fine, perciò, sono state redatte nel corso degli anni e da differenti organi e istituzioni una serie di *schede valutative* che permettono una classificazione più “tecnica” della muratura in esame. Se ne presentano qui tre tra le più diffuse.

Scheda per la valutazione della vulnerabilità sismica delle murature (scheda AeDES). La scheda per l'Agibilità e Danno nell'Emergenza Sismica è stata redatta dal GNDT (2000) riassumendo le diverse esperienze effettuate sul campo attraverso schede valutative utilizzate nei terremoti passati (Dalla Benetta, 2010). La finalità è quella di rilevare le caratteristiche tipologiche, il danno e determinare l'agibilità degli edifici ordinari, nella fase di emergenza che segue il terremoto. Per quanto riguarda le strutture in muratura, la scheda prevede una distinzione in funzione della tessitura muraria (murature a tessitura irregolare e di cattiva qualità e murature a tessitura regolare e di buona qualità), la cui determinazione avviene per mezzo di abachi, tabelle e fotografie, riportate nel *manuale per la compilazione della scheda di I livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica*. In accordo con la normativa vigente (NTC, 2008) la scheda permette di raggiungere diversi *livelli di conoscenza* sulla base delle informazioni acquisite; nel dettaglio si prevede:

- analisi del paramento murario (I livello di conoscenza)
- determinazione della qualità della malta (II livello di conoscenza)
- studio della sezione muraria (III livello di conoscenza)

La redazione della scheda secondo la classificazione tipologica della muratura ha evidenziato importanti limiti, legati a numerose variabilità (comportamentali, tipologiche, costruttive) che si sono riscontrate nella pratica. Per superare queste problematiche si è passati da un approccio descrittivo ad un approccio comportamentale, portando la classificazione ad un'interpretazione della reazione dei diversi elementi costruttivi sotto l'azione sismica, coinvolgendo dunque lo stesso rilevatore. La semplificazione porta, in generale, ad una maggior affidabilità del dato, a condizione che la decisione di sintesi richiesta all'operatore sia ben guidata (GNDT, 2000).

Scheda per il rilievo tipologico dei danni sismici agli edifici (POLIMI).

La scheda redatta dal Politecnico di Milano è finalizzata alla valutazione del comportamento sismico di edifici esistenti e alla determinazione di eventuali interventi di miglioramento da effettuare (RELUIS, 2009). Come rilevato nel paragrafo precedente, è il comportamento meccanico il fattore più importante da valutare, fattore che la sola osservazione del pannello non è sufficiente a determinare. La scheda per il rilievo tipologico individua dei parametri che permettono di raggruppare murature, anche leggermente diverse, con lo stesso comportamento meccanico. I parametri in esame sono:

- il materiale da costruzione, per lo più materiale lapideo a volte affiancato da laterizi con funzione di zeppe e il tipo di malta e di aggregati usati;
- la posa in opera, la tessitura muraria in funzione della disposizione delle pietre;
- il tipo di sezione, con attenzione al numero di paramenti e ammorsamento.

A questi parametri si aggiungono delle voci di approfondimento nel caso si voglia proseguire nella conoscenza del manufatto.

Scheda per la valutazione dell'indice di qualità muraria (Borri e De Maria, 2009). L'Indice di Qualità Muraria (IQM) è un'entità, proposta da A. Borri e A. De Maria, che può fornire indicazioni importanti sul comportamento meccanico di una determinata tipologia muraria. Nata inizialmente per valutare il rispetto della “regola dell’arte” (le tecniche del buon costruire) di un paramento murario, la metodologia dell'IQM è stata perfezionata nell'ambito del progetto ReLUIS, grazie ai contributi del POLIMI e dello IUAV, ed è oggi utilizzata per ricavare in via indiretta una stima dei parametri meccanici della muratura, richiesti dalle NTC (2008). La prima parte della scheda è un giudizio sul rispetto di sette parametri caratteristici della regola dell’arte, ossia

- M.A. (qualità della malta, contatto tra elementi, zeppe)
- P.D. (presenza di diatoni)
- F.EL. (forma degli elementi)
- D.EL. (dimensione degli elementi)
- S.G. (sfalsamento dei giunti)
- O.R. (orizzontalità dei filari)
- R.EL. (resistenza adeguata degli elementi)

I sette parametri influenzano in maniera diversa la risposta del singolo pannello murario ai tre tipi di azione che lo sollecitano (verticale, complanare, ortogonale), a cui corrispondono tre rispettivi IQM (calcolati secondo tabelle specifiche). Sulla base di IQM verticale e di IQM nel piano si sono determinate delle curve di correlazione tra essi e i parametri f_m (resistenza a compressione media), τ_0 (resistenza a taglio media), E (modulo elastico medio) richiesti dalla normativa; le curve ottenute mostrano un'ottima correlazione fra la resistenza a taglio e l'IQM nel piano e una buona correlazione fra la resistenza a compressione e l'IQM verticale. La correlazione fra IQM verticale ed il modulo elastico E ha invece bisogno di ulteriori approfondimenti, anche a causa di quello che appare un difetto nella valutazione del modulo elastico E nelle tabelle della normativa. La scheda in esame, nel complesso, permette di valutare f_m e τ_0 di una muratura qualsiasi (non necessariamente presenti nelle tabelle C8A.2.1 e C8A.2.2 della Circolare LL.PP. n. 617 (2009)); inoltre, attraverso la definizione dei parametri meccanici, la scheda dà la possibilità di ottenere un maggior livello di conoscenza (da LC1 a LC2) anche in assenza di prove sperimentali (purché, ovviamente, si eseguano le “verifiche estese ed esaustive” sui dettagli costruttivi). In Figura 1.4 sono riportate due schede, in cui si notano i tre IQM e i tre parametri meccanici individuati; la scheda (a) è relativa ad una muratura di “buona” qualità, mentre la scheda (b) descrive una muratura di “cattiva” qualità.

1.3 Materiali compositi

Tra le svariate tecniche di rinforzo, l'applicazione di materiali compositi finalizzati al consolidamento murario costituisce interessante oggetto di indagine, poiché

SCHEDA DI VALUTAZIONE DELLA QUALITA' MURARIA										NUM. 12
FOTO					FOTO					NUM. 13
SCHEMI					SCHEMI					
DESCRIZ. MATERIALI					DESCRIZ. MATERIALI					
GEOMETRIA					GEOMETRIA					
ANALISI IQM					ANALISI IQM					

Muratura di blocchi di pietra sbazzata talvolta con presenza di laterizi e ciottoli. Muratura in pietra calcarea bianca o rosata, talvolta sono presenti localmente laterizi o ciottoli di fiume. Tessitura muraria nel rispetto dell'orizzontalità dei filari con filari regolari di altezze diverse. Sfilamento dei giunti verticali approssimativo e praticamente assenti i diafani passanti. Ciottoli di fiume naturali e spaccati. Calceari compatti e a frattura concoide, colori vari. Laterizi di argilla cotta. Malta di calce e sabbia di qualità intermedia. Dimensioni e forme ricorrenti dei blocchi: $s = 8 \times 15$ cm $h = 8 \times 13$ cm $l = 10 \times 25$ cm									
P.D.	MA.	F.	S.	R.	D.	Categoria	Verticali	Fuori piano	Nel piano
NR	PR	R	PR	R	PR	Metodo punteggi	A	B	A
LMT (sezione)							119		
IQM							6,5	5,5	5,5
Parametri meccanici: valori MIN-MAX							f_m (N/cm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_s (N/cm ²)
							400-615	1697-2375	6,2-9,0

Muratura di blocchi di pietra sbazzata e ciottoli con interposizione di pietrame e ciottolame. Muratura mista realizzata con elementi sbazzati di varie forme e dimensioni anche molto diverse tra loro, tessitura muraria non regolare; filari non sempre orizzontali e sfilamento dei giunti verticali approssimativo. Assenza di elementi trasversali (diafani). La parete esterna presenta una accuratezza maggiore nella scelta e disposizione delle pietre rispetto a quella interna. Ciottoli di fiume naturali e spaccati. Calceari compatti e a frattura concoide, colori vari. Malta di graniglia di pietra e sabbia spesso polverulenta di qualità scadente. Dimensioni e forme ricorrenti dei blocchi: $s = 15 \times 25$ cm $h = 8 \times 15$ cm $l = 15 \times 30$ cm									
P.D.	MA.	F.	S.	R.	D.	Categoria	Verticali	Fuori piano	Nel piano
NR	PR	PR	NR	R	NR	Metodo punteggi	B	C	C
LMT (sezione)							110		
IQM							2,5	2	2,5
Parametri meccanici: valori MIN-MAX							f_m (N/cm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_s (N/cm ²)
							164-278	847-1236	3,3-5,0

(a)

(b)

Figura 1.4: Esempi di schede per la valutazione della qualità muraria (Borri e De Maria, 2009)

la tecnica è relativamente recente e perché i risultati ottenuti possono essere particolarmente positivi. Il concetto di *materiale composito* trova definizione nelle Istruzioni CNR DT-200 R1 (2012), come *costituito da due o più materiali (fasi) di natura diversa e "macroscopicamente" distinguibili* tali che *almeno due delle fasi presentano proprietà fisiche e meccaniche "sufficientemente" diverse tra loro, in modo da impartire al composito proprietà differenti da quelle dei costituenti* (Figura 1.5).

La caratteristica principale dei materiali compositi è l'accoppiamento di materiali diversi, con proprietà significativamente differenti (se non opposte) in modo tale che le caratteristiche dell'unione siano per lo più migliori delle proprietà dei singoli costituenti. In generale si distinguono quattro fasi in un materiale composito:

- la **matrice**: il costituente continuo che, bloccando il rinforzo, gli trasferisce il carico esterno e lo protegge dai fattori ambientali, dall'usura e da eventuali azioni meccaniche di taglio;
- il **materiale di rinforzo** che viene aggiunto sotto forma di fibre lunghe, fibre corte o particelle;
- l'**interfaccia**, cioè la zona di contatto tra il materiale di rinforzo e la matrice;
- le **porosità** che possono venire a formarsi tra matrice e fibra essendo il loro accoppiamento di tipo meccanico e quindi soggetto ad imperfezioni.

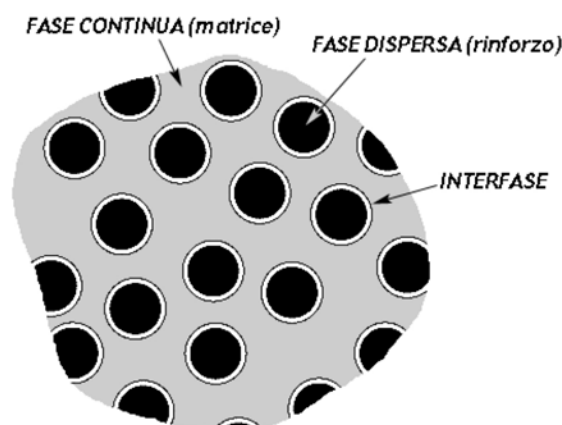


Figura 1.5: Rappresentazione schematica delle fasi costituenti un composito (CNR DT-200 R1, 2012)

Considerare i compositi solo in funzione di matrice e rinforzo è fuorviante: le prestazioni ottenibili possono variare moltissimo al variare delle interazioni interfacciali e della porosità. Se la relazione matrice-rinforzo è alla base della progettazione dei compositi, la considerazione delle altre due fasi sono di vitale importanza nella produzione industriale. Il composito è quindi un materiale con carattere anisotropo ed eterogeneo, costituito da più componenti unite con lo scopo di combinarne le proprietà chimiche e meccaniche in modo da ottimizzarle nel prodotto finale, ottenendo caratteristiche non ottenibili con i singoli costituenti. I materiali compositi sono infatti caratterizzati da elevata resistenza e rigidità, hanno bassa densità e peso, offrono ottime proprietà di resistenza anche nei confronti della corrosione e dell'usura, nonché una grande versatilità.

Sebbene la definizione comprende una grande quantità di materiali (ad esempio il calcestruzzo armato), quando si parla di materiali compositi ci si riferisce generalmente ai fibrorinforzati **FRP**, "Fiber Reinforced Polymers" (formerly Fiber Reinforced Plastics, ACI 440.2R-08 (2008) o Fiber Reinforced Polymers, CNR DT-200 R1 (2012)), in cui una fase è costituita da una matrice polimerica di natura organica e l'altra da fibre di rinforzo, tendenzialmente continue. Un'altra classe di importanti fibrorinforzati è costituita dagli **FRG**, "Fiber Reinforced Grout" o **FRM**, "Fiber Reinforced Mortar" o FRC, "Fiber Reinforced Mortar/Concrete", in cui la resina organica è sostituita con una malta inorganica. Di particolare rilevanza, dunque, è la presenza di fase fibrosa come elemento resistente.

1.3.1 Le fibre

La fase fibrosa è costituita da fibre molto sottili di varia lunghezza che sono le principali responsabili delle caratteristiche meccaniche del materiale composito finale. Il materiale delle fibre è solitamente tenace, rigido, caratterizzato da alte resistenze ma con un comportamento prevalentemente fragile. Nella definizione di fibra, secondo la normativa ASTM D3868 (2009), si stabilisce che possa essere chiamato filamento qualunque materiale di forma allungata che abbia il rapporto tra la minima lunghezza e la massima dimensione trasversale di 10:1 e con una massima dimensione trasversale inferiore al millimetro. La denominazione di fibra viene in-

vece associata a uno o più filamenti riuniti in modo ordinato (ASTM D3868, 2009). Le fibre sono quindi costituite da filamenti molto sottili e difficili da manipolare singolarmente. Per tale motivo le fibre sono disponibili commercialmente in vari e forme, di cui le più comuni sono (Figura 1.6, CNR DT-200 (2004)):

- **filamento** (monofilament): elemento base con diametro di circa $10\mu m$;
- cavo di filatura (**tow**): è il prodotto della macchina di filatura ed è costituito da un fascio di un gran numero di filamenti (dell'ordine delle migliaia), praticamente senza torsione, destinato ad essere filato, ritorto o strappato per l'utilizzazione sotto forma di fibra discontinua;
- filo o filato (spun **yarn**): filo formato da fibre tenute insieme da torsione;
- filo assemblato (**roving**): fascio costituito da filati assemblati parallelamente e senza torsione intenzionale.

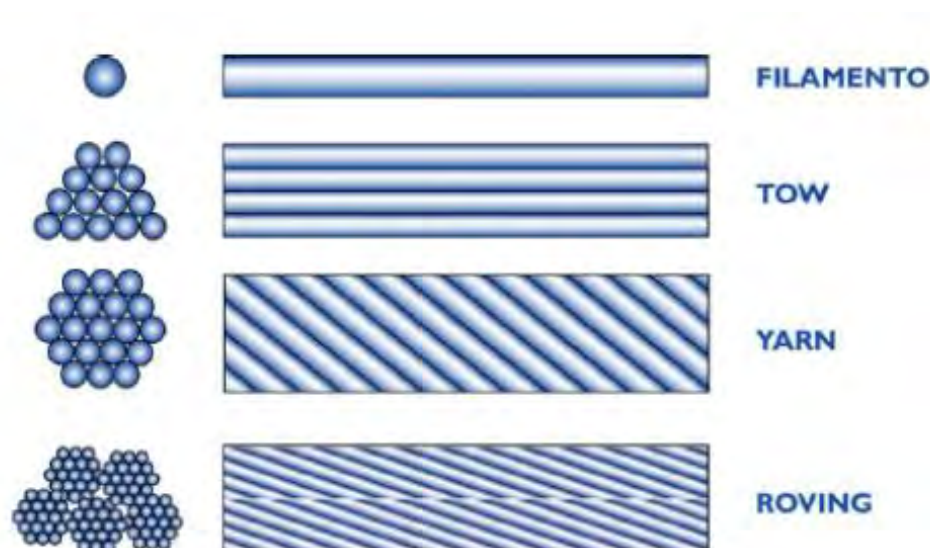


Figura 1.6: Tipologie di fibre (CNR DT-200 R1, 2012)

Unendo insieme alcune centinaia di tows o yarns si ottiene il *tape*, in cui i tows o gli yarns possono essere semplicemente affiancati oppure cuciti tra loro o fissati su un supporto. Nei *tessuti* invece le fibre sono disposte in modo da garantire una quasi isotropia nel piano.

1.3.2 FRP

La normativa citata (CNR DT-200 R1, 2012) descrive soltanto gli FRP, i fibrorinforzati a base di matrici organiche (comunemente dette “resine”). Questi materiali sono stati inizialmente utilizzati in campo militare e aerospaziale negli anni successivi alla Seconda Guerra Mondiale. Negli anni sessanta gli FRP furono introdotti nel campo dei motori e delle industrie meccaniche e, man mano che la ricerca

diventava sempre più approfondita, i costi di produzione diminuivano mentre le caratteristiche meccaniche aumentavano (Panizza, 2010). Fu così che negli anni ottanta, gli FPR approdarono nell'ingegneria civile; le prime applicazioni riguardavano soprattutto il rinforzo di edifici esistenti in calcestruzzo armato e acciaio (Collepari *et. al.*, 2005) e, solo nel decennio successivo, si iniziò a proporre i materiali compositi anche per il rinforzo di strutture in murature (Triantafillou, 1998). Risalgono a questi anni i primi importanti studi sugli FRP nel campo delle costruzioni (Iyer e Sen (1991), White (1992), Nanni (1993)); questi studi, tuttavia, non furono sufficienti per arginare problemi riguardanti la durabilità e la compatibilità (Matana *et. al.* (2005a), Allen e Atadero (2012)) sorti in seguito alla grande diffusione di FRP negli ultimi 20 anni. Rimandando al capitolo seguente la discussione riguardo alle sperimentazioni effettuate nel corso degli anni, si procede ora alla definizione e alla classificazione dei materiali FRP.

Contribuiscono a definire un materiale FRP:

- la *geometria*: forma, dimensioni e distribuzione delle dimensioni;
- la *disposizione*: orientazione delle fibre rispetto agli assi di simmetria del materiale; se essa è casuale (nel piano o nello spazio) il composito risulta avere caratteristiche simili a quelle di un materiale isotropo ("quasi-isotropo"); in tutti gli altri casi il composito è anisotropo;
- la *concentrazione*: frazione in volume, distribuzione della concentrazione (dispersione).

Nei compositi fibrorinforzati le fibre svolgono il ruolo di elementi portanti sia in termini di resistenza che di rigidità. La matrice, oltre a proteggere le fibre, funge da mezzo di trasferimento degli sforzi tra fibra e fibra ed eventualmente tra queste e l'elemento strutturale da rinforzare. Nella maggioranza dei casi i compositi sono costituiti da fibre caratterizzate da resistenza e rigidità elevate, nonché da valori della deformazione a rottura inferiori a quelli della matrice. In Figura 1.7 sono rappresentati qualitativamente i legami costitutivi di un materiale fibrorinforzato unidirezionale e delle sue fasi costituenti: matrice e fibre. Il composito esibisce rispetto alle fibre una rigidità inferiore ma la medesima deformazione a rottura, $\epsilon_{\text{fib,max}}$. Infatti, una volta superata tale deformazione, diviene impossibile il trasferimento degli sforzi dalla matrice alle fibre.

Dal punto di vista morfologico, i sistemi di rinforzo realizzati con materiali FRP sono distinti in:

- *sistemi preformati* (precured systems), costituiti da componenti di varia forma (lamine, nastri, barre o altro) preparati in stabilimento mediante poltrusione, o altri processi produttivi di comprovata validità tecnologica, ed incollati all'elemento strutturale da rinforzare;
- *sistemi impregnati in situ* (es. wet lay-up systems), costituiti da fogli o tessuti di fibre uni o multi-direzionali impregnati con una resina che può fungere anche da adesivo con il substrato interessato;

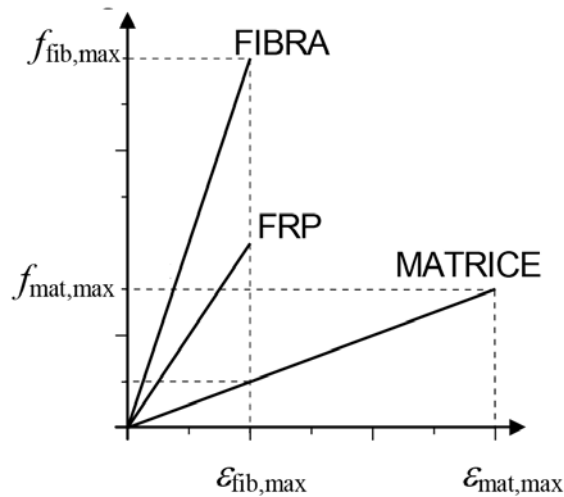


Figura 1.7: Legami costitutivi di fibre, matrice e corrispondente composito (CNR DT-200 R1, 2012)

- *sistemi preimpregnati* (prapreg systems), costituiti da fogli o tessuti di fibre uni o multi-direzionali preimpregnati con resina parzialmente polimerizzata ed incollati al substrato da rinforzare con (o senza) l'uso di resine aggiuntive.

Lo sviluppo e la distribuzione che i fibrorinforzati stanno avendo negli ultimi anni hanno portato ad una notevole proliferazione degli stessi, con una conseguente diffusione di sigle identificative, che si riferiscono al materiale utilizzato per la fibra di rinforzo; se ne propongono in seguito alcuni esempi:

- **CFRP**: Carbon FRP (in fibra di carbonio)
- **GFRP**: Glass FRP (in fibra di vetro)
- **BFRP**: Basalt FRP (in fibra di basalto)
- **SRP**: Steel Reinforced Polymer (in fibra d'acciaio)
- **AFRP**: Aramid FRP, fibre aramidiche (derivate per sintesi di petrolio e gas naturale, commercializzate con il nome di *kevlar*)
- ...

In Figura 1.8 viene messo a confronto il comportamento a trazione di alcune fibre comunemente usate. Oltre ai materiali sopraindicati, si stanno diffondendo fibre di origine naturale, come la canapa o il lino che possono essere ricavate dal gambo (bambù), dal frutto (cocco) o dal seme (cotone) di alcune specie vegetali. Le proprietà meccaniche risultano sensibilmente inferiori.

Le matrici più utilizzate per la realizzazione di materiali compositi fibrorinforzati sono quelle polimeriche a base di resine termoindurenti. Esistono numerose famiglie di resine che si differenziano le une dalle altre in base alla diversa composizione chimica, con ripercussioni sulle proprietà fisico-chimiche dei materiali

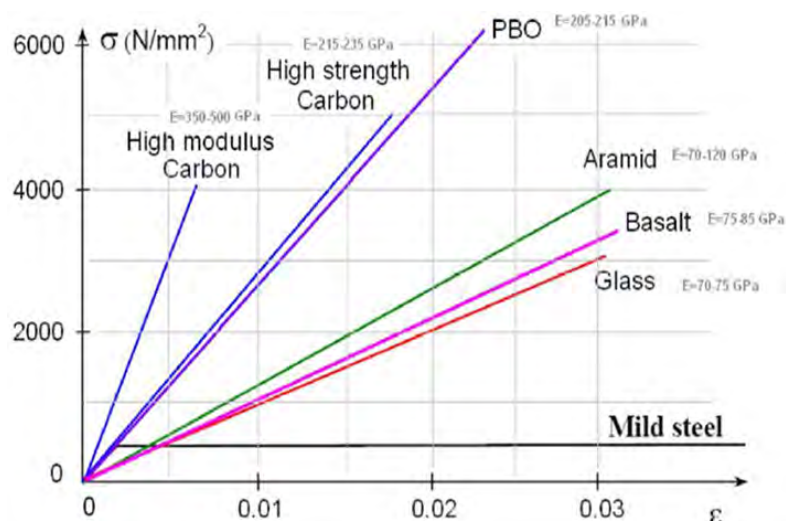


Figura 1.8: Comportamento a trazione delle fibre, (ACI 440R-96, 1996)

(Spiezia, 2005). I vantaggi da esse presentati sono diversi: sono caratterizzate da una bassa viscosità allo stato fluido e quindi da una relativa facilità di impregnazione delle fibre, da ottime proprietà adesive, dalla possibilità di avere formulazioni che reticolano a temperatura ambiente, da una buona resistenza agli agenti chimici, dall'assenza di una temperatura di fusione, ecc. I principali svantaggi sono invece rappresentati dall'ampiezza del campo di temperature di esercizio, limitato superiormente dalla temperatura di transizione vetrosa, dalla modesta tenacità a frattura (comportamento "fragile"), dalla ridotta traspirabilità e dalla sensibilità all'umidità in fase di applicazione sulla struttura. Le resine termoindurenti più diffuse nel settore civile sono le epossidiche; in alternativa possono essere impiegate anche le resine poliestere o vinilestere (CNR DT-200 R1, 2012).

1.3.3 FRG o FRM

Col passare del tempo le sperimentazioni e i monitoraggi di applicazioni esistenti, oltre alla ricerca di tecniche alternative più economiche (Cancelli *et. al.*, 2007), hanno portato allo sviluppo di nuovi materiali compositi, tra cui gli **FRG** (Fiber Reinforced Grout). La dicitura *FRG* è molto generale e, a differenza di *FRP*, non è comunemente usata; si tende infatti a suddividere i nuovi materiali esplicitando maggiormente il tipo di rinforzo o il tipo di matrice utilizzata. La dicitura FRM (Fiber Reinforced Mortar) è usata soprattutto nei primi articoli trattanti tali compositi (Pashina (1986), Gopalaratnam e Shah (1987), Kosa *et. al.* (1991)) oppure negli articoli che riguardano l'uso di matrice cementizia additivata con particolari polimeri (Skourup e Erdogmus (2009), Skourup e Erdogmus (2010), Yang *et. al.* (2010)). Alcuni esempi sono:

- **FRCM**: Fiber Reinforced Cementitious Matrix, fibrorinforzati con matrice cementizia;
- **TRM**: Textile Reinforced Mortars, maglie in fibra applicate con malta;
- **SRM**: Steel Reinforced Mortar, fibre d'acciaio applicate con malta;

- **SFRC**: Steel Fiber Reinforces Concrete, fibre d'acciaio applicate con matrice cementizia.

Come riportato in Tabella 1.4, sostituire a matrici organiche (resine) matrici inorganiche (malte) porta numerosi vantaggi dal punto di vista della durabilità, della tossicità e della resistenza al fuoco, a scapito di una minor resistenza a trazione, che tuttavia risulta spesso più che sufficiente in relazione alle caratteristiche delle pareti che si vogliono consolidare. Anche dal punto di vista dell'impermeabilità, dell'inflammabilità e dell'adesione alle murature esistenti (Parisi *et. al*, 2012) le matrici inorganiche risultano preferibili alle resine per i rinforzi in murature esistenti.

Tabella 1.4: Caratteristiche principali delle matrici cementizie e delle resine epossidiche (Alvaro V., 2007)

matrice	cementizia	resina epossidica
modulo elastico [Gpa]	6.0	2.7-3.6
resistenza a trazione [Mpa]	3.5	40-82
resistenza alle alte temperature	identica a quella del supporto	perde le caratteristiche strutturali e di adesione a partire dagli 80°
umidità del supporto	favorisce l'adesione	sottofondi devono essere asciutti
lavorabilità	ampio pot-life*	ridotto pot-life*
tossicità	nulla	pericolosità sia per contatto che per inalazione
pulizia attrezzi	con sola acqua	con solventi nitro ed acetone
comportamento a rottura	duttile	fragile
viscosità	alta allo stato fluido, difficile impregnazione delle fibre	bassa allo stato fluido, facile impregnazione delle fibre

* Il pot-life è il tempo utile per l'utilizzo di una miscela prima che inizi ad indurire.

Gli studi effettuati e gli errori del passato evidenziabili dai danni provocati negli ultimi sismi, insegnano che la conservazione degli edifici in muratura in zone sismiche deve essere perseguita attraverso l'utilizzo di tecniche di intervento compatibili. Interventi che utilizzino materiali e componenti con caratteristiche diverse rispetto ai materiali originali, oppure implicino cambiamenti significativi del comportamento strutturale originale locale e/o globale, devono essere quanto più possibile evitati (Da Silva, 2012). A tal riguardo, in un intervento su muratura, una matrice inorganica si avvicina al materiale originale molto di più che una resina epossidica. Ulteriore attenzione andrebbe fatta sul tipo di malta da utilizzare: nel caso di interventi su muratura storica, la calce idraulica naturale è molto più compatibile dal punto di vista meccanico e dal punto di vista storico con il paramento originale, rispetto ad una malta cementizia; uno studio appropriato è stato eseguito da Valluzzi (2002) in riferimento al materiale da iniezione, tuttavia la discussione relativa alla compatibilità della matrice è trasportabile anche al campo dell'applicazione dei materiali compositi. Attualmente c'è scarsa reperibilità di dati sperimentali relativi a questi nuovi tipi di interventi con FRG, soprattutto relativi alle calce idrauliche naturali, e per questo è necessario approfondire con accurate verifiche per caratterizzare un sistema che rivestirà probabilmente un importantissimo ruolo negli interventi futuri su edifici antichi.

1.3.3.1 SRG

Tra i diversi tipi di FRG, quelli approfonditi in occasione di questo lavoro sono i compositi in fibra d'acciaio, gli **SRG** (Steel Reinforced Grout). Gli SRG sono composti da fili di acciaio ad alta resistenza (Ultra High Tensile Strength Steel) intrecciati a formare trefoli, a loro volta assemblati in un "tessuto", e quindi immersi in una matrice inorganica. La fibra in acciaio permette di ottenere un rinforzo non troppo costoso e relativamente duttile (Carbone, 2010). In Figura 1.9 sono illustrati tre provini affiancati di SRG, in cui sono evidenti le diverse densità di tessuto e le diverse matrici inorganiche applicate.

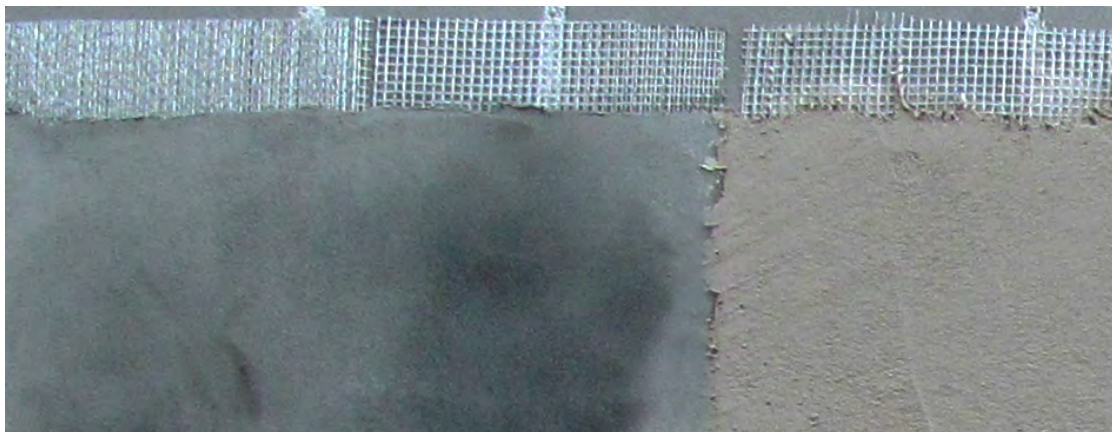


Figura 1.9: Tre esempi di SRG applicati durante la campagna sperimentale

I rinforzi SRG sfruttano le caratteristiche meccaniche delle fibre di acciaio trafilato con prestazioni elevate in termini di resistenza, in combinazione con matrici inorganiche. I fattori fisico-geometrici capaci di influenzare la risposta meccanica del composito sono: la classe di resistenza del filamento, la scelta del diametro del filo, la densità del tessuto (il numero di trefoli). In questa ottica è opportuno osservare come la vera e propria novità di questi compositi risieda nell'acciaio utilizzato, derivante dall'evoluzione di un acciaio perlitico o ipereutettoidico (con contenuti di carbonio tra lo 0.8 e lo 0.96%) sottoposto ad un processo che può essere riassunto in una prima trafilatura, seguita da rinvenimento, placcatura in ottone o zinco, trafilatura fine e taglio (Girardello, 2012). Sperimentazioni sul comportamento a rottura di fili e lamine di SRG, evidenziano come l'acciaio rimane sostanzialmente in campo elastico fino a rottura, con un comportamento simile a quello che si riscontra nei trefoli impiegati per il cemento armato precompresso (Huang *et. al*, 2005). In Figura 1.10 è riportato il diagramma tensione-deformazione del tessuto d'acciaio, mettendo a confronto il comportamento del singolo trefolo e di due strisce di tessuto larghe 38.1 mm.

1.3.4 Durabilità dei materiali compositi

Per quanto riguarda l'applicazione dei materiali fibrorinforzati nel campo dell'ingegneria civile, i fenomeni legati alla durabilità sono sicuramente tra i meno conosciuti. Con durabilità, in riferimento ai compositi, si intende la capacità di un materiale di resistere ad azione atmosferiche, attacchi chimici, all'abrasione, e alle

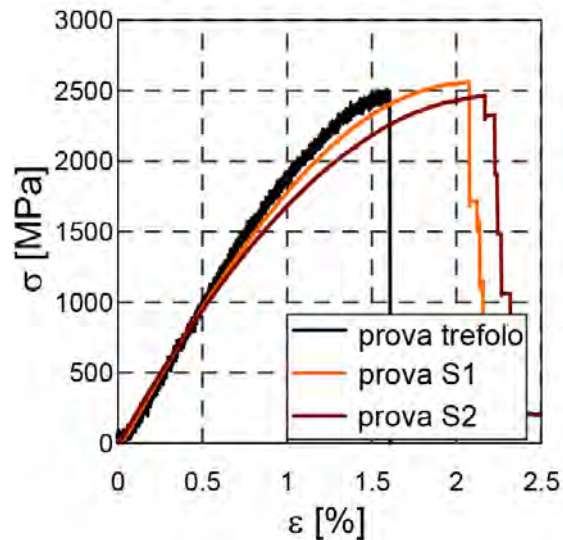


Figura 1.10: Diagramma tensione-deformazione del tessuto in acciaio (Carbone, 2010)

altre condizioni di servizio (ACI 440.2R-08, 2008). Per quanto riguarda gli FRP, molti di questi sistemi presentano ridotte proprietà meccaniche dopo l'esposizione a determinati fattori ambientali; i fattori da tenere sotto controllo sono (CNR DT-200 R1, 2012):

- temperatura del rinforzo;
- umidità dell'ambiente;
- andamento di spostamenti e deformazioni;
- continuità e livello di danneggiamento delle fibre;
- estensione dei difetti di incollaggio.

La zona critica nello studio della durabilità degli FRP è considerata l'interfaccia tra l'adesivo e il substrato. La meccanica del legame di aderenza non è ancora stata definita in maniera completa. I due principali fattori ambientali ai quali sono esposti gli FRP nell'ambito dell'ingegneria strutturale sono la presenza di umidità e l'effetto della temperatura. La prima racchiude i fenomeni di risalita d'acqua e di soluzioni saline nonché il movimento di umidità, la seconda i cicli di gelo e disgelo e l'effetto del fuoco e delle alte temperature.

La presenza di umidità o acqua in un composito FRP potrebbe comportare la rottura dei legami a idrogeno e la conseguente plasticizzazione della matrice polimerica riducendo la resistenza del legame di aderenza tra adesivo e substrato, comportando in prima istanza il danneggiamento fisico dell'adesivo e in seconda istanza il distacco dell'adesivo dal substrato.

1.3.4.1 Acqua e cristallizzazione salina

Se si esclude il danneggiamento traumatico, come quello provocato da incendi, guerre e terremoti, le principali cause del deterioramento "naturale" che hanno

portato nel corso dei secoli ad un lento ma inesorabile degrado degli edifici storici, sono connesse all'interazione tra i materiali delle costruzioni e l'ambiente circostante. Il principale responsabile di questa interazione degradante è l'acqua; essa gioca un ruolo determinante in tutti i meccanismi di degrado dei materiali da costruzione in genere e di quelli storici in particolare. Un'importante caratteristica riguardante il comportamento di un materiale nei confronti dell'acqua, è la porosità. I pori aperti sono accessibili all'acqua e alle altre sostanze chimiche con cui il materiale da costruzione può venire in contatto e dunque essi costituiscono la via attraverso la quale il deterioramento procede dall'esterno verso le parti più interne del materiale. Essendo, come detto, la porosità una delle fasi fondamentali di un materiale composito, è importante valutare l'influenza nel lungo periodo dell'umidità di materiali fibrorinforzati. I due meccanismi di tipo fisico dovuti alla presenza di acqua sono la formazione di ghiaccio e il trasporto di sali idrosolubili all'interno delle murature; con l'alternarsi delle stagioni asciutte a quelle umide o piovose l'acqua fuoriesce dalle murature e vi rientra. Mentre l'acqua è in grado di evaporare, i sali si depositano all'interno dei pori creando una pressione di cristallizzazione (fenomeno fisico) e reagendo con altri componenti (fenomeno chimico). I sali più interessanti, per il lavoro effettuato nella seguente tesi, sono i *solfati*. I solfati sono sali molto mobili, disciolti nelle acque naturali di cui rappresentano uno dei maggiori costituenti, sono anche contenuti nei leganti aerei e idraulici, nelle rocce, nelle atmosfere inquinate, nelle atmosfere marine. I solfati sono pericolosi perché, non solo sono solubili in acqua, ma possono esistere in strati di idratazione diversi: possono cristallizzare con diverse quantità di acqua a seconda della temperatura e dell'umidità relativa. Ad ogni stato di idratazione corrisponde un volume specifico diverso, ogni volta che si verifica la trasformazione da uno stato all'altro si ha una variazione di volume. Il degrado dovuto ai sali è provocato da fenomeni di solubilizzazione, cristallizzazione, idratazione e igroscopicità; per cui se si è in una situazione di stabilità termodinamica i danni riscontrati saranno insignificanti: esistono casi in cui non sono stati riscontrati particolari alterazioni nelle murature nonostante la presenza di sali, in quanto le condizioni di temperatura e umidità sono rimaste immutate per lunghi periodi di tempo. La cristallizzazione è il processo più pericoloso legato alla presenza dei sali solubili, essa coinvolge pressioni che hanno un ordine di grandezza superiore alla resistenza a trazione dei vari materiali da costruzione. Cristallizzazione o ricristallizzazione hanno luogo per evaporazione del solvente, l'acqua, sulle superfici o all'interno dei pori in seguito al raggiungimento della saturazione della soluzione. Quando si ha un forte flusso di umidità all'interno di un materiale da costruzione e un costante apporto di soluzione salina, si ha evaporazione del solvente unicamente alla superficie del materiale, con formazione di efflorescenze all'aria. L'efflorescenza quindi si verifica quando la cristallizzazione si produce sulla superficie d'evaporazione e questa coincide con la reale superficie esterna del materiale o struttura. Le efflorescenze possono essere soffici o compatte ed avere diverse forme: (a) aghiformi più o meno lunghe, formano un velo biancastro o una peluria (spesso corrisponde ad un supporto molto umido, poroso e ad evaporazione rapida, Figura 1.11); (b) polverulenti in grani liberi; (c) patine (croste sottili e fragili); (d) croste il cui colore varia dal bianco al nero secondo lo sporco inglobato; (e) placche (croste locali); (f) inscurimenti per effetto bagnato anche al tatto.



Figura 1.11: Efflorescenza aghiforme su mattone in laterizio

1.4 Tecniche di indagine

1.4.1 Tecniche di indagine sulle murature

La conoscenza delle proprietà del materiale “muratura”, come abbiamo visto, è fondamentale per la determinazione del progetto di consolidamento. Per raggiungere un livello di conoscenza superiore, in accordo con la normativa vigente, è necessario ricorrere ad adeguate indagini diagnostiche, in situ e in laboratorio. Tali analisi permettono lo studio quantitativo e qualitativo della struttura muraria, e il parametro fondamentale che rende più attendibile queste prove è il *grado di invasività* nella muratura. Tendenzialmente le analisi in laboratorio sono più invasive e finalizzate all’implementazione di metodi analitici o simulati; tali indagini non sono oggetto di studio nella presente tesi. Le indagini in situ, a diversi livelli di invasività, sono finalizzate alla determinazione dei parametri meccanici dello specifico pannello considerato. In entrambi i casi, in funzione dell’invasività, le tecniche di indagine si possono suddividere in tre categorie:

- prove non distruttive (NDT)
- prove mediamente (o semi) distruttive (MDT)
- prove distruttive (DT)

In Figura 1.12 sono schematizzate alcune tecniche di indagini realizzate in situ, suddivise sulla base del grado di invasività.

Tra le indagini riportate nello schema, verranno in seguito descritte quelle effettuate nel corso della sperimentazione oggetto della presente tesi.

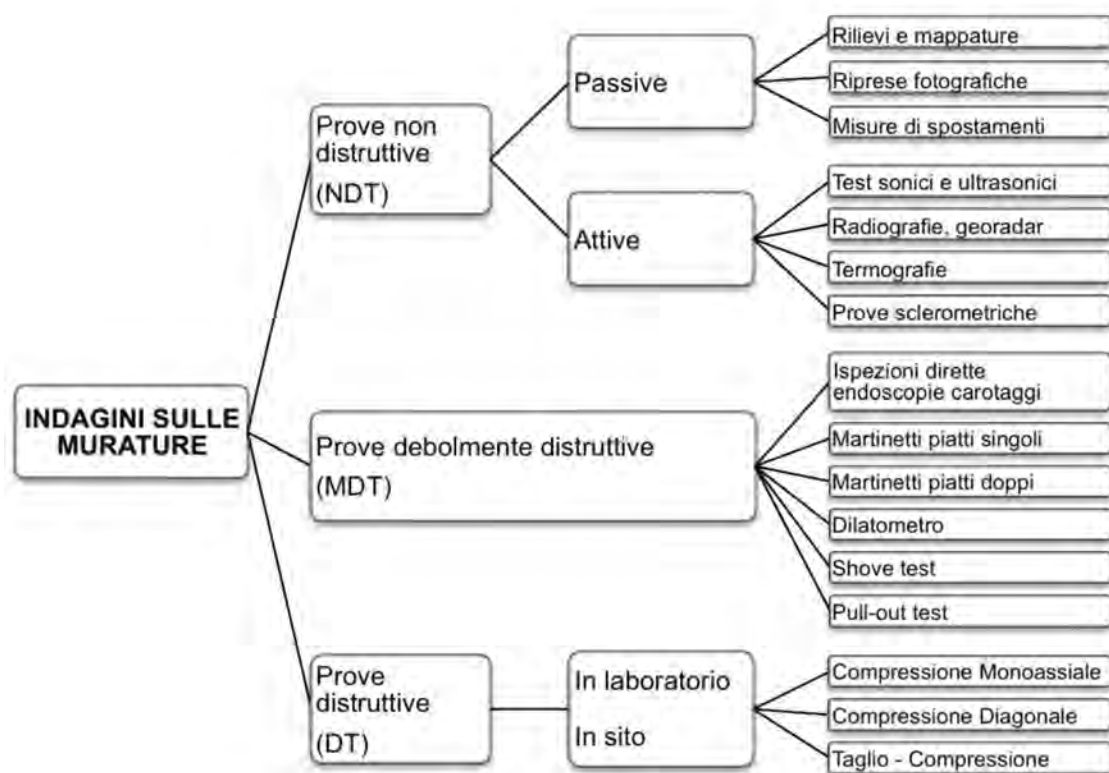


Figura 1.12: Metodi di indagine (Dalla Benetta, 2010)

1.4.1.1 Prove soniche

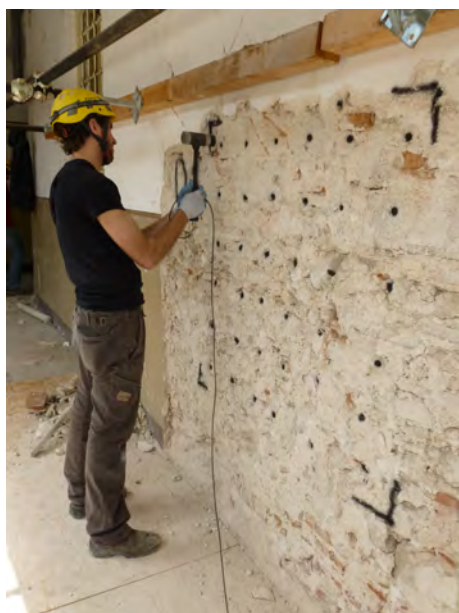
Le prove soniche sfruttano la propagazione nel materiale di onde elastiche di compressione generate da un breve impatto elastico-meccanico sulla superficie del pannello murario per indagare la condizione del materiale al suo interno, ovvero per localizzare eventuali disomogeneità, vuoti e difettosità presenti nella sezione indagata. L'informazione ottenuta, dunque, è di tipo qualitativo. La prova trova i seguenti riferimenti normativi: ASTM C597 (1983), che detta gli standard per le prove soniche su calcestruzzo, RILEM (1996), che tratta la propagazione degli impulsi meccanici nelle murature, NORMAL 22/86 (1986), che riguarda la misura della velocità di propagazione del suono nei materiali porosi da costruzione.

L'attrezzatura necessaria è composta da:

- un martello strumentato che provoca la perturbazione e che, collegato ad un sistema di acquisizione, permette di registrare la funzione tempo-ampiezza della forza esercitata nell'impatto;
- un sensore ricevente, comunemente un accelerometro, che registra e trasmette al sistema di acquisizione la risposta del materiale alla propagazione del segnale nella sezione;
- un sistema di acquisizione multicanale che permette la gestione dell'acquisizione e dell'archiviazione dei dati.

Dalla disposizione relativa tra trasmittente e ricevente si distinguono varie tecniche di conduzione delle prove soniche. Tra queste si descriveranno le *prove soniche dirette* e le *tomografie soniche*.

Soniche dirette o trasparenze. Le prove soniche dirette o trasparenze si effettuano disponendo martello e accelerometro su due lati opposti del muro (Figura 1.13). Al momento della prova è presente un solo accelerometro che riceve l'impulso generato dalla battuta del martello. Le prove soniche dirette forniscono dati significativi sulla consistenza della sezione muraria. Questa prova prevede l'accesso a entrambe le facce del muro e la conoscenza dello spessore del muro per l'elaborazione dei dati. Generalmente si individua una griglia regolare nei due lati del muro, in modo che martello e accelerometro siano posizionati nello stesso punto della griglia. Muovendo simultaneamente sorgente e ricevitore si ottiene un'immagine della sezione longitudinale del pannello (corrispondente alla griglia individuata) che illustra le velocità all'interno della muratura. Un'interpretazione di tale immagine permette di individuare qualitativamente i vuoti o le anomalie all'interno del paramento murario.



(a)



(b)

Figura 1.13: Prova sonica diretta: generazione impulso con martello (a), ricezione con accelerometro (b)

Tomografie soniche. Le prove tomografiche prevedono che il martello e gli accelerometri siano disposti ai lati dell'elemento murario da identificare; nelle pareti abitualmente la tomografia viene eseguita effettuando le misure solo tra i lati liberi contrapposti. Nella prova tomografica vengono posizionati più accelerometri che rilevano in posizioni differenti l'onda proveniente dal martello (Figura 1.14). Per ogni impulso, dunque, ci saranno diversi valori rilevati, che permettono di ricostruire la sezione, orizzontale, Figura 1.14(a), o verticale, Figura 1.14(b), della

muratura. La tomografia prevede l'elaborazione di tutti i dati dei diversi percorsi con un software dedicato, che consente di attribuire ad ogni porzione della sezione un valore tipico di velocità e consente di interpretare le anomalie all'interno della sezione stessa.

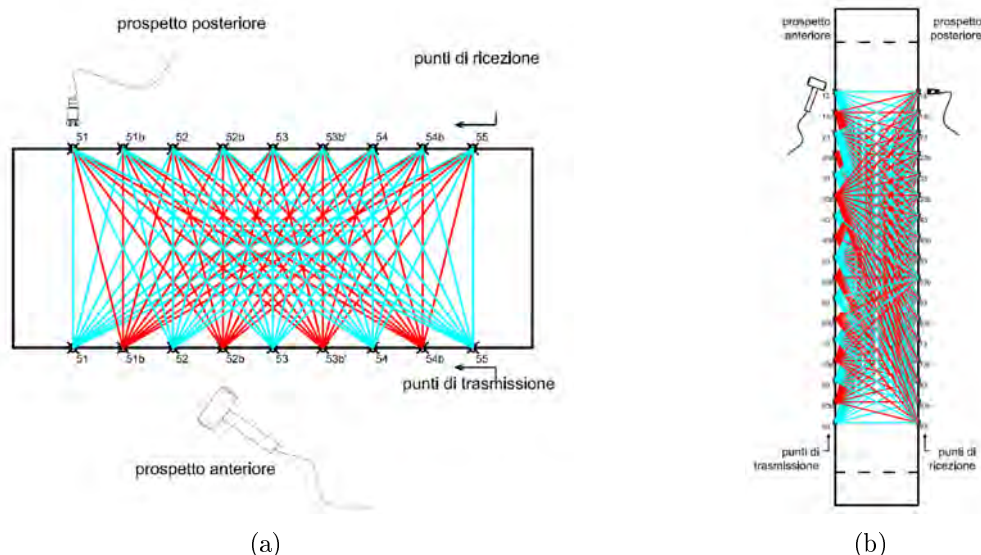


Figura 1.14: Schema tomografie orizzontali (a) e verticali (b) (ONSITEFORMASONRY, 2004)

1.4.1.2 Endoscopie

La tecnica dell'endoscopia è stata mutuata dalle discipline scientifiche mediche. L'endoscopio è uno strumento che consente di vedere in cavità inaccessibili all'osservazione diretta, sfruttando fori o cavità (da qualche mm a diversi cm) praticati o presenti nella struttura. Si utilizza un sistema ottico di tipo rigido, costituito da lenti tradizionali o di tipo flessibile, formato da fibre ottiche; l'apparecchio include anche un sistema di illuminazione interna ed un oculare esterno abbinato ad una camera fotografica per registrare le osservazioni endoscopiche; la strumentazione è illustrata in Figura 1.15(a). Spesso viene inserito un metro rigido all'interno del foro che permette di identificare l'immagine registrata rispetto allo spessore del pannello murario indagato; si possono realizzare immagini fotografiche e videoendoscopie. Le indagini endoscopiche sono catalogate a volte come prove non distruttive e a volte come prove debolmente distruttive: per quanto l'invasività del test sia nulla, infatti, la necessità di avere fori nelle pareti genera questa indeterminatezza. Poiché in generale le cavità necessarie possono già esistere, sono spesso realizzate in occasione di carotaggi per il campionamento murario, o sono di piccolo diametro, tale da non influenzare la struttura si ritiene che sia più opportuno comprendere la videoendoscopia tra le prove non distruttive.

Le informazioni ricavate sono significative nel caso di consistenti cavità, per analizzare l'eventuale propagazione di crepe interne e ipotizzarne l'ampiezza; oppure l'endoscopia è utilizzata per una ricostruzione globale della stratigrafia della

sezione muraria (Binda *et. al*, 1996). In Figura 1.15(b) è evidente una grossa cavità all'interno di una muratura, ad una profondità di circa 34 cm, che soltanto grazie alla prova endoscopica è individuabile ed ispezionabile. Le indagini endoscopiche permettono quindi di conoscere la composizione della sezione muraria e la percentuale di inerti, malta e vuoti all'interno della muratura; questo è utile per una valutazione degli eventuali interventi da eseguire, in particolar modo per una stima sull'opportunità di intervenire tramite iniezioni, oppure per valutare a posteriori la riuscita di un consolidamento mediante iniezioni: è infatti possibile osservare all'interno dei fori la penetrazione e la diffusione delle miscele.



Figura 1.15: Sistema di prova per endoscopie (a), ove è visibile il dispositivo luminoso e il sistema di acquisizione dati; immagine endoscopica (b)

1.4.1.3 Martinetti piatti doppi

La prova di Martinetto Piatto Doppio (MPD) è una tecnica di indagine mediamente distruttiva (MDT) che fornisce dati quantitativi relativi alle caratteristiche meccaniche della muratura. Più dettagliatamente la prova con i MPD permette di determinare in sito il legame locale sforzo-deformazioni, in campo elastico, in funzione dello sforzo. RELUIS (2009) fornisce il modulo elastico in compressione (E) e le caratteristiche di resistenza a compressione della muratura. La prova fa riferimento alle norme RILEM (2004a), che detta le finalità della prova, e ASTM C1197 (2004), che individua alcuni limiti di applicazione e riferisce la tipologia di muratura su cui si può applicare; per la determinazione del modulo elastico a compressione ci si riferisce a ASTM C1197 (2004) e alle raccomandazioni RILEM (2004b).

La prova necessita di:

- due martinetti piatti;
- un sistema idraulico per il pompaggio e la trasmissione dell'olio in entrambi i martinetti;
- dei trasduttori di spostamento per misurare le deformazioni (con i relativi supporti);

- un sistema di acquisizione che permette la gestione dei dati, l'elaborazione dei cicli e l'archiviazione dei risultati.

Per inserire il martinetto nella parete è necessario effettuare un taglio nel paramento. La forma e le dimensioni del taglio devono essere compatibili con quelle del martinetto piatto utilizzato; generalmente i tagli vengono effettuati con una mototroncatrice a disco diamantato eccentrico (Figura 1.16) in prossimità dei giunti di malta, nel caso di murature regolari, o attraverso alcune pietre nel caso di murature irregolari (Dalla Benetta, 2010). In letteratura si ritrovano esempi di martinetti rettangolari, usati originariamente per le murature in mattoni (Rossi (1980), Rossi P. P. (1986)) ed inseriti in tagli eseguiti con trapano a percussione. Oggi vengono usati sia martinetti semicircolari, in fori realizzati con sega a disco eccentrico, sia martinetti rettangolari, in fori realizzati con seghe a catena.



Figura 1.16: Taglio con mototroncatrice a disco diamantato eccentrico

La metodologia di prova prevede l'inserimento di due martinetti disposti parallelamente e distanziati verticalmente di 40-50 cm (Figura 1.18(b)) I due martinetti delimitano così un campione di muratura non disturbata di dimensioni apprezzabili, su cui effettuare una vera e propria prova di compressione monoassiale. Con l'ausilio di trasduttori di spostamento si misurano le deformazioni verticali ed orizzontali durante tutta la prova. Il valore dello sforzo di compressione tra i martinetti è dato dalla relazione

$$f_m = p * k_m * k_a \quad (1.2)$$

dove f_m è il valore dello sforzo ripristinato, k_m è una costante adimensionale che rappresenta le proprietà geometriche e di rigidità del martinetto, k_a è il rapporto tra l'area misurata dal martinetto e l'area media del taglio, p è la pressione richiesta per riportare la distanza tra le basi di misura alla distanza iniziale a meno della tolleranza richiesta; le due costanti sono di solito minori di 1. È possibile calcolare i valori di deformazione dividendo gli spostamenti acquisiti ad ogni incremento di carico per la lunghezza della base di misura. Spesso la deformazione del pannello è calcolata come media aritmetica delle deformazioni misurate nelle diverse localizzazioni. I valori di deformazione permettono di misurare i moduli elastici della muratura:

$$E_{ti} = \frac{\Delta\sigma_{mi}}{\Delta\epsilon_{mi}} \quad (1.3)$$

dove E_{ti} è il modulo elastico tangente, $\Delta\sigma_{mi}$ è l'incremento di sforzo e $\Delta\epsilon_{mi}$ è il corrispondente incremento di deformazione; Figura 1.17(a).

$$E_{si} = \frac{\sigma_{mi}}{\epsilon_{mi}} \quad (1.4)$$

dove E_{si} è il modulo elastico secante al passo i , σ_{mi} è lo sforzo al passo di carico i e ϵ_{mi} è la deformazione corrispondente; il modulo elastico secante viene spesso calcolato in fase di scarico; Figura 1.17(b).

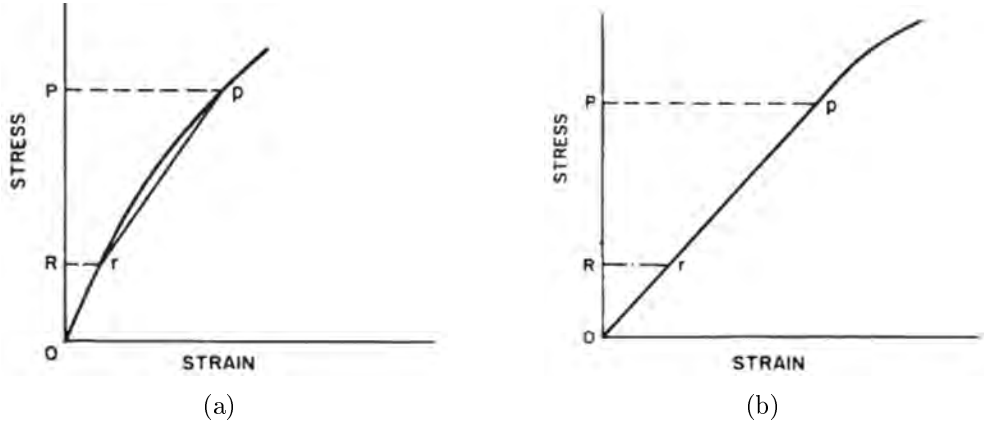


Figura 1.17: Rappresentazione grafica del modulo di elasticità tangente (a) e del modulo di elasticità secante (b), (ASTM E111-04, 2010)

La prova con martinetto piatto doppio può essere utilizzata anche per valutare la resistenza a compressione delle murature, se le porzioni di muratura superiore ed inferiore garantiscono un contrasto sufficiente alle forze applicate (Dalla Benetta, 2010). In tal caso si porta la porzione di muratura indagata ad una condizione prossima alla rottura, riconoscibile visibilmente e dall'andamento del diagramma tensioni-deformazioni leggibile simultaneamente sul monitor del sistema di acquisizione. Tale finalità non è tuttavia la motivazione principale dell'uso dei martinetti; inoltre il valore di resistenza a compressione così ottenuto difficilmente può raggiungere i valori di resistenza a compressione della muratura determinata con le prove di laboratorio (Dalla Benetta, 2010).

1.4.1.4 Prova di compressione diagonale

La prova di compressione diagonale è un metodo di indagine distruttiva che permette di misurare in modo indiretto la resistenza a taglio (τ_0) e il modulo di taglio (G) della muratura, applicando una sollecitazione di compressione lungo la diagonale di un pannello in muratura opportunamente isolato; venne introdotta nella normativa italiana con il D.M.LL.PP. 20/11/1987 (1987). La prova può essere effettuata sia in sito che in laboratorio, con modalità differenti. Le modalità di esecuzione della prova fanno riferimento alla normativa ASTM E519 (2002) e alle

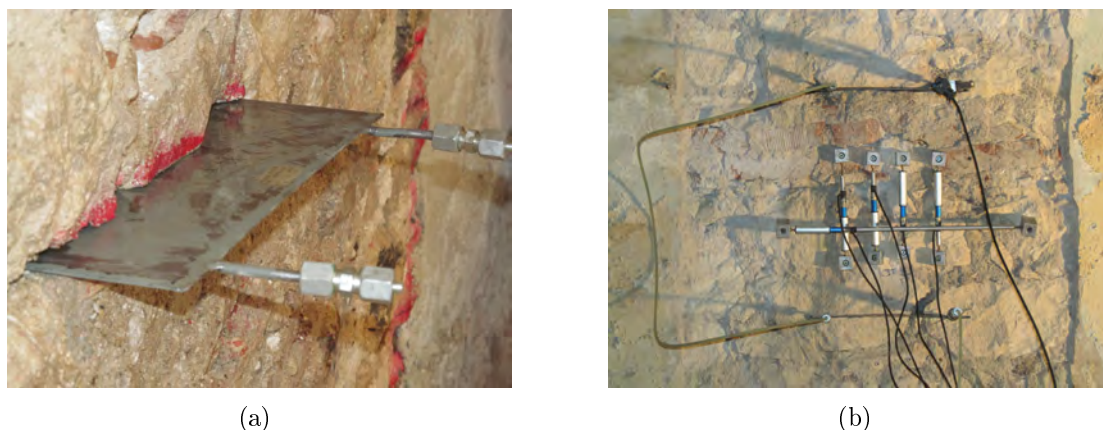


Figura 1.18: Prova con martinetti piatti doppi in muratura in pietra: inserimento martinetto (a), prova in corso (b)

raccomandazioni RILEM (1988) e RILEM (1991); le due norme differiscono per l'interpretazione dei risultati: ASTM considera che nel pannello si produca uno stato di taglio puro, mentre RILEM individua uno stato di tensione principale di trazione al centro del pannello che lo porta a rottura con una lesione diagonale. In Figura 1.19 le due interpretazioni sono messe a confronto utilizzando i cerchi di Mohr; per ASTM, trattandosi di puro taglio, il cerchio delle tensioni è centrato nell'origine degli assi (σ - τ) e lo sforzo di taglio, pari alla tensione principale (σ_I), è definito come

$$\sigma_I = \frac{0.707P}{A_n} \quad (1.5)$$

Seguendo invece le indicazioni RILEM, l'applicazione del un carico concentrato di prova provoca uno stato tensionale complesso, che solo nella parte centrale del pannello presenta uno stato tensionale biassiale ragionevolmente uniforme (Capozucca, 2004) definito con

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{-0.56P}{A_n} \quad (1.6)$$

$$\tau_{xy} = \frac{1.05P}{A_n} \quad (1.7)$$

Nelle formule 1.5, 1.6, 1.7 P individua il carico applicato e A_n la sezione orizzontale netta del pannello in esame; questo, tradotto in termini di tensioni, significa una tensione di compressione ($\sigma_x = \sigma_y$) unita ad una tensione tangenziale (τ_{xy}).

La metodologia operativa della prova di compressione diagonale, proposta da RELUIS (Brignola *et. al.*, 2009), prevede l'individuazione e l'isolamento di una porzione di muratura possibilmente di forma quadrata. Si possono applicare due diverse condizioni di vincolo:

- pannello murario libero su tre lati, tensione verticale nulla;

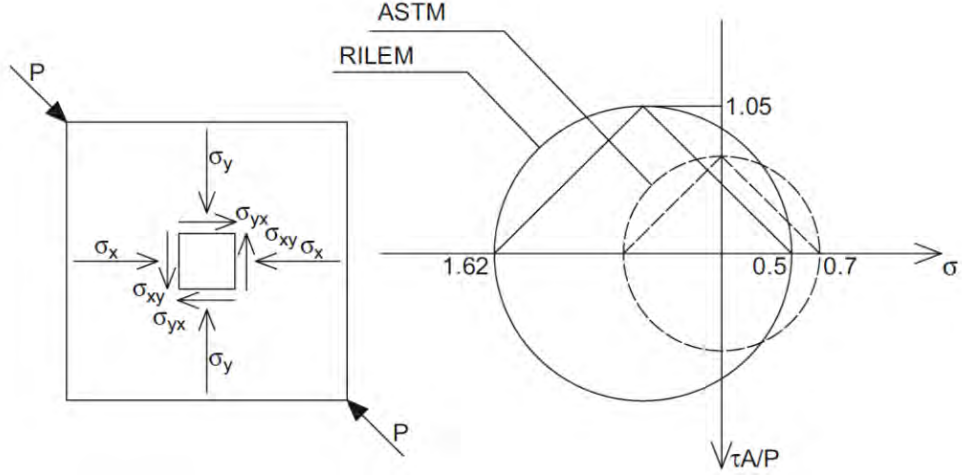


Figura 1.19: Interpretazione coi cerchi di Mohr del test di compressione diagonale per ASTM e per RILEM (Borri *et. al*, 2013e)

- pannello murario libero su due lati, carico verticale agente.

Nel primo caso ci si riporta allo schema ASTM per prove di laboratorio, scaricando la porzione di muratura dal carico verticale agente, mediante un taglio in prossimità del lato superiore del pannello. Nel secondo caso il pannello è isolato soltanto verticalmente, secondo lo schema analizzato e utilizzato da Frocht (1931) e Yokel e Fattal (1976) per ottenere la massima tensione di trazione sulla muratura. In questo secondo caso (utilizzato anche nelle prove eseguite in questa tesi) le sollecitazioni al centro del pannello sono date contemporaneamente dalla forza diagonale data dai martinetti e dalla tensione verticale σ_v data dal carico agente al di sopra del pannello. Di conseguenza, quindi, rispetto al caso precedente

$$\sigma_x \neq \sigma_y = \frac{-0.56P}{A_n} - \sigma_v \quad (1.8)$$

Partendo dalle equazioni 1.7, 1.8 che rappresentano le tensioni note nel piano dei cerchi di Mohr è possibile determinare le tensioni principali di trazione σ_1 e compressione σ_3 con le equazioni 1.9 e 1.10:

$$\sigma_1 = \sigma_x - \frac{\sigma_v}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_v}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (1.9)$$

$$\sigma_3 = \sigma_x - \frac{\sigma_v}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_v}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (1.10)$$

È quindi possibile ricavare la resistenza a taglio utile per le verifiche secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC, 2008) con l'equazione 1.11

$$\tau_k = \frac{\sigma_1}{1.5} \quad (1.11)$$

Per il calcolo della rigidezza a taglio (o modulo di taglio secante) G è necessario valutare lo scorrimento (o deformazione) angolare γ

$$\gamma = |\epsilon_c| + |\epsilon_t| \quad (1.12)$$

con

$\epsilon_c = (\epsilon_1 + \epsilon_2)/2$ deformazione media a compressione del pannello.

$\epsilon_t = (\epsilon_3 + \epsilon_4)/2$ deformazione media a trazione del pannello.

e

$\epsilon_1 = \Delta D_1/D_{1.0}$ deformazione diagonale compressa lato 1.

$\epsilon_2 = \Delta D_2/D_{2.0}$ deformazione diagonale tesa lato 1.

$\epsilon_3 = \Delta D_3/D_{3.0}$ deformazione diagonale compressa lato 2.

$\epsilon_4 = \Delta D_4/D_{4.0}$ deformazione diagonale tesa lato 2.

Determinato γ , il modulo di taglio secante G a ciascun punto della curva $\tau - \gamma$ è definito come

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (1.13)$$

e quindi per il modulo di taglio relativo allo stato fessurato del pannello

$$G = \frac{\tau_{xy}}{\gamma_{medio}} \quad (1.14)$$

Per quanto riguarda la metodologia di prova, sia che si isoli il pannello per tre lati sia che si isoli il pannello per due, sono necessari:

- elementi metallici (travi) per ripartire il carico;
- un elemento di contrasto per i martinetti;
- tiranti per trasmettere il carico;
- dei trasduttori di spostamento per misurare le deformazioni (con i relativi supporti);
- un trasduttore di pressione;
- martinetti idraulici per applicare il carico.

1.4.2 Indagini su interventi con materiali compositi

Valutare l'efficienza di un intervento è molto diverso dal valutare l'efficienza del materiale utilizzato per realizzarlo. I numerosi fattori in gioco (condizioni ambientali, tipo di supporto, metodologia operativa...) provocano delle situazioni specifiche per ogni tipo di intervento, la cui efficacia, dunque, difficilmente può essere valutata accuratamente a priori. Nel caso dei materiali compositi, il cui comportamento una volta applicati non è ancora del tutto conosciuto, la realizzazione di appropriate prove in sito diventa di particolare importanza, sia per verificare l'effettiva miglioria apportata, sia per fornire utile materiale sperimentale aggiornato. Tuttavia, la

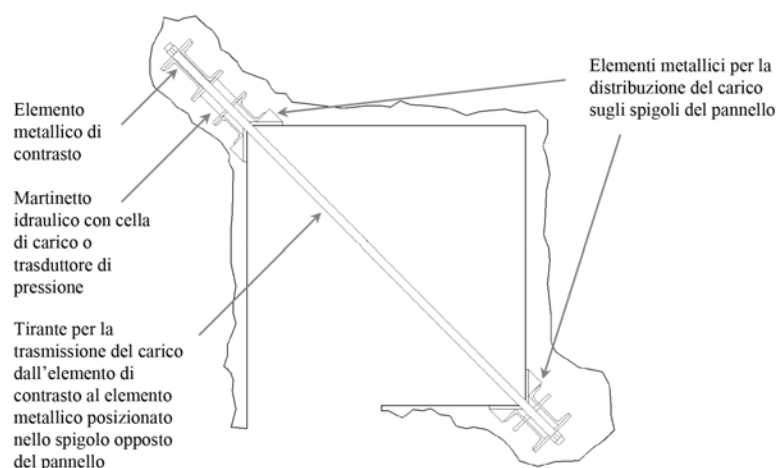


Figura 1.20: Apparato di prova di compressione diagonale (Brignola *et. al*, 2009)

normativa relativa a indagini in sito di materiali compositi è pressoché assente, e quella relativa alle prove in laboratorio è abbastanza recente e non sempre esauriente. Di conseguenza, per valutare la medesima caratteristica (come resistenza a taglio di strisce, resistenza a strappo di connettori...) non sempre si può far riferimento ad un unico metodo standardizzato, ma esistono in letteratura differenti set di prova proposti nelle diverse sperimentazioni. Si riportano in seguito tre tecniche mediamente distruttive di indagine su compositi, descrivendo la metodologia operativa (quando non standardizzata) sulla base delle sperimentazioni eseguite.

1.4.2.1 Pull-off test

La prova di pull-off, chiamata anche prova di strappo normale, è una tecnica comunemente usata per valutare l'aderenza di rivestimenti applicati su un paramento murario. Fa parte della categoria di prove denominate semi-distruttive e consente di rilevare la resistenza di trazione alle azioni perpendicolari agenti.

I riferimenti normativi legati a questa prova sono diversi e hanno portato ad un metodo standard che verrà in seguito descritto. Le norme di riferimento sono:

- ASTM C1583 (2004). Standard test method for tensile strength of concrete surfaces and the bond strength or tensile strength of concrete repair and overlay materials by direct tension (pull-off method). American Society for Testing and Materials;
- EN 1348 (2007). Adhesives for Tiles - Determination of Tensile Adhesion Strength for Cementitious Adhesives. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium;
- CNR DT-200 R1 (2012). Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures. Italian National Research Council;

- National Laboratory of Civil Engineering, Walls Coating Systems. Pull-off Test (1986). Test Form FE Pa36 (in Portuguese), National Laboratory of Civil Engineering (LNEC), Lisbon, Portugal, p. 3;
- UNI-EN 1015-12 (2002). Determinazione dell'aderenza al supporto di malte da intonaco esterno ed interno. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.

Lo stato dell'arte relativo a prove di pull-off applicate ai materiali compositi risulta molto ridotto, nonostante la semplicità di esecuzione della prova sia in laboratorio che in sito. Come riportato nella norma ASTM C1583 (2004), si possono determinare i seguenti parametri:

- la resistenza a trazione in prossimità della superficie del substrato come indicatore dell'adeguatezza della preparazione della superficie stessa prima dell'applicazione di un materiale di riparazione o di sovrapposizione;
- la resistenza del materiale di ripristino applicato a varie tipologie di supporto;
- la resistenza a trazione di un materiale di ripristino o di sovrapposizione, o un adesivo utilizzato nelle riparazioni, dopo che il materiale è stato applicato al supporto.

L'equazione 1.15 identifica la resistenza a trazione nominale (f_{p-0}) come rapporto tra il carico applicato (P_u) e l'area isolata del campione (A_{p-0})

$$f_{p-0} = \frac{P_u}{A_{p-0}} \quad (1.15)$$

Il test, così come è descritto nelle Istruzioni CNR DT-200 R1 (2012), prevede diverse fasi preparatorie, la cui qualità è di primaria importanza per la corretta riuscita dell'esperimento. La prova viene eseguita utilizzando piastre circolari d'acciaio, di spessore 20 mm e con diametro non inferiore a 40 mm. Durante le fasi di preparazione (con l'uso di malta bisogna attendere 28 giorni), si deve quindi isolare un'area del provino, incidendolo con tagli perpendicolari alla superficie, ad una profondità tale da oltrepassare il rinforzo e penetrare per almeno 2 mm nel substrato. La metodologia di taglio dipende in questo caso dalla fibra e dalla matrice utilizzata. In presenza di reti di basalto, carbonio o lino oppure di malte di calce con caratteristiche limitate, è necessario utilizzare una smerigliatrice angolare, isolando un'area di forma ottagonale; impiegando malte resistenti e fibre di acciaio unidirezionali è possibile invece utilizzare un'apposita tazza diamantata (Figura 1.21), eseguendo un taglio circolare (Girardello, 2012).

Le superfici da testare vengono pulite tramite spazzolatura metallica e getto di aria compressa, in modo da garantire un'adeguata tenuta dell'incollaggio dei tasselli circolari, necessari a collegare la superficie del rinforzo alla macchina di prova. Si incolla il disco d'alluminio, centrandolo sul provino mediante adesivo epossidico e facendo attenzione che la resina non coli all'interno dei tagli. Il dispositivo di prova viene collegato alla piastra circolare, tramite un perno di acciaio (Figura 1.22). Si applica infine la tensione di trazione, con andamento costante per l'aumento di carico. Vengono successivamente registrati il carico di rottura e le modalità di rottura, seguendo le indicazioni previste dalla norma ASTM C1583 (2004); i tipi di rottura sono (Figura 1.23):



Figura 1.21: Tazza diamantata da 60 mm di diametro, prova pull-off

- (a) frattura coesiva del supporto;
- (b) frattura all'interfaccia tra supporto e rinforzo;
- (c) frattura interna al rinforzo;
- (d) frattura all'interfaccia tra rinforzo e adesivo.

Nel caso sopraggiunga una rottura di tipo (d), la prova viene scartata e deve essere eseguito un nuovo test. In accordo con la normativa CNR DT-200 R1 (2012), l'applicazione può ritenersi soddisfacente se almeno l'80% delle prove (entrambe nel caso di due sole prove), fornisce una tensione di picco allo strappo non inferiore al 10% della resistenza a compressione del supporto, ed inoltre se la crisi è prevalentemente localizzata al di sotto della superficie di interfaccia tra composito e substrato.

Le caratteristiche della prova, stilate sulla base dei test eseguiti in laboratorio e in sito sono:

- la prova è caratterizzata da semplicità e basso costo; alcune problematiche sono legate all'intaglio, che può procurare danni o alterare i valori finali di tensione;
- le prove permettono di ottenere una prima generale informazione sull'accoppiamento matrice/fibra indicando un corretto uso dei materiali di rinforzo (tessitura e densità);
- non consente di definire il corretto funzionamento di un composito sottoposto ad azioni parallele alla fibra: risulta una prova complementare agli shear test;
- variando le caratteristiche meccaniche della matrice a parità di fibra, si può definire un andamento tra queste e la tensione media di pull-off (Girardello, 2012);

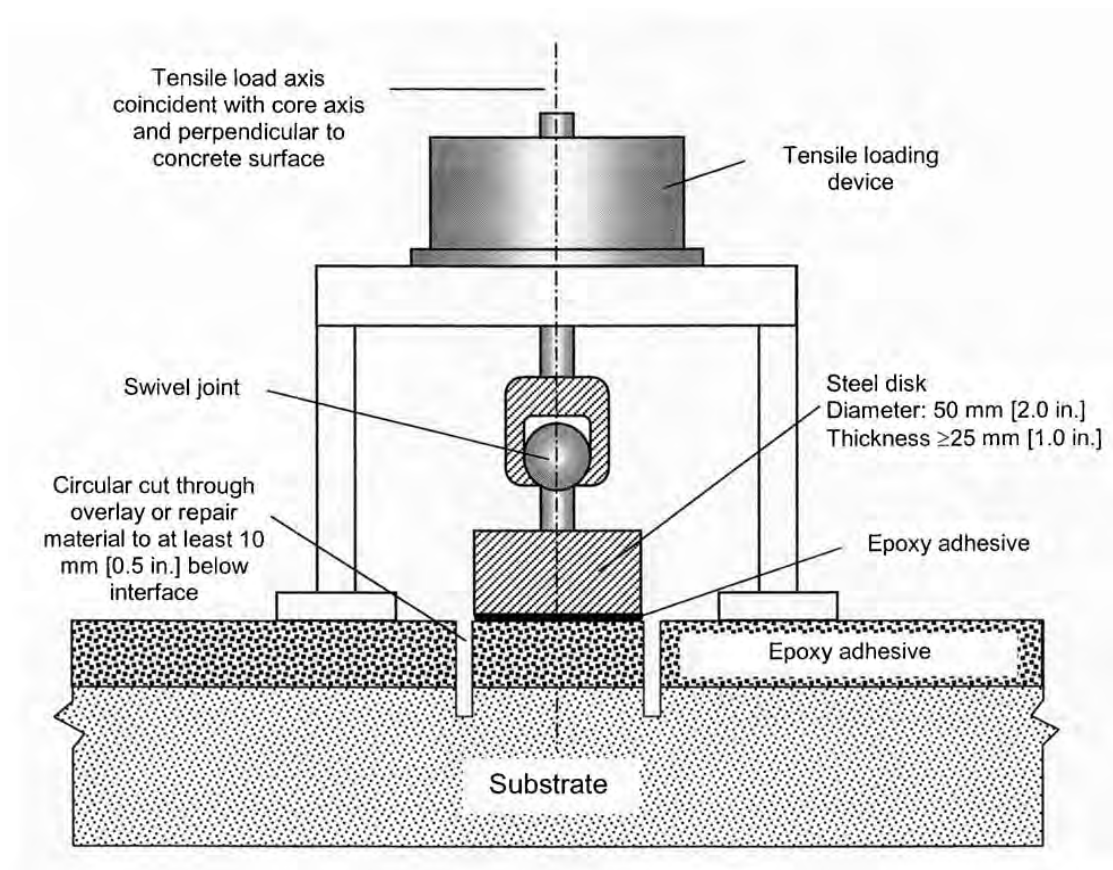


Figura 1.22: Schema della macchina di prova (ASTM C1583, 2004)

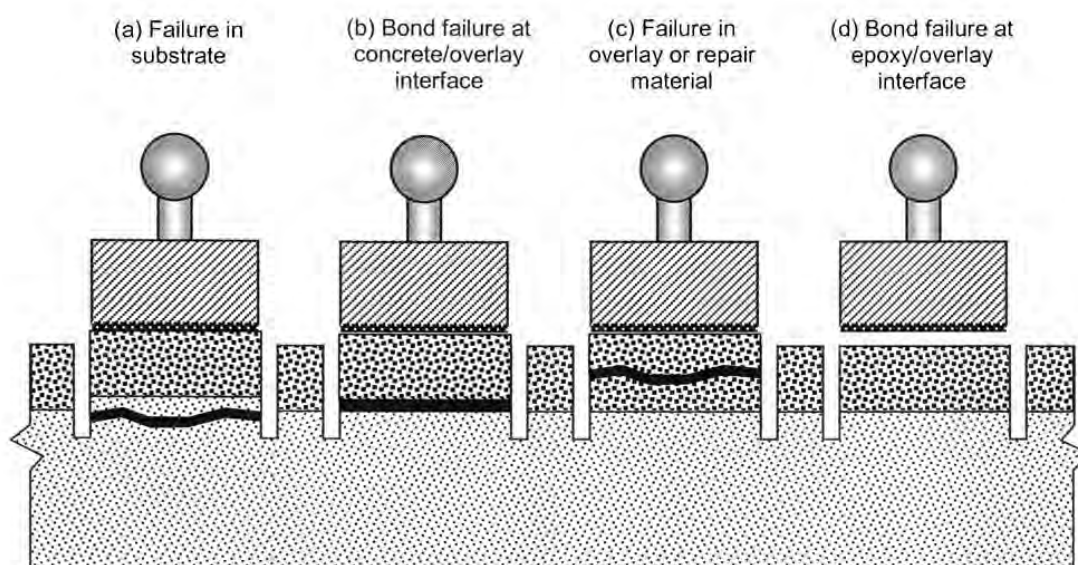


Figura 1.23: Le diverse modalità di rottura del provino (ASTM C1583, 2004)

- se il rinforzo viene applicato correttamente, la tipologia di fibra non influenza la tensione registrata nel test: solo la tipologia di rottura può risultare influenzata (Panizza, 2010);
- la prova non può essere effettuata durante una singola occasione, ma richiede almeno due giorni, a causa delle fasi di preparazione;
- è una tecnica semi-distruttiva, in quanto porta alla rottura del rivestimento, che necessita pertanto di nuova e successiva riparazione;
- la qualità delle operazioni manuali eseguite e il controllo delle stesse, oltreché della strumentazione, risulta di vitale importanza nel conseguimento della prova;
- alcune tecniche non invasive, come l'utilizzo di camere termografiche, possono essere utilizzate in combinazione con la prova di pull-off (Flores-Colen *et. al*, 2009);
- nelle prove in sito, spesso i risultati della prova riguardano le caratteristiche locali del materiale, e non rappresentano in maniera adeguata la globalità delle risposte (Ghiassi *et. al*, 2013).

1.4.2.2 Shear test

Lo shear test, o prova di strappo a taglio, viene utilizzato per valutare la resistenza nei confronti di azioni parallele alle fibre contenute nel rinforzo. La resistenza massima a trazione del provino è pari a:

$$\sigma_{\max} = \frac{F_{\max}}{A_{\text{rinforzo}}} \quad (1.16)$$

cioè pari alla forza massima agente sull'area del rinforzo, misurata per ciascun provino.

Lo stato dell'arte per questa tipologia di prove risulta molto ridotto (Panizza, 2010), e tuttora non prevede un procedimento standardizzato. Solo nel caso della norma CNR DT-200 R1 (2012), viene specificato che la prova risulta particolarmente significativa per l'accertamento della qualità dell'incollaggio, ed è eseguibile solo se è possibile tirare una porzione di materiale composito nel proprio piano in corrispondenza di uno spigolo staccato dal substrato. In letteratura tale problematica risulta largamente discussa per i compositi a matrice epossidica (FRP), e sono stati proposti diversi set-up di prova al fine di ricreare un stato tensionale che più si avvicini alla condizione di taglio puro all'interfaccia. Sono state investigate le caratteristiche di rinforzi attraverso push-pull shear test, single-lap e double-lap, oppure tramite prove di pull-out, analizzando il comportamento delle fibre da un punto di vista microscopico e studiando le modalità di rottura (Figure 1.24 e 1.25).

Le prove di strappo tangenziale consistono nel mettere in trazione una striscia di composito nella sua direzione longitudinale, provocando così una distribuzione di tensioni tangenziali all'interfaccia tra rinforzo e substrato. Le fasi di preparazione rispecchiano quelle seguite nel caso delle prove di pull-off, fino alla messa in opera delle fibre sul paramento murario. In questo caso il rinforzo, ritagliato in strisce

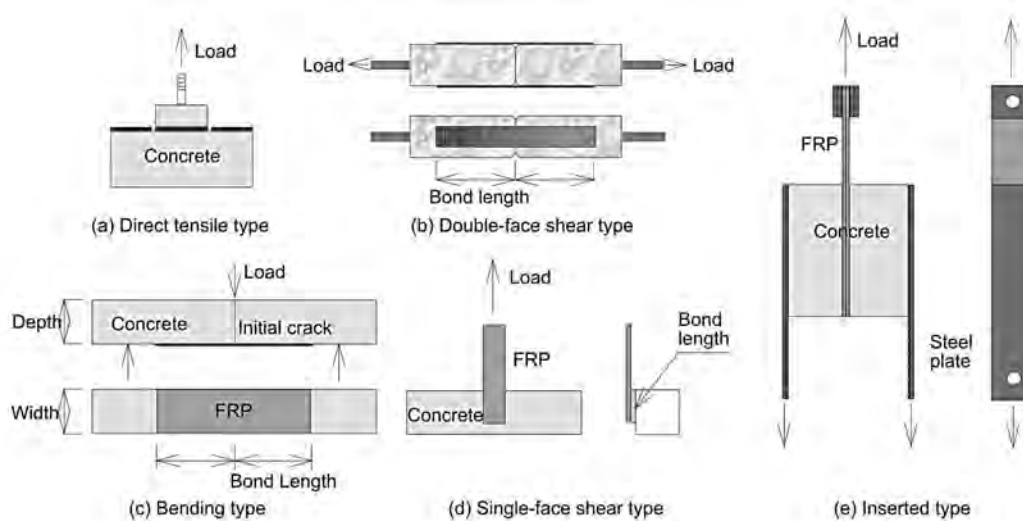


Figura 1.24: Alcuni set up di prova (Nakaba *et. al*, 2001)

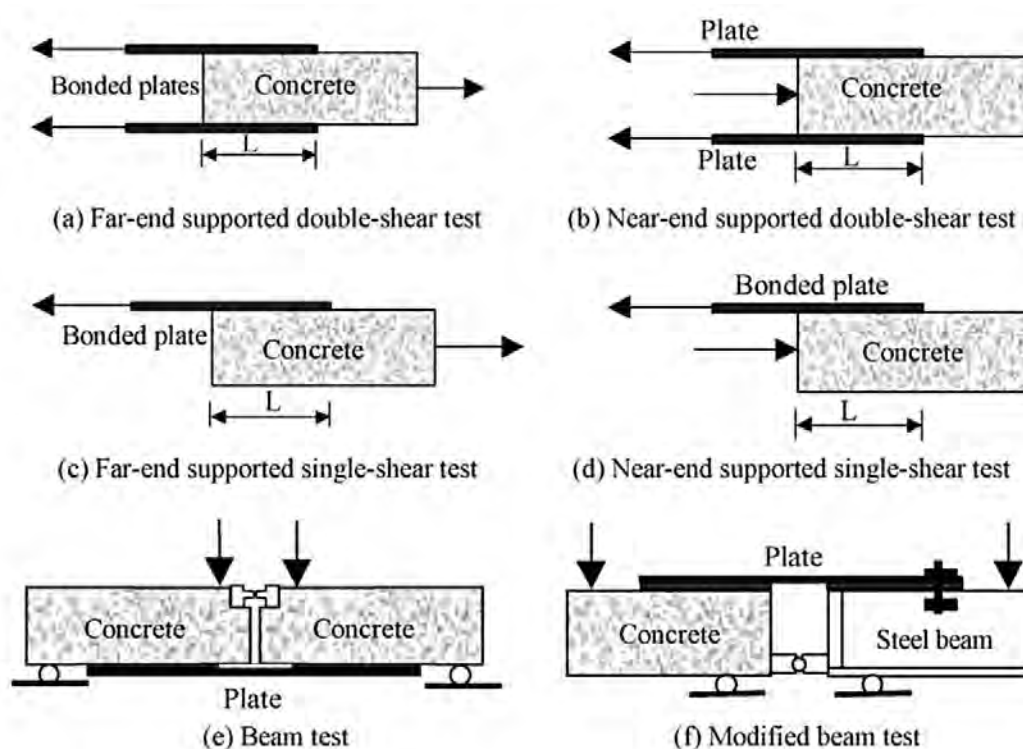


Figura 1.25: Classificazione delle tipologie di shear test (Yao *et. al*, 2005)

rettangolari, viene applicato tra due strati di resina epossidica o malta, avendo cura di lasciare libera un'estremità, a cui si aggrappa in seguito la macchina di prova. Risulta evidente come in laboratorio siano permessi diversi tipi di calibrazione della prova (single-lap e double-lap), mentre in sito la prova venga eseguita con maggiori difficoltà: la macchina di prova necessita di un punto di appoggio stabile e di una corretta presa della parte di fibra lasciata libera. Nel **double-lap shear test**, si misurano le tensioni di due strisce di materiale composito, posizionate simmetricamente e connesse al supporto. Si assume che il carico applicato venga equamente distribuito su entrambe le strisce (Panizza, 2010). Nel **single-lap shear test**, si misura lo sforzo di trazione parallelo alle fibre del rinforzo applicato singolarmente sul substrato. La prova viene eseguita, in entrambi i casi, in controllo di spostamento a velocità predefinita e costante, e prevede la misurazione degli spostamenti tramite l'uso di potenziometri. Le modalità di rottura (Figura 1.26), secondo le sperimentazioni eseguite, sono di vario tipo (Girardello, 2012):

- (a) Rottura coesiva del supporto;
- (b) Rottura all'interfaccia tra supporto e materiale di rinforzo;
- (c) Rottura per delaminazione interna al rinforzo;
- (d) Sfilamento della fibra all'interno del rinforzo, lasciando inalterata la matrice;
- (e) Rottura per trazione della fibra.

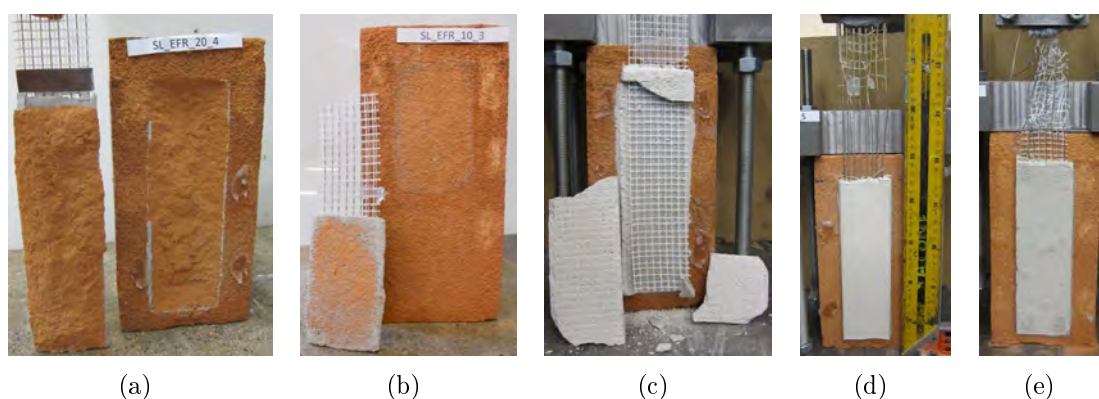


Figura 1.26: Diverse tipologie di rottura (Girardello, 2012)

A partire dal carico massimo misurato durante la prova, si risale al carico nominale per unità di lunghezza del rinforzo, note le caratteristiche geometriche degli elementi, e alla tensione di trazione nella fibra. In accordo con la normativa CNR DT-200 R1 (2012), l'applicazione può ritenersi accettabile se almeno l'80% delle prove (entrambe nel caso di due sole prove), fornisce una forza di picco allo strappo non inferiore al 5% della resistenza a compressione del supporto.

Dalle sperimentazioni eseguite emergono i seguenti dati (Girardello, 2012):

- le prove di strappo tangenziale sono da preferire a quelle di pull-off, anche se più laboriose, in quanto producono risultati in grado di caratterizzare il comportamento dei rinforzi;

- le prove effettuate con matrici diverse rivelano tipologie diverse di rottura;
- le informazioni ottenute hanno permesso, nel corso di questo decennio, la creazione di alcuni modelli matematici, in grado di definire il comportamento dei materiali compositi fibrorinforzati (Panizza, 2010).

1.4.2.3 Pull-out test

Il pull-out test è una prova sperimentale a carattere semi-distruttivo, che consiste nell'estrarre un inserto (in questo caso un filato di fibre di rinforzo) da una matrice solida per valutarne l'interazione e la resistenza dei materiali testati. Viene applicato un carico assiale che tira l'estremità della barra per determinarne le caratteristiche meccaniche. I test eseguiti tengono conto dei seguenti parametri: lunghezza, diametro, angolo di inclinazione degli ancoraggi, nonché lunghezza di aderenza nel supporto e caratteristiche del supporto stesso.

I dati disponibili prevedono che la fibra, avvolta su se stessa per formare un connettore, sia inserita all'interno di un foro (eseguito in precedenza e trattato in modo da risultare ingombro da frammenti e polveri) e fatta aderire al supporto ("inghisaggio") tramite iniezione di materiale adesivo (malta fluida o resina epossidica), lasciando libera l'estremità uscente dal paramento. Questa, tramite apposite operazioni di presa, viene fissata alla macchina di prova che estrae il provino a contrasto direttamente con la muratura su cui il filato di fibre è inghisato (Figura 1.27).

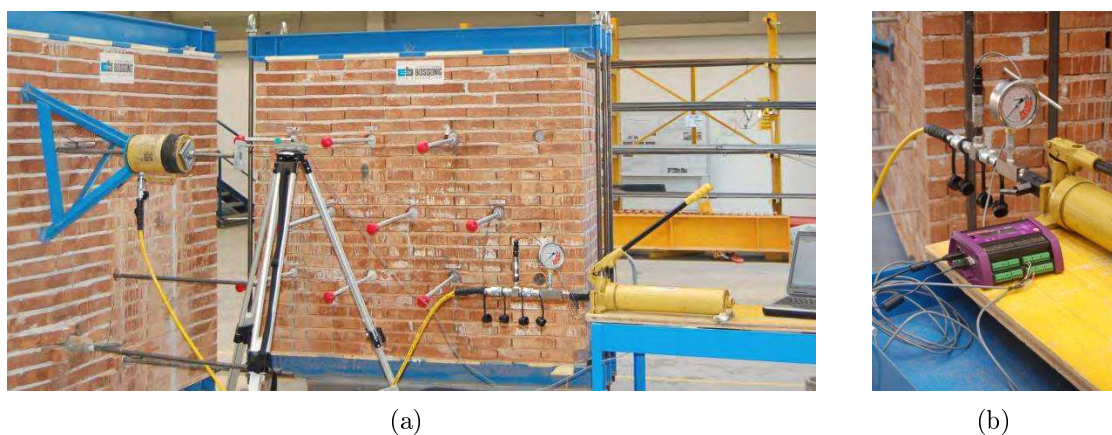


Figura 1.27: Set up di prova proposto in laboratorio (Algeri *et. al*, 2010)

La qualità delle operazioni eseguite durante le fasi preparatorie è fondamentale per il corretto sviluppo della prova: si possono altrimenti creare delle bolle d'aria all'interno del foro, dovute ad una non corretta fase di iniezione, che falsano i dati ottenuti o provocano lo sfilamento dell'ancoraggio. L'utilizzo di matrici organiche o inorganiche nella realizzazione del composito influenza l'interazione tra fibra e matrice (Alvaro V., 2007). "L'involgimento" della fibra che forma il connettore, infatti, provoca un infittimento della maglia che oppone resistenza alla penetrazione completa delle malte, le quali hanno una granulometria comunque dell'ordine dei 10 μm . Diverso è invece il comportamento delle resine, che grazie alla loro estrema

liquidità riescono a saturare completamente la fibra. Se la matrice non è penetrata completamente può avvenire un meccanismo di rottura chiamato “telescopic failure” dovuto al successivo sfilamento delle fibre dagli strati più esterni fino al nucleo del cilindro di prova; i filamenti più esterni giungono a rottura per trazione (Figura 1.28), diminuendo gradualmente l’efficacia del rinforzo e garantendo una dissipazione dell’energia di frattura e quindi la duttilità.

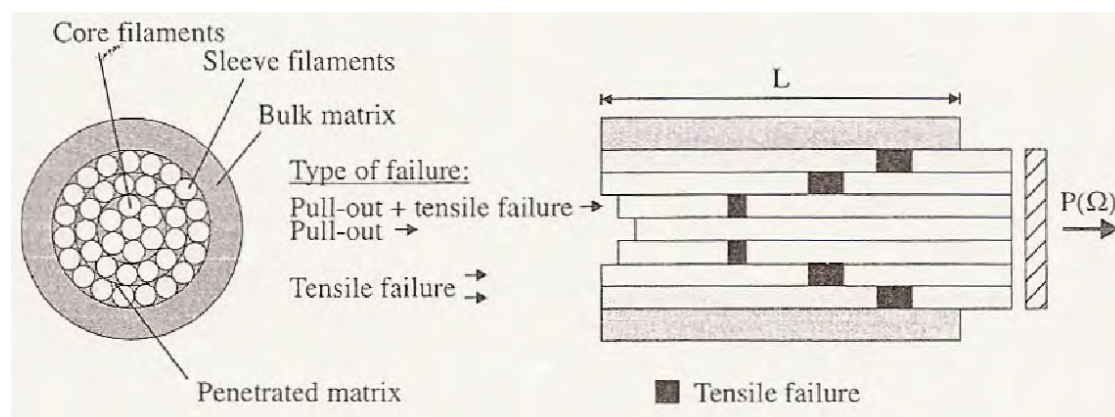


Figura 1.28: Meccanismi di crisi di un rinforzo annegato in una matrice cementizia (Banholzer *et. al*, 2006)

La normativa vigente riguarda l’estrazione di barre d’acciaio ancorate a strutture in calcestruzzo (UNI-EN 1881 (2007), UNI-EN 12504-3 (2005)). Non vengono accennati i materiali fibrorinforzati e i compositi, per i quali mancano quasi totalmente dati e sperimentazioni; infatti, lo stato dell’arte relativo a queste prove (riassunto nel capitolo successivo) propone una vasta gamma di pull-out eseguiti su calcestruzzo e una ridotta quantità di dati per i test che interessano i materiali compositi applicati a muratura.

Capitolo 2

Stato dell'Arte

2.1 Introduzione

Lo scopo del presente capitolo è quello di fornire una panoramica sullo stato dell'arte relativo alle sperimentazioni eseguite sui materiali compositi. Sono stati indagati i materiali di rinforzo, cercando di operare un confronto con le nuove tipologie sviluppate nell'ultimo decennio, come l'utilizzo di fibre di acciaio ad alta resistenza o PBO (Poliparafenilenbenzobisoxazolo), rispetto alle più tradizionali reti in fibra di carbonio, vetro e basalto. Le matrici organiche e inorganiche, con cui questi materiali vengono accoppiati, aumentano la gamma dei risultati e i parametri delle sperimentazioni, all'insegna di una recente ricerca di compatibilità di intervento sulle strutture in muratura.

Le sperimentazioni di seguito presentate raccolgono un'ampia varietà di dati legati al problema dell'adesione del rinforzo al supporto. La questione risulta attuale e molto dibattuta, le linee guida e le raccomandazioni CNR DT-200 R1 (2012), cercano di fornire una corretta soluzione alle tematiche proposte, suggerendo un approccio progettuale per la valutazione dei limiti di aderenza; purtroppo sono legate a certe tipologie di rinforzo e matrici, tralasciando le nuove combinazioni, ancora non chiaramente definite. Altre raccomandazioni disponibili per l'utilizzo di compositi classici sono contenute nell'ACI 440.2R-08 (2008), valido per gli Stati Uniti. Le prove di pull-off, pull-out e gli shear test, sono utili a comprendere il comportamento dei vari materiali di rinforzo, e forniscono diverse caratteristiche, a seconda della prova stessa. Quello che il capitolo vuole analizzare è la diversa rispo-

sta dei compositi alle tipologie di prove effettuate: vengono individuati molteplici fattori (tecniche diverse di rinforzo, matrici utilizzate, layout di prova variabili) ed esposti i risultati, al fine di conseguire maggiori informazioni sul comportamento statico e dinamico della struttura globale.

In ogni percorso di ricerca, la fase iniziale riguarda le sperimentazioni in laboratorio, che sono reperibili in letteratura e che hanno fornito una discreta quantità di dati; molto più carente è invece la parte relativa alle prove in sito, ancora carenti e poco utilizzate, a causa della mancanza di controllo dei fattori ambientali, del diverso livello di qualità che si può raggiungere e della possibile accessibilità alle strumentazioni di prova. I risultati ottenuti in sito, però, offrono un quadro più realistico, in favore di una conoscenza diretta della struttura. La mancanza quasi totale di normative sulle prove in sito per i compositi indica la necessità di approfondire questo aspetto.

Nell'ottica di un cambiamento di scala, si è cercato di studiare dapprima il comportamento locale all'interfaccia tra muratura e composito, per poi passare ad uno studio globale del rinforzo e delle sue prestazioni. In questa seconda fase, vengono riportati i risultati di alcune sperimentazioni con prove diagonali, e si ragiona riguardo l'interpretazione dei risultati delle stesse. Si accenna infine agli interventi di rinforzo con diatoni artificiali realizzati con materiali fibrorinforzati, una tecnica di consolidamento oggetto della presente tesi.

2.2 Aderenza muratura composito

Le sperimentazioni che riguardano questa tematica comprendono diverse tipologie di prova. Sono infatti legate al diverso comportamento del materiale in base alle forze applicate su di esso, siano esse normali o tangenziali alla direzione della fibra. Anche l'applicazione stessa del rinforzo, utilizzato per scopi differenti (a fasce, esternamente, oppure come diatono artificiale nella sezione muraria), risulta fondamentale nel set up di prova. L'efficacia dei compositi dipende dal legame tra il composito e il substrato; la disomogeneità di tali materiali rende il comportamento dell'interfaccia molto complesso, ma al tempo stesso uno degli aspetti più importanti da analizzare.

2.2.1 Comportamento di interfaccia nel caso di azioni perpendicolari alla direzione della fibra

La separazione di materiali fibrorinforzati da un substrato in muratura, con la conseguente perdita della funzione di consolidamento, si manifesta generalmente con il fenomeno del distacco. Il fenomeno del distacco, riconosciuto come una comune tipologia di rottura, è stato ampiamente studiato in questi ultimi anni. Sono state condotte vaste sperimentazioni, al fine di caratterizzare il comportamento di interfaccia tra muratura e composito. Applicando un carico di trazione perpendicolare all'interfaccia di muratura rinforzata, si può ottenere una buona stima dello sforzo normale. Questo è possibile tramite lo svolgimento di una prova, oggi standardizzata, chiamata prova di pull-off.

La prova di pull-off viene comunemente realizzata sia in sito che in laboratorio, a causa delle semplici modalità di esecuzione. Alcune norme e regolamenti hanno permesso di rendere questa prova standard, mediante un'esauritiva spiegazione delle fasi da seguire e dei risultati da raggiungere. In America è stata prodotta l'ASTM C1583 (2004), denominata "Standard Test Method for Tensile Strength of Concrete Surfaces and the Bond Strength or Tensile Strength of Concrete Repair and Overlay Materials by Direct Tension (Pull-off Method)", che permette di determinare: lo sforzo di trazione del substrato in prossimità della superficie come indicatore dell'adeguata preparazione della superficie prima dell'applicazione del materiale di rinforzo, la tensione di adesione e lo sforzo di trazione del materiale composito (fibre e matrice) dopo l'applicazione al substrato. Nella norma vengono introdotte le modalità e gli apparecchi di prova, con le relative tolleranze (i dischi di acciaio proposti devono avere un diametro nominale di 50 mm e spessore di 20-25 mm). Vengono indicati i materiali di utilizzo, la preparazione dei provini e la procedura del test, compresi i dati necessari da esibire nel report finale. Sebbene il testo sia stato prodotto per i substrati in calcestruzzo, esso può essere trasposto su altri materiali e superfici come le murature e le malte da intonaco (si veda UNI-EN 1015-12 (2002): "Determinazione dell'aderenza al supporto di malte da intonaco esterno ed interno"); le modalità di prova sono state adattate, introducendo nuovi strumenti di taglio (come tazze diamantate) e diverse tipologie di rottura. Le CNR DT-200 R1 (2012) "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati", redatte dal Consiglio Nazionale delle Ricerche come revisione della precedente CNR DT-200 (2004), identificano i pull-off come prove semi-distruttive di strappo normale, indicative per la caratterizzazione meccanica del sistema di rinforzo messo in opera. Il tipo e la numerosità delle prove da eseguire devono essere commisurati all'importanza dell'intervento, i tagli lungo i bordi devono essere realizzati mediante appositi strumenti (fresa cilindrica retta) che non vadano a danneggiare il provino e incidano il substrato per almeno 2 mm, e dei giunti sferici possono essere utilizzati come presidi per mantenere l'ortogonalità della direzione di applicazione della forza. La tensione di picco allo strappo non deve essere inferiore a 0.9 MPa, nel caso di elementi in c.a., per quanto riguarda l'80% delle prove; nel caso di murature, non deve essere inferiore al 10% della resistenza (media) a compressione del supporto. Inoltre la superficie di strappo deve essere contenuta all'interno del substrato e non coincidere con l'interfaccia composito-substrato.

Nonostante la forte presenza di regolamenti, che descrivono in modo compiuto queste tipologie di prova, in letteratura questi test risultano scarsamente documentati. Alcune sperimentazioni sono state condotte e descritte da Matana *et. al* (2005a), Castori (2007) e Stievanin (2012), che hanno testato alcuni elementi solidi in calcestruzzo; Basilio (2007) ha realizzato alcuni test su prismi in muratura, introducendo quindi una porzione di giunti di malta all'interno della zona di controllo. Da queste prime esperienze, emerge la presenza di diversi parametri, discriminanti nello studio del comportamento locale e globale delle strutture. Questi comprendono le tipologie di rinforzo utilizzato, inclusa la scelta della matrice e lo studio delle specifiche caratteristiche meccaniche (e rigidzze), il substrato prescelto per la sperimentazione e il giunto di malta nel caso di prismi di muratura, lo studio della durabilità (esposizione a fattori ambientali come temperatura e umidità, degrado

naturale e artificiale) e delle modalità di rottura. Le seguenti sperimentazioni, presentate a partire dal 2008, tentano di ricomprendere questi diversi aspetti, significativi per lo studio di un comportamento realistico dei materiali ed esplicativi dei fenomeni alla base del presente studio.

Olivito e Zuccarello (2008) hanno condotto prove di pull-off su edifici in mattoni e pietra naturale, effettuando un controllo di qualità sulle applicazioni di fibrorinforzati, secondo le linee guida CNR DT-200 (2004). I test sono stati condotti in sito (Figura 2.1), su 8 edifici nel Sud Italia, nei pressi dell'Università della Calabria. I compositi utilizzati erano composti da fibre unidirezionali, di 325 g/m², e sono stati impregnati in loco con resine epossidiche. Le strisce di FRP applicate presentano uno spessore equivalente di 0.174 mm e di 0.114 mm, rispettivamente per quelle di carbonio e di vetro. Lo spessore finale, comprendente matrice e rinforzo, è risultato di 3.2 mm. I dati tecnici e le proprietà meccaniche sono state fornite dai produttori:

- modulo elastico a trazione delle fibre di carbonio: 230 GPa;
- tensione a trazione delle fibre di carbonio: 4510 MPa;
- modulo elastico a trazione delle fibre di vetro: 71 GPa;
- tensione a trazione delle fibre di vetro: 2900 MPa;
- tensione di adesione della resina epossidica: 2.07 MPa.

Per l'esecuzione delle prove, sono stati utilizzati dei dischi circolari di acciaio con un diametro di 75 mm. I risultati, espressi in MPa, sono riportati in Figura 2.2. Durante la sperimentazione è stato impossibile valutare direttamente le proprietà della muratura; sono stati così seguiti i codici nazionali: i valori considerati per la compressione sono stati di 2 Mpa per la pietra e 12 MPa per i mattoni. Le prove hanno raggiunto in tutti i casi i livelli di forza minimi suggeriti dalla CNR, con rotture che si sviluppano sulla superficie del substrato per ogni tipologia di fibra utilizzata.

Alcune prove termografiche effettuate su strisce applicate sulle superfici degli edifici in pietra e mattoni hanno rivelato una perfetta qualità di esecuzione, utile per la validazione dei dati ottenuti dai test semi-distruttivi.

Borri *et. al* (2009a) hanno condotto alcune prove sperimentali, sia in sito che in laboratorio, sul controllo dell'applicazione di materiali compositi su strutture in muratura, con particolare attenzione alla resistenza di adesione a sforzi di trazione perpendicolari alle fibre. Si rivela inoltre un notevole interesse per la durabilità, in ambienti aggressivi, di compositi in fibra di acciaio immersi in matrice cementizia. Su di un edificio (località Forcatura), consolidato tramite cerchiatura con fasce di FRP in fibra di carbonio, disposte su uno strato di allettamento in malta cementizia, spessore 10 mm, sono state condotte delle prove di pull-off, per valutare l'adesione al supporto come tipologia più frequente di crisi. Le prove di strappo normale sono state eseguite su 12 provini, su una porzione di edificio esposta maggiormente all'azione degli agenti atmosferici. I test sono stati condotti in accordo alla UNI-EN 1542 (2000) (Figura 2.3).

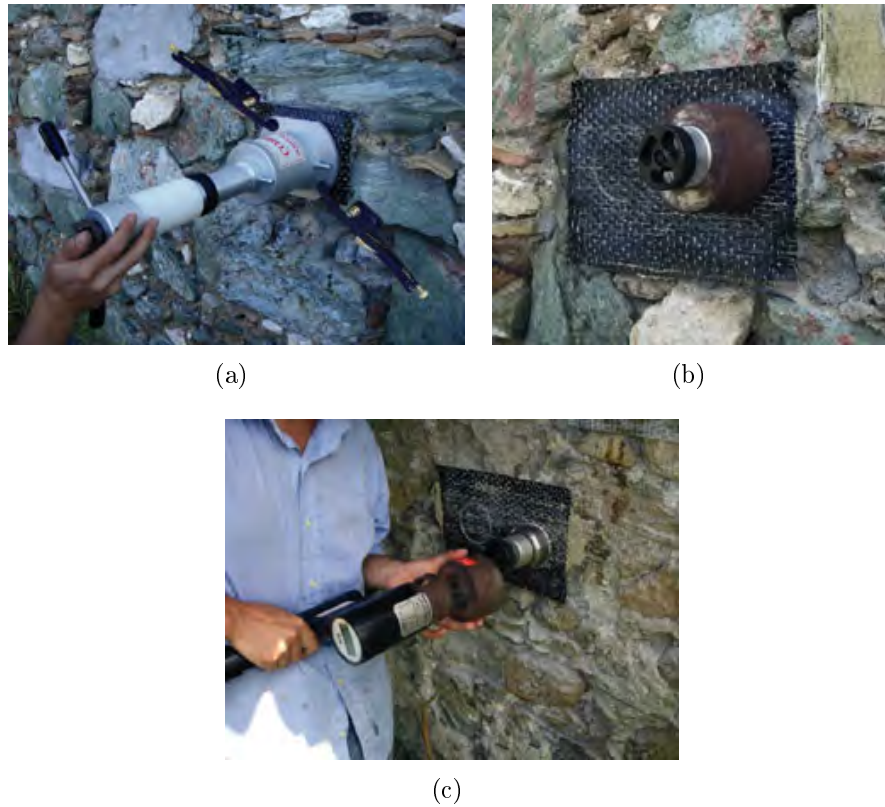


Figura 2.1: Prove di pull-off su un edificio di muratura in pietra: (a) incisione di FRP e substrato, (b) applicazione del tassello in acciaio, (c) esecuzione della prova (Olivito e Zuccarello, 2008)

Pull-off stress (MPa)						
Support compressive strength (MPa)	Glass fibres			Carbon fibres		
	Test no. 1	Test no. 2	Test no. 3	Test no. 1	Test no. 2	Test no. 3
12	1.36	—	—	0.77	—	—
2	0.34	0.30	0.86	0.91	1.27	1.30
2	0.41	1.11	1.41	1.48	1.23	1.14
2	0.73	0.91	1.07	2.09	1.52	0.80
12	1.84	—	—	1.23	0.00	—
2	1.86	1.66	—	1.50	0.64	—
2	2.20	0.73	—	1.07	1.27	—
2	1.70	1.14	—	0.66	1.36	—

Figura 2.2: Risultati delle prove di pull-off (Olivito e Zuccarello, 2008)



Figura 2.3: Pull-off test: (a) tasselli circolari; (b) esecuzione della prova (Borri *et. al*, 2009a)

I risultati delle prove di strappo normale (Figura 2.4) indicano che il valore medio della tensione di picco è di 0.56 MPa, con una deviazione standard di 0.36 MPa, frutto di un'elevata dispersione. Nel 40% dei provini, la rottura ha coinvolto il distacco della superficie esterna del supporto, mentre nel 60% la crisi ha coinvolto l'interfaccia composito/substrato. Prima dell'esecuzione delle prove, è stata ricavata una stima della resistenza a compressione della muratura, di 10.5 N/mm^2 (NTC, 2008). Da ciò deriva che, secondo la CNR, i risultati non rientrano nei limiti imposti (almeno l'80% delle prove avrebbe dovuto fornire una tensione superiore a 1.05 N/mm^2).

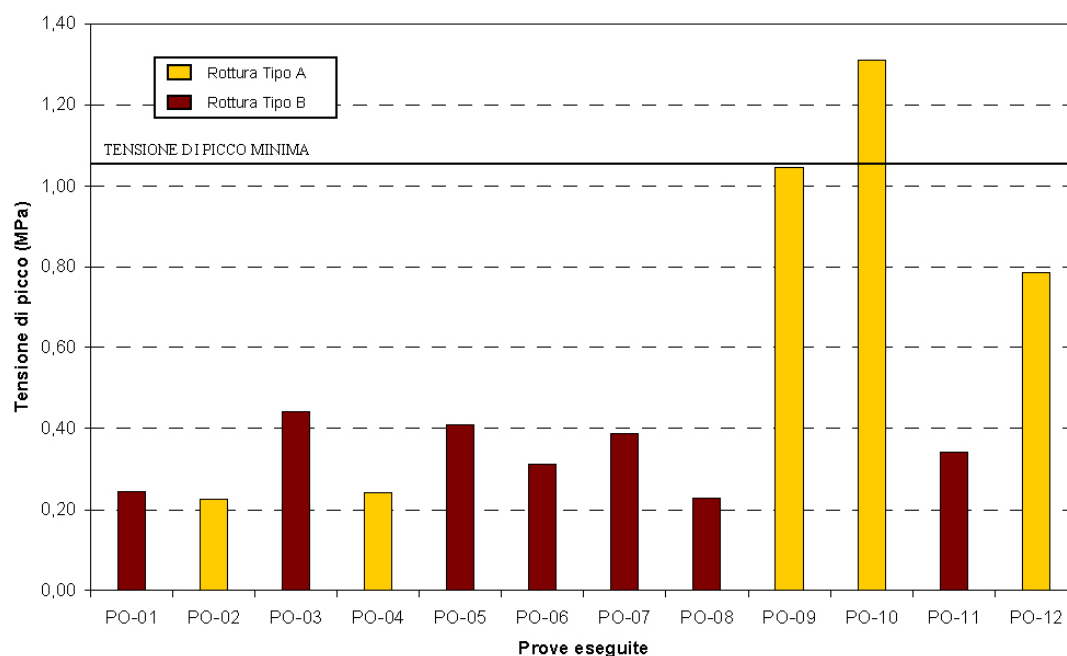


Figura 2.4: Pull-off test: rappresentazione grafica dei risultati (Borri *et. al*, 2009a)

Oliveira *et. al* (2011) hanno trattato il comportamento a trazione di prismi di muratura rinforzati esternamente con fibrorinforzati. Si è cercato di replicare la muratura antica di mattoni, utilizzando basse caratteristiche di resistenza e malte

a base di calce per i giunti. I compositi utilizzati, orientati perpendicolarmente ai giunti di malta, sono stati applicati secondo la procedura di layup bagnato. Le caratteristiche meccaniche dei materiali, calcolate secondo gli standard ISO 527-2 (1996), sono presentate in Figura 2.5. I tessuti di rinforzo scelti comprendono fibre di carbonio unidirezionali (densità di massa 0.20 kg/m^2) e fibre di vetro bidirezionali (densità di massa 0.44 kg/m^2). Le due tipologie sono state messe a confronto. La scelta del substrato è ricaduta su due diversi mattoni portoghesi tradizionali e su una malta idraulica premiscelata a base di calce. I prismi sono stati preparati con i due diversi tipi di mattoni. Nel primo caso, la resistenza media a compressione raggiunta è di 8.8 N/mm^2 (c.o.v. 27%), con un modulo elastico medio di 1300 N/mm^2 (c.o.v. 39%); nel secondo caso, la compressione media raggiunta è di 9.1 N/mm^2 (c.o.v. 16%), con un modulo elastico medio di 2040 N/mm^2 (c.o.v. 34%).

Material	Tensile parameters		Young's modulus (kN/mm ²)
	Stress (N/mm ²)	Strain (%)	
Primer	5.9 (3%)	4.76 (12%)	0.32 (10%)
Putty	32.2 (3%)	0.44 (7%)	7.44 (2%)
Resin	48.6 (9%)	1.91 (16%)	3.67 (8%)
Glass fibers	1,473 (15%)	3.66 (12%)	80.2 (4%)
Carbon fibers	2,535 (5%)	2.42 (9%)	215.6 (2%)

Note: Average value of five specimens; the COV is provided inside the parentheses.

Figura 2.5: Parametri di trazione e moduli di Young per materiali leganti ed FRP (Oliveira *et. al*, 2011)

Mediante una serie di prove di pull-off, è stato possibile ottenere una buona stima della resistenza a trazione nell'interfaccia FRP/muratura. Le aree circolari utilizzate per la prova presentano un diametro di 49 mm e profondità di 10 mm. I provini sono stati centrati in modo da comprendere 2/3 dei mattoni e 1/3 di malta, coinvolgendo quest'ultima nei parametri di valutazione. Le prove, eseguite con una velocità costante di 20 kPa/s , seguono le linee guida ASTM D4541 (2009). La Figura 2.6 mostra i risultati per le 4 combinazioni di muratura e rinforzi. Le prove risultano indipendenti dal tipo di materiale, evidenziando una rottura con asportazione di un sottile strato di muratura e malta. La resistenza a trazione dipende fortemente dalle caratteristiche del substrato, elemento più debole. I due tipi di mattoni possiedono una resistenza a trazione simile, provocando le medesime tipologie di rottura.

Panizza *et. al* (2009) hanno analizzato il comportamento dei mattoni di argilla, a cui sono stati applicati dei materiali compositi. Lo studio riguarda il meccanismo di distacco locale dal rinforzo, secondo sollecitazioni perpendicolari alla superficie (Figura 2.7). Il fenomeno risulta critico nel caso di strutture in muratura curve (archi e volte) rinforzate con compositi applicati all'intradosso. Gli elementi utilizzati comprendono mattoni estrusi e faccia-vista; fibre di carbonio e di vetro sono state applicate con l'uso di resina epossidica. I test eseguiti sui mattoni di argilla sono di 4 tipi: una prova di piegatura su tre punti dell'elemento intero, per misurare la resistenza a flessione, una prova di compressione o di trazione indiretta e una

Masonry type	Fiber type	Tensile strength (N/mm ²)
MT1	Glass	1.1 (18%)
	Carbon	1.2 (27%)
MT2	Glass	1.2 (20%)
	Carbon	1.3 (22%)

Note: Average value of five specimens; the CoV is provided inside the parentheses.

Figura 2.6: Pull-off test: risultati (Oliveira *et. al*, 2011)

prova di pull-off sulle due superfici maggiori della porzione di mattone ottenuta dalla rottura per flessione, coperta da materiale composito.

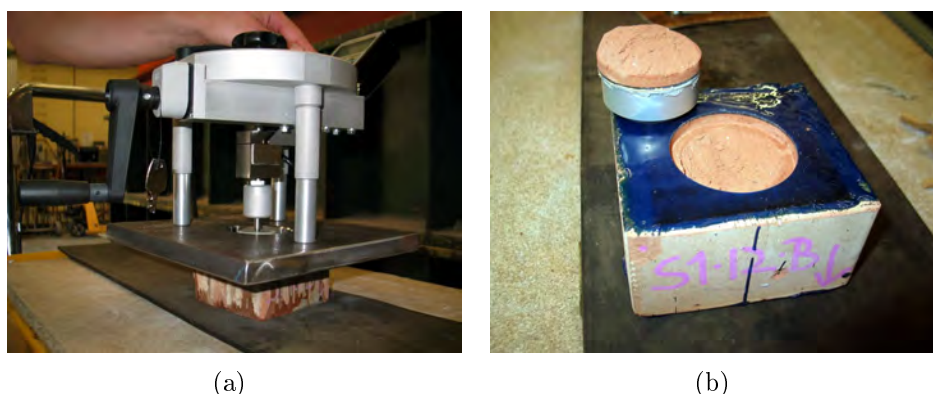


Figura 2.7: Esecuzione della prova di pull-off (a), rottura del substrato (b) (Panizza *et. al*, 2009)

Le modalità di rottura ottenute durante le prove di pull-off (Figura 2.8) sono di diverso tipo, secondo la norma ASTM C1583 (2004). I risultati comprendono 112 prove di pull-off: 14 provini rinforzati con fibre di carbonio, senza l'applicazione di uno strato di primer, 80 provini rinforzati con fibre di carbonio e 18 con fibre di vetro, con l'applicazione di uno strato di primer.

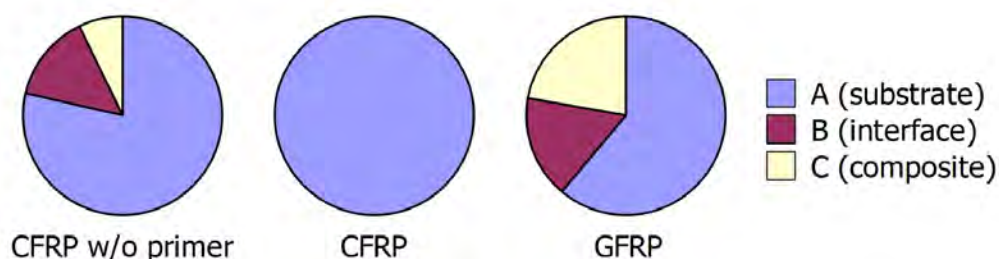


Figura 2.8: Modalità di rottura osservate durante le prove di pull-off (Panizza *et. al*, 2009)

I risultati mostrano che le fibre di vetro tendono a rompere entro lo strato di rinforzo, diversamente dai CFRP; l'assenza di uno strato di primer provoca rotture indesiderate. Dalle Figure 2.9 e 2.10 non si nota una chiara correlazione

tra la resistenza di pull-off e quella a flessione, anche se risulta evidente come i mattoni estrusi si comportino diversamente da quelli faccia-vista. Si possono fare osservazioni simili nel rapporto con la resistenza a trazione indiretta: il tipo di fibre e l'assenza di primer interessano le modalità di rottura, ma non il carico. Nel confronto con la resistenza a compressione, si può invece determinare una correlazione pressoché lineare.

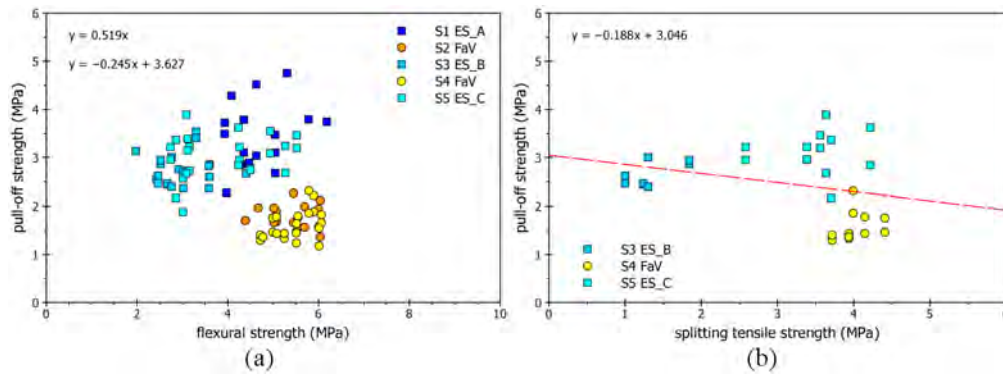


Figura 2.9: Confronto della resistenza di pull-off con la resistenza a flessione (a) e con la resistenza a trazione indiretta dei mattoni (b) (Panizza *et. al*, 2009)

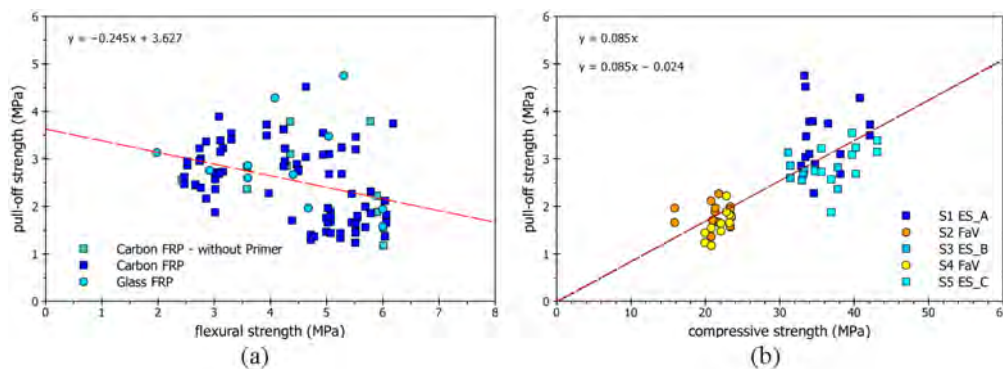


Figura 2.10: Confronto della resistenza di pull-off con la resistenza a flessione (a) e con la resistenza a compressione dei mattoni (b), tenendo conto del tipo di fibra e dell'assenza dello strato di primer (Panizza *et. al*, 2009)

Girardello (2012) ha svolto una campagna sperimentale incentrata su rinforzi in fibra di acciaio a matrice inorganica applicati a mattoni pieni. Sono state condotte delle prove locali di adesione su diversi sistemi di rinforzo, realizzati accoppiando 8 diverse matrici inorganiche (cementizie, magnesiache e a base di calce idraulica naturale) con fibre di basalto, carbonio e acciaio. In totale sono state realizzate 198 prove di pull-off, delle quali: 28 su mattone non rinforzato, 140 su fibre di acciaio (con diversa densità e matrice), 10 su reti apprettate in carbonio e 20 su reti in basalto (apprettate o secche).

Le resistenze nominali a trazione delle prove di pull-off sono riportate in Figura 2.11 e 2.12. Le tensioni sono state quindi confrontate con due valori di riferimento: la resistenza a pull-off misurata direttamente sul substrato e il 10% della resistenza a compressione del mattone, pari alla resistenza a trazione. L'analisi delle modalità

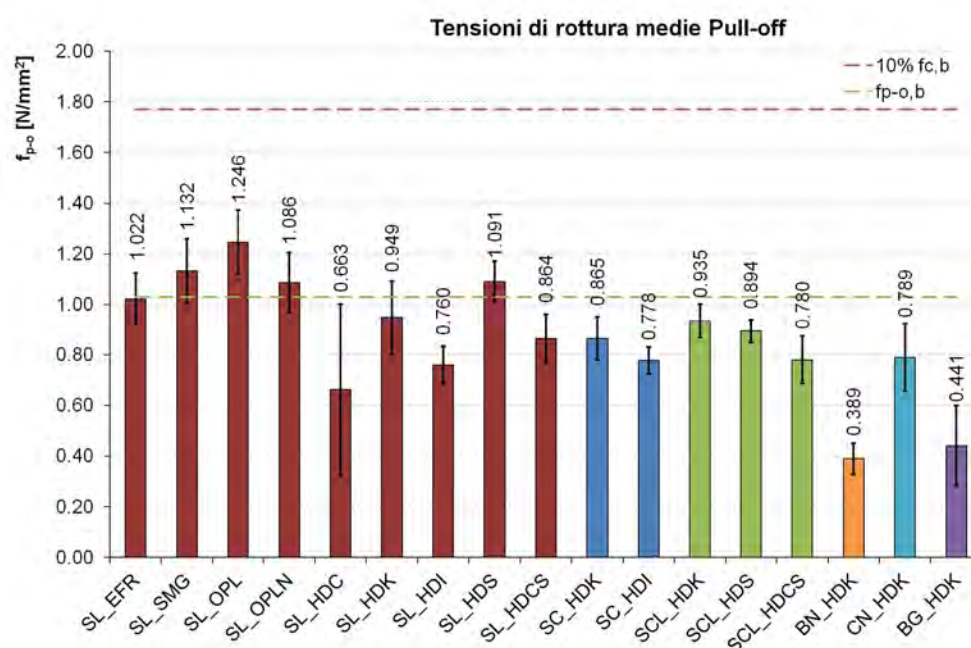


Figura 2.11: Confronto tensioni medie prove di pull-off, mediate su dieci provini (Girardello, 2012)

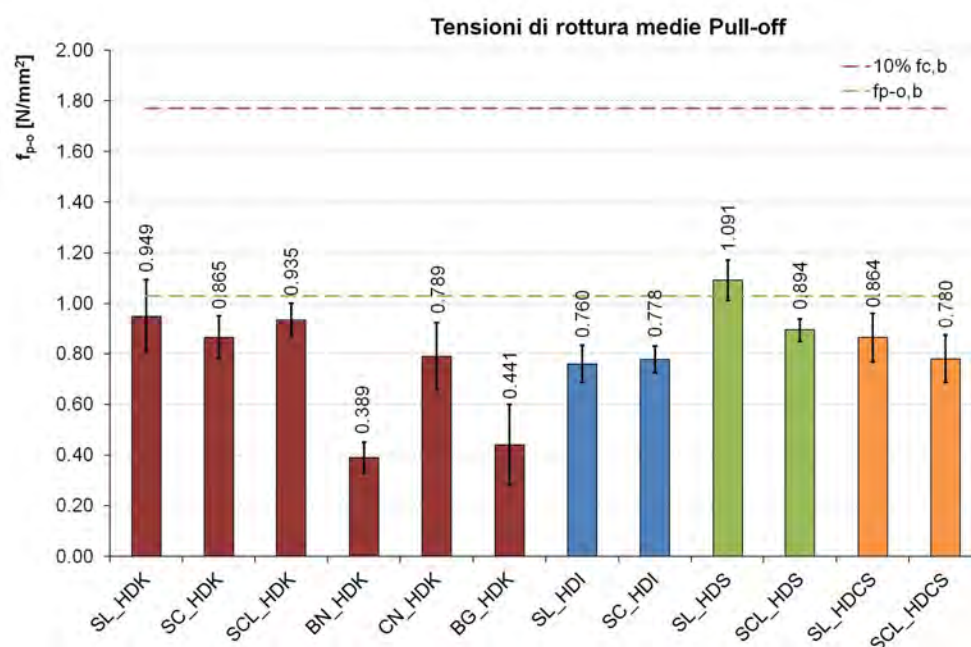


Figura 2.12: Confronto tensioni medie di pull-off, con matrici a base di calce idraulica naturale, mediate su dieci provini (Girardello, 2012)

di rottura identifica rotture interne al supporto per più del 60% dei casi; i rinforzi con rete in basalto evidenziano delle problematiche dovute ad aspetti chimico-fisici e di impregnazione con malte inorganiche. I risultati indicano che il limite di accettazione dato dalla CNR DT-200 R1 (2012) non è mai stato avvicinato (resistenza a trazione del mattone), evidenziando un possibile scostamento tra il valore reale e il parametro del 10% di $f_{c,b}$.

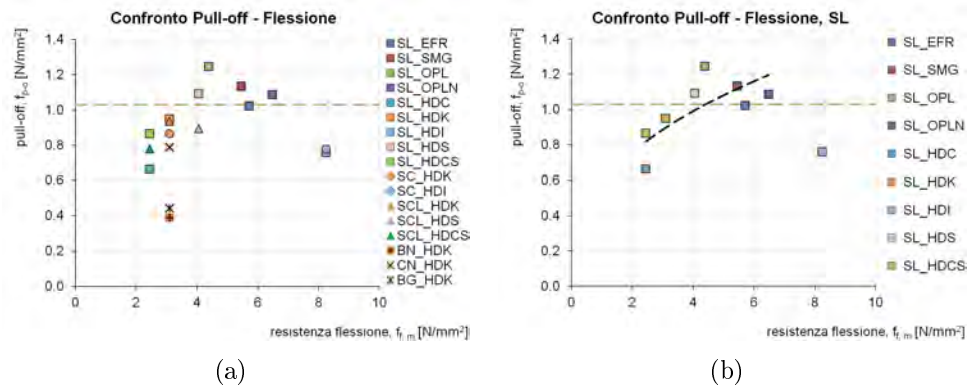


Figura 2.13: Confronto tensioni di pull-off con resistenza a flessione matrici inorganiche (Girardello, 2012)

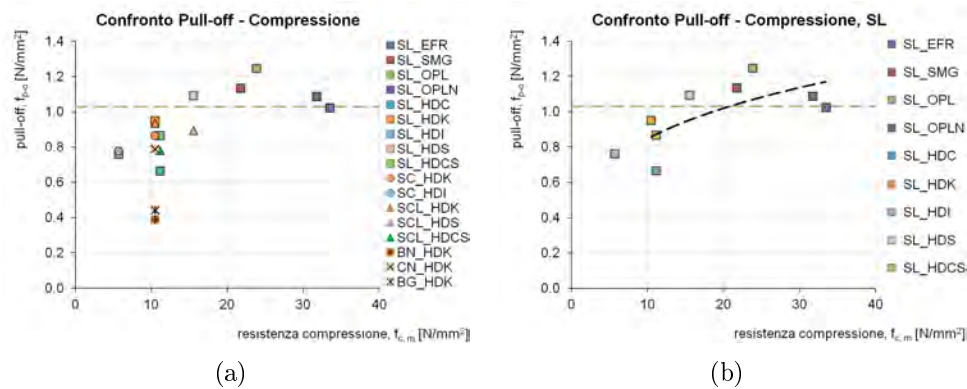


Figura 2.14: Confronto tensioni di pull-off con resistenza a compressione matrici inorganiche (Girardello, 2012)

Le tensioni medie ottenute dalle prove di pull-off sono state confrontate con le caratteristiche meccaniche delle malte (resistenza a flessione e compressione): a parità di matrice e di supporto, il materiale e la tessitura giocano un ruolo fondamentale (Figure 2.13 e 2.14). Mantenendo variabile la sola matrice inorganica, si osserva una tendenza che può essere espressa tramite una regressione di potenza. Il confronto con il modulo elastico non risulta altrettanto evidente. La resistenza media del solo mattone, di 1.03 MPa, può essere superata utilizzando matrici con resistenza a compressione relativamente maggiore di 15 MPa. Anche il confronto con gli shear test (effettuati nel corso della sperimentazione) può essere descritto tramite una regressione di potenza: i risultati dipendono maggiormente dalle caratteristiche meccaniche delle fibre (Figura 2.15). Il paragone risulta comunque di

difficile interpretazione, a causa delle diverse modalità di rottura riscontrate (viene registrato un indice di efficienza).

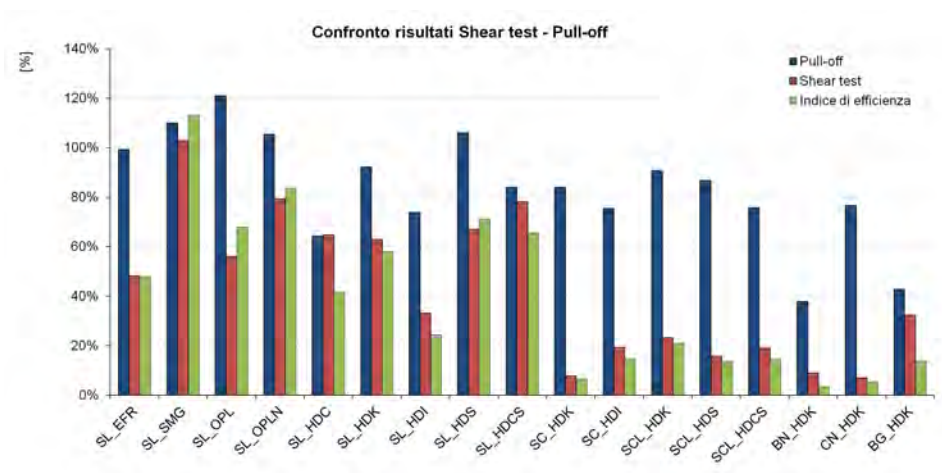


Figura 2.15: Confronto risultati pull-off, shear test e indicatore di efficienza (Girardello, 2012)

La fase di applicazione dei compositi risulta di fondamentale importanza, poiché può portare ad un'elevata variabilità dei risultati, diversamente dal caso di impiego delle resine epossidiche. L'intaglio può essere eseguito con apposita tazza circolare diamantata in presenza di fibre d'acciaio, mentre devono essere realizzati intagli ottagonali (tramite smerigliatrice) in presenza di fibre sottili sciolte. Le prove di pull-off hanno consentito la determinazione della corretta tessitura delle fibre, per garantire il migliore aggrappo con le matrici inorganiche. Rappresenta una prova complementare agli shear test.

Allen e Atadero (2012) hanno studiato il comportamento di adesione degli FRP, a 8 anni dal consolidamento di un ponte ad arco in calcestruzzo. Per valutare la durabilità si sono scelte alcune tecniche, come ispezioni visive, test sonici e termografici, utili a individuare aree dei vuoti e difetti visibili. I pull-off, eseguiti in loco, hanno testato l'adesione facendo attenzione alla scelta delle posizioni adeguate e maggiormente influenzate dai fenomeni meteorologici (sono state scelte le basi delle arcate). Per le prove di pull-off, è essenziale che i compositi siano ben aderenti al supporto in calcestruzzo, per trasferire le sollecitazioni. L'esecuzione ha seguito le procedure fornite dagli standard ASTM. La resistenza a trazione del calcestruzzo è approssimativamente da 1/7 a 1/10 di quella a compressione, limitando la prova di pull-off: ogni rottura che non avvenga all'interfaccia con il calcestruzzo è indesiderata e viene scartata. Le modalità di rottura sono infatti differenti e possono sopraggiungere in zone diverse. La sperimentazione è stata effettuata in punti diversi rispetto alle prove eseguite al momento dell'installazione, e questo complica il confronto dei test. La resistenza minima ammissibile (ACI) è di 1.38 MPa. Nel corso degli 8 anni, il degrado ha portato ad una casistica di rotture più ampia, non comprendente solo quella ideale (Figura 2.16). La forza di pull-off ha una tendenza alla diminuzione, con alcuni valori che cadono al di sotto del valore di prescrizione.

I risultati dei pull-off possono variare notevolmente nella stessa zona, creando difficoltà nel confronto dei dati. Anche la preparazione del provino può influire sul

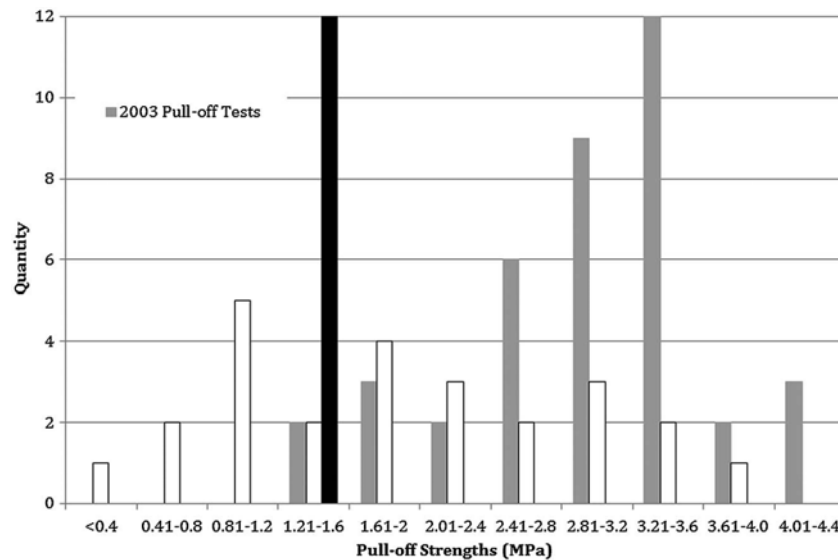


Figura 2.16: Istogramma della resistenza di pull-off dal 2003 al 2011 (Allen e Atadero, 2012)

test; si consideri a tal proposito la presenza di diverse raccomandazioni a riguardo, che propongono metodologie differenti. Il danneggiamento del materiale risulta però coerente con le rotture di pull-off ottenute, anche se non è chiaro quale sia il materiale in fase di deterioramento: il substrato, la resina o la fibra. Le prove hanno mostrato una perdita di adesione, con forze di trazione inferiori ai valori di progetto.

Ghiassi *et. al* (2013) indagano gli effetti dell'umidità sul comportamento di adesione della muratura in mattoni rinforzata con CFRP e GFRP. L'esposizione all'umidità assume un ruolo importante nella durabilità, riducendo la forza di adesione degli FRP e modificando le modalità di rottura da coesive ad adesive. Anche la resina ne risulta influenzata, modificando il comportamento di adesione. L'effetto degradante varia con le proprietà dei materiali, i trattamenti superficiali e le configurazioni di prova. I mattoni di argilla, con bassa resistenza a compressione, sono stati rinforzati con fibre di vetro e immersi in acqua deionizzata per 24 settimane dopo la fase di incollaggio. Delle prove sono state eseguite sui materiali per ottenerne le proprietà meccaniche, sui materiali originali e poi su quelli esposti all'umidità (Figura 2.17), ottenendo una diminuzione del 25% sulla resistenza a compressione dei mattoni, ed una analoga sulla resistenza a trazione della resina epossidica. I campioni sono stati preparati secondo la procedura di layup bagnato, normalizzando lo spessore secondo la norma ASTM D7565 (2010).

Le prove di pull-off sono state eseguite per un numero di 5 durante ogni periodo di immersione, pur rappresentando solo il comportamento locale del composito. Sono state seguite le indicazioni della norma ASTM D4541 (2009); applicando un incremento di forza di 20 kPa/s, la rottura si è verificata nell'arco di 1 minuto.

I test (Figura 2.18) denotano una progressiva diminuzione della forza di adesione, del 56% dopo 24 settimane di esposizione. La modalità di rottura, di tipo coesivo, è rimasta però costante durante la sperimentazione. I risultati dipendono dalle condizioni locali dei campioni, e non danno informazioni utili a valutare il

		Average	CoV (%)
<i>Masonry brick</i>			
Compressive strength	f_{cb} (MPa)	9.1	15.7
Flexural tensile strength	f_{tb} (MPa)	1.5	24.6
Elastic modulus	E_b (GPa)	1.7	21.4
<i>GFRP coupons</i>			
Tensile strength	f_{tf} (MPa)	1250	15.0
Elastic modulus	E_f (GPa)	79.2	6.8
Ultimate deformation	ε (%)	1.9	20.2
<i>Epoxy resin</i>			
Tensile strength	f_{tm} (MPa)	53.8	9.7
Elastic modulus	E_m (GPa)	2.5	9.5
Glass transition temperature (four specimens only)	T_g (C)	70.0	3.2
<i>Primer</i>			
Tensile strength	f_{tm} (MPa)	34.4	11.1
Elastic modulus	E_m (GPa)	2.4	6.1

Figura 2.17: Proprietà dei materiali (mediate su 5 provini) (Ghiassi *et. al*, 2013)

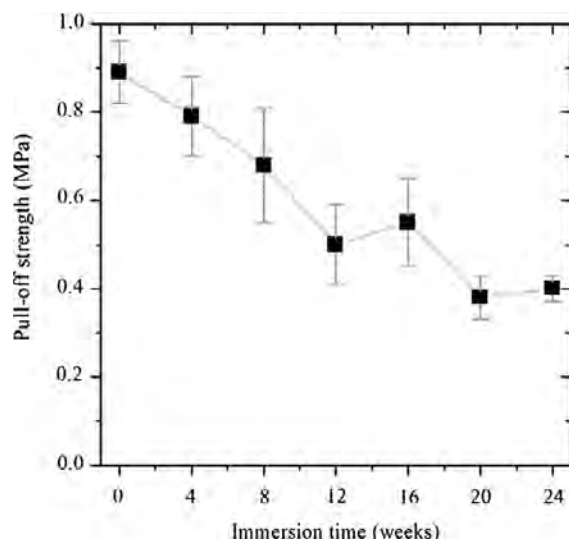


Figura 2.18: Andamento della forza di adesione a pull-off con il tempo di immersione dei provini (Ghiassi *et. al*, 2013)

legame di aderenza: sono proporzionali alla perdita di caratteristiche meccaniche dei singoli materiali, significativa nel corso delle 24 settimane.

2.2.2 Comportamento di interfaccia nel caso di azioni tangenziali alla direzione della fibra

Il comportamento di elementi strutturali rinforzati esternamente con materiali compositi, ha come fattore chiave il fenomeno della delaminazione del composito dal supporto. Il legame di aderenza risulta essere uno degli aspetti fondamentali da analizzare, anche se l'anisotropia e la disomogeneità dei materiali coinvolti rende il processo molto articolato e di difficile interpretazione. Durante l'ultimo decennio, l'aderenza dei materiali compositi è stata notevolmente investigata. Applicando un carico assiale rispetto alle fibre applicate, si è cercato di caratterizzare il comportamento di esercizio, al fine di generare uno stato di tensione nel sistema che può essere espresso come puro sforzo di taglio. Per fare questo sono stati proposti differenti layout di prova, che rientrano nella categoria di prove denominate *shear test*.

Per quanto concerne l'utilizzo dei materiali compositi, sono oggi disponibili diverse linee guida e raccomandazioni: CNR DT-200 (2004) in Italia, fib Bulletin 14 (2001) in Europa e ACI 440.2R-08 (2008) e ACI.3R-12 (2012) negli Stati Uniti. Tali normative riguardano principalmente l'utilizzo dei compositi tradizionali a matrice epossidica (FRP), mentre i nuovi materiali compositi introdotti in questi ultimi anni (fibre di acciaio...) e matrici come quelle inorganiche non sono state prese in considerazione. Inoltre, come materiale di supporto, viene indicato solamente il calcestruzzo. Solo la recente CNR DT-200 R1 (2012) raccoglie i primi regolamenti sul comportamento dei compositi (pur sempre tradizionali) applicati alle murature. Il controllo di qualità del sistema di rinforzo viene affidato a prove semi-distruttive di strappo a taglio, utile per l'accertamento dell'incollaggio e della preventiva preparazione del supporto. Il regolamento descrive una semplice modalità di prova, eseguita in sito, senza meglio precisare gli aspetti teorici di calcolo e fornire uno standard valevole nella maggior parte dei casi. L'esecuzione richiede uno spigolo libero della muratura e la prova può essere di tipo "diretto" o "indiretto" (Figura 2.19). Il parametro di riferimento indicativo è la lunghezza della porzione di FRP incollato, non inferiore a 200 mm nel caso di strutture in c.a. e a 150 mm nel caso di strutture murarie. La prova diviene accettabile nel caso in cui almeno l'80% dei campioni fornisca una forza di strappo di intensità non inferiore all'85% del valore della forza di progetto massima.

La mancanza di uno standard comprovato e l'importanza dello studio sul legame di aderenza, ha reso tale problematica largamente discussa in letteratura. Diversi setup di prova sono stati realizzati, quasi esclusivamente in laboratorio, con lo scopo di creare uno stato tensionale di taglio. Tra le varie possibilità, alcune tipologie di prova vengono utilizzate nella maggior parte dei casi: single-lap pull-pull shear test, single-lap push-pull shear test, double-lap pull-pull shear test, double-lap push-pull shear test e beam-type test. Nakaba *et. al* (2001) e Yao *et. al* (2005) hanno presentato una serie di esperienze tramite l'utilizzo delle metodologie citate (Figure 1.24 e 1.25), al fine di raccogliere dati e analizzare il comportamen-

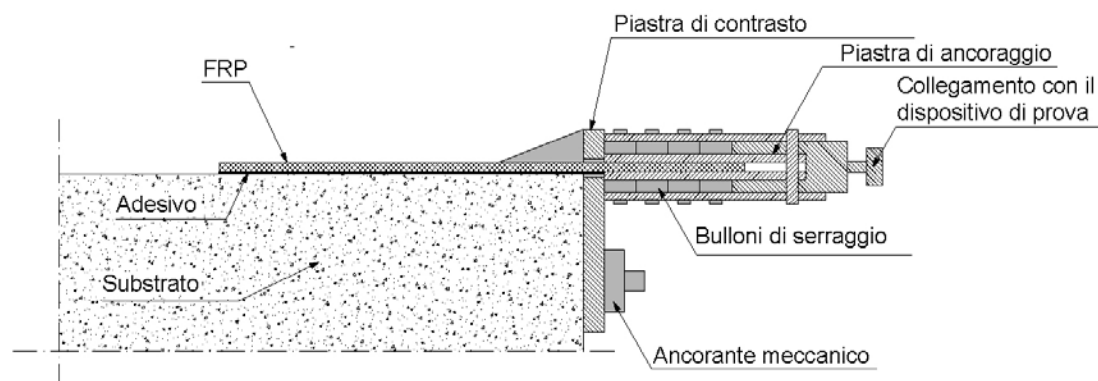


Figura 2.19: Prova di strappo a taglio di tipo "diretto" (CNR DT-200 R1, 2012)

to reale dei compositi, proponendo nuovi modelli di riferimento. La ricerca di un metodo standard è stata investigata anche dal Comitato Tecnico Rilem 223-MS (Masonry Strengthening with Composite Materials), attraverso lo studio di alcuni setup proposti in Figura (Valluzzi *et. al*, 2012).

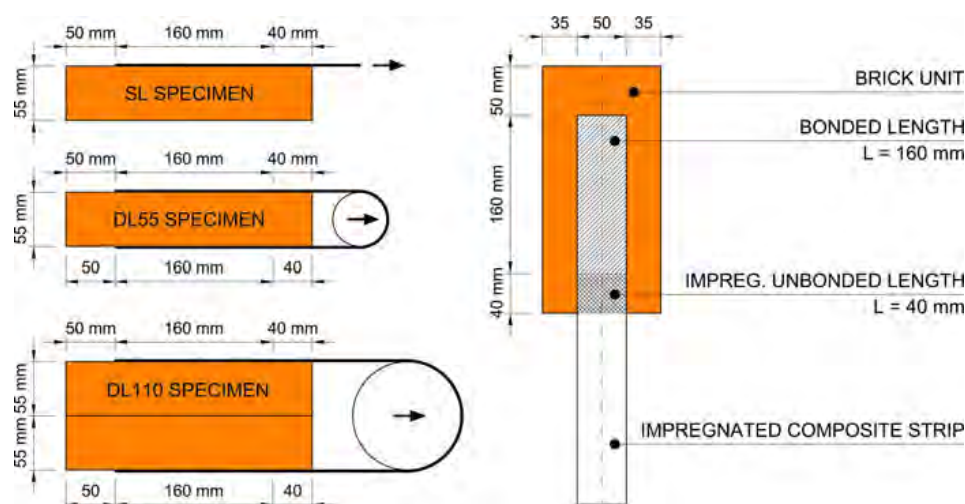


Figura 2.20: Geometria dei provini setup di Single-lap e Double-lap Shear Test (Valluzzi *et. al*, 2012)

Numerosi studi sperimentali e teorici hanno indagato l'adesione di FRP su calcestruzzo, mentre solo negli ultimi anni la ricerca si è concentrata anche sull'aderenza tra FRP e muratura. Il campo d'indagine è ad oggi molto esteso, data la numerosa varietà di supporti e materiali di rinforzo. Panizza (2010) e Stievanin (2012), hanno raccolto un breve stato dell'arte sulle sperimentazioni che utilizzano il cemento come materiale di supporto, in base al tipo di prova utilizzato (Taljsten (1997), Lee *et. al* (1999), De Lorenzis e Zavarise (2008), Camli e Binici (2007), Mazzotti *et. al* (2009)). I setup sono riconducibili a Single-lap o Double-lap Shear Test, anche se possono essere conosciuti con nomi differenti, come Direct (Single-lap o Double-lap) Shear Test (Matana *et. al*, 2005b), Shear Tearing Test e Double-shear Push Test o Near-end Supported Double-shear Test (Yao *et. al*, 2005). In tal caso, due strisce di rinforzo, connesse simmetricamente al supporto, vengono messe in

tensione per creare degli sforzi di taglio all'interfaccia, mentre il substrato è soggetto a sforzi di compressione (con il carico assunto equamente distribuito sulle due strisce). Le sperimentazioni proposte in seguito mostrano l'evoluzione degli ultimi anni sullo studio dell'aderenza, nel caso di supporti in calcestruzzo.

Il comportamento di compositi SRG è affrontato in Castori (2007), attraverso prove di delaminazione su sedici provini costituiti da nastri di fibre di acciaio. In Huang *et. al* (2005) sono state valutate sperimentalmente le proprietà degli SRP e confrontato queste proprietà con equazioni micro-meccaniche, per determinare se tali equazioni erano adatte per la previsione delle costanti del materiale. Per comparare l'aderenza di CFRP e SRP al supporto sono state eseguite prove a trazione (Mitolidis *et. al*, 2008), in cui strisce dei due compositi sono state incollate a prismi di calcestruzzo per la misurazione delle tensioni di aderenza. Di Tommaso *et. al* (2008) presentano prove di trazione diretta su blocchi in c.a. rinforzati con un composito di fibre in PBO (applicato con matrice cementizia): l'interfaccia di delaminazione utilizzata per studiare le resistenze, corrisponde a quella tra fibre e matrice, a causa del collasso per sfilamento delle fibre all'interno della matrice.

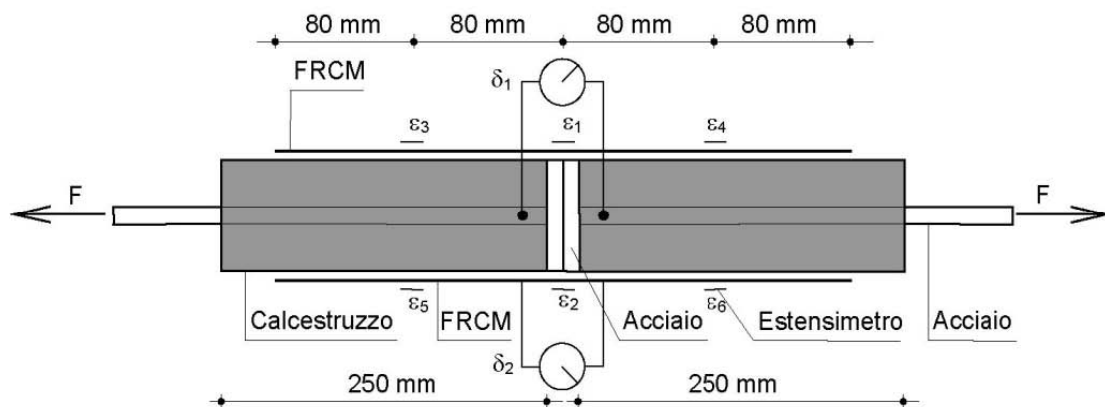


Figura 2.21: Prove di trazione PBO-CFRCM su calcestruzzo (Di Tommaso *et. al*, 2008)

Matana *et. al* (2005b) presentano una valutazione sul legame di aderenza con SRP/SRG, utilizzando come variabili il tipo di rinforzo, la rugosità superficiale del calcestruzzo (preparazione tramite idrogetto) e la lunghezza di aderenza. I compositi, formati da corde in acciaio, sono stati incorporati in resina epossidica o malta cementizia (Figura 2.22). Gli SRP si sono dimostrati più efficienti degli SRG, favorendo una maggiore capacità flessionale e a taglio. Per le prove di taglio diretto, sono stati utilizzati 24 set di 2 blocchi non armati in calcestruzzo (191 x 191 x 394 mm), con valore medio di resistenza a compressione 14.6 MPa, a trazione 2.8 MPa. Sono stati accoppiati due blocchi per volta, con una distanza di 584 mm. Sulle due facce opposte laterali di ogni blocco sono state fatte aderire le strisce di composito, larghe 51 mm con diverse lunghezze di ancoraggio: 102 mm, 203 mm, 305 mm, con una lunghezza non incollata di 25 mm dai bordi.

Le modalità di rottura hanno evidenziato la delaminazione con asportazione di uno strato di calcestruzzo (SRP) e la delaminazione con rottura dello strato di malta cementizia (SRG). Le rotture sono coerenti per tutti i campioni, indipendentemente dalle lunghezze di adesione e dalla rugosità superficiali. Le deformazioni misurate sugli SRG sono minori rispetto a quelle calcolate (Figura 2.23), in base al

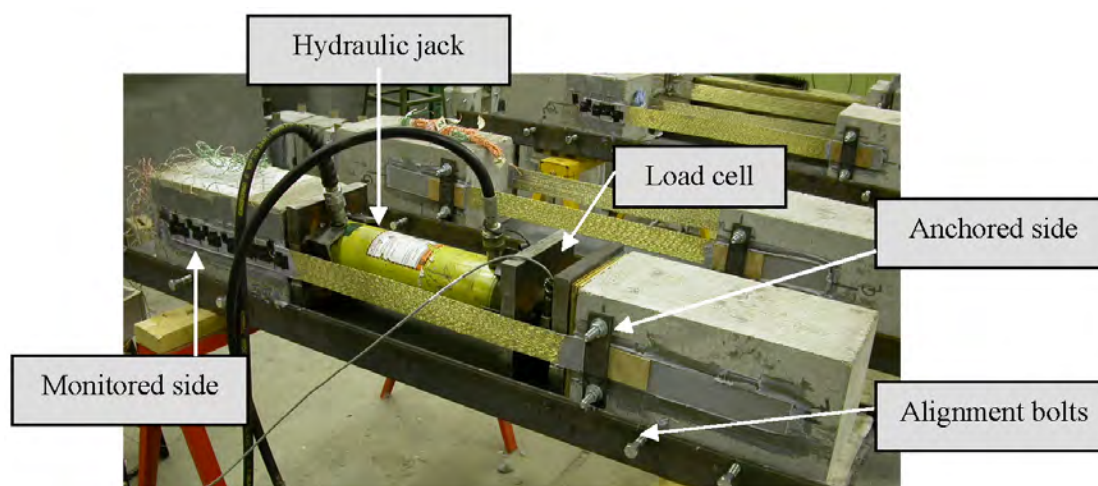


Figura 2.22: Setup shear test (Matana *et. al*, 2005b)

carico applicato: ciò è dovuto alla fessurazione della matrice. I profili si dimostrano bilineari fino ad un livello di carico pari a circa il 60% di quello ultimo; in seguito avviene un momento di plateau e poi la curva decresce fino ad annullarsi. Questo permette di studiare la lunghezza efficace di adesione, maggiore di 305 mm.

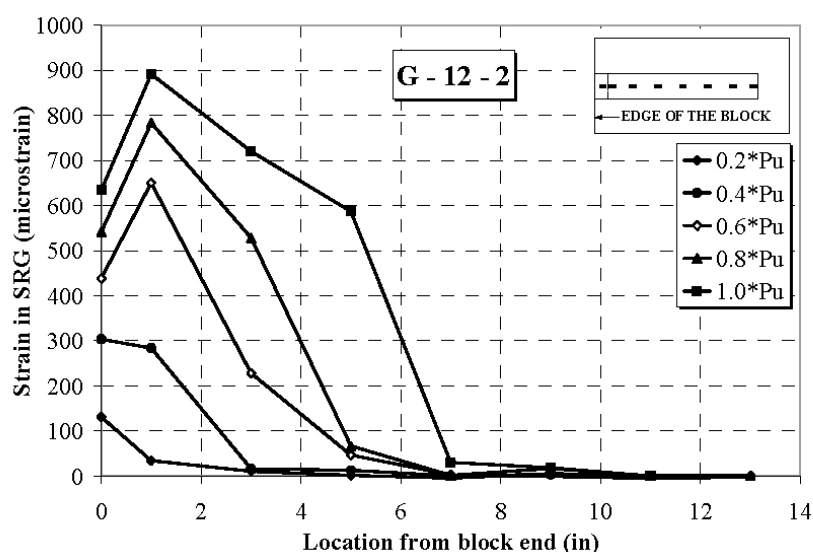


Figura 2.23: Curva sforzo/deformazione SRG (Matana *et. al*, 2005b)

Liu e Wu (2012) hanno studiato l'influenza della delaminazione di estremità, sulla determinazione dell'aderenza/scorrimento di compositi FRP: le prove sperimentali hanno convalidato il metodo analitico (Figura 2.24). Sono state individuate le seguenti osservazioni: per una lunghezza di aderenza inferiore a 100 mm, la relazione capacità di carico/lunghezza di aderenza è lineare. In seguito, l'incremento della capacità di carico decelera e termina al raggiungimento di 300 mm di lunghezza di ancoraggio. La lunghezza efficace, corrispondente al carico efficace $0.96 P_u$ risulta essere di 244 mm. Per una lunghezza di aderenza di 300 mm, l'influenza

sullo slittamento dell'estremità libera è più significativa e deve essere considerata nel calcolo dell'energia di frattura, con differenze importanti.

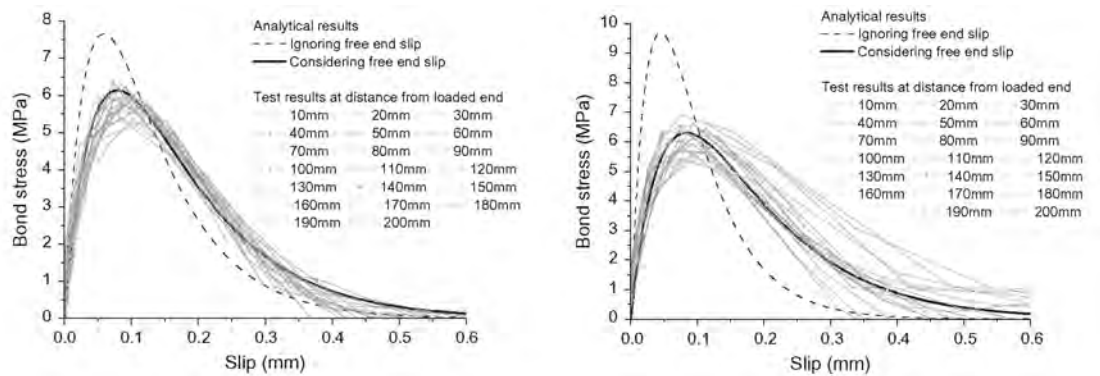


Figura 2.24: Curve tensione di adesione/slittamento (Liu e Wu, 2012)

Czaderski e Olia (2012) hanno effettuato alcune prove di adesione su compositi in fibra di carbonio, secondo le specifiche del programma EN-CORE Round Robin Test (RRT). Le strisce utilizzate avevano una lunghezza di 700 mm e una larghezza di 100 mm, divise tra quattro tipologie di rinforzo. I campioni utilizzati per le prove di strappo sono composti da 2 prismi di calcestruzzo ($150 \times 150 \times 400 \text{ mm}^3$) collegati sulla superficie da strisce di CFRP. Queste sono lasciate libere per una zona centrale di 100 mm, dove i 2 prismi vengono in contatto. Per collegare il campione alla macchina, due barre di acciaio sono state incorporate ai singoli prismi in cemento armato (Figura 2.25). Sul lato superiore, le strisce sono state fissate con delle fasce di acciaio, per forzare la rottura della parte inferiore. Assumendo una forza di 100 kN, un modulo elastico di 165 GPa, uno spessore di 1.4 mm ed una larghezza di 100 mm, la deformazione elastica misurata è stata di 0.13 mm. Pertanto le misurazioni, nella fase di inizio della delaminazione, risultano troppo elevate.

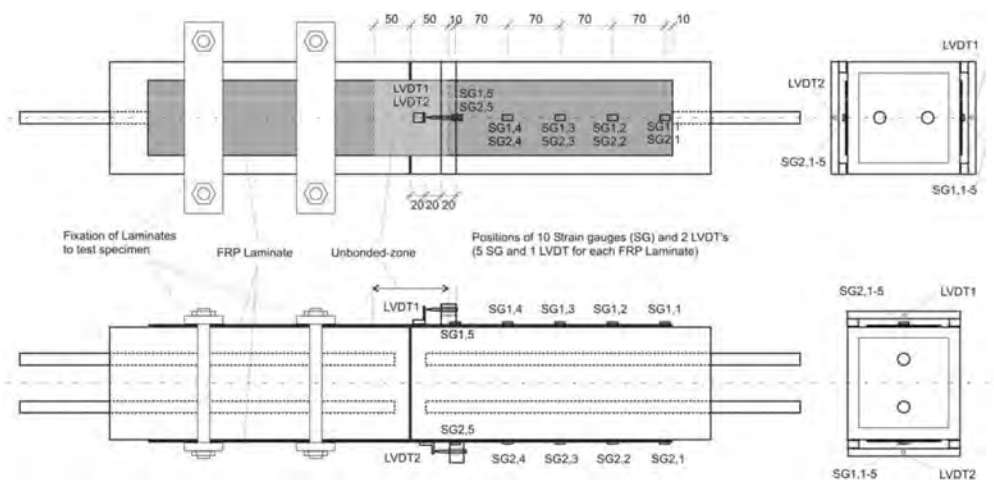


Figura 2.25: Posizionamento strumenti di controllo: estensimetri e trasduttori di spostamento (Czaderski e Olia, 2012)

Le modalità di rottura sono rappresentate da una completa delaminazione delle strisce di CFRP dalla superficie del calcestruzzo. Si sono verificate fessurazioni a trazione, sui prismi di calcestruzzo, durante le fasi di delaminazione. Carichi di rottura più elevati possono essere spiegati da una maggiore rigidità dei rinforzi (Figura 2.26). I valori massimi degli sforzi di taglio devono essere calcolati nella fase iniziale di delaminazione, e non a rottura.

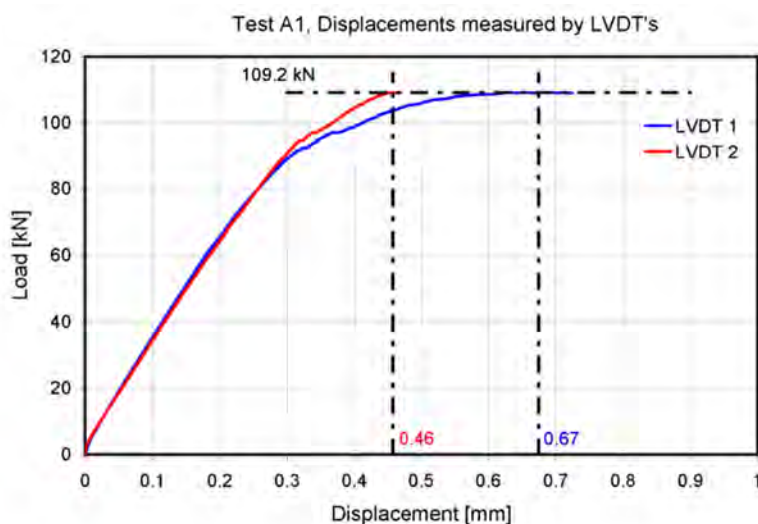


Figura 2.26: Diagramma carico/spostamento da LVDT (Czaderski e Olia, 2012)

Guadagnini *et. al* (2012) hanno studiato le prestazioni di sistemi rinforzati con FRP su piccola scala, secondo un programma RRT, al fine di ottenere una metodologia di prova standard. Sono stati effettuati Double-lap e Single-lap Shear Test (Figura 2.27), testando sei diversi sistemi di rinforzo in CFRP, per un totale di 89 prove: nel primo caso, i prismi di cemento armato hanno dimensioni $400 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$, nel secondo $400 \times 200 \times 160 \text{ mm}^3$. Il metodo di prova risulta lo stesso affrontato da Czaderski e Olia (2012). La lunghezza di adesione adottata per le strisce di FRP è di 300 mm, con una regione libera di 50 mm dall'estremità.

La rottura tipica si presenta con delaminazione completa delle strisce di FRP in prossimità dell'interfaccia con il cemento armato; un sottile strato di calcestruzzo rimane legato al rinforzo. In alcuni campioni si è verificata la rottura di un cuneo di calcestruzzo in prossimità della zona di carico. I valori dello sforzo di taglio mostrano un grado di dispersione elevato; questa tuttavia si riduce nei casi in cui il campione è stato preparato accuratamente (il tipo di prova non influisce sui risultati). Il materiale di substrato non sembra influenzare la forza di adesione.

Serbescu *et. al* (2013), hanno valutato l'idoneità del Double-lap Shear Test nella caratterizzazione del comportamento degli FRP usati come rinforzo per alcune travi in calcestruzzo. Le informazioni raccolte servono a migliorare il processo di calibrazione delle prove, secondo l'ambito internazionale del RRT di cui la sperimentazione fa parte. Al momento dei test, i campioni avevano una resistenza media a compressione di 30 MPa. Tutti i prismi hanno lunghezza di 400 mm, con sezione quadrata di 150 mm: sono stati dotati di due barre interne, per consentire la trazione durante il test (Figura 2.28). Sono considerati due gradi di rugosità

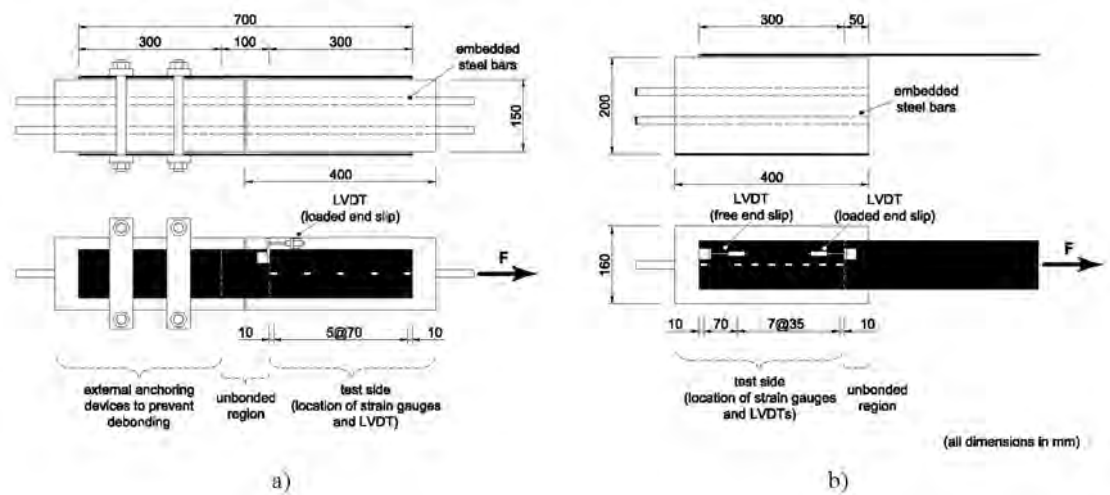


Figura 2.27: Setup di prova: a) Double-lap e b) Single-lap Shear Test (Guadagnini *et. al*, 2012)

superficiale e il loro effetto sulla capacità di aderenza. Le piastre in FRP sono lasciate libere nella zona centrale, per una lunghezza di 100 mm, e fissate in modo da evitare movimenti relativi tra i due prismi prima del test.

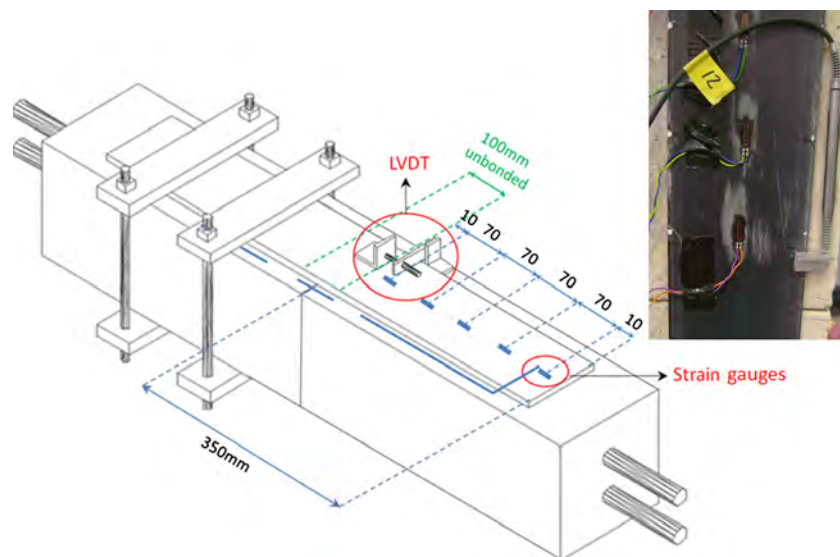


Figura 2.28: Setup di prova (Serbescu *et. al*, 2013)

La rottura ha coinvolto in tutte le prove lo strato superficiale dei prismi, diversificato, per la profondità, nei casi in cui la superficie era maggiormente ruvida (provocando una migliore aderenza). A carichi di trazione elevati sono poi corrisposte fessure nel provino in cls, che però non hanno influito sui risultati. Iniziato lo scorrimento, si stima un livello di carico normalizzato, poiché intervengono importanti cambiamenti nelle tensioni locali e il provino va a rottura rapidamente. Le tensioni aumentano significativamente, oltre il livello elastico previsto, dovute alla flessione della striscia di FRP. Localmente, il rinforzo continua a trasferire il carico e aumenta le proprie deformazioni fino al raggiungimento dell'estremità li-

bera: arriva in questo modo la delaminazione completa. Sembra in generale che il rapporto tra adesione e scorrimento sia uguale in tutte le zone del rinforzo, prima della delaminazione. La distribuzione delle sollecitazioni attraverso le lunghezze di incollaggio degli FRP ha un andamento parabolico; una tipica distribuzione delle tensioni di aderenza mostra in generale due picchi, che si riferiscono alle fasi pre e post delaminazione (Figura 2.29).

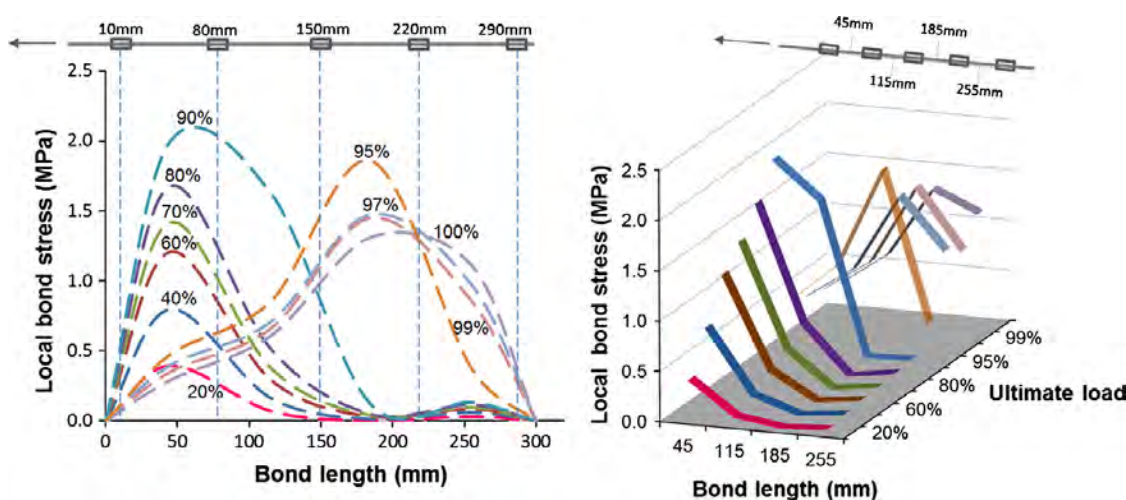


Figura 2.29: Sviluppo locale sollecitazioni legato all'applicazione del carico: 2D (sinistra) e 3D (destra) (Serbescu *et. al*, 2013)

I risultati mostrano come la forza di adesione (locale e media) sia influenzata dalla qualità e rugosità del calcestruzzo. Superfici ruvide hanno permesso di ottenere carichi ultimi quasi doppi prima della delaminazione, influenzando notevolmente la lunghezza di aderenza.

Per quanto riguarda lo studio di substrati in calcestruzzo, si suppone che gli aspetti principali del fenomeno di adesione siano stati compresi e chiarificati, e possono essere riassunti come in seguito:

- incrementando la lunghezza di aderenza del rinforzo, L_b , il carico di rottura P_u continua ad aumentare; superato un certo valore, definito come lunghezza efficace di aderenza, L_e , il carico ultimo non viene ulteriormente influenzato;
- il carico ultimo è direttamente proporzionale allo spessore del rinforzo, b_f ;
- l'energia di frattura G_f e la rigidità assiale del rinforzo per unità di larghezza E_{ff} , data dal prodotto del modulo di Young E_f per lo spessore del rinforzo, mostrano una correlazione positiva con il carico di rottura;
- se la rigidità assiale del substrato risulta sufficientemente maggiore di quella del rinforzo, questa non ha influenza sul carico ultimo.

In merito alle murature, siano esse composte da pietra o mattoni, le sperimentazioni risalgono a periodi più recenti. Ciò è dovuto alla sempre più crescente necessità di consolidamento degli edifici esistenti (la quasi totalità è costruita in

muratura), in particolare in seguito o a prevenzione di eventi sismici. Un metodo efficace per ridurre le vulnerabilità è assunto proprio dall'applicazione di materiali compositi, e la mancanza di normative di riferimento ha portato la necessità di una forte fase sperimentale, in grado di caratterizzare compiutamente il comportamento dell'intervento. Le prove di adesione devono tener conto delle caratteristiche meccaniche delle murature, sicuramente diverse da quelle del calcestruzzo. Questa diversità non permette ad esempio di mandare in compressione il substrato, che potrebbe fessurarsi prima del composito, riducendo la possibilità di utilizzare alcuni setup con il Double-push Shear Test. Altri parametri, come la costruzione geometrica dei provini, l'eventuale presenza di giunti di malta, la scelta delle matrici e dei materiali di rinforzo, costringono ad attuare una progettazione controllata dell'intervento, oltre allo studio approfondito del corretto setup per la sperimentazione. In Briccoli Bati *et. al* (2007), Briccoli Bati e Fagone (2008), Grande *et. al* (2008), Panizza *et. al* (2008), vengono presentate prove di delaminazione su mattone pieno; Faella *et. al* (2009) propone Double-shear Pull-out test per analizzare il comportamento di CFRP e GFRP su quattro diversi campioni di supporto, in pietra naturale e in laterizio. Come parametro fondamentale viene indagata l'energia di frattura, il cui valore risulta fortemente influenzato dalla natura del substrato, mentre la tipologia di composito gioca un ruolo secondario. Camli e Binici (2007) utilizzano laterizi forati come supporto all'applicazione delle fibre; Casareto *et. al* (2003), Subramanian *et. al* (2009), analizzano il comportamento d'interfaccia di compositi applicati su prismi di muratura. Tra gli assetti di prova proposti, si contano prove di flessione realizzate su singoli elementi (Ceroni e Pecce, 2006) o su pannelli murari (Tumialan *et. al*, 2002) anche soggetti a pressoflessione, e test di trazione diretta. L'applicazione diretta della forza di trazione sul blocco, sebbene comporti uno stato tensionale analogo a quello delle strutture reali, comporta alcune difficoltà operative (Ceroni e Pecce, 2006). Più rare in letteratura sono invece le prove di delaminazione con compositi a matrice cementizia. Cancelli *et. al* (2007) esegue alcuni test su supporti murari rinforzati con lamine in SRG/SRP; Briccoli Bati *et. al* (2004) studiano il comportamento di supporti in laterizio rinforzati con CFRCM e GFRCM, secondo le diverse densità dei tessuti applicati; la sperimentazione con FRCM di Focacci e Mantegazza (2009) ha consentito l'individuazione del meccanismo di delaminazione, essenzialmente consistente nella graduale perdita di aderenza tra le fibre e la matrice cementizia, mentre quest'ultima rimane perfettamente aderente al supporto; in Garmendia (2010) sono state presentate prove di delaminazione su rinforzi in fibre di basalto applicate con matrici inorganiche BTRM.

Aiello e Sciolti (2006) hanno analizzato il legame di aderenza tra due tipi di CFRP e supporti murari costituiti da pietre calcaree (tufo di Napoli e pietra leccese), variando la lunghezza di ancoraggio (70 mm, 150 mm), la tipologia di composito e di pietra. Nei Double-lap Shear Test, i campioni sono stati inseriti dentro una scatola metallica e fissati alla macchina di prova, mentre le strisce di fibra sono state fissate all'altra estremità mediante un perno (Figura 2.32). Sono stati studiati i possibili effetti di bordo, variando l'inizio di incollaggio da 0 a 50 mm sui conci di pietra.

Una seconda prova, di taglio diretto, studia l'adesione di una striscia di carbonio, larga 50 mm, tramite una lunghezza di aderenza di 200 mm. Le differenze



Figura 2.30: Prove di trazione CFRCM su muratura (Faella *et. al.*, 2009)

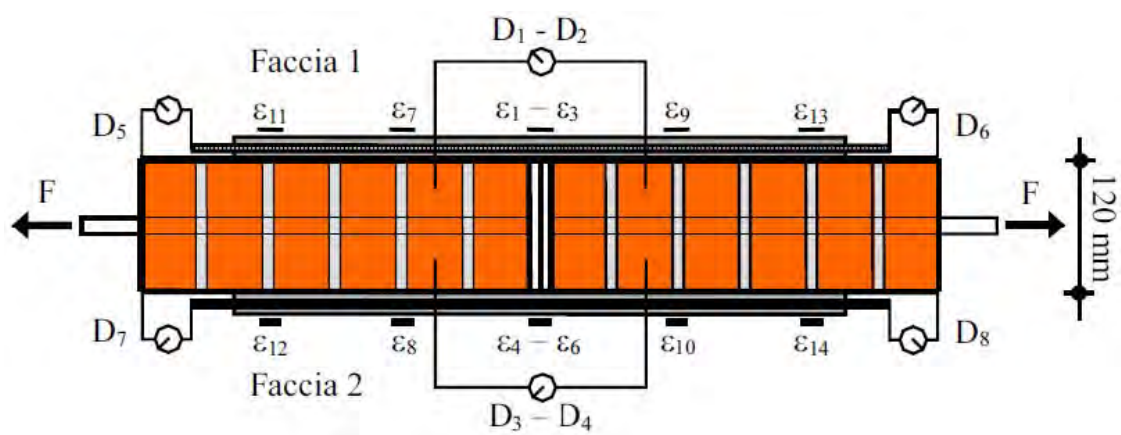


Figura 2.31: Prove di trazione CFRCM su muratura (Focacci e Mantegazza, 2009)

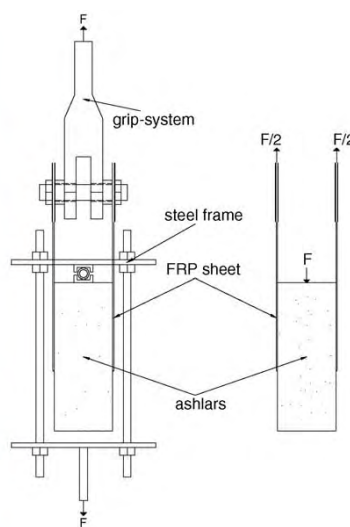
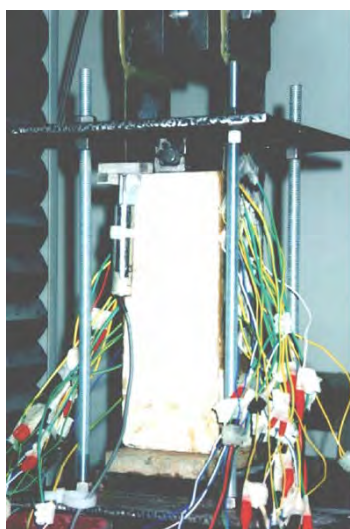


Figura 2.32: Setup di prova (Aiello e Sciolti, 2006)

principali si notano su campioni costituiti da substrati differenti. La rottura con delaminazione e distacco si è verificata in tutti i casi, con perdita di carico improvvisa: avviene un distacco sottile del substrato per la pietra leccese, mentre lo strato diviene più spesso nel caso del tufo di Napoli. La resistenza massima è circa il 50% in più nel caso della pietra leccese. La distribuzione delle tensioni, per bassi carichi, tende ad essere di tipo esponenziale (Figura 2.33). Aumentando i carichi, e in prossimità del carico di rottura, l'andamento diviene irregolare e non lineare, a sottolineare come l'adesione cambi a livello locale.

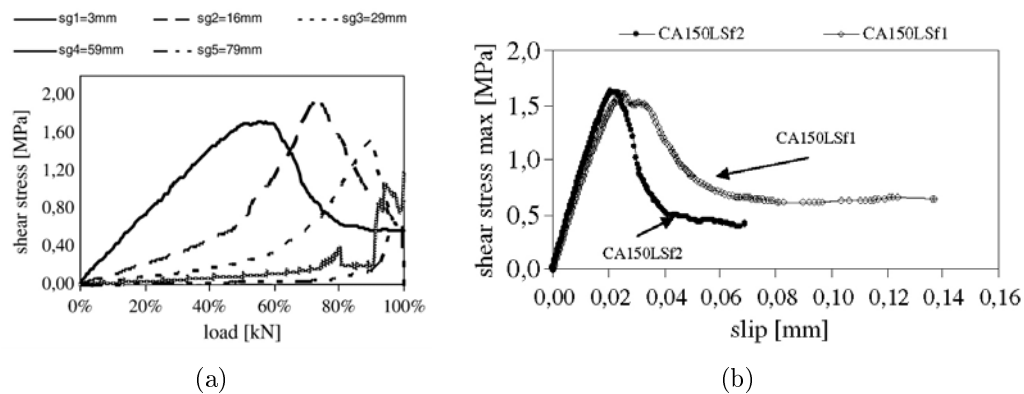


Figura 2.33: Tipiche curve di confronto: (a) sforzo di taglio/carico applicato; (b) sforzo di taglio/scorrimento (Aiello e Sciolti, 2006)

Aiello e Sciolti (2007) analizzano l'aspetto della durabilità, simulando specifiche condizioni climatiche: i risultati sono stati confrontati con i campioni in condizioni standard. Le prove riflettono le esperienze precedenti: la pietra risulta la parte più debole del sistema. L'andamento generale non è ben definito, rispetto ai risultati standard, con una gamma più vasta delle modalità di rottura, legate alle caratteristiche dei materiali coinvolti. La forza di adesione, diminuita, risulta probabilmente collegata alla maggiore deformabilità della zona di interfaccia. Per i provini in tufo giallo di Napoli, l'influenza del trattamento è meno evidente.

Olivito e Zuccarello (2008) hanno effettuato Shear-tearing Test in sito, su edifici in mattoni e pietra naturale, secondo le linee guida CNR DT-200 (2004). Le strisce di FRP applicate presentano uno spessore di 0.174 mm e di 0.114 mm, rispettivamente per quelle di carbonio e di vetro. Lo spessore finale è risultato di 3.2 mm. Per i test è stato utilizzato lo stesso dispositivo delle prove di pull-off, realizzato ad hoc (Figura 2.34). I risultati teorici mostrano una tensione massima di adesione di 0.56 Mpa per il carbonio, e di 0.13 Mpa per il vetro. Questi valori possono essere confrontati con quelli delle prove sperimentali. Le fibre di vetro hanno una resistenza al taglio inferiore; questo risultato è visibile anche nelle modalità di rottura, che coinvolgono la rottura per trazione oltre alla delaminazione.

In Borri *et. al* (2009a) viene studiata l'adesione di compositi in fibra di acciaio immersi in matrice cementizia, con particolare attenzione all'aspetto del degrado/durabilità. Le prove di strappo tangenziale (Figura 2.35) studiano la distribuzione di tensioni tangenziali all'interfaccia tra rinforzo e substrato: i nastri avevano larghezza di 50 mm e lunghezza di ancoraggio di 150 mm.



Figura 2.34: Shear-tearing test su edificio in muratura: (a) attrezzature; (b) modalità di rottura Olivito e Zuccarello (2008)

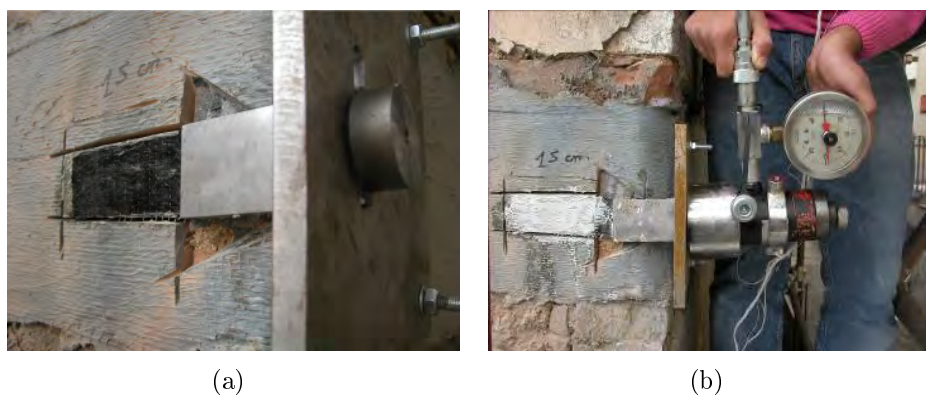


Figura 2.35: Direct Shear Test: (a) dispositivo di ancoraggio; (b) esecuzione prova (Borri *et. al*, 2009a)

Il valore di picco della tensione ottenuto è stato di 2.80 MPa. Le rotture hanno coinvolto l'interfaccia composito/substrato. E' stata determinata la resistenza a compressione del supporto, di 60 N/mm². Il valore minimo di 3.00 N/mm² (5% della resistenza a compressione, da CNR) non è stato raggiunto in nessuna delle prove.

Kwiecień *et. al* (2012) hanno studiato il comportamento di adesione di nastri di CFRP e GFRP su mattoni pieni, a confronto con una tipologia di polimero flessibile applicato come consolidante (Figura 2.36). Le modalità tipiche di rottura per delaminazione, comportano una rimozione di un sottile strato del materiale di supporto (in questo caso laterizio).

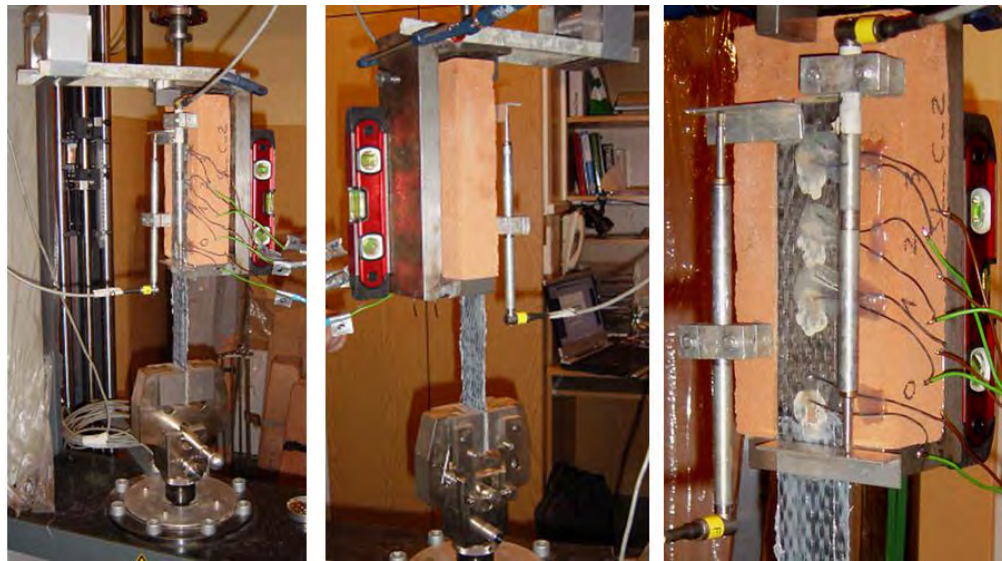


Figura 2.36: Setup prova di taglio singolo (Kwiecień *et. al*, 2012)

Il valore medio della forza finale di adesione, per quanto riguarda gli esemplari di CFRP incollati con polimero PS, è superiore del 40% rispetto agli stessi incollati con resina epossidica (20% nel caso dei GFRP). Questo fenomeno indica che lo strato di polimero PS riduce le concentrazioni di tensioni all'interfaccia fibra/substrato, ridistribuendole sulla lunghezza di incollaggio. Si nota che il polimero adesivo è più flessibile della resina epossidica (40 volte superiore, in base agli 1.8 mm rispetto agli 0.045 della resina): le tensioni tendono a distribuirsi su tutta la lunghezza di incollaggio (160 mm), ampliando superficie e legame di adesione (Figura 2.37).

In Mazzotti *et. al* (2012), sono stati testati dei sistemi formati da GFRP e mattoni d'argilla. I parametri considerati sono la varietà dei supporti (quattro tipi di laterizi) e in secondo luogo l'effetto del giunto di malta, tramite la costruzione di pile da sei mattoni. La malta usata è di tipo commerciale, con resistenza compressione 4.13 MPa e resistenza a trazione 1.05 MPa. Gli FRP comprendono fogli di fibra di vetro unidirezionali, spessi 0.172 mm e larghi 50 mm (densità 430 g/m², resistenza a trazione 2300 MPa, modulo elastico 123767 MPa). La resina epossidica utilizzata presenta resistenza a trazione 30 Mpa, modulo elastico 4500 MPa. Le strisce di FRP hanno lunghezza di ancoraggio di 200 mm, con una distanza relativa di 30 mm dalla fine del mattone, e di 100 mm dalla fine della pila di mattoni, in modo da evitare possibili effetti di bordo. Sono stati eseguiti 16 prove in totale, 8

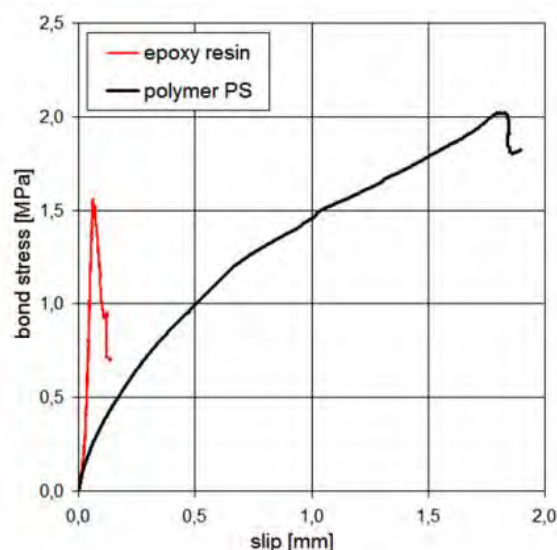


Figura 2.37: Confronto sforzo di taglio/scorrimento per i provini testati prima con resina epossidica e poi con polimero PS (Kwiecień *et. al*, 2012)

sui mattoni e 8 sui pannelli murari. La forza di adesione aumenta all'aumentare della resistenza a compressione dei mattoni, e confrontando le prove su mattone e su pannello, nella maggioranza dei casi i pannelli mostrano un aumento tra il 10 e il 20% dei carichi. Le modalità di rottura rientrano nella delaminazione completa, con relativa asportazione di uno strato di argilla spesso 1-2 mm. Nei pannelli murari, gli strati di malta aderenti alla fibra hanno spessore maggiore rispetto a quelli del mattone, suggerendo una presa meccanica maggiore: il legame più debole crea un senso di discontinuità nelle curve di carico. La delaminazione segue una legge di decadimento pressoché esponenziale, e presenta casistiche relativamente ripetibili.

Panizza *et. al* (2012a) presenta i risultati sperimentali ottenuti mediante una trentina di Single-lap Shear Test, eseguite su 4 tipologie di rinforzo, fibre di vetro, basalto, carbonio e acciaio, incorporate in una matrice di resina epossidica; sono state applicate su pannelli in muratura costituiti da 5 mattoni di argilla resi solidali da 4 giunti di malta. Il comportamento dei diversi compositi è studiato mantenendo costante la lunghezza di ancoraggio (195 mm); solo nel caso dei GFRP, sono state adottate diverse lunghezze di ancoraggio (65, 130, 195 mm). La larghezza delle strisce è mantenuta costante, di 50 mm, mentre quella dei prismi risulta di circa 120 mm. Una lunghezza di 55 mm, rimane libera dall'incollaggio, per evitare effetti di bordo non desiderati. In tutti i casi si è verificata la delaminazione completa dello strato di FRP, con distacco di un sottile strato di argilla e una porzione più spessa di malta. Per lunghezze di ancoraggio di 65 mm, il distacco è stato rapido; per lunghezze di aderenza maggiori, dopo un primo carico di picco, si presenta una nuova fase di stabilità, dove il carico cresce in corrispondenza dei mattoni. I compositi più rigidi, come CFRP e SRP, hanno evidenziato una maggiore resistenza.

Panizza *et. al* (2012b) confrontano i risultati ottenuti attraverso prove di adesione di FRP ed SRP su mattoni pieni (con una faccia liscia superiore e una ruvida e porosa), utilizzando due setup diversi: Single-lap (Figura 2.38) e Double-lap Shear

Test (Figura 2.39). Hanno studiato inoltre il tipo di connessione alla macchina di prova. I test effettuati sono stati 85, dei quali 50 di Single-lap e 35 di Double, ulteriormente divisi a seconda del tipo di bloccaggio, cilindrico o quadrato. I campioni fanno parte di un progetto internazionale, il Round Robin Test RILEM TC 223-MS: i nastri di rinforzo avevano una larghezza di 50 mm e lunghezza di ancoraggio di 160 mm (variabile nel caso dei GFRP). I provini usati nei Double-lap, sono stati riutilizzati per i Single Shear Test. Per quanto riguarda i materiali, sono stati scelti gli stessi utilizzati in Panizza *et. al* (2012a) e in Valluzzi *et. al* (2012), poiché sono parte della stessa sperimentazione.

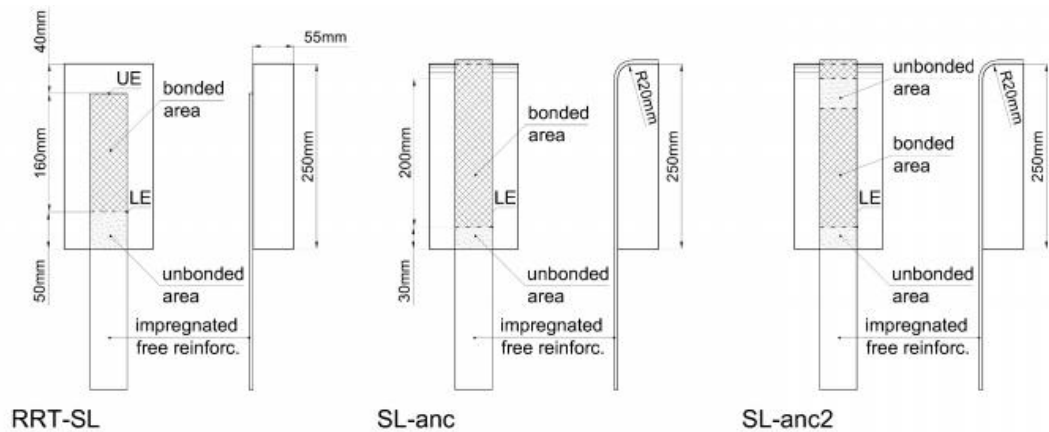


Figura 2.38: Single Shear Test. Da sinistra: configurazione con lunghezza di adesione di 160 mm, campione con ancoraggio incollato all'estremità, campione con lunghezza di adesione di 160 mm e ancoraggio incollato all'estremità (Panizza *et. al*, 2012b)

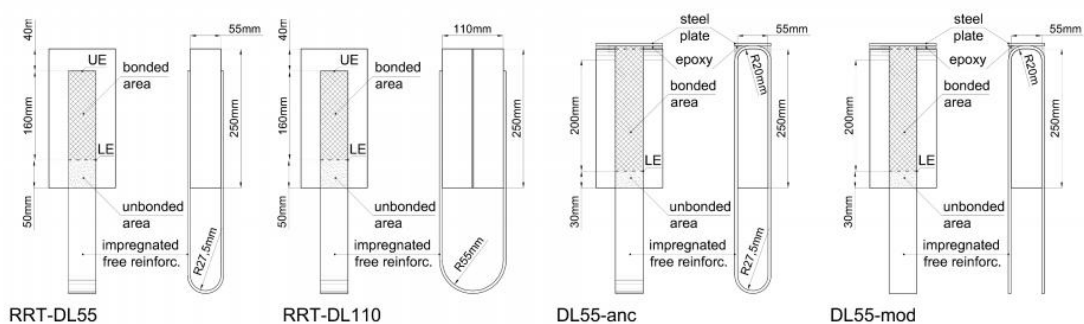


Figura 2.39: Double Shear Test. Da sinistra: configurazione con mattone singolo o doppio e lunghezza di adesione 160 mm, campione singolo con ancoraggio incollato all'estremità, campione simile al precedente ma con sistema di bloccaggio diverso (Panizza *et. al*, 2012b)

Nelle prove di Single-lap, sono stati lasciati 50 o 40 mm non incollati vicino al bordo del mattone. Il margine è stato arrotondato in alcuni provini per realizzare un tipo di ancoraggio diverso (30 mm non incollati). I Double Shear Test sono stati effettuati su mattoni singoli o doppi. L'applicazione dei rinforzi è avvenuta tramite layup bagnato. La rottura avviene per delaminazione brusca del rinforzo e distacco

di uno strato di argilla (maggiore nella faccia posteriore). Nel caso di ancoraggio all'estremità, il rinforzo è più stabile. Il setup singolo si rivela più rigido e più rapido da eseguire; anche i materiali più rigidi (carbonio e acciaio) diminuiscono della metà il tempo di prova, arrivando nello stesso tempo a carichi più elevati. E' necessario prestare attenzione a difetti eventuali dei provini e alla preparazione dei campioni.

Valluzzi *et. al* (2012) presentano i risultati dell'esperienza RILEM 223-MSc, volta a sviluppare una procedura standard per caratterizzare a taglio il meccanismo di adesione di murature rinforzate con materiali compositi. I risultati di 280 prove di Single-lap e Double-lap Shear Test forniscono dati sui meccanismi di rottura, capacità di carico, lunghezza di adesione, comportamento a taglio e scivolamento. Le prove seguono gli standard utilizzati in Panizza *et. al* (2012b), in merito a setup e materiali. I campioni sono stati preparati dagli stessi operatori (Figura 2.40), per ottenere migliori caratteristiche di uniformità (secondo le norme ACI 440.2R-08 (2008) e CNR DT-200 (2004)).

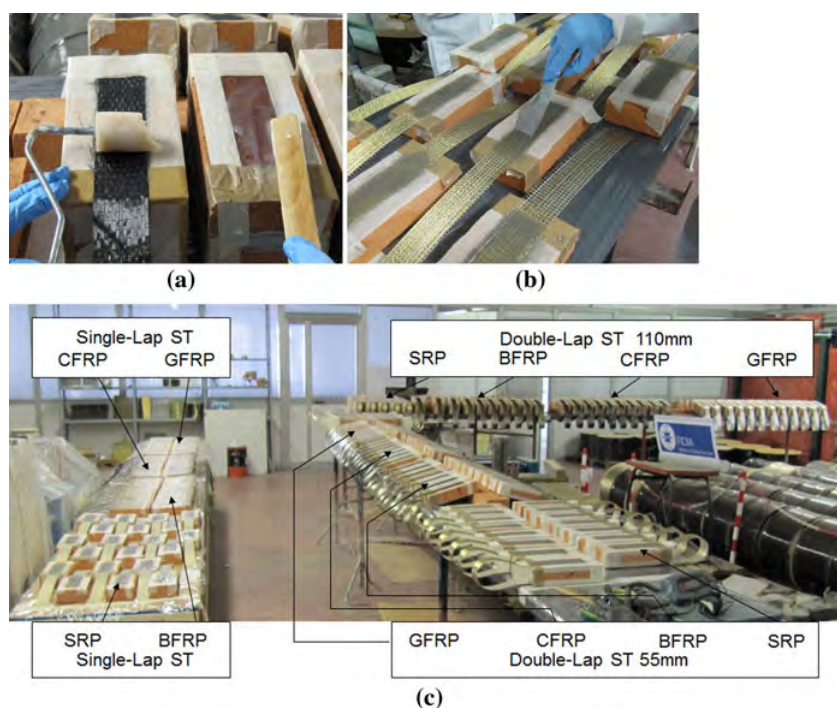


Figura 2.40: Fasi di preparazione dei provini (Valluzzi *et. al*, 2012)

I setup dei Single Shear Test sono stati progettati in ciascun laboratorio, risultando leggermente diversi (alcuni campioni sono stati caricati dal basso, altri dall'alto). Nel caso dei Double-lap, i setup sono stati invece concordati prima della sperimentazione (stabilità, giunti, dispositivi di trazione e geometria dei provini). Indipendentemente dal test, la maggior parte dei campioni si è comportata nello stesso modo, presentando un completo distacco della fibra con relativa asportazione di un sottile strato di laterizio (lungo il tratto di adesione). In alcuni casi, delle fessurazioni hanno coinvolto la parte di substrato in mattoni. In particolare, la delaminazione completa ha coinvolto 243 provini su 280 (87%). I restanti provini

non sono stati presi in considerazione, mostrando rottura anticipata della fibra (27) o anomalie durante la prova (10).

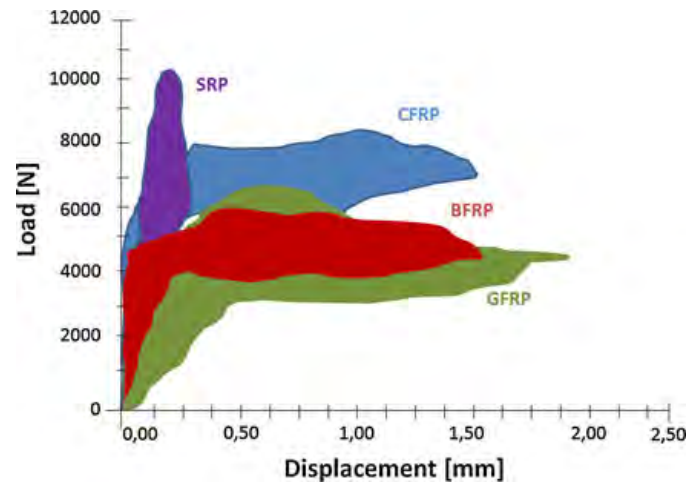


Figura 2.41: Involuppo curva carico/spostamento: confronto dei materiali di rinforzo (Valluzzi *et. al.*, 2012)

La Figura 2.41 mostra un confronto sul comportamento dei materiali di rinforzo. I campioni di GFRP, BFRP, e CFRP presentano andamento simile e spostamenti massimi. I campioni rinforzati con SRP sono caratterizzati invece da forza massima, ma spostamenti molto bassi: il carico non viene distribuito correttamente, poiché la lunghezza di aderenza efficace (circa 120 mm) è superiore a quella adottata. I risultati, in termini di carico di delaminazione, sono in accordo con le normative, sebbene i valori ricavati dai Single-lap siano maggiori di quelli Double-lap. Questo può essere dovuto alla non omogenea distribuzione di carico nella prova di taglio doppio. Valori minori invece possono essere causati da un errato allineamento del carico. I campioni di basalto e vetro, grazie alla loro minore resistenza, sono stati sfruttati maggiormente in termini di prestazioni. Tuttavia, rinforzi più rigidi come il carbonio o l'acciaio, grazie alla loro maggiore resistenza, aumentano il carico di delaminazione.

Cancelli *et. al* (2007) hanno investigato le proprietà meccaniche di SRP ed SRG come materiali di rinforzo, registrando aumenti di resistenza rispettivamente del 31 e del 22% rispetto ai campioni non rinforzati. Tramite alcuni Direct Shear Test (Figura 2.42), è stata analizzata l'influenza della matrice e la densità del rinforzo (4 e 12 corde per pollice) sul comportamento all'interfaccia con il supporto. I campioni di muratura sono stati costruiti utilizzando 5 mattoni. Su due facce laterali opposte sono state incollate due strisce di rinforzo, larghe 75 mm. La lunghezza di aderenza è stata la stessa per tutti i provini, cioè 200 mm, ed è stato lasciato uno spessore di 25 mm non incollato rispetto al bordo.

Sono stati osservati diversi tipi di rottura. Tra questi si denotano la rottura dello strato superficiale del supporto, per taglio, nel caso di SRP ad alta densità, e la rottura per delaminazione dovuta alla matrice cementizia, nel caso degli SRG a densità elevata. Gli SRG a bassa densità hanno comportato di nuovo la delaminazione, ma con elevati valori di slittamento, dovuti alla cattiva adesione con la malta. Gli SRP a bassa densità hanno infine comportato una rottura delle



Figura 2.42: Setup di prova (Cancelli *et. al*, 2007)

fibre, nella parte iniziale non incollata, una volta raggiunta la resistenza a trazione delle stesse. Il tipo di matrice influenza significativamente le capacità di adesione, con incrementi nei carichi finali 1.5 volte superiori nelle resine rispetto alle malte cementizie. La rottura all'interfaccia malta/muratura accade in genere quando le tensioni tangenziali superano la resistenza a trazione della matrice. I campioni costituiti da matrice epossidica sembrano avere una rottura più fragile, probabilmente a causa della maggiore rigidità.

Capozucca (2010) ha eseguito Push-pull Shear Test (Figura 2.43), valutando il comportamento a taglio/scorrimento e l'energia di frattura di alcuni sistemi compositi, formati da fibre di carbonio, vetro e acciaio, su murature storiche.

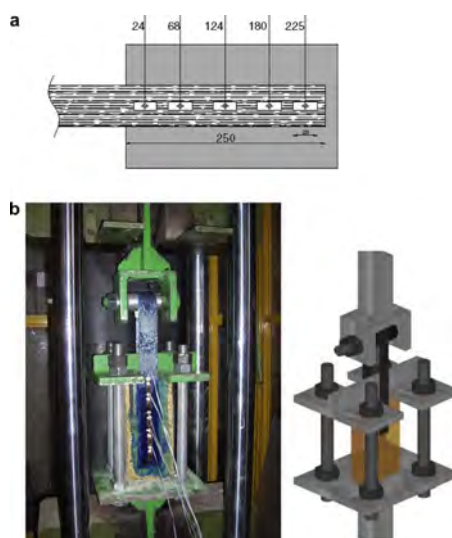


Figura 2.43: Setup Push-pull Shear Test (Capozucca, 2010)

I nastri di fibra, larghi 50 mm, sono stati applicati sulle due superfici opposte

di alcuni mattoni per una lunghezza di aderenza di 250 mm. Modalità di rottura: fessurazione del mattone (per le caratteristiche locali del substrato), delaminazione dei compositi (da 9.00 kN a 25 kN). La delaminazione ha valori di scorrimento di 0.2/0.6 mm, più elevati rispetto ad un confronto sul calcestruzzo. Il valore dell'energia di frattura è invece minore: 0.21/0.52 N/mm.

In Borri *et. al* (2009b) sono state realizzate prove di aderenza su pilastri di muratura in mattoni pieni a due teste, rinforzati tramite nastri SRG (Figura 2.44). Sono state riscontrate delle difficoltà nel trasferimento del carico di rottura per trazione delle fibre di acciaio; alcuni casi hanno portato alla crisi per taglio del laterizio (fenomeno del “peeling”). Si rendono pertanto necessari sistemi meccanici di collegamento e lo studio di differenti densità per i nastri in acciaio.

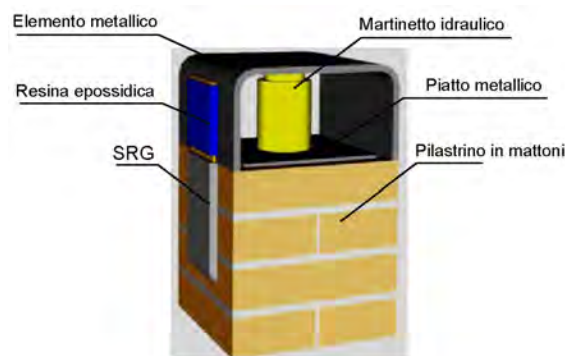


Figura 2.44: Schema di prova (Borri *et. al*, 2009b)

Carbone (2010) ha studiato il fenomeno della delaminazione sulle murature in laterizio, al fine di rilevare l'influenza del giunto di malta sul comportamento complessivo. La sperimentazione ha permesso di ricavare il carico di delaminazione in funzione dello scorrimento globale, la lunghezza efficace di ancoraggio e il legame di interfaccia per le diverse combinazioni con il rinforzo. Sono state condotte (Figura 2.45): 19 Double-lap Shear Test su supporto in laterizio omogeneo, realizzate con rinforzo in SRG (lunghezze di ancoraggio di 55, 220 e 440 mm) e in CFRCM (lunghezze di ancoraggio 55, 110, 165 e 220 mm); 12 prove su supporti in muratura rettilinei e 16 prove su supporti curvi, mantenendo una lunghezza di ancoraggio pari a 310 mm (5 filari di mattoni). Utilizzando compositi a matrice cementizia, le modalità di delaminazione tendono a coinvolgere la matrice stessa e il rinforzo, piuttosto che il primo strato del supporto (si può escludere il collasso delle fibre grazie ad un'attenta progettazione).

Nei rinforzi in SRG (carico maggiore del 15% rispetto alle fibre di carbonio), lo strato di malta di incollaggio si suddivide in due fogli sovrapposti, e il secondo strato viene asportato del rinforzo; ciò è dovuto al superamento della resistenza al taglio della malta, e induce la necessità di ottenere un'interfaccia più resistente. La lunghezza efficace di adesione risulta compresa tra 220 e 280 mm. Per quanto riguarda il CFRCM, l'interfaccia tra fibre e matrice si è mostrata l'elemento debole. La lunghezza efficace risulta compresa tra 165 e 220 mm. La presenza di più strati di tessuto e una maggiore lunghezza di ancoraggio migliorano l'aderenza ostacolando lo sfilamento delle fibre. La presenza del giunto di malta influenza l'evoluzione del danno, rappresentando la zona in cui si innesca la delaminazione

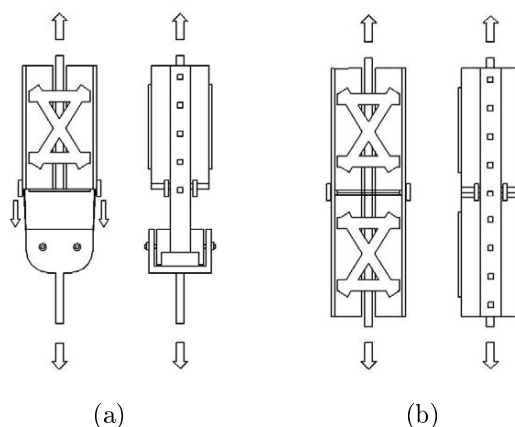


Figura 2.45: Schematizzazione setup di prova (Carbone, 2010)

completa o si localizza la fessurazione della lamina con lo scorrimento delle fibre. L'effetto della curvatura è molto rilevante.

Oliveira *et. al* (2011) trattano il comportamento a trazione e taglio di prismi di muratura rinforzati esternamente con fibrorinforzati in FRP. I compositi scelti, in fibra di vetro, sono i più opportuni da utilizzare per murature che presentano basse caratteristiche di rigidità e resistenza. Le fibre di FRP, orientate perpendicolarmente ai giunti di malta, sono state incollate secondo il procedimento di layup bagnato, e comprendono nastri di carbonio unidirezionali oltre a fibre di vetro bidirezionali. La scelta del substrato è ricaduta su 2 diversi mattoni portoghesi tradizionali (il primo con una resistenza a compressione di 8.8 N/mm^2 e modulo elastico di 1300 N/mm^2 , il secondo con resistenza 9.1 N/mm^2 e modulo elastico di 2040 N/mm^2) e su una malta idraulica premiscelata a base di calce. I prismi sono stati rinforzati con una striscia di fibra di vetro larga 25 mm e lunga 150 mm . Da questo campione di riferimento sono state apportate alcune varianti, per valutare alcuni dei parametri che influenzano il legame di adesione all'interfaccia con la muratura:

- lunghezza di aderenza, di 100 , 150 , 200 mm ;
- materiale FRP utilizzato: fibre di vetro e di carbonio;
- tipologia del sistema di ancoraggio: con spike flessibile inserito sopra la fibra perforata; con barra di FRP di 45 mm di lunghezza e 6 mm di diametro, collocata trasversalmente e incollata sopra la striscia, scanalata in precedenza in prossimità della fine della lunghezza di incollaggio;
- forma del substrato: superficie concava e convessa.

Il dispositivo in acciaio utilizzato era composto da un profilo ad H saldato ad una piastra rigida saldata con barre laterali (Figura 2.46).

I risultati delle prove mostrano che diminuendo la lunghezza di adesione da 150 a 100 mm , si raggiunge un carico a rottura medio inferiore del 28% , mentre passando da 150 a 200 mm l'incremento è solo del 3% . Questo è dovuto al cambiamento nella modalità di rottura, che coinvolge la trazione delle fibre. L'uso di un materiale

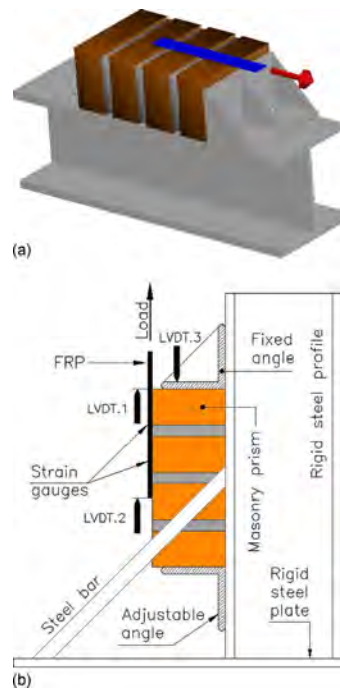


Figura 2.46: Apparato generale di prova; posizionamento strumenti lettura dati Oliveira *et. al* (2011)

più resistente, come il carbonio, aumenta il carico di rottura del 16%. Le diverse tipologie di ancoraggio influenzano la rottura a trazione delle fibre: aumento di carico del 26% nel primo caso; solo del 3% nel secondo. Nel caso di superfici concave, gli esperimenti hanno mostrato una diminuzione del 4% della resistenza media, suggerendo un'influenza marginale delle tensioni normali alla rottura. Per le superfici convesse, la riduzione è stata del 13%, imprevista dai modelli di calcolo.

Carozzi *et. al* (2012) hanno studiato il comportamento di fibre di vetro (con griglia in plastica) applicate con malta cementizia (resistenza a compressione 27.13 N/mm^2 , flessione 8.38 N/mm^2) o a base di calce (resistenza a compressione 2.75 N/mm^2 , flessione 1.03 N/mm^2) su singoli elementi in muratura, tramite Pull-push Double-lap Shear Test. Le matrici sono state quindi messe a confronto con l'utilizzo di resine epossidiche (Figura 2.47).

Sono state scelte diverse lunghezze di aderenza (5, 10 e 15 cm), con larghezze di 3 e 8 cm. Nel caso di fibre di vetro applicate con malta cementizia, l'aderenza ottimale sembra essere di 15 cm, con carico di rottura di 4.06 kN. Utilizzando invece la malta a base di calce, si nota maggiormente l'effetto del mattone. Mattoni storici con superficie irregolare mostrano infatti un carico di rottura più elevato rispetto ai moderni con superficie liscia. L'aderenza ottimale sembra essere di 15 cm, con carico di rottura di 1.73 kN (coinvolge la trazione dello strato di malta), il 45% rispetto alla malta cementizia. Infine, per la resina epossidica, le caratteristiche ottimali sembrano essere: lunghezza di aderenza di 10 cm e larghezza di 6, con carico di rottura di 28.11 kN.

Girardello (2012) ha svolto una campagna sperimentale incentrata su rinforzi a matrice inorganica applicati a mattoni pieni. Il setup utilizzato coincide con il Single-lap Push-pull Shear Test (Figura 2.48): su un'unica tipologia di supporto



Figura 2.47: Shear Test: rottura provino (Carozzi *et. al*, 2012)

sono stati applicati diversi abbinamenti fibra/matrice. Il rinforzo è stato applicato nella parte centrale del mattone mantenendo una zona libera pari a 30 mm in sommità e 20 mm sul fondo; i rinforzi hanno una larghezza media di 60 mm, lo spessore varia in funzione della matrice da 2 a 7 mm, sono state inoltre previste due diverse lunghezze di ancoraggio pari a 200 e 100 mm.

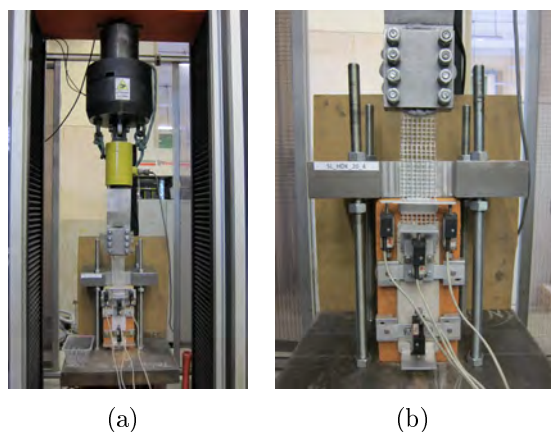
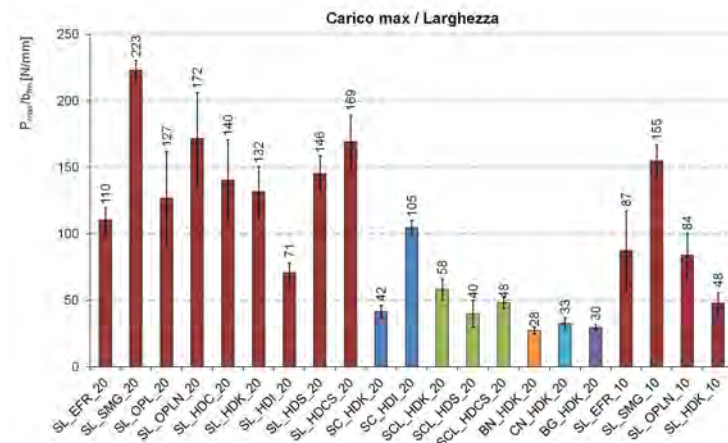


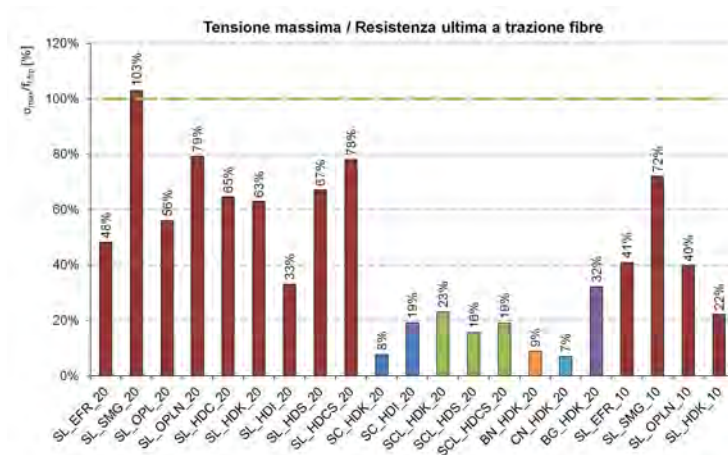
Figura 2.48: Setup di prova per Single-lap Shear Test (Girardello, 2012)

Per i campioni con una lunghezza di aderenza di 200 mm, le fibre di acciaio a bassa densità ottengono buoni risultati con tutte le matrici utilizzate (dal 33% al 103% della resistenza a trazione della fibra), presentando collasso fragile con rottura di un componente del sistema (Figura 2.49). A differenza dell'impiego di resine epossidiche, con le matrici inorganiche le tensioni tangenziali non si ottengono infatti con rotture di tipo coesivo del supporto. Aumentando la densità il collasso si presenta sotto forma di scorrimento delle fibre nella matrice, con rotture duttili, ma resistenze massime molto inferiori. Anche i test realizzati con reti in basalto e carbonio hanno evidenziato dei risultati deludenti con rotture a trazione della fibra a tensioni massime molto inferiori rispetto alla resistenza del tessuto.

I dati elaborati fanno supporre che la lunghezza scelta sia sufficiente per ottenere la massima resistenza a taglio (malte a base di calce non polimero modificate necessitano invece di una lunghezza maggiore). L'utilizzo di malte a base di calce ha portato al raggiungimento di tensioni tangenziali pari al 63% della resistenza ultima a trazione della fibra. Valori maggiori sono stati raggiunti con l'utilizzo di malte polimero modificate (67 e 78%) o nel caso di additivi (102%). Diversamente dal confronto tra le prove di pull-off e le caratteristiche meccaniche delle matrici, non esiste una chiara correlazione nel caso degli Shear Test.



(a)



(b)

Figura 2.49: Risultati ottenuti dagli shear test, mediati su cinque campioni (Girardello, 2012)

Ghiassi *et. al* (2013) indagano gli effetti dell'umidità sul comportamento di adesione della muratura in mattoni rinforzata con FRP, attraverso Single Shear Test (Figura 2.50). L'esposizione all'umidità riduce la forza di adesione dei compositi, consentendo la delaminazione locale. L'effetto degradante varia con le proprietà dei materiali, i trattamenti superficiali e le configurazioni di prova. Dei mattoni di argilla, con bassa resistenza a compressione, sono stati rinforzati con fibre di vetro (tramite layup bagnato) e immersi in acqua per 24 settimane dopo la fase di incollaggio tramite resina epossidica. Per i test sono state ritagliate delle fasce

di fibra larghe 50 mm; la lunghezza di adesione scelta è di 150 mm, con una parte non aderente, vicina all'applicazione del carico, di 40 mm. Ogni quattro settimane di immersione sono state eseguite 5 prove.

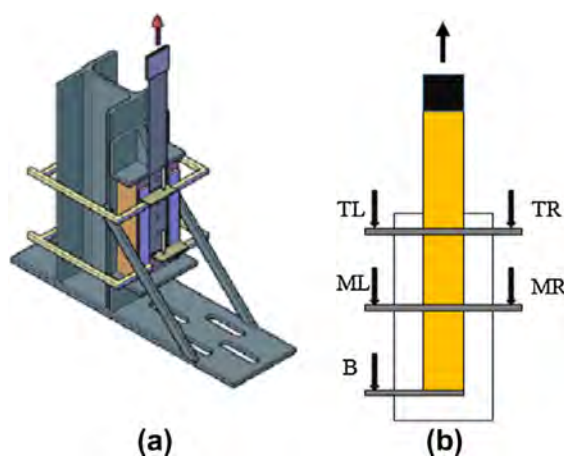


Figura 2.50: Setup di prova (Ghiassi *et. al*, 2013)

Dalle prove si denota lo sviluppo di un comportamento meno fragile, durante i periodi di immersione, con un degrado della forza di adesione. Lo scorrimento, dopo 24 settimane, è stato rilevato di 1.4 mm, rispetto agli 0.6 mm iniziali. Questo conferma la tendenza ad un aumento della lunghezza efficace di adesione. Le variazioni della forza di distacco indicano una diminuzione del 16% nelle prime 12 settimane, fino a raggiungere il 35% dopo 20 settimane. La presenza di acqua all'interfaccia diminuisce l'energia superficiale di aderenza e, di conseguenza, la forza allo strappo. La rigidità di adesione, definita dalla pendenza iniziale della curva adesione/scorrimento, è diminuita in modo significativo nelle prime 8 settimane (il 60%), fino a raggiungere l'80% a fine sperimentazione; questo può derivare dalle proprietà della resina. La rottura osservata principalmente nei campioni è stata di tipo coesivo, con strati di spessore sempre minore fino allo spessore minimo del primer dato all'inizio; la superficie di frattura si sposta all'interfaccia mattone/primer con l'aumento di acqua.

2.2.2.1 Pull-out Test

Per quanto riguarda le azioni tangenziali, oltre ai già largamente citati Shear Test, un altro tipo di prova viene utilizzato per indagare il comportamento di adesione tra rinforzo e substrato. La prova di pull-out analizza infatti la forza di estrazione di una barra o, nel caso in esame, di un "connettore" di materiale composito inserito in precedenza all'interno di un elemento di supporto, sia esso in calcestruzzo o muratura. Applicando un carico in direzione parallela al rinforzo, si creano delle tensioni tangenziali che contrastano il moto estrattivo: il test cerca di comprendere il comportamento del sistema sotto sforzo conosciuto, analizzando l'incremento delle prestazioni rispetto al sistema iniziale non consolidato.

Il metodo di prova nasce per testare i prodotti di ancoraggio applicati al calcestruzzo (UNI-EN 1881 (2007) - Metodo di estrazione); più precisamente tratta lo sfilamento di una barra di armatura di acciaio ancorata in un blocco di cal-

cestruzzo, con l'utilizzo di specifiche resine sintetiche o miscele e l'esclusione di malte per iniezione. Durante la prova si misurano la forza e lo spostamento della barra rispetto al provino; i sensori devono essere ad una distanza di almeno 150 mm dalla barra, e l'aumento di carico di prova deve essere di 1.6 kN/s, fino a rottura. La UNI-EN 12504-3 (2005) (determinazione della forza di estrazione) indica che la misurazione può essere utilizzata per stimare la resistenza a estrazione in sito, per stabilire quando rimuovere forme e puntelli o per effettuare confronti tra i materiali; riguarda un inserto pre-inglobato nel getto costituito da un disco e uno stelo, oppure di un dispositivo simile inserito successivamente per foratura all'interno del calcestruzzo indurito. La UNI-EN 846-2 (2002) riguarda invece la determinazione della resistenza di aderenza di armature prefabbricate per giunti di malta orizzontali. Per gli Stati Uniti sono valide la ASTM E488-96 (2003), sia per supporti in calcestruzzo che per pannelli murari, oltre alle ETAG 020 (2006) e ETAG 029 (2013), più specifiche per i casi di substrato murario, sia che si tratti di singoli elementi che di interi paramenti (Figura 2.51).

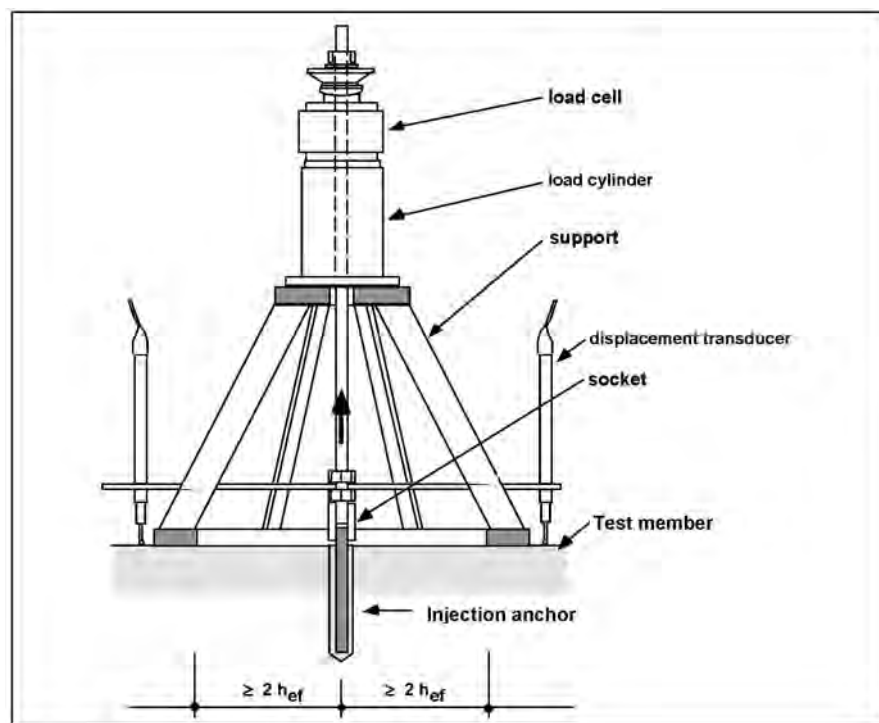


Figura 2.51: Setup prova pull-out non confinata (ETAG 029, 2013)

Come conseguenza, le sperimentazioni che hanno impiegato la prova di pull-out riguardano quasi esclusivamente il campo delle barre in acciaio, anche se applicate come rinforzo delle murature. Soric e Tulin (1989) hanno studiato la tensione di adesione, free-end slip e deformazione di barre (lunghezza di 16 e 32 pollici, diametro 4 e 7 pollici) inserite su muratura in mattoni di argilla o calcestruzzo, tramite l'ausilio di malta, e sottoposte a carichi ciclici e monotonic. La diversa nervatura delle barre e la lunghezza di aderenza hanno contribuito ad ampliare l'insieme dei parametri. Gigla (2004) ha analizzato l'ancoraggio, mediante iniezione, come sistema di consolidamento per le murature storiche. L'elemento in acciaio, inserito all'interno di un anello di malta/cemento (diametro 56 e 76 mm), permette di

trasferire parte della forza di trazione su brevi lunghezze di adesione. 500 prove di pull-out sono state eseguite in sito e in laboratorio su barre filettate in acciaio: i meccanismi di rottura si riferiscono alle diverse interfacce malta/substrato e malta/ancoraggio, ma possono anche presentarsi rotture combinate, tronco-coniche, che comportano aumenti del carico ultimo (Figura 2.52).

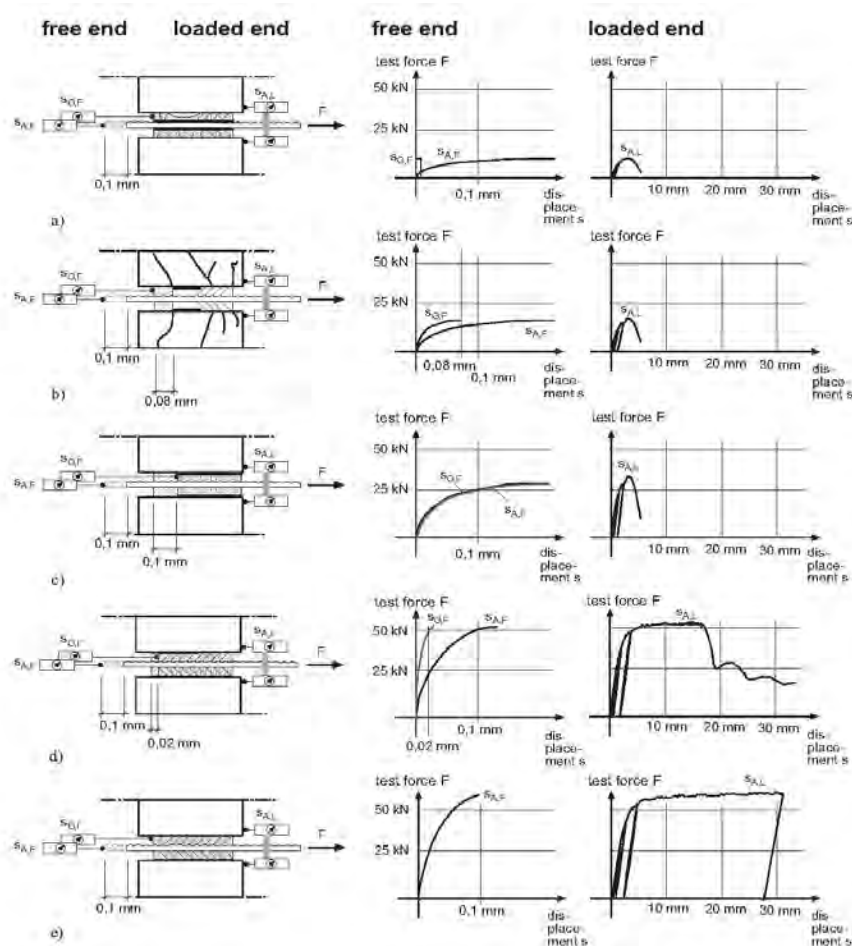


Figura 2.52: Analisi modalità di rottura (Gigla, 2004)

Ulteriori prove eseguite in laboratorio su prismi in muratura hanno studiato l'influenza del giunto di malta, mostrando gli effetti a diversi livelli di carico verticale. In Gigla (2010) viene effettuato un confronto sulla forza di adesione tra muratura e calcestruzzo (Figura 2.53): diventa importante l'influenza data dal diverso assorbimento di acqua, che provoca dei cambiamenti nelle proprietà dei materiali. I provini in c.a. sono state divise in due categorie, in base all'inserimento delle barre pre o post maturazione del calcestruzzo stesso. Le barre presentano diametri di 10 mm (diametro di foratura 30 mm) e diverse lunghezze di aderenza: 150, 200, 250 e 300 mm. Sono state studiate diverse tipologie di malta (rapporti a/c diversi). Durante le fasi di carico si registrano deformazioni elastiche e plastiche delle barre di ancoraggio; le deformazioni plastiche si verificano nel caso in cui, a causa delle forze d'attrito durante la fase di scarico, l'acciaio non ritorna allo suo stato iniziale. La capacità di carico aumenta congiuntamente alla lunghezza di adesione. In

corrispondenza della stessa lunghezza di ancoraggio, le barre incorporate sono più resistenti di quelle iniettate.

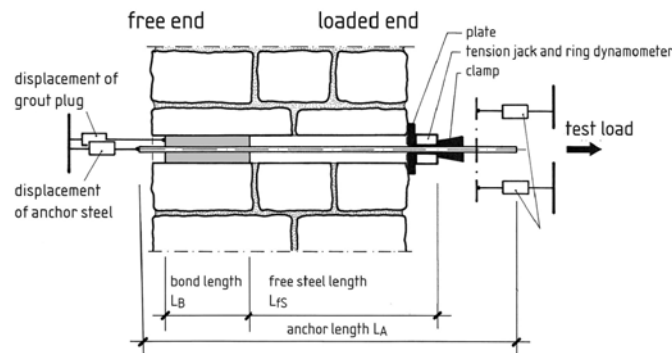


Figura 2.53: Schema ancoraggio delle barre per la configurazione di prova Gigla (2010)

In Du *et. al* (2012) è stato analizzato il comportamento delle murature consolidate con barre d'acciaio, al fine di determinare la resistenza dei pannelli. Le prove di pull-out sono state realizzate in sito su sei edifici diversi. Le barre di acciaio, di diametro uniforme (6 mm), sono state inghisate ad una profondità di 100 mm, con l'utilizzo di un collante strutturale. I campioni sono stati portati a rottura (trazione della barra a 6.6 kN), aumentando progressivamente il carico secondo 6 diversi step e mostrando 3 diverse tipologie: rottura conica della parte di muratura, rottura della barra (carico massimo di trazione) e sfilamento della barra dal supporto. L'aumento di resistenza offerto dalla presenza delle barre d'acciaio risulta meno evidente per il calcestruzzo.

Algeri *et. al* (2010) hanno studiato il comportamento di ancoraggi e malta a base di calce su muratura storica, attraverso una combinazione di tubi di acciaio inseriti dentro una calza di tessuto dove viene iniettata malta a bassa pressione (l'iniezione permette alla calza di adattarsi al substrato, Figura 2.54).



Figura 2.54: Fasi di iniezione delle calze nei fori della muratura (Algeri *et. al*, 2010)

L'elemento di prova è un connettore iniettato con una lunghezza di aderenza approssimativa di due terzi dello spessore del muro; il diametro del foro è circa 3 volte il diametro della barra. Nei test in laboratorio un carico verticale è stato

applicato mediante precompressione (0.2 MPa), mentre in sito sono stati scelti 6 diversi edifici, in pietra e mattoni (Figura 2.55). La rottura prevalente si trova all'interfaccia con il substrato, segno dell'importanza delle proprietà meccaniche di quest'ultimo (Figura 2.56). La rigidità della boiacca cementizia risulta 4 volte maggiore rispetto a quella della malta di calce. La resistenza della malta influenza le prestazioni degli ancoraggi iniettati.

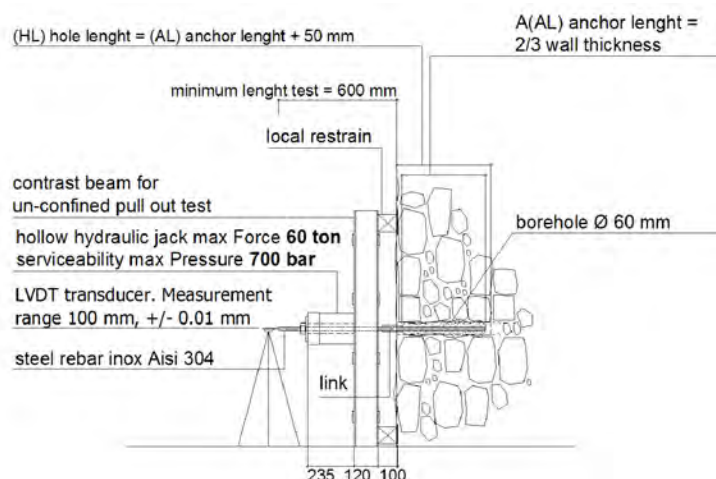


Figura 2.55: Setup prova in sito (Algeri *et. al*, 2010)

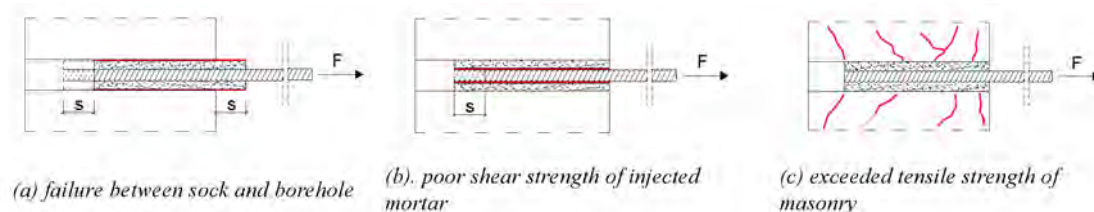


Figura 2.56: Meccanismi di rottura osservati (Algeri *et. al*, 2010)

La NIKER, tra il 2011 e il 2013, ha seguito diverse sperimentazioni al fine di creare dei sistemi di connessione che si basano sulla dissipazione dell'energia per far fronte alle azioni sismiche. In particolare, due campagne si sono occupate delle connessioni tra le pareti di edifici, mediante l'utilizzo di prove pull-out. La prima (NIKER, 2013a) ha studiato la connessione tra due pareti verticali (Figura 2.57), ottenuta con barre in acciaio inserite all'interno di fori praticati nella struttura, iniettati con malta e racchiusi da una guaina in tessuto (la guaina in poliestere permette alla malta di espandersi, adattandosi agli spazi dentro la muratura).

Per effettuare le prove sei barre sono state inserite su ogni pannello autoportante (secondo la UNI-EN 846-2 (2002)), con posizionamento volutamente casuale, per essere rappresentativo del comportamento medio, e a diversi livelli, con una variazione del carico verticale (il carico applicato varia da 0.05 e 0.1 MPa). I pannelli hanno dimensione 1.4 x 0.35 x 1.5 m, con mattoni (220 x 110 x 70 mm con 20 fori verticali e resistenza a compressione di 27.3 MPa) e malta a base di calce idraulica naturale. Le malte sono testate secondo normativa (UNI-EN 772-1 (2002), UNI-EN 772-6 (2002), UNI-EN 1015-11 (2007), UNI-EN 1052-1 (2001)).

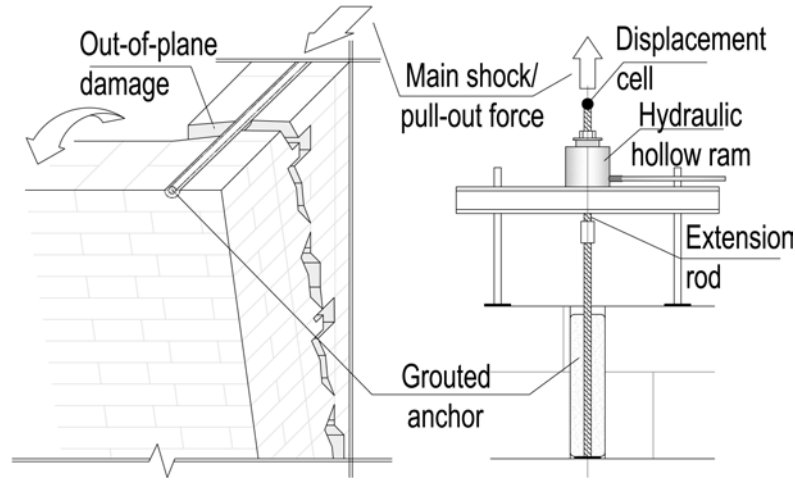


Figura 2.57: Layout di applicazione in sito e simulazione di prova (NIKER, 2013a)

Le barre in acciaio filettato (carico di prova 450 MPa e di rottura 700 MPa) sono lunghe 400 mm, e installate in 80 mm di diametro del preforo eseguito. Il test è terminato quando il substrato presentava danni chiaramente rilevabili, o i trasduttori misuravano spostamenti di 10 mm. Sono state presentate le seguenti modalità di rottura (Figura 2.58):

- perdita di aderenza: tra barre e malta (1a), malta e substrato (1b) o tra i mattoni adiacenti al foro (1c);
- trazione: conica della parte dei mattoni (2a), della barra in acciaio (2b);
- combinazione delle modalità citate.

La rottura principale riguarda la perdita di aderenza tra la malta e il substrato, mentre lo schiacciamento della muratura in prossimità della macchina di trazione può essere causato dal setup di prova. Nelle curve carico/spostamento si nota un caratteristico andamento irregolare oltre un certo carico, dovuto alla barra di acciaio che viene estratta senza un ulteriore aumento di forza (e diminuzione della pressione nel martinetto idraulico). La capacità di carico è stata confrontata con quella ottenuta analiticamente, in base alle proprietà del materiale e alle modalità di rottura (la resistenza a taglio della muratura può essere calcolato in base agli Eurocodici). L'equazione 2.1

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_d \cdot 100 \quad (2.1)$$

analizza la forza di adesione, con $f_{vk0} = 0.24$ MPa (taglio muratura) e σ_d compressione verticale. La sola differenza di carico verticale sembra avere un impatto elevato. I risultati sperimentali sono del 70% superiori a quelli analitici (pensati come un limite inferiore, Figura 2.60). Le curve, vedi Figura 2.59, presentano alcuni aspetti ricorrenti: si può notare una transizione tra la fase elastica ad una non elastica (dovuta presumibilmente a movimenti relativi degli elementi del substrato e ad una prima fase di rottura all'interfaccia), il raggiungimento di carichi e spostamenti massimi (fase non orizzontale, il sistema presenta ancora capacità

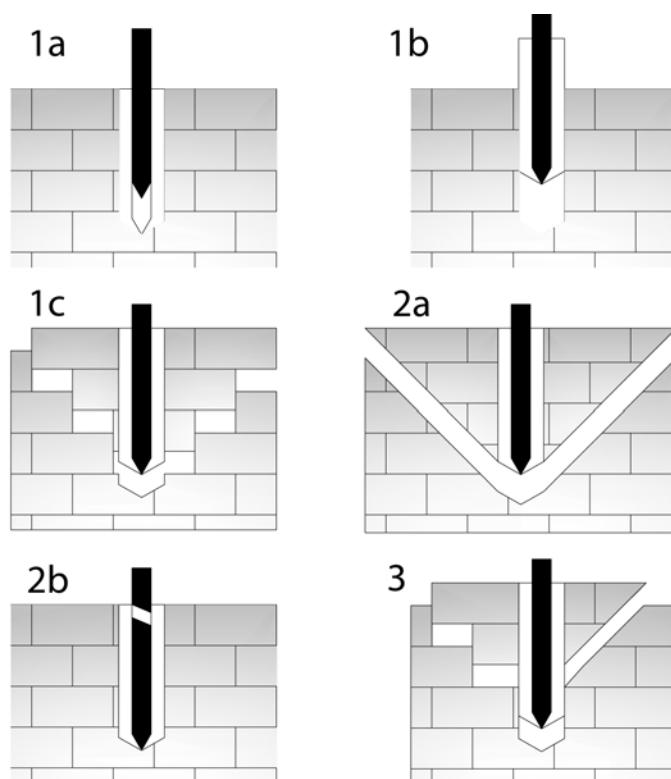


Figura 2.58: Modalità di rottura possibili per barre di acciaio ancorate su muratura sottoposte a sforzo assiale (NIKER, 2013a)

di resistenza) fino a rottura. Nel caso di maggiore compressione verticale, le prove registrano un ulteriore aumento della rigidità del sistema (e maggiore carico massimo).

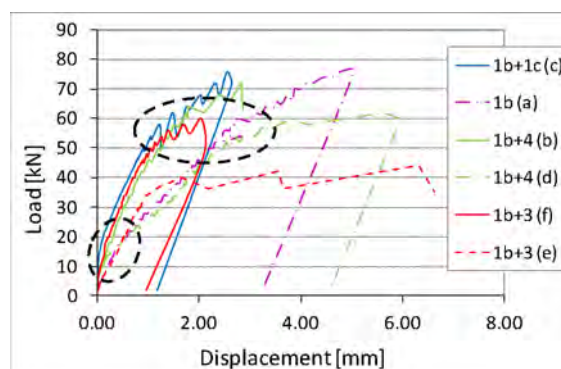


Figura 2.59: Tipiche curve carico/spostamento (NIKER, 2013a)

Un'analisi di regressione si è tradotta in un'equazione (2.2), per descrivere il comportamento delle barre:

$$F = -4.1 \cdot u_2 + 31.48 \cdot u + 9.37 \cdot 100 \quad (2.2)$$

con F forza di pull-out e u spostamento massimo. Resta evidente comunque che le proprietà locali della muratura impediscono una più corretta interpretazione del problema. Le capacità di carico medio raggiunte sono state di 55 kN (cov 15%); le

Anchor No	Pull-out capacity calculated from $f_{v_{k,0}}$ [kN]	Pull-out capacity calculated from f_{v_k} [kN]	Measured									
			A		B		C		D		E	
			kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm
a	21	46	16	0.3	60	2.8	66	3.84			76	5.05
b			42	0.9	64	1.8	62	2.09			72	2.82
c			22	0.1	54	1	54	1.57			71	2.63
d		24	10	0.1	58	3.3	60	5.98	-	-		
e		24	34	0.9	40	1.6	35	6.62	-	-		
f			18	0.1	52	1.1	55	1.81	47	2.07		
		Average	23.67	0.41	54.67	1.93	55.33	3.65			73.00	3.50
		CoV (%)	51	95	15	47	20	61			4	38

Figura 2.60: Sintesi di confronto tra dati sperimentali e analitici (NIKER, 2013a)

rottture di tipo conico non accadono facilmente, dato che il materiale di substrato si rompe a flessione piuttosto che a taglio.

La seconda campagna sperimentale (NIKER, 2013b) ha riguardato 31 prove di estrazione su barre in acciaio inox e GFRP collocate in fori iniettati con malta, su pareti in blocchi di terracotta. Sono state utilizzate tre diverse tipologie di substrato (Figura 2.61), per analizzare la compatibilità con i materiali e diverse lunghezze di infissione (35, 38 e 41 cm). Gli stessi test, effettuati in precedenza con resina epossidica (Ziegert, 2010) hanno provocato rottture per mancanza di adesione tra resina e substrato: le barre avevano lunghezza 110 mm, e i carichi ottenuti sono variati da 1.2 a 8 kN, presentando rottture coniche molto superficiali; questi risultati sono stati usati come confronto. Il diametro dei fori è stato mantenuto costante, di 30 mm, mentre le barre avevano diametro 10 mm, con nervature costanti. In alcuni campioni sono stati inseriti tre bulloni, per registrare un eventuale miglioramento nelle prestazioni. Le modalità di rottura sono state di due tipi, all'interfaccia tra malta e substrato (per perdita di adesione) oppure tra malta e barre d'acciaio. Il legame di aderenza è influenzato dalla presenza dei bulloni e dalla pressione di iniezione della malta; anche la qualità del materiale di substrato influenza la resistenza di prova.

Sebbene la prova di pull-out riguardi principalmente l'ancoraggio di barre d'acciaio e sia normata per l'applicazione su calcestruzzo, recentemente alcuni ricercatori hanno studiato l'aderenza degli FRP mediante questo tipo di test. Banholzer *et. al* (2006) è forse il primo ad analizzare il comportamento della fibra da un punto di vista microscopico, studiando differenti tecniche e procedure di prova per determinare le proprietà dei TRC, le loro caratteristiche di aderenza al substrato e l'effetto di diverse combinazioni di materiale. I test di pull-out sono stati condotti su fibre di vetro accoppiate ad una malta cementizia a grana fine. Si è ottenuto che l'adesione tra la matrice cementizia e le fibre è controllata da un forte legame d'interfaccia tra i filamenti più esterni del trefolo e la malta ("rottura telescopica") e dallo scorrimento dei filamenti più interni, fenomeno influenzato dal modo casuale e non prevedibile con cui la matrice penetra ad avvolgere i singoli filamenti. Lo stato dell'arte in merito a questa prova, applicata su materiali compositi, risulta pressoché inesistente. Solo un altro esempio è fornito da Ozbakkaloglu e Saatcioglu (2009), che hanno sperimentato degli ancoraggi in FRP, utili a evitare la delaminazione delle strisce di compositi dalle pareti di cls (EBS). Sono stati testati connettori in carbonio per un totale di 81 focchi, sotto carico monoassiale (Figura



Figura 2.61: Esecuzione del test su parete in muratura (NIKER, 2013b)

2.62). I parametri includono la lunghezza, il diametro e l'angolo di inclinazione della barra, oltre alla resistenza a compressione del calcestruzzo. I connettori sono composti da una barra di rinforzo o un tirante filettato inserito in un foro effettuato in precedenza nel substrato del c.a. e fatto aderire mediante adesivi come resine, poliestere, colle viniliche. Il funzionamento dipende dal trasferimento delle tensioni di carico dall'elemento al calcestruzzo.

I fiocchi analizzati presentano diametro di 12.7, 15.9 o 19.1 mm e lunghezza di ancoraggio variabile da 25 a 100 mm; sono stati inseriti in cilindri di calcestruzzo, di tipo normale (resistenza a compressione 27 MPa) e ad alta resistenza (50 MPa). Le lunghezze di adesione sono state progettate per prevenire la rottura diretta a trazione delle fibre, tra 25, 50, 75 e 100 mm. Le larghezze sono diversificate in relazione al diametro del foro (140, 220, 300 mm). 8 provini sono stati infine inseriti con un certo angolo di inclinazione, tra i 15° e i 45°.

L'estrazione dei connettori ha coinvolto la maggioranza dei provini testati (Figura 2.63), nella forma di estrazione conica del c.a. (lunghezze di ancoraggio minori, di 25 mm), o di combinazione tra rottura del calcestruzzo e scorrimento del connettore (lunghezze di ancoraggio maggiori, 50, 75 e 100 mm). La profondità del cono di calcestruzzo estratto diminuisce all'aumentare della lunghezza di aderenza. La forza di aderenza tende a diminuire all'aumentare del diametro di ancoraggio e del tratto di inserzione; non è significativamente influenzata dalla resistenza del calcestruzzo, a causa della rottura all'interfaccia con la resina. La fessurazione del calcestruzzo è avvenuta in alcuni casi, sottolineando come la tensione causata dal

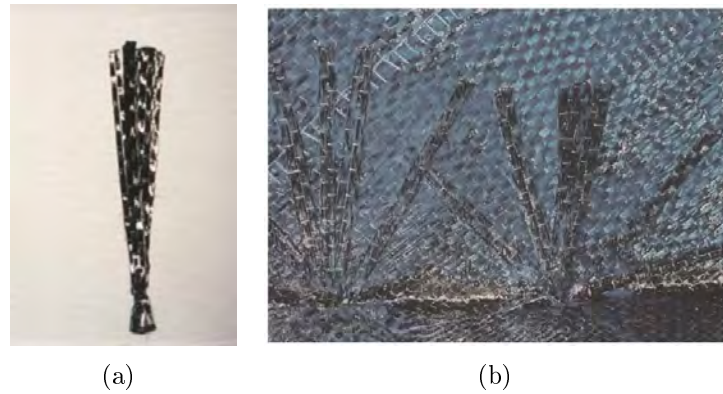


Figura 2.62: Barre di ancoraggio in FRP (a) prima e (b) dopo l'inserimento nel substrato (Ozbakkaloglu e Saatcioglu, 2009)

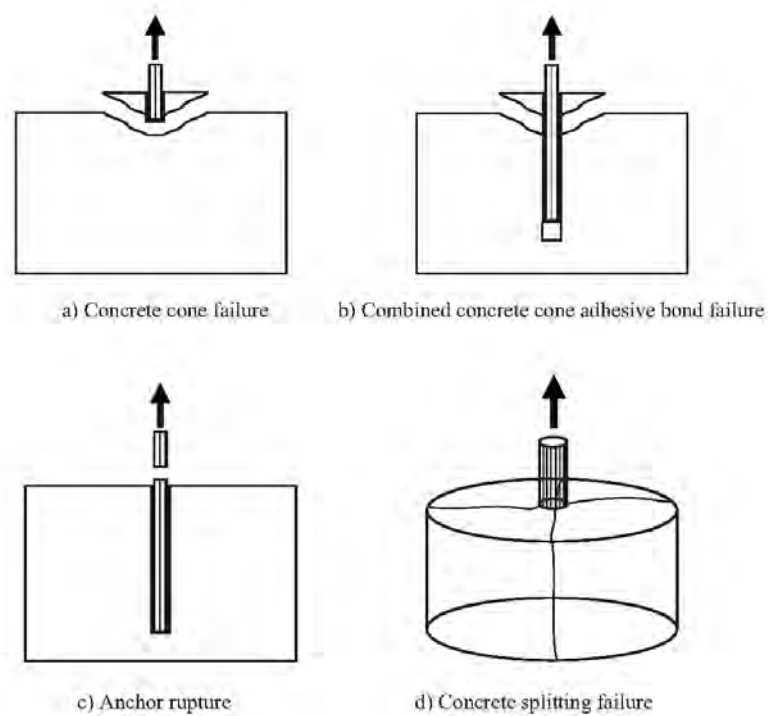


Figura 2.63: Modalità di rottura osservate (Ozbakkaloglu e Saatcioglu, 2009)

trasferimento delle forze fosse maggiore della resistenza a trazione del materiale: per evitare tale rottura, il diametro dei cilindri è stato aumentato da 200 a 270 mm. Nel caso di ancoraggi inclinati, la rottura è avviata dallo schiacciamento parziale della sezione di calcestruzzo, con una profondità di 20-30 mm; questo comporta una riduzione del carico ultimo. I risultati mostrano un'elevata resistenza all'estrazione, e quindi alla delaminazione degli FRP; la forza di adesione media registrata varia dai 10 a 15 MPa, a seconda del diametro e della lunghezza di ancoraggio.

2.2.3 Applicazione dei compositi per il rinforzo di elementi strutturali

Gli FRP sono da tempo utilizzati per il rinforzo strutturale. Due campagne di prove a flessione su travi in c.a. rinforzate con FRP sono state condotte da Kim *et. al* (2005). Nella prima campagna sperimentale sono state testate sei travi caratterizzate da diversa larghezza dello strato SRP. Nelle travi rinforzate si sono osservati incrementi della capacità portante sino a più del 53% e modalità di rottura pseudo-duttile. Anche per la seconda indagine sono state testate sei travi, alle quali sono state applicate diversi tipi di compositi CFRP e SRP; i risultati confermano una modalità di rottura duttile per tutte le travi, con aumento del 25% per il carico a snervamento e del 42% per il carico ultimo. Indagini su travi in c.a. rinforzate a flessione con SRP sono state portate a termine da Casadei *et. al* (2005), Prota *et. al* (2006), i cui risultati sperimentali hanno fornito informazioni importanti circa le prestazioni delle travi rinforzate in termini di resistenza, deformazioni e modalità di fallimento. Per quanto riguarda i rinforzi con matrice cementizia sono ancora relativamente pochi i contributi che riguardano il loro comportamento. Lo studio presentato da Mantegazza e Barbieri (2002) tratta dell'impiego di un sistema composito strutturale fibroso in matrice cementizia. Sono state condotte prove a compressione diagonale su pannelli in muratura rinforzati con FRCM, da cui risultano dati sperimentali che evidenziano un incremento medio del carico massimo del 50% nel caso di pannello rinforzato unilateralmente con singolo strato di FRCM, del 170% nel caso di pannello rinforzato unilateralmente con doppio strato di FRCM, del 250% nel caso di pannello rinforzato bilateralmente con doppio strato di FRCM. Anche Faella *et. al* (2010), in seguito a prove di compressione diagonale su pareti in muratura di tufo, valuta un incremento della resistenza dei pannelli rinforzati con CFRM. Altre ricerche mettono a confronto le performance di sistemi di rinforzo a matrice inorganica e organica. In Wobbe *et. al* (2004) sono state sottoposte a prova di flessione quattro travi, di cui una di controllo, rinforzate con SRG e SRP. Le tre travi rinforzate con SRG e SRP sviluppano un livello di resistenza massima superiore a quello dell'elemento di controllo. Il comportamento ultimo di travi in c.a. rinforzate a flessione con materiali compositi è stato studiato anche da Prota *et. al* (2004). Il programma sperimentale ha previsto prove a flessione su 10 travi in spessore, di cui una trave di controllo, due rinforzate con CFRP, quattro rinforzate con tessuto in acciaio ad alta densità incollato con resina epossidica, e tre rinforzate con tessuto in acciaio a bassa densità impregnato con malta cementizia. La modalità di rottura di tutti gli elementi, ad eccezione della trave di controllo, è per delaminazione del rinforzo; tuttavia l'uso di CFRP

consente un aumento di resistenza più significativo rispetto a quello ottenuto per l'uso dei tessuti in acciaio impregnati sia con resina che con malta cementizia. In Di Tommaso *et. al* (2007) è stato posto a confronto l'incremento di resistenza ottenuto con compositi CFRCM rispetto a quello ottenuto con CFRP. L'osservazione del collasso ha mostrato un minor incremento di resistenza nelle travi rinforzate in CFRCM associato però ad un incremento della duttilità dovuto alla modalità di delaminazione che si manifesta all'interno della matrice, piuttosto che nello strato di supporto prossimo all'incollaggio. Huang *et. al* (2005) presentano una ricerca finalizzata alla dimostrazione dell'efficacia di SRP e SRG. Tale efficacia è valutata su strutture esistenti per gli SRP, mentre le prestazioni SRG sono state studiate su travi in cemento armato preparate in laboratorio. Si dimostra che entrambi i compositi migliorano significativamente la resistenza dei componenti in calcestruzzo, quindi SRG e SRP risultano idonei per applicazioni pratiche.

Numerose ricerche sul comportamento fuori piano di pannelli murari rinforzati con compositi si sono sviluppate a partire dalla sperimentazione di Triantafillou (1998), dove veniva analizzata la flessione fuori piano, nel piano e il taglio di pannelli rinforzati con CFRP. Nello stesso anno Gilstrap e Dolan (1998) hanno realizzato un programma di prove a flessione su quattro punti orizzontali eseguite per sei pannelli di muratura rinforzati con AFRP e CFRP. Le conclusioni ottenute da queste prime sperimentazione sono risultate molto incoraggianti perché si è dimostrata l'efficacia del rinforzo di FRP. A seguito di queste ricerche si sono affiancati gli studi di Silva *et. al* (2001), Albert *et. al* (2001), Hamoush *et. al* (2002), e Kiang Hwee e Patoary (2004), Galati *et. al* (2006). Successivamente si è studiato il comportamento dei campioni sottoposti a flessione su tre punti in orizzontale utilizzando cicli di carico (Papanicolaou *et. al*, 2007), l'importanza di questa ricerca sta nell'utilizzo di TRM oltre a i classici FRP. Da questi test, si concluso che il rinforzo con matrice cementizia consente un sostanziale aumento di resistenza e di deformabilità; questo beneficio è tanto più grande quanto maggiore è il numero di fibre.

Per quel che riguarda il rinforzo di archi e volte, sono state sperimentate sei volte in muratura rinforzate con strisce di GFRP e di CFRP. I risultati hanno precisato l'aumento nella resistenza e nella duttilità delle volte rinforzate e l'influenza sulla resistenza ultima della larghezza delle strisce e del legame fra il laminato e la muratura (Valluzzi *et. al*, 2001). In Badalà *et. al* (2009) è illustrata una procedura di analisi limite, per il calcolo della capacità portante di volte a botte rinforzate con CFRP. Uno studio sperimentale ed analitico è stato effettuato su modelli di archi in muratura con differenti configurazioni di rinforzo tramite strisce in fibra di carbonio CFRP (Briccoli Bati *et al.* 2007). L'analisi sperimentale effettuata ha permesso di valutare sia l'efficacia delle differenti configurazioni di rinforzo che l'affidabilità dei modelli analitici proposti per il calcolo del carico di collasso della struttura, oltre all'aumento nel carico, nella rigidezza e nella duttilità al collasso degli archi in muratura una volta rinforzati con le strisce di CFRP. Nel lavoro di Basilio *et. al* (2005) è stata focalizzata l'attenzione sul comportamento degli archi in muratura di laterizio, rinforzati con strisce in fibra di vetro (GFRP). I risultati sperimentali ottenuti mostrano come il rinforzo in GFRP utilizzato per queste

indagini produce un sensibile miglioramento nelle prestazioni della struttura rispetto alla stessa non rinforzata. Sono state effettuate prove sperimentali su archi e volte anche con compositi con matrice cementizia e fibre di carbonio (CFRCM) (Jasienko *et. al.*, 2009). In Briccoli Bati *et. al.* (2007) sono stati impiegati tessuti di vetro applicati con malta cementizia (GFRM) su tutta la superficie di intradosso dell'arco riscontrando un incremento della capacità portante, senza un'alterazione del cinematismo di collasso tipico dell'arco non rinforzato. È stato indagato anche il comportamento di archi rinforzati con fibre di basalto annegate in matrice cementizia (BTRM), convalidando la semplicità dell'applicazione di BTRM, anche su supporti di forma che hanno una forma complessa e l'efficacia di questo sistema di rinforzo che porta ad un miglioramento del comportamento meccanico della struttura in termini di resistenza e deformazione. In Borri *et. al.* (2009c) sono state comparate le prestazioni di SRP e SRG applicati a strutture ad arco in muratura, da cui ne risulta che i materiali compositi SRP/SRG hanno determinato un significativo incremento della capacità portante sia nel caso di applicazioni estradossali che in quello di applicazioni intradossali; inoltre nelle applicazioni intradossali, l'impiego della matrice cementizia ha garantito le migliori prestazioni in termini di capacità portante, consentendo una migliore redistribuzione delle tensioni tra il laminato e la corteccia muraria.

2.3 Durabilità

Gli studi sulla durabilità dei materiali compositi in campo edile ricoprono oggi un ruolo particolarmente importante; infatti, si è verificata una grande diffusione di materiali compositi a causa delle ottime prestazioni meccaniche da loro dimostrate in vari test, ma si è spesso tralasciato di verificare l'efficacia temporale di tali prestazioni. Soltanto negli ultimi 10 anni hanno iniziato a svilupparsi alcune sperimentazioni finalizzate alla conoscenza degli effetti negativi dovuti all'ambiente; in particolare si presentano qui in seguito alcuni importanti studi legati agli effetti ambientali sull'aderenza composito-substrato. In Chin *et. al.* (1998) viene condotta una sperimentazione con lo scopo di caratterizzare l'assorbimento e il trasporto di liquidi attraverso tre film costituiti da tre matrici di materiale composito differenti: resina epossidica, isopolyestere e vinilestere. Sono stati immersi sei provini per ogni specie in tre liquidi diversi: acqua distillata, soluzione salina ed una soluzione cementizia, al fine di simulare le condizioni alcaline che si sviluppano all'interno del cemento. Le immersioni sono state fatte secondo due diverse temperature ambientali: 22° C e 60° C. Dai risultati si è concluso che la resina epossidica alla quale corrisponde il più alto valore dell'equilibrio di massa e di solubilità presenta il minor valore del coefficiente di diffusione.

Così come l'acqua, anche la temperatura gioca un ruolo fondamentale per quanto riguarda la durabilità del legame d'aderenza tra composito e substrato. La temperatura di transizione vetrosa T_g è una temperatura limite, oltre la quale si ha un crollo delle prestazioni del composito FRP. Il raggiungimento di quest'ultima comporta il rammollimento della matrice (resina epossidica) ed un conseguente indebolimento del legame di aderenza nonché un calo della capacità portante dell'intero materiale composito (30-40 %). Camata *et. al.* (2007) valutano l'influenza

delle alte temperature sul comportamento di debonding tra FRP e cemento armato. I test compiuti in laboratorio sono stati svolti considerando temperature comprese tra 40° C e 120° C, esaminando tre tipi diversi di resine epossidiche aventi diverse temperature di transizione vetrosa. La sperimentazione consiste in un totale di 20 double-lap shear test su provini il calcestruzzo rinforzati con CFRP. I risultati delle prove evidenziano due modalità principali di rottura: coesiva all'interno del calcestruzzo e adesiva all'interfaccia; oltre le temperature di transizione vetrosa delle resine nella matrice si verificava l'effetto di softening, che comporta il trasferimento del carico alla sola fibra.

Anche temperature inferiori allo zero potrebbero risultare pericolose, infatti gelano l'acqua presente nei vuoti superficiali del substrato e nell'interfaccia FRP-substrato, generando fenomeni espansivi che potrebbero portare alla delaminazione. Le ricerche compiute per valutare il comportamento d'aderenza a diverse temperature sono limitate e spesso offrono risultati discordanti. Silva e Biscaia (2008) hanno eseguito prove a flessione e pull-out test per analizzare gli effetti dei cicli di gelo-disgelo su campioni di travi rinforzate esternamente con GFRP o CFRP. I campioni sottoposti a cicli di gelo-disgelo hanno mostrato una riduzione della capacità di carico. Colombi *et. al* (2010) presenta i risultati di una sperimentazione avente lo scopo di valutare il legame di aderenza tra strisce di CFRP e applicati a prismi di calcestruzzo. Sulla base delle raccomandazioni ASTM alcuni campioni sono stati esposti a 100 o 200 cicli di gelo-disgelo, da -18° C a +4° C, per una durata di circa 5 ore ciascuno, permettendo di analizzare il legame di aderenza a seguito di un'esposizione ad ambiente aggressivo. In questo caso risulta che i cicli termici sembrano non influenzare sensibilmente il valore della forza di adesione per i provini rinforzati con CFRP. Risultati simili sono stati ottenuti anche da Toutanji e El-Korchi (1999), che hanno svolto una sperimentazione sulle prestazioni a trazione di provini rinforzati con CFRP sottoposti a 300 cicli di gelo-disgelo; tali provini non hanno presentato alcuna riduzione significativa nella resistenza a causa dell'esposizione ai cicli termici.

La concomitanza di umidità ed elevate temperature in concorrenza ai normali carichi applicati ha un'influenza consistente sulla durabilità dell'aderenza; in generale tutte le proprietà resistenti calano all'aumentare del livello di umidità e temperatura. La sperimentazione di Myers e Ekenel (2004) è focalizzata proprio nella valutazione dell'effetto dell'umidità superficiale, dell'umidità relativa e della temperatura sull'aderenza tra calcestruzzo e rinforzo in CFRP. A tal proposito sono state effettuate test di pull-off e prove di flessione. Il trend generale dei risultati delle prove di pull-off eseguite sui provini sottoposti a cinque differenti situazioni di umidità, mostra come le prestazioni dell'aderenza diminuiscano all'aumentare della percentuale di umidità relativa; ciò accade sia in termini di tensione allo strappo che in termini di tipologia di rottura. Per quanto riguarda la temperatura si è osservato che per temperature inferiori allo zero, l'impregnazione risultava difficoltosa, mentre per le temperature superiori ai 40° C non ci sono state grosse difficoltà nell'applicazione, dato un più veloce indurimento da parte dell'adesivo. Aiello e Sciolti (2007) analizzano il comportamento all'interfaccia FRP-muratura in termini di durata sotto specifiche condizioni ambientali, simulate in laboratorio con l'utilizzo di una camera climatica a 40° C e 90% di umidità per circa sei mesi.

L'analisi di aderenza è stata effettuata mediante prove double-shear su elementi in pietra rinforzati con CFRP e GFRP. L'influenza della temperatura e dell'umidità è risultata variabile, a seconda della degradazione dei materiali polimerici utilizzati per il rinforzo. Generalmente si è registrato un decadimento della forza di legame, che colpisce in alcuni casi lo strato di interfaccia e in altri casi anche la zona di rinforzo. Anche Briccoli Bati e Rotunno (2001) indagano sull'interazione umidità-temperatura-durabilità. La sperimentazione consiste in una serie di shear test (con controllo di spostamento del mattone centrale ad ogni incremento di carico pari a 500 N) su provini in muratura, realizzati con triplette di mattoni messi in opera con della comune malta bastarda, rinforzati con CFRP e sottoposti a cicli di gelo-disgelo e umido-secco. Ne risulta che i provini rinforzati, nonostante l'esposizione ai cicli di degrado, hanno un valore del picco di rottura doppio rispetto a quelli non rinforzati. I risultati derivati dai cicli di gelo-disgelo rivelano un progressivo e continuo decadimento della resistenza a taglio. Sicuramente il parametro più significativo, per misurare l'effetto del degrado risulta essere il carico di picco, che confrontato con il valore fornito dai provini rimasti in condizioni ottimali di laboratorio, offre la stima del decremento di resistenza del legame di aderenza.

In Valluzzi *et. al* (2011) si è vista la realizzazione di prove di laboratorio su assemblaggi murari costituiti da uno a tre mattoni di laterizio con interposti giunti di malta, rinforzati con strisce di CFRP in diverse configurazioni, sottoposti a cicli termici e condizioni di umidità differenti. Le prove di adesione sono state condotte con il sistema pull-off. Per valutare l'effetto dell'umidità nell'aderenza tra supporto e composito si sono considerate tre condizioni di saturazione dei provini prima dell'applicazione dei fibrorinforzati. I risultati di queste prove mostrano che maggiore è il contenuto di acqua nel supporto minore è la tensione di pull-off. La presenza di malta influenza negativamente l'aderenza FRP-supporto. La ricerca sperimentale sotto cicli termici ha mostrato che possono verificarsi alcuni danni irreversibili a causa del diverso comportamento della resina nell'adesione: in caso di mattoni altamente porosi la rottura avveniva sempre in corrispondenza del mattone e i valori di tensione di pull-off mostrano una chiara riduzione. In caso di mattoni meno porosi il danno sembra non verificarsi.

Altre ricerche hanno sottoposto campioni rinforzati con FRP a combinazioni di diversi fattori ambientali, oltre ad elevata temperatura e umidità. Un'indagine su 10 diversi sistemi di rinforzo esposti a cinque ambienti diversi per un periodo di 24 mesi è stata condotta da Karbhari e Ghosh (2009). Lo studio è focalizzato sulle performance di CFRP e GFRP; i provini rinforzati con tali compositi sono stati esposti a diverse condizioni ambientali, ossia sono stati immersi in differenti soluzioni acquose. I risultati mostrano chiaramente gli effetti di deterioramento sul legame di aderenza risultato dell'esposizione in ambiente aggressivo: la metà dei sistemi mostra la perdita di oltre il 40% nella tensione di pull-off nel corso del periodo di indagine. Mukhopadhyaya *et. al* (1998) ha effettuato test accelerati su prismi di cemento rinforzati con GFRP; questi test consistevano nell'esposizione dei campioni a cicli alternati di asciutto-bagnato in una soluzione di cloruro di sodio al 5%, a cicli di gelo-disgelo in aria con una temperatura tra i 20° C e i -17.8° C, e una combinazione tra immersioni in soluzioni clorate e cicli di gelo-disgelo. È stato provato che l'effetto negativo più immediato e diretto dell'esposizione a condizioni ambientali aggressive avviene nella zona di discontinuità tra il rinforzo

e il substrato in calcestruzzo. Inoltre tutti gli esemplari esposti a regimi aggressivi hanno mostrato maggiori variazioni dimensionali e movimenti differenziali tra il rinforzo e il calcestruzzo rispetto ai campioni di controllo. La successione tra immersioni in soluzioni clorate e cicli di gelo-disgelo hanno portato a movimenti differenziali maggiori tra il GFRP e il supporto rispetto alle altre esposizioni, risulta quindi l'ambiente più aggressivo.

Altri test accelerati sono stati condotti da Desiderio e Feo (2005) su murature in tufo trattate con CFRP, e sottoposte a cicli di temperatura, umidità, ed esposizione alla luce UV. I risultati hanno mostrato una diminuzione del carico di rottura e naturalmente del legame tra rinforzo e supporto, con un decadimento maggiore per l'esposizione UV dei campioni. In Cromwell *et. al* (2011) vengono sperimentati diversi protocolli di prova che testano la durabilità di dei FRP nei confronti dell'ambiente aggressivo. Trapzko (2013) ha svolto una sperimentazione articolata in due fasi: la prima punta a dimostrare l'influenza del rinforzo in CFRP e FRCM su cilindri sperimentali in calcestruzzo, in funzione del tipo di matrice e della disposizione dei rinforzi, la seconda parte è finalizzata allo studio dell'influenza delle alte temperature nei confronti dei compositi. Cilindri di calcestruzzo rinforzati interamente con CFRP e FRCM sono stati esposti a temperature elevate di 60° C, 120° C e 180° C prima di essere testati fino a rottura. I risultati hanno dimostrato che il caso peggiore è quello dell'FRP, ove è necessario porre particolare attenzione alle alte temperature: a 40° C si ha una riduzione della capacità portante del campione del 20%. La riduzione della capacità per gli FRCM risulta invece del 5-10% corrispondente ad un aumento di temperatura da 40° C a 80° C. Inoltre, è stato osservata una limitata diminuzione di deformazione in compressione (circa 11%) dopo l'aumento di temperatura da 40° C a 80° C.

Degna di nota è la sperimentazione condotta da Binda *et. al* (2011) sull'effetto della cristallizzazione salina sull'aderenza e durabilità dei compositi, in quanto risulta essere l'unica ad indagare questa tematica. La procedura e i dettagli di queste prove sono riportati nel documento RILEM TC 243 MSC. e nel European Contract NIKER (FP7-ENV-2009.1-N.244123). Il programma sperimentale prevedeva: test sulla cristallizzazione salina sui campioni in muratura, misurazione del danno con il profilometro laser, analisi sull'aderenza con prove non distruttive (termografiche) che permettono di controllare la connessione tra composito e supporto, e eventuali prove di pull-off sui provini non danneggiati dai cicli di prova. In Figura 2.64 e Figura 2.65 sono riportati alcuni provini utilizzati per la sperimentazione, prima e dopo i test di cristallizzazione; il cambio di colore lungo i perimetri esterni delle strisce, in Figura 2.65, mostra la presenza di umidità.

Alla fine di tale sperimentazione si è potuto concludere che il danno causato dai sali sembra essere maggiore nei campioni di muratura rinforzati con composito; questo probabilmente può essere dovuto agli accumuli di umidità e di sali attorno alle strisce di FRP e al di sotto di esse. Le subefflorescenze causate dalla cristallizzazione salina provocano la delaminazione e il distacco delle strisce.

Gallo N. (2013) ha investigato il comportamento di alcuni materiali compositi applicati su murature di edifici sperimentali in scala reale, in riferimento al problema dell'adesione e della durabilità in ambiente aggressivo. La sperimentazione

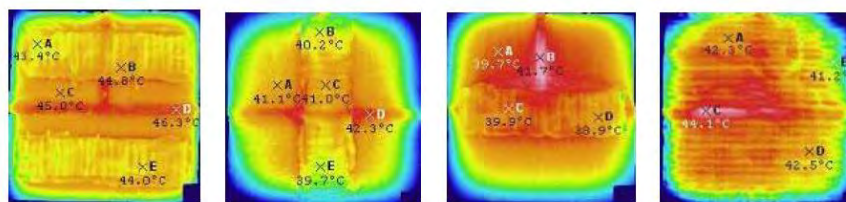


Figura 2.64: Restituzioni termografiche di alcuni provini asciutti prima dei test di cristallizzazione (Binda *et. al.*, 2011)

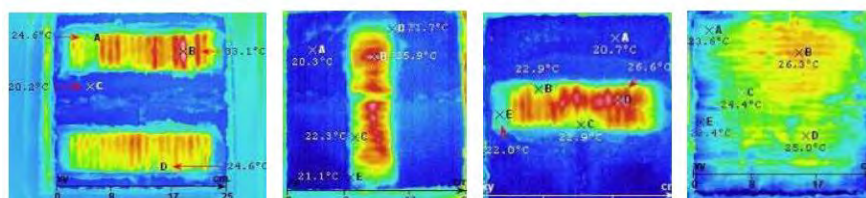


Figura 2.65: Restituzioni termografiche di alcuni provini dopo i test di cristallizzazione (Binda *et. al.*, 2011)

prende in esame quattro tipologie di compositi, due a matrice inorganica, con malta di calce idraulica cementizia accoppiate ad una rete in fibra di carbonio (TRM), e due a matrice organica, costituiti da resina epossidica accoppiata a tessuto unidirezionale in fibra di carbonio (CFRP) e in fibra di vetro (GFRP). I materiali si sono applicati ad pannello in mattoni pieni in laterizio e uno in blocchi di pietra, e sono stati sottoposti a cicli di cristallizzazione dopo la maturazione delle matrici inorganiche. Alcune prove di pull-off sono state eseguite sui compositi, anche in funzione delle fasce di degrado ottenute sui supporti. I risultati indicano una sostanziale differenza tra matrici inorganiche e organiche, con rotture di tipo coesivo del substrato nel primo caso, senza distinzione tra tipologia di supporto o tipologia di fibre (carbonio o vetro). Per le matrici inorganiche invece è necessario distinguere le due tipologie di matrice e anche il tipo di supporto. Per il TRM con matrice a base di malta di calce, le rotture si sono verificate quasi sempre all'interfaccia fibre/matrice; la presenza di una percentuale di giunto nei tasselli in mattoni aumenta la probabilità di rotture miste. Nel caso di matrice cementizia, c'è una netta differenza di comportamento in relazione all'applicazione su substrato: nei mattoni l'adesione è notevolmente migliorata, con rotture di tipo coesivo nel substrato. I valori delle resistenze sono molto variabili. Nel supporto in mattone, probabilmente si è verificata una migliore maturazione della matrice, con medie superiori alla pietra che diminuiscono all'aumentare del degrado. Per il TRM a matrice cementizia l'adesione al supporto in pietra non è delle migliori. Per il supporto in mattoni l'aderenza è invece molto buona. Nella prima fascia verticale di TRM non si hanno grandi variazioni in funzione dell'altezza, le resistenze nominali risultano comparabili. Nella seconda fascia verticale invece risulta che le resistenze nominali siano maggiori nella fascia intermedia. Per il CFRP si notano due andamenti opposti nelle resistenze: per la pietra esiste un calo sensibile avvicinandosi alla zona più degradata del pannello, mentre per il supporto in mattoni le resistenze aumentano scendendo con l'altezza. Per il GFRP i risultati sono comparabili a quelli avuti

per il CFRP per il supporto in pietra. Risulta controcorrente invece quello che avviene per il supporto in mattoni, in cui le resistenze diminuiscono avvicinandosi alla zona inferiore. Per CFRP e GFRP l'adesione risulta ottima senza distinzione di supporto, pertanto i valori delle resistenze sono influenzati soprattutto dal degrado del supporto. La presenza del giunto influenza negativamente la resistenza nominale.

2.4 Le prove diagonali in sito, validità e interpretazione dei risultati

La normativa vigente (NTC, 2008) permette di arrivare ad un livello di conoscenza avanzato (LC3) attraverso test distruttivi in sito, come le prove di compressione diagonale (sezione 1.4.1.4). L'importanza che questo tipo di prova ricopre dal punto di vista della conoscenza dell'edificio, ha provocato negli ultimi 5 anni un grande fermento nella comunità scientifica e la realizzazione di una grande quantità di prove sperimentali finalizzate alla conoscenza e alla massima definizione di questo tipo di indagine. Già nel 2009, un anno dopo l'approvazione delle NTC, il progetto RELUIS (REte dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica) ha pubblicato delle specifiche di prova per le indagini di compressione diagonale in sito (Brignola *et. al*, 2009), tendenzialmente seguite nel panorama nazionale.

Non essendoci tuttavia una normativa specifica, esistono diversi apparati di prova, leggermente differenti per la disposizione dei martinetti, per la preparazione del pannello e per la geometria delle travi d'acciaio. In Figura 2.66 si presenta l'apparato di prova proposto da Dalla Benetta (2010).

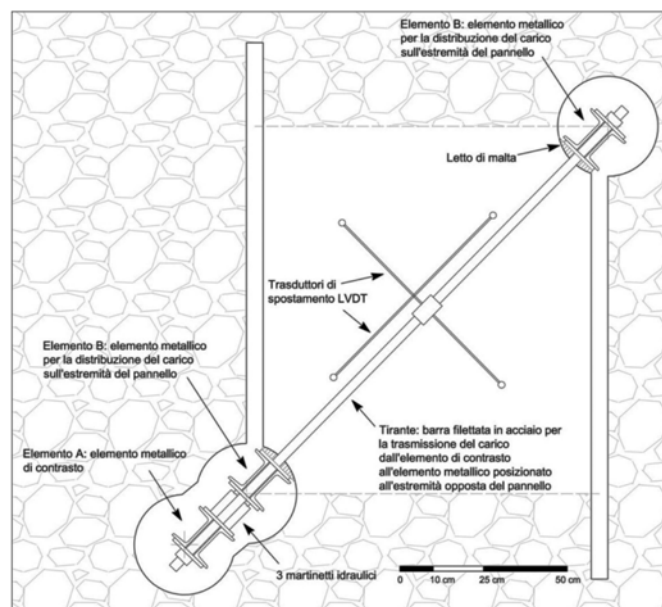


Figura 2.66: Apparato di prova di compressione diagonale (Dalla Benetta, 2010)

Rispetto ad altre metodologie utilizzate, l'apparato sopracitato elimina lo spigolo a 90° al vertice della diagonale, poiché in casi di muratura scadente è improbabile

la possibilità di ricavare profili regolari; inoltre lo smusso dell'angolo permette di semplificare la forma e contenere le dimensioni della carpenteria necessaria per le scarpe di carico.

Al di là del miglior apparato di prova, decisamente interessante è la discussione relativa all'interpretazione dei risultati e al confronto con i valori forniti dalla prova di taglio-compressione. Poiché la normativa vigente in Italia non fa differenze fra le due tipologie di prova, entrambe valide per accedere al livello di conoscenza LC3 e poiché, come risulta evidente, il valore di resistenza tangenziale media della muratura influenza drasticamente la risposta sismica dell'edificio e la valutazione di sicurezza, appare chiaro che le due metodologie di prova dovrebbero condurre a risultati simili. Tale questione è affrontata da Borri *et. al* (2013a), Borri *et. al* (2013f), Borri *et. al* (2013d), in cui si confronta risultati di prove diagonali e prove di taglio compressione, eseguite sia in sito che in laboratorio. Sono inoltre stati realizzati modelli numerici, ulteriormente confrontati con i risultati dei test. La sperimentazione, confermata dalla modellazione FEM, ha evidenziato che la resistenza a taglio data dalle prove di taglio compressione è maggiore della resistenza a taglio data dalle prove diagonali; risulta difficile capire quale prova simuli meglio il comportamento di un sisma. Si evidenzia inoltre che più è bassa la resistenza a trazione più variano le resistenze a taglio.

I dati ottenuti sono stati ripresi da Borri *et. al* (2013e) in cui si definisce un indice $a = \frac{\tau_{0TC}}{\tau_{0CD}}$ pari al rapporto fra la resistenza tangenziale media valutata con prova TC (Taglio Compressione) e con prova CD (Compressione Diagonale) secondo l'interpretazione in regime di tensione biassiale. Il valore di a varia da 1 a 3.4, un range molto ampio dato che la norma non fa differenze tra i risultati delle due prove. L'interpretazione degli autori è che nelle prove TC le tensioni verticali attivino risorse resistenti, non presenti nelle CD; la giustificazione sta nella direttrice fessurativa: nel caso di prove TC l'orizzontalità delle due facce del pannello è garantita da dispositivi di vincolo e la forza verticale di compressione schiaccia i filari orizzontali l'uno contro l'altro. Nella CD è presente invece una componente verticale di scorrimento rivolta verso l'alto. Gli autori propongono un nuovo metodo per l'interpretazione della rottura a taglio in prove TC, definito TCC (criterio unificato di Turnsek-Cacovic-Coulomb). Tale metodo è valido per i mattoni, ma di più difficile applicazione per le pietre, ove è necessario proporre un angolo di scorrimento. Con il nuovo criterio, effettuando dei casi reali, su due casi su tre si trovano gli stessi risultati ottenuti con le prove diagonali.

Il confronto tra TC e CD, è riproposto anche da Gattesco *et. al* (2013). Lo scopo della sperimentazione è la valutazione della l'incremento di resistenza dato dal consolidamento di un paramento murario con intonaco armato di GFRP in entrambi i lati e ammortato da connettori a L in GFRP. Anche in questo caso si riscontra una marcata differenza tra gli esiti delle prove TC e CD; in questo caso si fa particolare riferimento alla modalità di interazione muratura-rinforzo e relativa tipologia di collasso. Nel primo caso (TC), per effetto della specifica condizione di carico, il test ha manifestato il cedimento dei connettori in GFRP ed il conseguente distacco degli intonaci armati, con successivo degrado di resistenza del campione e contenuto, ma pur sempre di rilievo, beneficio strutturale della tecnica proposta. Nel secondo caso (CD), per effetto della minore sollecitazione indotta dalla compressione diagonale nei connettori in GFRP, l'intonaco armato si è mantenuto

collaborante con il pannello murario fino a conclusione della prova. Ciò ha determinato il cedimento per trazione della muratura evidenziando, grazie al notevole contributo dell'intonaco armato, un notevole incremento di resistenza e duttilità dell'intero campione. Pur restando evidenti la validità e l'efficacia della tecnica di rinforzo proposta, è quindi da sottolineare anche l'importanza della metodologia di prova adottata nella stima degli effetti strutturali.

Sebbene la discussione sia tuttora aperta, e le conclusioni derivino da sperimentazioni molto recenti, si può supporre che la prova di compressione diagonale, per la valutazione di un rinforzo con materiale composito, si dimostri la metodologia meno soggetta a problemi locali e con risultati più a favore di sicurezza, che la prova di tipo TC.

2.4.1 L'importanza dei diatoni nel rinforzo strutturale

Un'importante serie di sperimentazioni sono state effettuate recentemente per valutare l'importanza, e gli effetti, che connettori trasversali rivestono nel rinforzo strutturale. Si tratta spesso di diatoni artificiali, gettati o inseriti nel pannello murario, che hanno lo scopo di far collaborare paramenti differenti di una muratura, o di collegare tra loro sistemi di rinforzo superficiali, come intonaci armati. Spesso la valutazione del rinforzo avviene per mezzo di prove di compressione diagonale.

Parisi *et. al* (2012) hanno effettuato una serie di prove di compressione diagonale in laboratorio su pannelli murari di tre tipi: consolidati con fibra da un lato, consolidati con fibra da un lato e con diatoni, consolidati con fibra da entrambi i lati. La presenza di diatoni evidenzia un notevole incremento di resistenza a taglio e di duttilità.

Una sperimentazione “on site” è invece stata eseguita da Borri *et. al* (2013c). Attraverso prove di compressione diagonale e di taglio compressione si è indagato l'incremento di resistenza di murature storiche rinforzate con reti in GFRP inserite all'interno di una matrice inorganica realizzata con una malta bastarda. Il problema della connessione dei paramenti murari è stato affrontato attraverso l'uso di barre in composito (diatoni artificiali) inseriti in fori nella muratura e collegati alle reti in GFRP applicate sulle superfici dei pannelli. Per murature di spessore limitato le applicazioni sperimentate sono in grado di determinare un significativo incremento di resistenza.

Un metodo alternativo alle barre per la realizzazione di diatoni artificiali è proposto da Borri *et. al* (2013b). Si ragiona su come un diatono artificiale inserito in un foro non potrà mai ripristinare il flusso originario delle tensioni (Figura 2.67), sul fatto che non è caricato verticalmente e che non può inserirsi in modo ottimale in un eventuale meccanismo di rotazione del pannello. Per far collaborare quanto più il diatono al comportamento monolitico della parete si propone la realizzazione di diatoni artificiali mediante barra d'acciaio inghisata nella muratura con una calza che parta ad un contatto continuo con il foro andando a ripristinare una certa continuità tensionale. I risultati ottenuti, in termini di incremento di resistenza tangenziale e di comportamento di tipo monolitico del pannello, sono molto positivi. Inoltre, le prime indagini relative al monitoraggio della perdita di carico sui diatoni mostrano come la realizzazione degli svassi coinvolga una maggiore porzione di muratura a cui trasferire l'azione di compressione trasversale.

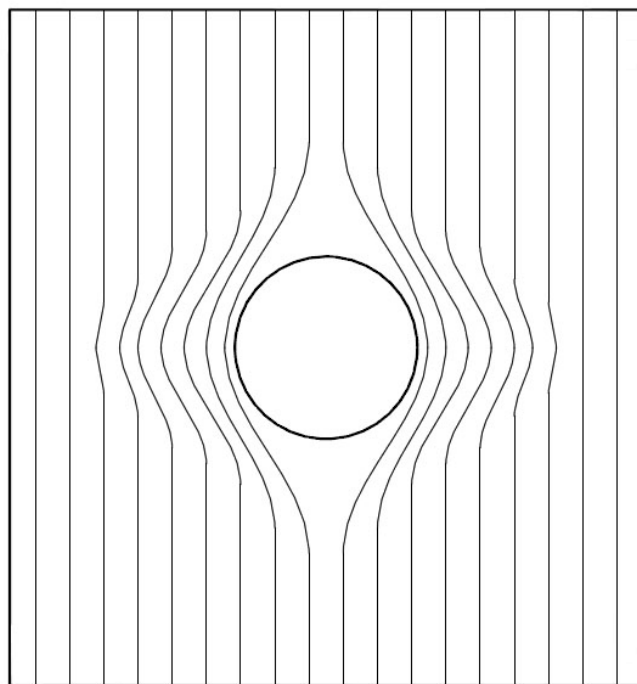


Figura 2.67: Deviazioni del flusso di tensioni, inizialmente verticali, in seguito al carotaggio Borri *et. al* (2013b)

L'inserimento di diatoni artificiali è quindi un'operazione che va valutata attentamente, caso per caso, e il cui beneficio deve considerare diversi aspetti. Bozzano *et. al* (2013) hanno indagato il miglioramento delle proprietà meccaniche date dalla presenza di diatoni in una muratura, per verificare se il coefficiente migliorativo proposto dalla normativa è adeguato. Vengono realizzate quattro coppie di provini in mattone pieno geometricamente identici e costituiti da stessi materiali diversificati però dalla presenza o meno di elementi di connessione trasversale tra i paramenti (diatoni); i provini vengono sottoposti a prove di compressione diagonale. Gli autori, sulla base dei risultati delle prove, sostengono che il coefficiente migliorativo del 30% proposto dalla norma sia un poco maggiore rispetto a quello riscontrato. Inoltre, nel caso di paramenti con rigidità differenti, dopo la rottura del pannello più debole, il pannello più rigido deve, a causa dei diatoni, supportare il carico del pannello fessurato. Tale condizione porta ad affermare che, in caso di murature costituite da paramenti differenti ed ammortati tra loro, il paramento più debole è in grado di condurre al collasso l'intera muratura. Non è quindi detto che la presenza di diatoni comporti sempre una miglioria nella parete.

In conclusione, l'applicazione di diatoni artificiali va affrontata con molta attenzione: oltre al beneficio meccanico apportato, è necessario valutare l'ammorsamento tra il diatono e la muratura e il tipo di muratura su cui si vuole intervenire.

Capitolo 3

Programma sperimentale

3.1 Introduzione

Lo scopo della presente tesi è quello di valutare in sito gli interventi di consolidamento murario con SRG e SRP. A tal fine sono stati eseguiti diversi test in diversi cantieri, esaminando i diversi fattori critici tipici dell'applicazione di materiali compositi (aderenza, attacco dei sali, resistenza a taglio, resistenza a trazione dei connettori...) e valutando il beneficio finale dato dall'intervento di rinforzo. I diversi materiali compositi analizzati sono combinazioni di fibre di diversa densità e di differenti miscele prodotte e fornite dal gruppo Kerakoll (<http://www.kerakoll.com/>, 2013), con cui è stata effettuata una lunga collaborazione. Si propongono in seguito, ordinatamente e dettagliatamente, tutte le indagini effettuate nel corso degli otto mesi di sperimentazioni, secondo lo schema seguente: (1) caratterizzazione dei materiali, (2) prove di pull-off, single lap shear test e prove di pull-out su connettori in fibra, presso la scuola edile di Milano, (3) prove di pull-out su connettori in fibra, presso un edificio privato a Cremona, (4) prove diagonali e martinetti piatti doppi su muratura consolidata, presso un edificio privato a L'Aquila.

3.2 Caratterizzazione dei materiali

I tre diversi cantieri affrontati (Milano, Cremona, L'Aquila) fanno parte di un programma sperimentale richiesto da Kerakoll all'università di Padova, per carat-

terizzare e testare diverse combinazioni di materiali compositi. Il capitolo va a descrivere brevemente (lasciando le informazioni più dettagliate alle schede tecniche allegate) tutti i materiali testati nel corso della tesi (Tabella 3.1). In particolare viene qui presentata la caratterizzazione, svolta in laboratorio il 10/09/2013, delle malte Kerakoll usate per iniettare o per applicare le fibre; seguendo la normativa vigente, infatti, sono stati realizzati dei provini di malta testati a flessione e a compressione e di cui si sono calcolati i moduli elastici.

Tabella 3.1: Materiali testati nelle varie sperimentazioni

materiale	sigla	nome commerciale	descrizione	cantieri
fibra	SL	GeoSteel G600	Trefoli in acciaio a bassa densità; 600 g/m^2	Milano, Cremona, L'Aquila
fibra	SM	GeoSteel G2000	Trefoli in acciaio a media densità; 2000 g/m^2	Milano, L'Aquila
fibra	AN	Rete in fibra d'ardesia	Rete bilanciata bidirezionale in fibra di ardesia con filo d'acciaio	Milano
matrice	KGF	Geocalce Fino	Malta a base di calce naturale NHL 3.5 e Geolegante	Milano, Cremona, L'Aquila
matrice	KGT	Geolite	Malta a base di Geolegante	Milano, L'Aquila
matrice	KGG	Geolite Gel	Adesivo epossidico bicomponente	Milano
matrice	KGL	Geocalce Fluido	Malta a base di calce naturale NHL 3.5 e Geolegante ad alta fluidità (per iniezioni)	Milano, Cremona, L'Aquila
matrice	KEB	EcoBinder	Legante idraulico minerale espansivo (per iniezioni)	Milano
matrice	KEF	EpoFill	Sistema epossidico bicomponente iperfluido	Milano

3.2.1 Prove in laboratorio

Le prove per la determinazione delle caratteristiche meccaniche delle miscele sono state effettuate a seguito dell'intervento di iniezione eseguito a L'Aquila, utilizzando provini standard realizzati in parte in situ e in parte in laboratorio, con gli stessi materiali confezionati per il consolidamento. Bisogna ricordare che l'esecuzione di prove meccaniche sui materiali da iniezione non forniscono informazioni attendibili sulla resistenza ultima della muratura a seguito del consolidamento; numerose sperimentazioni hanno infatti dimostrato che esiste una sostanziale differenza fra la resistenza a compressione della malta e la resistenza a compressione della muratura iniettata, ed è possibile registrare una tendenza all'aumento della resistenza a compressione della muratura, con l'aumento di resistenza a compressione della malta fino a 10 N/mm^2 (Vintzileou e Tassios (1995), Valluzzi (2000), Toumbakari (2002)). Riguardo alle metodologie di prova impiegate per la caratterizzazione meccanica delle miscele da iniezione, è doveroso ricordare che non esiste tutt'ora una normativa specifica di riferimento; si utilizzano quindi le prescrizioni per le malte tradizionali per quanto riguarda le prove di flessione e compressione e la normativa per il calcestruzzo per quanto concerne i moduli elastici. Nel dettaglio la normativa utilizzata è la seguente:

- UNI-EN 1015-11 (2007): per la determinazione della resistenza a flessione

- UNI-EN 1015-11 (2007): per la determinazione della resistenza cubica a compressione
- UNI-EN 6556 (1976): per la valutazione del modulo elastico

3.2.1.1 Preparazione dei provini

I materiali testati sono stati la malta Kerakoll Geocalce Fino (KGF) e la miscela da iniezione Kerakoll Geocalce Fluido (KGL). Per entrambe le miscele si sono realizzati sei provini, utilizzando casseri di dimensioni standard di 40 x 40 x 160 mm (in accordo con la normativa UNI-EN 1015-11 (2007)). I provini sono stati realizzati il 29 maggio a L'Aquila, in occasione dei lavori di applicazione delle fibre e di consolidamento murario (Figura 3.1). Poiché i 6 provini di Geocalce Fluido sono stati danneggiati nel trasporto da L'Aquila a Padova, il 7 giugno si sono realizzate altre due triplette dello stesso materiale, tenendo i sei provini originali per eventuali prove successive.



(a)



(b)

Figura 3.1: Realizzazione in sito dei provini KGF (a) e KGL (b)

In Tabella 3.2 si riportano le caratteristiche fisiche dei 12 provini utilizzati: di ognuno di essi è stata misurata la lunghezza effettiva (L), il peso (P) ed è stata calcolata la media tra tre misure relative alle dimensioni della sezione, per valutare la base ($\bar{b}$) e l'altezza ($\bar{h}$) medie.

Metà dei provini realizzati sono stati utilizzati per la valutazione del modulo elastico, metà per la determinazione della resistenza a flessione e compressione. Nella prova di flessione, come verrà in seguito descritto, il provino giunge a rottura dividendosi in due parti pressoché identiche; queste sei parti sono state poi utilizzate per la prova a compressione. I provini utilizzati per il modulo elastico, una volta terminata la prova, sono stati anch'essi sottoposti a flessione e compressione. Nel dettaglio i provini realizzati sono stati così utilizzati:

- KGF
 - 1/3 A, 2/3 A, 3/3 B: prove a flessione e compressione

- 1/3 B, 2/3 B, 3/3 A: modulo elastico
- KGL
 - 1/3 B, 2/3 B, 3/3 A: prove a flessione e compressione
 - 1/3 A, 2/3 A, 3/3 B: modulo elastico

Non essendo a disposizione una normativa specifica contenente i tempi di consolidamento dei provini di malta da iniezione, si è convenuto procedere a tale operazione solo dopo 28 giorni dalla loro realizzazione, in accordo con quanto prescritto dalla norma sulle malte UNI-EN 1015-11 (2007). Passato poco più di un mese, i provini sono stati scasserati e preparati per le prove in laboratorio, mentre gli stampi sono stati lavati e oliati.

3.2.1.2 Procedura di prova

Il 10 settembre si sono svolte le prove di laboratorio, presso il Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale dell'università di Padova, nell'ordine che segue:

- determinazione caratteristiche fisiche provini (Tabella 3.2)
- prove di sollecitazione a flessione
- prove di sollecitazione a compressione
- determinazione moduli elastici
- prove di flessione post modulo elastico
- prove di compressione post modulo elastico

Prova di sollecitazione a flessione. La prova a flessione su tre punti (normativa UNI-EN 1015-11 (2007)) prevede il posizionamento del provino in una macchina che agisce con un carico crescente nel punto di mezzzeria. Il provino è inserito su due appoggi distanziati di 100 mm, e il carico in mezzzeria è applicato per mezzo di una barra cilindrica con asse perpendicolare alla direzione del carico, in modo da

Tabella 3.2: Caratteristiche fisiche provini (b:base, h:altezza, l:lunghezza, P:peso)

sigla provino	b1 [mm]	b2 [mm]	b3 [mm]	$\bar{b}$ [mm]	h1 [mm]	h2 [mm]	h3 [mm]	$\bar{h}$ [mm]	l [mm]	P [g]
KGF 1/3 A	39.97	39.98	40.06	40.00	41.58	41.43	41.84	41.62	160.24	489.5
KGF 2/3 A	40.39	41.00	40.39	40.59	41.12	41.20	41.70	41.34	160.19	482.7
KGF 3/3 A	40.22	40.31	40.02	40.18	41.95	41.53	41.90	41.79	160.48	488.7
KGF 1/3 B	39.98	39.91	40.06	39.98	40.05	39.98	39.34	39.79	160.51	413
KGF 2/3 B	40.10	40.10	40.07	40.09	40.17	40.17	39.99	40.11	160.13	421.7
KGF 3/3 B	40.12	40.03	40.11	40.09	40.07	40.16	40.02	40.08	160.07	414.9
KGL 1/3 A	39.98	40.03	39.97	39.99	38.23	40.50	40.72	39.82	160.27	477.2
KGL 2/3 A	40.00	40.16	40.07	40.08	40.94	40.43	40.67	40.68	160.46	489.6
KGL 3/3 A	40.12	40.01	40.03	40.05	38.25	41.11	41.53	40.30	160.62	478.7
KGL 1/3 B	40.19	40.69	40.61	40.50	37.68	40.83	41.09	39.87	160.49	481.9
KGL 2/3 B	39.81	39.80	39.96	39.86	41.45	41.13	38.12	40.23	160.22	484.2
KGL 3/3 B	40.00	40.35	40.11	40.15	40.86	40.52	40.67	40.68	160.29	492

distribuire lo sforzo nel modo più equilibrato possibile, Figura 3.2(b). La disposizione del provino è tale che la faccia più ruvida e irregolare (quella rivolta verso l'alto nel cassero), sia posizionata verticalmente, in modo da non compromettere o disturbare la prova e per far sì che le facce perpendicolari al carico siano entrambe lisce e regolari. Si assume che nella sezione di applicazione del carico a 50 mm da entrambi gli appoggi, si presenti una distribuzione triangolare delle tensioni sia in zona compressa (estradosso) che in zona tesa (intradosso), tramite l'equazione 3.1 dove f_f rappresenta la resistenza a flessione del provino, P_u il carico ultimo, l_s la distanza tra gli appoggi, b e h rispettivamente larghezza e altezza della sezione. La rottura avviene nella sezione di mezzeria, dove le tensioni sono maggiori.

$$f_f = \frac{1.5P_u l_s}{bh^2} \quad (3.1)$$

In Figura 3.2(a) è illustrato il sistema di prova. La lettura del valore di carico ultimo avviene su un'asta orizzontale graduata, Figura 3.2(c), su cui si muove un peso che interrompe la sua corsa al momento della rottura.

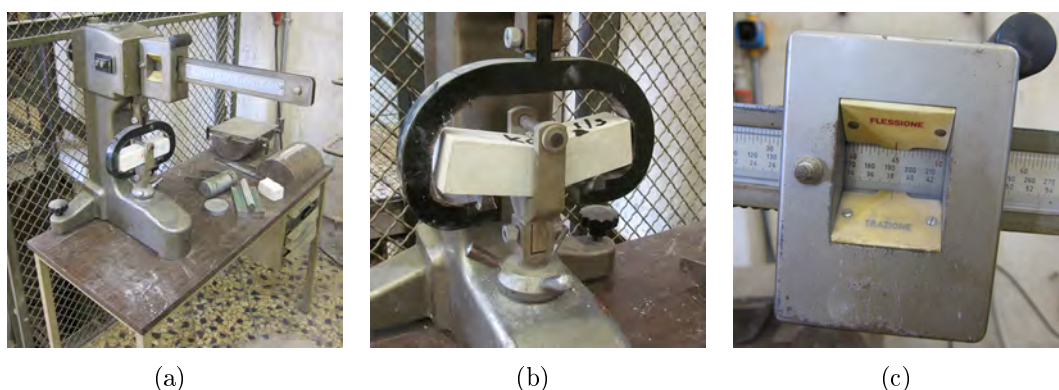


Figura 3.2: Sistema di prova per la determinazione della resistenza a flessione

Prova di sollecitazione a compressione. Le prove per determinare la resistenza a compressione f_c , sono state eseguite tramite pressa idraulica, sulle due metà del provino risultanti dalla prova di flessione, come indicato dalla UNI-EN 1015-11 (2007) e come illustrato in Figura 3.3(a). Ogni provino avrà quindi due diversi risultati di resistenza a compressione (relativo alle due metà testate), la cui media darà il valore caratteristico. Il campione va allineato utilizzando gli appositi supporti in modo che il carico sia applicato all'intera larghezza delle superfici a contatto con i piani. Il carico è applicato senza urti e con incremento progressivo fino a rottura. Un dinamometro con scala in kg, Figura 3.3(c), rileva il carico di rottura, che, convertito in Newton e diviso per la superficie orizzontale del provino, permette di determinare la resistenza a compressione in MPa.

I risultati delle prove sono riassunti in Tabella 3.3, ove sono riportati i valori rilevati da normativa per la resistenza a flessione f_f e i valori della resistenza a compressione media $\bar{f}_c$ e dei singoli campioni f_{c1} e f_{c2} . Le prove di flessione e compressione saranno eseguite, con le stesse modalità sopra descritte, anche sui provini

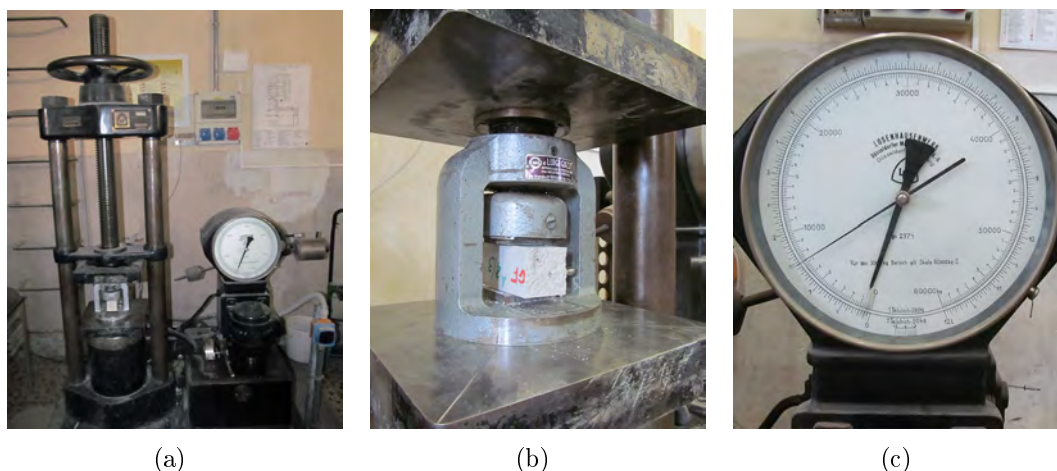


Figura 3.3: Sistema di prova per la determinazione della resistenza a compressione

utilizzati per la determinazione del modulo elastico; come si vedrà in Tabella 3.6 i risultati dei provini testati per il modulo elastico saranno leggermente inferiori.

Tabella 3.3: Resistenza a flessione (f_f) e a compressione (f_{c1} e f_{c2} dei singoli campioni, $\bar{f}_c$ media dei provini testati)

sigla provino	f_f [MPa]	f_{c1} [MPa]	f_{c2} [MPa]	$\bar{f}_c$ [MPa]
KGF 1/3 A	4.4100	12.7657	11.3133	12.0395
KGF 2/3 A	4.4835	11.0017	12.2073	11.6045
KGF 3/3 B	3.5770	8.4305	8.2778	8.3542
KGL 1/3 B	2.9645	4.0712	4.4029	4.2371
KGL 2/3 B	2.7930	4.4812	4.2663	4.3737
KGL 3/3 A	2.8518	4.4176	3.9606	4.1891

Determinazione del modulo elastico secante a compressione. Le prove per determinare il modulo elastico sono state eseguite secondo le indicazioni presenti nella norma UNI-EN 6556 (1976), eseguendo tre cicli di carico-scarico e determinando il modulo elastico come media dei tre moduli calcolati nelle fasi di scarico. Prima di iniziare i cicli di carico e scarico è necessario determinare la tensione massima σ_3 , pari a 1/3 della resistenza a compressione del materiale precedentemente calcolata. La tensione di base σ_0 è pari a 1/10 della massima e l'intervallo tra le due va diviso in tre parti uguali, determinando così i due livelli di pressione intermedie (σ_1 , σ_2). In Tabella 3.4 sono riportati i quattro valori di tensione per i due tipi di miscele testate (KGF e KGL) e le differenze di carico $\Delta\sigma$ necessarie per determinare il valore del modulo elastico.

Determinati i valori notevoli, e impostata la macchina di prova, è possibile iniziare il test. Nelle quattro facce del provino sono applicati dei trasduttori di deformazione (DD1) finalizzati al rilevamento delle deformazioni che avvengono



Figura 3.4: Tre provini, prima dei test (a), dopo la rottura a flessione (b) e dopo la rottura a compressione (c)

Tabella 3.4: Valori di tensione notevoli in Mpa per i cicli di carico-scarico

miscela	σ_0	σ_1	σ_2	σ_3	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\sigma_2$	$\Delta\sigma_3$
KGF	0.717	2.868	5.018	7.169	2.151	4.301	6.452
KGL	0.286	1.146	2.005	2.865	0.859	1.719	2.578

nel provino, e quindi alla determinazione del modulo elastico del materiale, Figura 3.5(a). Sottoposti i provini ai cicli, si ricavano i dati di deformazione in fase di scarico, necessari per il calcolo del modulo elastico E , definito come:

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon} \quad (3.2)$$

sulla base dei valori rilevati, si trovano i moduli elastici delle tre fasi di scarico, Figura 3.5(b), e quindi si calcola il valore medio. In Tabella 3.5 sono riportati i dati relativi alle due miscele testate.

Svolte le prove per il modulo elastico, i provini (che apparentemente non hanno subito lesioni) sono sottoposti a prova a flessione e prova a compressione. I risultati ottenuti, riproposti in Tabella 3.6, mostrano un'evidente e diffusa caduta dei livelli di resistenza dei materiali, rispetto ai valori ottenuti dai provini indisturbati.

Tabella 3.5: Valori di deformazione ($\Delta\epsilon$), di moduli elastici relativi alle fasi di scarico (E) e valore del modulo elastico medio ($\bar{E}$)

	KGF 3/3 A	KGF 1/3 B	KGF 2/3 B	KGL 1/3 A	KGL 2/3 A	KGL 3/3 B
$\Delta\epsilon_1$	1.42×10^{-04}	1.95×10^{-04}	1.88×10^{-04}	1.09×10^{-04}	1.12×10^{-04}	1.45×10^{-04}
$\Delta\epsilon_2$	2.55×10^{-04}	2.55×10^{-04}	3.91×10^{-04}	2.25×10^{-04}	2.38×10^{-04}	3.32×10^{-04}
$\Delta\epsilon_3$	4.34×10^{-04}	6.42×10^{-04}	6.20×10^{-04}	3.64×10^{-04}	3.84×10^{-04}	5.42×10^{-04}
E_1	15123.95	11028.85	11451.68	7913.73	7701.00	5918.95
E_2	16867.65	16867.65	10995.02	7639.36	7234.24	5180.40
E_3	14852.38	10049.65	10409.61	7090.72	6714.03	4758.56
$\bar{E}$ [Mpa]	15614.66	12648.71	10952.10	7547.94	7216.42	5285.97

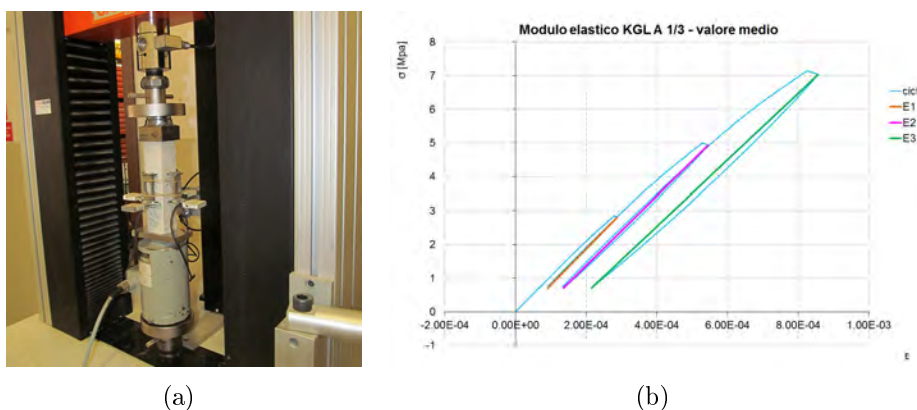


Figura 3.5: Macchina di prova per la determinazione del modulo elastico (a), grafico $\sigma - \epsilon$ del provino KGL 1/3 A, con indicate le tre rette rappresentanti i moduli elastici delle tre fasi di scarico (b)

Tabella 3.6: Resistenza a flessione (f_f) e a compressione (f_{c1} e f_{c2} dei singoli campioni, $\bar{f}_c$ media) dei provini già testati per la valutazione del modulo elastico

sigla provino	f_f [MPa]	f_{c1} [MPa]	f_{c2} [MPa]	$\bar{f}_c$ [MPa]
KGF 1/3 B	3.1850	8.7040	8.5513	8.6227
KGF 2/3 B	3.4300	8.5793	8.6862	8.6328
KGF 3/3 A	3.2340	12.6439	12.6135	12.6287
KGL 1/3 A	2.9155	4.2810	4.4033	4.3421
KGL 2/3 A	2.7832	4.3432	4.3280	4.3356
KGL 3/3 b	2.6313	4.157	4.537	4.4766

3.3 Sperimentazione materiali presso cantiere ESEM, Milano

Lo scopo della sperimentazione è approfondire il tema dell'adesione di materiali compositi applicati con matrici inorganiche e organiche in presenza di sali solubili, mediante prove sperimentali locali di strappo normale (pull-off test), di adesione tangenziale (single-lap shear test) e il tema dell'ancoraggio al substrato murario di connettori in fibra d'acciaio mediante prove di estrazione (pull-out test). Le prove di strappo normale vengono eseguite a vari livelli di altezza dal suolo per indagare eventuali effetti dovuti alla presenza di sali solubili nel supporto murario. Ulteriore finalità è validare i sistemi messi a punto per le prove di adesione tangenziale e di estrazione dei connettori. In Tabella 3.7 sono riportati i diversi tipi di fibra e di matrice che sono stati utilizzati in sito per realizzare differenti tipi di fibrorinforzati da testare. Per una descrizione più approfondita dei materiali si rimanda al paragrafo precedente e alle schede tecniche fornite dal produttore. Si noti che oltre alle fibre d'acciaio, la sperimentazione in esame ha testato anche compositi realizzati con reti in fibra di ardesia. La sperimentazione si è articolata in tre diversi momenti in loco: il 3 settembre 2013 sono state applicate le fibre, due mesi dopo

(13 e 14 novembre 2013) sono stati realizzati i provini per le prove di pull off e pull out, le quali sono state eseguite il 27, 28 e 29 novembre 2013.

Tabella 3.7: Materiali utilizzati presso cantiere ESEM

Sigla	Fase	Nome	Descrizione
SL	Fibra	GeoSteel G600	Trefoli in acciaio a bassa densità; 600 g/m^2
SM	Fibra	GeoSteel G2000	Trefoli in acciaio a media densità; 2000 g/m^2
AN	Fibra	Rete in fibra d'ardesia	Rete bilanciata bidirezionale in fibra di ardesia con filo d'acciaio
KGF	Matrice	Geocalce Fino	Malta a base di calce naturale NHL 3.5 e Geolegante
KGT	Matrice	Geolite	Malta a base di Geolegante
KGG	Matrice	Geolite Gel	Adesivo epossidico bicomponente
KGL	Matrice	Geocalce Fluido	Malta a base di calce naturale NHL 3.5 e Geolegante ad alta fluidità
KEB	Matrice	EcoBinder	Legante idraulico minerale espansivo
KEF	Matrice	EpoFill	Sistema epossidico bicomponente iperfluido

I materiali sono stati applicati in collaborazione con il Politecnico di Milano (Prof.ssa L. Binda e Dr.ssa G. Cardani), su pareti esistenti in pietra e in laterizio, nell'area del cantiere ESEM (Ente Scuola Edile Milano). Tale sito fu affidato, più di venti anni fa, al Politecnico di Milano che vi fece costruire tre moduli di casette per studiare l'effetto di trattamenti consolidanti superficiali contro le alterazioni dovute ai sali solubili. Il cantiere è situato nel quartiere Cimiano, nella zona nord-orientale della città, a pochi chilometri dal Politecnico di Milano (Figura 3.6).

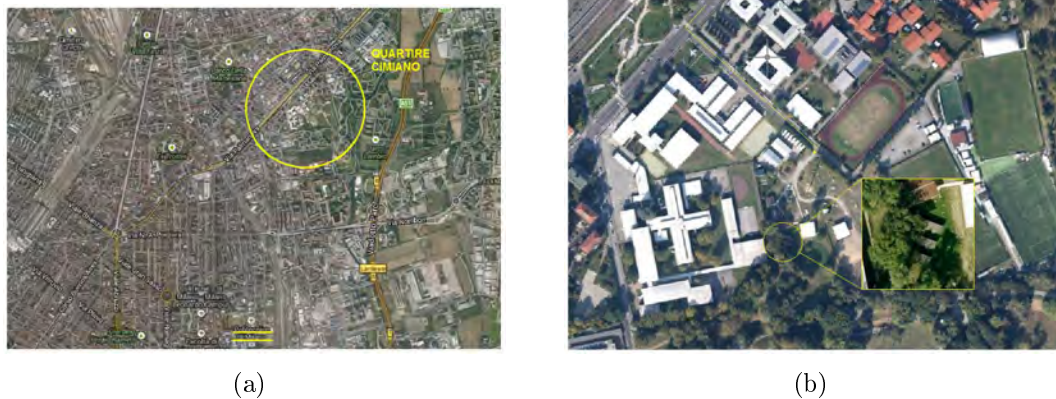


Figura 3.6: Inquadramento generale del quartiere Cimiano, Google maps (a) e individuazione cantiere ESEM con evidenziati i tre edifici in esame (b)

I tre modelli di muratura sono costituiti da un unico piano, con le facciate principali divise in moduli. Due dei tre modelli sono composti da cinque moduli, il terzo da quattro. Ogni modulo è composto da una coppia di pannelli: un pannello di 3 m orientato a sud e un pannello di 1.5 m orientato a ovest (tali orientamenti permettono la massima evaporazione). Le piante sono riportate in Figura 3.7.

Per la realizzazione sono stati scelti materiali che potessero ben rappresentare i materiali comunemente usati per le costruzioni. Il primo modello (modello A) è stato realizzato in *pietra Serena*, proveniente da cave vicine a Firenzuola negli Appennini, largamente usata nel centro Italia; il secondo modello (B) è costituito

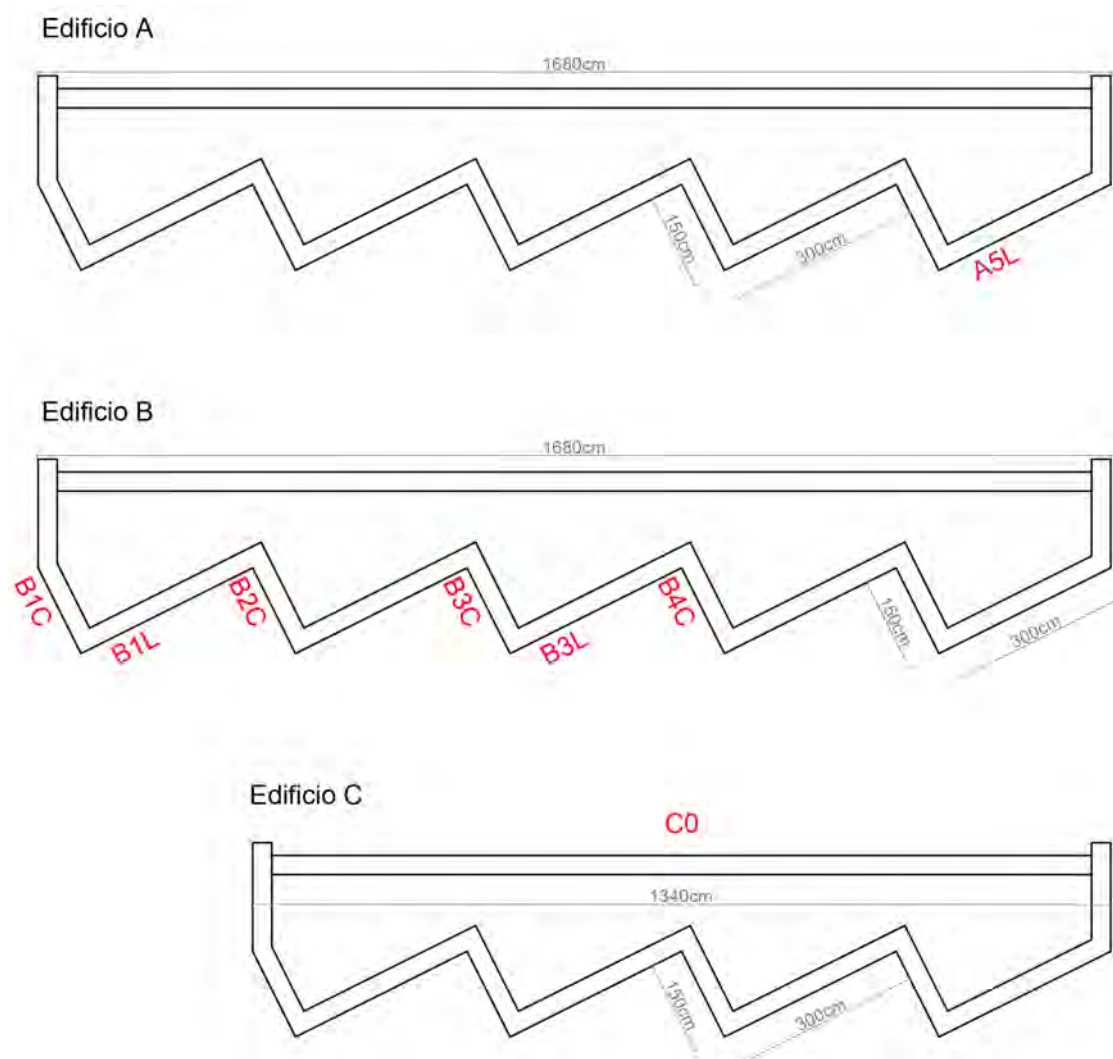


Figura 3.7: I tre edifici del cantiere ESEM: A in pietra, B in mattoni, C misto

da mattoni faccia vista e il terzo modello (C) è misto, composto da una parte in pietra e una in mattoni. La caratterizzazione fisico-chimica e meccanica eseguita in passato sui materiali costituenti ha rilevato i valori proposti in Tabella 3.8; per quanto riguarda l'analisi petrografica eseguita sulla pietra sono stati riscontrati i seguenti valori: 32% quarzo, 7% feldspati alcalini, 13% plagioclasio, 13% calcite, 7% dolomite, 28% filosilicati e altri materiali. La malta è stata preparata con un rapporto 1:3 tra grassello di calce e sabbia calcarea.

Lo spessore delle facciate è di 38 cm per i muri in mattoni e di 30 cm per quelli in pietra. Il muro posteriore misura 25 cm di spessore. I modelli hanno un'altezza di 3.8 m nella parte frontale e di 3.4 m nel retro. Questi edifici sperimentali sono stati eretti volutamente in un'area "inquinata" di Milano. Si è deciso di realizzare veri e propri edifici, piuttosto che pareti murarie indipendenti, al fine di avere all'interno degli stabili un gradiente termico-igrometrico simile a quello delle normali abitazioni. Pertanto i modelli venivano riscaldati durante l'inverno. Per studiare l'effetto della cristallizzazione salina, è stato indotto un degrado artificiale nelle murature introducendo una soluzione salina (Na_2SO_4) in un sistema di contenitori

Tabella 3.8: Risultati delle prove per la determinazione delle caratteristiche dei materiali da costruzione usati (Binda e Baronio, 1991)

Proprietà materiali (D = asciutto, W = umido)				
		<i>Pietra</i>	<i>Mattone</i>	<i>Malta</i>
Resistenza a compressione [N/mm^2]	D	106	29.4	1.4
	W	59.9	23.6	-
Resistenza a flessione [N/mm^2]	D	12.4	4.2	0.4
	W	7.5	4.1	-
Resistenza a trazione [N/mm^2]	D	6.8	1.4	-
	W	3.6	1.4	-
Resistenza al taglio [N/mm^2]	D	7.4	5.3	-
	W	4.7	5.3	-
Densità di massa [Kg/m^3]		2472	1501	1902
Assorbimento acqua [%]		2	25	12
Coeff. di assorbimento [Kg/m^2sec]		0.0037	0.3135	0.2793

posti sotto la base di alcuni pannelli murari. Il suolo sotto i modelli è stato scavato fino ad un certo livello e coperto da uno strato di bentonite, in modo da assicurare la risalita capillare dell'acqua nelle murature. La sperimentazione allora effettuata (Baronio e Binda, 1976) prevedeva una serie di test, in condizioni termiche e igrometriche controllate, per riprodurre i meccanismi di degrado simili a quelli causati dall'ambiente naturale. I modelli di edifici in scala reale sono stati completati nell'Ottobre del 1990, e dal mese successivo è iniziata la sperimentazione, durata qualche anno, che ha rivelato come i materiali a bassa porosità, come le arenarie nel modello A, assorbono minore quantità di acqua, e di conseguenza sono interessati da un degrado limitato, nonostante la presenza di sali. Al contrario materiali ad alta porosità, come i mattoni del modello B, assorbono un'elevata quantità di acqua in breve tempo e, poiché non sono in grado di rilasciarla completamente in tempi rapidi, possono anche essere soggetti ad un forte degrado soprattutto in presenza di sali all'interno. Inoltre si è dimostrato che se i sali non vengono rimossi perdurano nella muratura anche se non visibili, peggiorando il degrado della muratura. L'osservazione della risalita capillare e della diffusione della soluzione salina in funzione del tempo forniscono importanti informazioni sul comportamento delle murature in presenza di acqua: si è constatato infatti che il degrado, in condizioni "secche", diminuiva nel tempo fino ad arrivare ad una condizione stazionaria.

Per ricavare i pannelli murari utilizzati nelle prove svolte per la seguente tesi è stato necessario fruire di tutti e tre gli edifici (A, B, C), il cui schema è riportato in Figura 3.7. Ogni edificio è diviso in più moduli (cinque per gli edifici A e B, e quattro per l'edificio C), caratterizzati da una parete lunga ("L") e una parete corta ("C"). Ogni pannello murario, in seguito, verrà dunque indicato con la lettera relativa all'edificio, il numero relativo al modulo e la L o la C in riferimento alla parete del modulo. La parete longitudinale rettilinea sarà indicata con lo 0.

Nel dettaglio, con riferimento alla Figura 3.7 le prove che si sono eseguite sono:

- A5L: pull-off test su pietra (tutti i provini)
- B1C: pull-off test su laterizio (matrice Geocalce Fino)
- B1L: pull-off test su laterizio (matrice Geolite)
- B2C: pull-off test su laterizio (matrice Geolite Gel)

Tabella 3.9: Compositi realizzati per prove di pull-off

Composito	Matrice	Fibra	Supporto	Strisce
1	Geocalce Fino	GeoSteel G600	Pietra e laterizio	2 + 2
2	Geolite	GeoSteel G600	Pietra e laterizio	2 + 2
3	Geolite	GeoSteel G2000	Pietra e laterizio	2 + 2
4	Geolite Gel	GeoSteel G2000	Pietra e laterizio	2 + 2
5	Geocalce Fino	Rete	Pietra e laterizio	2 + 2
6	Geolite	Rete	Pietra e laterizio	2 + 2

- B3C: pull-out test su connettori (lunghezza di ancoraggio di 30 cm)
- B3L: pull-out test su connettori (lunghezza di ancoraggio di 20 cm)
- B4C: pull-out test su connettori (lunghezza di ancoraggio di 10 cm)
- C0: single lap shear test (tutti i provini)

3.3.1 Prove di pull-off

Per eseguire le prove di pull-off sono state realizzate strisce di materiale composito larghe circa 20 cm e alte circa 150 cm, applicate in direzione verticale sia su supporto in pietra che su supporto in mattoni. Per ogni combinazione fibra-matrice e per ciascun substrato murario sono state realizzate due strisce. I tre elementi di rinforzo (fibra in acciaio G600, acciaio G2000 e rete in ardesia) sono stati combinati con le tre matrici previste (Geocalce Fino, Geolite e Geolite Gel), secondo lo schema proposto in Tabella 3.9 ottenendo sei diversi materiali compositi; la rete d'ardesia è stata applicata solo a matrici inorganiche, mentre la resina epossidica è stata applicata solo con l'acciaio a media densità G2000. In totale, pertanto, sono state realizzate 24 diverse strisce, la cui configurazione finale è riportata in Figura 3.8.

Alcune pareti dei tre edifici in esame presentano, alla base dei setti murari, vasche di accumulo idrico, utilizzate per valutare le conseguenze degradanti che il movimento dei sali, di cui il muro e il terreno sono impregnati, ha in conseguenza alla risalita dell'acqua di imbibizione.

Lo stato di fatto evidenzia un degrado localizzato nella parte inferiore delle pareti (per circa 30-40 cm dal suolo), sia per il mattone, come mostrato in Figura 3.9(a), sia per la pietra, come è evidente in Figura 3.9(b). Nel caso dei muri in pietra è stato possibile disporre, per ognuna delle sei combinazioni, sia una striscia in corrispondenza della vasca, sia una striscia senza vasca sottostante, in modo da poter valutare possibili differenze negli effetti: dopo circa 28 giorni di maturazione delle matrici inorganiche, infatti, le vasche sono state riempite con acqua corrente in modo da determinare un assorbimento continuo d'acqua da parte dei muri. Nel caso delle applicazioni sul laterizio, tutti i provini sono stati realizzati in corrispondenza delle vasche, la presenza delle quali è indicata in Figura 3.8.

I pannelli sono stati individuati cercando di privilegiare quelli a maggior esposizione solare, in modo da favorire i cicli di scioglimento e cristallizzazione dei sali. La superficie di contatto è stata preparata per l'applicazione della matrice; nel

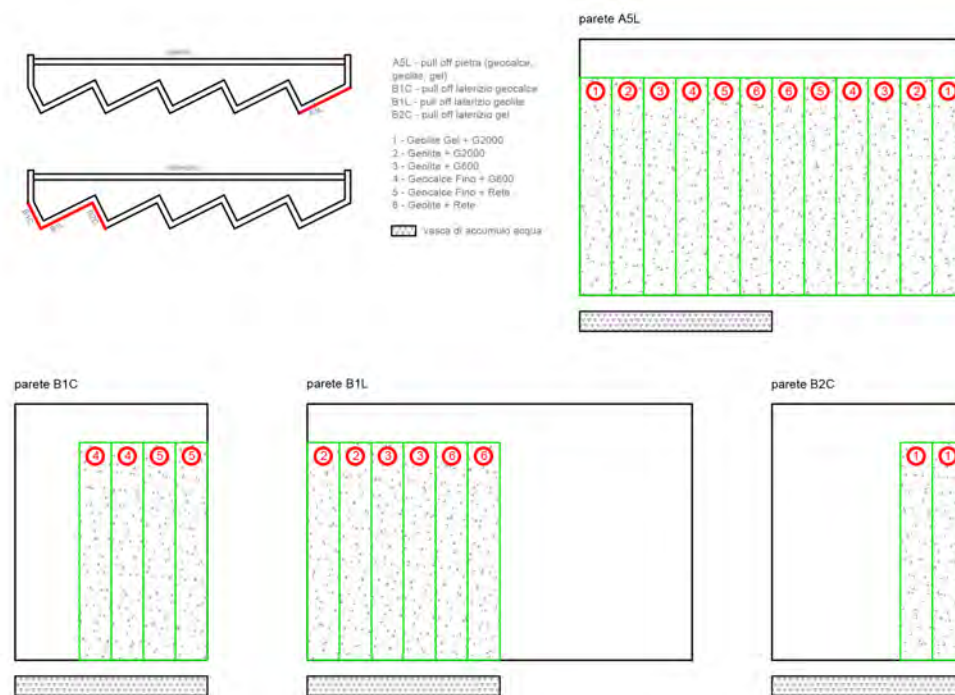


Figura 3.8: Schema pannelli per pull-off test



Figura 3.9: Degrado da risalita capillare, pareti in laterizio (a) e in pietra (b)

caso del laterizio è stata sufficiente una spazzolatura a mano per rimuovere sporco ed eventuali parti decoese, prima con setola in acciaio, poi con setola morbida, Figura 3.10(a), mentre per la pietra, si è preferito irruvidire il supporto, piuttosto liscio, mediante flessibile con disco diamantato, Figura 3.10(b), per poi spazzolarlo manualmente e rimuovere gli eventuali residui, Figura 3.10(c).

Si è proceduto con l'applicazione delle fibre cercando di ottimizzare tempi e materiali, applicando quindi in modo sequenziale i diversi tipi di fibra che utilizzavano la medesima matrice (sia nella pietra sia nel mattone). Inizialmente, su supporto pulito, si è steso a mano un leggero strato di materiale, Figura 3.11(a), su cui, immediatamente, si è applicata la fibra, Figura 3.11(b), con la rete plastica di supporto, nel caso di rinforzo in acciaio, diretta verso la parete. Si è quindi ricoperta la fibra con un ulteriore strato di matrice, Figura 3.11(c), e si è infine rasata la striscia ottenuta. Nel caso di tutte le matrici inorganiche si è prima bagnato



Figura 3.10: Preparazione pannelli per l'applicazione dei compositi

a sufficienza il supporto per determinare una miglior presa della malta; la striscia finale è stata ulteriormente bagnata nel corso della giornata e nei giorni successivi, utilizzando un vaporizzatore.

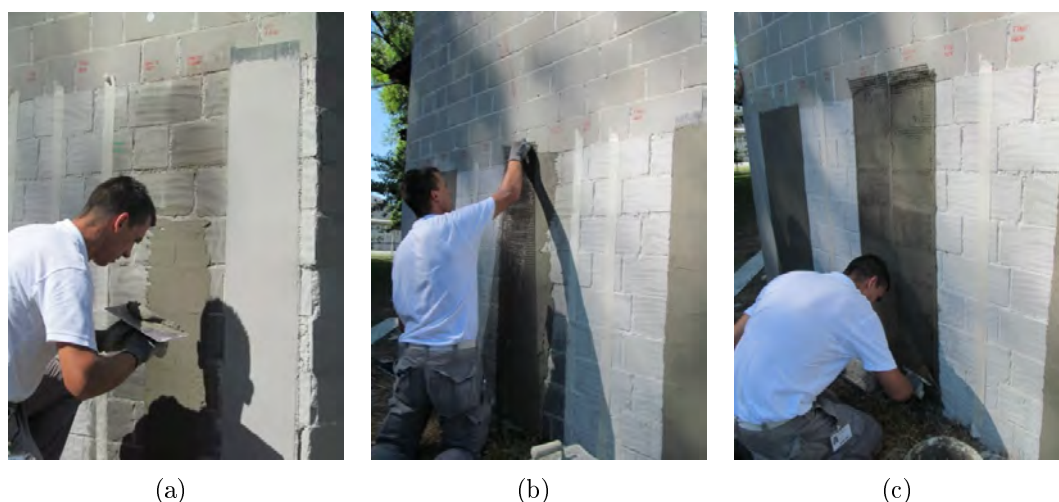


Figura 3.11: Preparazione pannelli per l'applicazione dei compositi

In Figura 3.12 è riportata la configurazione finale del pannello A5L, in cui tutte e sei le coppie di compositi su pietra sono appena stati applicate. A questo punto si attende la maturazione di 28 giorni, in seguito alla quale vengono riempite le vasche di accumulo idrico, avviando così il fenomeno di risalita dei sali.

Passati più di due mesi dall'applicazione dei compositi, si è raggiunto nuovamente il cantiere per preparare i singoli provini, ossia per applicare alla parete i tasselli "dolly". Per ogni striscia si realizzano sei provini, disposti a coppie ad altezze diverse. Le tre altezze sono valutate sulla base della risalita capillare dell'acqua, in modo che una coppia sia in *zona di cristallizzazione*, una coppia in *zona di transizione* e una coppia in *zona indisturbata*. Per ogni coppia, un provino è posizionato al centro dell'elemento resistente e l'altro in corrispondenza del giunto di malta. In Figura 3.13 è riportato lo schema con la posizione dei tasselli e con l'indicazione delle fasce di presenza dell'acqua. Tali fasce sono individuate visivamente in sito, sulla base del degrado dello strato superficiale del paramento (Figura 3.9); per questo motivo, se la zona umida e la zona asciutta sono facilmente indivi-



Figura 3.12: Pannello A5L (muratura in pietra) alla fine dell'applicazione dei compositi

duabili, il margine per la determinazione della zona di evaporazione è abbastanza ampio, anche perché la presenza del degrado non è regolare ma varia in altezza da zona a zona, anche nello stesso paramento. Nel cantiere in esame, inoltre, erano state effettuate poco prima delle prove di pull-off su materiali simili e con la stessa finalità; si è quindi cercato, dove possibile, di riproporre le stesse altezze per la disposizione dei tasselli. Lo schema evidenzia, inoltre, l'assenza di dolly nelle strisce di composito formato da fibra G2000 e Geolite applicate su pietra (contrassegnate con il numero 2); come verrà in seguito spiegato, la strumentazione necessaria non ha permesso di eseguire dei tagli idonei ad isolare efficacemente delle coppie di provini in un materiale resistente come la pietra. La gran parte dei tagli sono stati eseguiti con tazza circolare diamantata; per i compositi più resistenti si è ricorso all'uso del disco flessibile e alla realizzazione di un taglio ottagonale. Nel complesso sono stati applicati 132 tasselli, per ognuno dei quali si andrà ad effettuare una prova di pull-off.

La prima operazione è stata il tracciamento delle posizioni dei tasselli, che ha previsto la ricerca degli elementi resistenti e dei giunti dietro al materiale composito applicato. Disegnate tutte le circonferenze, Figura 3.14(a), si sono eseguiti i carotaggi, applicando una tazza diamantata ($\Phi 60$ esterno, $\Phi 56$ interno) ad un trapano a colonna avvitato alla parete, che penetra per almeno 2 mm nella muratura, Figura 3.14(b). Sui provini composti da fibra di acciaio a media densità (SM-G2000) i tagli sono stati effettuati tramite l'ausilio di un flessibile, talvolta con lama circolare diamantata, talvolta con lama circolare in acciaio HSS, Figura 3.14(c): questo per riuscire a conservare in buone condizioni il campione (nella parete A5L, le due strisce di composito n. 2 non sono state testate, poiché il disco in acciaio HSS non riusciva a tagliare la pietra, mentre la lama diamantata tendeva a rimuovere lo strato superficiale di malta, Figura 3.14(d); si è quindi deciso di non

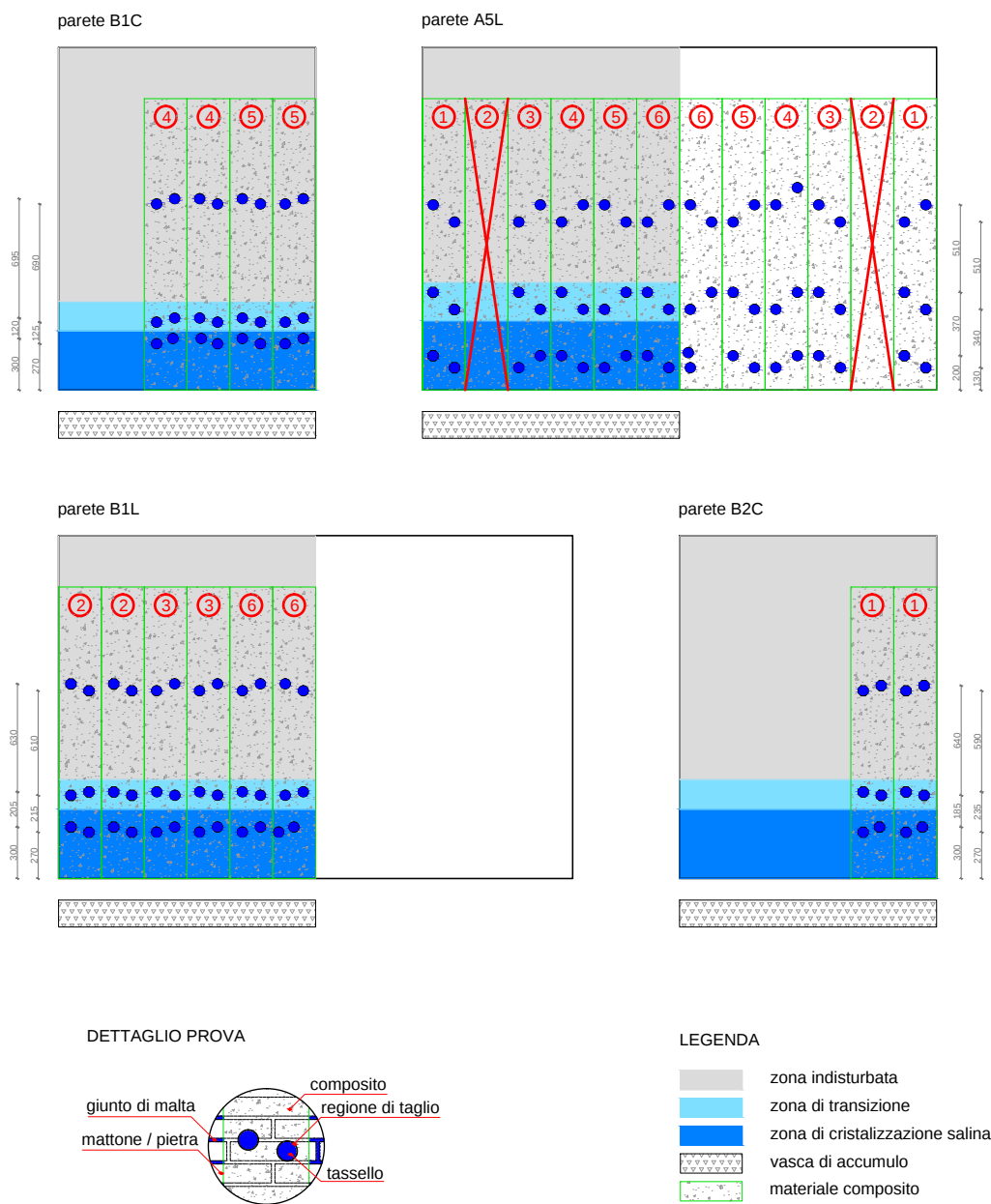


Figura 3.13: Schema provini pull-off (muratura in pietra e mattoni)



Figura 3.14: Procedura di preparazione dei provini per pull-off: disegno circonferenze (a), esecuzione taglio con tazza diamantata su trapano “a colonna” (b), esecuzione taglio con flessibile (c), dettaglio del distacco matrice superficiale nei compositi G2000_Geolite (d), spazzolatura pannello (e), asciugatura pannello (f)

effettuare la prova su quei 12 punti). I tagli sono eseguiti manualmente a formare un ottagono, a partire dalla sagoma disegnata. Segue una pulitura superficiale della muratura intagliata con spazzola metallica, Figura 3.14(e) e soffiatura con

aria compressa (pompa manuale), per rimuovere la polvere migliorando l'adesione dei tasselli e l'isolamento del provino. A questo punto si è preparata la fase di incollaggio dei tasselli in alluminio. L'adesione avviene per mezzo di resina epossidica bicomponente, che richiede una pulizia approfondita del tassello e un grado di umidità del supporto praticamente nullo. In alcuni casi lo strato superficiale del materiale composito risultava eccessivamente umido e dunque si è provveduto a riscaldare il supporto con un asciugatore elettrico nel momento immediatamente precedente all'applicazione della resina, Figura 3.14(f). Tutti i tasselli sono stati puliti con diluente nitro; con lo stesso materiale si sono passati i tagli eseguiti sui composti realizzati con matrici organiche. Una volta miscelata la resina, un leggero strato della stessa è stato cosperso su ogni singolo provino; un eccesso di resina potrebbe provocare l'ostruzione del foro che delimita il provino e lo scivolamento verticale del provino stesso per effetto della gravità. Per incollare il provino è sufficiente imprimere al tassello una pressione manuale per qualche secondo, fintanto che si avvii la fase di indurimento; per velocizzare l'indurimento si è riscaldato il provino con l'asciugatore elettrico. Passato qualche minuto dall'installazione di tutti i 132 provini, si è effettuata una verifica puntuale per controllare lo scivolamento e l'adesione dei singoli tasselli.

Dopo due settimane dalla preparazione dei provini, si sono realizzate le prove di pull-off. Per consentirne l'esecuzione si è utilizzato il dinamometro Matest (Pull-off tester portatile E124-16kN, Figura 3.15(a)): l'apparecchio è corredato da una piccola cella di carico e di un visualizzatore digitale ad alta risoluzione, che permette di visualizzare lo sforzo di trazione che viene applicato ruotando la manovella. I tre piedini di appoggio dello strumento possono essere fissati nella posizione "larga" (ingombro diam. 176mm) con appoggio molto stabile; oppure nella posizione "compact" (ingombro diam. 92.5mm) per test in spazi ristretti o per campioni vicini l'uno all'altro. Per la sperimentazione è stata usata la configurazione larga. Ogni tassello è stato contrassegnato con una sigla identificativa, Figura 3.15(b), e su una tabella è stato registrato il valore del carico di rottura e il tipo di rottura, Figura 3.15(c); è seguito infine il fotorilievo di ogni tassello: il campione è stato posizionato su una griglia centimetrata (posizionata nello stesso piano della superficie di rottura) e fotografato zenitalmente, Figura 3.15(d).

3.3.2 Single-lap shear test

Per effettuare la prova di adesione tangenziale (single lap shear test) sono state realizzate nove strisce di composito fibra-matrice, della lunghezza di 30 cm e della larghezza di 6 cm. La lunghezza di ancoraggio richiesta per la prova è di almeno 30 cm e quindi nel complesso la lunghezza della fibra è stata di 70 cm. La Tabella 3.10 descrive i provini realizzati.

Individuata la parete da utilizzare per la prova, indicata in Figura 3.16(a), si sono determinate le posizioni e l'orientamento dei provini. Sebbene la scelta iniziale fosse di disporre i provini in modo orizzontale, si è deciso di posizionarli verticalmente affinché la striscia di fibra comprendesse una quantità maggiore di giunti di malta. Il procedimento operativo è lo stesso della prova di pull-off. L'altezza da suolo è tale da essere in zona neutra, non influenzata dagli effetti dovuti all'imbibizione d'acqua. La configurazione è riportata in Figura 3.16(b).

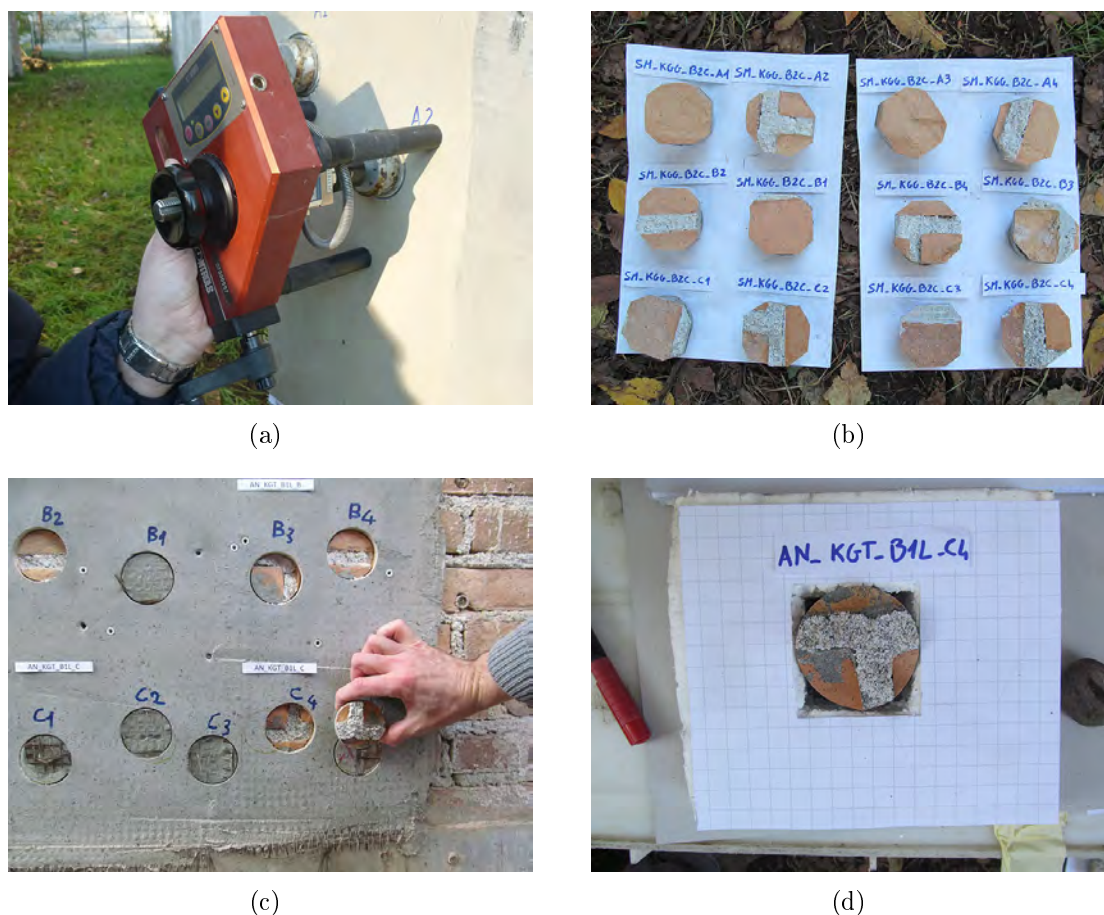


Figura 3.15: Prova pull off: il martinetto, la cella di carico e i trasduttori (a), il sistema collegato alla pompa (b), un immagine a fine prova (c) e la foto del connettore sfilato (d)

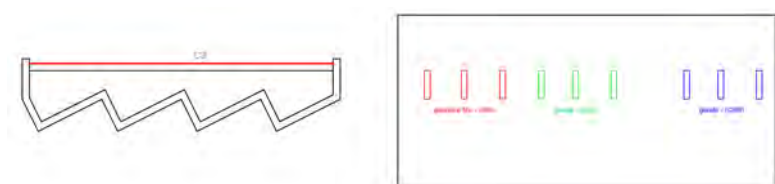
Tale sperimentazione risulta ad oggi non essere ancora stata eseguita, a causa della difficoltà nella calibrazione e progettazione di una macchina di prova che possa consentirne la corretta esecuzione. Pertanto, nella presente tesi, non verranno presentati i risultati sugli shear test.

3.3.3 Prove di pull-out su connettore in fibra di acciaio

Con il nome di connettore si indica comunemente un tipo di dispositivo di ancoraggio terminale, o intermedio, da applicare a rinforzi in materiale composito per incrementare la resistenza nei confronti dei meccanismi di rottura per distacco del supporto, generalmente fragili e notevolmente condizionanti il progetto del rinforzo stesso. Con la prova di pull-out (prova di estrazione dal supporto) si va a valutare la resistenza del connettore inghisato nella parete in laterizio. Scopo della sperimentazione è verificare la prestazione di connettori realizzati con tessuto in acciaio applicati con diverse matrici. Inoltre, si vuole analizzare l'effetto di diverse profondità di inserimento nella muratura, e si vogliono sperimentare diverse configurazioni di tessuto utilizzato per i connettori, variando numero di trefoli o densità degli stessi. Nel complesso si sperimentano sette diverse applicazioni, come

Tabella 3.10: Compositi realizzati per prove di single lap shear

Composito	Matrice	Fibra	Strisce
1	Geocalce Fino	GeoSteel G600	3
2	Geolite	GeoSteel G600	3
3	Geolite	GeoSteel G2000	3



(a)



(b)

Figura 3.16: Schema di prova per single lap shear test (a) e pannello C0 con i nove compositi applicati (b)

riportato in Tabella 3.11 , basate sul tipo di matrice, di fibra, sul numero di trefoli e su tre diverse lunghezze di ancoraggio L. A. (10, 20, 30 cm) su foro cieco. Si è deciso di scegliere tre pareti differenti (B3C, B4L, B4C), in modo da organizzare i connettori sulla base della loro lunghezza di ancoraggio (Figura 3.17).

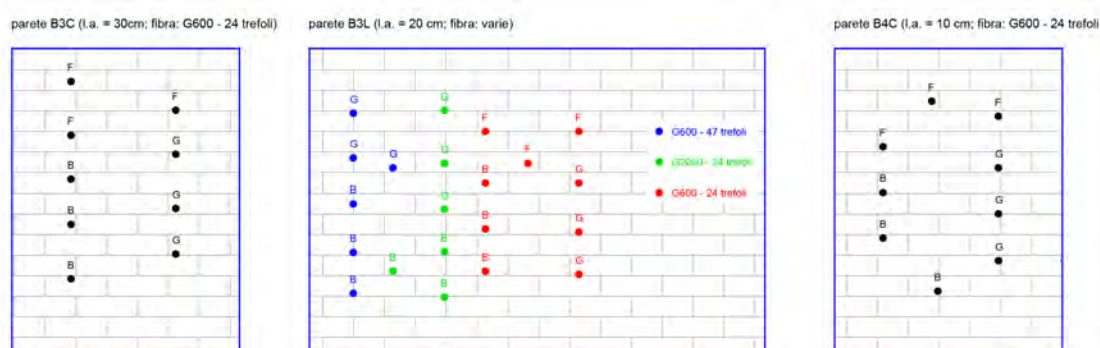


Figura 3.17: schema pannelli per pull-out test.

Ogni connettore, fuoriesce dalla parete circa 60 cm, per consentire successiva-

Tabella 3.11: Compositi realizzati per prove di pull-out

Composito	Fibra	Matrice	Parete	Trefoli	L. a.	Campioni
SL_KEB_B3C_30_24	G600	EcoBinder	B3C	24	30	3
SL_KEF_B3C_30_24	G600	EpoFill	B3C	24	30	3
SL_KGL_B3C_30_24	G600	Geocalce Fluido	B3C	24	30	3
SL_KEB_B3L_20_24	G600	EcoBinder	B3L	24	20	3
SL_KEF_B3L_20_24	G600	EpoFill	B3L	24	20	3
SL_KGL_B3L_20_24	G600	Geocalce Fluido	B3L	24	20	3
SL_KEB_B3L_20_47	G600	EcoBinder	B3L	47	20	3
SL_KGL_B3L_20_47	G600	Geocalce Fluido	B3L	47	20	3
SM_KEB_B3L_20_47	G2000	EcoBinder	B3L	47	20	3
SM_KGL_B3L_20_47	G2000	Geocalce Fluido	B3L	47	20	3
SL_KEB_B4C_10_24	G600	EcoBinder	B3C	24	10	3
SL_KEF_B4C_10_24	G600	EpoFill	B3C	24	10	3
SL_KGL_B4C_10_24	G600	Geocalce Fluido	B3C	24	10	3

mente l'ancoraggio con la macchina di prova; nel complesso, dunque, la lunghezza totale del connettore è data dalla somma tra i 60 cm esterni e la lunghezza di ancoraggio (La). Individuate le pareti (B3C per i 10 cm, B3L per i 20 cm, B4C per i 30 cm), utilizzando un trapano elettrico sono stati realizzati gli opportuni fori sulla muratura, di diametro 26 mm; Figura 3.18(b). Per comodità, e data la notevole resistenza del laterizio, si è inizialmente realizzato un foro da 24 mm, per poi ingrandirlo con la punta $\phi 26$. Per valutare la profondità del foro durante l'esecuzione è stata applicata alla punta del trapano una striscia di nastro adesivo di carta alla distanza opportuna, come illustrato in Figura 3.18(a); la cavità realizzata inoltre, è stata leggermente inclinata verso il basso, per ridurre, in fase di iniezione, la fuoriuscita della miscela dal foro.

Una volta realizzati i connettori arrotolando manualmente le strisce di fibra preparate, questi sono stati inseriti nei rispettivi fori e mantenuti leggermente inclinati verso l'alto. I fori da iniettare con Geocalce Fluido e Geolite sono stati opportunamente bagnati, Figura 3.18(c), per favorire il processo di presa della miscela. Nel caso dell'EpoFill, la matrice più fluida, una volta inseriti tutti i connettori, il foro è stato leggermente stuccato nella parte inferiore con Geolite Gel, Figura 3.18(d), e quindi ulteriormente occluso con uno strato di nastro adesivo di carta; tutti gli accorgimenti appena descritti sono stati realizzati per impedire alla miscela iniettata di fuoriuscire.

Per iniettare i fori, si è realizzato un sistema di pompaggio manuale utilizzando una siringa in plastica da 60 ml accoppiata ad un tubo in gomma. Il sistema, permette di inserire il tubo all'interno del connettore, di iniettare dal fondo del foro e di estrarre lentamente il tubo fino a riempire totalmente la cavità di miscela. Una volta riempita la cavità, si provvede a chiuderla ulteriormente con nastro adesivo di carta (per evitare fuoriuscite di miscela) e a dare un'ultima pompata di materiale inserendo il tubicino in gomma direttamente dalla parte superiore del foro, come visibile in Figura 3.18(e). L'estrema fluidità della matrice epossidica EpoFill, ha provocato una notevole fuoriuscita di materiale dal foro, che potrebbe dunque risultare non del tutto saturato; la Figura 3.18(e) riporta i pannelli murari a fine prova; il pannello a sinistra, B3C, mostra un evidente stato di fuoriuscita



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 3.18: Procedura di installazione connettori: misura punta trapano (a), esecuzione foro (b), bagnatura foro per matrici inorganiche (c), inserimento fibra e stuccatura foro (d), iniezione con miscela (e), fissaggio connettori per stagionatura (f)

della resina dai fori di iniezione.

Trascorsi due mesi, la parte esterna del connettore è stata inghisata a tubi in acciaio, su cui si “aggrapperà” la macchina di prova. I connettori vengono poi tagliati in modo che la lunghezza esterna sia di 39 cm, Figura 3.19(a). Quindi

i connettori sono inseriti all'interno di tubi in acciaio ($\Phi = \frac{3}{4}$ ") lunghi 34 cm, precedentemente lavanti con diluente nitro e filettati ad un'estremità per potersi avvitare al sistema di prova. Nel complesso il connettore fuoriesce dal muro per una lunghezza di 8-10 cm, per poi infilarli nel tubo per 30 cm circa. Per i connettori a media densità (G2000), la matrice in plastica su cui sono incollati i singoli trefoli è stata rimossa per permettere la massima iniezione della resina all'interno del tubo. Per l'iniezione si utilizza resina bicomponente EPOMAX (SPIT), disponibile in cartucce da applicare a normali "pistole" da silicone, che viene fatta percolare in modo uniforme per tutta la lunghezza del tubo, facendo attenzione di lasciare pulita l'ultima zona filettata, Figura 3.19(b). Dall'altro foro del tubo, invece, si lascia fuoriuscire un po' di resina, in modo da formare un tappo sigillante. I tubi, una volta iniettati, devono restare perpendicolari alla muratura e paralleli al connettore iniettato, Figura 3.19(c). Terminata la procedura di inghisaggio ai tubi, e atteso che la resina inizi a indurire, la parte filettata del tubo è stata ulteriormente pulita, per permettere un efficace avvitamento alla macchina di prova.

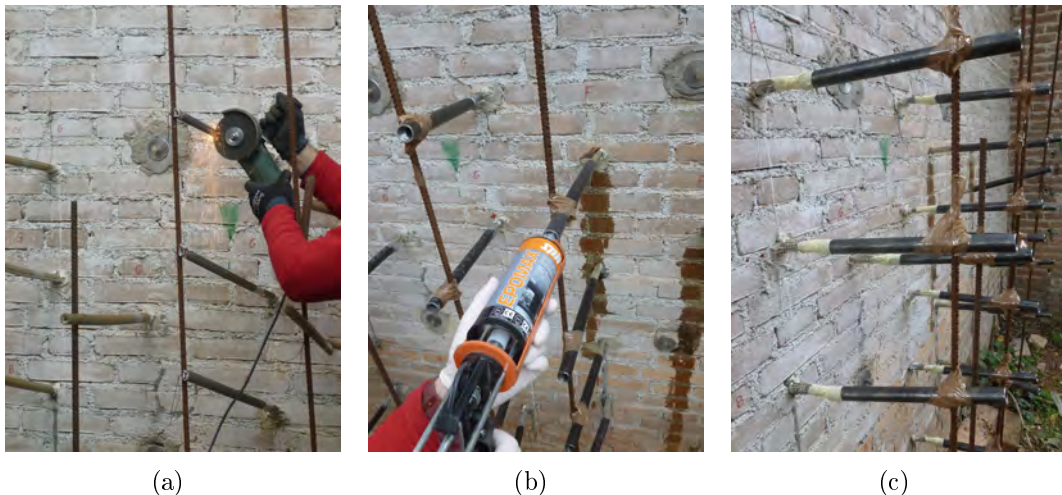


Figura 3.19: Procedura di preparazione connettori: taglio della parte in eccesso (a), inserimento dei connettori nei tubi in acciaio (b), iniezione della resina (c)

Due settimane dopo la preparazione dei provini, si sono svolte le prove di pull-out. Ogni connettore è stato messo in tensione e portato a rottura da un martinetto idraulico, Figura 3.20(a), azionato manualmente da una pompa oleodinamica, Figura 3.20(b). Per ogni campione si è valutato il tipo di rottura, Figura 3.20(c), e si è fotografato il fiocco sfilato, Figura 3.20(d). Il sistema di acquisizione dati, oltre al carico massimo raggiunto, ha registrato le deformazioni al variare dello sforzo.

I risultati delle prove pull-out non saranno analizzati nella presente tesi, ma verranno discussi in elaborati successivi, per dare continuità ad un percorso di analisi matematico-numerica e di confronto con i risultati ottenuti durante la sperimentazione. Ci si è pertanto limitati ad una breve descrizione della fase di preparazione dei campioni.

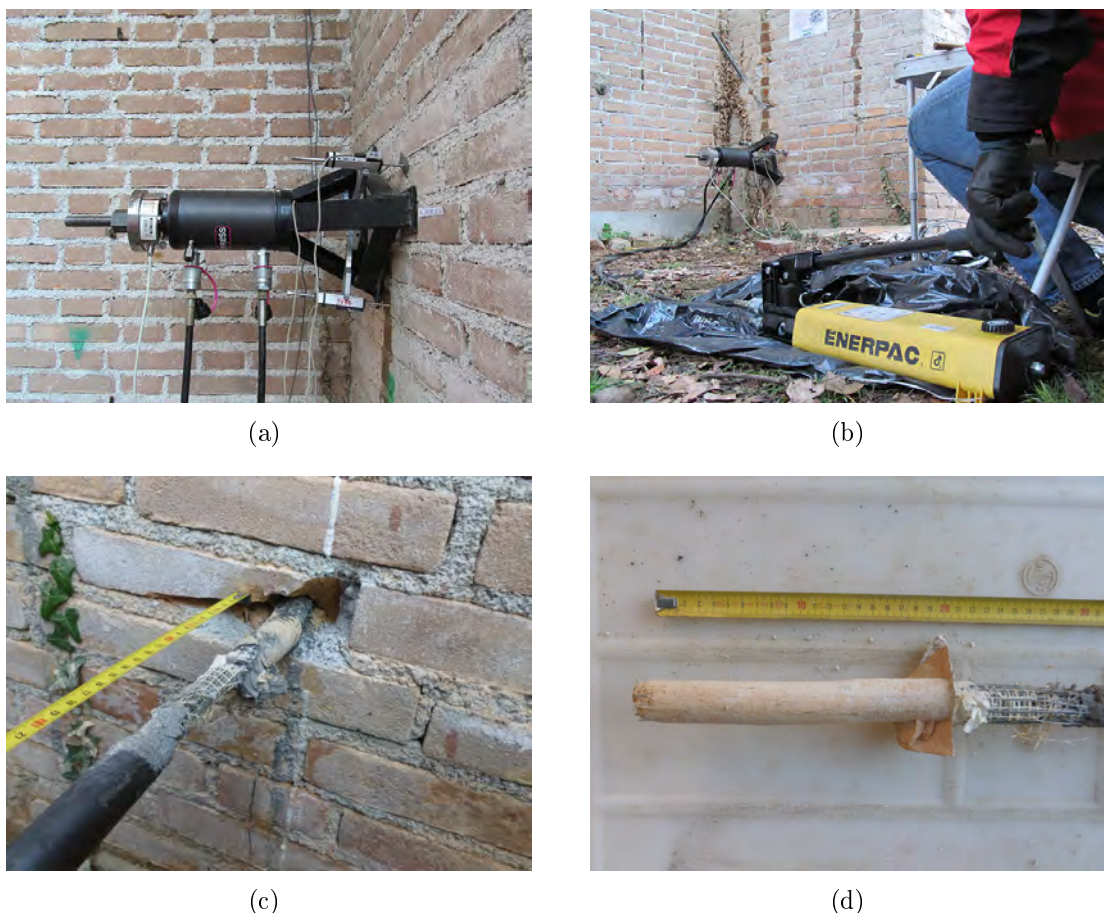


Figura 3.20: Prova di pull out: il martinetto, la cella di carico e i trasduttori (a), il sistema collegato alla pompa (b), un immagine a fine prova (c) e la foto del connettore sfilato (d)

3.4 Caso studio: edificio privato in via Ugolani Dati a Cremona

Lo scopo della sperimentazione è valutare la resistenza a strappo di connettori in SRG (fibra di acciaio e malta a base di calce idraulica naturale), applicati in un intervento di consolidamento della copertura di un edificio privato a Cremona. L'intervento ha previsto l'applicazione di una maglia in fibra d'acciaio sia all'esterno sia all'interno dell'edificio, in prossimità del cornicione, legate tra loro attraverso connettori in composito SRG. Delle fasce dello stesso materiale, inoltre, sono state applicate verticalmente all'estradosso del cornicione, distanziate di circa 1 metro l'una dall'altra, per rinforzare ulteriormente la porzione di copertura da rinforzare. I connettori in fibra sono disposti in tre differenti livelli (A, B, C) come illustrato in Figura 3.21; per permettere la prova di pull-out, nove connettori, tre per ogni livello, fuoriescono di circa 50 cm dal cornicione. Il numero di trefoli che costituisce ogni connettore è riportato in Tabella 3.12. La sperimentazione ha previsto due diversi momenti in sito: l'inghisaggio dei tubi per il tiraggio dei connettori, avvenuto il 26 settembre 2013, e l'esecuzione della prova di pull-out, effettuata il 9

ottobre 2013.

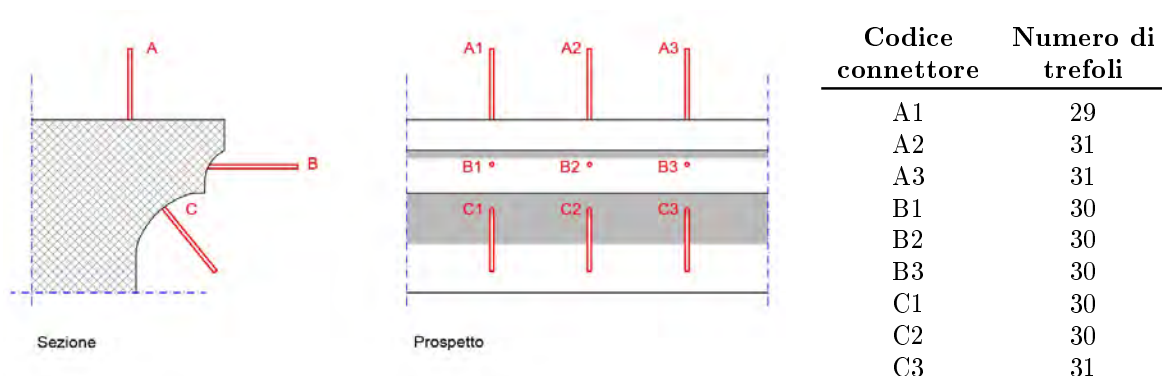


Figura 3.21: Schema disposizione connettori

Tabella 3.12

In Figura 3.22 è riportata la configurazione dei connettori (a, b, c) così come si presentavano al momento del sopralluogo. È possibile notare la complessità delle condizioni al contorno (presenza di travi di copertura, cornicione inclinato o curvilineo) che hanno notevolmente complicato l'applicazione della macchina di prova.

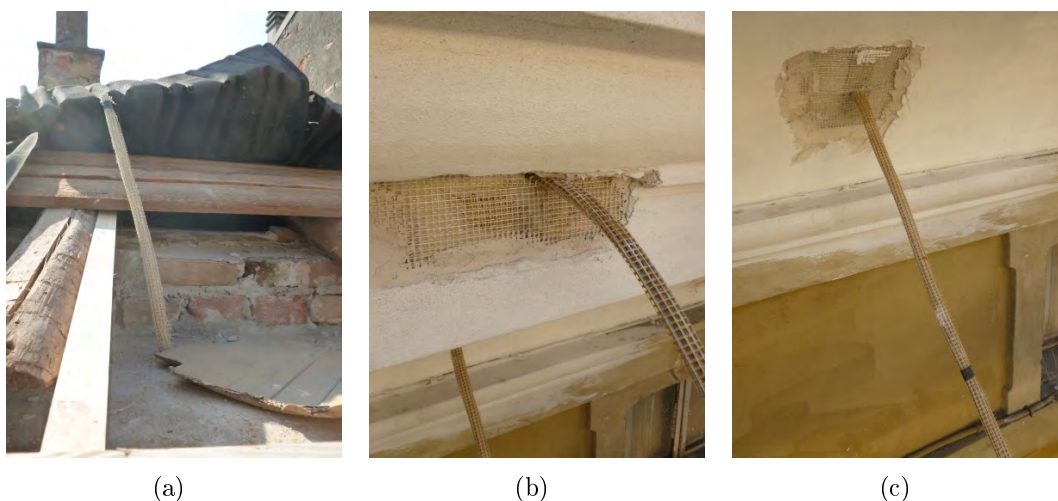


Figura 3.22: I tre diversi tipi di connettore da testare

I nove connettori in esame, per essere testati con il set di prova previsto, necessitano di essere inghisati ad un tubo d'acciaio. Tale tubo, filettato in testa, andrà ad ancorarsi alla macchina di prova per trasmettere la sollecitazione a trazione al connettore in esame. È dunque fondamentale che il tubo d'acciaio sia incollato al connettore in modo opportuno, affinché questo non si sfili e renda quindi inconsistente la prova. Il connettore viene inserito all'interno del tubo fino a circa 3 cm dall'estremità libera; questa porzione di tubo, filettata all'interno, servirà per ancorare il connettore alla macchina di prova. L'inghisaggio avviene per mezzo di resina epossidica bicomponente iperfluida, iniettata all'interno del tubo mediante una siringa in plastica. Per evitare che la resina, notevolmente fluida, fuoriesca dal tubo prima di indurire, si è realizzato un tappo utilizzando un ancorante chimico

in poliestere ibrido a presa rapida (*fisher T-Bond*) dal lato libero del tubo, e si è iniettato dalla parte del connettore, inclinando opportunamente il sistema, in modo che la resina riempia efficacemente il cilindro metallico senza fuoriuscire. Tale metodologia è stata possibile per i connettori di tipo B e C, mentre il connettori di tipo A, essendo verticali, non permettevano un'iniezione “dal basso”. Si è quindi deciso di iniettare totalmente il connettore con l'ancorante chimico a presa rapida, tale da non percolare fuori dal tubo e da indurire in tempi molto bassi (circa 6 minuti).

La prima operazione svolta in sito è stato il taglio dei connettori, Figura 3.23(a), che sono stati uniformati in lunghezza. Questa operazione è servita a realizzare, per ogni tipo di connettore (A, B e C), tre provini di dimensione equivalente, tali da essere compatibili con i tubi in acciaio precedentemente lavorati in laboratorio. La Tabella 3.13 riporta le dimensioni dei connettori; la Figura 3.23(b) illustra la verifica della lunghezza di un connettore di tipo C.

Tabella 3.13: Lunghezza esterna del connettore

Tipo di connettore	Lunghezza esterna del connettore
A	36 cm (dal punto di uscita all'estremità libera del connettore)
B	36 cm (dalla proiezione del cornicione all'estremità libera del connettore)
C	38 cm (dal punto di uscita all'estremità libera del connettore)

Il passaggio successivo è stato il distacco dei singoli trefoli di ogni connettore dalla maglia in plastica che li teneva uniti, Figura 3.23(c). La fibra applicata (Kerakoll G600, a “bassa densità”) è, infatti, un rinforzo unidirezionale composto da trefoli in acciaio e da una griglia in plastica che li tiene unificati ed equidistanti. Rimuovere la maglia in plastica permette di diminuire il volume della fibre e quindi di rendere più semplice l'iniezione della resina all'interno del tubo.

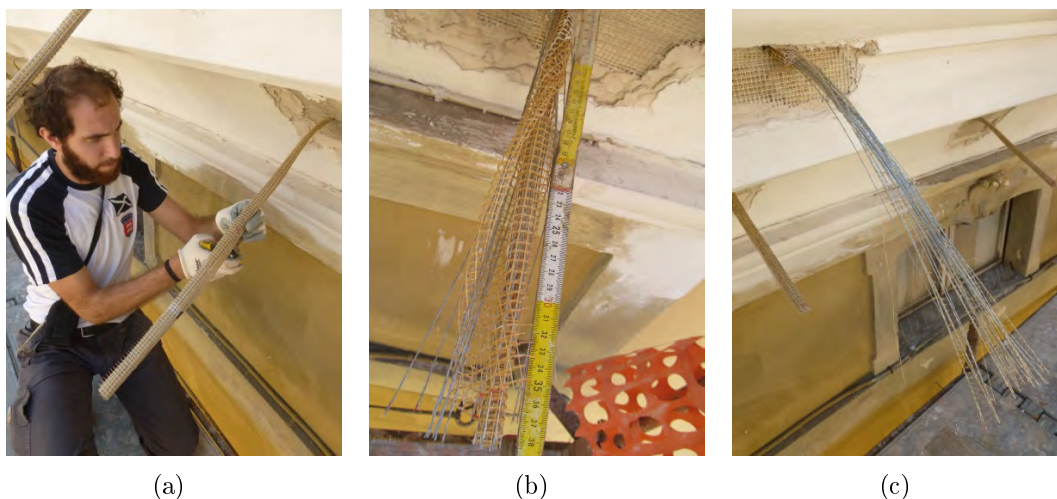


Figura 3.23: Fasi di taglio del connettore

Si è quindi proceduto con l'applicazione dei tubi d'acciaio. Per quanto riguarda i connettori di tipo A si sono utilizzati due blocchi sovrapposti in polistirene per

stabilizzare e sostenere il tubo in acciaio, che si trova in posizione verticale. Nel caso dei connettori di tipo B e C, invece, dopo aver realizzato il tappo con l'adesivo a presa rapida i tubi sono stati legati ad assi in legno realizzate in loco, e posizionati con un'inclinazione voluta. Il passaggio successivo è stata l'iniezione dei connettori. I connettori di tipo A sono stati iniettati con l'adesivo a presa rapida (*T-Bond*), mentre per i connettori di tipo B e C si è miscelata opportunamente la resina iperfluida, Figura 3.24(a), e la si è poi iniettata utilizzando una siringa in plastica. Il tubo è stato disposto in direzione verticale, Figura 3.24(b), per permettere alla miscela di riempire completamente la cavità; si è iniettato fino all'orlo superiore, Figura 3.24(c) ed infine si è sigillato con nastro adesivo, per evitare perdite consistenti di materiale in fase di indurimento.

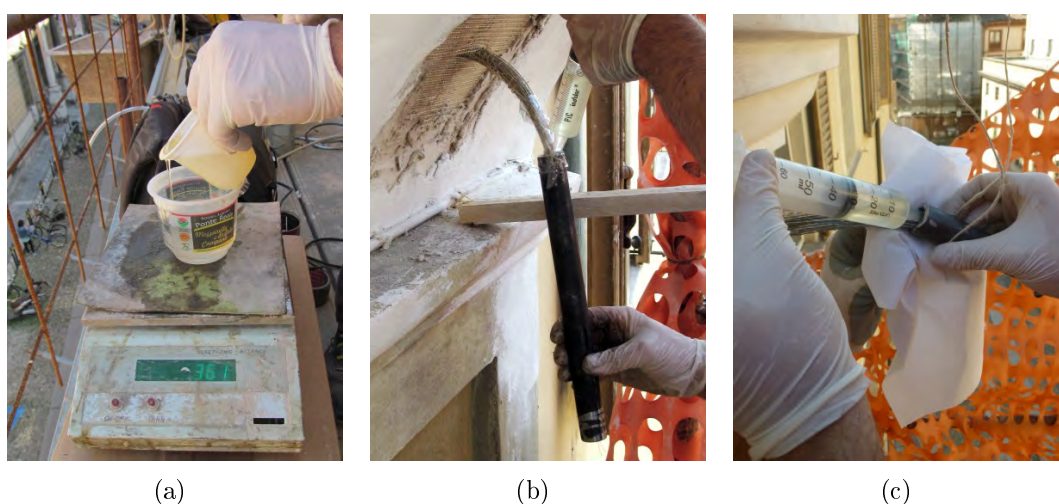


Figura 3.24: Fasi di inghisaggio del connettore

Sebbene il tappo realizzato facesse percolare piccole dosi di miscela, si è ritenuta ininfluenza la perdita avvenuta, poiché il deflusso presente risultava talmente lento da non provocare una riduzione significativa del volume di resina. In circa 40 minuti, infatti, la resina raggiunge una consistenza sufficientemente solida, terminando quindi qualunque movimento macroscopico di materia. Precauzionalmente, tuttavia, si è riempita l'estremità libera del tubo con carta assorbente per tamponare ulteriormente la fuoriuscita di resina. In Figura 3.25 è riportata la configurazione finale dei tre tipi di connettori (A, B, C); si può notare (nei connettori B e C) la presenza di nastro adesivo e di carta assorbente, utilizzati per sigillare le estremità dei tubi e per evitare fuoriuscite inopportune di resina.

L'applicazione dei tubi in preparazione alla prova di pull out ha evidenziato la difficoltà di lavorare con resine troppo fluide, che possono percolare facilmente e che richiedono sistemi opportuni di contenimento del flusso. Si è inoltre proceduto a sperimentare un nuovo materiale composito che andrà sottoposto alle prove di pull-out, e che, in caso di sufficiente tenuta, potrebbe rivelarsi un sistema semplice e veloce per la preparazione dei connettori da testare.

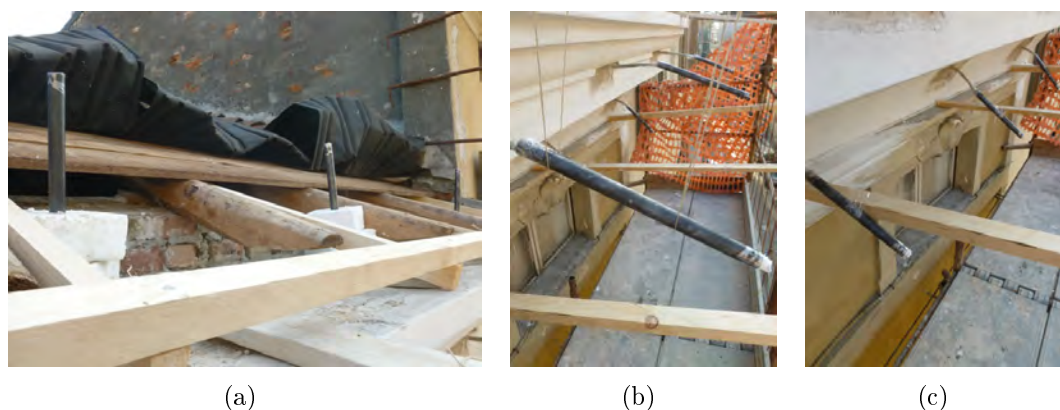


Figura 3.25: Configurazione finale connettori tipo a, b, c

3.5 Caso studio: aggregato N. 1005 a L'Aquila

Il complesso set di prove eseguito a L'Aquila si inserisce all'interno di un progetto di consolidamento di un aggregato del centro storico pesantemente danneggiato dal sisma del 2009. L'aggregato, come è visibile in Figura 3.26(a), è la testa di un gruppo di palazzi situati tra Corso Vittorio Emanuele, Vicolo Cavaliere di Malta, Via Giuseppe Verdi ed è identificato dal codice 1005. La Figura 3.26(b) mostra che l'edificio, di tre piani, ha una pianta piuttosto regolare, caratterizzata da un perimetro trapezoidale e da un ampio cortile interno di forma rettangolare.

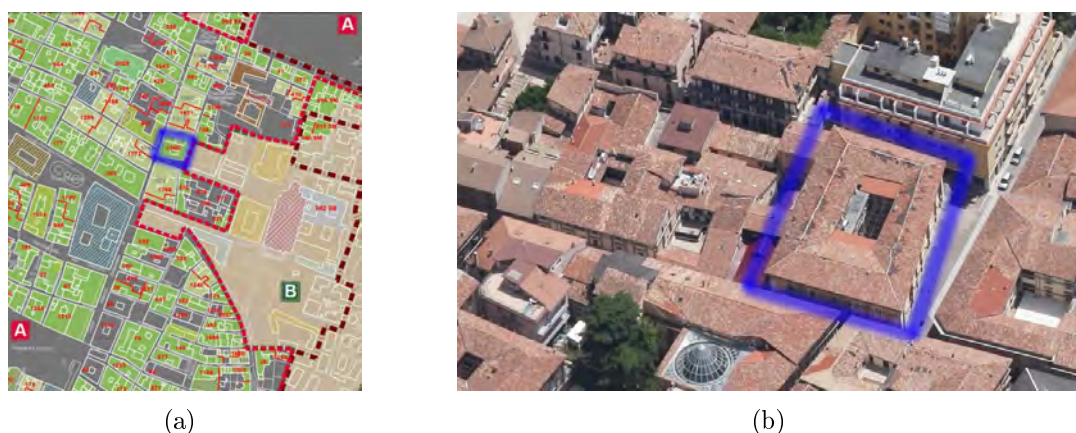


Figura 3.26: Localizzazione del cantiere: consorzio 1005

Nonostante l'apparente semplicità compositiva, evidente in Figura 3.27(a) e Figura 3.27(b), uno studio accurato svolto dal progettista dell'intervento di consolidamento, ha mostrato che l'aggregato ha subito una serie di trasformazioni nel tempo che hanno restituito la forma attuale; le fasi di crescita rilevate sono riportate in Figura 3.27(c).

È risaputo che interventi localizzati provocano un cambiamento del comportamento meccanico dell'intero edificio, fatto qui evidente alla luce dei pesanti danni riportati in conseguenza al sisma del 2009. Per risanare l'edificio, quasi totalmente vincolato dai beni culturali, il progettista ha ipotizzato un intervento di consoli-

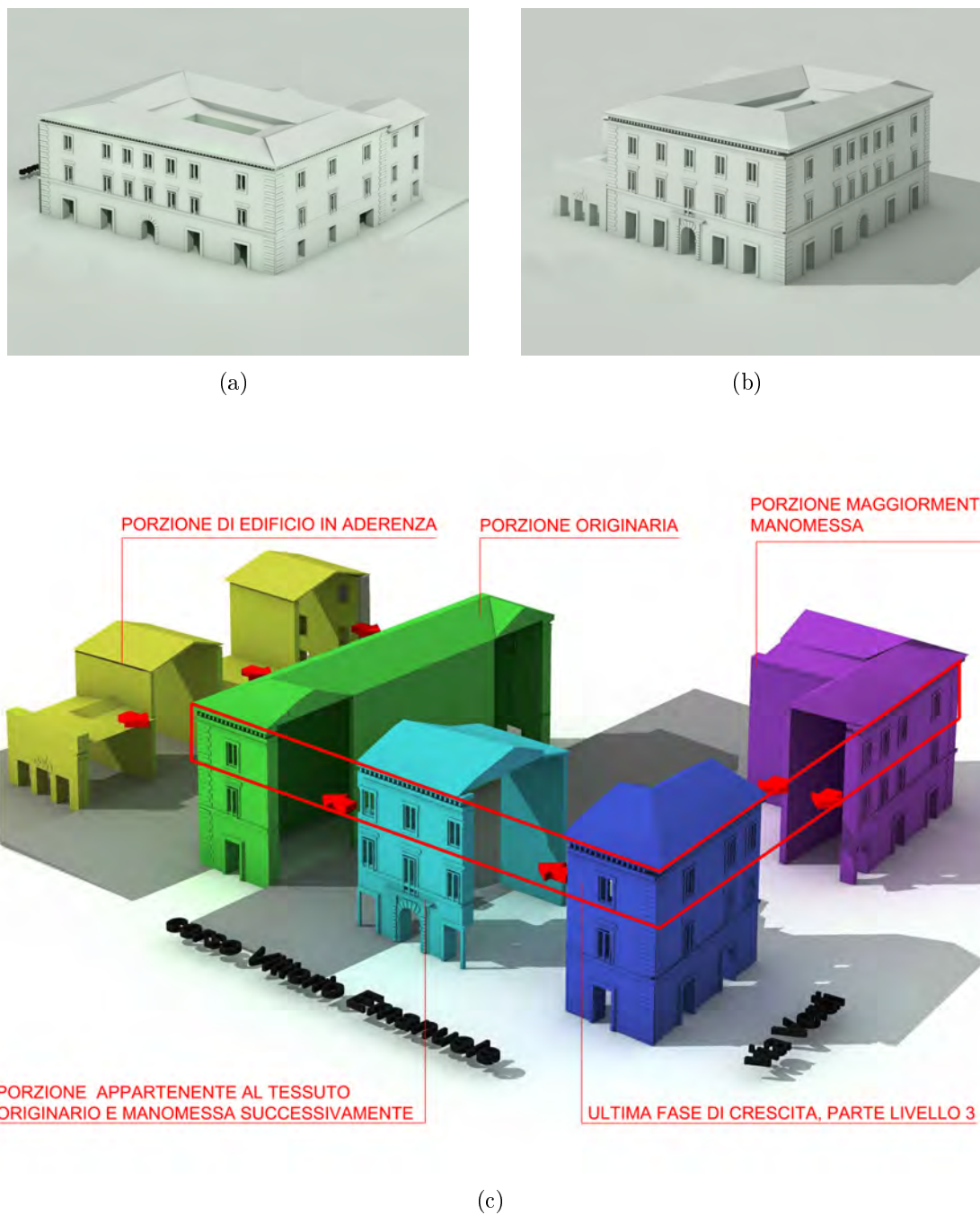


Figura 3.27: Modello 3D del complesso 1005 (a,b), con schema delle fasi di crescita (c)

damento murario mediante iniezione di malta a base di calce idraulica naturale, accoppiato all'applicazione di una griglia di fibre unidirezionali in SRG da entrambi i lati dei paramenti murari, collegate tra loro con connettori in SRG. In tal modo le murature risultano totalmente incamiciate da un sistema che non rinforza soltanto lo strato murario in cui il composito è applicato, ma che grazie ai connettori in SRG lavora in modo omogeneo, portando il paramento murario a comportarsi in modo monolitico.

3.5.1 Piano prove - introduzione

Lo scopo della sperimentazione è quello di valutare l'efficacia dell'intervento di rinforzo, per comprendere l'effettivo beneficio che il consolidamento progettato potrebbe portare all'edificio. Per poter fornire una valutazione accurata sono stati necessari tre diversi momenti, in cui si sono svolte delle opportune operazioni che vengono in seguito elencate, e che saranno successivamente ampiamente descritte:

1. Conoscenza preliminare (29 e 30 aprile 2013)
 - sopralluogo e scelta dei pannelli campione;
 - indagini soniche sui pannelli campione (trasparenze e tomografie);
 - videoendoscopie.
2. Intervento di consolidamento (28 e 29 maggio 2013)
 - applicazione delle fibre sui due lati dei pannelli campione e dei connettori tra le due facce;
 - iniezioni dei pannelli campione.
3. Valutazione dell'intervento (8, 9, 10 luglio 2013)
 - indagini soniche post-iniezione sui pannelli consolidati;
 - prove di compressione diagonale sui pannelli campione;
 - martinetti piatti doppi su pannelli eventualmente consolidati tramite sola iniezione.

I paragrafi seguenti seguiranno l'ordine appena elencato. Per svolgere le prove sopra indicate è stato necessario individuare cinque pannelli murari, sufficientemente ampi e con condizioni al contorno opportune; nel dettaglio i cinque pannelli sono:

- **D1**: pannello campione rappresentativo della muratura; non sarà in alcun modo consolidato e sarà soggetto a prova di compressione diagonale;
- **D2**: pannello campione; verrà iniettato e consolidato con gli SRG e poi sottoposto a prova di compressione diagonale; i risultati verranno confrontati con il pannello D1 non consolidato;



Figura 3.28: Individuazione pannelli campione, piano terra (a) e piano secondo (b)

- **D3:** pannello campione; verrà iniettato e consolidato con gli SRG e poi sottoposto a prova di compressione diagonale; sarà un'ulteriore prova da confrontare sia con D1 sia con D2;
- **MPD_NC:** pannello campione rappresentativo della muratura; non sarà in alcun modo consolidato e sarà soggetto a prova con martinetto piatto doppio;
- **MPD_C:** pannello campione; verrà iniettato e consolidato con gli SRG e poi sottoposto a prova con martinetto piatto doppio; i risultati verranno confrontati con il pannello MPD_NC non consolidato;

La Figura 3.28 riporta la pianta del piano terra (Figura 3.28(a)) e del piano secondo dell'edificio (Figura 3.28(b)), con segnati i pannelli individuati. Oltre ai cinque pannelli sopraindicati, è presente anche il pannello MPD1, in cui sono state effettuate delle prove soniche in trasparenza, ma che poi non è stato utilizzato per la prova di martinetto piatto doppio.

3.5.2 Conoscenza preliminare

Come spiegato nel capitolo 1, la conoscenza dell'edificio è fondamentale per la determinazione di un accurato piano di indagini. Soltanto con un sopralluogo opportuno è stato possibile individuare i pannelli campione, su cui eseguire l'intervento di consolidamento e le successive prove di valutazione.

Sopralluogo e scelta dei pannelli campione. Nonostante le notevoli dimensioni dell'aggregato, è stato particolarmente complicato individuare i cinque pannelli necessari. A causa della grande quantità di aperture presenti, e delle diverse composizioni murarie risalenti ad epoche diverse (presenti anche porzioni in calcestruzzo), la ricerca di pannelli vicini, di dimensioni adeguate (almeno 140 x 140 cm)

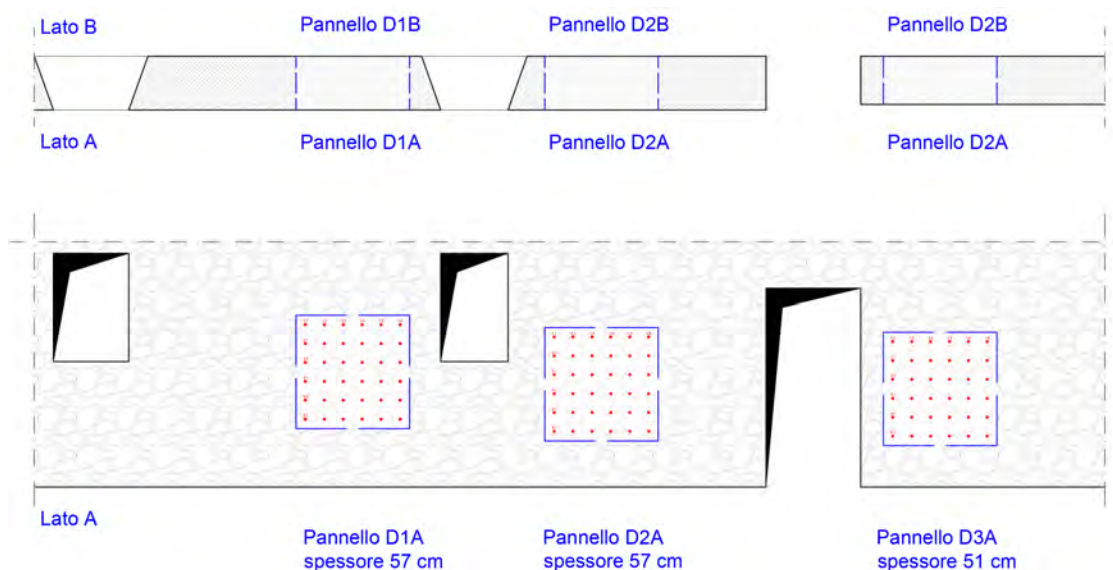


Figura 3.29: Schema trasparenze soniche pannelli D1, D2, D3 in pianta e in prospetto

e considerabili simili per quanto riguarda spessore e materiali costituenti è risultato un problema non indifferente. Per le prove diagonali (pannelli D1, D2, D3) si è optato per il piano secondo, Figura 3.28(b), l'unico in cui fosse presente una parete sufficientemente lunga e sgombra per individuare tre pannelli simili. Per i pannelli MPD, invece, a causa del contrasto richiesto per la prova con i martinetti piatti, è stato necessario trovare due pannelli al piano terra. Poiché il piano prove prevedeva l'esecuzione di tomografie e indagini soniche in trasparenza, era fondamentale accedere ad entrambe le facce del pannello murario. Nel caso dei pannelli MPD_NC e MPD_C, tuttavia, la parete muraria è accostata ad un nuovo paramento in calcestruzzo che sorregge una porzione di edificio costruita successivamente; è quindi impossibile eseguire delle prove soniche valide, poiché il martello si troverebbe in corrispondenza del paramento murario e il ricevitore sarebbe applicato su una parete in calcestruzzo (o viceversa, ma con lo stesso inconsistente risultato). Per questo motivo si è cercata una nuova porzione di muratura sgombra e “continua”, individuando il pannello MPD1, ispezionabile in entrambe le sue facce, su cui sono state eseguite le prove soniche per caratterizzare la parete.

Indagini soniche sui pannelli campione. Per eseguire le prove soniche, il piano prevede una griglia di 6 x 6 punti di battuta, distanziati di 20 cm l'uno dall'altro; nel complesso, dunque lo spazio necessario per i punti di battuta risulta essere di 100 x 100 cm. Le dimensioni effettive del pannello, in accordo anche con le indicazioni richieste per le prove diagonali, sono di 120 x 120 cm, in modo che dal primo punto di battuta al limite del pannello (dove verranno poi eseguiti i tagli per le prove diagonali) ci siano 10 cm. In seguito all'individuazione dei pannelli, si è proceduto con la determinazione dei punti di battuta per le prove in trasparenza. Di fondamentale importanza è la corrispondenza tra i punti all'esterno (lato A) e i punti all'interno (lato B) dell'edificio, in modo che la velocità sonora sia calcolata come rapporto tra lo spessore del paramento murario e il tempo di risposta del segnale. In Figura 3.29 è rappresentata la parete al secondo piano (in pianta e

prospetto) ove si sono individuati i tre pannelli D1, D2, D3, con segnati i punti di battuta per le prove soniche dirette; in Figura 3.30 sono riportate le foto dei pannelli (lato A e lato B) prima di essere sottoposti alle prove soniche dirette. Per la metodologia utilizzata si rimanda al Paragrafo 1.4.1.1.

L'esecuzione delle indagini soniche ha previsto il montaggio del set di prova, composto da un sistema di acquisizione multicanale a cui sono collegati il martello trasmettente e gli accelerometri riceventi, e l'assenza di disturbi esterni che potessero condizionare le onde trasmesse. Il martello e l'accelerometro, posti in punti corrispondenti delle due facce del pannello murario, inviano al computer informazioni relative al tempo che l'onda impiega ad attraversare la muratura, Figura 3.32(a). Un tecnico posto innanzi al sistema di acquisizione valuta la bontà dell'informazione, sulla base del grafico restituito, e in caso positivo salva i dati che verranno in seguito elaborati. Una volta eseguite le trasparenze, i pannelli D1, D2, D3 sono stati sottoposti a tomografie soniche, verticali e orizzontali. Per realizzare questo tipo di prove, come spiegato nel Paragrafo 1.4.1.1, è necessario applicare più ricevitori lungo una retta direzionata orizzontalmente o verticalmente. In Figura 3.31 è riportato lo schema dei punti di battuta per le tomografie soniche, orizzontali e verticali. Generalmente si applicano gli accelerometri a supporti in acciaio incollati al pannello murario, ma nel caso in esame, a causa della manodopera presente e del poco tempo a disposizione, le prove sono state eseguite sostenendo manualmente i sei ricevitori, Figura 3.32(b).

Per quanto riguarda il piano terreno, come si è detto, non risultava possibile eseguire le prove soniche sui pannelli MPD_C e MPD_NC; si è quindi provato a cercare un'altra porzione di muratura, su cui si è individuato il pannello MPD1 e lo si è sottoposto a trasparenze soniche. Tale pannello è stato tuttavia abbandonato, perché si è preferito avere i due pannelli (consolidato e non consolidato) il più attiguo possibili per poter considerare i due pannelli composti dallo stesso materiale e con la stessa tecnica; nell'MPD1 non sono stati eseguiti né consolidamenti con iniezione né martinetti piatti doppi per caratterizzare la muratura.

3.5.3 Intervento di consolidamento

Una volta classificati i paramenti esistenti attraverso le prove qualitative sopraindicate, si è proceduto con il consolidamento murario, avvenuto mediante applicazione di fibre nei due paramenti esterni, inserimento dei connettori tra le due maglie di fibre e iniezione dei pannelli con malte a base di calce idraulica naturale. Si sot-

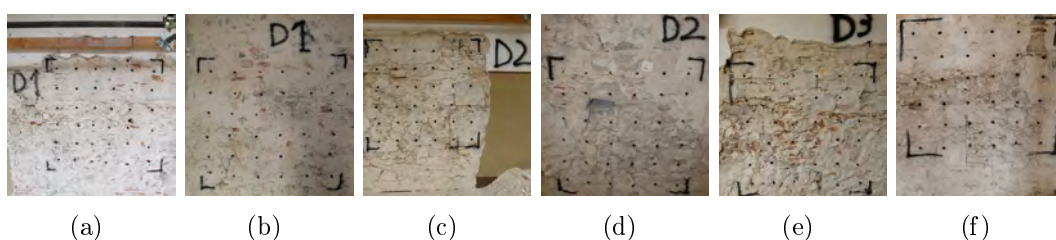


Figura 3.30: Le due facce dei pannelli D1, D2, D3, con segnati i punti di battuta per le prove soniche dirette

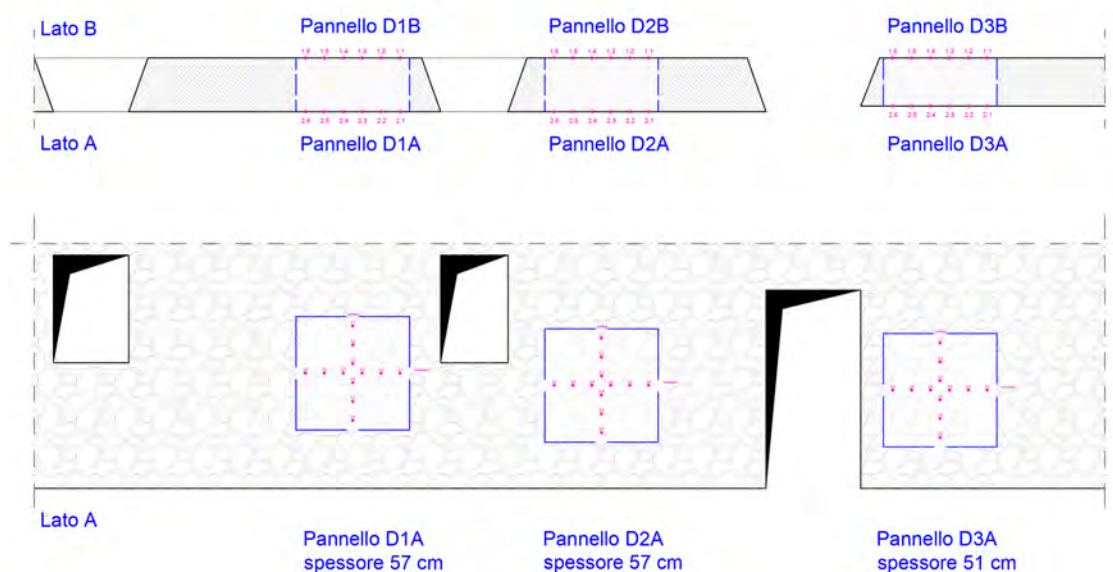


Figura 3.31: Schema tomografie soniche pannelli D1, D2, D3 in pianta e in prospetto



Figura 3.32: Esecuzione di trasparenza sonica (a), esecuzione di tomografia sonica (b)

tolinea che tutti e cinque i pannelli sono stati opportunamente ristilati nei 5 cm esterni di giunto, in modo da non far fuoriuscire ingente quantità di materiale iniettato. Quindi si procede con l'individuazione nel pannello dei punti notevoli necessari: i fori per i connettori, i carotaggi e i tagli per le prove diagonali. I fori per i connettori vengono eseguiti con un trapano con una punta di lunghezza tale

da poter attraversare interamente il pannello; per ogni pannello vengono realizzati 10 fori, che serviranno per le iniezioni, in otto dei quali saranno inseriti i connettori in fibra. I tagli e i carotaggi per le prova diagonali verranno invece realizzati a consolidamento avvenuto.

Applicazione fibre e connettori. La fase di applicazione delle fibre richiede una procedura molto precisa. Innanzitutto è necessario preparare i connettori e le fasce di fibra da applicare. Le fasce sono realizzate da 16 trefoli di fibra in acciaio a bassa densità Kerakoll G600 lunghe 215 cm (verticali) e 120 cm (orizzontali). Per quanto riguarda i connettori, invece, i pannelli D2 e D3 differiscono in relazione alla densità della fibra: per il pannello D2 si sono utilizzate fibre a bassa densità, mentre per il pannello D3 fibre a media densità. La Tabella 3.14 riassume le caratteristiche geometriche di fasce e connettori.

Tabella 3.14: Caratterizzazione fasce e connettori

	lunghezza	fibra	trefoli	posizione
fasce	215	G600	16	verticali
	120	G600	16	orizzontali
connettori	85	G600	24	D2
	70	G2000	47	D3

Per la realizzazione dei connettori l'azienda propone la fibra GeoSteel G2000 a media densità, che permette un utilizzo minore di materiale (10 cm invece che 30 cm); tuttavia, rispetto al caso della GeoSteel G600 a bassa densità, il lavoro di manodopera necessaria per la piegatura del connettore uscente è molto più complicato, poiché la rete di fibra essendo più fitta è meno malleabile. Inoltre, densità maggiori sono meno consigliate in fase di iniezione, dato che la miscela trova una rete più compatta in cui penetrare e quindi potrebbe non riuscire a saturare completamente il connettore. Nel cantiere in esame si sono sperimentati entrambi i connettori, ma le difficoltà in fase di applicazione ha certamente individuato nella fibra G600 a bassa densità la soluzione migliore per eseguire connettori per questo tipo di intervento. La realizzazione dei connettori, una volta tagliata la fibra in base al numero di trefoli e quindi alla resistenza a trazione ultima che si vuole ottenere, consiste nel semplice arrotolamento della fascia e nella momentanea stabilizzazione mediante nastro adesivo in carta. Le estremità del connettore, vengono quindi liberate dalla griglia in plastica, per poter essere poi aperte a raggiera e annegate nella malta che ricopre le fibre. Nel complesso sono state realizzate 16 fasce (8 orizzontali e 8 verticali) e 16 connettori (8 a media e 8 a bassa densità). Prima di iniziare con la procedura di applicazione delle fibre è necessario preparare il pannello: i fori per le iniezione vanno lavati, Figura 3.33(a) e la muratura viene bagnata, Figura 3.33(b), per permettere una presa migliore della malta che sarà in seguito stesa. Una volta che l'acqua sia stata sufficientemente assorbita si applica un leggero strato di malta (Kerakoll Geocalce Fino) che serve come allettamento per le fasce di fibra, Figura 3.33(c); lo strato di malta, dunque, non viene spalmato su tutta la parete ma soltanto sulle fasce su cui sarà applicata la fibra. Con la malta ancora fresca si posano manualmente le fasce in fibra, imprimendo una lieve

pressione con la cazzuola tale da far annegare l'acciaio nel legante, Figura 3.33(d). Prima vengono applicate le due fasce verticali e poi le orizzontali. In corrispondenza dei fori dove andranno poi inseriti i connettori, la rete in plastica che unisce le fasce viene tagliata e il foro viene pulito dall'eventuale materiale legante che vi si è depositato. Una volta applicate le 4 fasce in fibra viene applicato un secondo strato di Geocalce Fino per coprire totalmente i trefoli in acciaio. Lo stesso procedimento va eseguito in entrambe le facce del pannello da consolidare (D2 e D3).

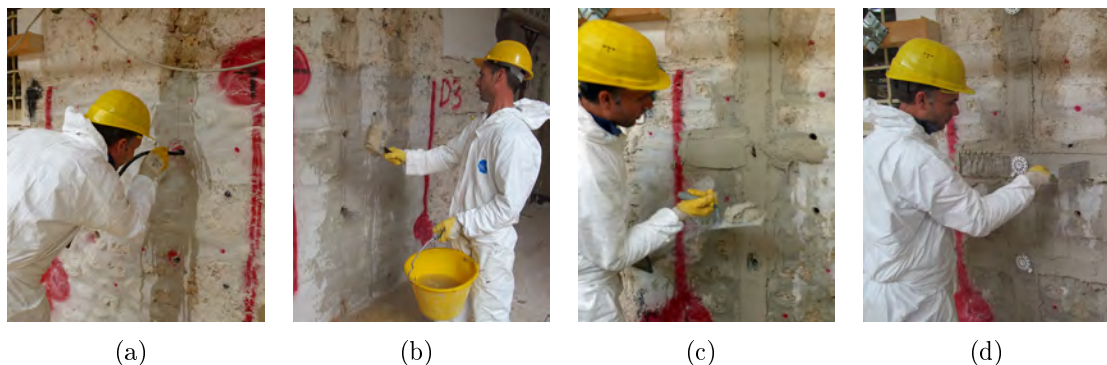


Figura 3.33: Fasi di preparazione pannello e applicazione fasce in fibra

Una volta che entrambi i paramenti sono consolidate con la griglia in fibra, si inseriscono i connettori negli appositi fori, Figura 3.34(a) e si liberano dal nastro adesivo. A questo punto si incastra in ogni foro un tappo in plastica denominato “connettore” che ha lo scopo di aprire l'estremità del connettore e poi di fungere come sede per la pistola di iniezione della miscela; ogni iniettore è fornito di un apposito tappo che permette la repentina chiusura del foro a saturazione raggiunta. I connettori vengono battuti all'interno del foro, Figura 3.34(b), in modo da aprire bene le estremità libere del diatono in fibra di acciaio, che vanno opportunamente piegate per affogare nella matrice inorganica in Geocalce Fino. Come accennato sopra, nel caso di connettori realizzati con fibre G2000 (a media densità) la piegatura dei trefoli è stata particolarmente complicata, ed inefficace, tanto che il connettore non riusciva a penetrare sufficientemente all'interno del foro e veniva spinto verso l'esterno dal connettore stesso, Figura 3.34(c) Per mantenere i connettori in sede si è realizzato un sistema di contrasto con assi di legno o ferri piegati, Figura 3.34(d). Il connettore è stato inserito anche nei due fori privi di fibra che serviranno solamente per l'iniezione della muratura; in questo caso si è utilizzato un materiale legante compatibile per mantenere il connettore in sede.

Iniezione pannelli. Terminata la ristilatura e il rinforzo dei pannelli, questi sono stati iniettati con miscela “Kerakoll Geocalce Fluido” (KGL, Tabella 3.1). La successione dei pannelli è: D3, D2 (piano secondo) e MPD_C (piano terra); in ogni caso si decide di pompare dal piano terra, Figura 3.35(a) e di portare, mediante un tubo collegato alla macchina di miscelazione e pompaggio, la malta di iniezione al secondo piano, per i pannelli D3 e D2. Secondo il progetto originale si prevedono di utilizzare 8.5 l di acqua per sacco, ma tale rapporto sarà ridotto in corso d'opera portando la miscela a 8 l di acqua per sacco. Prima di procedere con l'iniezione

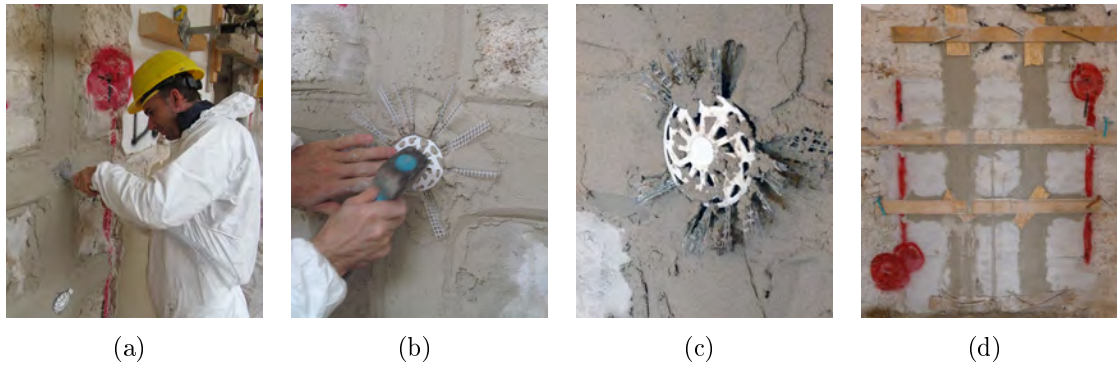


Figura 3.34: Fasi di inserimento dei connettori e di applicazione dei connettori

viene eseguita una *prova di iniettabilità* per stabilire la portata di miscela che la macchina eroga: in un tempo di 140 secondi la miscela pompata ha una massa di 11.2 chilogrammi, che corrisponde ad una portata di 0.08kg/s . Tale valore è fondamentale per definire la quantità di materiale che sarà iniettato nel paramento murario. I pannelli D2 e D3 vengono iniettati dal lato A, Figura 3.35(b) e in ogni pannello il processo avviene dal basso verso l'alto: il tubo di iniezione viene inserito nel foro inferiore che viene saturato (si controlla che la miscela esca dal foro) e poi si prosegue salendo fino a che ogni singolo foro non è riempito con la miscela.

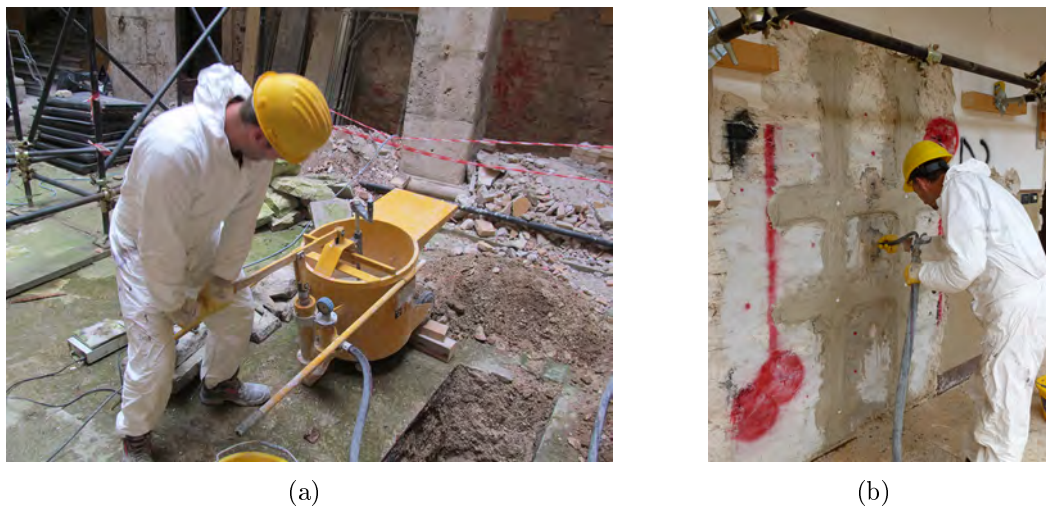


Figura 3.35: Procedura di consolidamento: pompaggio (a) e iniezione (b)

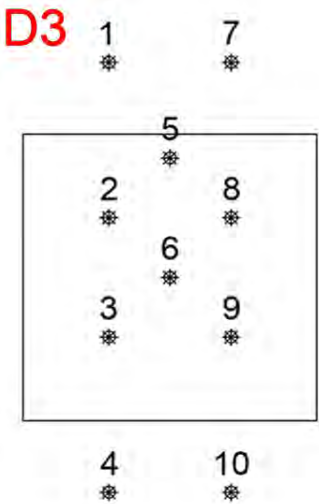
La sequenza di iniezione è la seguente: D3, D2, MPD_C. In seguito sono riportate le operazioni (con gli orari relativi) eseguite per effettuare l'iniezione dei tre pannelli; il dettaglio dei singoli pannelli è illustrato in Tabella 3.36 (D3), Figura 3.37 (D2), Figura 3.38 (MPD_C).

- 14:05: inizio miscelazione, primo sacco inserito nella macchina
- 14:06: secondo sacco inserito nella macchina
- 14:08: terzo sacco inserito nella macchina

- 14:15: **inizio iniezione pannello D3** (foro numero 4)
- 14:22: quarto sacco inserito nella macchina
- Interruzione per pioggia: necessità di coprire la macchina per non sfalsare i valori di acqua nella miscela
- 15:00: fine iniezione pannello D3
- 15:12: puntellamento parete D2b per contenere sforzi di espansione dati da miscela iniettata
- 15:24: **inizio iniezione pannello D2**
- 15:39: quinto sacco inserito nella macchina (*si modifica la quantità di acqua, portandola a 8 litri per sacco*)
- 15:47: interruzione del pompaggio per circa 40 secondi
- 15:52: sesto sacco inserito nella macchina (8l/sacco)
- 16:06: **fine iniezione pannello D2**
- 16:12: settimo sacco inserito nella macchina (8l/sacco)
- 16:16: **inizio iniezione pannello MPD_C**
- 16:33: ottavo sacco inserito nella macchina (8l/sacco)
- Poiché non c'è possibilità di controllare il grado di saturazione del foro, nei casi in cui la miscela non esce dal foro di entrata, si decide di terminare l'iniezione nel foro dopo circa 3 minuti.
- 16:50: fine iniezione MPD_C; lavaggio della macchina, inserendo nella vasca di miscelazione soltanto acqua e pompandola fuori attraverso il dispositivo di iniezione.

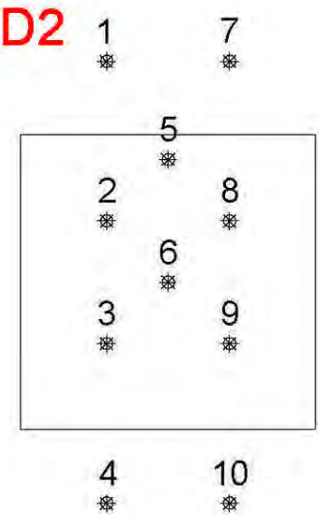
3.5.4 Valutazione dell'intervento

Indagini soniche post consolidamento sui pannelli campione. I pannelli consolidati D2 e D3 sono stati esaminati mediante prove soniche in trasparenza e tomografie verticali e orizzontali. Lo scopo della prova è quello di valutare l'effetto dell'intervento di iniezione nei pannelli, e quindi la riduzione effettiva dei vuoti all'interno della muratura; un incremento significativo delle velocità di trasmissione dell'onda, dopo l'iniezione, rappresenta infatti un evidente segno (qualitativamente parlando) della buona riuscita del consolidamento, che ha dunque ridotto il numero di vuoti all'interno del paramento. Il primo passaggio è stato la restituzione dei punti di controllo, definiti in occasione del primo sopralluogo. Utilizzando gli schemi redatti e in alcuni casi individuando nel paramento i punti originali segnati in occasione della prova pre-iniezione, è stata ridefinita la maglia di 6x6 punti



Foro	Tempo [s]	Massa [kg]
4	330	26.4
10	350	28
3	85	6.8
9	12	0.96
8	50	4
2	35	2.8
7	28	2.24
6	35	2.8
5	45	3.6
1	257	2.56
		98.16

Figura 3.36: Schema fori **Tabella 3.15:** Sequenza di iniezione e miscela iniettata



Foro	Tempo [s]	Massa [kg]
4	346	27.68
10	180	14.4
3	152	12.16
9	137	10.96
6	265	21.2
2	13	1.04
8	149	11.92
5	33	2.64
7	166	13.28
1	31	2.48
		117.76

Figura 3.37: Schema fori **Tabella 3.16:** Sequenza di iniezione e miscela iniettata

necessaria per le trasparenze soniche. È importante ritrovare gli stessi punti per poter realizzare un confronto veritiero tra lo stato pre-iniettato e lo stato consolidato. Non è stato possibile, tuttavia, individuare tutti i punti, poiché il taglio irregolare eseguito con il demolitore ha esportato delle porzioni di pannello notevoli, alcune delle quali contenevano dei punti di battuta. Molti punti, inoltre, si trovano in corrispondenza del rinforzo applicato, ove, a causa dell'intonaco e della fibra, lo spessore murario è leggermente aumentato. Sono quindi stati rilevati gli aumenti di spessore puntuali, per poter poi elaborare correttamente i dati sonici. Una volta individuata la maglia si è effettuata la prova sonica, prima diretta e poi tomografica. Per le tomografie sono stati installati mediante colla a caldo, Figura 3.39(a), sei dischi metallici sul paramento murario; ad ognuno di essi si avvita un accelerometro, assicurando quindi il perfetto posizionamento dei sei ricevitori per tutto il corso della prova. In Figura 3.39(b) è riportato il lato A del pannello D3 con i sei accelerometri installati.

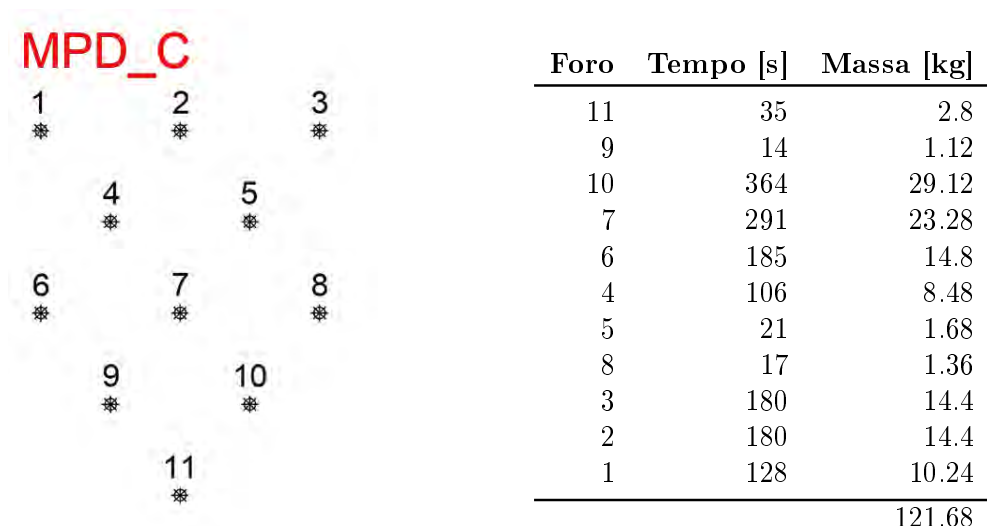


Figura 3.38: Schema fori **Tabella 3.17:** Sequenza di iniezione e miscela iniettata



Figura 3.39: Accelerometri per prove tomografie soniche

Prove diagonali. La prova di compressione diagonale costituisce il più complesso metodo di indagine sperimentato nel cantiere a L'Aquila. Tale test ha l'obiettivo di valutare l'efficacia dell'intervento eseguito quantificando l'incremento di resistenza a rottura del pannello consolidato, dovuto all'iniezione e all'applicazione delle fibre. L'esecuzione della prova di compressione diagonale, come spiegato nel Paragrafo 1.4.1.4 e secondo l'attuale set di prova, richiede una particolare preparazione del pannello; è necessario eseguire con una sega circolare diamantata due doppi tagli distanziati di 5 cm per isolare lateralmente il pannello dal resto della muratura. Sono inoltre richiesti tre fori (un carotaggio e un doppio carotaggio) di diametro 25 cm, per poter inserire le travi d'acciaio necessarie per distribuire la spinta dei martinetti. In Figura 3.40 è riportato lo schema preparatorio in cui sono indicati i carotaggi e i doppi tagli da eseguire.

Nonostante le precise indicazioni inviate, i tagli sono stati eseguiti utilizzando un trapano demolitore e realizzando una serie di fori attigui verticali in modo da restituire una fessura continua, Figura 3.41(a). Questa metodologia ha provocato una frammentazione dello spigolo murario che è collassato in diverse parti,

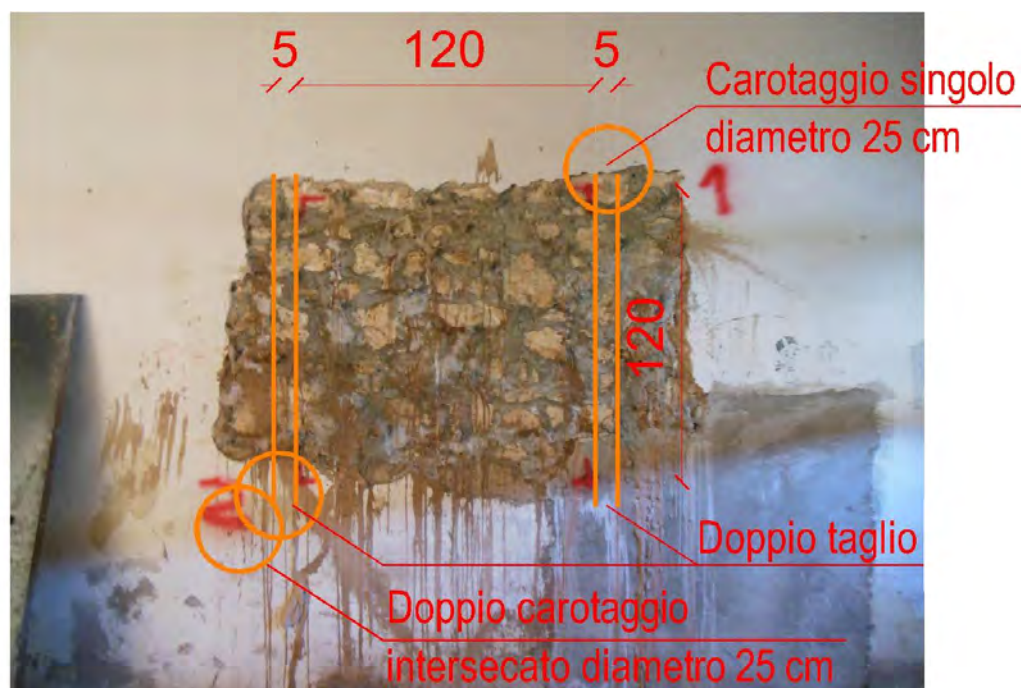


Figura 3.40: Schema preparazione pannelli per prove diagonali

Figura 3.41(b) e il danneggiamento o distacco della fibra applicata, Figure 3.41(c) e 3.41(d). L'impossibilità di controllare le dimensioni del taglio, che come detto risulta molto frastagliato e incoerente, ha inoltre provocato la perdita di alcuni punti di battuta necessari per eseguire le soniche post iniezione. È però doveroso ricordare che la prova diagonale rileva la tensione tangenziale al centro del pannello (Sezione 1.4.1.4), e che dunque, se si riesce ad imprimere correttamente la compressione ai due angoli opposti, il taglio irregolare dei bordi del pannello non influisce particolarmente sui risultati della prova. I fori per inserire le travi d'acciaio sono invece stati realizzati con una carotatrice ancorata al paramento murario.

La fase di preparazione del pannello è quindi proseguita con i tagli eseguiti con motosega a lama circolare eccentrica in corrispondenza dei due angoli opposti, ove applicare le travi in acciaio, Figura 3.42(a). Per inserire correttamente le travi, infatti, è necessario smussare l'angolo retto con un taglio a 45 gradi, creare uno strato di allettamento regolare, Figura 3.42(b), e quindi installare il sistema di prova. Oltre ai tagli a 45, data la condizione del taglio verticale, si è cercato di regolarizzare i bordi del pannello utilizzando la medesima sega circolare, Figura 3.42(c); pur essendo il diametro della lama nettamente inferiore allo spessore del muro, il risultato ottenuto migliora decisamente le condizioni di prova. In Figura 3.42(d) è riportato il pannello D3, in cui sono evidenti gli angoli smussati e i lati regolarizzati. Nella medesima figura è evidente anche il segno grafico che indica la diagonale del pannello: è infatti opportuno ridisegnare e misurare le quattro diagonali.

In seguito sono state inserite delle putrelle in acciaio (due nell'angolo inferiore, dove andranno posizionati i martinetti e una nell'angolo superiore, con sola funzione di contrasto). Le putrelle d'acciaio vengono quindi solidarizzate con tiranti filettati in acciaio giuntati con un manicotto, Figura 3.43(a). A questo punto si



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.41: Fase di taglio dei bordi del pannello (a, b) e dettagli dei danni subiti dalla fibra (c, d)



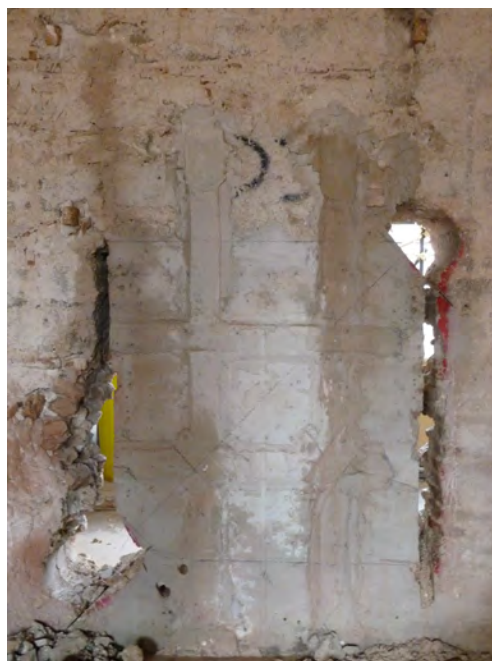
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.42: Fase di taglio dei bordi del pannello (a, b) e dettagli dei danni subiti dalla fibra (c, d)

installano i potenziometri, applicati a barre d'acciaio inserite in fori riempiti con colla a caldo nella muratura. Lo schema prevede che i potenziometri 1 e 2 siano applicati nel paramento A, mentre i 3 e 4 nel paramento B. Il potenziometro deve essere "aperto" per circa metà della sua lunghezza di corsa, in modo da dare letture adeguate, e i due potenziometri incrociati non devono assolutamente toccarsi tra di loro, né toccare la muratura. Trovate le giuste posizioni, gli estensimetri vengono saldati con colla a caldo alla barra di supporto, in modo che non si verifichino spostamenti lungo l'asse della barra. Nei pannelli D2 e D3, nel lato B, vengono installati sei trasduttori di deformazione (indicati con la sigla DD1) in corrispondenza delle fibre, per comprendere come il rinforzo in composito si deforma al progredire della compressione diagonale; in Figura 3.43(b) sono visibili un potenziometro, lungo la diagonale, e due DD1, nella direzione delle fibre (uno verticale e uno orizzontale). Quando la strumentazione elettronica è installata, si inseriscono i tre martinetti in corrispondenza dell'angolo inferiore; i martinetti devono restare all'interno della sezione muraria e vanno equamente distanziati tra loro, Figura 3.43(c). A questo punto si "aprono" i DD1, si attivano cioè i potenziometri, che a causa della loro altissima sensibilità hanno un sistema di protezione. In Figura 3.43(d) è riportato il pannello D3, lato B, subito prima della prova: sono visibili i sei DD1, i due potenziometri in diagonali e i tubi idraulici collegati ai tre martinetti.

La prova prevede il susseguirsi di cicli di carico e scarico con progressioni di 10 bar. Nel corso della prova viene rilevato visivamente il progredire del quadro fessurativo, che viene riportato in colori diversi sulla base del valore del carico che ha determinato l'apertura della fessura, Figura 3.44(e). Le tavole in Appendice C riportano il quadro fessurativo delle due facce dei tre pannelli.

Martinetti piatti doppi. L'indagine prevede la prova di compressione con martinetti piatti su due pannelli murari: uno non consolidato (nominato MPD_NC) e uno consolidato mediante l'iniezione di miscela a base di calce naturale (Geocalce Fluido), denominato MPD_C.

Determinata la posizione ove eseguire la prova, sono stati fissati i cubetti di appoggio per i trasduttori (4 trasduttori verticali e un trasduttore orizzontale). Ogni cubetto è forato al centro di una faccia, per permettere il passaggio della vite necessaria all'applicazione del cubetto nella muratura; per ogni cubetto è quindi necessario forare la parete, inserire un tassello nel foro, e poi avvitare. Ogni cubetto deve essere affisso ad un elemento resistente, affinché il trasduttore fornisca valori di spostamento significativi; nel caso del pannello MPD_NC, non è stato possibile installare quattro trasduttori verticali, a causa della scarsa qualità della parete che non forniva punti di ancoraggio validi. Applicati i cubetti, protetti dalla polvere con nastro adesivo di carta, si sono eseguiti i tagli mediante motosega con lama diamantata eccentrica. Terminati i tagli sono stati puliti e oliati i martinetti semicircolari, che poi sono stati battuti all'interno della muratura; inseriti i martinetti si sono applicati i trasduttori (togliendo il nastro di carta e pulendo nuovamente i cubetti di supporto) e si sono collegati sia i canali per la distribuzione dell'olio, sia i fili elettrici per l'acquisizione dei dati dei trasduttori. Nel caso in esame si era deciso di installare quattro trasduttori che monitorassero le deformazioni verticali



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.43: Istallazione del sistema di prova nel pannello

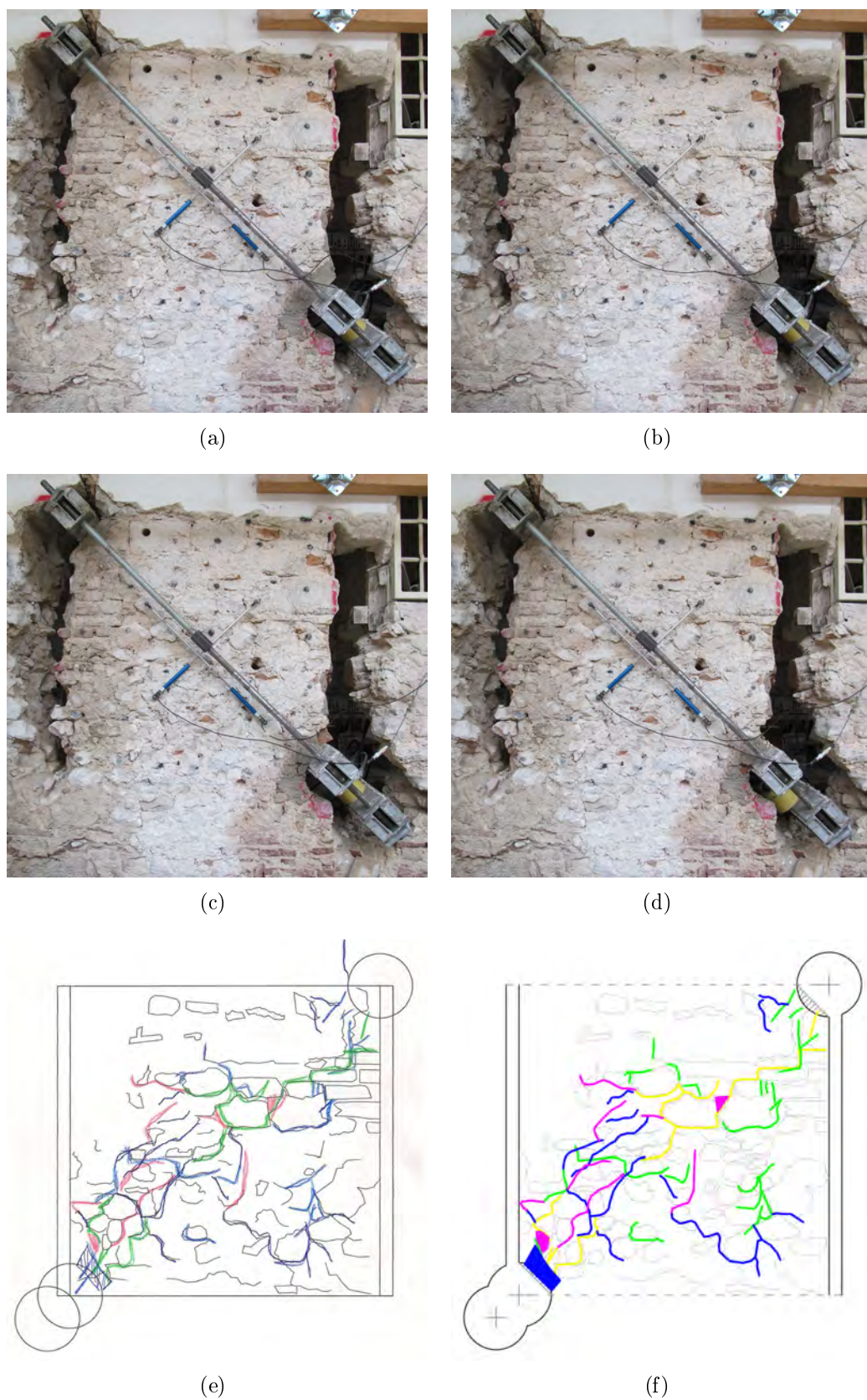


Figura 3.44: Sequenza fotografica della prova diagonale sul pannello D1, lato A (a, b, c, d), scheda di rilevamento fessure lato B (f) e relativo schema del quadro fessurativo riportato in cad (g)

e un trasduttore per gli spostamenti orizzontali, Figura 3.46(a). Nel caso del pannello MPD_NC, tuttavia, non è stato possibile installare quattro potenziometri verticali a causa della pessima qualità della muratura, che si disgregava in seguito al foro per il tassello e che quindi non ha permesso, nel breve spazio isolato dai due tagli, di posizionare quattro strumenti, come si vede in Figura 3.47(a).

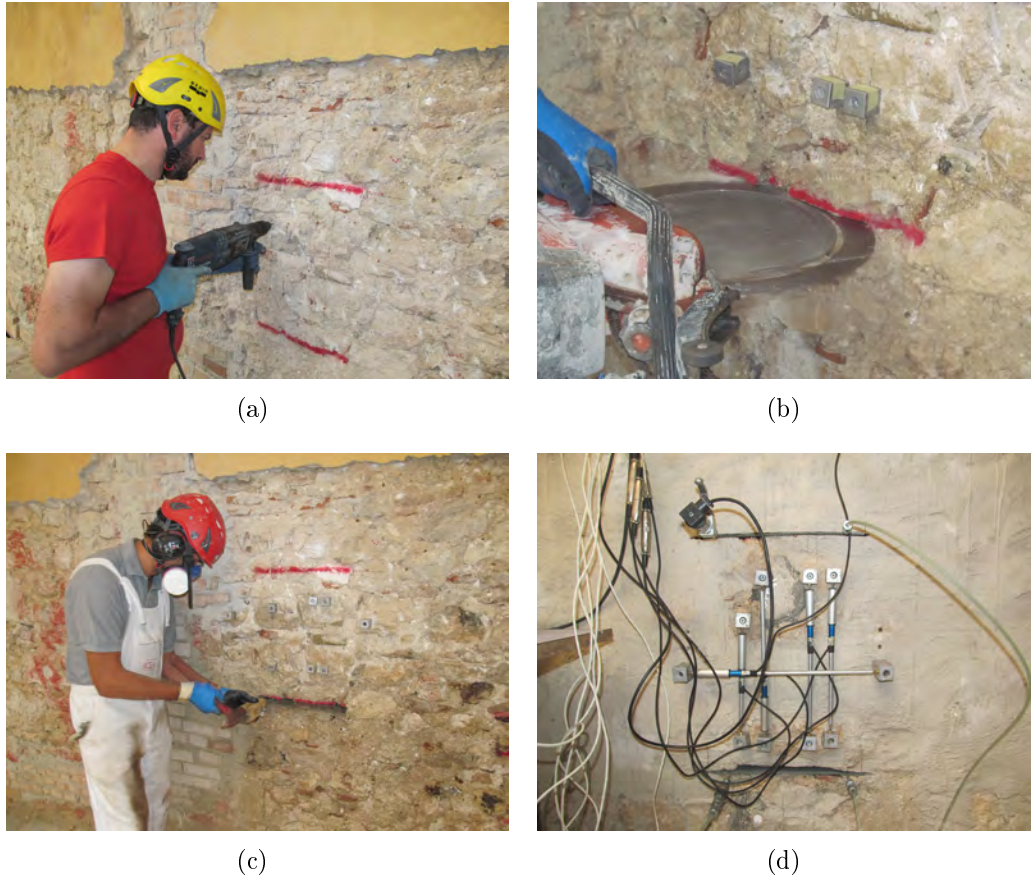
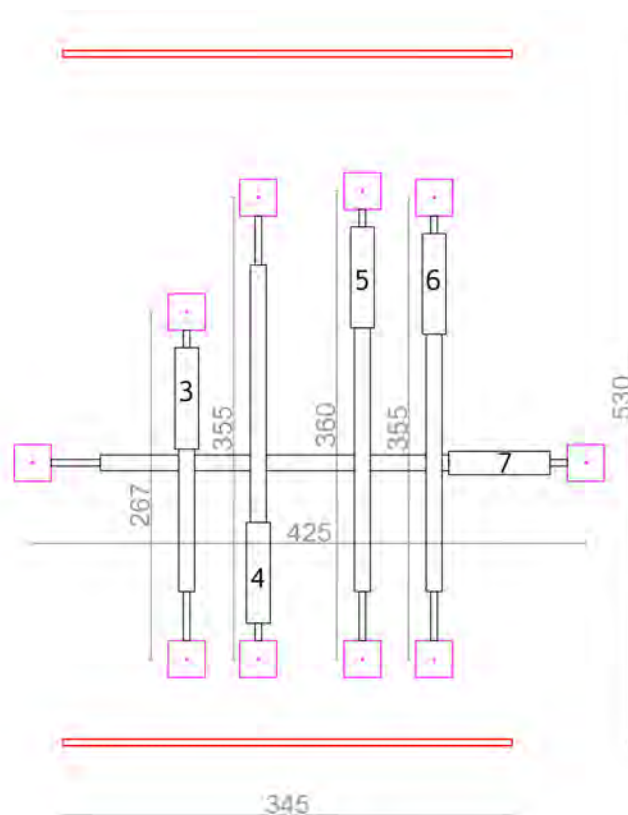


Figura 3.45: Preparazione prova MPD: foratura parete per installazione cubetti di supporto trasduttori (a), taglio muro (b), inserimento martinetto (c), collegamento dispositivi idraulici ed elettrici (d)

Inseriti i martinetti e verificato il corretto funzionamento della pompa oleodinamica manuale e dei trasduttori, è iniziata la prova. La prima fase, detta di *pretest* prevede la compressione della muratura fino a $0.3MPa$. Se il pretest non dà problemi si procede sottoponendo il pannello a cicli di carico-scarico continui con incrementi di carico di $0.3MPa$. Il numero dei cicli di carico dipendono dalla resistenza della muratura, che viene compressa fino a quando non inizia a manifestare un comportamento prossimo a rottura.

Nel caso del primo pannello testato, MPD_C, si sono effettuati 10 cicli di carico, rilevando una tensione di compressione ultima di $\sigma_u = 3.8MPa$. Il pannello ha risposto in maniera piuttosto regolare, evidenziando un comportamento tendente all'omogeneo; il modulo elastico iniziale è stimato essere $E_{ini} = 6000MPa$, mentre il modulo elastico finale risulta essere $E_{fin} = 800MPa$. Nel corso della prova un problema con la pompa oleodinamica ha provocato dei rallentamenti, che non

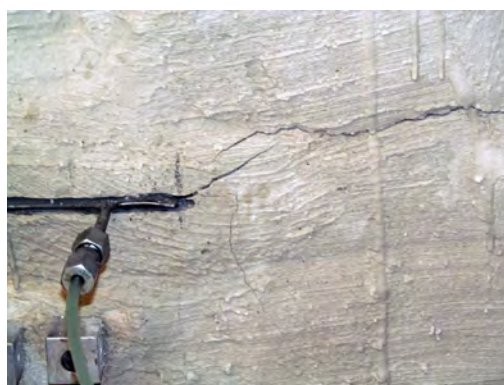
hanno tuttavia influito sulla corretta esecuzione del test. La durata effettiva delle prova è quindi stimabile a 50 minuti. Le lesioni più significative si sono riscontrate ai bordi del taglio per l'inserimento dei martinetti e hanno una direzione diagonale, Figura 3.46(c).



(a)



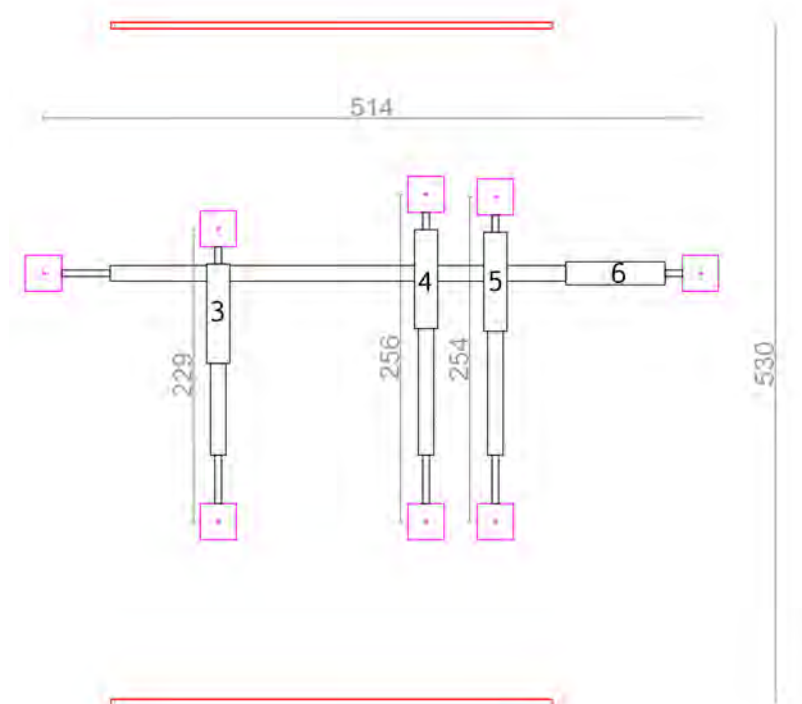
(b)



(c)

Figura 3.46: Provino MPD_C: schema (a), fase di prova (b), dettaglio lesione diagonale a fine prova (c)

Il secondo pannello testato, MPD_NC, ha evidenziato un comportamento poco regolare, e ha raggiunto la rottura al termine del sesto ciclo, per un valore di $\sigma_u = 1.8MPa$. La prova è durata 53 minuti e ha provocato la rotazione dei conci e l'instaurarsi di fessurazione verticale in prossimità dei giunti, Figura 3.47(c).



(a)



(b)



(c)

Figura 3.47: Provino MPD_NC: schema (a), fase di prova (b), dettaglio fessure a fine prova (c)

L'elaborazione e il confronto dei dati acquisiti dalle due prove, darà importanti informazioni per la comprensione dell'efficacia e dell'incremento di prestazioni dovute al consolidamento con iniezione.

Capitolo 4

Analisi dei risultati

4.1 Introduzione

Nel presente capitolo vengono riportati i risultati delle prove realizzate durante la campagna sperimentale. La prima parte riguarda una fase di analisi locale di adesione condotta per diversi materiali di rinforzo, applicati su alcuni modelli a scala reale presso il cantiere edile ESEM del Politecnico di Milano e composti da matrici (epossidica, cementizia e di calce naturale) accoppiate a fibre minerali (rete in basalto) e artificiali (rete unidirezionale in acciaio con diversa densità). Le prove costituiscono il nucleo centrale dell'attività di ricerca presentata: sono state svolte per indagare il comportamento nei confronti di azioni normali rispetto al piano di applicazione del rinforzo (pull-off test) e l'influenza della cristallizzazione salina secondo tre diverse fasce di applicazione e tipo di supporto (pietra/mattone). Hanno permesso di ricavare, per ogni elemento testato, i seguenti parametri: (1) modalità di rottura; (2) carichi; (3) tensioni nominali allo strappo del rinforzo; (4) influenza del giunto di malta; (5) degrado.

Nella seconda parte del capitolo sono presentati i risultati di prove pull-out eseguite presso un cantiere privato a Cremona, utile alla calibrazione della macchina di prova utilizzata nella sperimentazione milanese. Viene studiato il comportamento nel caso di azioni tangenziali dovute all'applicazione di un carico di trazione alla fibra, e analizzati il carico e lo spostamento dei campioni. L'ultima parte riguarda i risultati della sperimentazione condotta a L'Aquila su pannelli murari doppiamente rinforzati tramite iniezione e applicazione di fasce di materiale composito

(matrice di calce e fibra in acciaio). Le prove soniche, comprendenti trasparenze e tomografie, sono state realizzate prima e dopo le fasi di iniezione, insieme ad alcune video-endoscopie, utili alla comprensione della morfologia degli elementi resistenti. Gli altri test comprendono due martinetti piatti doppi, che hanno studiato l'incremento di resistenza dovuto alla fase di iniezione, e tre prove di compressione diagonale, fondamentali per analizzare il comportamento globale dell'elemento rinforzato e l'efficacia del consolidamento.

4.2 Sperimentazione presso cantiere ESEM. Prove pull-off

In seguito vengono riportati e discussi i risultati delle 132 prove pull-off eseguite su supporto costituito da muratura in pietra *serena* e muratura in mattoni con malta a base di calce, rinforzate secondo i criteri della sperimentazione presentati al paragrafo 3.3.1, Capitolo 3. Nell'Appendice A si riportano i risultati delle singole prove, con l'indicazione dei carichi di rottura, resistenze nominali e relative modalità di rottura dei campioni (con uno studio approfondito delle percentuali in base alle aree). Nella tabella si possono inoltre leggere la tipologia di supporto (pietra o mattone) e di composito utilizzata. La colonna "ALTEZZA" riporta i dati sull'altezza da terra della prova di strappo. Nel caso di pannello in pietra (A5L), si parla di zona A in riferimento alla fascia più alta della striscia di composito, *indisturbata*, e le altezze di riferimento sono 108 cm nel caso di prova su unità, 98 cm su giunto. Nella zona B, o *zona di transizione*, le altezze sono 57 cm (unità) e 47 cm (giunto), mentre nella zona C di cristallizzazione, o *zona di risalita di acqua e sali*, le prove sono effettuate a 20 cm per l'unità, e 13 cm per il giunto. Le prove su supporto in mattone sono state invece eseguite su tre pannelli diversi, con variazioni minime delle altezze di strappo: sul pannello B2C le altezze sono 110 e 113 cm per la zona A (unità e giunto), 49 e 51 cm per la zona B, 27 e 30 cm per la zona C; sul pannello B2C sono 109 e 112 cm (zona A), 40 e 42 cm (zona B), 27 e 30 cm (zona C); sul pannello B1L infine le altezze di riferimento sono rispettivamente di 110 e 114 cm per la zona A, 49 e 51 cm per la zona B e 27 e 30 cm per la zona C. Nella colonna "POSIZIONE" viene indicato se la prova di pull-off è stata eseguita in corrispondenza del giunto di malta oppure della sola unità (pietra o mattone). Si tende a precisare come, per il supporto in mattone, la prova non può considerarsi in realtà eseguita su sola unità, in quanto le dimensioni della tazza diamantata, diametro di 60 mm, sono maggiori della dimensione verticale del mattone, 55 mm. Tuttavia, la percentuale di giunto interessata in questi casi risulta sempre minore o uguale al 10% dell'area del provino, e si è pertanto mantenuta la denominazione iniziale di *unità*. Per quanto riguarda il supporto in pietra, le maggiori dimensioni dei singoli blocchi rispetto al diametro della tazza diamantata, hanno permesso effettuare le prove sul 100% di unità. Il "NOME CAMPIONE" è stato assegnato tenendo conto di 4 variabili (Tabella 4.1); la prima parte della sigla si riferisce alla tipologia di fibra utilizzata: AN per rete in ardesia, SL per acciaio a bassa densità e SM nel caso di acciaio a media densità; il secondo termine si riferisce al tipo di matrice: KGF per *Kerakoll Geocalce Fino*, KGG per *Kerakoll Geolite Gel* e KGT per *Kerakoll Geolite*; il terzo termine si riferisce al supporto: A per il supporto

in pietra, B per quello in mattoni, seguito dal numero del pannello in base al modello inizialmente descritto e dalla posizione secondo il lato corto (C) o lungo (L). L'ultima parte della sigla si riferisce alla fascia di altezza di esecuzione della prova, secondo le zone A, B e C e alla posizione, diversificata tra unità (1 e 3) e giunto (2 e 4).

Tabella 4.1: Nomenclatura campioni

1. FIBRA	2. MATRICE	3. PARETE	4a. POSIZIONE	4b. NUMERO
SM G2000	KGF Geocalce Fino	A pietra	A zona indisturbata	1 unità
SL G600	KGG Geolite Gel	B mattoni	B zona transizione	2 giunto
AN Rete Ardesia	KGT Geolite	C lato corto	C zona cristallizzazione	3 unità
		L lato lungo		4 giunto

In Figura 4.1 si può vedere la distribuzione delle modalità di rottura per il substrato in pietra, mentre in Figura 4.2 è presentata la distribuzione delle modalità di rottura per il substrato in mattone.

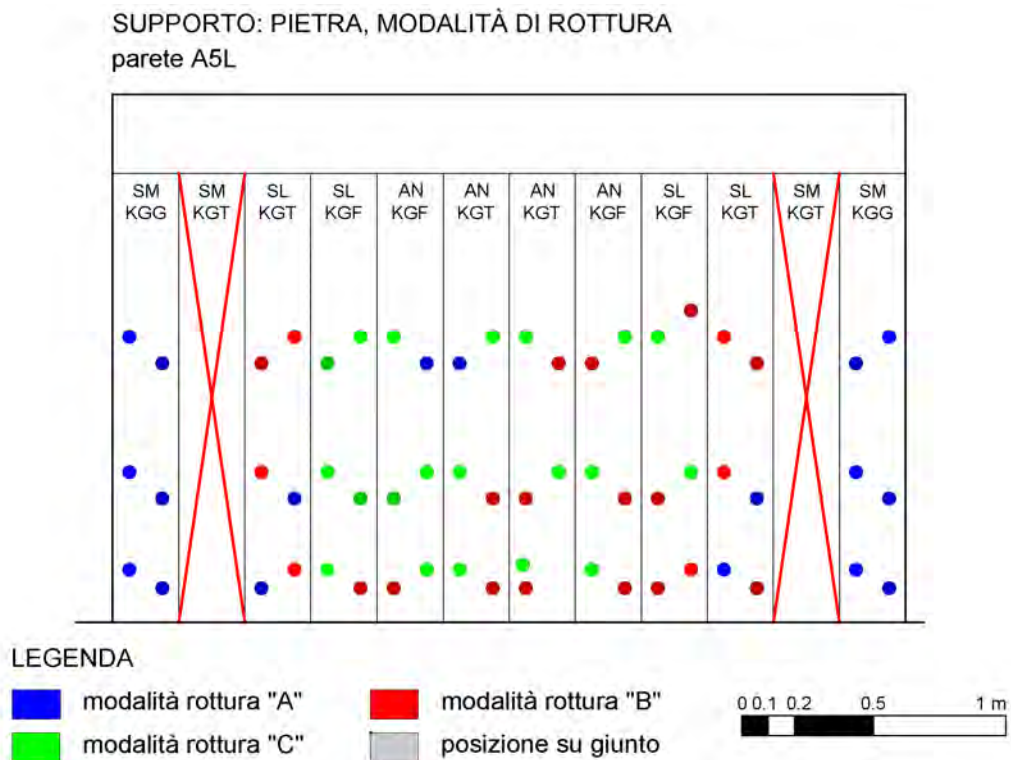


Figura 4.1: Distribuzione delle modalità di rottura (pietra)

4.2.1 Elaborazione dei risultati

Dopo la fase sperimentale presso il cantiere ESEM a Milano, si è proceduto con il trattamento dei dati delle prove pull-off e l'elaborazione delle fotografie effettuate in cantiere. Per calcolare la tensione di pull-off è necessario conoscere l'area effettiva di strappo sul provino. Come descritto in precedenza (capitolo 1), la resistenza a trazione nominale f_{p-0} si ottiene come rapporto tra carico applicato ed area isolata del campione (UNI-EN 1015-2002; ASTM C1583 2004), secondo l'equazione 4.1:

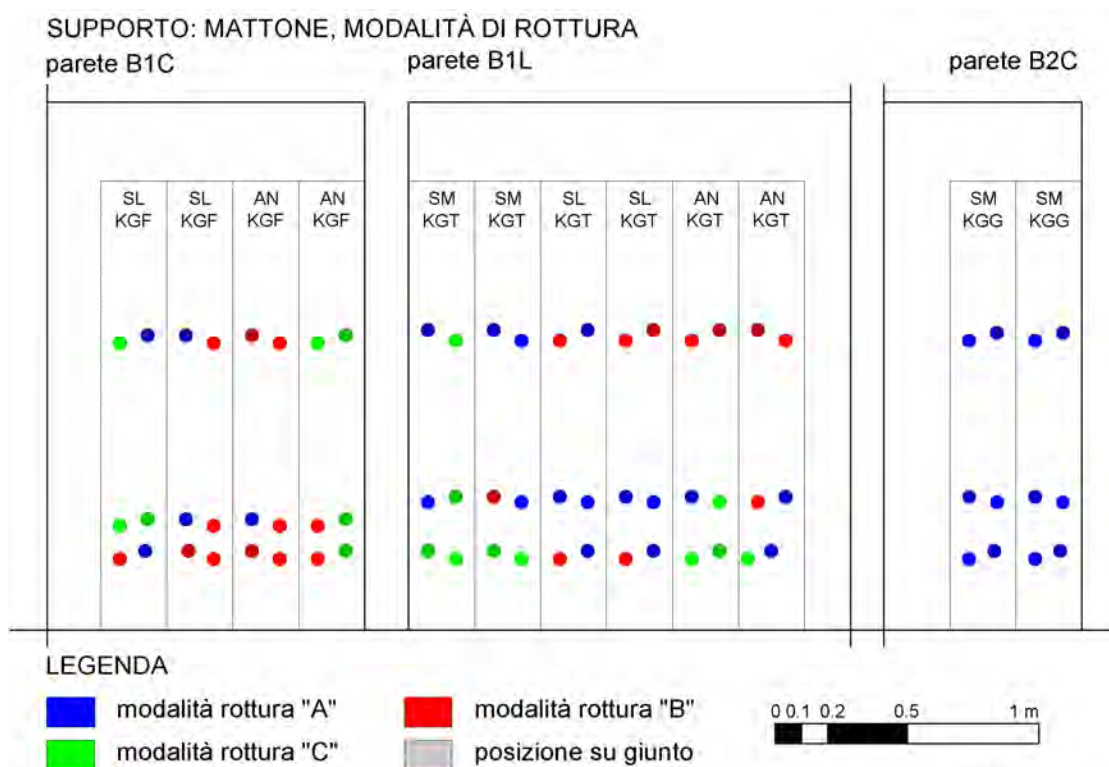


Figura 4.2: Distribuzione delle modalità di rottura (mattoni)

$$f_{p-0} = \frac{P_u}{A_{p-0}} \quad (4.1)$$

Per quanto riguarda i tasselli circolari, l'area è stata facilmente calcolata, in quanto in cantiere si è preso nota del diametro dei tasselli. Successivamente alla raccolta di 5 campioni per la misurazione del diametro in laboratorio tramite calibro digitale, il dato è stato modificato, introducendo come valore per i tasselli circolari il diametro medio raccolto, di 56.9 mm. Per quanto riguarda i tasselli strappati dai materiali compositi a matrice inorganica o con fibra di acciaio a media densità (fanno eccezione 4 campioni eseguiti su pietra, in zona A, di forma circolare), il computo dell'area è risultato invece più complicato, poiché si trattava di tasselli ottagonali, eseguiti in modo non regolare. Le aree sono state quindi calcolate in base alle fotografie fatte in sito.

Seguendo le indicazioni fornite da Gallo N. (2013), le fotografie sono state trattate in modo da poter identificare nel modo più corretto le informazioni geometriche dei provini. Dopo un primo ritaglio e una modifica della foto iniziale (bilanciamento dei colori e miglioramento della sfocatura) alcune immagini sono state sottoposte a raddrizzamento digitale fotogrammetrico geometrico, tramite il programma *RDF*. Il programma consente di calcolare i punti di fuga e i parametri dell'immagine inserita, in modo da poter calcolare agevolmente l'area di prova. A seguito delle esperienze precedenti, le fotografie sono state però scattate perpendicolarmente al provino, inserito all'interno di una griglia centimetrata, e facendo in modo che il piano di quest'ultima potesse coincidere con la superficie di rottura del provino stesso. In questo modo si è cercato di eliminare il forte effetto pro-

spettico, che si sarebbe verificato nel caso in cui il provino fosse stato appoggiato direttamente sul foglio di carta centimetrata. Prima di utilizzare il raddrizzamento digitale su tutti i campioni ottagonali, sono state corrette tramite programma 5 immagini. Le foto trattate sono state poi inserite in *AutoCad*, e scalate grazie alla griglia entro cui erano stati appoggiati i provini, pensata proprio per dare un riferimento geometrico alle foto. Sono state inserite quindi anche le corrispondenti fotografie non corrette, scalandole allo stesso modo: è stato così possibile operare un confronto sull'incidenza della correzione. Il risultato, inferiore per tutti i casi al 5%, ha confermato la bontà della tipologia di catalogazione fotografica, rendendo non necessario il foto-raddrizzamento. Di conseguenza, per calcolare le aree di strappo dei tasselli ottagonali, sono state inserite in *AutoCad* tutte le altre foto non corrette. Per quanto riguarda i provini circolari, è stato utilizzato lo stesso confronto, per capire se le foto non corrette potessero subire degli effetti prospettici: l'esito è stato anche in questo caso negativo. Si è proceduto quindi al calcolo delle resistenze nominali, le cui distribuzioni sono descritte nelle Figure 4.3, 4.4, 4.5 e 4.6.

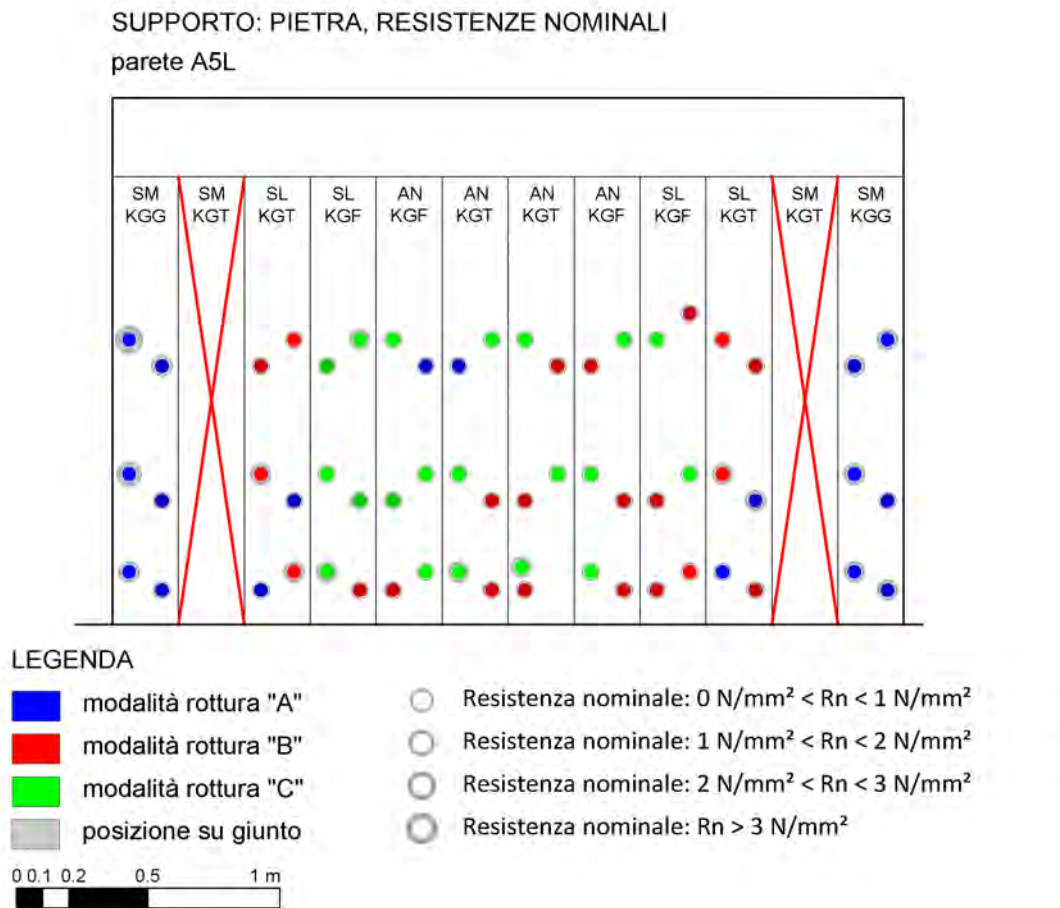


Figura 4.3: Distribuzione delle modalità di rottura e delle resistenze nominali (pietra)

Tramite l'utilizzo di *AutoCad* sono stati condotti infine altri confronti. Una volta inserite e scalate tutte le immagini (tasselli sia circolari che ottagonali), sono state rilevate su ciascun campione le percentuali per ogni modalità di rottura, in

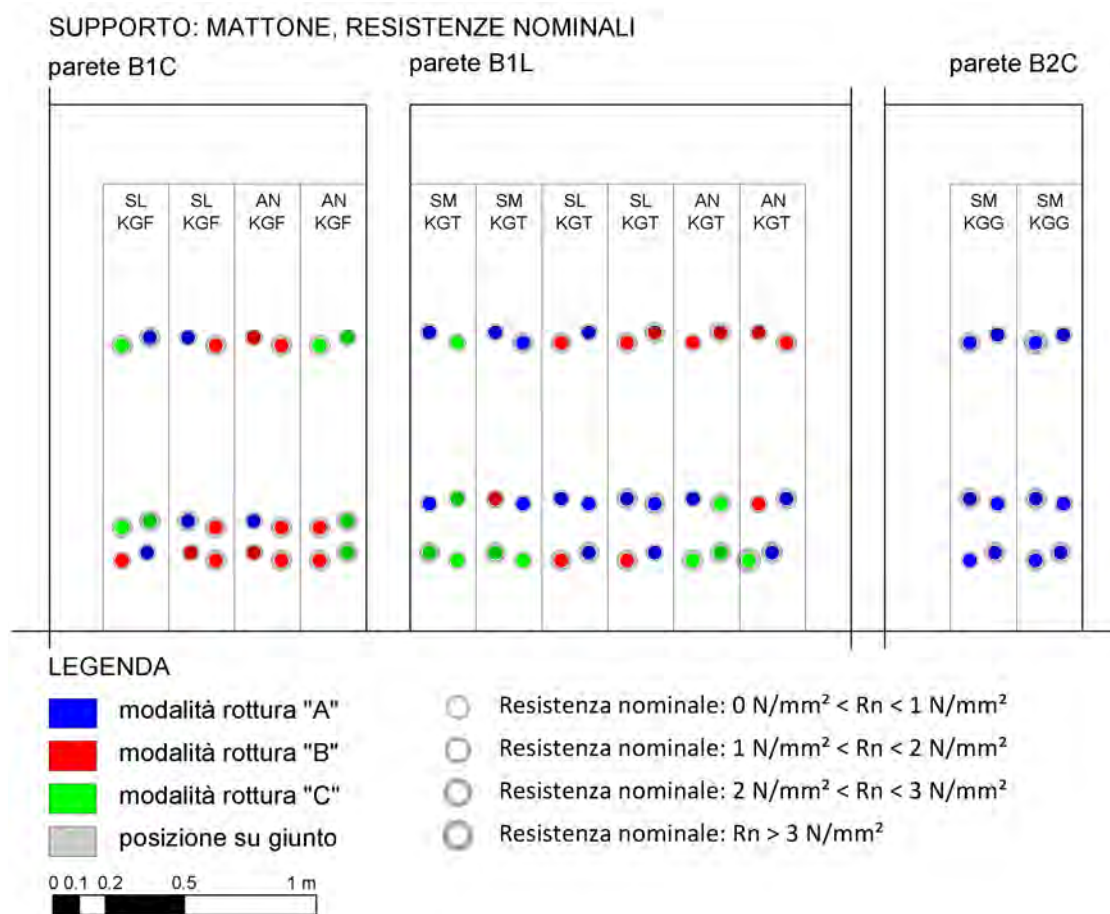


Figura 4.4: Distribuzione delle modalità di rottura e delle resistenze nominali (mattone)

SUPPORTO: PIETRA, MODALITÀ DI ROTTURA E RESISTENZE NOMINALI
parete A5L

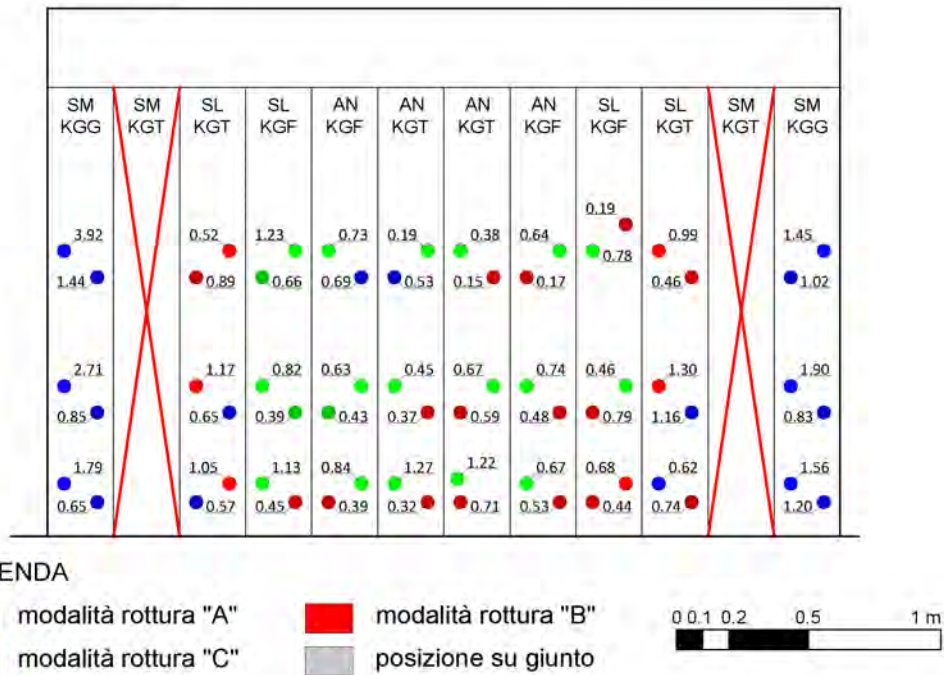


Figura 4.5: Valori delle resistenze nominali per il supporto in pietra

SUPPORTO: MATTONE, MODALITÀ DI ROTTURA E RESISTENZE NOMINALI
parete B1C parete B1L parete B2C

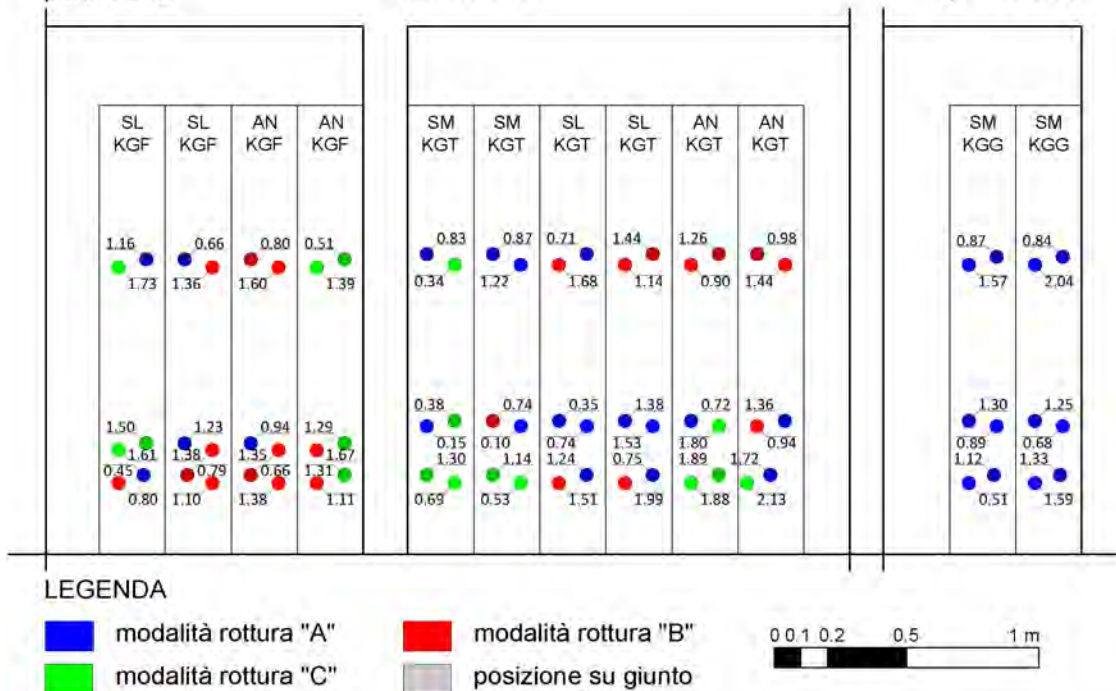


Figura 4.6: Valori delle resistenze nominali per il supporto in mattoni

base all'area calcolata, in modo da analizzare l'influenza del tipo di rottura sulla tensione di pull-off. Infine, anche sui campioni che presentavano un parte visibile di giunto di malta, ne è stata studiata la percentuale rispetto all'unità, al fine di ottenere una possibile correlazione nelle variazioni di resistenza nominale.

4.2.2 Confronto tra supporti

La prima analisi vuole indagare il comportamento dei diversi compositi in funzione del supporto sui quali sono stati applicati. Le prime due figure mostrano le modalità di rottura, senza distinzione tra composito o altezza di applicazione.

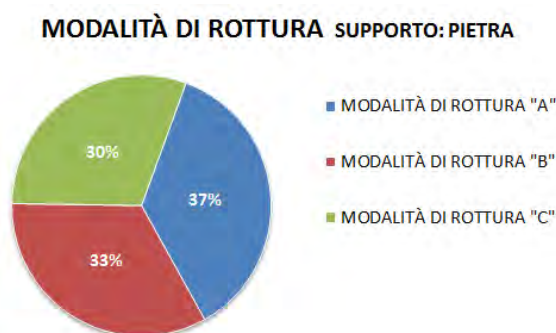


Figura 4.7: Percentuali per tipologia di rottura sul supporto in pietra

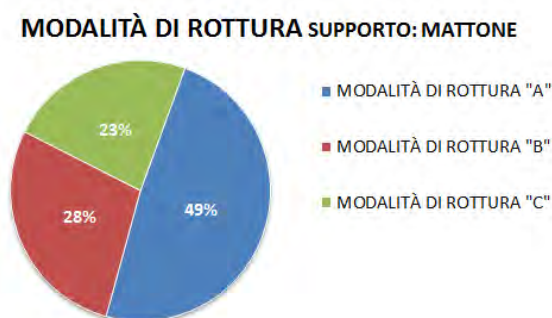


Figura 4.8: Percentuali per tipologia di rottura sul supporto in mattoni

Come si evince dalle Figure 4.7 e 4.8, la modalità di rottura più numerosa è quella di tipo "A", rottura coesiva del supporto. Il supporto in mattone risulta più debole rispetto a quello in pietra, per il quale si ha una percentuale del 37% di rotture coesive, a fronte del 49% riscontrato sul mattone. Per quanto riguarda la pietra le percentuali sono tra loro confrontabili: il 33% di rotture tipo "B" e il 30% tipo "C", indicano che la rottura avviene in modo distribuito tra supporto, superficie di contatto e composito. Anche sul mattone le rotture tipo "B" (28%) e tipo "C" (23%) sono confrontabili, ma risultano inferiori rispetto a quelle su supporto. Un nuovo confronto può essere effettuato distinguendo le rotture per tipologia di matrice: organiche e inorganiche. Dalla Figura 4.9 si nota che per matrici inorganiche si hanno rotture miste, con una piccola prevalenza di rottura "B", confermato anche dal supporto in mattoni (Figura 4.10), dove però le rotture

si mostrano più equilibrate. Le matrici organiche si sono comportate allo stesso modo indipendentemente dal supporto, evidenziando nella totalità dei casi rotture tipo “A”.

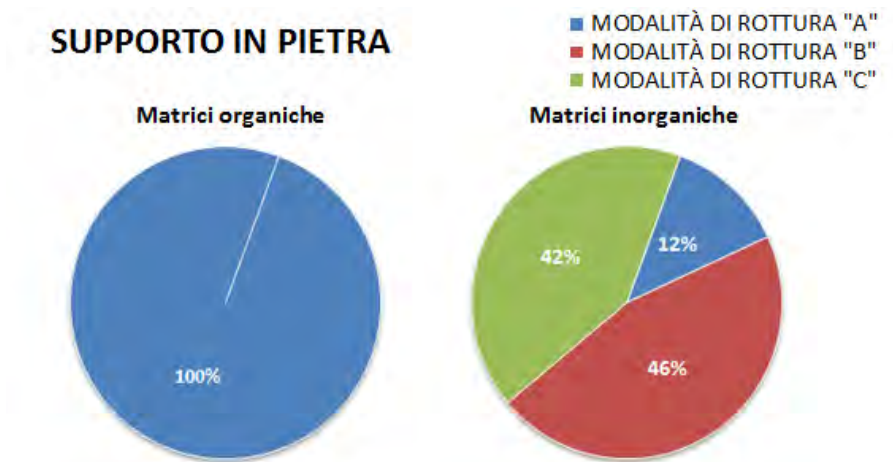


Figura 4.9: Percentuali per tipologia di rottura sul supporto in pietra, differenziato per matrici organiche e inorganiche

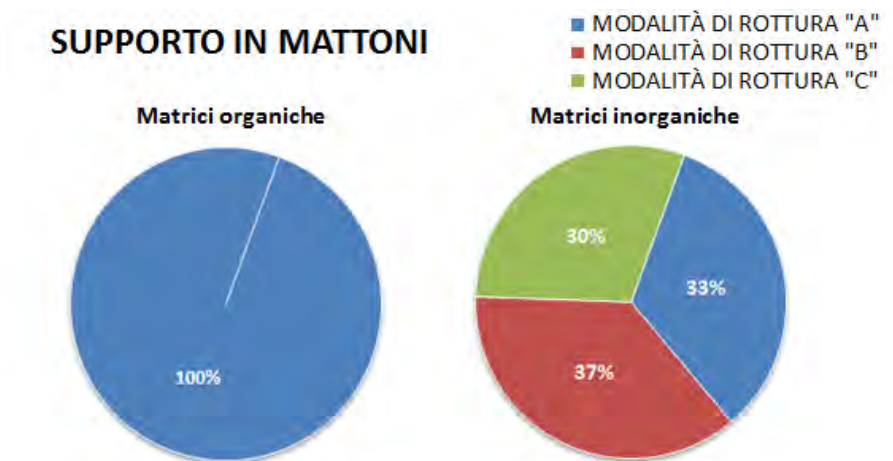


Figura 4.10: Percentuali per tipologia di rottura sul supporto in mattoni, differenziato per matrici organiche e inorganiche

Le modalità di rottura generali possono essere suddivise nuovamente in base alla zona di esecuzione della prova. La Figura 4.11 si riferisce alla fascia non interessata dalla cristallizzazione: le rotture sono miste e distribuite, con una lieve prevalenza per i tipi “A” e “B” (rispettivamente 42% e 35%). In Figura 4.12 e 4.13 si riportano le percentuali per le altre due zone. La tendenza che vede prevalere in ordine le rotture di supporto, interfaccia supporto/composito e rinforzo, viene sempre confermata; l’unica differenza si nota per la zona di transizione, con il 27% di rotture “C” e il 23% di tipo “B”, che diminuiscono a favore di rotture del substrato (50%). La percentuale di guasto nel composito rimane pressoché costante per le tre diverse fasce. I risultati riflettono i valori ottenuti distinguendo i due diversi supporti in pietra e mattoni.

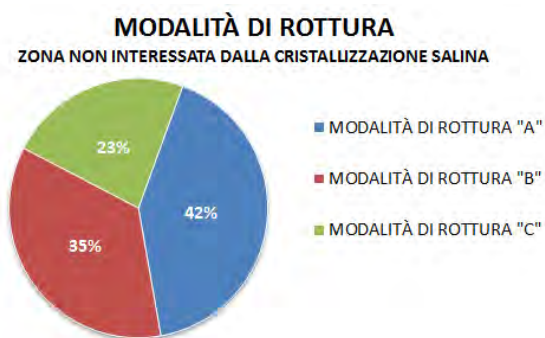


Figura 4.11: Modalità di rottura per altezza di prova, zona A

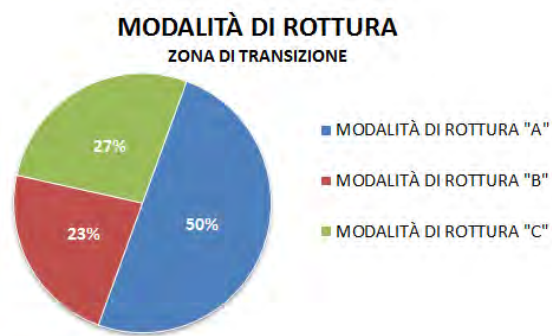


Figura 4.12: Modalità di rottura per altezza di prova, zona B

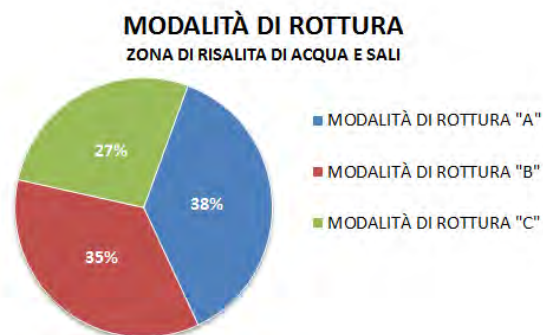


Figura 4.13: Modalità di rottura per altezza di prova, zona C

Lo studio della resistenza nominale per ogni tassello, ricavata secondo le indicazioni di inizio capitolo, mostra un diverso comportamento dei due supporti, in base alla zona di applicazione e in funzione del composito con il quale sono stati trattati. Le figure seguenti mettono in evidenza questo comportamento, analizzando in modo separato le tre fasce di altezza per facilitare i confronti. Le Figure 4.14 e 4.15 riguardano la zona “A”, indisturbata dall’effetto di cristallizzazione salina: la resistenza dei campioni su supporto in mattoni è di poco inferiore per le matrici organiche, rispetto alla pietra (il primo campione SM_KGG restituisce un dato decisamente elevato, in contrasto con i valori ottenuti in seguito). La tendenza cambia nel caso di matrici inorganiche, dove prevalgono le resistenze sul mattone, indipendente dal fatto che la prova sia eseguita su unità o sul giunto. Le resistenze ottenute su supporto in mattoni danno valori vicini alle medie di riferimento, ottenute direttamente su supporto; lo stesso non si può dire per la pietra, che presenta in media valori molto più bassi. La zona “B” di transizione (Figure 4.16 e 4.17) offre dei risultati molto simili al caso precedente. L’unica eccezione è fornita dal comportamento su giunto per matrici organiche: la resistenza ottenuta su pietra è in questo caso inferiore rispetto a quella ottenuta su mattone. Le resistenze seguono in media i valori di riferimento; solo l’unità per il mattone fornisce risultati sempre inferiori.

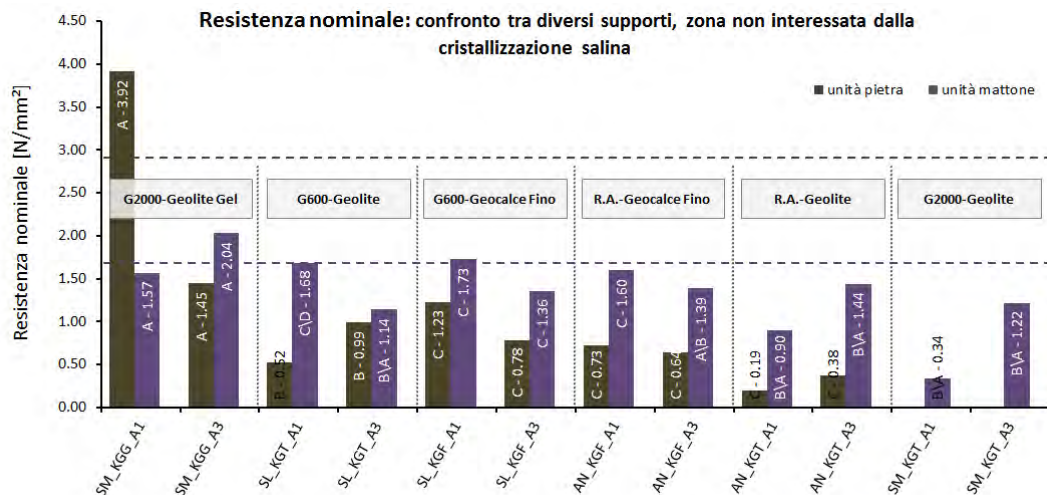


Figura 4.14: Resistenza nominale: confronto tra diversi supporti, zona indisturbata, unità

In Figura 4.18 e 4.19 si riportano i risultati riguardo la zona di cristallizzazione (zona “C”), più vicino al suolo. Anche in questo caso le resistenze nominali offerte dal mattone risultano in genere maggiori rispetto a quelle offerte dalla pietra, sia per le prove sull’unità che per quelle eseguite su giunto. I valori ottenuti con le matrici organiche sono invece confrontabili, con una sola differenza evidente nel caso di applicazione su unità. Le resistenze ottenute sono paragonabili, o superiori, ai valori medi di riferimento ottenuti su pietra. Nel caso del mattone invece le medie di riferimento sono elevate, soprattutto per le unità. Dall’analisi di tutte e tre le figure non risulta evidente una chiara correlazione tra le resistenze offerte su giunto e quelle ottenute in corrispondenza dell’unità. La tendenza mostra un com-

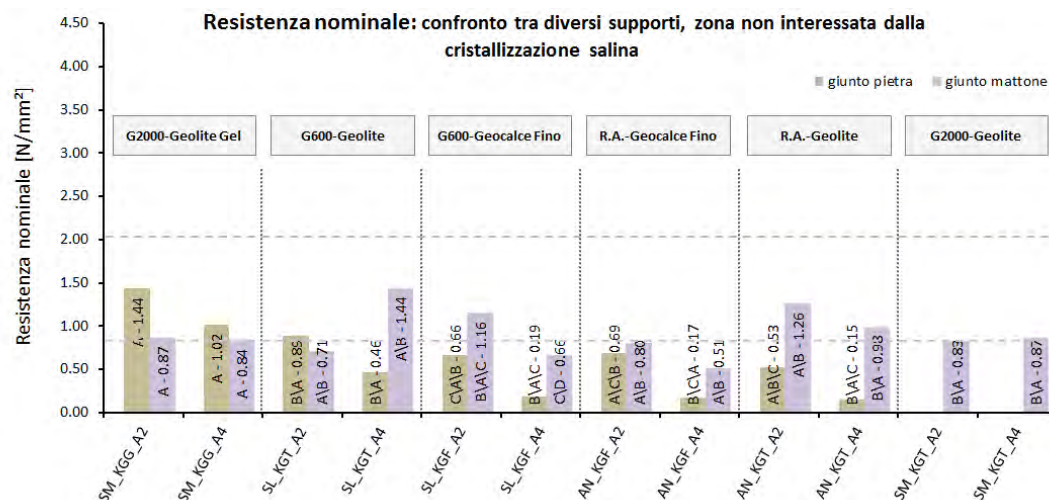


Figura 4.15: Resistenza nominale: confronto tra diversi supporti, zona indisturbata, giunto

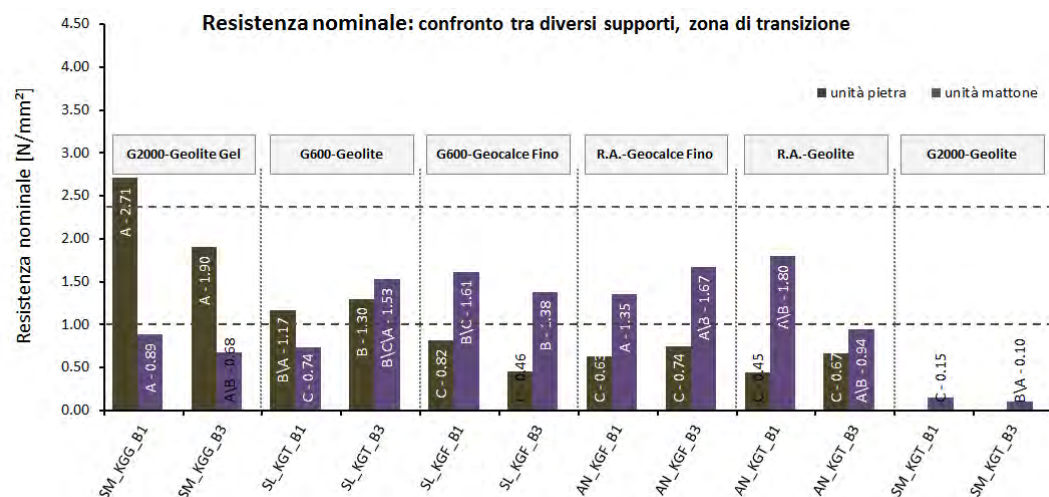


Figura 4.16: Resistenza nominale: confronto tra diversi supporti, zona di transizione, unità

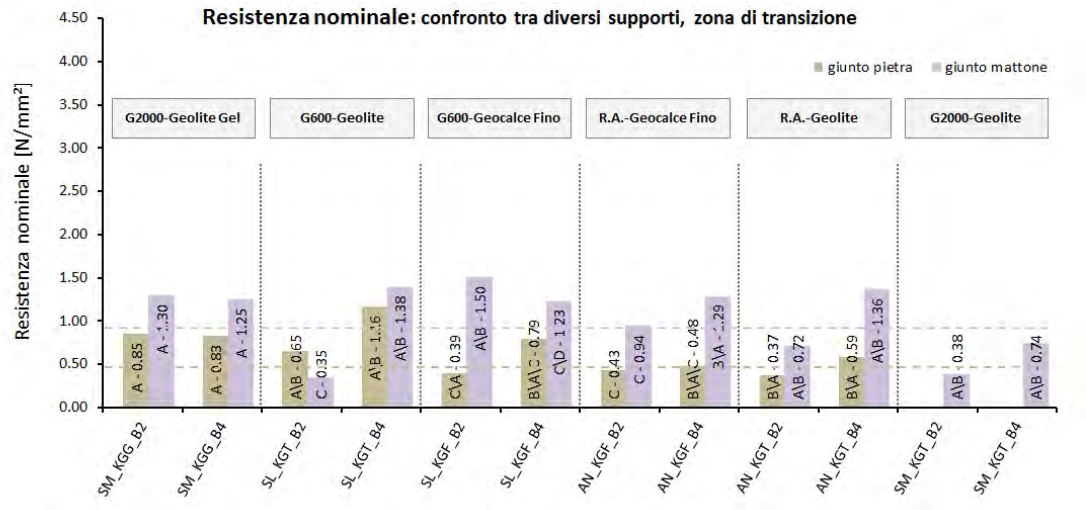


Figura 4.17: Resistenza nominale: confronto tra diversi supporti, zona di transizione, giunto

portamento migliore dei provini sull'unità, anche se i valori tendono ad avvicinarsi (escluso il comportamento su giunto pietra) nella zona di cristallizzazione, dove il comportamento del giunto mattone è di poco maggiore rispetto alla media su unità di pietra. Non sono evidenti poi delle prestazioni elevate di alcuni compositi rispetto ad altri, dato che in base alla posizione i valori delle resistenze possono variare notevolmente.

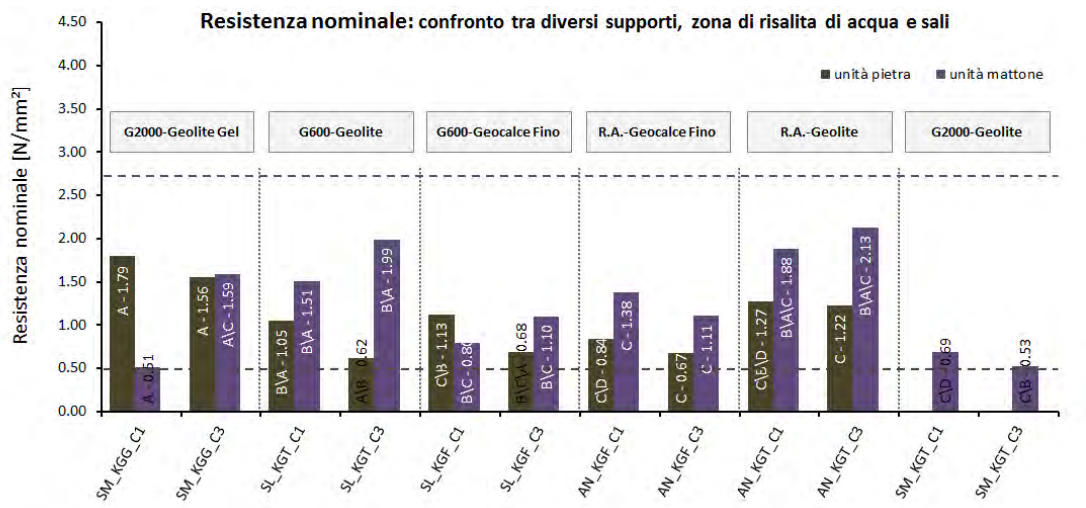


Figura 4.18: Resistenza nominale: confronto tra diversi supporti, zona di cristallizzazione salina, unità

Riassumendo, come si può notare dalla Figura 4.20, sembra che il comportamento sul supporto in pietra non venga influenzato né dalla posizione del campione (unità o giunto), né dalla fascia di altezza sul quale è applicato. Le prove su mattone denotano invece un comportamento differente per le resistenze ottenute su unità, con valori minori in corrispondenza della fascia di transizione e maggiori

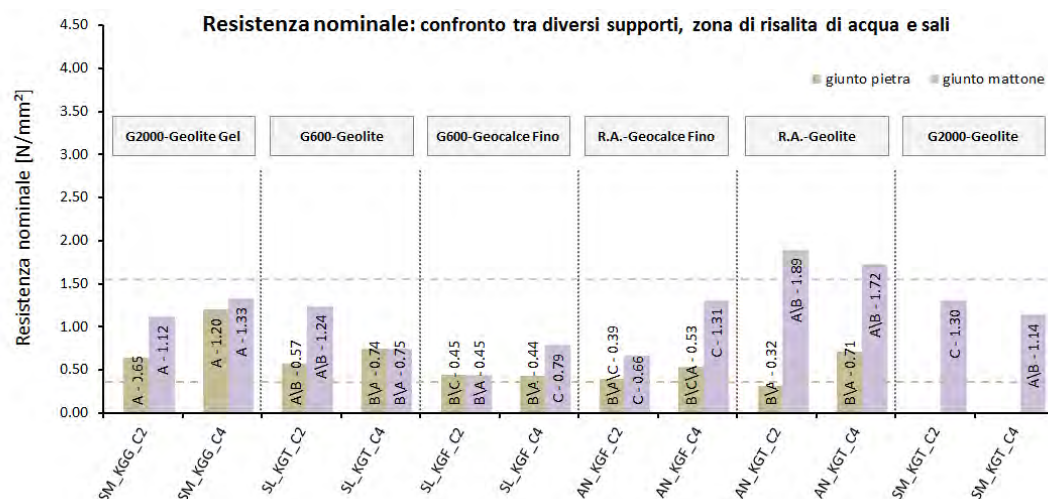


Figura 4.19: Resistenza nominale: confronto tra diversi supporti, zona di cristallizzazione salina, giunto

per la zona indisturbata. Tale andamento risulta tuttavia molto difficile da notare nel corso delle analisi successive, pertanto il grafico non identifica rispecchia le caratteristiche dei singoli compositi. Si nota infine una tendenza, crescente verso il basso, nel caso di prove eseguite sul giunto. Per la zona indisturbata, l'unità pietra presenta resistenza nominale inferiore del 23.4% rispetto all'unità mattone, percentuale che diventa del 31.11% nel confronto tra giunto pietra e giunto mattone. Scendendo nella zona di transizione, la resistenza per le unità diventano pressoché identiche, mentre il range aumenta leggermente per le prove eseguite su giunto. Per la zona di cristallizzazione salina, la tendenza torna ad aumentare per le prove su unità, con una prevalenza delle resistenze su mattone (14.96%); anche nel caso di giunto, il divario aumenta, con resistenze medie inferiori del 47.37% per la pietra rispetto al mattone.

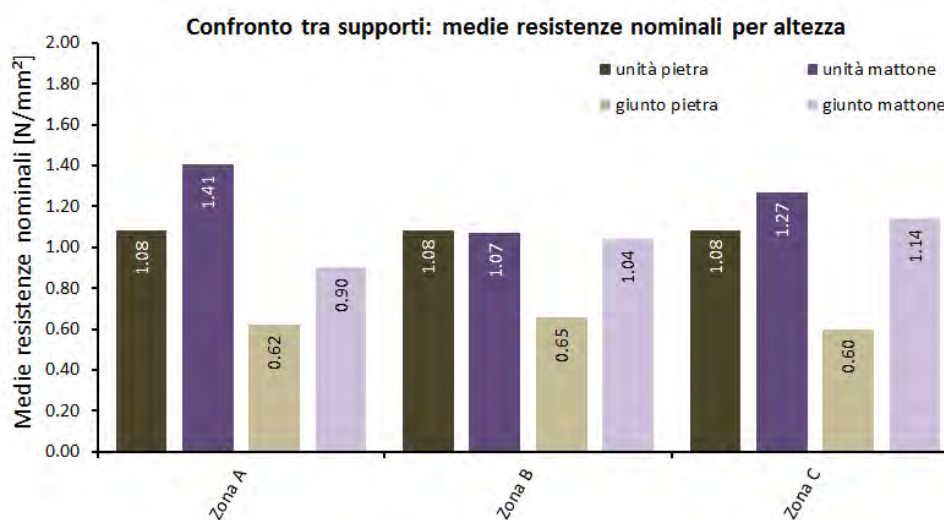


Figura 4.20: Confronto tra le resistenze nominali medie per i due diversi supporti

4.2.3 Confronto tra compositi

In seguito si vanno ad analizzare le modalità di rottura e le resistenze nominali per singolo composito, e successivamente si andranno a confrontare i risultati tra tutti i compositi.

4.2.3.1 G2000_Geolite Gel

Le modalità di rottura che si sviluppano con questo composito coincidono con il caso, precedentemente descritto, dei compositi a matrice organica. Le rotture riscontrate sono di tipo “A” nel 100% dei casi, sia per l'applicazione su pietra che per quella su mattone (Figure 4.21 e 4.22).

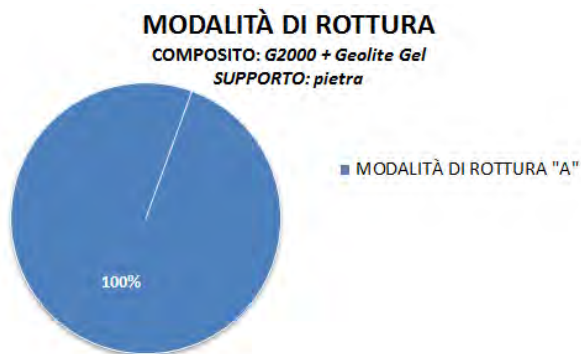


Figura 4.21: Modalità di rottura per composito SM_KGG applicato al supporto in pietra

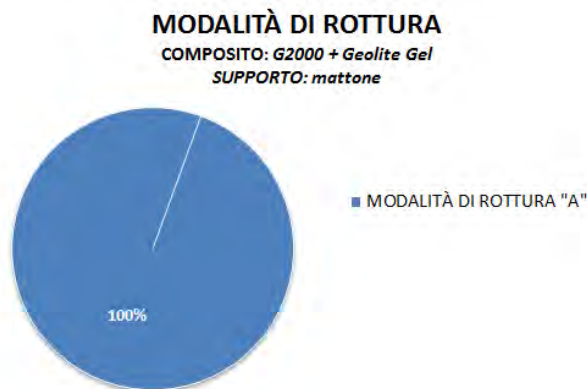


Figura 4.22: Modalità di rottura per composito SM_KGG applicato al supporto in mattoni

Analizzando le resistenze in funzione del supporto di applicazione, si nota dalla Figura 4.23 che per il supporto in pietra che le resistenze tendono a diminuire scendendo verso la zona più bassa del pannello. Il confronto è però diverso in corrispondenza del giunto, dove i valori tendono a risalire nella zona di cristallizzazione, dopo essere diminuiti in quella di transizione. Premesso ciò, si evidenzia che i valori di riferimento, ottenuti mediante prove dirette su supporto, sono inferiori in tutti i casi, rispetto alle resistenze ottenute sul composito. Per il supporto in

mattoni i dati sono diversi (Figura 4.24): le resistenze su unità diminuiscono in base all'altezza, in controtendenza rispetto ai valori di riferimento; sul giunto invece si osserva un aumento di resistenza scendendo con l'altezza, con valori simili e più vicini alle medie di riferimento.

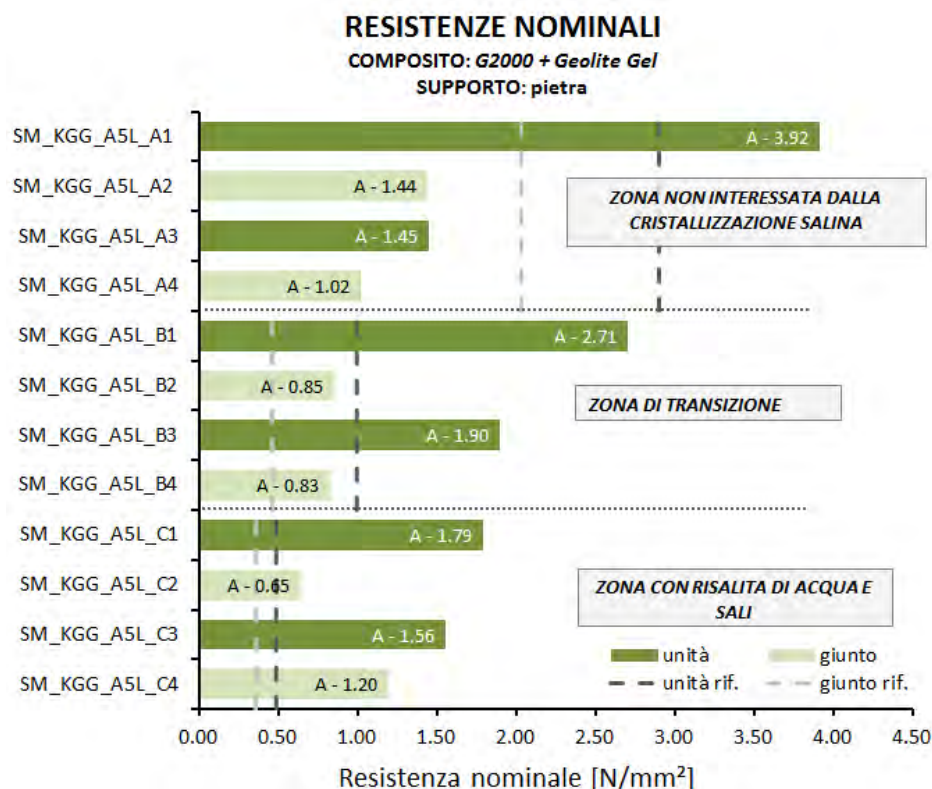


Figura 4.23: Resistenze nominali per composito SM_KGG su pietra

4.2.3.2 G600_Geocalce Fino

Le modalità di rottura che si sviluppano maggiormente per il composito formato da fibra in acciaio a bassa densità e Geocalce Fino, sono equamente divise tra tipo “B” e “C”, cioè in corrispondenza della superficie di contatto tra supporto e composito, oppure all’interno del composito stesso. Per quanto concerne l’applicazione su pietra (Figura 4.25), è evidente che, o il supporto resiste più del composito, oppure non si è creato un legame di aderenza adeguato: non si è infatti verificata nessuna rottura di tipo “A”. Per il supporto in mattone (Figura 4.26), la situazione è diversa, con una prevalenza di rotture tipo “B”, e la presenza di un maggior numero di rotture che riguardano il supporto.

La Figura 4.27 mostra la distribuzione delle modalità di rottura in funzione dell'altezza. Si può osservare come la maggioranza di rotture “C” avvenga nella zona indisturbata, mentre quelle di tipo “B” sono prevalenti nella zona di cristallizzazione, ma presenti anche nella zona di transizione. Le rotture del substrato risultano invece equamente distribuite.

Confrontando le resistenze in funzione del supporto di applicazione, si nota dalla Figura 4.28, che per il substrato in pietra le resistenze diminuiscono nella fascia

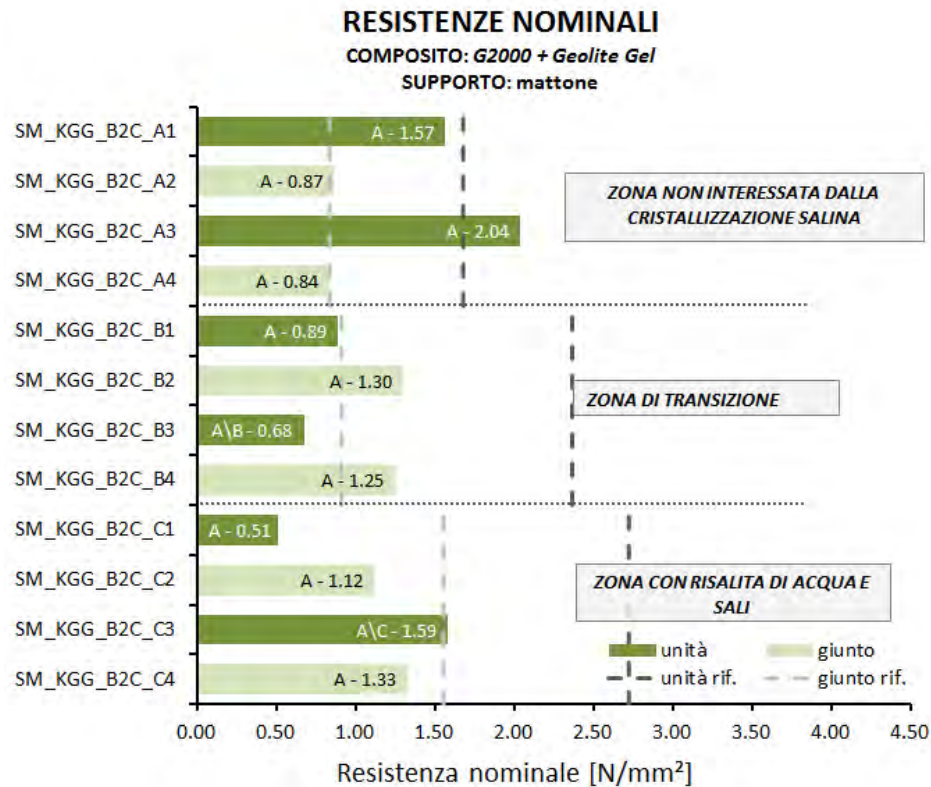


Figura 4.24: Resistenze nominali per composito SM_KGG su mattoni

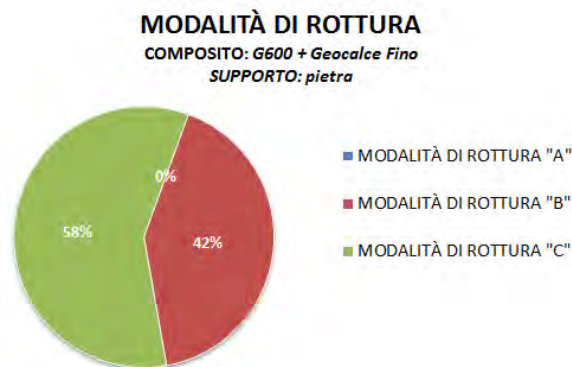


Figura 4.25: Modalità di rottura per composito SL_KGF applicato al supporto in pietra

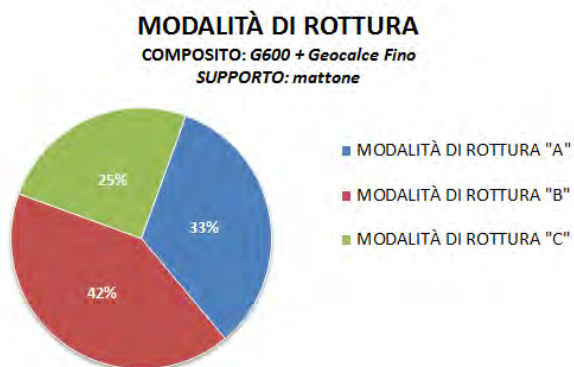


Figura 4.26: Modalità di rottura per composito SL_KGF applicato al supporto in mattoni

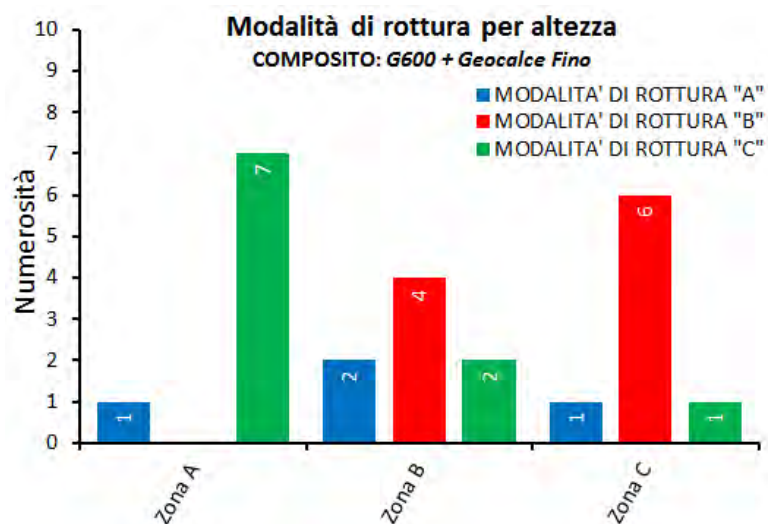


Figura 4.27: Distribuzione delle modalità di rottura in funzione dell'altezza

centrale, nel caso di prova su unità (i valori di riferimento sono maggiori per le due fasce maggiori). I campioni su giunto invece hanno un comportamento omogeneo, che non varia in funzione dell'altezza, a differenza dei campioni di riferimento, che diminuiscono la propria resistenza scendendo verso il terreno. Per il supporto in mattoni le resistenze aumentano rispetto alla pietra, raggiungendo i livelli di riferimento nella zona indisturbata e, nel caso di prova su giunto, anche nella zona di transizione (Figura 4.29). Il resto dei casi presenta invece una tendenza opposta a quella ottenuta sui provini di riferimento: le resistenze tendono a diminuire mentre si scende, con un leggero picco nella zona di transizione. I valori delle prove su giunto sono sempre minori rispetto a quelle eseguite sull'unità.

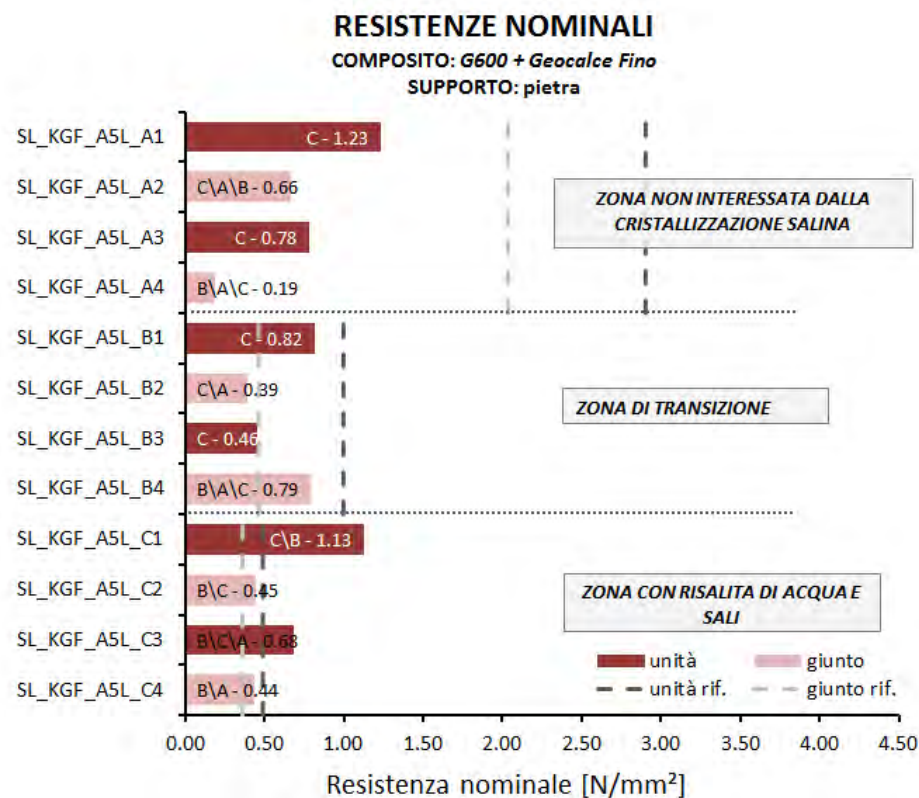


Figura 4.28: Resistenze nominali per composito SL_KGF su pietra

4.2.3.3 Rete Ardesia_Geocalce Fino

Le modalità di rottura principali che si sviluppano per il composito formato da rete in ardesia e Geocalce Fino, sono di tipo “C”, anche se la presenza di rotture di tipo “B” non è trascurabile (come nel caso precedente). Per quanto riguarda l'applicazione su pietra (Figura 4.30), si è verificata anche una rottura tipo “A”, mentre le rotture tipo “B” sono il 34%, il che conferma il quadro generale. La tendenza viene confermata anche per il substrato mattone (Figura 4.31), dove però la rottura “B” domina con il 50% dei casi (anche qui una sola rottura che coinvolge il supporto).

La distribuzione delle modalità di rottura in funzione dell'altezza dimostra come le due zone più basse si comportino in maniera identica, con rotture equamente

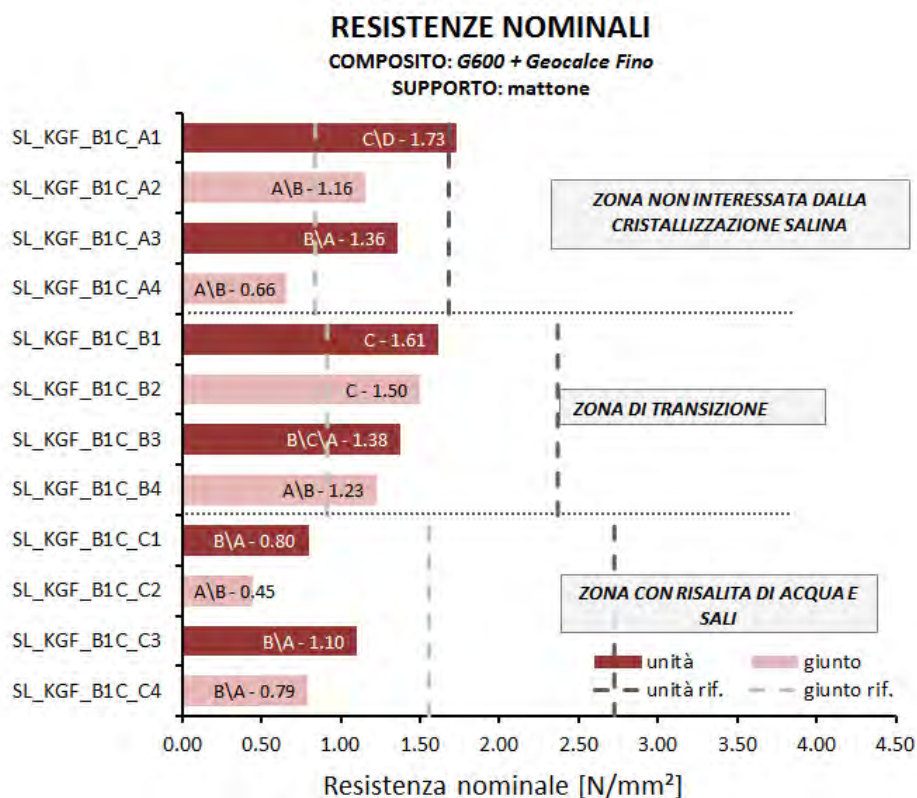


Figura 4.29: Resistenze nominali per composito SL_KGF su mattoni

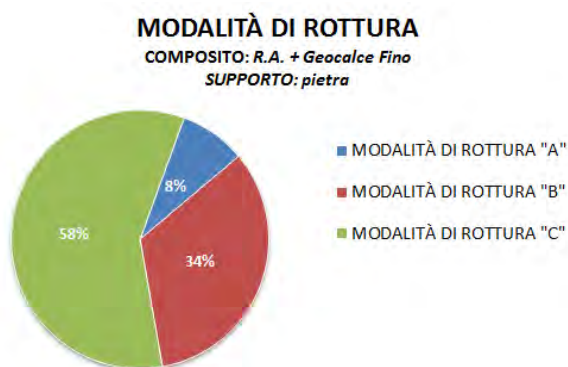


Figura 4.30: Modalità di rottura per composito AN_KGF applicato al supporto in pietra

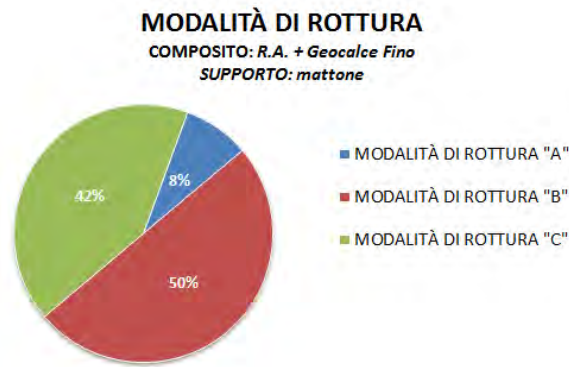


Figura 4.31: Modalità di rottura per composito AN_KGF applicato al supporto in mattoni

suddivise tra tipo “B” e “C”. Dalla Figura 4.32 si nota che la zona indisturbata presenta invece una maggiore varietà di guasti, anche se dominano le rotture che coinvolgono il composito.

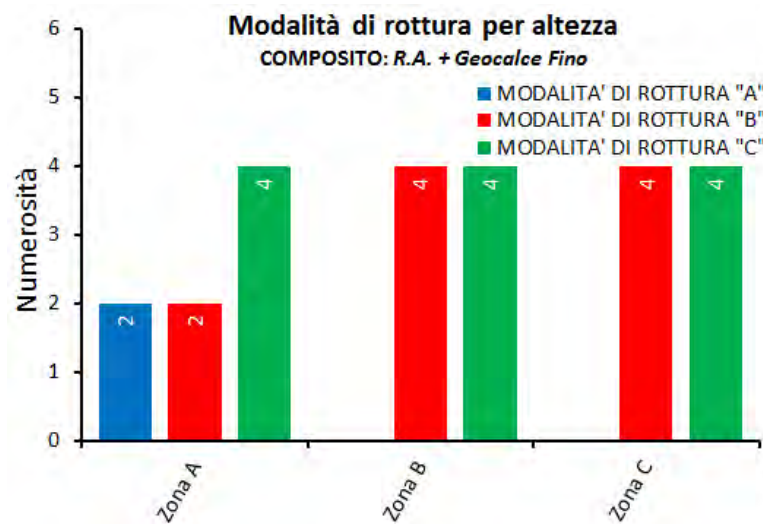


Figura 4.32: Distribuzione delle modalità di rottura in funzione dell'altezza

Analizzando le resistenze in funzione del supporto di applicazione, si può vedere dalla Figura 4.33 che per il supporto in pietra la media dei valori rimane pressoché costante attraverso le tre zone di diversa altezza. Questa osservazione è valida sia per le prove unità che per quelle eseguite su giunto, anche se rimane valida la tendenza per cui le resistenze su giunto sono minori rispetto alle prime. Solo nella zona di cristallizzazione i valori delle tensioni sono confrontabili con quelli di riferimento (che decrescono scendendo con l'altezza). La Figura 4.34, valida per il supporto in mattoni, mostra un incremento generale delle resistenze, con valori leggermente superiori nella zona di transizione. Anche qui le medie di riferimento sono rispecchiate maggiormente dalle prove eseguite su giunto; le prove su unità non mostrano lo stesso andamento.

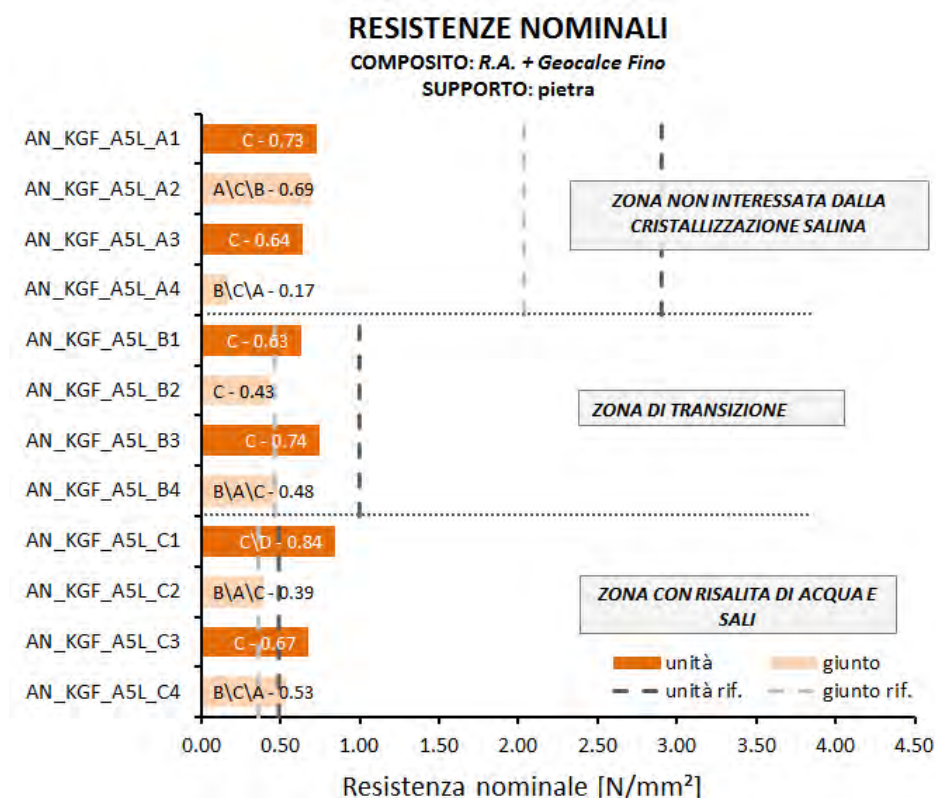


Figura 4.33: Resistenze nominali per composito AN_KGF su pietra

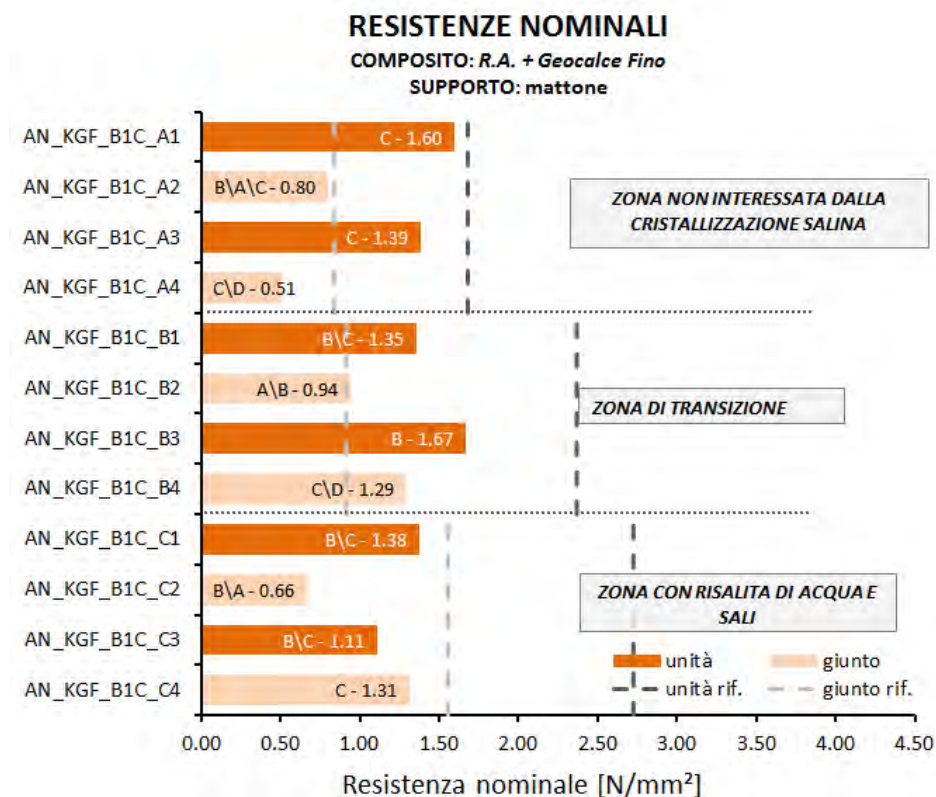


Figura 4.34: Resistenze nominali per composito AN_KGF su mattoni

4.2.3.4 G2000_Geolite

L'analisi delle modalità di rottura che riguardano il composito formato da fibre di acciaio a media densità e Geolite come matrice, può essere applicata solo al supporto in mattoni, dato che le prove non sono state condotte su pietra. A causa dello spessore minimo dello strato di matrice, e della densità elevata delle fibre, è risultato quasi impossibile eseguire la foratura e la preparazione del campione senza rischiare di rendere nulla la prova. Pertanto, la prevalenza delle rotture (Figura 4.35) riguarda i compositi (tipo "C"), anche se si sviluppa una percentuale notevole di rotture tipo "A". Si riscontra dunque che l'adesione all'interfaccia tra composito e substrato è elevata, e le rotture tipo "C" possono essere causate dalla densità elevata delle fibre in acciaio, che non permettono adeguata penetrazione della matrice.

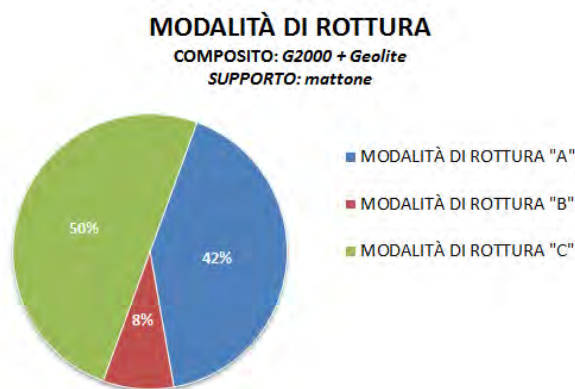


Figura 4.35: Modalità di rottura per composito SM_KGT applicato al supporto in mattoni

Nella Figura 4.36 sono mostrate le modalità di rottura in funzione dell'altezza. Non si evidenziano particolari tendenze; solo la zona più bassa, di cristallizzazione, presenta una maggiore varietà di rottura, coinvolgendo una rottura di tipo "B".

Analizzando ora le resistenze (Figura 4.37), si nota qui una tendenza inversa rispetto a quanto visto in precedenza: le prove eseguite sui giunti riportano i valori maggiori, confrontabili con le medie di riferimento. Le prove unità, al contrario, forniscono resistenze più basse, soprattutto nella zona di transizione dove sono minime.

4.2.3.5 G600_Geolite

Nel caso in cui le fibre siano costituite da acciaio a bassa densità, i risultati indicano una buona distribuzione delle modalità di rottura tra quelle tipo "A" e tipo "B", mentre non sono presenti casi di rotture tipo "C". Sul supporto in pietra si riscontra una maggiore presenza di rotture all'interfaccia, il 67%, mentre per il mattone la tendenza si inverte, con guasti prevalenti che avvengono nel substrato, 58% dei casi (Figure 4.38 e 4.39).

La distribuzione delle modalità di rottura in funzione dell'altezza, secondo la Figura 4.40, denota una distribuzione equa delle due rotture nella zona indistur-

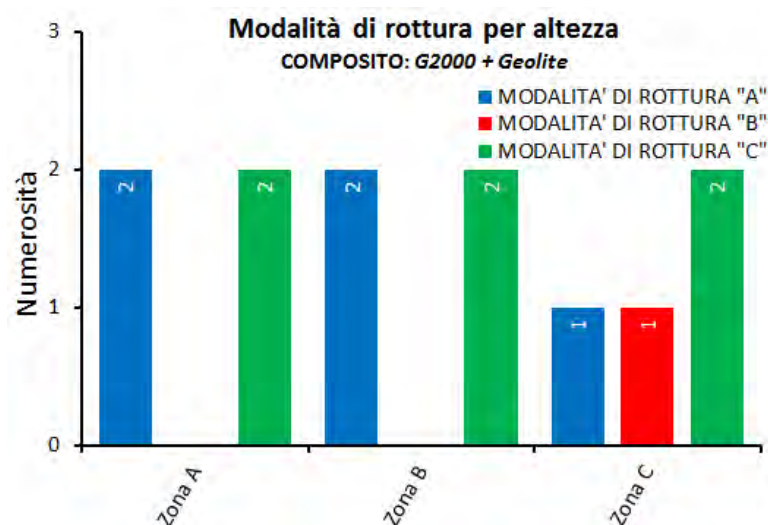


Figura 4.36: Distribuzione delle modalità di rottura in funzione dell'altezza

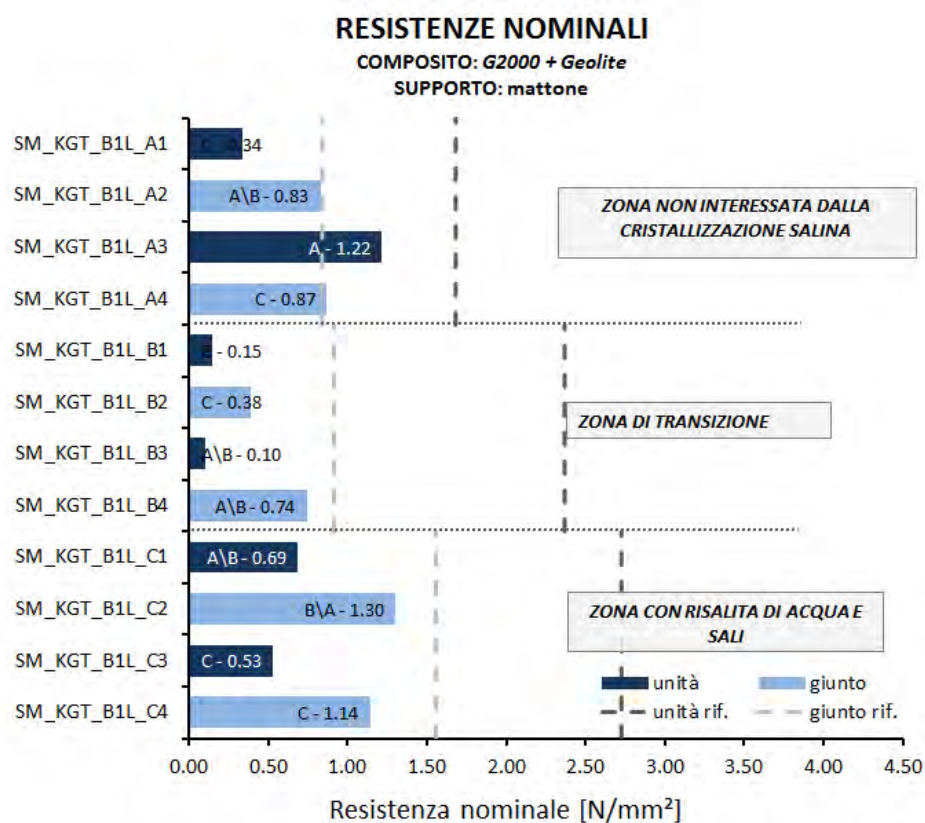


Figura 4.37: Resistenze nominali per composito SM_KGT su mattoni

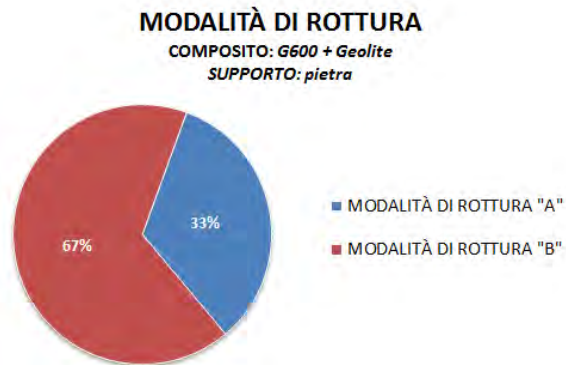


Figura 4.38: Modalità di rottura per composito SL_KGT applicato al supporto in pietra

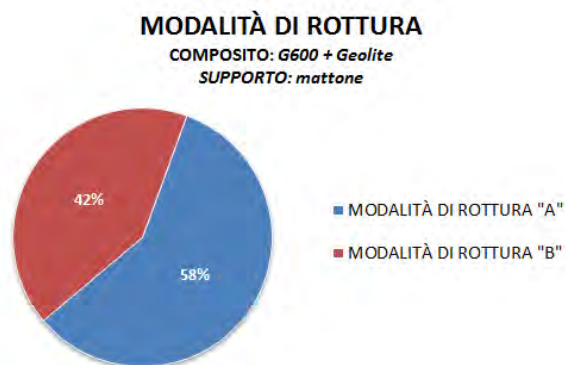


Figura 4.39: Modalità di rottura per composito SL_KGT applicato al supporto in mattoni

bata, un maggior numero di rotture tipo “B” nella zona di transizione e infine una prevalenza, anche se minima, di rotture del substrato nella fascia più bassa.

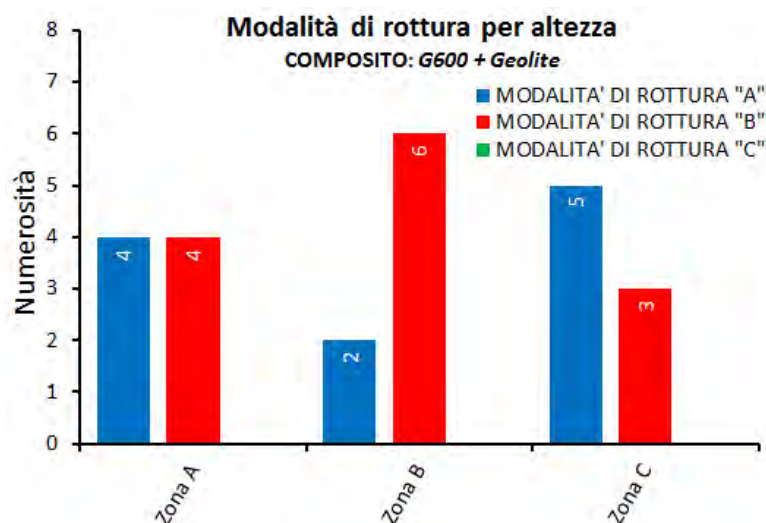


Figura 4.40: Distribuzione delle modalità di rottura in funzione dell'altezza

Analizzando le resistenze in funzione del supporto di applicazione, Figura 4.41, si può notare che per la pietra i valori maggiori si ottengono nella zona di transizione, maggiori addirittura dei valori di riferimento. Anche nella zona di cristallizzazione le resistenze rispecchiano i valori medi, anche se minori rispetto alla fascia indisturbata (i valori sono però molto inferiori rispetto alle medie). Per il supporto in mattoni la tendenza è diversa (Figura 4.42); i valori delle prove unità risultano maggiori in tutti i casi, con resistenze che crescono scendendo con la fascia di applicazione (come per quelle di riferimento). Tuttavia, solo nella zona più alta il riferimento è confrontabile con i valori sperimentali.

4.2.3.6 Rete Ardesia _ Geolite

Le modalità di rottura principali che si sviluppano per il composito formato da rete in ardesia e Geolite, sono equamente distribuite tra i tipi “B” e “C”. Per il substrato pietra, le rotture del composito prevalgono su quelle di interfaccia (Figura 4.43). Nel caso del mattone, come si evince dalla Figura 4.44 la situazione è più equilibrata: la maggioranza dei casi riguarda rotture tipo “B”, mentre le rotture “A” e “C” sono rispettivamente il 25% e il 33%.

La distribuzione delle modalità di rottura in funzione dell'altezza si può osservare nella Figura 4.45. Si nota che i guasti sono misti e distribuiti nelle due fasce di estremità, con una minoranza di rotture del substrato. Le rotture tipo “A” sono totalmente assenti invece nella zona di transizione, dove si riscontrano invece 4 rotture di interfaccia e altrettante rotture che riguardano il composito.

Il confronto delle resistenze in base al supporto mostra comportamenti diversificati. Per la pietra, secondo la Figura 4.46, il comportamento è crescente rispetto ad una diminuzione dell'altezza di prova. Nella zona di cristallizzazione, i valori delle prove di unità sono superiori a quelli di riferimento, mentre le prove su giunto seguono all'incirca lo stesso andamento. Le prove eseguite su supporto in mattoni

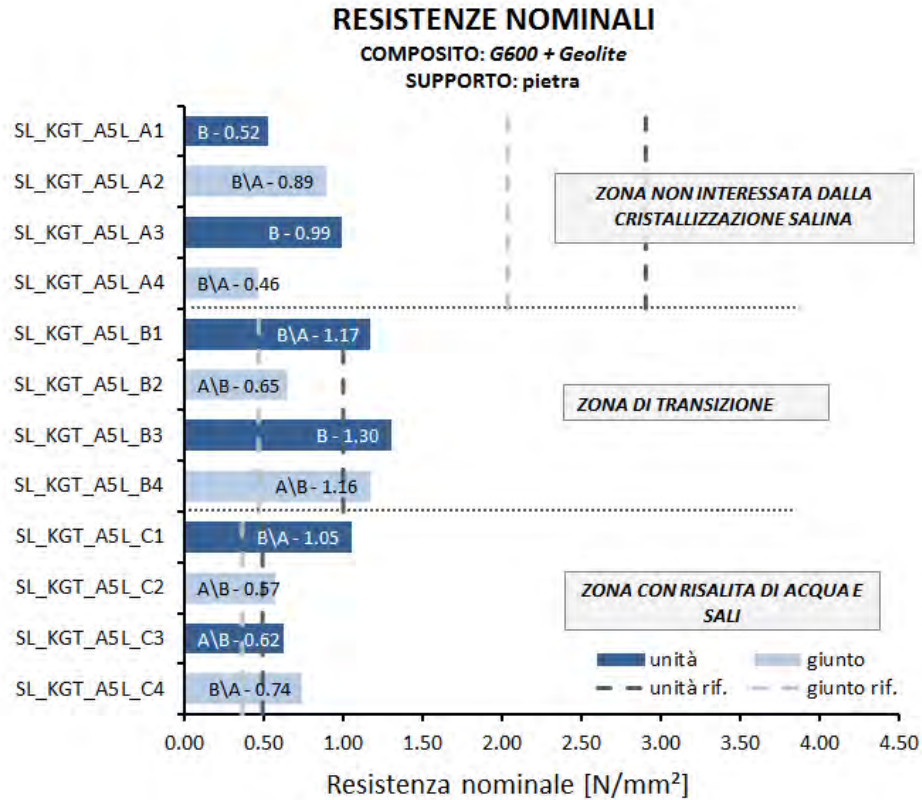


Figura 4.41: Resistenze nominali per composito SL_KGT su pietra

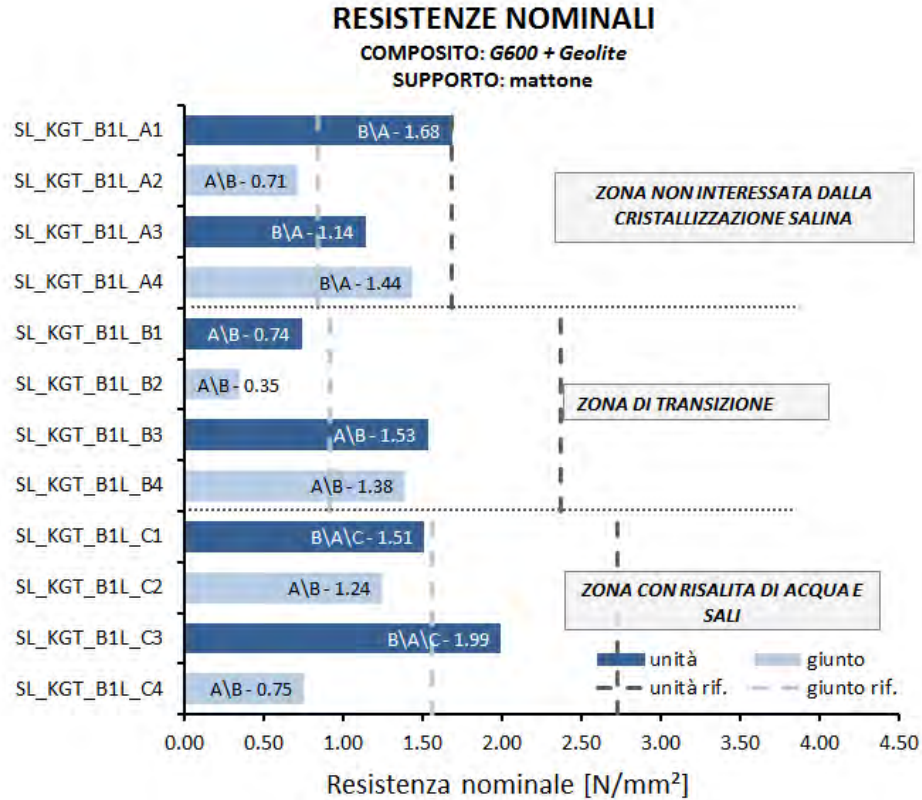


Figura 4.42: Resistenze nominali per composito SL_KGT su mattoni

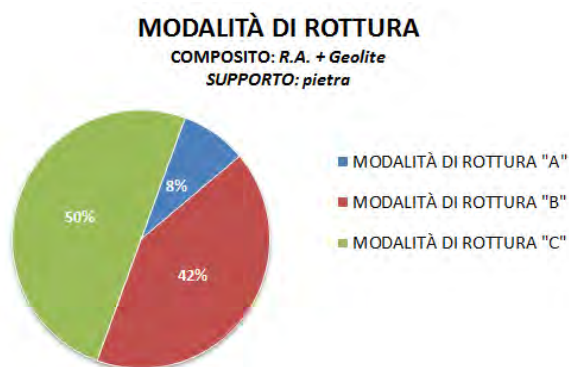


Figura 4.43: Modalità di rottura per composito AN_KGT applicato al supporto in pietra

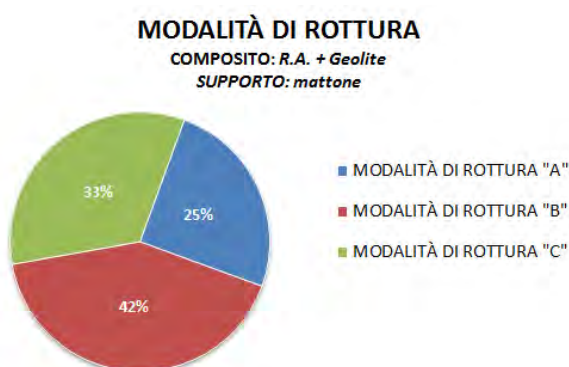


Figura 4.44: Modalità di rottura per composito AN_KGT applicato al supporto in mattoni

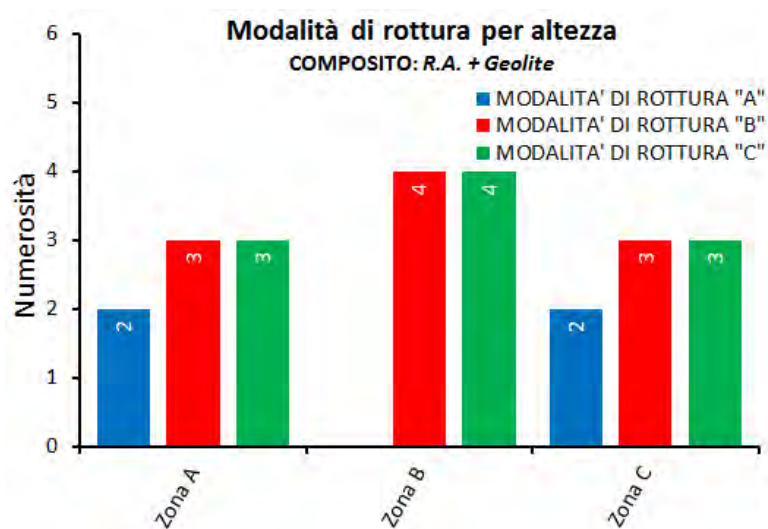


Figura 4.45: Distribuzione delle modalità di rottura in funzione dell'altezza

(Figura 4.47) mostrano valori più elevati, ma anche in questo caso le resistenze massime si ottengono nella fascia di altezza inferiore. Le prove giunto sono in linea con i riferimenti, mentre le prove unità, anche se danno valori elevati, sono distanti dalle medie di riferimento.

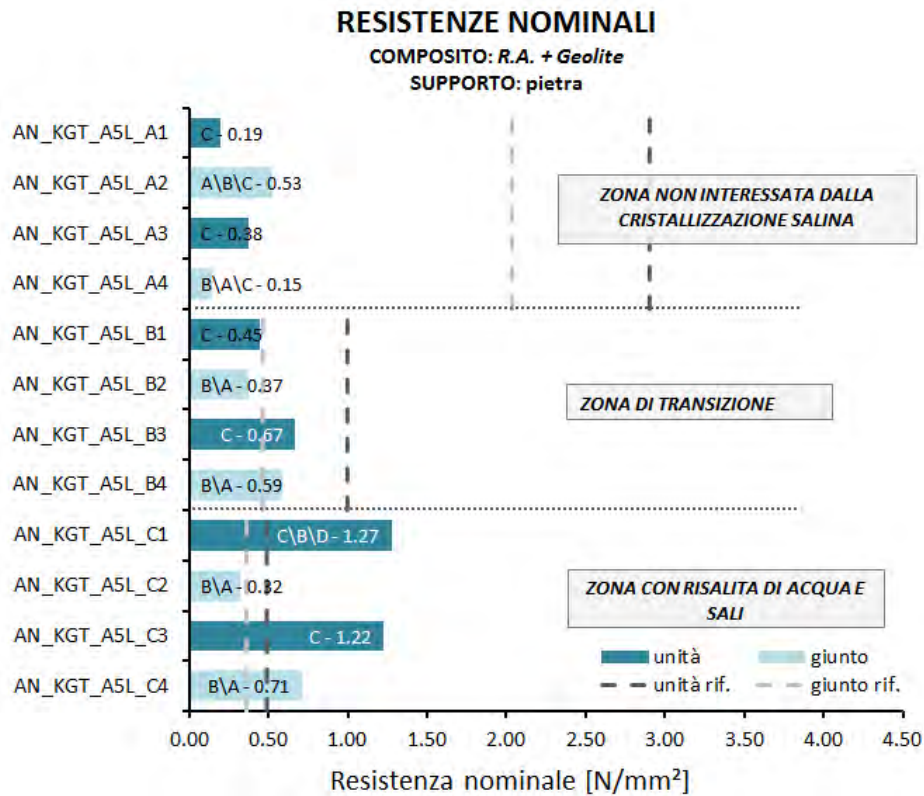


Figura 4.46: Resistenze nominali per composito AN_KGT su pietra

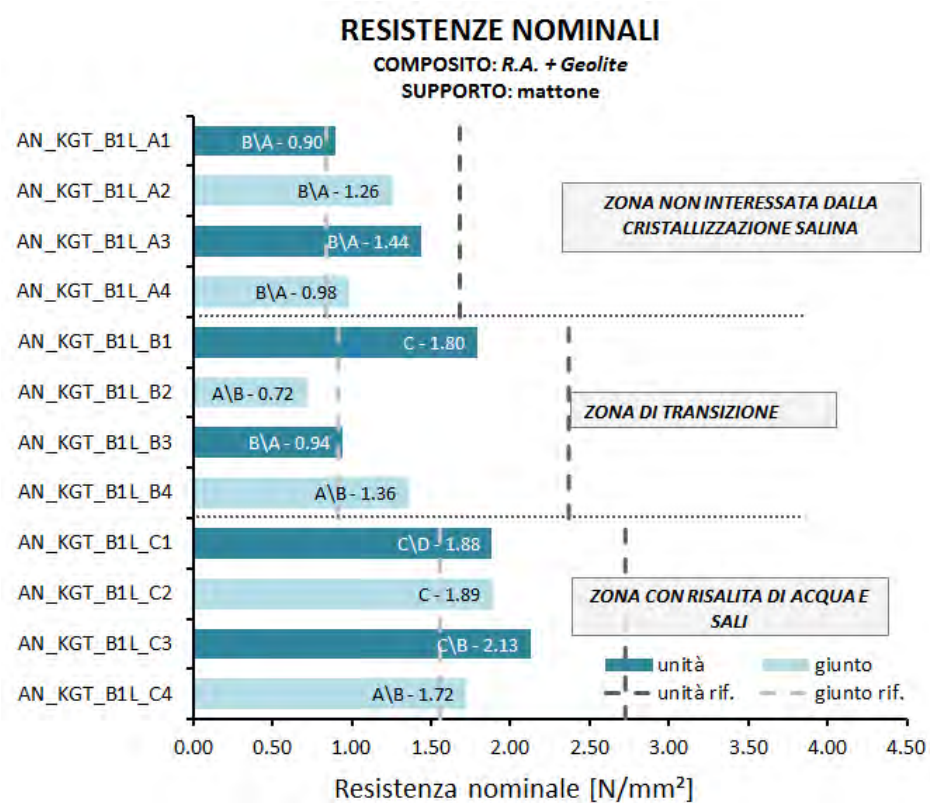


Figura 4.47: Resistenze nominali per composito AN_KGT su mattoni

4.2.3.7 Confronto tra compositi

La prima analisi che si va a compiere riguarda le modalità di rottura. In Tabella 4.2 e 4.3 sono riassunti i risultati sui meccanismi di rottura prevalenti, distribuiti in base ai diversi compositi e alle tre diverse zone di applicazione, la zona indisturbata (zona A), la zona di transizione (zona B) e quella di cristallizzazione salina (zona C). Le due tabelle si differenziano per il substrato di prova.

Tabella 4.2: Comparazione prestazioni dei diversi compositi in relazione alle zone di applicazione, supporto pietra

	SM KGG	SM KGT	SL KGT	SL KGF	AN KGT	AN KGF	PREVALENZA	
unità	A	/	B	C	C	C	C	ZONA A
giunto	A	/	B	C	B	C	B	
unità	A	/	B	C	C	C	C	ZONA B
giunto	A	/	A	C	B	C	C	
unità	A	/	B	C	C	C	C	ZONA C
giunto	A	/	B	B	B	B	B	
PREVALENZA	A	/	B	C	C	C		

Tabella 4.3: Comparazione prestazioni dei diversi compositi in relazione alle zone di applicazione, supporto mattone

	SM KGG	SM KGT	SL KGT	SL KGF	AN KGT	AN KGF	PREVALENZA	
unità	A	C	B	C	B	C	C	ZONA A
giunto	A	A	A	A	B	C	A	
unità	A	A	A	C	C	B	A	ZONA B
giunto	A	C	A	C	A	C	C	
unità	A	C	B	B	C	B	B	ZONA C
giunto	A	C	A	A	C	C	C	
PREVALENZA	A	C	A	C	C	C		

I risultati sono molto variabili per quanto riguarda i compositi, ma riflettono in parte le considerazioni fornite in precedenza. Per esempio, i provini SM_KGG, gli unici costituiti da una matrice organica, si comportano allo stesso modo, indifferentemente da posizione, altezza e supporto. Gli altri materiali, costituiti quindi da matrici inorganiche, presentano in generale un prevalenza di rotture di tipo “C” (solo gli SL_KGT si sono rotti prevalentemente all’interfaccia substrato/composito). I compositi a matrice cementizia presentano le rotture più diversificate, con delle rotture di tipo “A” concentrate nella zona di transizione (in generale) e guasti tipo “B” localizzati per le prove su giunto e supporto in pietra. I provini con matrice a base di calce idraulica, infine, riportano quasi esclusivamente rotture che interessano il composito stesso; la zona C sembra l’unica nella quale rotture “B” e “C” si distribuiscono equamente. Anche i guasti divisi per altezza di prova, confermano che nella maggioranza dei casi la rottura avviene nello strato di composito. Non si riscontrano altre particolari tendenze di comportamento.

Un altro confronto che può essere eseguito riguarda le resistenze di pull-off in base alle zone di applicazione, con suddivisione apposita dei singoli compositi e un

controllo diretto con i risultati ottenuti direttamente su substrato; in questo modo si possono capire le variazioni di resistenza che si attuano nei campioni rinforzati. Studiando le zone di altezza maggiore, che corrispondono alla zona indisturbata, si può notare (Figure 4.48 e 4.49) come nel caso di substrato in pietra, i valori maggiori di resistenza si ottengono per la matrice organica Geolite Gel (con un picco significativo, che può forse fuorviare i risultati). Le prove restanti hanno comportamento omogeneo; le resistenze minori sono state riscontrate nel composito formato da fibra in basalto e matrice cementizia. La sperimentazione condotta sui pannelli in mattoni ha registrato tensioni nominali più elevate, con prestazioni equilibrate rispetto ai compositi utilizzati, in linea con i campioni di riferimento.

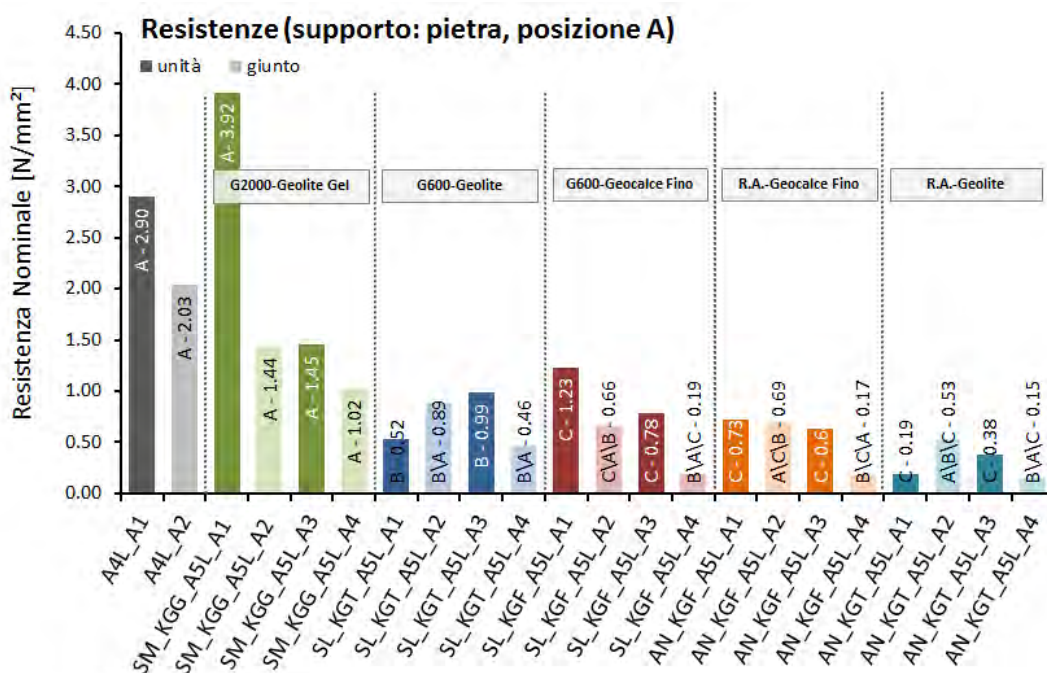


Figura 4.48: Resistenze per la fascia di altezza maggiore sul supporto in pietra

Un passo successivo è stato quello di calcolare la variazione percentuale della resistenza nominale tra un valore di riferimento e le resistenze ottenute sui campioni fibrinforzati. Tale variazione è definita dall'equazione 4.2:

$$Variazione R\% = \frac{R_m - R_{rif}}{R_{rif}} \cdot 100 \quad (4.2)$$

dove R_{rif} è la resistenza nominale di riferimento, ed R_m la resistenza nominale media.

Nello studio dei valori di riferimento, i confronti sono stati fatti rispettando le prove eseguite su giunto o sull'unità, e tenendo conto del tipo di supporto e della fascia di applicazione. La resistenza di riferimento nominale è stata trovata mediando quindi le resistenze ottenute sui tasselli che hanno ottenuto rotture di tipo "A" (con almeno il 90% della superficie) e i campioni di controllo effettuati sul supporto. La resistenza nominale media si ottiene invece dalla media delle singole resistenze di due tasselli, eseguiti come tasselli "unità" o come tasselli "giunto", in base ad altezza, composito e supporto.

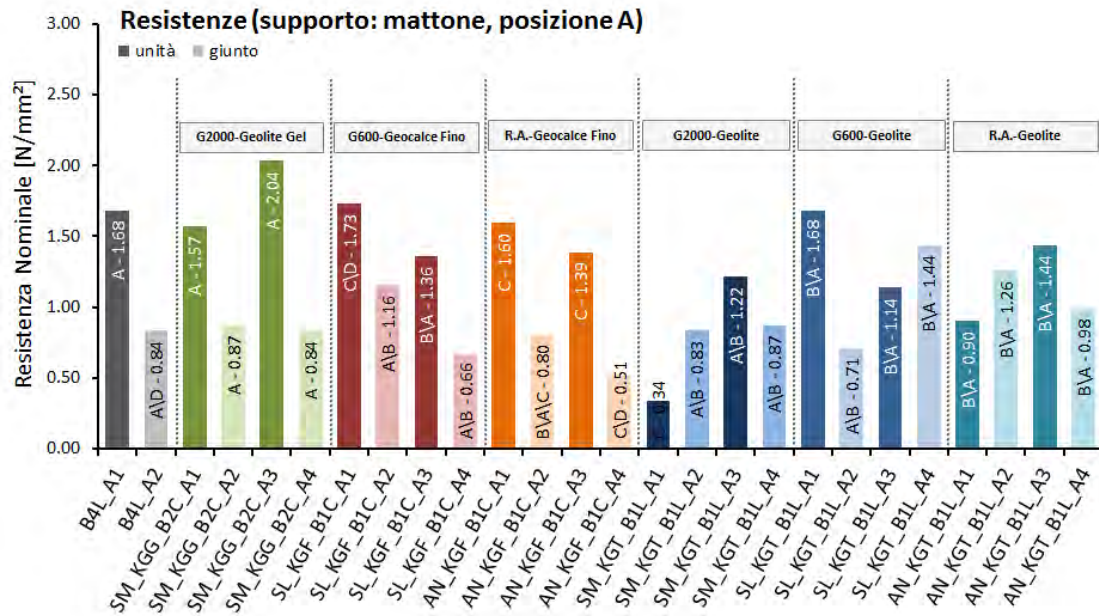


Figura 4.49: Resistenze per la fascia di altezza maggiore sul supporto in mattoni

La Tabella 4.4 mostra le variazioni percentuali delle resistenze nominali medie rispetto a quelle di riferimento, secondo la formula citata. I valori si riferiscono alle prove eseguite sulla fascia indisturbata. Per poter comprendere meglio i risultati si è pensato di inserire, sotto le percentuali, le modalità di rottura prevalenti: in questo modo si può ricercare una possibile correlazione.

Tabella 4.4: Variazione percentuale di resistenza per la fascia di altezza massima

		SM KGG	SM KGT	SL KGT	SL KGF	AN KGT	AN KGF
PIETRA	unità	-2.63%	/	-72.56%	-63.48%	-89.69%	-75.31%
	giunto	-17.90%	/	-54.95%	-71.58%	-77.47%	-71.19%
MATTONE	unità	2.31%	-55.85%	-19.88%	-12.44%	-33.61%	-15.26%
	giunto	0.49%	0.29%	27.00%	7.33%	32.34%	-22.45%
PIETRA	unità	A	/	B	C	C	C
	giunto	A	/	B	C	B	C
MATTONE	unità	A	C	B	C	B	C
	giunto	A	A	A	A	B	C

Le Figure 4.50 e 4.51 rappresentano i valori delle tensioni nominali per quanto riguarda la fascia di transizione intermedia, rispettivamente su supporto in pietra e mattoni. Nel primo caso, come per la zona “A”, il composito a matrice organica ottiene i valori massimi su giunto, seguita dal composito G600_Geolite (per questi le resistenze superano quelle di controllo). Le prove su giunto hanno ottenuto valori relativamente omogenei. Nel secondo caso si raggiungono livelli di tensione maggiori in media, superiori a quelli di controllo per le prove giunto, inferiori invece nel caso delle unità. I campioni G2000_Geolite unità, pur presentando rotture di tipo “A”, hanno fornito valori molto bassi di resistenza.

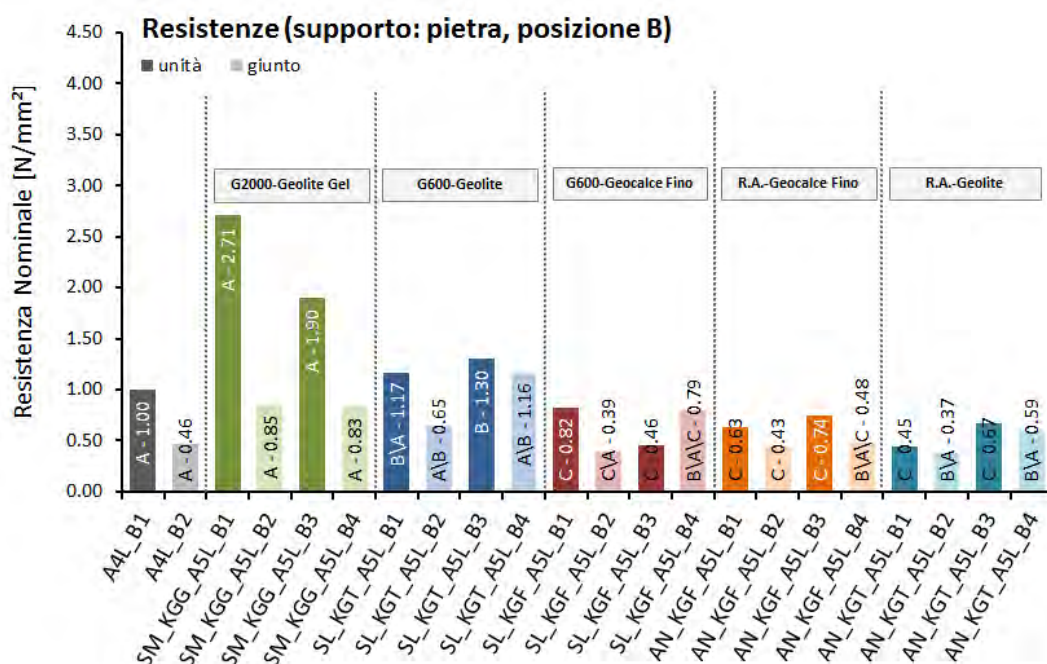


Figura 4.50: Resistenze per la fascia di altezza intermedia sul supporto in pietra

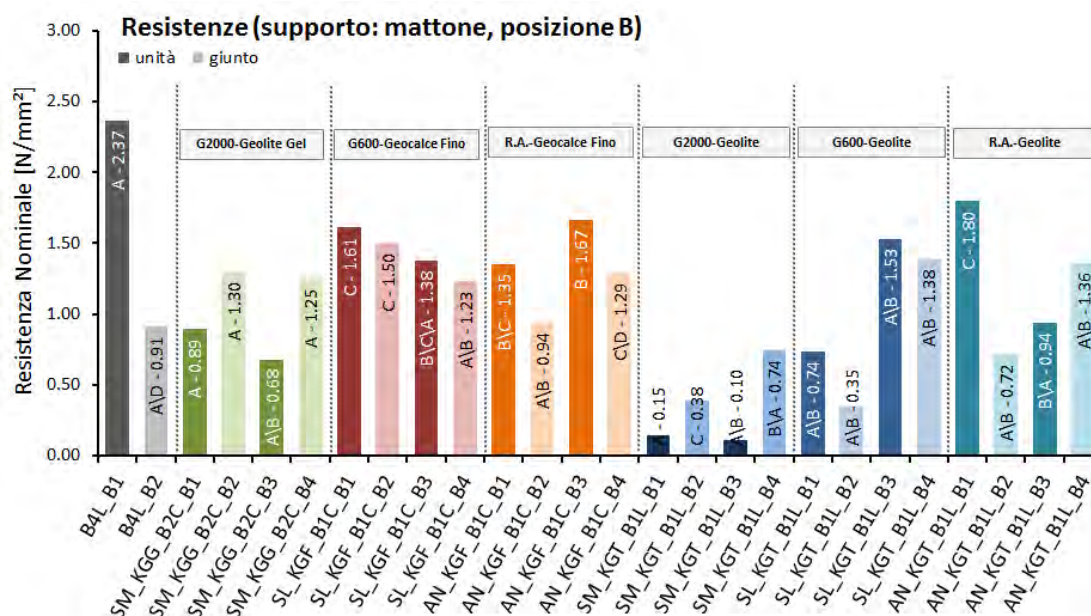


Figura 4.51: Resistenze per la fascia di altezza intermedia sul supporto in mattoni

Sono rappresentate in Tabella 4.5 le variazioni percentuali delle resistenze nominali medie rispetto a quelle di riferimento, in riferimento alla zona intermedia.

Tabella 4.5: Variazione percentuale di resistenza per la fascia di altezza intermedia

		SM KGG	SM KGT	SL KGT	SL KGF	AN KGT	AN KGF
PIETRA	unità	23.31%	/	-33.88%	-65.89%	-70.19%	-63.12%
	giunto	17.60%	/	26.75%	-17.49%	-33.04%	-36.28%
MATTONE	unità	-30.90%	-88.99%	-0.06%	31.72%	20.51%	33.00%
	giunto	10.44%	-51.13%	-25.05%	18.34%	-9.98%	-3.44%
PIETRA	unità	A	/	B	C	C	C
	giunto	A	/	A	C	B	C
MATTONE	unità	A	A	A	C	C	B
	giunto	A	C	A	C	A	C

Infine, anche per la zona di risalita di acqua e sali, di altezza minore, sono riportate le resistenze nominali ottenute dalle prove. Su supporto in pietra (Figura 4.52) sono diminuiti i valori del composito a matrice organica, rispetto alle zone di altezza maggiore; questi sono infatti in linea con quelli ottenuti per gli altri materiali. In tutte le prove sono state superate le resistenze di controllo. Per quanto riguarda il substrato in mattoni, Figura 4.53, i valori di controllo sono stati raggiunti in media da tutti i compositi per le prove su giunto; per le prove di unità non si assiste alla stessa tendenza.

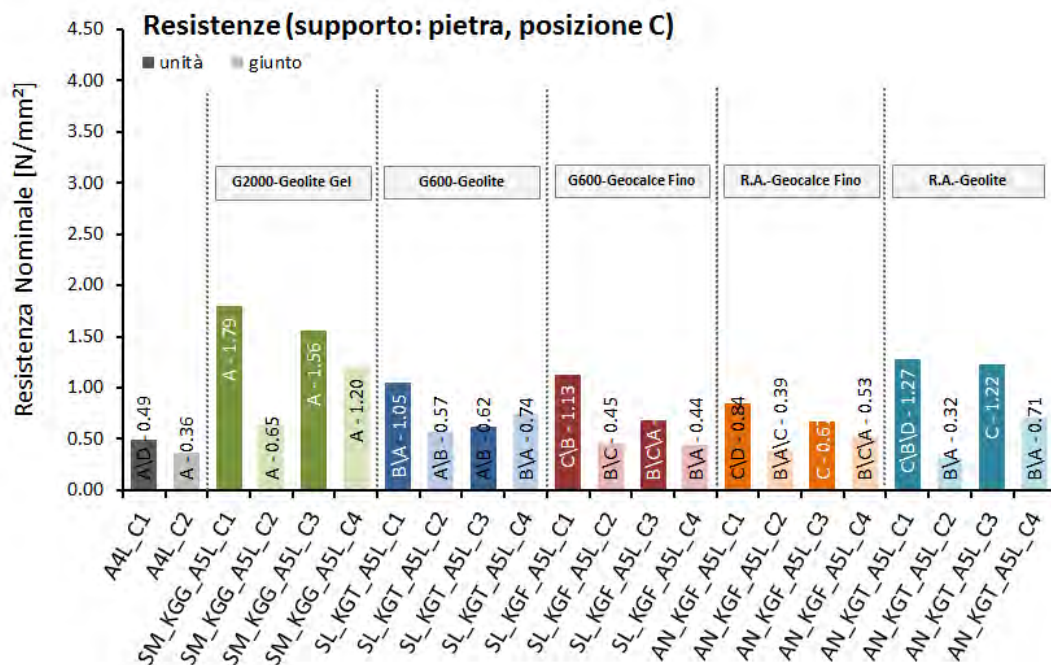


Figura 4.52: Resistenze per la fascia di altezza inferiore sul supporto in pietra

Le variazioni percentuali delle resistenze nominali medie rispetto a quelle di riferimento, per la zona di risalita di acqua e sali, sono illustrate in Tabella 4.6.

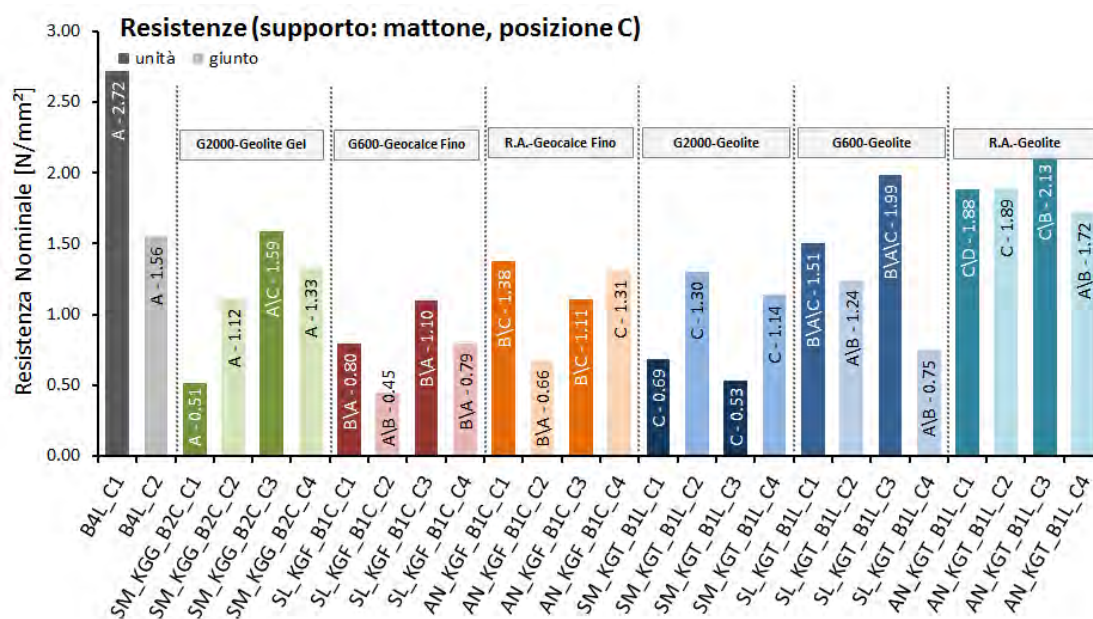


Figura 4.53: Resistenze per la fascia di altezza inferiore sul supporto in mattoni

Tabella 4.6: Variazione percentuale di resistenza per la fascia di altezza inferiore

		SM KGG	SM KGT	SL KGT	SL KGF	AN KGT	AN KGF
PIETRA	unità	30.91%	/	-34.68%	-29.25%	-2.43%	-40.72%
	giunto	25.51%	/	-10.83%	-39.89%	-30.14%	-37.14%
MATTONE	unità	-35.11%	-62.51%	7.94%	-41.44%	23.91%	-23.33%
	giunto	-8.33%	-8.43%	-25.34%	-53.48%	35.57%	-25.95%
PIETRA	unità	A	/	B	C	C	C
	giunto	A	/	B	B	B	B
MATTONE	unità	A	C	B	B	C	B
	giunto	A	C	A	A	C	C

Operando un confronto generale, secondo le diverse altezze, si nota come i miglioramenti più marcati siano stati apportati dal composito SM_KGG a matrice organica, con gli incrementi maggiori ottenuti sulla pietra per le due fasce inferiori. Secondo la Tabella 4.7 poi, anche i compositi a matrice cementizia (eccetto che per i campioni in fibra di acciaio a media densità, che hanno dato i risultati peggiori) hanno ottenuto buoni incrementi, anche se solo relativamente al supporto in mattoni. I compositi formati da matrice a base di calce idraulica naturale, infine, mostrano incrementi di resistenza nella zona intermedia, specificatamente al supporto in mattoni.

Tabella 4.7: Variazione percentuale di resistenza, valori medi

		SM KGG	SM KGT	SL KGT	SL KGF	AN KGT	AN KGF	
PIETRA	unità	-2.63%	/	-72.56%	-63.48%	-89.69%	-75.31%	ZONA A
	giunto	-17.90%	/	-54.95%	-71.58%	-77.47%	-71.19%	
MATTONI	unità	2.31%	-55.85%	-19.88%	-12.44%	-33.61%	-15.26%	
	giunto	0.49%	0.29%	27.00%	7.33%	32.34%	-22.45%	
PIETRA	unità	23.31%	/	-33.88%	-65.89%	-70.19%	-63.12%	ZONA B
	giunto	17.60%	/	26.75%	-17.49%	-33.04%	-36.28%	
MATTONI	unità	-30.90%	-88.99%	-0.06%	31.72%	20.51%	33.00%	
	giunto	10.44%	-51.13%	-25.05%	18.34%	-9.98%	-3.44%	
PIETRA	unità	30.91%	/	-34.68%	-29.25%	-2.43%	-40.72%	ZONA C
	giunto	25.51%	/	-10.83%	-39.89%	-30.14%	-37.14%	
MATTONI	unità	-35.11%	-62.51%	7.94%	-41.44%	23.91%	-23.33%	
	giunto	-8.33%	-8.43%	-25.34%	-53.48%	35.57%	-25.95%	
MEDIA		1.31%	-44.44%	-17.96%	-28.13%	-19.52%	-31.77%	

Le seguenti Tabelle (4.8 e 4.9) riportano i risultati delle singole prove pull-off in termini di variazioni percentuali di resistenza. Sono state suddivise per i due supporti di applicazione, in modo da ottenere una lettura più agevole dei valori. Nella tabella sono stati inseriti i valori delle due prove eseguite con lo stesso criterio; il valore medio è stato quindi messo a confronto con le resistenze di riferimento (le stesse dell'analisi precedente, mediate tra le rotture di tipo "A" e gli strappi di controllo) e si è proceduto al calcolo delle variazioni percentuali.

I risultati sono molto variabili, e non risultano evidenti particolari tendenze di comportamento. Spesso si leggono valori negativi, che significano una diminuzione delle resistenze rispetto a quelle di riferimento. Gli incrementi sono maggiori nelle prove su mattoni; i pochi incrementi sulla pietra si verificano invece per i compositi a matrice organica.

Tabella 4.8: Analisi dei risultati ottenuti per le prove pull-off, supporto in pietra

Provino [-]	Resistenza 1 [N/mm ²]	Resistenza 2 [N/mm ²]	Media [N/mm ²]	Resistenza Riferimento [N/mm ²]	Variazione [%]
SM_KGG_A5L_A1	3.92	1.45	2.69	2.76	-2.63%
SM_KGG_A5L_A2	1.44	1.02	1.23	1.50	-17.90%
SM_KGG_A5L_B1	2.71	1.90	2.30	1.87	23.31%
SM_KGG_A5L_B2	0.85	0.83	0.84	0.72	17.60%
SM_KGG_A5L_C1	1.79	1.56	1.67	1.28	30.91%
SM_KGG_A5L_C2	0.65	1.20	0.92	0.74	25.51%
SL_KGT_A5L_A1	0.52	0.99	0.76	2.76	-72.56%
SL_KGT_A5L_A2	0.89	0.46	0.67	1.50	-54.95%
SL_KGT_A5L_B1	1.17	1.30	1.24	1.87	-33.88%
SL_KGT_A5L_B2	0.65	1.16	0.91	0.72	26.75%
SL_KGT_A5L_C1	1.05	0.62	0.84	1.28	-34.68%
SL_KGT_A5L_C2	0.57	0.74	0.66	0.74	-10.83%
SL_KGF_A5L_A1	1.23	0.78	1.01	2.76	-63.48%
SL_KGF_A5L_A2	0.66	0.19	0.43	1.50	-71.58%
SL_KGF_A5L_B1	0.82	0.46	0.64	1.87	-65.89%
SL_KGF_A5L_B2	0.39	0.79	0.59	0.72	-17.49%
SL_KGF_A5L_C1	1.13	0.68	0.90	1.28	-29.25%
SL_KGF_A5L_C2	0.45	0.44	0.44	0.74	-39.89%
AN_KGF_A5L_A1	0.73	0.64	0.68	2.76	-75.31%
AN_KGF_A5L_A2	0.69	0.17	0.43	1.50	-71.19%
AN_KGF_A5L_B1	0.63	0.74	0.69	1.87	-63.12%
AN_KGF_A5L_B2	0.43	0.48	0.46	0.72	-36.28%
AN_KGF_A5L_C1	0.84	0.67	0.76	1.28	-40.72%
AN_KGF_A5L_C2	0.39	0.53	0.46	0.74	-37.14%
AN_KGT_A5L_A1	0.19	0.38	0.28	2.76	-89.69%
AN_KGT_A5L_A2	0.53	0.15	0.34	1.50	-77.47%
AN_KGT_A5L_B1	0.45	0.67	0.56	1.87	-70.19%
AN_KGT_A5L_B2	0.37	0.59	0.48	0.72	-33.04%
AN_KGT_A5L_C1	1.27	1.22	1.25	1.28	-2.43%
AN_KGT_A5L_C2	0.32	0.71	0.51	0.74	-30.14%

Tabella 4.9: Analisi dei risultati ottenuti per le prove pull-off, supporto in mattoni

Provino [-]	Resistenza 1 [N/mm ²]	Resistenza 2 [N/mm ²]	Media [N/mm ²]	Resistenza Riferimento [N/mm ²]	Variazione [%]
SM_KGG_B2C_A1	1.57	2.04	1.80	1.76	2.31%
SM_KGG_B2C_A2	0.87	0.84	0.85	0.85	0.49%
SM_KGG_B2C_B1	0.89	0.68	0.78	1.13	-30.90%
SM_KGG_B2C_B2	1.30	1.25	1.27	1.15	10.44%
SM_KGG_B2C_C1	0.51	1.59	1.05	1.62	-35.11%
SM_KGG_B2C_C2	1.12	1.33	1.22	1.33	-8.33%
SL_KGF_B1C_A1	1.73	1.36	1.54	1.76	-12.44%
SL_KGF_B1C_A2	1.16	0.66	0.91	0.85	7.33%
SL_KGF_B1C_B1	1.61	1.38	1.49	1.13	31.72%
SL_KGF_B1C_B2	1.50	1.23	1.37	1.15	18.34%
SL_KGF_B1C_C1	0.80	1.10	0.95	1.62	-41.44%
SL_KGF_B1C_C2	0.45	0.79	0.62	1.33	-53.48%
AN_KGF_B1C_A1	1.60	1.39	1.49	1.76	-15.26%
AN_KGF_B1C_A2	0.80	0.51	0.66	0.85	-22.45%
AN_KGF_B1C_B1	1.35	1.67	1.51	1.13	33.00%
AN_KGF_B1C_B2	0.94	1.29	1.11	1.15	-3.44%
AN_KGF_B1C_C1	1.38	1.11	1.24	1.62	-23.33%
AN_KGF_B1C_C2	0.66	1.31	0.99	1.33	-25.95%
SM_KGT_B1L_A1	0.34	1.22	0.78	1.76	-55.85%
SM_KGT_B1L_A2	0.83	0.87	0.85	0.85	0.29%
SM_KGT_B1L_B1	0.15	0.10	0.12	1.13	-88.99%
SM_KGT_B1L_B2	0.38	0.74	0.56	1.15	-51.13%
SM_KGT_B1L_C1	0.69	0.53	0.61	1.62	-62.51%
SM_KGT_B1L_C2	1.30	1.14	1.22	1.33	-8.43%
SL_KGT_B1L_A1	1.68	1.14	1.41	1.76	-19.88%
SL_KGT_B1L_A2	0.71	1.44	1.08	0.85	27.00%
SL_KGT_B1L_B1	0.74	1.53	1.13	1.13	-0.06%
SL_KGT_B1L_B2	0.35	1.38	0.87	1.15	-25.05%
SL_KGT_B1L_C1	1.51	1.99	1.75	1.62	7.94%
SL_KGT_B1L_C2	1.24	0.75	1.00	1.33	-25.34%
AN_KGT_B1L_A1	0.90	1.44	1.17	1.76	-33.61%
AN_KGT_B1L_A2	1.26	0.98	1.12	0.85	32.34%
AN_KGT_B1L_B1	1.80	0.94	1.37	1.13	20.51%
AN_KGT_B1L_B2	0.72	1.36	1.04	1.15	-9.98%
AN_KGT_B1L_C1	1.88	2.13	2.01	1.62	23.91%
AN_KGT_B1L_C2	1.89	1.72	1.81	1.33	35.57%

4.2.4 Confronto tra altezze

La sperimentazione consiste in prove di strappo, secondo tre altezze che fanno riferimento ad una diversa concentrazione di sali all'interno, ma soprattutto sulla superficie della muratura; si pensa che questo aspetto possa alterare il possibile comportamento dei campioni. In questo paragrafo si vanno ad analizzare le resistenze in funzione delle tre zone, suddivise secondo le categorie "A", "B" e "C". Ogni grafico ripropone i valori di resistenza per ogni tipologia di composito.

La Figura 4.54 mette a confronto le resistenze nominali del composito a matrice organica (SM_KGG) in funzione della zona di prova e del supporto. Si può notare come la resistenza si dimostri un parametro stabile, indipendente dall'altezza, anche se sono presenti due picchi fuori dai valori medi. Soprattutto per i campioni su giunto, i risultati confermano le osservazioni fatte. Le prestazioni maggiori sono offerte nel caso in cui il composito sia stato applicato su pietra.

Il confronto sulle resistenze nominali, per il composito formato da acciaio a bassa densità e matrice a base di calce è presentato in Figura 4.55. Si può notare come la zona indisturbata presenti i maggiori valori per i campioni unità, considerati come massimi nel calcolo delle variazioni percentuali. In base a questi si assiste ad un decremento massimo del 38.5% per la zona di cristallizzazione, sul mattone, e ad una 36% sulla pietra, nella fascia intermedia. Le resistenze maggiori, per prove su giunto, sono state raggiunte sulla zona di transizione: si assiste ad un decremento che varia dal 33% al 55% tra le due applicazioni di estremità per il supporto in mattoni, e ad un decremento medio del 26% per le prove su pietra. Le alterazioni maggiori avvengono per il substrato in mattoni, in modo differente dal caso precedente.

Il composito AN_KGF, con matrice a base di calce naturale, mostra delle somiglianze di comportamento rispetto al caso in fibra di acciaio. Le resistenze nominali, in Figura 4.56, denotano qui un comportamento quasi omogeneo dei campioni unità, con valori identici nelle due fasce più elevate, e differenze rispetto alla zona di risalita dei sali, con un decremento del 17% sul mattone e un aumento del 10% sulla pietra. I dati cambiano in relazione alle prove eseguite su giunto: si assiste ad un comportamento omogeneo su pietra, mentre per il mattone il decremento diventa rispettivamente del 41% e del 12% per le fasce di estremità sulla zona di transizione massima.

Per quanto riguarda il composito SM_KGT, applicato e testato solo su mattone, si rimanda alla Figura 4.37. Si assiste ad un decremento massimo dell'88% nella zona di transizione, e del 22% in quella di risalita, per le prove unità. Il valore massimo di resistenza nel caso di giunto si ottiene invece nella fascia inferiore. Il decremento massimo, del 54%, si può notare nella zona intermedia.

Lo stesso composito, formato però da fibre di acciaio a bassa densità, si comporta in modo differente. Come si evince dalla Figura 4.57, il decremento di resistenza per le prove unità, rispetto alla zona di cristallizzazione e al substrato in mattoni, è in media del 20% a partire dalla fascia superiore. Per la pietra si assiste invece ad un aumento massimo del 48% nella zona di transizione. I campioni giunto vengono confrontati sui valori della fascia centrale: si ricava un decremento medio del 26% per la pietra, e ad un aumento medio del 20% per il mattone.

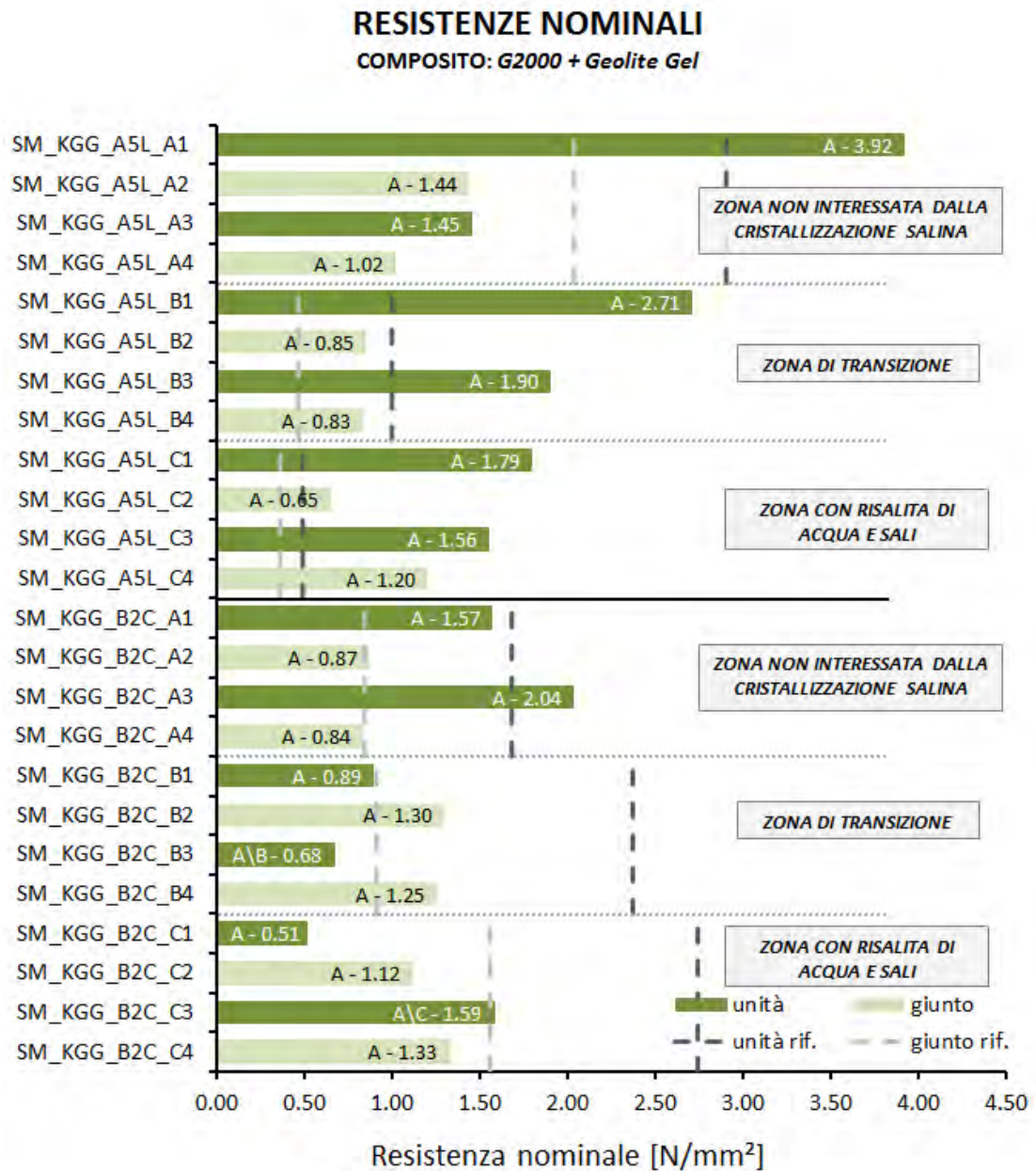


Figura 4.54: Confronto resistenze SM_KGG, al variare dell'altezza e del supporto

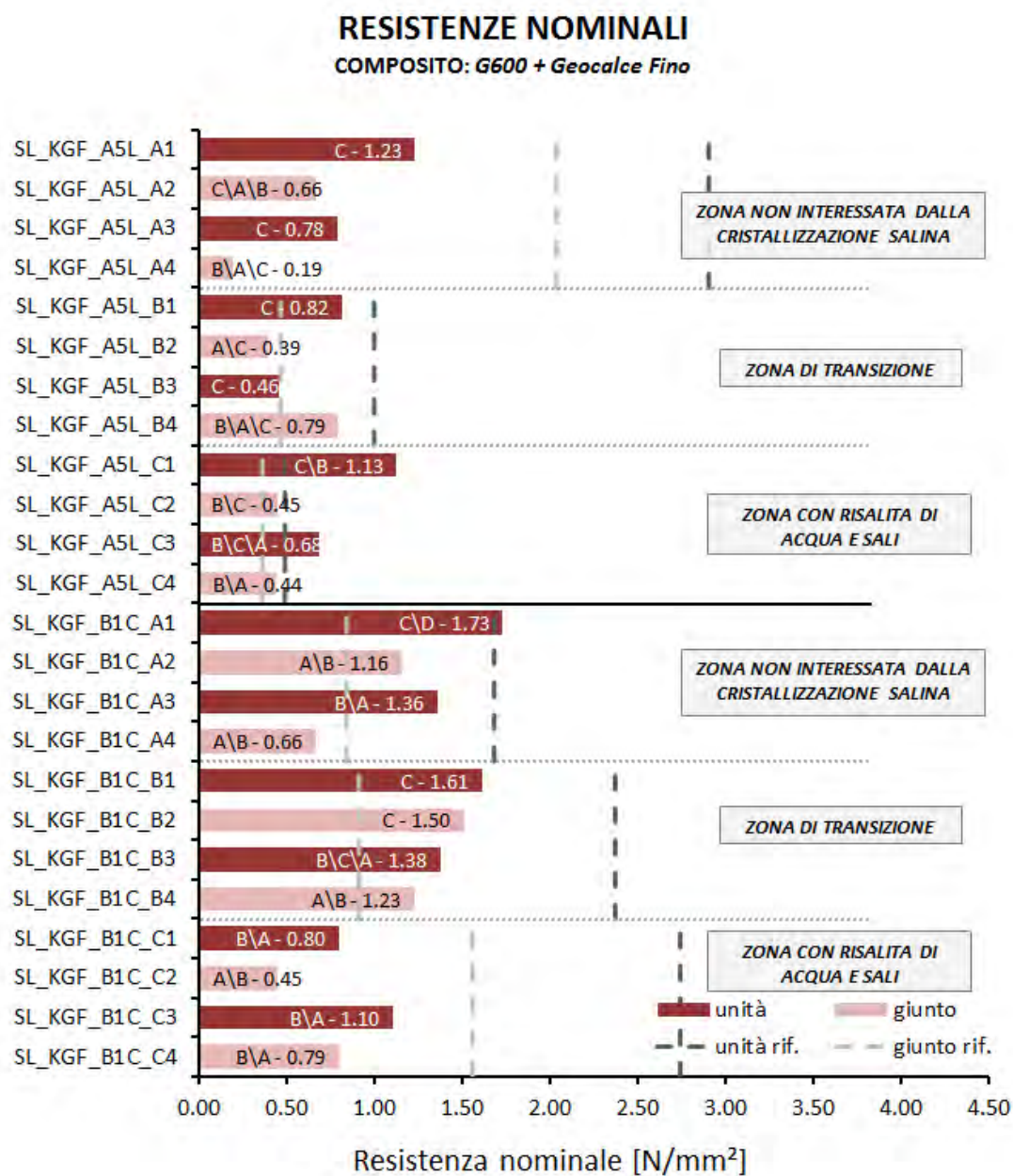


Figura 4.55: Confronto resistenze SL_KGF, al variare dell'altezza e del supporto

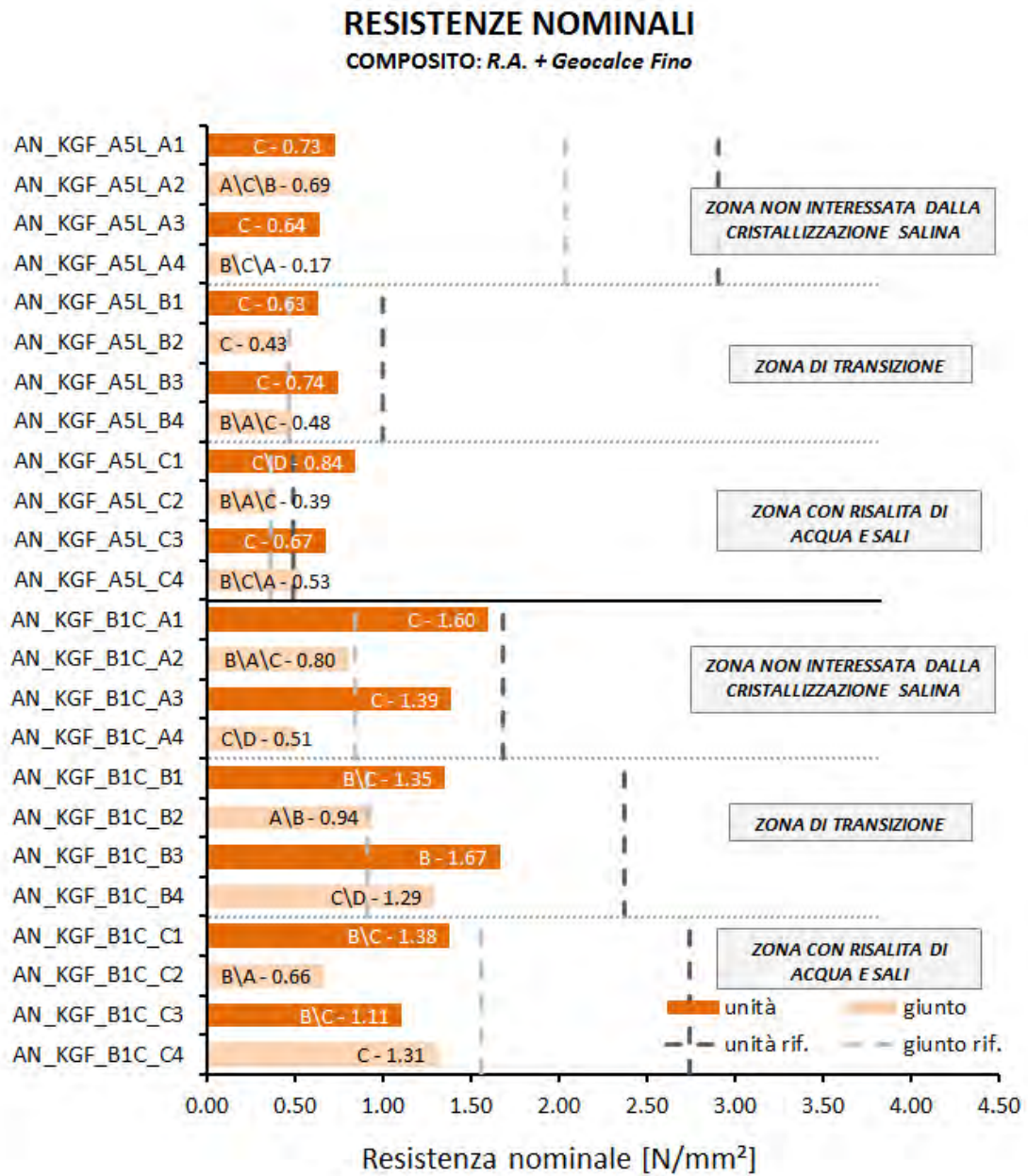


Figura 4.56: Confronto resistenze AN_KGF, al variare dell'altezza e del supporto

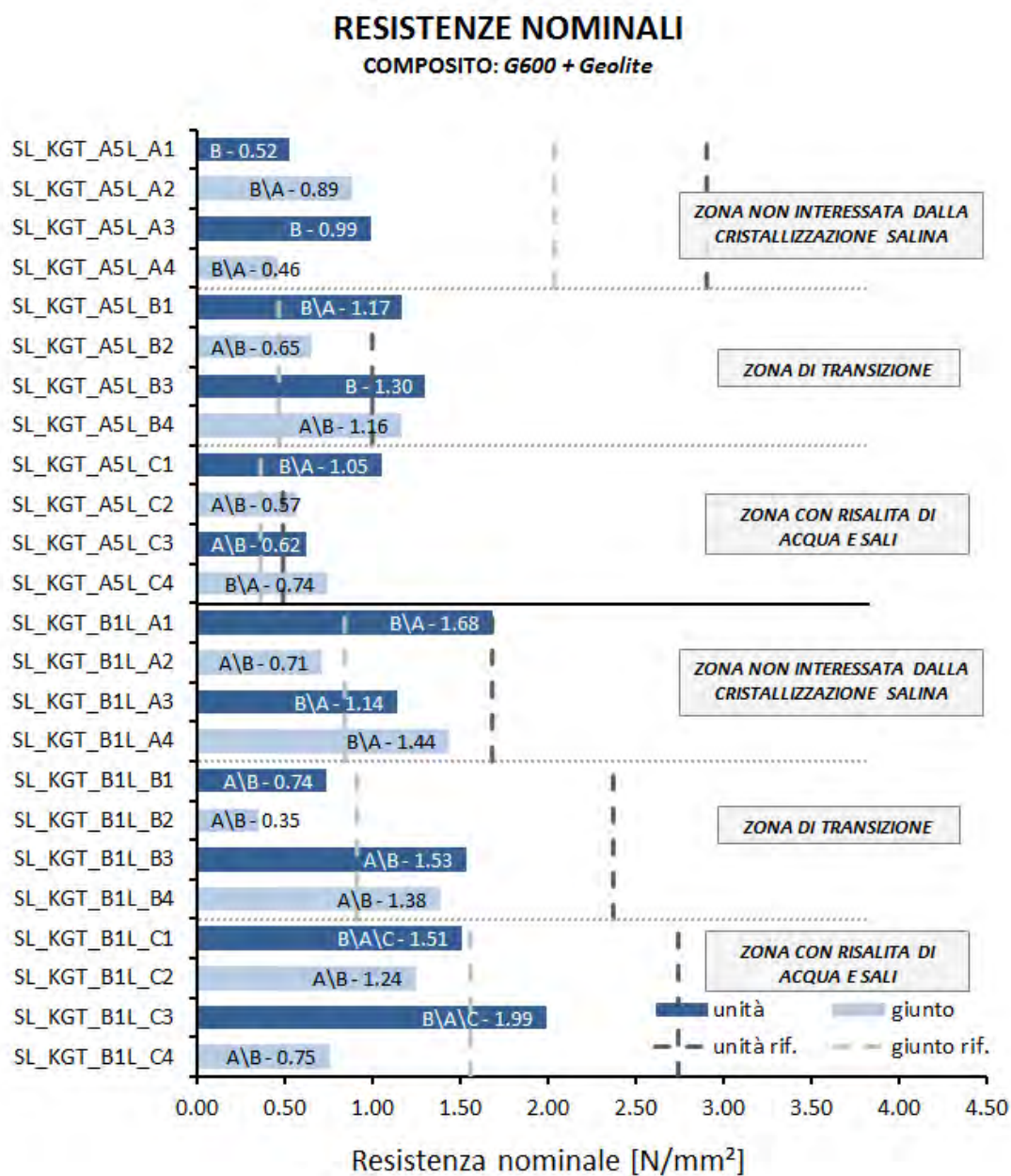


Figura 4.57: Confronto resistenze SL_KGT, al variare dell'altezza e del supporto

Per quanto riguarda il composito a matrice cementizia rinforzato con rete in ardesia, infine, il comportamento d'insieme si può leggere in modo sufficientemente chiaro dalla Figura 4.58. Le resistenze tendono ad aumentare mentre si scende verso la zona di risalita di acqua e sali. I decrementi che si ricavano sono rispettivamente del 42% e del 32% per le prove unità su mattoni, del 77% e 55% per quelle su pietra. Il riferimento ai campioni eseguiti su giunto vede un decremento medio del 40% su mattone, che diventa invece del 34% per la fascia indisturbata e del 7% nella zona intermedia, per il substrato in pietra.

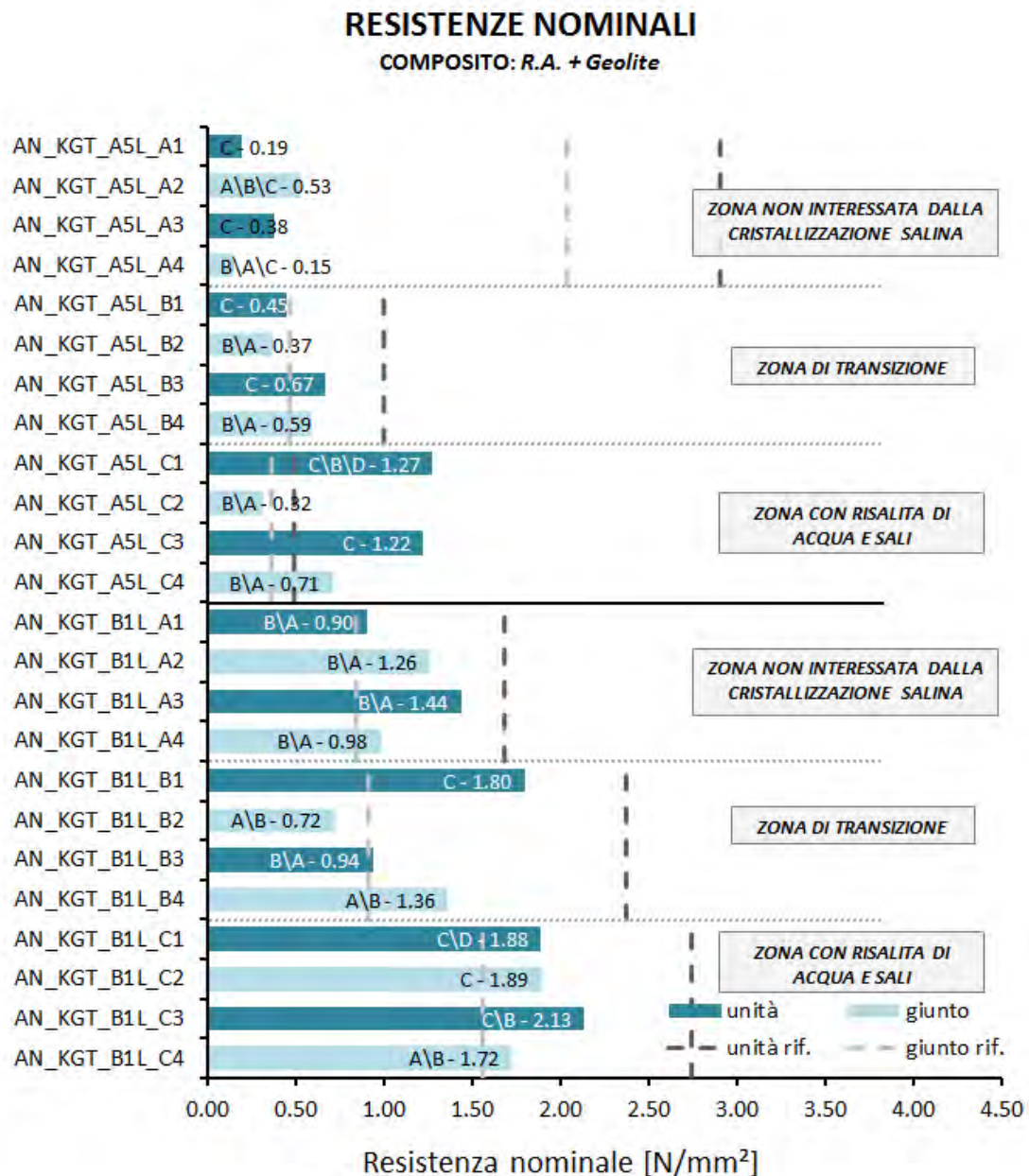


Figura 4.58: Confronto resistenze AN_KGT, al variare dell'altezza e del supporto

4.2.5 Modalità di rottura

In seguito sono state catalogate le resistenze dei singoli campioni, suddivise in questo confronto secondo le diverse modalità di rottura. Scopo di tale analisi è quello di ricercare alcune corrispondenze tra i valori delle tensioni e la tipologia di rottura ottenuti, in modo da poter prevedere il comportamento generale dei compositi. In Figura 4.59 si trovano i valori per le rotture tipo “A”: i dati complessivi ammontano a 50 campioni, di cui metà (24) sono rappresentati dai compositi a matrice organica (100% dei casi). Seguono le matrici inorganiche di tipo cementizio, indipendentemente dal tipo di fibra utilizzata. Solo in 6 casi sono coinvolte le matrici a base di calce. Si può notare tuttavia, a parte nel caso degli SM_KGG, che le rotture coinvolgono in maggioranza i campioni eseguiti su giunto: questo fatto può trovare una logica spiegazione se si tiene conto della minore resistenza del supporto, a causa della presenza influente della malta. Le rotture di tipo “A” coinvolgono infine, in 32 casi, il substrato in mattoni: ciò sta a significare una minore resistenza generale del supporto stesso, o comunque una maggiore influenza della cristallizzazione e degrado del materiale rispetto alla pietra. I valori delle resistenze sono variabili e non definiscono alcuna tendenza riconoscibile.

Le rotture tipo “B” sono riportate in Figura 4.60; i campioni complessivi sono 44, equamente distribuiti sia per quanto riguarda il tipo di composito (matrice cementizia o di calce), sia per il tipo di supporto su cui è stata effettuata la prova. Per il supporto pietra si nota come la maggioranza dei valori sia attribuibile a prove eseguite su giunto; la tendenza si inverte invece nel caso del mattone, dove i campioni più numerosi si riscontrano per le unità. Anche qui le resistenze restituiscono valori variabili e poco significativi; si può tuttavia notare una tendenza significativa: i dati sul supporto pietra sono quasi esclusivamente inferiori a quelli raccolti sul mattone.

I restanti 38 campioni, in Figura 4.61, rappresentano le rotture di tipo “C”. Come nel confronto precedente, i risultati sono equamente distribuiti per quanto riguarda il tipo di supporto, mentre i compositi con matrice a base di calce, 22 provini, sono superiori rispetto ai restanti a matrice cementizia. Per il supporto in pietra, poi, il comportamento è opposto rispetto ai campioni che si sono rotti all’interfaccia supporto/composito: i dati riportano infatti quasi esclusivamente rotture per provini eseguiti su unità. I risultati sono equilibrati per il substrato mattone. I valori delle resistenze sono variabili e non definiscono alcuna tendenza riconoscibile.

Non sono state riscontrate rotture prevalenti di tipo “D”, che coinvolgono il sistema di prova.

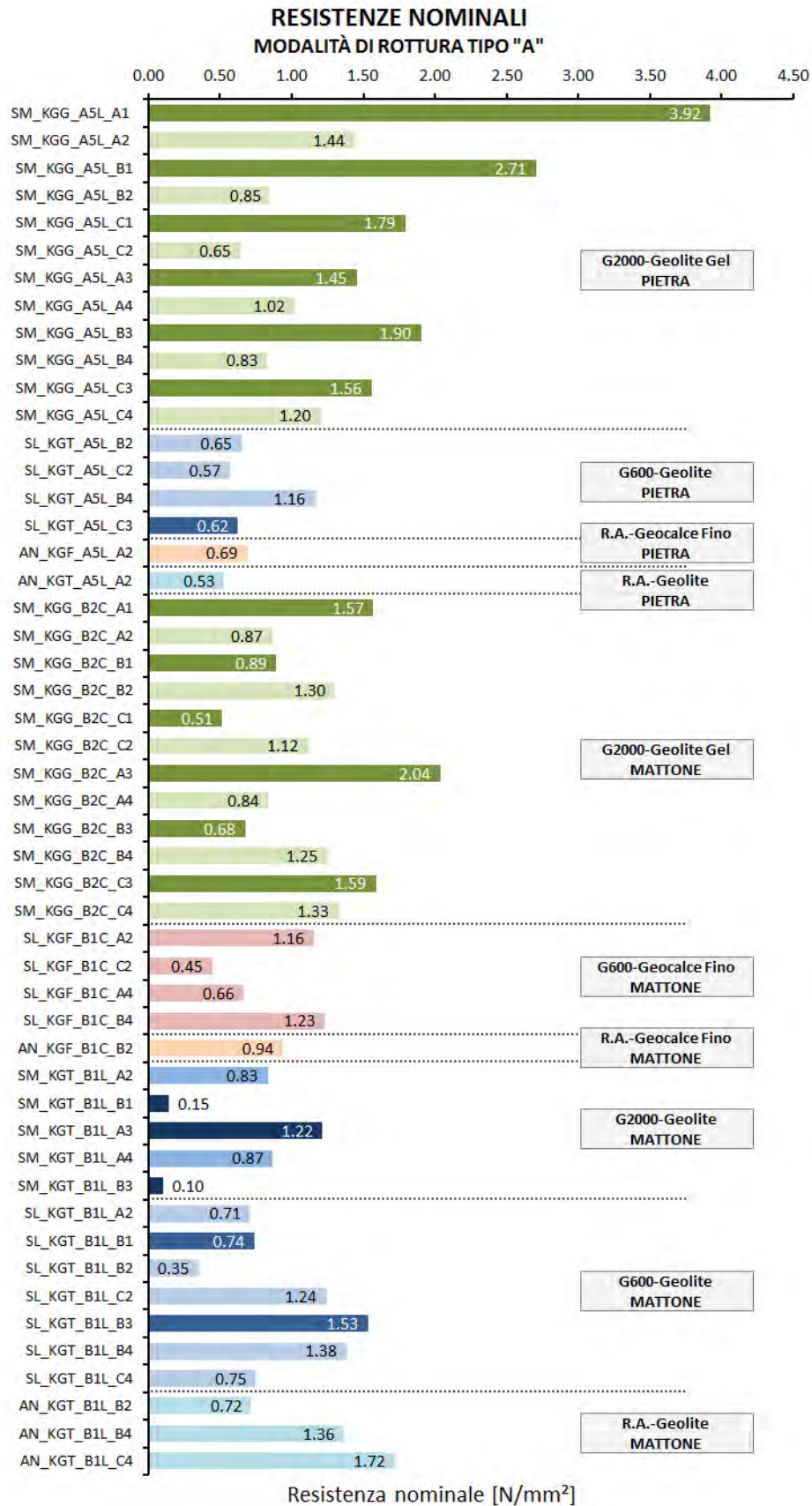


Figura 4.59: Confronto resistenze per modalità di rottura "A"

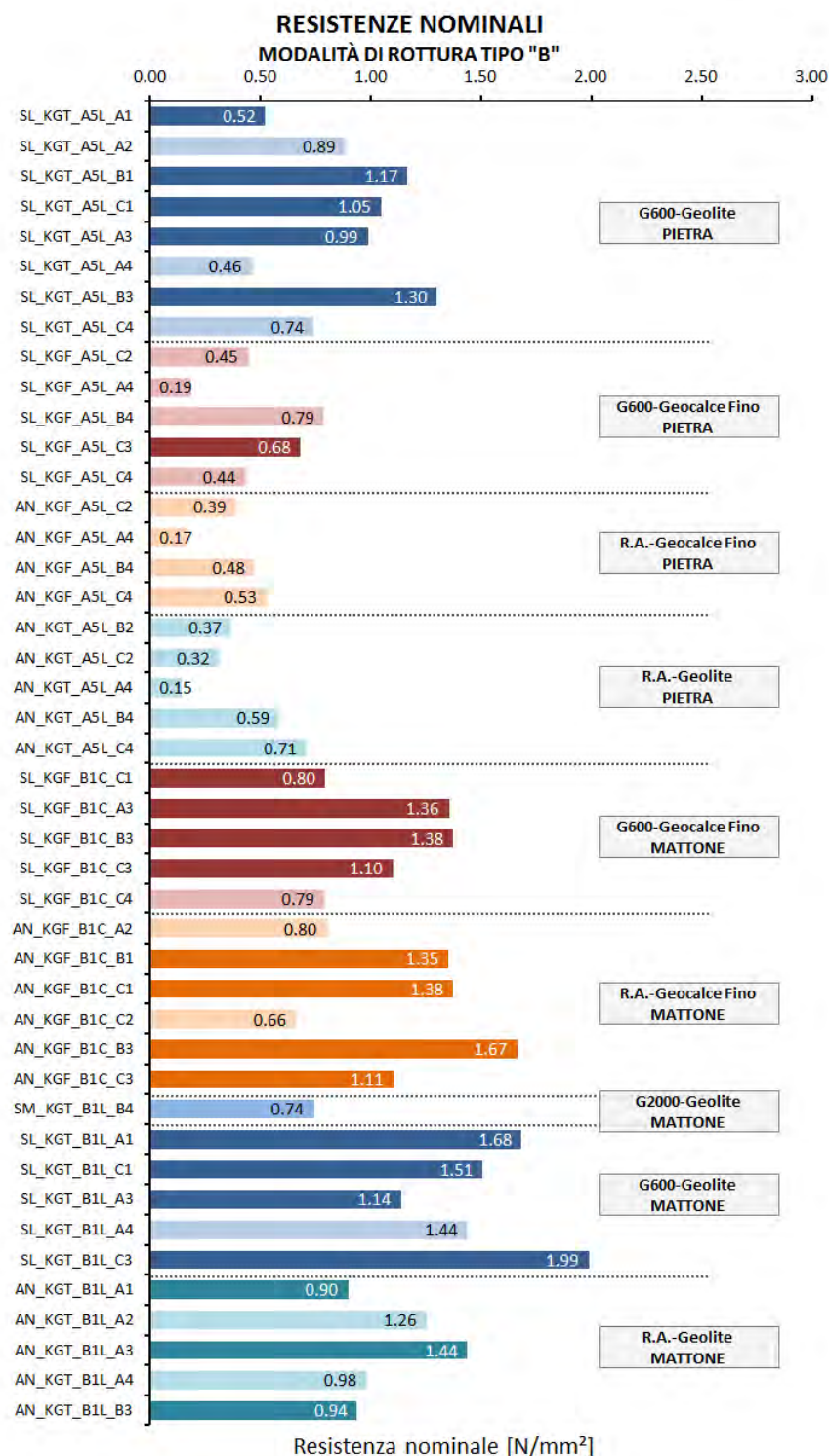


Figura 4.60: Confronto resistenze per modalità di rottura "B"

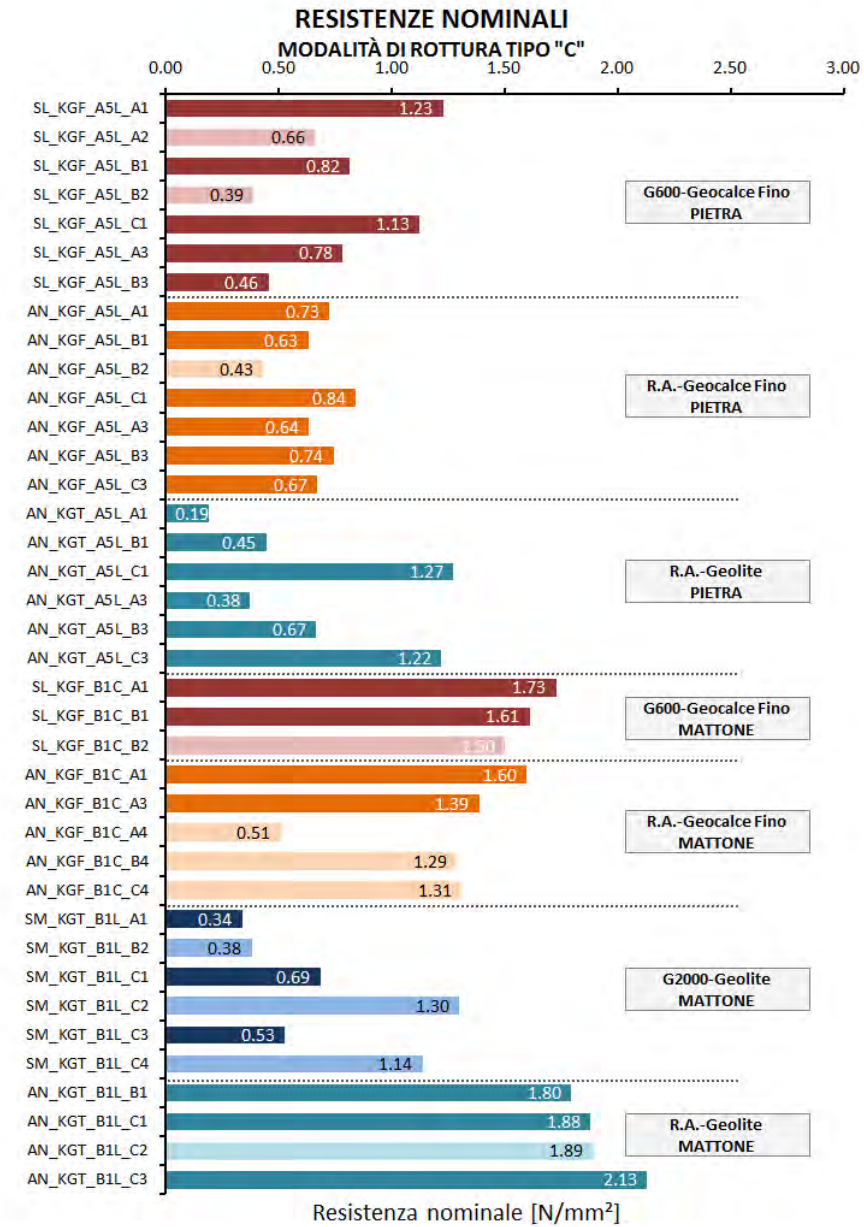


Figura 4.61: Confronto resistenze per modalità di rottura "C"

4.2.6 Corrispondenza unità/giunto

Dopo aver effettuato i confronti descritti in precedenza, è stato seguito un ultimo approccio, al fine di poter ricercare una possibile corrispondenza tra i valori ottenuti nelle prove su giunto e in quelle unità. Mediante la raccolta di campioni che avessero presentato, sulla stessa applicazione (altezza, composito e supporto), una eguale tipologia di rottura, più precisamente del substrato di tipo “A”, sono state messe successivamente a confronto le resistenze ottenute su giunto e quelle su unità. Quella che si è cercato di ottenere è la resistenza offerta dalla sola area di giunto del secondo campione, da ottenere in base alla tensione nominale offerta dall'unità. Per ottenere tale valore, si è proceduto in questo modo:

- la resistenza nominale ottenuta per il campione su unità è stata moltiplicata per l'area di unità calcolata nel provino su giunto, in modo da ottenere il carico riferito alla parte di unità presente nel provino giunto;
- il carico trovato è stato quindi sottratto al carico totale, riscontrato durante la prova sul campione giunto, così da ottenere la parte di carico attribuibile alla sola area di giunto;
- il nuovo carico è stato infine diviso per l'area di giunto, calcolata durante la fase di trattamento dei dati, in modo poter registrare l'effettiva resistenza della parte di giunto del provino.

I risultati ottenuti non sono stati tuttavia soddisfacenti (Tabella 4.10): i valori si dimostrano sparsi, con una tendenza non definita; sono presenti anche molti termini negativi, che non trovano una corretta spiegazione.

In conclusione, la metodologia utilizzata potrebbe essere più significativa in presenza di un numero maggiore di dati; al momento non è stata definita una corretta relazione tra unità e giunto.

Tabella 4.10: Valori di resistenza per la corrispondenza unità/giunto

Provino Unità [-]	Resistenza [N/mm ²]	Provino Giunto [-]	Carico Totale [kN]	Area Unità [mm ²]	Carico Unità [kN]	Area Giunto [mm ²]	Carico Giunto [kN]	Resistenza Giunto [N/mm ²]
A4L_A1	2.90	A4L_A2	5.22	1904	5.53	666	-0.31	-0.47
A4L_B1	1.00	A4L_B2	1.06	1674	1.67	616	-0.61	-0.99
A4L_C1	0.49	A4L_C2	0.78	1550	0.76	615	0.02	0.04
B4L_A1	1.68	B4L_A2	2.11	1175	1.97	1341	0.13	0.10
B4L_B1	2.37	B4L_B2	2.30	1807	4.28	710	-1.98	-2.79
B4L_C1	2.72	B4L_C2	3.91	1925	5.24	591	-1.33	-2.25
SM_KGG_A5L_A1	3.92	SM_KGG_A5L_A2	3.66	1548	6.06	995	-2.40	-2.42
SM_KGG_A5L_B1	2.71	SM_KGG_A5L_B2	2.36	1930	5.22	832	-2.86	-3.44
SM_KGG_A5L_C1	1.79	SM_KGG_A5L_C2	1.81	2307	4.14	500	-2.33	-4.66
SM_KGG_B2C_A1	1.57	SM_KGG_B2C_A2	2.50	1476	2.32	1417	0.19	0.13
SM_KGG_B2C_B1	0.89	SM_KGG_B2C_B2	3.72	1924	1.72	941	2.01	2.13
SM_KGG_B2C_C1	0.51	SM_KGG_B2C_C2	3.36	1589	0.82	1423	2.55	1.79
SM_KGG_A5L_A3	1.45	SM_KGG_A5L_A4	2.59	1471	2.14	1072	0.46	0.43
SM_KGG_A5L_B3	1.90	SM_KGG_A5L_B4	2.48	2211	4.20	782	-1.72	-2.20
SM_KGG_A5L_C3	1.56	SM_KGG_A5L_C4	3.68	2616	4.07	447	-0.39	-0.87
SM_KGG_B2C_A3	2.04	SM_KGG_B2C_A4	2.39	1819	3.70	1034	-1.32	-1.27

4.3 Caso studio: edificio privato in via Ugolani Dati a Cremona

In seguito sono riportati e descritti i risultati di 9 prove pull-out eseguite su un cantiere privato a Cremona. Lo scopo della sperimentazione, oltre a verificare la resistenza di progetto del consolidamento, è stato quello di ottenere una corretta calibrazione del setup di prova, in vista della campagna sperimentale di Milano (cantiere ESEM); sono stati testati infatti il metodo di ancoraggio dei campioni alla macchina di prova, e l'utilizzo dei potenziometri per valutare gli spostamenti durante l'esecuzione dei test. Per l'esecuzione ci si è serviti di un martinetto idraulico cavo a doppio effetto, collegato sul lato inferiore ad un treppiede metallico che permette di ripartire le tensioni sul supporto e superiormente ad una cella di carico, con collegata apposita carpenteria metallica, necessaria per poter agganciare i campioni, preparati durante le fasi precedenti (Figura 4.62). Il setup si compone ulteriormente da 3 potenziometri, applicati con un angolo di 120° , che permettono di leggere l'allungamento dei connettori oltre la zona di inghisaggio (Pot_1, Pot_2 e Pot_3). I dati dei potenziometri e della cella di carico sono registrati tramite acquisitore HBM tipo QuantumX e visualizzati su apposito programma di acquisizione. Durante la prova, condotta fino a rottura tramite pompa idraulica manuale, sono stati misurati gli spostamenti del rinforzo rispetto al substrato (d), come media degli spostamenti misurati dai tre potenziometri, e il carico di trazione. Dato che l'applicazione dei fibrorinforzati doveva rimanere funzionale dopo l'esecuzione delle prove, i campioni sono stati caricati secondo uno stato limite di servizio, deciso congiuntamente alla committenza sulla base del 50% circa del carico massimo a trazione delle fibre. A partire dal carico max ($F_{\max}$) raggiunto e dalle proprietà della fibra, come area e tensione massima dei singoli trefoli, fornite dalla ditta produttrice, è stato infine studiato il rendimento del composito. I risultati generali sono visibili in Tabella 4.11, dove con η è indicato il rendimento del consolidamento; per la nomenclatura dei provini si rimanda al Paragrafo 3.4 del Capitolo 3.

Tabella 4.11: Risultati pull-out Cremona

Campione	$F_{\max}$ [N]	$d_{\max}$ [mm]	Modalità di rottura	Numero trefoli [n]	Area trefolo [mm ²]	Tensione max trefolo [N/mm ²]	Tensione applicata [N/mm ²]	η [%]
SL_KGL_V1	23504	3.97	—	29	0.538	3033	1506	49.67%
SL_KGL_V2	23369	6.64	—	31	0.538	3033	1401	46.20%
SL_KGL_V3	23135	1.66	—	31	0.538	3033	1387	45.74%
SL_KGL_O1	20834	-	Fallimento del sistema di prova	30	0.538	3033	1291	42.56%
SL_KGL_O2	19409	-	Scorrimento	30	0.538	3033	1203	39.65%
SL_KGL_O3	24066	-	—	30	0.538	3033	1491	49.16%
SL_KGL_I1	23083	14.66	—	30	0.538	3033	1430	47.15%
SL_KGL_I2	16815	24.34	Scorrimento	30	0.538	3033	1042	34.35%
SL_KGL_I3	24144	5.67	—	31	0.538	3033	1448	47.73%

I parametri della sperimentazione comprendono l'utilizzo di compositi formati da matrice a base di calce idraulica naturale per iniezioni (KGL “Kerakoll Geocalce Fluido”) e fibre in acciaio a bassa densità (SL “GeoSteel G600”, 1.57 trefoli/cm). La lunghezza di ancoraggio è pressoché identica per tutti i campioni, di 60 cm; l'unica

differenza è data dalla diversa disposizione dei campioni sul cornicione, divisa tra verticale, orizzontale e inclinata.



Figura 4.62: Setup di prova

Nonostante i campioni non siano stati portati a rottura, due casi hanno presentato lo scorrimento del composito all'interfaccia con il supporto (Figura 4.63(a)): questo tipo di rottura implica probabilmente una cattiva qualità nella fase di esecuzione del rinforzo, e di conseguenza uno sviluppo non adeguato dell'aderenza di interfaccia. I carichi raggiunti sono infatti inferiori in media del 23.1% rispetto ai risultati ottenuti sugli altri campioni. In un unico caso invece, si è assistito alla "rottura del sistema di prova" (Figura 4.63(b)): ciò che si è verificato è stato lo scorrimento del connettore dal tubo di acciaio, necessario per l'ancoraggio alla macchina di prova. Il carico massimo è tuttavia leggermente inferiore alla media generale (11.5%), pertanto la prova può considerarsi ugualmente conclusa con successo.



(a)



(b)

Figura 4.63: Modalità di rottura riscontrate

La Figura 4.64 mostra l'andamento dei campioni in carico/spostamento per le diverse disposizioni di prova. Come si può notare, sono assenti i dati dei provini orizzontali: a causa della difficoltà di una corretta installazione dei potenziometri a contrasto con la parete verticale (geometria del cornicione), la prova ha potuto registrare i soli carichi di trazione. Le curve presentano un andamento elastico praticamente identico, con inclinazioni molto elevate e spostamenti massimi poco superiori ai 5 mm. Il campione SL_KGL_inclinato2 si comporta invece in modo differente, a causa dello scorrimento che ne causa la rottura: il carico tende infatti a stabilizzarsi dopo i 15 kN, mentre gli spostamenti aumentano per una fase quasi orizzontale fino a 25 mm. Questo dato conferma il mancato sviluppo di una corretta aderenza tra matrice e supporto, provocando maggiori spostamenti; il carico rimane costante probabilmente a causa dell'elevata lunghezza di ancoraggio, che mantiene sufficientemente alta la superficie di contatto.

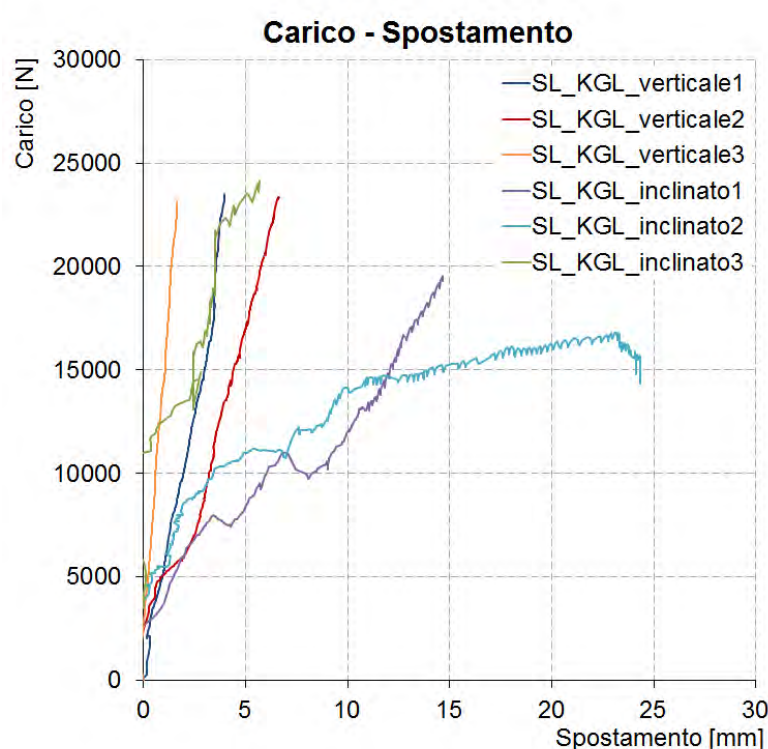


Figura 4.64: Grafico carico/spostamento prove pull-out

Per quanto riguarda i carichi massimi di prova, il confronto in Figura 4.65 conferma il comportamento regolare dei campioni; i carichi raggiunti rispecchiano lo stato limite di servizio richiesto. I valori inferiori sono dovuti al diverso comportamento riscontrato durante la prova: lo scorrimento della matrice sul supporto provoca la stabilizzazione del carico per valori inferiori ai 20 kN, e la prova è stata interrotta per non compromettere eccessivamente la funzionalità del rinforzo (che dovrà comunque essere ripristinato in seguito). Il caso che coinvolge la rottura del sistema di prova è legato all'aderenza del campione alla macchina di prova, pertanto restituisce dati poco utilizzabili. Gli spostamenti relativi al carico massimo (Figura 4.66) presentano infine una notevole variabilità: sembra che i dati ottenuti sui cam-

pioni verticali siano inferiori del 72.5% rispetto agli stessi su supporto inclinato. Molto probabilmente il valore è legato alle condizioni di prova e di posizionamento degli strumenti, che nei campioni verticali sono semplici e affidabili. Tuttavia, la posizione può avere influenzato anche le capacità di adesione del composito; i provini inclinati possono essere stati eseguiti con maggiore difficoltà, impedendo una corretta e omogenea iniezione della malta. Solo una estrazione completa dei campioni, e quindi un'ispezione visiva degli stessi, avrebbe forse potuto chiarire queste ipotesi.

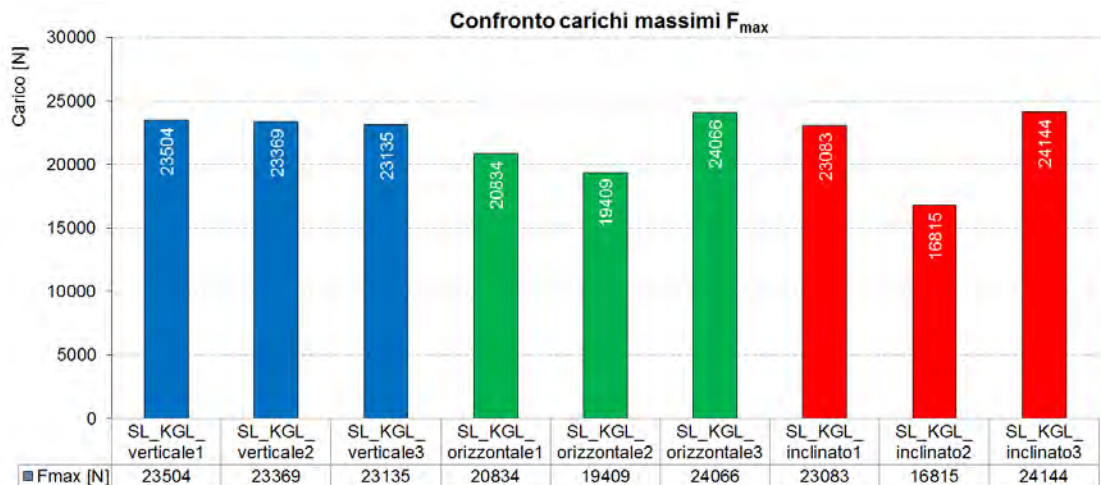


Figura 4.65: Confronto carichi massimi (F_{max})

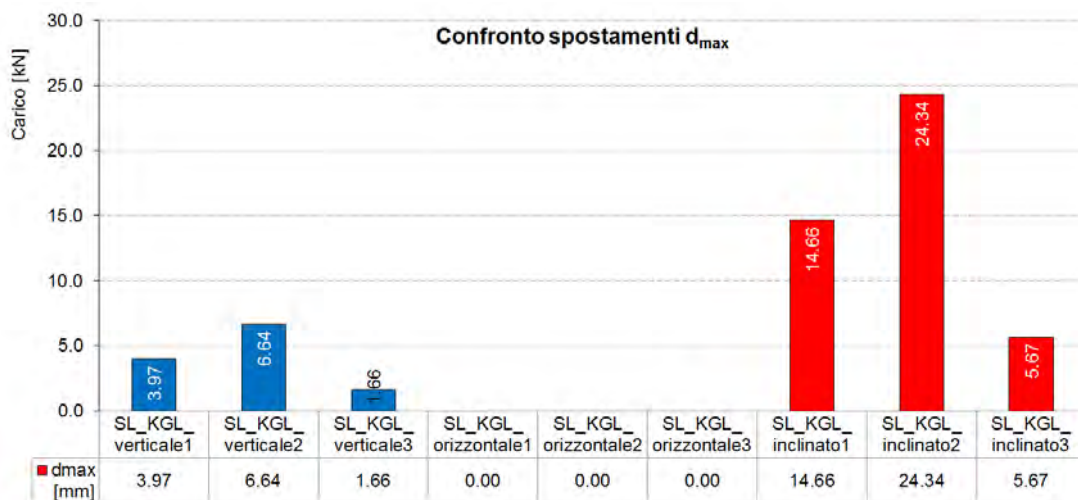


Figura 4.66: Confronto spostamenti a carico massimo (d_{max})

4.4 Caso studio: aggregato N. 1005 a L'Aquila

Il caso studio seguito a L'Aquila ha permesso di sperimentare diverse tecniche di indagine e di raccogliere informazioni riguardo il comportamento di un pannello murario rinforzato con materiale composito e iniezione di miscela naturale. Nel complesso sono state eseguite due serie di prove soniche (una pre-consolidamento e una post-consolidamento), videoendoscopie, prove con martinetti piatti doppi e prove diagonali. Il capitolo riporta i dati rilevati e la loro elaborazione, al fine di darne un'interpretazione atta a valutare complessivamente e localmente l'efficacia del consolidamento e l'apporto di resistenza fornito dalla fibra.

4.4.1 Risultati prove soniche

Si illustrano in seguito i risultati delle prove soniche effettuate a L'Aquila. Partendo dalle velocità e conoscendo lo spessore murario è stato possibile calcolare la velocità come media di tre misurazioni eseguite su uno stesso percorso. Per ogni pannello si è ricavato, attraverso il software Golden Surfer, un'immagine rappresentativa dei vuoti all'interno della muratura, sia per le soniche in trasparenza sia per le tomografie. Si propongono infine dei confronti, sia di tipo quantitativo sulle velocità rilevate, sia di tipo qualitativo sulla presenza dei vuoti e quindi sulla consistenza e compattezza del pannello murario.

4.4.1.1 Pannello D1

Il pannello D1 è considerato il campione non rinforzato, che non è stato quindi consolidato e i cui dati servono come parametro di confronto con i due pannelli consolidati D2 e D3; sul campione D1 non rinforzato si sono eseguite delle prove soniche (trasparenza, tomografia verticale e tomografia orizzontale) per determinare lo stato della muratura. Le prove dirette sono estate eseguite utilizzando il sensore di accelerazione sul lato esterno dell'edificio e il martello strumentato sul lato interno, Figura 4.67.

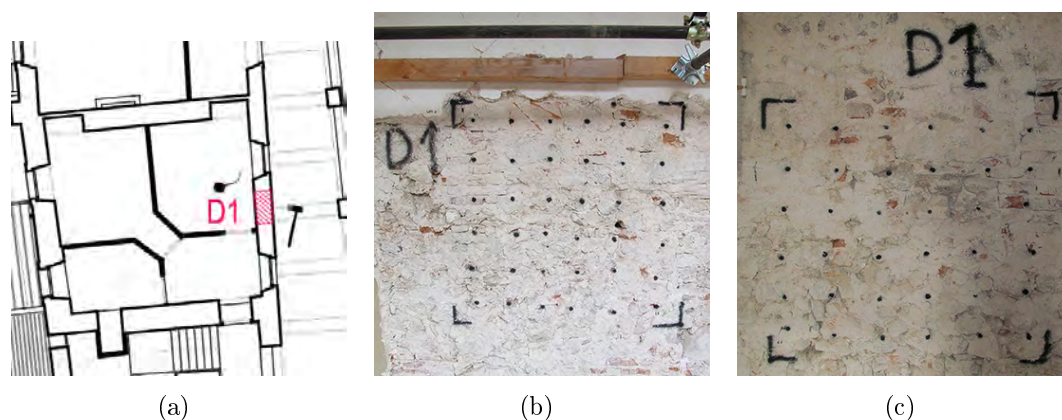


Figura 4.67: Schema prova sonica pannello D1 (a), lato martello (b) e lato accelerometro (c)

In Tabella 4.12 si riportano i dati ricavati in sito. In Figura 4.68 è riportata l'elaborazione grafica (mappatura) della prova diretta nel pannello D1; si notano velocità abbastanza basse e costanti nella parte inferiore del pannello, mentre in alto sono probabilmente presenti dei diatoni che provocano un incremento notevole della velocità di propagazione dell'onda sonora; L'analisi visiva in sito ha inoltre individuato la presenza di blocchi in calcestruzzo nella parte superiore del pannello, che poco hanno a che fare con la muratura storica e che sono segno di un intervento successivo; un'ulteriore prova della varietà compositiva e delle manomissioni successive vissute dalla presente muratura. Si riportano in seguito i risultati delle tomografie sonore; come descritto nel Paragrafo 1.4.1.1, ogni propagazione dell'onda sonora è captata da diversi accelerometri (nel caso specifico 6) che restituiscono una rappresentazione qualitativa della sezione muratura. In Tabella 4.13 sono riportati i dati ricavati dalla tomografia orizzontale, la cui mappatura è riportata in Figura 4.69. In Tabella 4.14 sono riportate le informazioni relative alla tomografia verticale; la relativa mappatura è illustrata in Figura 4.70. In accordo con la trasparenza sonora, anche la tomografia riporta una certa omogeneità nella parte centrale del pannello (tomografia orizzontale) con velocità basse, indice di discontinuità e cavità, mentre si notano alcune zone più appaiechiate per quanto riguarda la parte alta del pannello (visibile da un incremento delle velocità, sia dalla tomografia verticale che dalla trasparenza sonora).

Tabella 4.12: Dati trasparenza sonora pannello D1; T_m =Tempo medio, s =spessore muro, v_m =velocità media

D1 TRASP						
PUNTI	TEMPO DI VOLO			T_m (s)	s (m)	v_m (m/s)
	a	b	c			
11	8.6234E-04	6.7560E-04	7.2877E-04	7.56E-04	0.57	754
12	4.4883E-04	4.2525E-04	4.4813E-04	4.41E-04	0.57	1293
13	4.5472E-04	4.6099E-04	4.3136E-04	4.49E-04	0.57	1269
14	2.3212E-04	2.0165E-04	2.2760E-04	2.20E-04	0.57	2586
15	1.0456E-03	1.1137E-03	7.8186E-04	9.80E-04	0.57	581
16	3.6366E-04	3.6876E-04	3.6567E-04	3.66E-04	0.57	1557
21	8.2013E-04	8.3195E-04	9.1037E-04	8.54E-04	0.57	667
22	6.5090E-04	6.2712E-04	6.1897E-04	6.32E-04	0.57	901
23	4.8243E-04	4.2533E-04	5.0594E-04	4.71E-04	0.57	1210
24	4.7052E-04	4.8297E-04	4.6521E-04	4.73E-04	0.57	1205
25	4.3332E-04	4.7719E-04	4.6612E-04	4.59E-04	0.57	1242
26	2.6699E-04	2.6474E-04	2.8173E-04	2.71E-04	0.57	2102
31	7.9986E-04	9.0527E-04	9.5140E-04	8.86E-04	0.57	644
32	1.1940E-03	1.2358E-03	1.2158E-03	1.22E-03	0.57	469
33	6.9086E-04	6.8577E-04	6.8371E-04	6.87E-04	0.57	830
34	1.7952E-03	1.8626E-03	1.8871E-03	1.85E-03	0.57	308
35	1.0375E-03	8.8993E-04	8.9316E-04	9.40E-04	0.57	606
36	4.4591E-04	4.5668E-04	4.4729E-04	4.50E-04	0.57	1267
41	1.7224E-03	1.8605E-03	1.7786E-03	1.79E-03	0.57	319
42	1.4195E-03	1.3544E-03	1.8019E-03	1.53E-03	0.57	374
43	8.0955E-04	7.4309E-04	7.9713E-04	7.83E-04	0.57	728
44	1.0819E-03	9.3706E-04	1.0427E-03	1.02E-03	0.57	559
45	1.2786E-03	1.1907E-03	1.1859E-03	1.22E-03	0.57	468
46	1.0415E-03	1.0515E-03	1.0119E-03	1.03E-03	0.57	551
51	1.2894E-03	1.3298E-03	1.3598E-03	1.33E-03	0.57	430
52	1.5291E-03	1.5233E-03	1.6520E-03	1.57E-03	0.57	363
53	9.0859E-04	9.5160E-04	1.0308E-03	9.64E-04	0.57	591
54	1.6061E-03	6.2979E-04	1.5293E-03	1.26E-03	0.57	454
55	1.1539E-03	1.2830E-03	1.2353E-03	1.22E-03	0.57	466
56	1.2081E-03	1.1961E-03	1.1324E-03	1.18E-03	0.57	484
61	1.4456E-03	1.4705E-03	1.3854E-03	1.43E-03	0.57	398
62	1.0510E-03	1.1375E-03	1.0751E-03	1.09E-03	0.57	524
63	1.0569E-03	1.0979E-03	1.1582E-03	1.10E-03	0.57	516
64	8.8787E-04	9.0398E-04	9.0202E-04	8.98E-04	0.57	635
65	1.0483E-03	1.0319E-03	7.6051E-04	9.47E-04	0.57	602
66	1.1835E-03	1.1692E-03	1.0811E-03	1.14E-03	0.57	498

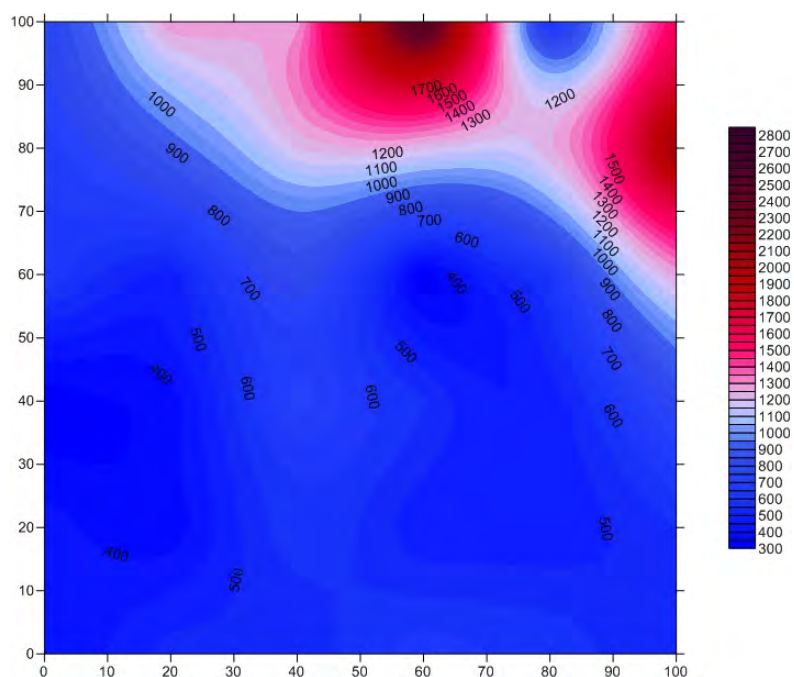


Figura 4.68: Pannello D1-trasparenza: istogramma delle velocità soniche medie per ogni percorso effettuato dall'onda nella muratura

Tabella 4.13: Dati tomografia orizzontale pannello D1; T_m =Tempo medio, l =lunghezza percorso, v_m =velocità media

D1 HORIZONTAL						
TOMOGRAFIA	TEMPO DI PERCORRENZA (s)			T_m	l	v_m
sigla	a	b	c	(s)	(m)	(m/s)
1121	1.081E-03	1.100E-03	1.485E-03	1.222E-03	0.570	466
1122	1.664E-03	1.143E-03	1.601E-03	1.469E-03	0.604	411
1123	1.408E-03	1.419E-03	1.431E-03	1.419E-03	0.696	490
1124	1.513E-03	1.466E-03	1.808E-03	1.595E-03	0.828	519
1125	2.128E-03	1.484E-03	1.771E-03	1.794E-03	0.982	547
1126	1.487E-03	1.366E-03	1.631E-03	1.495E-03	1.151	770
1221	2.74E-03	2.31E-03	2.26E-03	2.436E-03	0.604	248
1222	2.11E-03	1.71E-03	1.47E-03	1.763E-03	0.570	323
1223	1.52E-03	1.68E-03	1.18E-03	1.462E-03	0.604	413
1224	2.04E-03	1.82E-03	1.73E-03	1.861E-03	0.696	374
1225	1.87E-03	1.72E-03	1.59E-03	1.727E-03	0.828	480
1226	2.05E-03	2.04E-03	1.46E-03	1.850E-03	0.982	531
1321	2.07E-03	2.22E-03	2.64E-03	2.313E-03	0.696	301
1322	1.12E-03	1.50E-03	1.42E-03	1.346E-03	0.604	449
1323	1.07E-03	1.05E-03	1.00E-03	1.043E-03	0.570	546
1324	1.74E-03	1.57E-03	1.55E-03	1.620E-03	0.604	373
1325	1.40E-03	1.54E-03	1.63E-03	1.524E-03	0.696	457
1326	1.61E-03	1.65E-03	1.65E-03	1.635E-03	0.828	506
1421	2.17E-03	2.25E-03		2.211E-03	0.828	375
1422	1.12E-03	1.28E-03	1.35E-03	1.253E-03	0.696	555
1423	8.26E-04	8.32E-04	8.31E-04	8.299E-04	0.604	728
1424	9.34E-04	9.21E-04	9.19E-04	9.246E-04	0.570	616
1425	7.68E-04	7.80E-04	7.88E-04	7.787E-04	0.604	776
1426	1.01E-03	9.68E-04	9.85E-04	9.873E-04	0.696	705
1521	3.71E-03	3.24E-03	3.16E-03	3.370E-03	0.982	291
1522	1.73E-03	1.77E-03	1.92E-03	1.806E-03	0.828	458
1523	1.23E-03	1.60E-03	1.23E-03	1.355E-03	0.696	514
1524	1.43E-03	1.87E-03	1.25E-03	1.519E-03	0.604	398
1525	1.10E-03	1.45E-03	1.16E-03	1.235E-03	0.570	462
1526	1.28E-03	1.76E-03	1.28E-03	1.440E-03	0.604	420
1621	2.75E-03		3.22E-03	2.984E-03	1.151	386
1622	1.20E-03		1.58E-03	1.389E-03	0.982	707
1623	9.36E-04		1.04E-03	9.884E-04	0.828	838
1624	7.08E-04		8.03E-04	7.555E-04	0.696	921
1625	5.34E-04		7.57E-04	6.456E-04	0.604	936
1626	6.31E-04		6.79E-04	6.553E-04	0.570	870

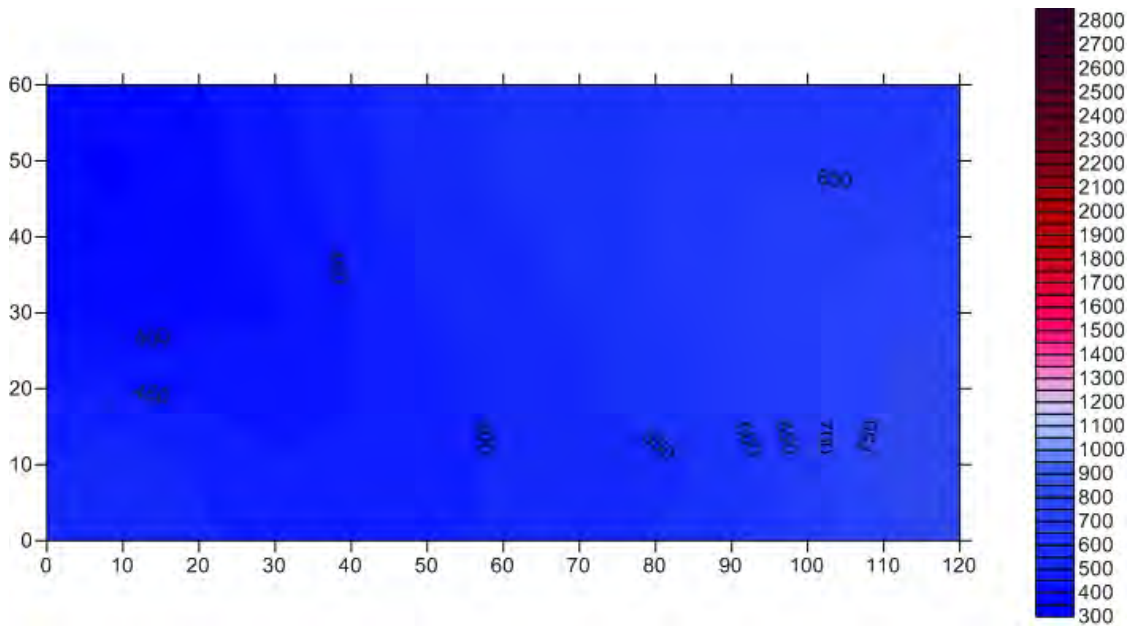


Figura 4.69: Elaborazione tomografia orizzontale del pannello D1

Tabella 4.14: Dati tomografia verticale pannello D1; T_m =Tempo medio, l =lunghezza percorso, v_m =velocità media

D1 VERTICAL						
TOMOGRAFIA	TEMPO DI PERCORRENZA (s)			T_m	l	v_m
sigla	a	b	c	(s)	(m)	(m/s)
1121	4.95E-04	5.00E-04	4.99E-04	4.978E-04	0.570	1145
1122	5.30E-04	5.14E-04	4.80E-04	5.081E-04	0.604	1189
1123	5.88E-04	5.62E-04	5.15E-04	5.550E-04	0.696	1254
1124	6.24E-04	6.03E-04	5.94E-04	6.070E-04	0.828	1364
1125	7.81E-04	8.47E-04	8.62E-04	8.300E-04	0.982	1183
1126	1.32E-03	1.26E-03	1.18E-03	1.252E-03	1.151	920
2121	4.720E-04	4.943E-04	4.652E-04	4.772E-04	0.604	1266
2122	1.057E-03	8.140E-04	7.961E-04	8.891E-04	0.570	641
2123	1.074E-03	9.296E-04	9.829E-04	9.955E-04	0.604	607
2124	1.394E-03	1.056E-03	1.059E-03	1.170E-03	0.696	595
2125	1.753E-03	1.534E-03	1.616E-03	1.634E-03	0.828	507
2126	1.737E-03	1.451E-03	1.431E-03	1.540E-03	0.982	638
3121	1.13E-03	1.15E-03	1.09E-03	1.122E-03	0.696	620
3122	8.91E-04	8.47E-04	8.48E-04	8.621E-04	0.604	701
3123	6.16E-04	6.23E-04	7.95E-04	6.781E-04	0.570	841
3124	6.47E-04	7.04E-04	7.24E-04	6.913E-04	0.604	874
3125	9.16E-04	8.68E-04	9.75E-04	9.199E-04	0.696	757
3126	1.43E-03	1.50E-03	1.61E-03	1.517E-03	0.828	546
4121	1.087E-03	1.335E-03	1.179E-03	1.200E-03	0.828	690
4122	1.623E-03	1.723E-03	1.787E-03	1.711E-03	0.696	407
4123	1.242E-03	1.111E-03	1.072E-03	1.141E-03	0.604	529
4124	1.190E-03	1.387E-03	1.186E-03	1.254E-03	0.570	455
4125	1.585E-03	1.822E-03	1.957E-03	1.788E-03	0.604	338
4126	1.663E-03	1.932E-03	1.712E-03	1.769E-03	0.696	393
5121	1.37E-03	1.44E-03	1.44E-03	1.416E-03	0.982	693
5122	1.51E-03	1.75E-03	1.61E-03	1.625E-03	0.828	510
5123	1.13E-03	1.24E-03	1.22E-03	1.198E-03	0.696	581
5124	9.36E-04	1.11E-03	1.07E-03	1.039E-03	0.604	581
5125	1.15E-03	1.16E-03	1.14E-03	1.151E-03	0.570	495
5126	1.20E-03	1.26E-03	1.36E-03	1.274E-03	0.604	474
6121	1.442E-03	1.503E-03	1.572E-03	1.506E-03	1.151	764
6122	1.445E-03	1.529E-03	1.508E-03	1.494E-03	0.982	657
6123	1.111E-03	1.079E-03	1.334E-03	1.175E-03	0.828	705
6124	1.342E-03	1.302E-03	1.371E-03	1.338E-03	0.696	520
6125	1.184E-03	1.380E-03	1.233E-03	1.266E-03	0.604	477
6126	1.274E-03	1.438E-03	1.283E-03	1.332E-03	0.570	428

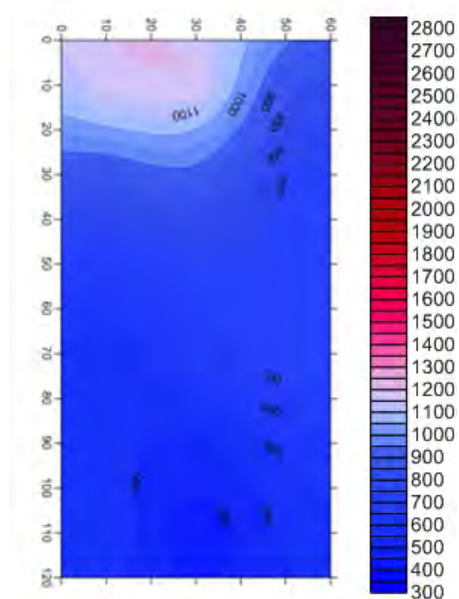


Figura 4.70: Elaborazione tomografia verticale del pannello D1

4.4.1.2 Pannello D2

Il pannello D2 è stato consolidato con iniezione di malta a base di calce naturale; il confronto tra le prove soniche pre e post-iniezione permettono di valutare qualitativamente la bontà del consolidamento. In Figura 4.71 sono riportati lo schema della trasparenza e i punti di battuti, utilizzati ovviamente sia per la prova pre-iniezione che post-iniezione.

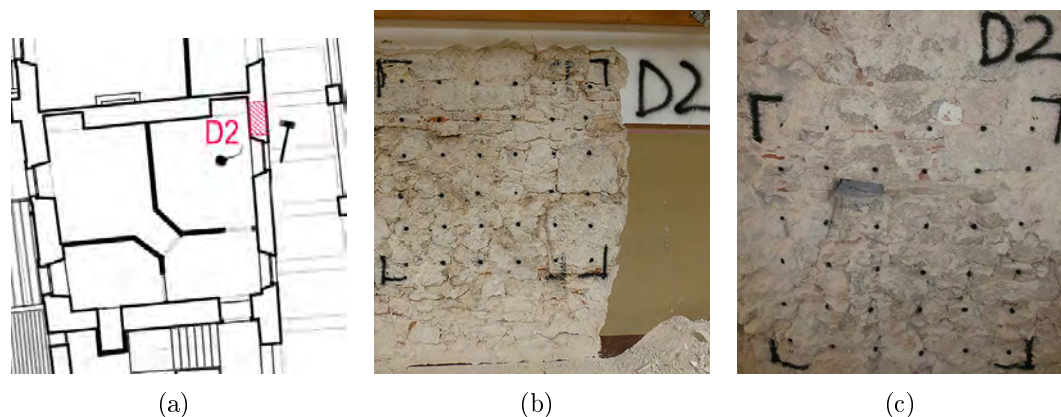


Figura 4.71: Schema prova sonica pannello D2 (a), lato martello (b) e lato accelerometro (c)

Si riportano i dati della trasparenza sonica pre-iniezione, in Tabella 4.15 e post-iniezione, in Tabella 4.16. Tramite Figura 4.72 si sono confrontate le velocità di propagazione dell'onda su singolo percorso investigato al fine di confrontarle per valutare l'efficacia del consolidamento. Dalla tabella e dall'istogramma si nota che due punti di battuta sono andati perduti, a causa del taglio irregolare eseguito per le prove diagonali. In ogni caso i dati perduti (relativi a zone perimetrali del pannello) non sono ritenuti significativi. Si confrontano quindi le mappature realizzate: la differenza tra il pannello iniziale, Figura 4.73, e il pannello consolidato, Figura 4.74, si può notare un incremento delle velocità probabilmente dovute ad un buon intervento di iniezione che riempiendo le cavità presenti nella muratura ha portato ad un incremento delle velocità. Le velocità registrate nella parte inferiore potrebbero identificare una non corretta iniezione della miscela. Questo fatto può essere dovuto alla variegata composizione muraria del pannello D2, che al proprio interno conteneva anche una trave in legno di dimensioni notevoli. Al di là del buon esito della prova, che evidenzia una notevole iniettabilità della muratura, si sottolinea la difficoltà di individuare un pannello campione veramente rappresentativo, laddove i paramenti murari siano notevolmente variegati e disomogenei. Anche le tomografie (orizzontale e verticale) confermano l'iniettabilità del muro, evidenziando un'ottima penetrazione della miscela al centro del pannello.

Tabella 4.15: Dati trasparenza sonora pre-iniezione pannello D2; T_m =Tempo medio, s =spessore muro, v_m =velocità media

D2 TRASP PRE						
PUNTI	TEMPO DI VOLO			T_m (s)	s (m)	v_m (m/s)
	a	b	c			
11	3.0337E-04	3.4578E-04	3.3373E-04	3.28E-04	0.57	1740
12	2.5796E-04	2.3679E-04	2.5327E-04	2.49E-04	0.57	2286
13	5.0710E-04	6.3776E-04	4.4518E-04	5.30E-04	0.57	1075
14	5.7219E-04	5.6947E-04	5.8897E-04	5.77E-04	0.57	988
15	1.1441E-03	1.2090E-03	1.2778E-03	1.21E-03	0.57	471
16	8.2958E-04	8.4692E-04	8.0243E-04	8.26E-04	0.57	690
21	4.1861E-04	4.7181E-04	5.2994E-04	4.73E-04	0.57	1204
22	5.9233E-04	5.3682E-04	5.2850E-04	5.53E-04	0.57	1032
23	4.4277E-04	4.4988E-04	4.7375E-04	4.55E-04	0.57	1251
24	6.7831E-04	5.9364E-04	6.0790E-04	6.27E-04	0.57	910
25	1.2982E-03	1.0762E-03	9.7912E-04	1.12E-03	0.57	510
26	1.0723E-03	1.1733E-03	1.1485E-03	1.13E-03	0.57	504
31	1.0007E-03	1.0195E-03	9.2280E-04	9.81E-04	0.57	581
32	1.4029E-03	1.3103E-03	9.9058E-04	1.23E-03	0.57	462
33	1.4186E-03	9.3524E-04	1.1959E-03	1.18E-03	0.57	482
34	1.3417E-03	1.3608E-03	1.5082E-03	1.40E-03	0.57	406
35	2.1539E-03	2.2791E-03	2.2596E-03	2.23E-03	0.57	256
36	6.7986E-04	6.9720E-04	7.1703E-04	6.98E-04	0.57	817
41	1.2628E-03	1.2181E-03	1.1704E-03	1.22E-03	0.57	468
42	1.1134E-03	1.1220E-03	1.1275E-03	1.12E-03	0.57	508
43	1.3156E-03	1.3297E-03	1.2900E-03	1.31E-03	0.57	435
44	1.6203E-03	1.5924E-03	1.5782E-03	1.60E-03	0.57	357
45	2.4470E-03	2.4821E-03	2.3782E-03	2.44E-03	0.57	234
46	6.4094E-04	7.8785E-04	6.7898E-04	7.03E-04	0.57	811
51	1.6056E-03	2.2888E-03	1.7074E-03	1.87E-03	0.57	305
52	8.2891E-04	8.8940E-04	9.5974E-04	8.93E-04	0.57	639
53	1.3791E-03	1.2477E-03	1.2425E-03	1.29E-03	0.57	442
54	1.6999E-03	1.6287E-03	1.4947E-03	1.61E-03	0.57	355
55	1.4606E-03	1.6643E-03	1.9511E-03	1.69E-03	0.57	337
56	7.8660E-04	8.2141E-04	1.1035E-03	9.04E-04	0.57	631
61	3.2995E-03	2.2975E-03	2.2998E-03	2.63E-03	0.57	217
62	1.2278E-03	1.0702E-03	1.1258E-03	1.14E-03	0.57	499
63	1.2736E-03	1.3194E-03	1.3762E-03	1.32E-03	0.57	431
64	1.4104E-03	1.2098E-03	1.4875E-03	1.37E-03	0.57	416
65	1.2117E-03	1.2566E-03	1.2810E-03	1.25E-03	0.57	456
66	1.2790E-03	1.3408E-03	1.3291E-03	1.32E-03	0.57	433

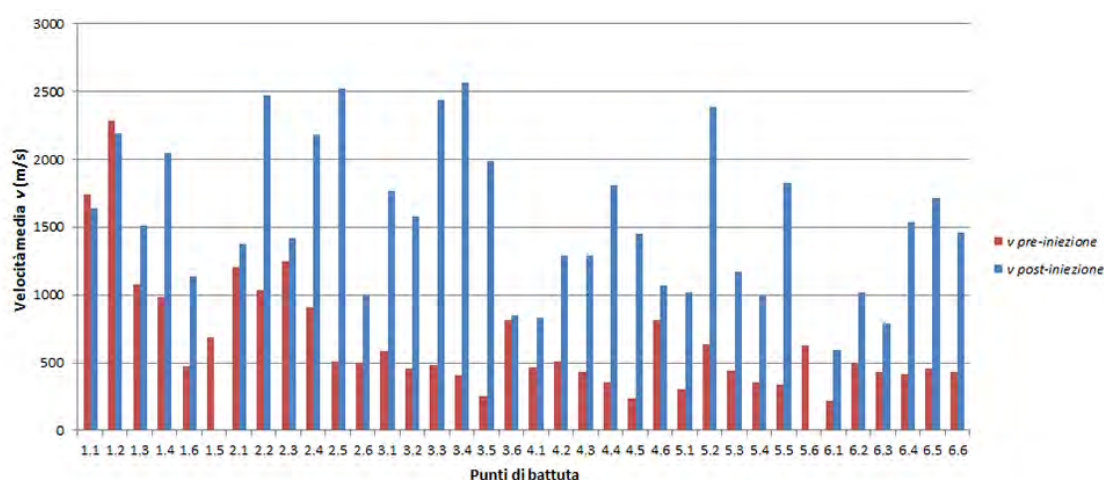


Figura 4.72: Istogramma delle velocità soniche medie per ogni percorso effettuato dall'onda nella muratura, pre e post-iniezione, pannello D2

Tabella 4.16: Dati trasparenza sonora post-iniezione pannello D2; T_m =Tempo medio, s =spessore muro, v_m =velocità media

D2 TRASP POST						
PUNTI	TEMPO DI VOLO			T_m (s)	s (m)	v_m (m/s)
	a	b	c			
11	2.9718E-04	3.6685E-04	3.8104E-04	3.48E-04	0.57	1636
12	2.5983E-04	2.9825E-04	2.6224E-04	2.73E-04	0.6	2194
13	3.6527E-04	4.2124E-04	3.4252E-04	3.76E-04	0.57	1515
14	3.4018E-04	2.5052E-04	2.4469E-04	2.78E-04	0.57	2047
15	5.8073E-04	5.1322E-04	4.8897E-04	5.28E-04	0.6	1137
16					0.57	
21	4.1105E-04	4.3440E-04	4.4189E-04	4.29E-04	0.59	1375
22	2.4662E-04	2.3918E-04	2.4338E-04	2.43E-04	0.6	2469
23	4.2916E-04	4.0254E-04	4.0624E-04	4.13E-04	0.585	1418
24	2.7896E-04	2.9236E-04	2.3264E-04	2.68E-04	0.585	2183
25	2.4132E-04	2.4301E-04	2.2984E-04	2.38E-04	0.6	2520
26	6.2470E-04	6.4837E-04	4.9985E-04	5.91E-04	0.59	998
31	3.2122E-04	3.3194E-04	3.1520E-04	3.23E-04	0.57	1766
32	3.9807E-04	3.5194E-04	3.9712E-04	3.82E-04	0.605	1582
33	1.2701E-04	2.9958E-04	2.7417E-04	2.34E-04	0.57	2440
34	1.4749E-04	2.6815E-04	2.5113E-04	2.22E-04	0.57	2565
35	2.9974E-04	3.2946E-04	2.9107E-04	3.07E-04	0.61	1989
36	7.1175E-04	6.4014E-04	6.5560E-04	6.69E-04	0.57	852
41	7.0327E-04	6.7613E-04	6.8232E-04	6.87E-04	0.57	829
42	4.9872E-04	4.3624E-04	4.7239E-04	4.69E-04	0.605	1290
43	3.9675E-04	4.7762E-04	4.4835E-04	4.41E-04	0.57	1293
44	3.3869E-04	3.5738E-04	2.4761E-04	3.15E-04	0.57	1812
45	4.2955E-04	4.3318E-04	3.9079E-04	4.18E-04	0.605	1448
46	5.6882E-04	5.1961E-04	5.0922E-04	5.33E-04	0.57	1070
51	5.2137E-04	6.4730E-04	5.1107E-04	5.60E-04	0.57	1018
52	2.5780E-04	2.6868E-04	2.3980E-04	2.55E-04	0.61	2388
53	4.8076E-04	4.7833E-04	5.0528E-04	4.88E-04	0.57	1168
54	5.5253E-04	6.1105E-04	5.6169E-04	5.75E-04	0.57	991
55	3.1201E-04	3.2051E-04	3.6097E-04	3.31E-04	0.605	1827
56						
61	9.5890E-04	1.0059E-03	9.2756E-04	9.64E-04	0.57	591
62	6.4895E-04	5.7461E-04	5.7923E-04	6.01E-04	0.61	1015
63	7.5173E-04	6.7255E-04	7.3528E-04	7.20E-04	0.57	792
64	3.5126E-04	3.9508E-04	3.6444E-04	3.70E-04	0.57	1539
65	3.2020E-04	4.2650E-04	3.0038E-04	3.49E-04	0.6	1719
66	3.9741E-04	3.9987E-04	3.7459E-04	3.91E-04	0.57	1459

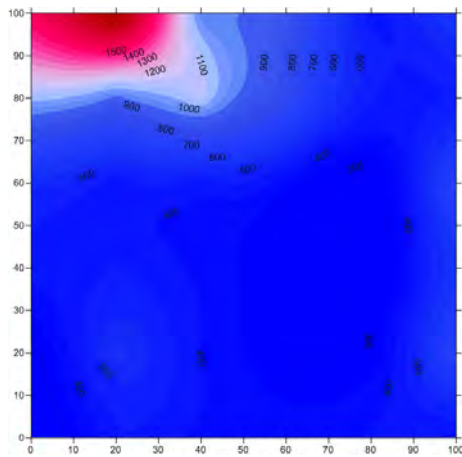


Figura 4.73: D2 pre-iniezione

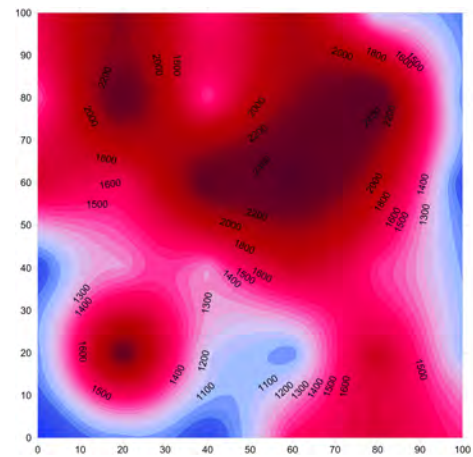


Figura 4.74: D2 post-iniezione

Tabella 4.17: Dati tomografia orizzontale pre-iniezione pannello D2; T_m =Tempo medio, l =lunghezza percorso, v_m =velocità media

D2 HORIZONTAL PRE						
TOMOGRAFIA	TEMPO DI PERCORRENZA (s)			T_m	l	v_m
sigla	a	b	c	(s)	(m)	(m/s)
1121	1.340E-03	1.301E-03	1.430E-03	1.357E-03	0.570	420
1122	1.140E-03	1.150E-03	1.200E-03	1.163E-03	0.604	519
1123	1.241E-03	1.310E-03	1.340E-03	1.297E-03	0.696	537
1124	2.140E-03	2.090E-03	2.220E-03	2.150E-03	0.828	385
1125	2.690E-03	2.890E-03	2.940E-03	2.840E-03	0.982	346
1126	4.990E-03	5.160E-03	5.160E-03	5.103E-03	1.151	226
1221	1.800E-03	1.400E-03	1.220E-03	1.473E-03	0.604	410
1222	1.520E-03	1.280E-03	1.260E-03	1.353E-03	0.570	421
1223	1.221E-03	1.471E-03	1.410E-03	1.367E-03	0.604	442
1224	1.590E-03	1.812E-03	1.555E-03	1.652E-03	0.696	421
1225	2.640E-03	3.012E-03	2.920E-03	2.858E-03	0.828	290
1226	2.401E-03	2.600E-03	3.320E-03	2.774E-03	0.982	354
1321	1.550E-03	1.810E-03	1.700E-03	1.687E-03	0.696	413
1322	1.531E-03	1.500E-03	1.601E-03	1.544E-03	0.604	391
1323	1.308E-03	1.320E-03	1.351E-03	1.326E-03	0.570	430
1324	1.472E-03	1.530E-03	1.401E-03	1.468E-03	0.604	412
1325	2.120E-03	2.300E-03	2.390E-03	2.270E-03	0.696	307
1326	2.301E-03	2.010E-03	2.420E-03	2.244E-03	0.828	369
1421	2.360E-03	2.412E-03	2.171E-03	2.314E-03	0.828	358
1422	1.810E-03	2.060E-03	1.791E-03	1.887E-03	0.696	369
1423	1.540E-03	1.610E-03	1.521E-03	1.557E-03	0.604	388
1424	2.350E-03	2.520E-03	2.240E-03	2.370E-03	0.570	240
1425	2.513E-03	2.581E-03	2.760E-03	2.618E-03	0.604	231
1426	2.265E-03	2.380E-03	2.152E-03	2.266E-03	0.696	307
1521	2.920E-03	3.010E-03	2.810E-03	2.913E-03	0.982	337
1522	2.280E-03	3.100E-03	2.390E-03	2.590E-03	0.828	320
1523	2.360E-03	2.390E-03	2.280E-03	2.343E-03	0.696	297
1524	2.091E-03	2.043E-03	2.020E-03	2.051E-03	0.604	294
1525	2.060E-03	2.312E-03	2.400E-03	2.257E-03	0.570	253
1526	1.980E-03	1.970E-03	1.930E-03	1.960E-03	0.604	308
1621	2.910E-03	2.360E-03	2.532E-03	2.601E-03	1.151	443
1622	2.980E-03	2.950E-03	2.980E-03	2.970E-03	0.982	331
1623	2.570E-03	2.370E-03	2.490E-03	2.477E-03	0.828	334
1624	2.460E-03	2.310E-03	2.400E-03	2.390E-03	0.696	291
1625	2.510E-03	2.480E-03	2.510E-03	2.500E-03	0.604	242
1626	7.201E-04	4.000E-04	5.406E-04	5.535E-04	0.570	1030

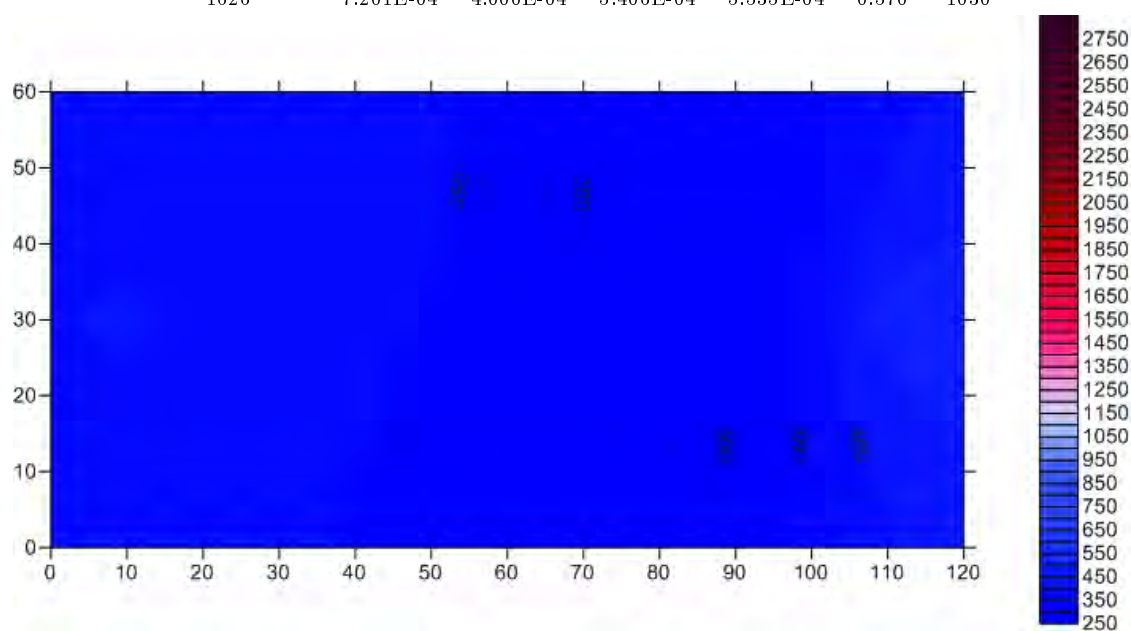


Figura 4.75: Elaborazione tomografia orizzontale del pannello D2, pre-iniezione

Tabella 4.18: Dati tomografia orizzontale post-iniezione pannello D2; T_m =Tempo medio, l =lunghezza percorso, v_m =velocità media

D2 HORIZONTAL POST						
TOMOGRAFIA	TEMPO DI PERCORRENZA (s)			T_m	l	v_m
sigla	a	b	c	(s)	(m)	(m/s)
1121	5.083E-04	4.940E-04	5.212E-04	5.078E-04	0.570	1122
1122	3.988E-04	4.275E-04	4.398E-04	4.220E-04	0.604	1431
1123	4.776E-04	4.682E-04	4.812E-04	4.757E-04	0.696	1463
1124	5.495E-04	5.478E-04	5.109E-04	5.360E-04	0.828	1545
1125	7.787E-04	7.788E-04	7.966E-04	7.847E-04	0.982	1251
1126	8.106E-04	8.171E-04	8.368E-04	8.215E-04	1.151	1401
1221	4.326E-04	3.627E-04	3.726E-04	3.893E-04	0.637	1637
1222	3.801E-04	3.404E-04	3.401E-04	3.535E-04	0.605	1711
1223	4.211E-04	3.716E-04	3.694E-04	3.874E-04	0.637	1645
1224	5.235E-04	4.454E-04	4.532E-04	4.740E-04	0.725	1530
1225	8.541E-04	7.781E-04	7.471E-04	7.931E-04	0.852	1074
1226	7.888E-04	7.675E-04	7.314E-04	7.626E-04	1.003	1315
1321	4.569E-04	4.098E-04	4.500E-04	4.389E-04	0.696	1586
1322	3.626E-04	3.257E-04	3.420E-04	3.434E-04	0.604	1759
1323	3.888E-04	3.717E-04	3.688E-04	3.765E-04	0.570	1514
1324	3.603E-04	3.210E-04	3.603E-04	3.472E-04	0.604	1740
1325	5.704E-04	5.686E-04	6.002E-04	5.797E-04	0.696	1201
1326	6.368E-04	6.022E-04	6.998E-04	6.462E-04	0.828	1281
1421	4.351E-04	4.521E-04	4.187E-04	4.353E-04	0.828	1902
1422	3.502E-04	3.418E-04	3.355E-04	3.425E-04	0.696	2032
1423	3.441E-04	3.908E-04	3.600E-04	3.650E-04	0.604	1655
1424	3.198E-04	3.299E-04	3.073E-04	3.190E-04	0.570	1787
1425	4.428E-04	4.516E-04	4.412E-04	4.452E-04	0.604	1357
1426	5.189E-04	5.401E-04	5.359E-04	5.316E-04	0.696	1309
1521	5.232E-04	4.653E-04	4.832E-04	4.905E-04	1.005	2048
1522	3.849E-04	3.553E-04	3.611E-04	3.671E-04	0.854	2326
1523	4.793E-04	4.610E-04	4.548E-04	4.650E-04	0.727	1564
1524	4.137E-04	3.534E-04	3.868E-04	3.846E-04	0.640	1663
1525	4.772E-04	3.924E-04	4.184E-04	4.293E-04	0.608	1415
1526	5.869E-04	5.269E-04	5.505E-04	5.548E-04	0.640	1153
1621	5.381E-04	5.905E-04	5.321E-04	5.536E-04	1.151	2079
1622	4.134E-04	4.458E-04	3.886E-04	4.159E-04	0.982	2361
1623	4.641E-04	5.340E-04	4.972E-04	4.984E-04	0.828	1661
1624	4.087E-04	4.588E-04	4.243E-04	4.306E-04	0.696	1616
1625	4.645E-04	5.031E-04	4.932E-04	4.869E-04	0.604	1240
1626	6.879E-04	7.556E-04	6.297E-04	6.911E-04	0.570	825

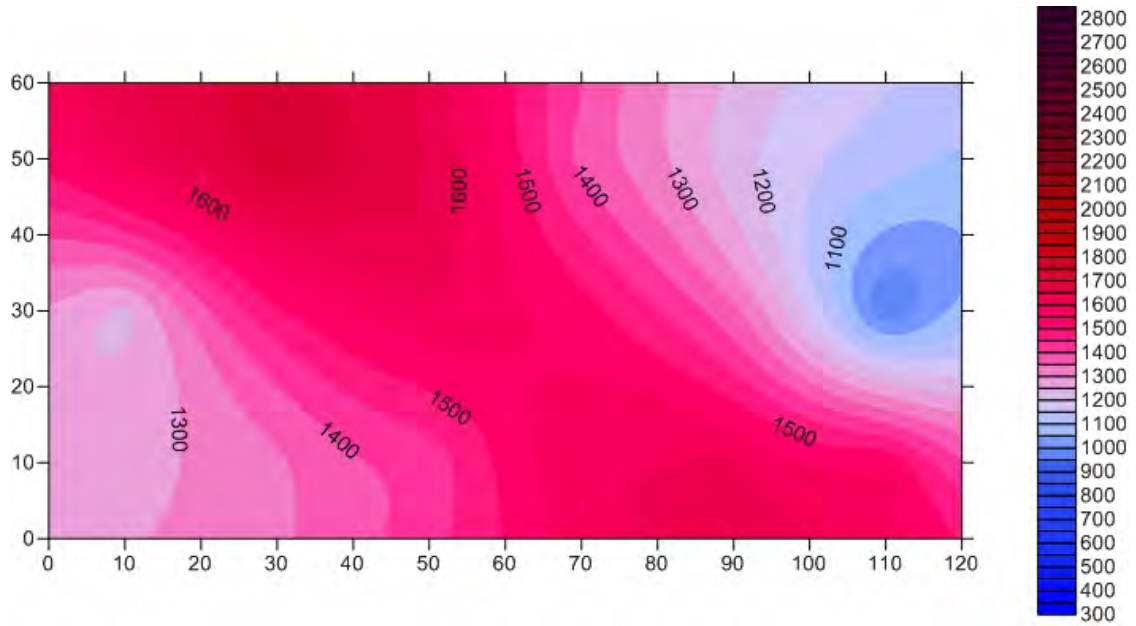


Figura 4.76: Elaborazione tomografia orizzontale del pannello D2, post-iniezione

Tabella 4.19: Dati tomografia verticale pre-iniezione pannello D2; T_m =Tempo medio, l =lunghezza percorso, v_m =velocità media

D2 VERTICAL PRE						
TOMOGRAFIA	TEMPO DI PERCORRENZA (s)			T_m	l	v_m
sigla	a	b	c	(s)	(m)	(m/s)
1121	5.000E-04	5.500E-04	5.308E-04	5.269E-04	0.570	1082
1122	4.603E-04	6.249E-04	5.902E-04	5.585E-04	0.604	1082
1123	7.450E-04	7.104E-04	6.817E-04	7.124E-04	0.696	977
1124	7.100E-04	7.600E-04	7.019E-04	7.240E-04	0.828	1144
1125	7.600E-04	5.700E-04	7.005E-04	6.768E-04	0.982	1451
1126	1.170E-03	1.140E-03	1.110E-03	1.140E-03	1.151	1010
2121	5.300E-04	5.500E-04	6.300E-04	5.700E-04	0.604	1060
2122	7.800E-04	7.200E-04	7.849E-04	7.616E-04	0.570	748
2123	7.700E-04	7.100E-04	7.700E-04	7.500E-04	0.604	805
2124	5.900E-04	5.800E-04	5.608E-04	5.769E-04	0.696	1206
2125	6.200E-04	5.500E-04	5.800E-04	5.833E-04	0.828	1419
2126	1.050E-03	8.000E-04	1.040E-03	9.633E-04	0.982	1019
3121	1.740E-03	1.440E-03	1.770E-03	1.650E-03	0.696	422
3122	8.400E-04	1.200E-03	1.300E-03	1.113E-03	0.604	542
3123	1.210E-03	1.170E-03	1.250E-03	1.210E-03	0.570	471
3124	8.807E-04	9.100E-04	1.030E-03	9.402E-04	0.604	642
3125	9.700E-04	8.400E-04	1.080E-03	9.633E-04	0.696	722
3126	1.440E-03	1.700E-03	1.470E-03	1.537E-03	0.828	539
4121	1.601E-03	1.500E-03	1.550E-03	1.550E-03	0.828	534
4122	1.250E-03	1.500E-03	1.330E-03	1.360E-03	0.696	512
4123	1.280E-03	1.400E-03	1.290E-03	1.323E-03	0.604	456
4124	1.220E-03	1.550E-03	1.230E-03	1.333E-03	0.570	428
4125	1.100E-03	1.150E-03	1.110E-03	1.120E-03	0.604	539
4126	1.140E-03	1.110E-03	1.145E-03	1.132E-03	0.696	615
5121	1.790E-03	1.785E-03	1.850E-03	1.808E-03	0.982	543
5122	1.640E-03	1.500E-03	1.440E-03	1.527E-03	0.828	542
5123	1.290E-03	1.550E-03	1.140E-03	1.327E-03	0.696	525
5124	1.250E-03	1.100E-03	1.380E-03	1.243E-03	0.604	486
5125	1.330E-03	1.260E-03	1.120E-03	1.237E-03	0.570	461
5126	1.820E-03	1.770E-03	1.715E-03	1.768E-03	0.604	342
6121	2.220E-03	1.720E-03	1.215E-03	1.718E-03	1.151	670
6122	?	2.530E-03	2.340E-03	2.435E-03	0.982	403
6123	2.090E-03	2.670E-03	2.090E-03	2.283E-03	0.828	363
6124	1.970E-03	?	2.460E-03	2.215E-03	0.696	314
6125	1.970E-03	2.300E-03	2.200E-03	2.157E-03	0.604	280
6126	1.790E-03	1.620E-03	1.810E-03	1.740E-03	0.570	328

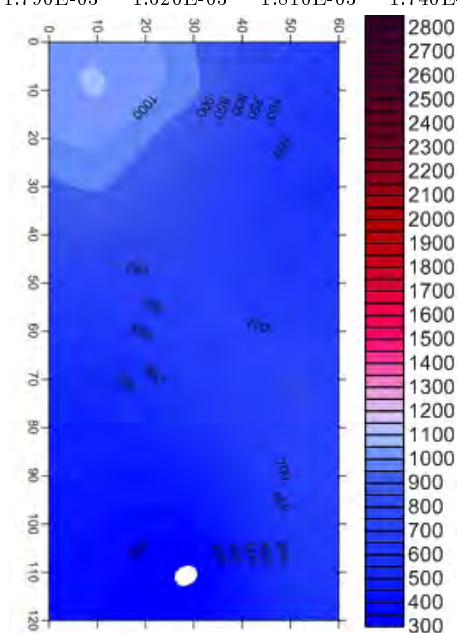


Figura 4.77: Elaborazione tomografia verticale del pannello D2, pre-iniezione

Tabella 4.20: Dati tomografia verticale post-iniezione pannello D2; T_m =Tempo medio, l =lunghezza percorso, v_m =velocità media

D2 VERTICAL POST						
TOMOGRAFIA	TEMPO DI PERCORRENZA (s)			T_m	l	v_m
sigla	a	b	c	(s)	(m)	(m/s)
1121	2.770E-04	2.858E-04	3.414E-04	3.014E-04	0.570	1891
1122	3.892E-04	3.870E-04	3.997E-04	3.920E-04	0.604	1541
1123	3.701E-04	3.607E-04	3.806E-04	3.705E-04	0.696	1879
1124	4.103E-04	4.066E-04	4.165E-04	4.112E-04	0.828	2014
1125	5.596E-04	5.544E-04	5.480E-04	5.540E-04	0.982	1773
1126	6.484E-04	6.519E-04	7.249E-04	6.751E-04	1.151	1705
2121	2.383E-04	2.202E-04	2.139E-04	2.241E-04	0.618	2758
2122	3.194E-04	2.796E-04	2.609E-04	2.866E-04	0.585	2041
2123	2.891E-04	2.781E-04	2.717E-04	2.796E-04	0.618	2211
2124	3.198E-04	3.059E-04	3.026E-04	3.094E-04	0.709	2290
2125	4.003E-04	3.865E-04	4.028E-04	3.966E-04	0.838	2113
2126	4.947E-04	5.266E-04	5.165E-04	5.126E-04	0.991	1933
3121	3.338E-04	3.210E-04	3.597E-04	3.381E-04	0.696	2058
3122	2.954E-04	3.105E-04	3.480E-04	3.180E-04	0.604	1900
3123	2.578E-04	2.563E-04	2.576E-04	2.572E-04	0.570	2216
3124	2.545E-04	2.923E-04	2.919E-04	2.796E-04	0.604	2160
3125	3.734E-04	4.377E-04	4.312E-04	4.141E-04	0.696	1681
3126	4.595E-04	5.383E-04	5.923E-04	5.300E-04	0.828	1562
4121	4.820E-04	4.375E-04	4.990E-04	4.728E-04	0.828	1751
4122	3.571E-04	3.577E-04	3.664E-04	3.604E-04	0.696	1931
4123	3.213E-04	3.215E-04	3.494E-04	3.308E-04	0.604	1826
4124	2.819E-04	3.147E-04	2.909E-04	2.959E-04	0.570	1927
4125	4.244E-04	4.107E-04	4.227E-04	4.193E-04	0.604	1441
4126	5.104E-04	5.156E-04	5.368E-04	5.209E-04	0.696	1336
5121	5.855E-04	5.405E-04	5.598E-04	5.619E-04	0.982	1748
5122	5.031E-04	4.793E-04	5.107E-04	4.977E-04	0.828	1664
5123	5.181E-04	4.891E-04	5.159E-04	5.077E-04	0.696	1371
5124	4.609E-04	4.423E-04	4.542E-04	4.524E-04	0.604	1335
5125	4.707E-04	4.814E-04	5.201E-04	4.907E-04	0.570	1162
5126	6.115E-04	5.796E-04	6.323E-04	6.078E-04	0.604	994
6121	6.563E-04	6.290E-04	5.982E-04	6.278E-04	1.151	1833
6122	5.416E-04	5.482E-04	5.062E-04	5.320E-04	0.982	1846
6123	5.997E-04	6.447E-04	5.866E-04	6.103E-04	0.828	1357
6124	?	7.369E-04	6.178E-04	6.773E-04	0.696	1028
6125	6.238E-04	6.702E-04	6.003E-04	6.314E-04	0.604	957
6126	5.346E-04	4.939E-04	4.954E-04	5.080E-04	0.570	1122

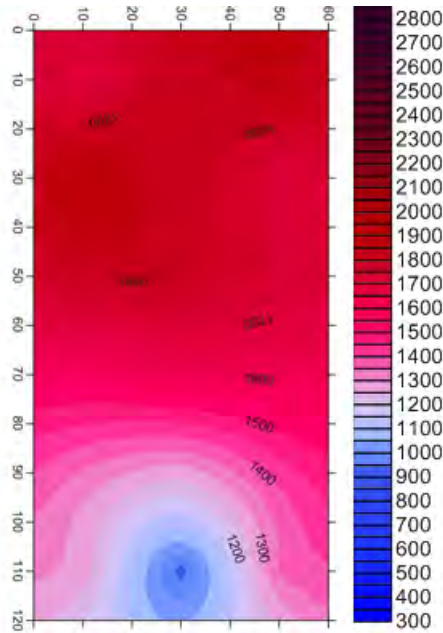


Figura 4.78: Elaborazione tomografia verticale del pannello D2, post-iniezione

4.4.1.3 Pannello D3

Anche il pannello D3 è stato consolidato con iniezione di malta a base di calce naturale; come nel caso precedente, si presentano in seguito i dati relativi alla muratura originale e alle condizioni post-consolidamento. In Figura 4.79 sono riportati lo schema della trasparenza e i punti di battuta.



Figura 4.79: Schema prova sonica pannello D3 (a), lato martello (b) e lato accelerometro (c)

Si riportano i dati della trasparenza sonica pre-iniezione, in Tabella 4.21 e post-iniezione, in Tabella 4.22 relativi al pannello D3. L'istogramma in Figura 4.80 riporta le velocità dei singoli punti di battuta, prima e dopo l'intervento. In rosso i valori pre-iniezione, in azzurro i valori post-iniezione. Il fatto che nei punti di battuta vicini ai bordi (3.1, 4.1, 5.1, ecc.) le velocità del pre-consolidato siano maggiori è dovuto al taglio irregolare eseguito per delimitare i pannelli, che ha rovinato la muratura e creato dei nuovi vuoti. Infatti i punti estremi si trovavano in prossimità delle grosse aperture date dal demolitore; non si considerano quindi rilevanti i risultati di tali punti. In Figura 4.81 è riportata la mappatura delle velocità soniche nel pannello non consolidato, mentre in Figura 4.82 è riportata la situazione post-iniezione. È evidente il miglioramento dato dal consolidamento. Come spiegato sopra, non si considerano significative le aree azzurre ai limiti del pannello, poiché dovute a errate condizioni al contorno. Nel complesso il pannello risulta iniettato in modo efficace; soltanto al centro del paramento permane una zona a velocità piuttosto bassa, indice di una cavità non riempita completamente. L'iniettabilità del pannello è confermata dalle tomografie; le Tabelle 4.23 e 4.24 riportano i valori ricavati dalle tomografie orizzontali (pre e post-intervento), mentre le Tabelle 4.25 e 4.26 sono relative alle tomografie verticali. Si evidenzia un'ottima penetrazione della miscela al centro del pannello.

Tabella 4.21: Dati trasparenza sonora pre-iniezione pannello D3; T_m =Tempo medio, s =spessore muro, v_m =velocità media

D3 TRASP PRE						
PUNTI	TEMPO DI VOLO			T_m (s)	s (m)	v_m (m/s)
	a	b	c			
11	5.3704E-04	5.9273E-04	6.2470E-04	5.85E-04	0.51	872
12	5.1887E-04	5.0623E-04	4.7439E-04	5.00E-04	0.51	1020
13	9.2170E-05	1.4808E-04	1.2255E-04	1.21E-04	0.51	4217
14	5.1018E-04	2.9316E-04	2.8906E-04	3.64E-04	0.51	1401
15	1.9919E-04	2.0685E-04	2.5391E-04	2.20E-04	0.51	2318
16	1.7556E-04	1.3490E-04	1.4527E-04	1.52E-04	0.51	3357
21	6.9751E-04	6.0867E-04	5.0328E-04	6.03E-04	0.51	846
22	2.9372E-04	3.2067E-04	3.8341E-04	3.33E-04	0.51	1533
23	2.6747E-04	2.2530E-04	2.4304E-04	2.45E-04	0.51	2079
24	1.2419E-04	1.3948E-04	1.0146E-04	1.22E-04	0.51	4190
25	1.5081E-04	1.2827E-04	1.4287E-04	1.41E-04	0.51	3626
26	5.0010E-04	3.7598E-04	3.6045E-04	4.12E-04	0.51	1237
31	2.0559E-04	2.0516E-04	2.3956E-04	2.17E-04	0.51	2353
32	1.0491E-03	8.4509E-04	8.4371E-04	9.13E-04	0.51	559
33	1.1445E-03	8.3503E-04	7.6359E-04	9.14E-04	0.51	558
34	1.1183E-03	1.2102E-03	1.3977E-03	1.24E-03	0.51	411
35	9.0584E-04	4.2600E-04	1.0556E-03	7.96E-04	0.51	641
36	5.9594E-04	5.4302E-04	9.1652E-04	6.85E-04	0.51	744
41	4.5243E-04	4.2345E-04	4.8467E-04	4.54E-04	0.51	1125
42	7.0167E-04	1.1042E-03	1.7458E-04	6.60E-04	0.51	773
43	7.4447E-04	7.7546E-04	8.5223E-04	7.91E-04	0.51	645
44	1.0456E-03	9.0770E-04	1.1103E-03	1.02E-03	0.51	499
45	8.0301E-04	7.2062E-04	3.2643E-04	6.17E-04	0.51	827
46	1.0530E-03	1.1394E-03	1.4823E-03	1.22E-03	0.51	416
51	2.8249E-04	2.0114E-04	2.6549E-04	2.50E-04	0.51	2042
52	6.9337E-04	6.5991E-04	7.3954E-04	6.98E-04	0.51	731
53	8.9989E-04	9.5545E-04	7.9982E-04	8.85E-04	0.51	576
54	3.8136E-04	1.1426E-03	8.5996E-04	7.95E-04	0.51	642
55	3.3606E-04	3.7219E-04	4.4145E-04	3.83E-04	0.51	1331
56	1.1540E-03	1.0008E-03	9.1847E-04	1.02E-03	0.51	498
61	5.9589E-04	7.5260E-04	6.8204E-04	6.77E-04	0.51	753
62	6.3179E-04	7.6429E-04	6.5662E-04	6.84E-04	0.51	745
63	7.0807E-04	9.4609E-04	7.5402E-04	8.03E-04	0.51	635
64	1.0884E-03	8.9580E-04	9.7215E-04	9.85E-04	0.51	518
65	6.6588E-04	6.9906E-04	8.0290E-04	7.23E-04	0.51	706
66	6.2127E-04	5.8473E-04	6.8527E-04	6.30E-04	0.51	809

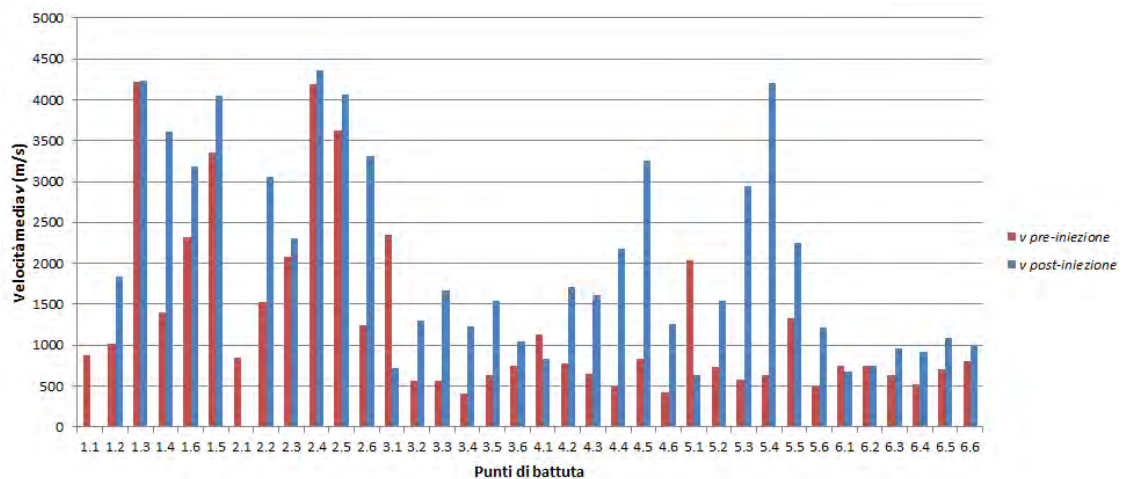


Figura 4.80: Istogramma delle velocità sonore medie per ogni percorso effettuato dall'onda nella muratura, pre e post-iniezione per il pannello D3

Tabella 4.22: Dati trasparenza sonica post-iniezione pannello D3; T_m =Tempo medio, s =spessore muro, v_m =velocità media

D3 TRASP POST						
PUNTI	TEMPO DI VOLO			T_m (s)	s (m)	v_m (m/s)
	a	b	c			
11	5.3704E-04	5.9273E-04	6.2470E-04	5.85E-04	0.51	872
12	5.1887E-04	5.0623E-04	4.7439E-04	5.00E-04	0.51	1020
13	9.2170E-05	1.4808E-04	1.2255E-04	1.21E-04	0.51	4217
14	5.1018E-04	2.9316E-04	2.8906E-04	3.64E-04	0.51	1401
15	1.9919E-04	2.0685E-04	2.5391E-04	2.20E-04	0.51	2318
16	1.7556E-04	1.3490E-04	1.4527E-04	1.52E-04	0.51	3357
21	6.9751E-04	6.0867E-04	5.0328E-04	6.03E-04	0.51	846
22	2.9372E-04	3.2067E-04	3.8341E-04	3.33E-04	0.51	1533
23	2.6747E-04	2.2530E-04	2.4304E-04	2.45E-04	0.51	2079
24	1.2419E-04	1.3948E-04	1.0146E-04	1.22E-04	0.51	4190
25	1.5081E-04	1.2827E-04	1.4287E-04	1.41E-04	0.51	3626
26	5.0010E-04	3.7598E-04	3.6045E-04	4.12E-04	0.51	1237
31	2.0559E-04	2.0516E-04	2.3956E-04	2.17E-04	0.51	2353
32	1.0491E-03	8.4509E-04	8.4371E-04	9.13E-04	0.51	559
33	1.1445E-03	8.3503E-04	7.6359E-04	9.14E-04	0.51	558
34	1.1183E-03	1.2102E-03	1.3977E-03	1.24E-03	0.51	411
35	9.0584E-04	4.2600E-04	1.0556E-03	7.96E-04	0.51	641
36	5.9594E-04	5.4302E-04	9.1652E-04	6.85E-04	0.51	744
41	4.5243E-04	4.2345E-04	4.8467E-04	4.54E-04	0.51	1125
42	7.0167E-04	1.1042E-03	1.7458E-04	6.60E-04	0.51	773
43	7.4447E-04	7.7546E-04	8.5223E-04	7.91E-04	0.51	645
44	1.0456E-03	9.0770E-04	1.1103E-03	1.02E-03	0.51	499
45	8.0301E-04	7.2062E-04	3.2643E-04	6.17E-04	0.51	827
46	1.0530E-03	1.1394E-03	1.4823E-03	1.22E-03	0.51	416
51	2.8249E-04	2.0114E-04	2.6549E-04	2.50E-04	0.51	2042
52	6.9337E-04	6.5991E-04	7.3954E-04	6.98E-04	0.51	731
53	8.9989E-04	9.5545E-04	7.9982E-04	8.85E-04	0.51	576
54	3.8136E-04	1.1426E-03	8.5996E-04	7.95E-04	0.51	642
55	3.3606E-04	3.7219E-04	4.4145E-04	3.83E-04	0.51	1331
56	1.1540E-03	1.0008E-03	9.1847E-04	1.02E-03	0.51	498
61	5.9589E-04	7.5260E-04	6.8204E-04	6.77E-04	0.51	753
62	6.3179E-04	7.6429E-04	6.5662E-04	6.84E-04	0.51	745
63	7.0807E-04	9.4609E-04	7.5402E-04	8.03E-04	0.51	635
64	1.0884E-03	8.9580E-04	9.7215E-04	9.85E-04	0.51	518
65	6.6588E-04	6.9906E-04	8.0290E-04	7.23E-04	0.51	706
66	6.2127E-04	5.8473E-04	6.8527E-04	6.30E-04	0.51	809

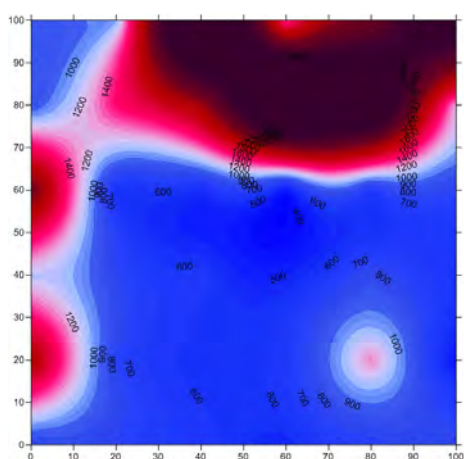


Figura 4.81: D3 pre-iniezione

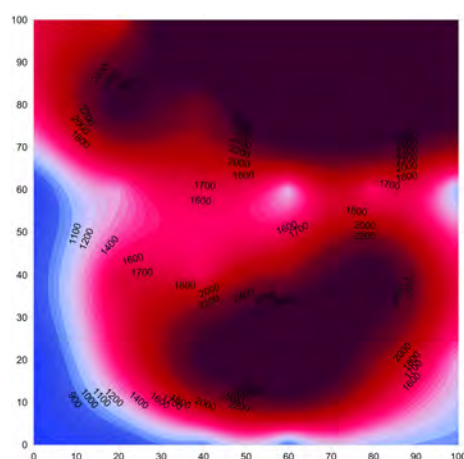


Figura 4.82: D3 post-iniezione

Tabella 4.23: Dati tomografia orizzontale pre-iniezione pannello D3; T_m =Tempo medio, l =lunghezza percorso, v_m =velocità media

D3 HORIZONTAL PRE						
TOMOGRAFIA	TEMPO DI PERCORRENZA (s)			T_m	l	v_m
sigla	a	b	c	(s)	(m)	(m/s)
1121	9.696E-04	9.392E-04	5.777E-04	8.288E-04	0.510	615
1122	1.787E-03	1.591E-03	1.493E-03	1.624E-03	0.548	337
1123	2.130E-03	2.233E-03	2.160E-03	2.174E-03	0.648	298
1124	3.233E-03	2.835E-03	2.652E-03	2.907E-03	0.788	271
1125	3.925E-03	3.918E-03	3.195E-03	3.679E-03	0.949	258
1126	3.746E-03	3.436E-03	3.703E-03	3.628E-03	1.123	309
1221	5.24E-04	6.06E-04	7.21E-04	6.168E-04	0.548	888
1222	5.77E-04	6.61E-04	6.99E-04	6.457E-04	0.510	790
1223	1.03E-03	1.11E-03	1.25E-03	1.130E-03	0.548	485
1224	1.23E-03	1.26E-03	1.25E-03	1.248E-03	0.648	519
1225	2.62E-03	2.37E-03	2.62E-03	2.538E-03	0.788	310
1226	2.52E-03	2.17E-03	2.61E-03	2.434E-03	0.949	390
1321	1.50E-03	1.83E-03	1.38E-03	1.572E-03	0.648	412
1322	1.45E-03	1.58E-03	1.76E-03	1.596E-03	0.548	343
1323	1.60E-03	1.21E-03	1.35E-03	1.388E-03	0.510	368
1324	1.26E-03	9.37E-04	1.18E-03	1.123E-03	0.548	488
1325	2.00E-03	1.73E-03	1.80E-03	1.844E-03	0.648	352
1326	2.60E-03	1.72E-03	2.49E-03	2.272E-03	0.788	347
1421	1.64E-03	1.42E-03	1.89E-03	1.651E-03	0.788	477
1422	1.39E-03	1.25E-03	1.59E-03	1.410E-03	0.648	460
1423	1.21E-03	1.01E-03	1.16E-03	1.126E-03	0.548	486
1424	1.25E-03	1.52E-03	1.23E-03	1.337E-03	0.510	381
1425	1.89E-03	1.68E-03	1.03E-03	1.536E-03	0.548	357
1426	1.76E-03	1.79E-03	1.43E-03	1.658E-03	0.648	391
1521	2.59E-03	2.37E-03	2.25E-03	2.401E-03	0.949	395
1522	2.14E-03	2.03E-03	1.95E-03	2.042E-03	0.788	386
1523	1.54E-03	1.44E-03	1.35E-03	1.446E-03	0.648	448
1524	1.14E-03	1.06E-03	1.09E-03	1.096E-03	0.548	500
1525	8.49E-04	8.19E-04	8.99E-04	8.555E-04	0.510	596
1526	5.85E-04	6.20E-04	5.78E-04	5.946E-04	0.548	922
1621	2.97E-03	2.27E-03	2.32E-03	2.521E-03	1.123	445
1622	3.58E-03	3.25E-03	2.38E-03	3.069E-03	0.949	309
1623	2.54E-03	2.68E-03	2.13E-03	2.447E-03	0.788	322
1624	1.90E-03	1.76E-03	1.55E-03	1.736E-03	0.648	373
1625	8.80E-04	8.90E-04	8.82E-04	8.838E-04	0.548	620
1626	8.39E-04	7.38E-04	8.02E-04	7.932E-04	0.510	643

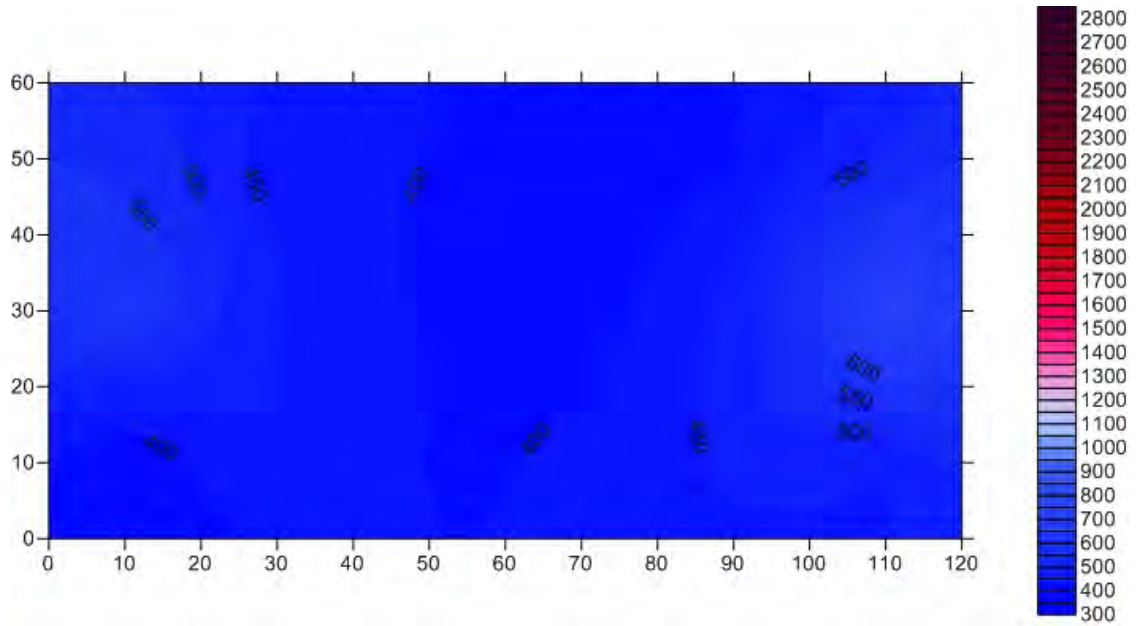


Figura 4.83: Elaborazione tomografia orizzontale del pannello D3, pre-iniezione

Tabella 4.24: Dati tomografia orizzontale post-iniezione pannello D3; T_m =Tempo medio, l =lunghezza percorso, v_m =velocità media

D3 HORIZONTAL POST						
TOMOGRAFIA	TEMPO DI PERCORRENZA (s)			T_m	l	v_m
sigla	a	b	c	(s)	(m)	(m/s)
1121	6.240E-04	6.240E-04	6.357E-04	6.279E-04	0.510	812
1122	7.447E-04	7.322E-04	7.422E-04	7.397E-04	0.548	741
1123	4.777E-04	4.413E-04	4.229E-04	4.473E-04	0.648	1449
1124	5.147E-04	4.830E-04	4.635E-04	4.871E-04	0.788	1617
1125	6.696E-04	6.514E-04	6.413E-04	6.541E-04	0.949	1450
1126	7.166E-04	7.333E-04	7.483E-04	7.327E-04	1.123	1532
1221	5.46E-04	4.12E-04	3.92E-04	4.500E-04	0.548	1217
1222	5.25E-04	5.44E-04	5.51E-04	5.400E-04	0.510	944
1223	3.41E-04	3.16E-04	3.15E-04	3.241E-04	0.548	1690
1224	3.51E-04	3.60E-04	3.88E-04	3.666E-04	0.648	1768
1225	5.02E-04	5.19E-04	5.17E-04	5.124E-04	0.788	1537
1226	8.02E-04	7.98E-04	7.26E-04	7.751E-04	0.949	1224
1321	2.66E-04	4.01E-04	4.31E-04	3.657E-04	0.648	1772
1322	4.91E-04	4.94E-04	5.15E-04	5.000E-04	0.548	1096
1323	1.89E-04	1.96E-04	2.21E-04	2.018E-04	0.510	2528
1324	1.75E-04	2.63E-04	2.82E-04	2.399E-04	0.548	2283
1325	3.50E-04	3.59E-04	3.98E-04	3.691E-04	0.648	1756
1326	4.09E-04	5.31E-04	6.15E-04	5.186E-04	0.788	1519
1421	5.04E-04	4.18E-04	4.71E-04	4.645E-04	0.788	1697
1422	6.42E-04	5.69E-04	6.09E-04	6.064E-04	0.648	1069
1423	2.73E-04	2.45E-04	2.35E-04	2.509E-04	0.548	2184
1424	2.55E-04	2.54E-04	2.66E-04	2.581E-04	0.510	1976
1425	3.04E-04	2.82E-04	3.50E-04	3.122E-04	0.548	1755
1426	4.07E-04	3.48E-04	4.11E-04	3.887E-04	0.648	1667
1521	6.06E-04	5.85E-04	6.08E-04	5.996E-04	0.949	1582
1522	5.94E-04	5.08E-04	5.64E-04	5.554E-04	0.788	1419
1523	4.56E-04	4.56E-04	4.46E-04	4.529E-04	0.648	1431
1524	3.57E-04	3.38E-04	2.87E-04	3.273E-04	0.548	1674
1525	3.58E-04	3.04E-04	3.06E-04	3.225E-04	0.510	1582
1526	3.48E-04	3.40E-04	3.62E-04	3.501E-04	0.548	1565
1621	7.03E-04	7.18E-04	7.10E-04	7.103E-04	1.123	1580
1622	6.74E-04	6.55E-04	7.01E-04	6.765E-04	0.949	1403
1623	5.58E-04	6.00E-04	5.73E-04	5.769E-04	0.788	1366
1624	4.09E-04	3.58E-04	4.17E-04	3.947E-04	0.648	1642
1625	3.73E-04	3.47E-04	3.88E-04	3.692E-04	0.548	1484
1626	5.00E-04	4.60E-04	4.56E-04	4.720E-04	0.510	1081

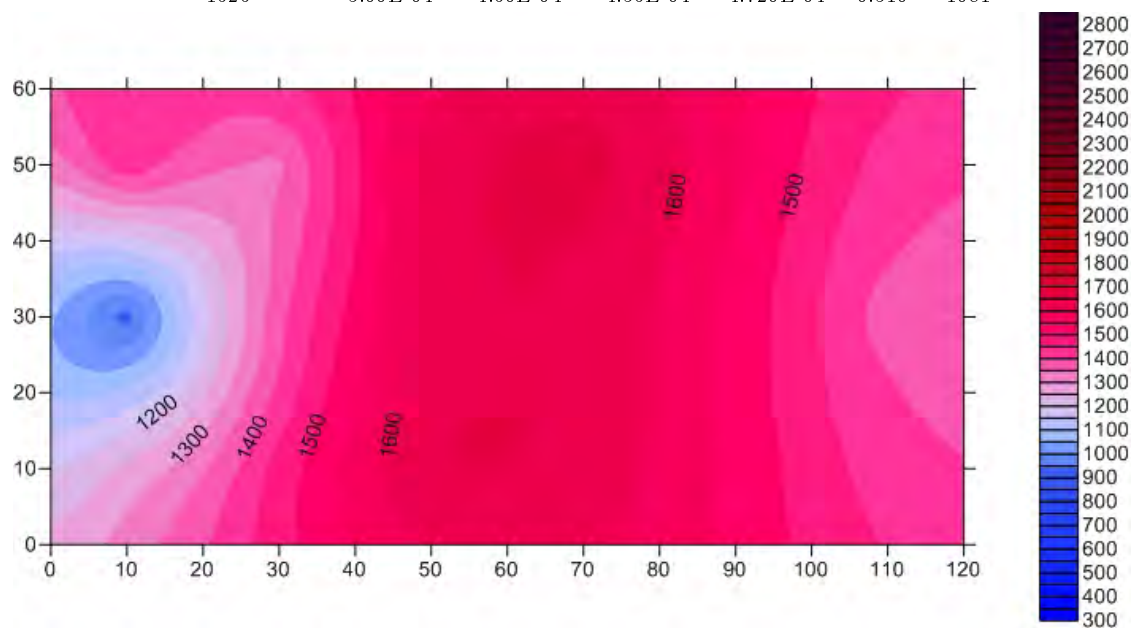


Figura 4.84: Elaborazione tomografia orizzontale del pannello D3, post-iniezione

Tabella 4.25: Dati tomografia verticale pre-iniezione pannello D3; T_m =Tempo medio, l =lunghezza percorso, v_m =velocità media

D3 VERTICAL PRE						
TOMOGRAFIA	TEMPO DI PERCORRENZA (s)			T_m	l	v_m
sigla	a	b	c	(s)	(m)	(m/s)
1121		1.01E-04		1.014E-04	0.510	5031
1122	3.10E-04	2.62E-04	2.79E-04	2.838E-04	0.548	1930
1123	1.95E-03	1.32E-03	1.23E-03	1.499E-03	0.648	432
1124	1.95E-03	1.77E-03	1.62E-03	1.779E-03	0.788	443
1125	1.16E-03	1.27E-03	2.17E-03	1.533E-03	0.949	619
1126	1.69E-03	1.81E-03	1.60E-03	1.699E-03	1.123	661
2121	1.981E-04	1.736E-04	1.932E-04	1.883E-04	0.548	2910
2122	3.340E-04	3.202E-04		3.271E-04	0.510	1559
2123	9.782E-04	1.111E-03	1.009E-03	1.033E-03	0.548	530
2124	1.972E-03	1.322E-03	1.200E-03	1.498E-03	0.648	433
2125	9.543E-04	9.223E-04	7.725E-04	8.830E-04	0.788	892
2126	1.153E-03	1.175E-03	1.055E-03	1.128E-03	0.949	841
3121	3.17E-04	5.71E-04	5.35E-04	4.743E-04	0.648	1366
3122	4.59E-04	5.98E-04	7.09E-04	5.885E-04	0.548	931
3123	1.35E-03	1.26E-03	1.47E-03	1.358E-03	0.510	376
3124	1.35E-03	1.60E-03	1.52E-03	1.487E-03	0.548	369
3125	9.53E-04	1.21E-03	1.15E-03	1.103E-03	0.648	588
3126	1.15E-03	1.31E-03	1.22E-03	1.228E-03	0.788	641
4121	1.148E-03	1.064E-03	1.293E-03	1.169E-03	0.788	674
4122	1.095E-03	1.205E-03	1.180E-03	1.160E-03	0.648	559
4123	1.565E-03	1.756E-03	1.452E-03	1.591E-03	0.548	344
4124	1.941E-03	1.842E-03	1.779E-03	1.854E-03	0.510	275
4125	1.040E-03	1.118E-03	9.958E-04	1.051E-03	0.548	521
4126	1.347E-03	1.480E-03	1.476E-03	1.434E-03	0.648	452
5121	1.11E-03	1.20E-03	1.15E-03	1.155E-03	0.949	822
5122	9.66E-04	9.19E-04	9.37E-04	9.409E-04	0.788	838
5123	1.96E-03	1.92E-03	1.72E-03	1.867E-03	0.648	347
5124	1.61E-03	1.61E-03	1.46E-03	1.558E-03	0.548	352
5125	9.96E-04	6.53E-04	5.92E-04	7.469E-04	0.510	683
5126	7.03E-04	6.40E-04	6.33E-04	6.587E-04	0.548	832
6121	1.048E-03	1.102E-03	1.182E-03	1.111E-03	1.123	1011
6122	9.856E-04	7.995E-04	9.475E-04	9.109E-04	0.949	1042
6123	1.538E-03	1.313E-03	1.475E-03	1.442E-03	0.788	546
6124	1.971E-03	1.737E-03	1.877E-03	1.862E-03	0.648	348
6125	1.226E-03	1.085E-03	1.148E-03	1.153E-03	0.548	475
6126	9.313E-04	6.990E-04	8.958E-04	8.420E-04	0.510	606

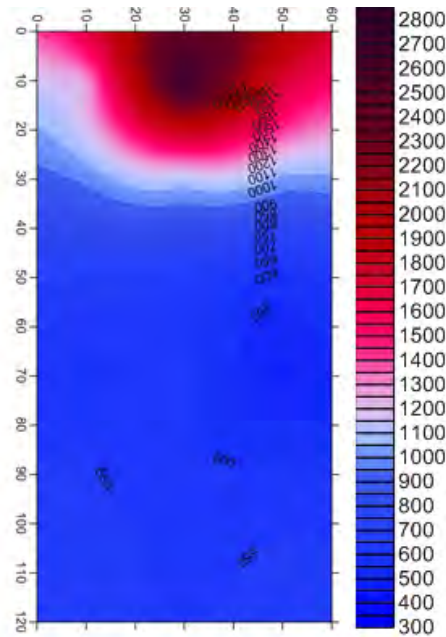


Figura 4.85: Elaborazione tomografia verticale del pannello D3, pre-iniezione

Tabella 4.26: Dati tomografia verticale post-iniezione pannello D3; T_m =Tempo medio, l =lunghezza percorso, v_m =velocità media

D3 VERTICAL POST						
TOMOGRAFIA sigla	TEMPO DI PERCORRENZA (s)			T_m (s)	l (m)	v_m (m/s)
a	b	c				
1121	1.21E-04	1.10E-04	1.12E-04	1.143E-04	0.510	4464
1122	1.49E-04	1.79E-04	1.70E-04	1.660E-04	0.548	3299
1123	2.48E-04	2.45E-04	2.66E-04	2.528E-04	0.648	2565
1124	3.69E-04	3.57E-04	4.42E-04	3.894E-04	0.788	2022
1125	4.44E-04	4.86E-04	5.11E-04	4.803E-04	0.949	1975
1126	5.68E-04	6.01E-04	6.53E-04	6.075E-04	1.123	1848
2121	1.494E-04	1.293E-04	1.490E-04	1.426E-04	0.571	4006
2122	1.178E-04	1.111E-04	1.257E-04	1.182E-04	0.535	4526
2123	1.614E-04	1.744E-04	1.896E-04	1.751E-04	0.571	3262
2124	3.431E-04	3.560E-04	3.808E-04	3.600E-04	0.668	1856
2125	3.937E-04	3.960E-04	4.010E-04	3.969E-04	0.804	2025
2126	5.622E-04	5.709E-04	5.638E-04	5.656E-04	0.962	1701
3121	2.13E-04	2.41E-04	2.54E-04	2.357E-04	0.648	2749
3122	2.07E-04	2.12E-04	2.83E-04	2.340E-04	0.548	2341
3123	3.16E-04	2.89E-04	2.77E-04	2.939E-04	0.510	1736
3124	3.27E-04	3.02E-04	3.25E-04	3.180E-04	0.548	1722
3125	3.59E-04	3.39E-04	4.06E-04	3.680E-04	0.648	1762
3126	5.16E-04	5.00E-04	5.31E-04	5.156E-04	0.788	1527
4121	3.282E-04	3.024E-04	3.116E-04	3.141E-04	0.788	2509
4122	2.988E-04	3.842E-04	3.252E-04	3.361E-04	0.648	1928
4123	3.382E-04	4.329E-04	3.820E-04	3.844E-04	0.548	1426
4124	3.582E-04	4.629E-04	4.141E-04	4.117E-04	0.510	1239
4125	2.698E-04	2.914E-04	2.549E-04	2.720E-04	0.548	2014
4126	4.018E-04	5.307E-04	3.891E-04	4.405E-04	0.648	1472
5121	4.48E-04	4.01E-04	4.18E-04	4.222E-04	0.954	2260
5122	4.29E-04	3.68E-04	3.80E-04	3.923E-04	0.794	2024
5123	4.56E-04	3.82E-04	4.37E-04	4.248E-04	0.656	1544
5124	3.74E-04	3.21E-04	3.17E-04	3.375E-04	0.557	1651
5125	3.39E-04	2.89E-04	2.92E-04	3.070E-04	0.520	1694
5126	4.08E-04	3.42E-04	3.59E-04	3.697E-04	0.557	1507
6121	5.361E-04	5.381E-04	5.472E-04	5.405E-04	1.123	2077
6122	4.764E-04	5.239E-04	5.238E-04	5.080E-04	0.949	1868
6123	5.469E-04	5.857E-04	5.952E-04	5.760E-04	0.788	1368
6124	3.886E-04	4.166E-04	4.258E-04	4.103E-04	0.648	1579
6125	3.029E-04	3.412E-04	3.650E-04	3.364E-04	0.548	1629
6126	4.384E-04	4.718E-04	5.951E-04	5.017E-04	0.510	1016

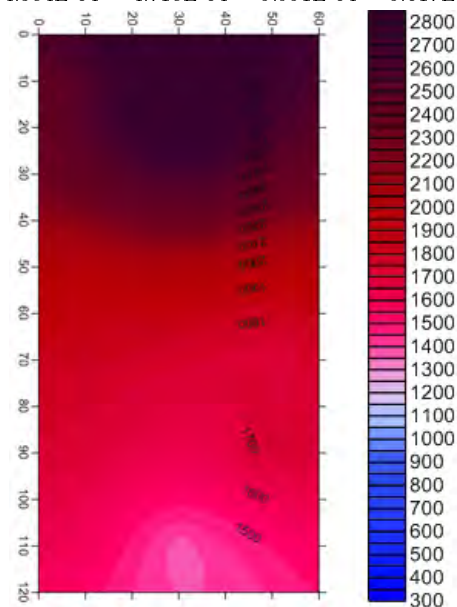


Figura 4.86: Elaborazione tomografia verticale del pannello D3, post-iniezione

4.4.1.4 Confronto tra pannelli

Alcune considerazioni si possono trarre confrontando le velocità soniche (pre e post-iniezione) dei diversi pannelli, che al fine sperimentale vengono considerati identici per quanto riguarda le proprietà meccaniche. L'istogramma in Figura 4.87 confronta le diverse velocità dei tre pannelli campione, ricavate dalle trasparenze soniche, ed evidenzia una netta differenza del pannello D3, che risulta essere più "compatto" (con una minor presenza di vuoti o con un maggior numero di pietre passanti) degli altri due, con una velocità sonica media di 1284m/s . Molto più simili tra loro, invece, sono i pannelli D1 e il D2, sebbene il primo sia leggermente migliore del secondo, con una velocità sonica media di 790m/s contro i 657m/s del pannello D2.

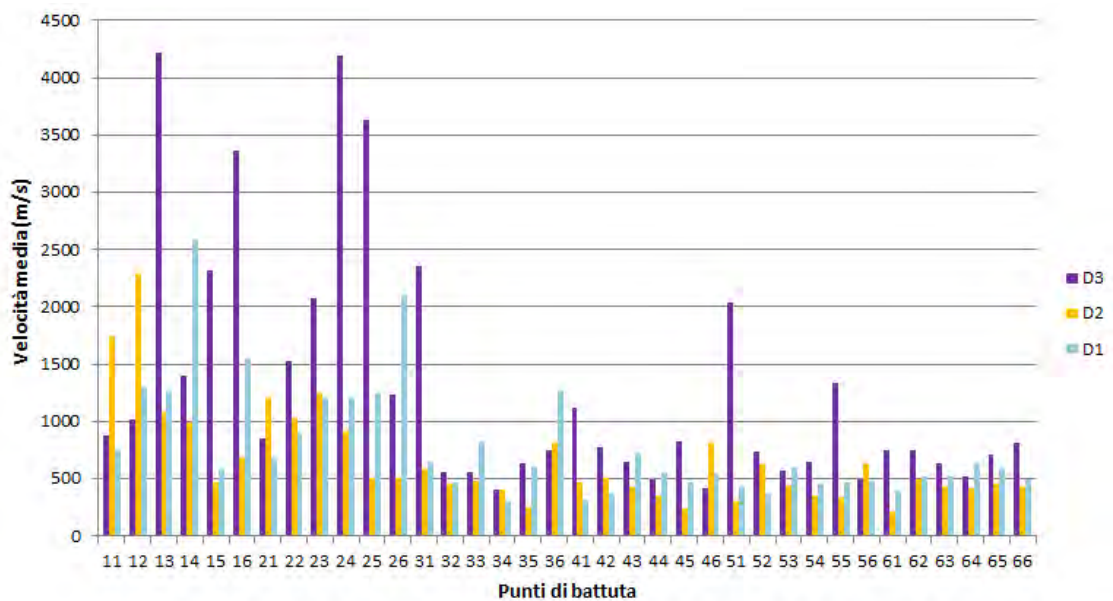


Figura 4.87: Confronto delle velocità soniche pre-iniezione

La differenza tra i pannelli D2 e D3 diminuisce notevolmente in seguito al consolidamento tramite iniezione, come si vede dall'istogramma in Figura 4.88; le nuove velocità soniche medie risultano essere di 1557m/s per il pannello D2 e 1959m/s per il pannello D3.

Un ultimo confronto significativo è quello tra il diagramma in Figura 4.88 e le velocità soniche del pannello D1 non consolidato. È infatti in questa situazione (D1 non consolidato, D2 e D3 consolidati) che si sono eseguite le prove diagonali. Tali dati sono riportanti in Figura 4.89, (epurati dei valori perimetrali non significativi). Ad eccezione dei punti di battuta della riga 1 (la più alta) in cui il pannello D1 riporta dei blocchi in calcestruzzo passanti, si notano notevoli differenze tra le velocità nei pannelli iniettati e le velocità nel pannello non rinforzato.

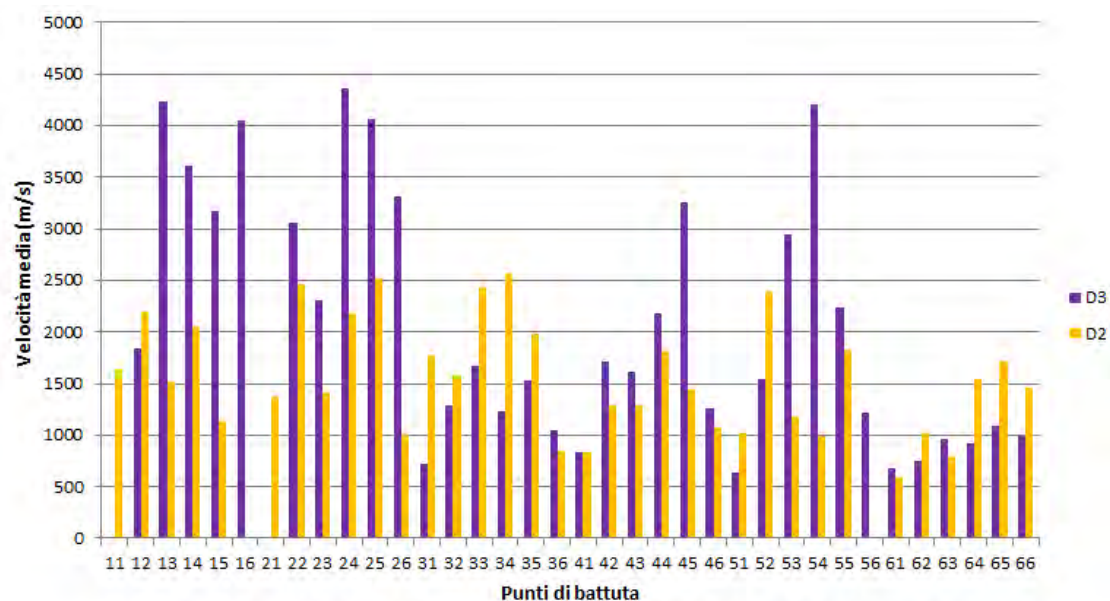


Figura 4.88: Confronto delle velocità soniche post-iniezione

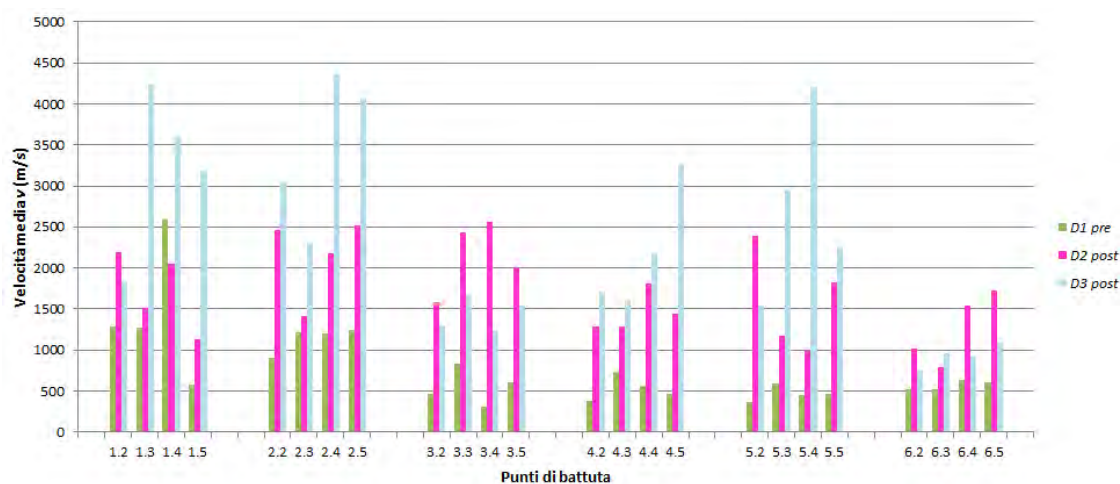


Figura 4.89: Confronto delle velocità soniche dei pannelli campione così come si presentano prima della prova di compressione diagonale

4.4.2 Endoscopie

Per completare il primo sopralluogo in sito sono state eseguite quattro prove endoscopiche, al fine di esaminare la composizione muraria e la presenza di vuoti all'interno dello spessore del paramento. Due prove indagano la parete al piano terra laddove verranno eseguiti i martinetti piatti doppi, e due prove riguardano il secondo piano e indagano i pannelli D2 e D3, ossia i due pannelli che verranno iniettati. Come già detto nel Paragrafo 1.4.1.2, le endoscopie sono molto utili per la valutazione dei vuoti nella parete e quindi per la definizione dell'iniettabilità del muro. Soltanto due dei quattro casi indicati hanno richiesto fori aggiuntivi; per due indagini, infatti, sono state utilizzate cavità già presenti nella muratura sufficientemente ampie e profonde per far penetrare l'endoscopio all'interno del paramento. In Figura 4.90 si riportano alcune immagini ricavate dalle prove endoscopiche all'interno delle quattro cavità.

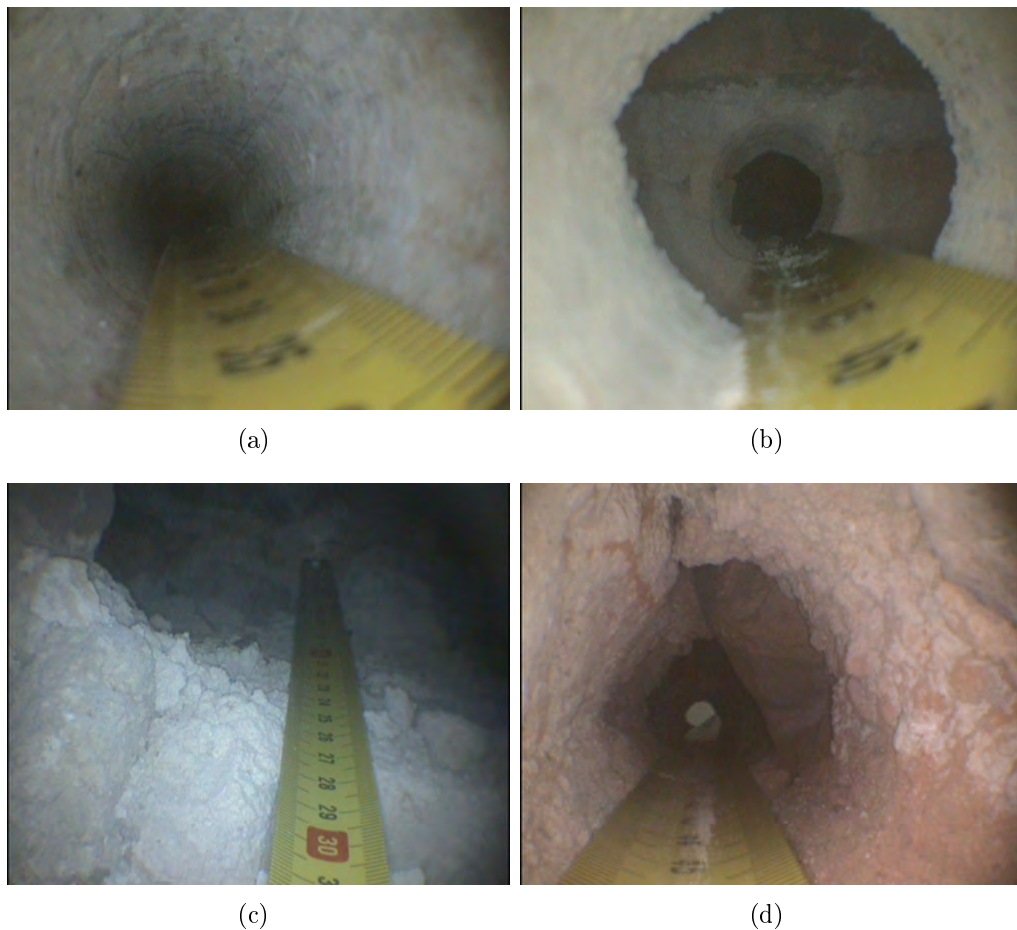


Figura 4.90: Immagini videoendoscopiche; piano terra (a e b), pannello D2 (c), pannello D3 (d)

Le immagini fotografate evidenziano la presenza di grosse cavità all'interno del paramento murario, Figura 4.90(b), di elementi sconnessi e legante farinoso e inefficiente, Figura 4.90(d), di presenza di materiali differenti o di composizione variegata. La prova videondoscopica ha quindi confermato le ipotesi che una sem-

plice ispezione visiva aveva già avanzato; penetrando all'interno della muratura, al di là dell'individuazione di situazioni puntuali rilevanti (come la grossa discontinuità presente in Figura 4.90(b)) è possibile, ad esempio, valutare l'iniettabilità della muratura. Nel caso specifico, difatti, la frequente presenza di vuoti suggerisce un intervento di consolidamento mediante iniezione; si potrà inoltre prevedere, a grandi linee, la quantità di miscela che verrà inietta. Nella muratura in esame, infatti, a causa delle cavità interne presenti, ci si aspetta di utilizzare una quantità di miscela non indifferente.

4.4.3 Risultati martinetti piatti doppi

L'elaborazione dei dati ricavati dalla prova dei martinetti piatti doppi permette di ricavare i moduli elastici (tangente e secante) della muratura e a fare valutazioni sul comportamento a compressione del pannello (1.4.1.3). Nel caso in esame, la prova permette inoltre di valutare l'efficacia dell'intervento di consolidamento, confrontando i risultati del pannello non consolidato e del pannello consolidato.

4.4.3.1 Pannello MPD_NC.

L'elaborazione dei dati del pannello non consolidato risulta di non semplice interpretazione, in quanto la pessima tessitura muraria ha provocato fenomeni di rotazione dei conci in fase di compressione; tale situazione vanifica i rilevamenti dei potenziometri, che non misurano più l'effettiva deformazione della porzione muraria data dalla compressione, bensì lo spostamento del singolo concio (o dei conci limitrofi) su cui lo strumento è ancorato. Nel caso specifico i dati rilevati dai potenziometri numero 3 e numero 4 sono risultati inconsistenti; i numeri assegnati ai potenziometri fanno riferimento allo schema riportato in Figura 4.91(a). Come si vede in Figura 4.91(b) i pot 3 e pot 4 rilevano dei valori di deformazione negativi, ossia gli strumenti si allungano (in caso di compressione, ovviamente gli strumenti in posizione verticale dovrebbero accorciarsi); comportamento simile è manifestato anche dal potenziometro numero 5, ma soltanto in seguito al terzo carico di prova. L'unico potenziometro che restituisce valori accettabili è il 6, che in quanto orizzontale, si estende in seguito all'espansione laterale data dalla compressione del pannello. Nel complesso, dunque, sono stati analizzati i dati relativi ai primi tre cicli di carico (fino ad un σ di 0.9 Mpa) misurati dal potenziometro numero 5 (verticale) e numero 6 (orizzontale).

Il grafico in Figura 4.92 illustra l'elaborazione finale dei dati, riportando la deformazione del potenziometro orizzontale e la media dei tre potenziometri verticali. L'irregolarità dei conci è evidente proprio dal diagramma delle deformazioni verticali; la curva di inviluppo, Figura 4.93(a) risulta essere una linea spezzata con evidenti cambi di pendenza tra i vari step di carico, e l'aumento di pendenza della curva all'aumentare del carico è un fenomeno insolito, probabilmente dovuto alla cattiva qualità muraria. Concentrandoci nelle deformazioni verticali, Tabella 4.27, e nei valori dei moduli elastici, Figura 4.93(b) è possibile ipotizzare un comportamento non omogeneo della muratura: all'inizio della prova il pannello subisce una notevole deformazione senza che l'incremento di carico sia consistente (prima parte di grafico); è soltanto in seguito alla compattazione dei conci che il pannello inizia

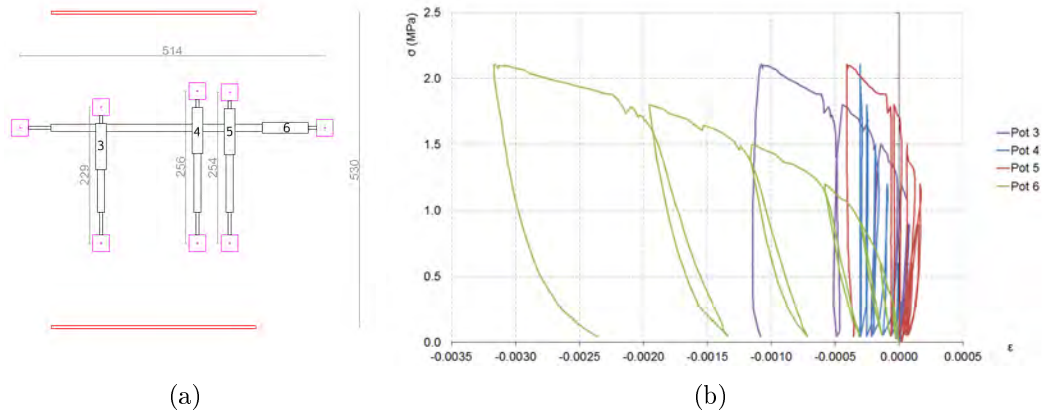


Figura 4.91: Provino MPD_NC: schema potenziometri (a), grafico sforzo-deformazioni rilevato (b)

a manifestare una certa resistenza al carico di compressione; è da questo punto di flesso che si sono valutati i valori dei moduli elastici, tralasciando le prime deformazioni, sicuramente dovute ad assestamenti. Il secondo ciclo di carico restituisce un modulo elastico tangenziale maggiore del primo, a conferma che la muratura ha delle riserve di resistenza, e cioè che prima non era del tutto assestata. La stessa situazione si può evincere dall'analisi del modulo di taglio secante, Figura 4.93(c), calcolato in fase di scarico. Anche in questo caso i valori (e quindi la pendenza dei segmenti) aumentano tra il primo e secondo carico. Il carico massimo considerato per l'elaborazione è 0.9 Mpa, sebbene il carico massimo raggiunto in sito sia di 2.1 Mpa.

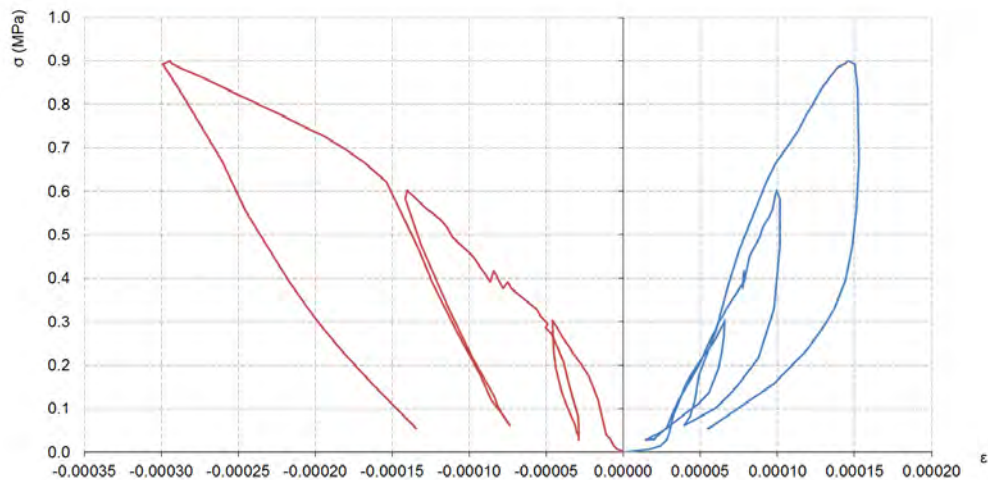
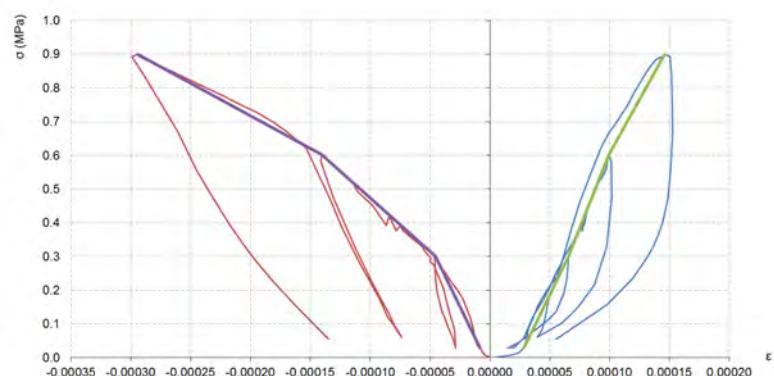


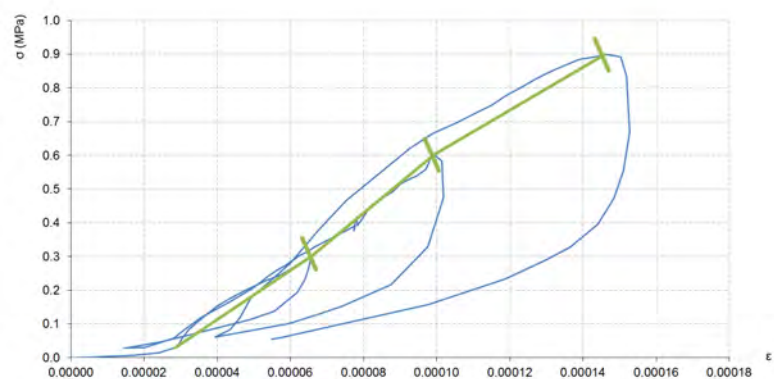
Figura 4.92: Provino MPD_NC: grafico sforzo-deformazione elaborato

4.4.3.2 Pannello MPD_C

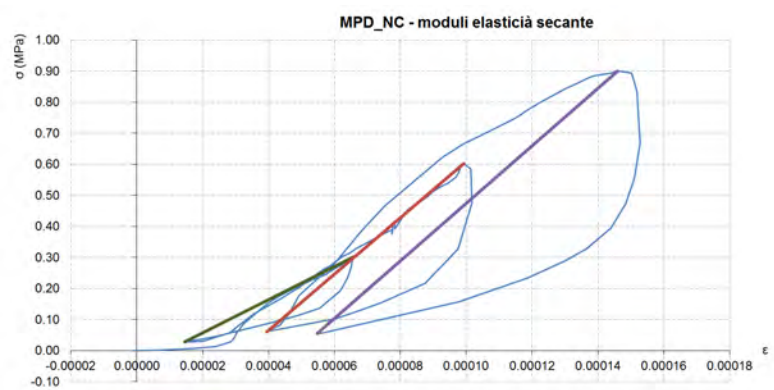
L'analisi della muratura post consolidamento dimostra un miglioramento notevole sia dal punto di vista del comportamento del pannello, sia in riferimento alle



(a)



(b)



(c)

Figura 4.93: Provino MPD_NC: inviluppo della curva di carico per la base di misura orizzontale (viola) e verticale (verde) (a), rappresentazione grafica dei moduli di elasticità tangenziale (b) e dei moduli di elasticità secante (c), per i vari cicli di carico

Tabella 4.27: MPD_NC: valori dei moduli di elasticità tangenziale E_{ti} in fase di carico e secante E_{si} in fase di scarico

ciclo	$\Delta\sigma$	$\Delta\epsilon$	$E_{ti}(Mpa)$	$E_{ti}(\%)$	$E_{si}(Mpa)$
0-0.3	0.3	0.00004	8067	100	5320
0.3-0.6	0.3	0.00003	8949	111	9051
0.6-0.9	0.3	0.00005	6434	80	9283

massime condizioni di carico raggiunte. Tutti e cinque i potenziometri, Figura 4.94(a) rilevano una risposta omogenea da parte della muratura: il grafico risultante, Figura 4.94(b), mostra infatti i quattro potenziometri verticali rilevare delle compressioni (valori positivi) riportando dei grafici molto più lineari rispetto a quelli del pannello non consolidato. Anche il potenziometro orizzontale (pot7) fornisce dati significativi rilevando un'espansione (valori negativi) della muratura verso i lati.

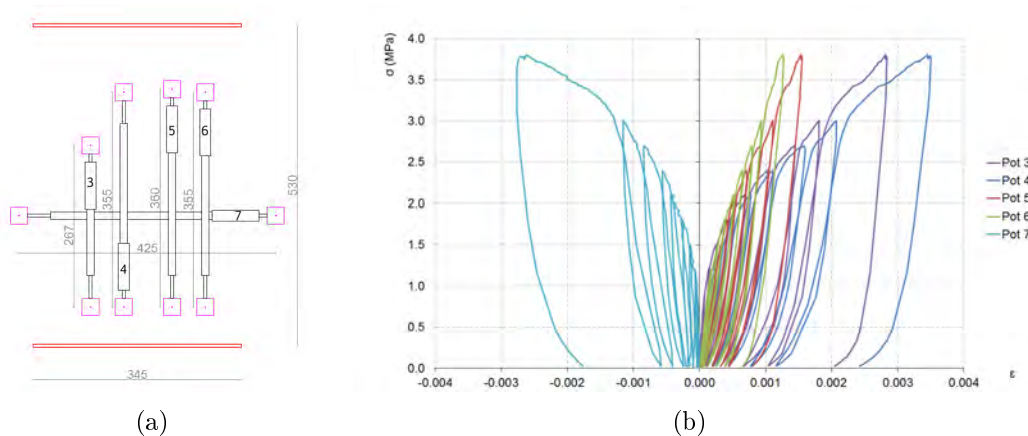
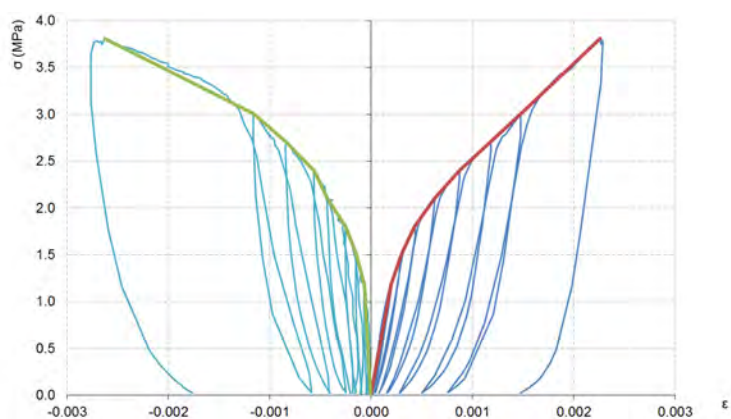


Figura 4.94: Provino MPD_C: schema potenziometri (a), grafico sforzo-deformazioni rilevato (b)

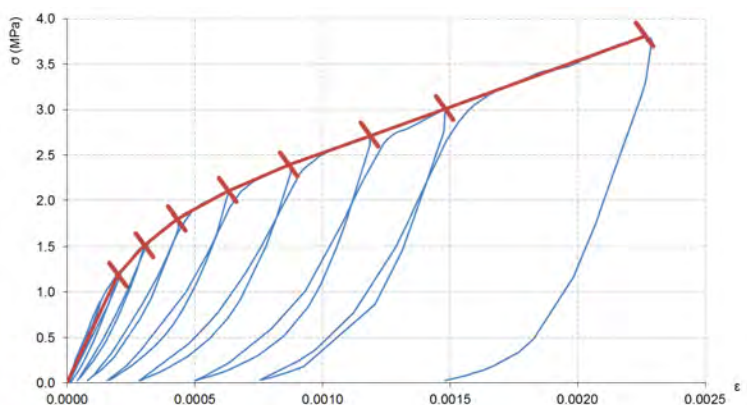
In Tabella 4.28 i valori del modulo elastico decrescono all'aumentare dello sforzo di compressione, e la curva di inviluppo risultante, Figura 4.95(a), ha un andamento molto simile a quello identificato in letteratura, a dimostrare come il consolidamento abbia migliorato notevolmente il comportamento della muratura. In Figura 4.95 sono inoltre riportate le rappresentazioni grafiche dei moduli di elasticità tangente, Figura 4.95(b), e dei moduli di elasticità secante, Figura 4.95(c), in fase di scarico.

L'ultimo ciclo di carico (3.0-3.8 Mpa) il modulo elastico è maggiore, poiché l'intervallo considerato è più ampio (0.8 invece di 0.3 Mpa): all'ottavo ciclo, infatti, i dati per caratterizzare la muratura erano sufficienti e si è aumentato il carico fino ad evidenziare un comportamento di tipo plastico, e quindi un avvicinarsi della condizione di rottura; per tale ragione il valore del modulo elastico dell'ultimo ciclo non è significativo. Il massimo carico raggiunto è di 3.8 Mpa, decisamente più alto dei 2.1 Mpa caratterizzanti il pannello non consolidato.

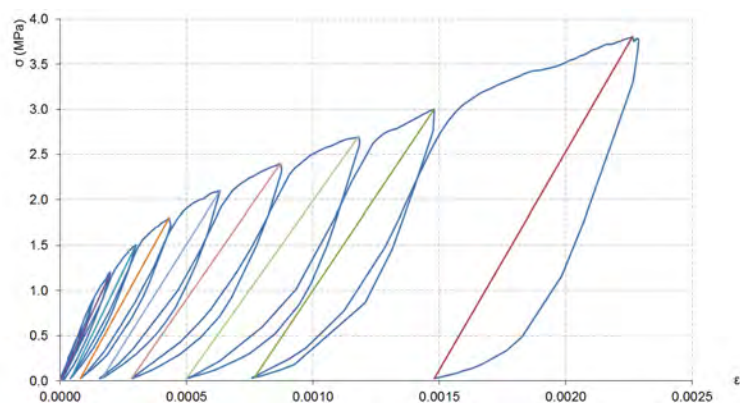
Ciò che va sottolineato maggiormente, tuttavia, è la "pulizia" del grafico ottenuto, che denota una risposta omogenea da parte di tutto il pannello testato, e un



(a)



(b)



(c)

Figura 4.95: Provino MPD_C: inviluppo della curva di carico per la base di misura orizzontale (verde) e per la media delle basi verticali (rosso) (a), moduli di elasticità tangenziale (b) e moduli di elasticità secante (c), per i vari cicli di carico

Tabella 4.28: MPD_C: valori del modulo di elasticità tangenziale E_{ti} in fase di carico e secante E_{si} in fase di scarico

ciclo	$\Delta\sigma$	$\Delta\epsilon$	$E_{ti}(Mpa)$	$E_{ti}(\%)$	$E_{si}(Mpa)$
0-1.2	1.2	0.00021	6074	100	6061
1.2-1.5	0.3	0.00012	2907	48	5735
1.5-1.8	0.3	0.00013	2291	38	5054
1.8-2.1	0.3	0.00024	1491	25	4431
2.1-2.4	0.3	0.00024	1252	21	4026
2.4-2.7	0.3	0.00031	977	16	3935
2.7-3.0	0.3	0.00032	998	16	4177
3.0-3.8	0.8	0.00078	1021	17	4820

comportamento di tipo elasto-plastico. Si può quindi concludere che il beneficio dato dal consolidamento è notevole, sia in termini di resistenza a compressione, sia (e soprattutto) in termini di risposta strutturale del pannello, che dimostra omogeneità e monolitismo.

4.4.4 Risultati prove di compressione diagonale

La sezione seguente presenta l'analisi dei risultati delle prove di compressione diagonale effettuate sui pannelli D1 (non rinforzato), D2 e D3 (iniettati e rinforzati con materiale composito). Dai dati registrati in fase di prova, si sono ricavate le caratteristiche del pannello (o più precisamente, del centro del pannello) ed è stata valutata l'efficacia dell'intervento di consolidamento effettuato. Per i pannelli consolidati (D2 e D3) si è inoltre studiata la deformazione puntuale della fibra, elaborando e interpretando i dati rilevati dai trasduttori di deformabilità (DD1) installati sulle fasce orizzontali e verticali del rinforzo in composito. In generale si è seguita la procedura descritta in 1.4.1.4 per valutare i valori del modulo di taglio G al centro del pannello; si esprimono due valori del modulo di taglio G per ogni pannello, che rappresentano il modulo di taglio del centro del pannello per valori di carico compresi tra il 10 e il 30% e per valori tra il 30 e il 60% del carico finale. In Tabella 4.29 sono riportati i dati rilevati o calcolati, necessari a individuare i moduli di taglio dei pannelli.

Tabella 4.29: Dati significativi pannelli campione; i potenziometri 1 e 3 sono quelli sulla diagonale tesa, i 2 e 4 sulla diagonale compressa

		D1	D2	D3
l-trasduttori [mm]	1	730	853	878
	2	608	875	871
	3	860	875	835
	4	862	875	888
Δl -trasduttori [mm]	Δl_1	2.056	0.402	1.047
	Δl_2	-0.542	-0.163	-0.923
	Δl_3	2.681	0.831	1.200
	Δl_4	-6.118	-0.511	0.000
deformazioni massime	ϵ_1	0.00282	0.00047	0.00119
	ϵ_2	-0.00089	-0.00019	-0.00106
	ϵ_3	0.00312	0.00095	0.00144
	ϵ_4	-0.00710	-0.00058	0.00000
valori notevoli [N/mm ²]	F_u/A	0.3043	0.4164	0.4716
	$\sigma_{xx} = \sigma_{yy}$	0.1704	0.2332	0.2641
	τ	0.3195	0.4373	0.4952
	f_t	0.1521	0.2082	0.2358
	τ_0	0.1014	0.1388	0.1572
scorrimento angolare	ϵ_c	0.0030	0.0007	0.0013
	ϵ_t	-0.0040	-0.0004	-0.0005
	γ	0.0070	0.0011	0.0018

4.4.4.1 Pannello D1

La prova di compressione diagonale eseguita sul pannello D1, ha previsto 11 cicli di carico-scarico, e la rottura del pannello si è riscontrata ad un valore di 0.304 MPa. In Figura 4.96(a) si riporta il quadro fessurativo rilevato nei due paramenti del pannello, mentre il diagramma $\sigma - \epsilon$ in Figura 4.96(b) illustra i valori rilevati dai quattro potenziometri per i diversi cicli di carico-scarico.

Si nota innanzitutto una notevole differenza di comportamento tra il paramento interno e il paramento esterno, evidente sia dal quadro fessurativo che dal grafico $\sigma - \epsilon$. Il lato A del pannello manifesta evidente fessurazione soltanto dal nono

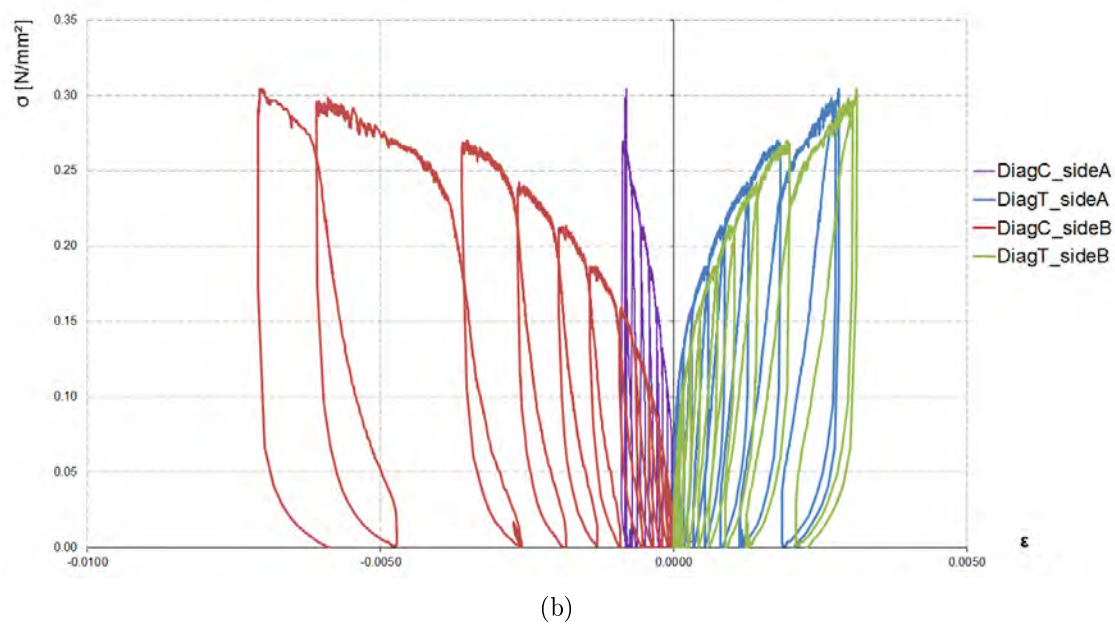
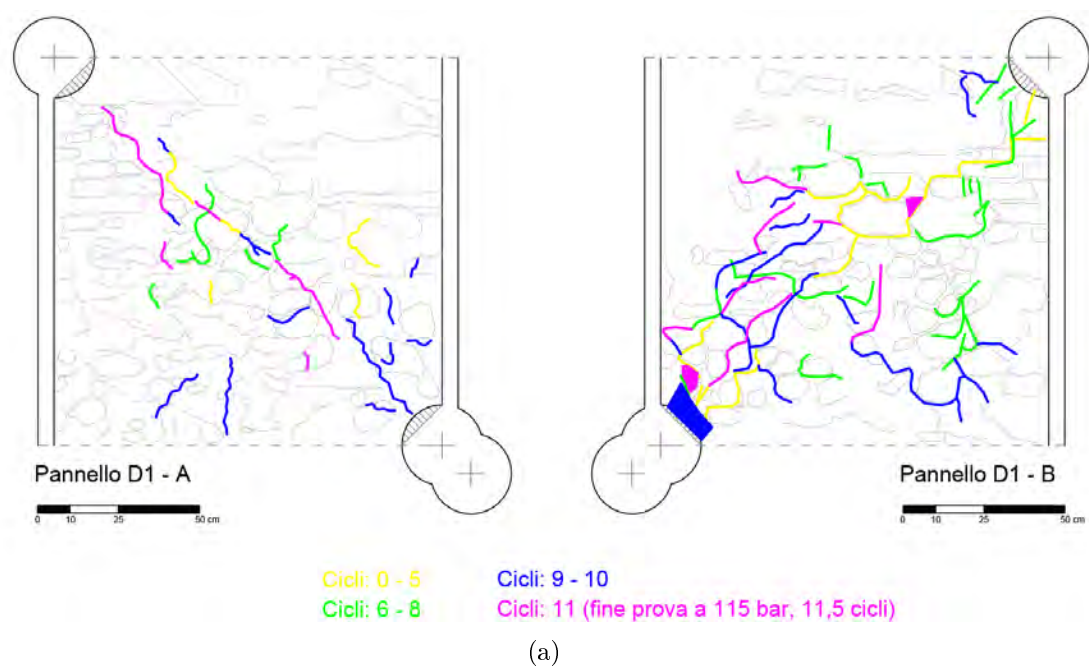


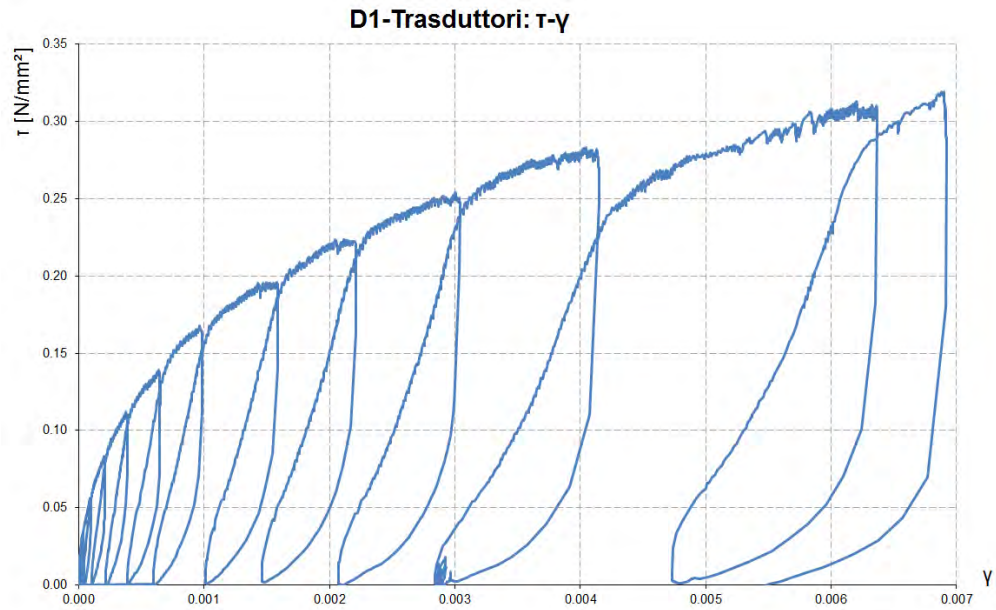
Figura 4.96: Pannello D1: rilevamento del quadro fessurativo nelle due facce del pannello (a) e diagramma sforzo-deformazione relativo alla prova di compressione diagonale (b)

ciclo di carico, mentre nei primi cicli si notano soltanto lesioni isolate e ridotte. In Figura 4.96(b) il grafico (viola) è molto pendente, a significare valori di deformazione notevolmente ridotti. Completamente diverso è invece il comportamento del paramento interno (lato B); in questo caso già dai primi cicli di carico si nota indubbiamente la fessura lungo la diagonale: nei punti di pressione dei martinetti e al centro del pannello. Con l'aumentare dei cicli le lesioni crescono e continuano a seguire la linea diagonale e al termine della prova il pannello è notevolmente danneggiato. Il grafico relativo (rosso) riporta delle deformazioni decisamente più marcate che nel lato A, a confermare la fessurazione diffusa rilevata visivamente durante la prova. I trasduttori lungo le diagonali tese non differiscono di molto per i due pannelli, ma evidenziano entrambi delle deformazioni rilevanti.

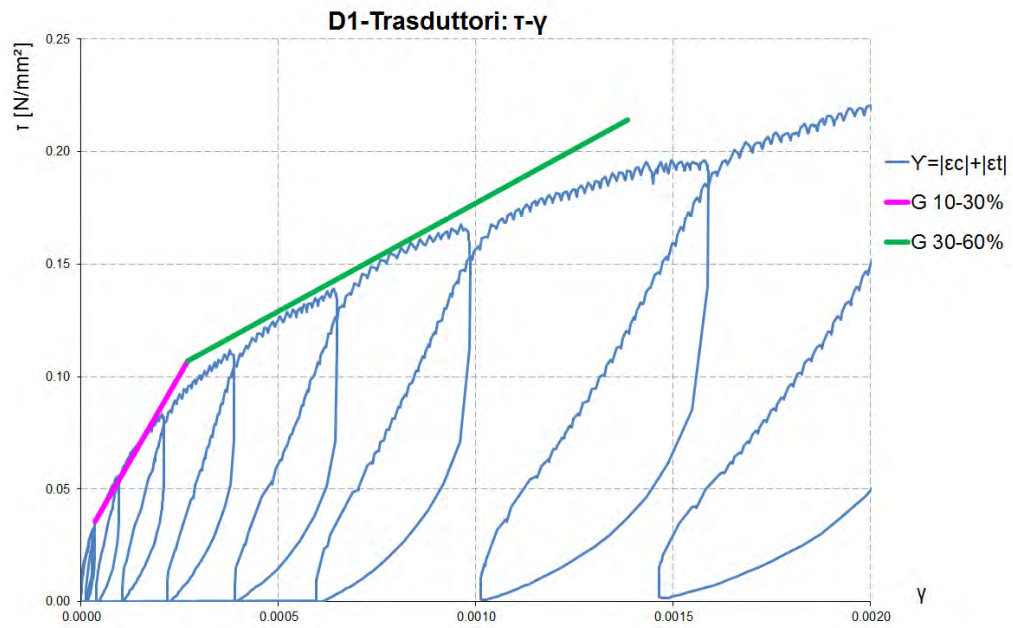
Andando ad analizzare le tensioni tangenziali (τ) e gli scorrimenti angolari (γ) nel pannello D1, è possibile valutare il modulo a taglio G al centro del pannello; i valori significativi sono riportati in Tabella 4.30, da cui si ricavano il $G_{10-30\%} = 302.96 N/mm^2$ e il $G_{30-60\%} = 96.29 N/mm^2$

Tabella 4.30: Pannello D1: valori di modulo a taglio G

D1	10%	30%	60%	Δ_{10-30}	Δ_{30-60}
$F[kN]$	20.8121	62.4363	124.8726	-41.6242	-62.4363
$\tau_{xy}[N/mm^2]$	0.0357	0.1071	0.2142	-0.0714	-0.1071
$\gamma[rad]$	3.5E-05	0.000271	0.001383	-0.00024	-0.00111
$G[N/mm^2]$				302.96	96.29



(a)



(b)

Figura 4.97: Pannello D1: grafico tensione tangenziale-scorrimento angolare (a) e dettaglio sul grafico con rappresentati i moduli di elasticità tangenziale $G_{10-30\%}$ e $G_{30-60\%}$ (b)

4.4.4.2 Pannello D2

Il pannello D2 è stato consolidato prima di eseguire la prova di compressione diagonale. Per valutare l'effetto della fibra nel comportamento a compressione del pannello, sono stati installati dei trasduttori di deformazione denominati DD1. Si è proceduto nell'analisi prima valutando le caratteristiche del pannello (date dal quadro fessurativo e dalle informazioni rilevate dai potenziometri) e poi studiando le deformazioni sulla fibra.

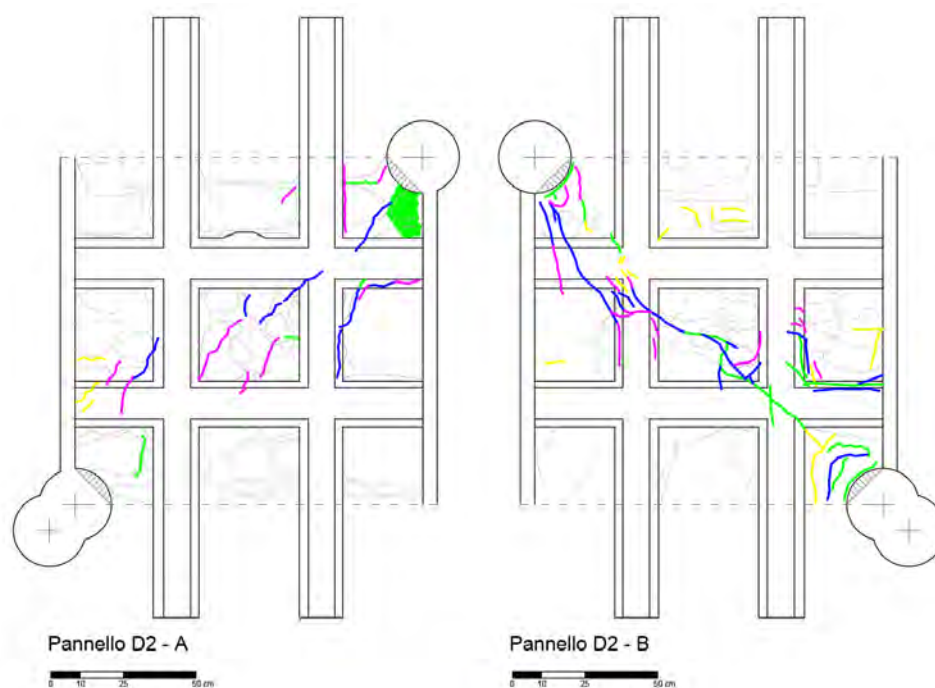
Deformazione pannello (potenziometri) La prova di compressione diagonale eseguita sul pannello D2, ha previsto 14 cicli di carico-scarico, e la rottura del pannello si è riscontrata ad un valore di 0.416 MPa. In Figura 4.98(a) si riporta il quadro fessurativo rilevato nei due paramenti del pannello, mentre il diagramma $\sigma - \epsilon$ in Figura 4.98(b) illustra i valori rilevati dai quattro potenziometri per i diversi cicli di carico-scarico.

Così come osservato nel pannello D1, anche questo campione dimostra una notevole differenza di comportamento tra il paramento interno e il paramento esterno. In questo caso la differenza tra i due paramenti viene rilevata anche dal potenziometro posizionato nella diagonale tesa; nel complesso la massima deformazione misurata dal trasduttore in compressione all'interno è oltre 5 volte quella all'esterno, e la deformazione misurata dal trasduttore in trazione è poco più del doppio. Il lato A del pannello inizia a fessurarsi per valori di carico piuttosto alti: i primi cicli evidenziano lesioni isolate e ridotte e solo dal dodicesimo ciclo le fessure cominciano ad essere particolarmente estese e a seguire la linea diagonale del pannello. In Figura 4.98(b) il grafico (viola) ha una pendenza superiore agli altri grafici, a significare valori di deformazione notevolmente ridotti. Completamente diverso è invece il comportamento del paramento interno (lato B): i primi cicli non provocano particolari lesioni (sicuramente grazie al consolidamento effettuato) ma già dall'ottavo ciclo si va delineando la lesione lungo la diagonale, che si completerà all'aumentare del carico. La differenza evidente di comportamento tra i due lati del pannello è probabilmente dovuta all'apparecchiatura muraria non regolare. Si sottolinea ancora una volta la difficoltà di valutare parametri meccanici significativi, laddove il comportamento delle diverse porzioni di pannello è così diversificato.

Di notevole interesse sono i moduli a taglio rilevati, che mostrano dei valori decisamente alti. Tuttavia dalla Figura 4.99(b) si nota una certa irregolarità per quanto riguarda i primi cicli di carico, probabilmente a causa della notevole differenza tra i valori misurati tra i due lati del pannello. In Tabella 4.31 sono riportati i valori significativi elaborati, da cui si ricavano il $G_{10-30\%} = 4146.732 N/mm^2$ e il $G_{30-60\%} = 1249.856 N/mm^2$.

Tabella 4.31: Pannello D2: valori di modulo a taglio G

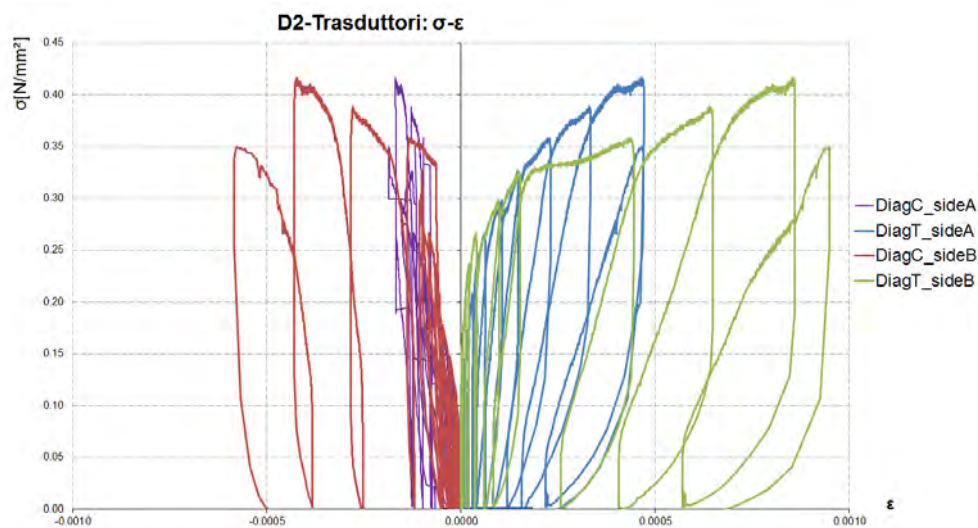
D2	10%	30%	60%	Δ_{10-30}	Δ_{30-60}
$F[kN]$	25.48581	76.45743	152.9149	-50.9716	-76.4574
$\tau_{xy}[N/mm^2]$	0.0437	0.1312	0.2623	-0.0874	-0.1312
$\gamma[rad]$	4.26E-06	2.54E-05	0.00013	-2.1E-05	-0.0001
$G[N/mm^2]$				4146.732	1249.856



Cicli: 0 - 7
Cicli: 8 - 11

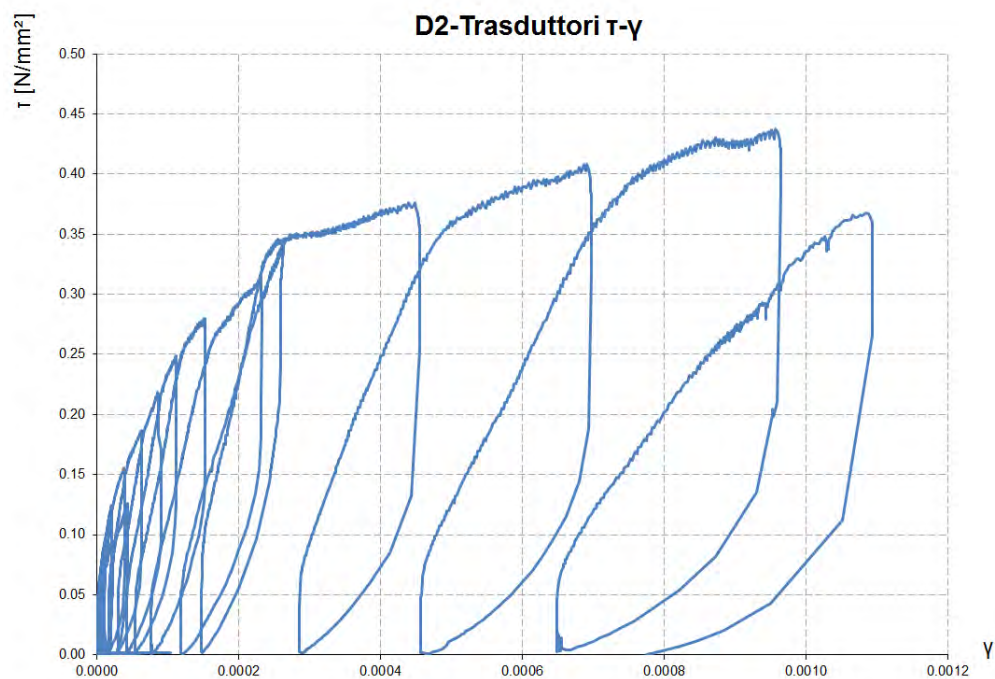
Cicli: 12 - 13
Cicli: 14 (fine prova)

(a)

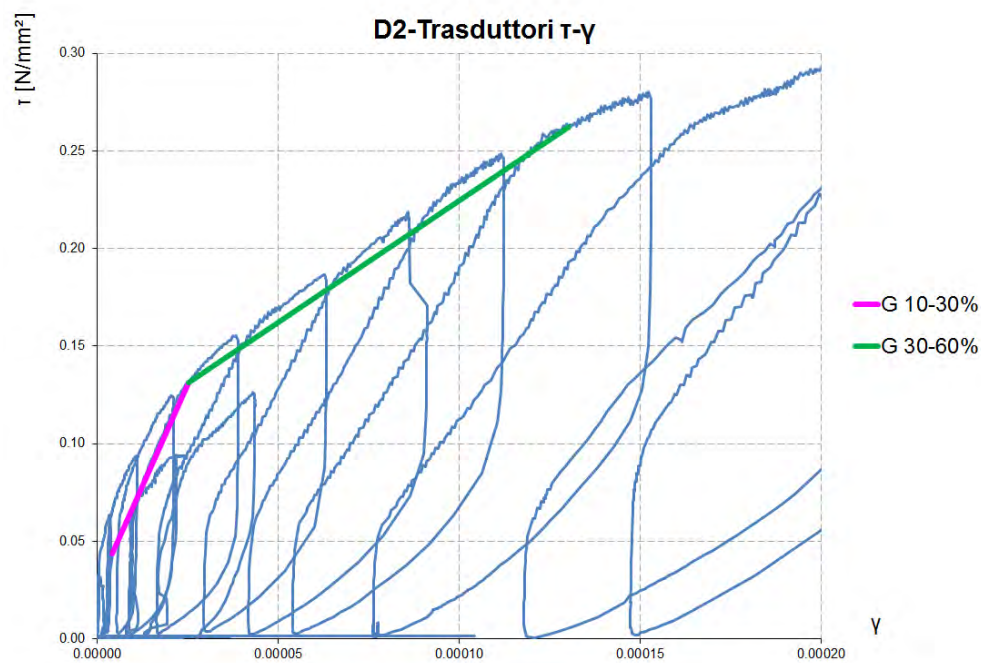


(b)

Figura 4.98: Pannello D2: rilevamento del quadro fessurativo nelle due facce del pannello (a) e diagramma sforzo-deformazione relativo alla prova di compressione diagonale (b)



(a)



(b)

Figura 4.99: Pannello D2: grafico tensione tangenziale-scorrimento angolare (a) e dettaglio sul grafico con rappresentati i moduli di elasticità tangenziale $G_{10-30\%}$ e $G_{30-60\%}$ (b)

Deformazione fibra (trasduttori di deformazione DD1) I dati rilevati dai trasduttori di deformazione permettono di avanzare alcune considerazioni sul materiale composito utilizzato per il rinforzo. Come si vede in Figura 4.100(a) sono stati installati sei dd1: quattro in corrispondenza delle fasce di materiale composito poste al centro del pannello (1, 2, 3, 4) e due nella parte superiore (5 e 6). In Figura 4.100(b) è riportata la foto del pannello con i trasduttori installati.

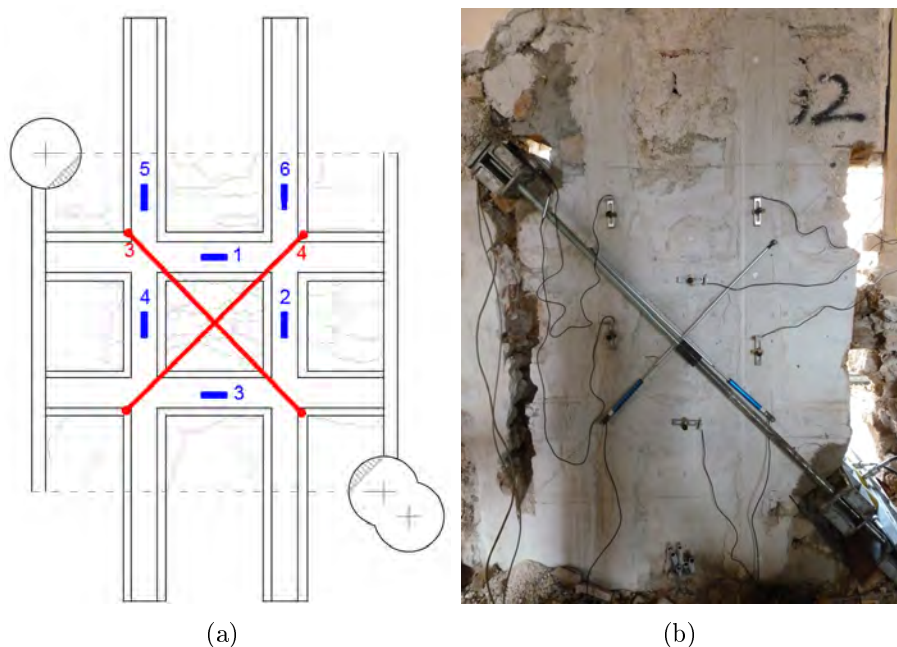


Figura 4.100: DD1 pannello D2: schema (a) e foto (b) del posizionamento dei trasduttori (in blu i dd1, in rosso i potenziometri, faccia B del pannello)

Dei sei trasduttori soltanto tre hanno acquisito dati rilevanti, da cui è stato possibile ricavare il diagramma sforzo-deformazione sulla fibra, Figura 4.101. I dati degli altri tre DD1 sono stati ritenuti irrilevanti poiché non evidenziavano spostamenti evidenti; è probabile che questo sia dovuto ad un'effettiva mancanza di deformazione nella fibra. I valori rilevanti graficati, evidenziano una maggior deformazione della fibra nella parte centrale del pannello (i punti 2 e 4 hanno degli spostamenti decisamente maggiori del punto 5). È interessante notare, inoltre, come la deformazione rilevata dal DD1_4 sia in gran parte concentrata in un unico ciclo di carico, che per valori prossimi a $0.35 N/mm^2$ ha portato ad un $\Delta\epsilon$ di 0.002 su una deformazione totale di circa 0.0024; tale fenomeno è stato rilevato (con minor evidenza) anche dal DD1_2 che in tale ciclo ha misurato una deformazione di 0.0015 su circa 0.0035 di deformazione totale.

Sapendo che la fibra ha un comportamento elastico-lineare e lavora esclusivamente a trazione, si potrebbe dire che il primo incremento di resistenza del pannello è dovuto all'iniezione che rende monolitica la sezione; non si leggono quindi particolari deformazioni sulla fibra. Con l'aumentare delle lesioni e dello sforzo impresso, si suppone un trasferimento delle tensioni dal supporto murario al rinforzo con materiale composito, ed è da lì che si cominciano a leggere delle deformazioni sui DD1.

Dalle deformazioni calcolate (dividendo gli spostamenti rilevati per le basi di misura dei DD1) sono state ricavate, noto il modulo elastico $E = 190GPa$, le tensioni agenti nel materiale SRM, il cui andamento in funzione dei cicli di carico è riportato in Figura 4.102. Tale grafico evidenzia con maggior chiarezza la deformazione puntuale rilevata dai DD1_2 e DD1_4 e quindi il momento in cui la fibra comincia effettivamente a manifestare una trazione.

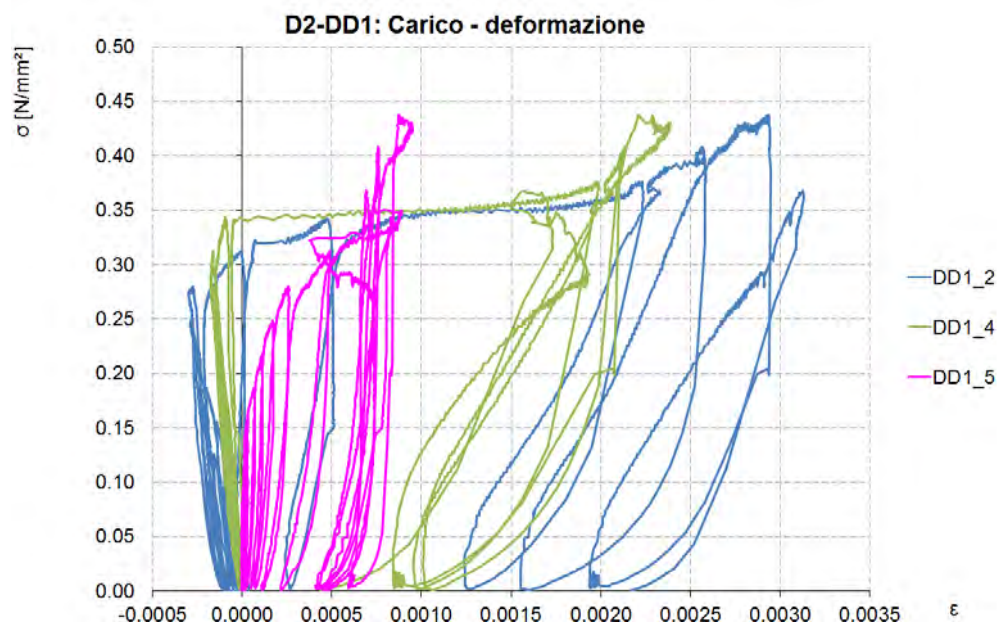


Figura 4.101: Grafico carico-deformazione elaborato dai dati acquisiti dai DD1

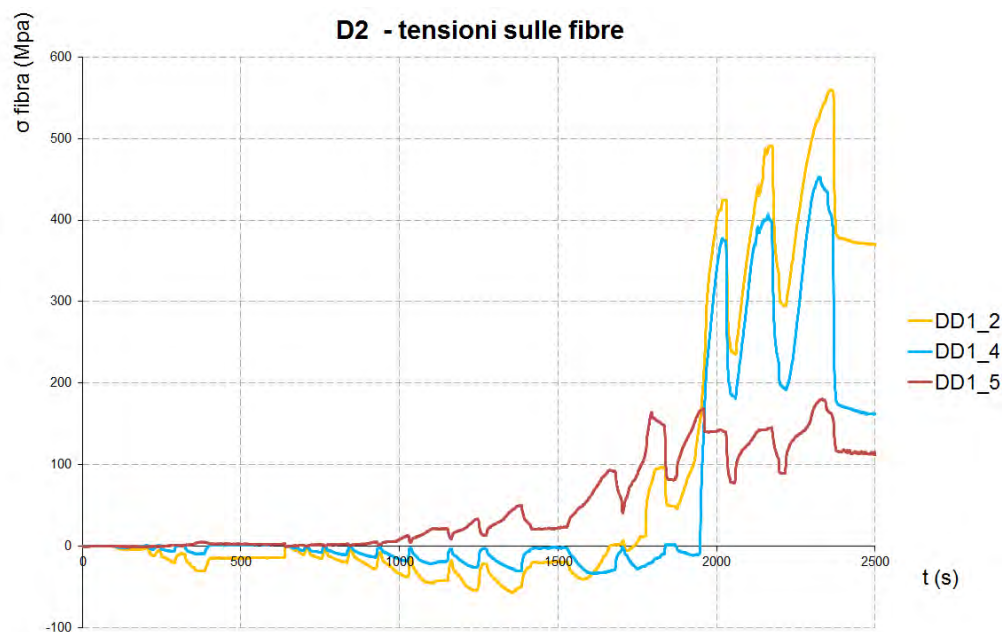


Figura 4.102: Valutazione delle sigma sulla fibra d'acciaio

In Figura 4.103 è proposto un interessante confronto tra le deformazioni rilevate sul pannello e le deformazioni rilevate sulle fibre. Si sottolinea la difficoltà di confrontare in modo efficace le due situazioni, in quanto le deformazioni sul pannello sono misurate da potenziometri disposti lungo la diagonale del paramento mentre le deformazioni sulla fibra sono rilevate dai DD1, posizionati o lungo l'asse orizzontale, o verticale del pannello; le basi di misura, inoltre sono molto diverse: i potenziometri hanno basi di 875 mm circa, mentre i DD1 di 50 mm. Confrontando tuttavia le deformazioni ($\Delta l/l$) si possono avanzare delle considerazioni generali sull'influenza della fibra nella resistenza meccanica del pannello consolidato. In scala di grigi sono riportati i quattro potenziometri, in scala di verdi i tre DD1. Per quanto i valori siano poco leggibili si evidenzia una notevole differenza tra le deformazioni avvenute sulla fibra rispetto a quelle avvenute sul pannello consolidato. Da valori di tensione superiori a circa 0.35 Mpa, il pannello continua l'andamento precedente mentre la fibra si deforma notevolmente.

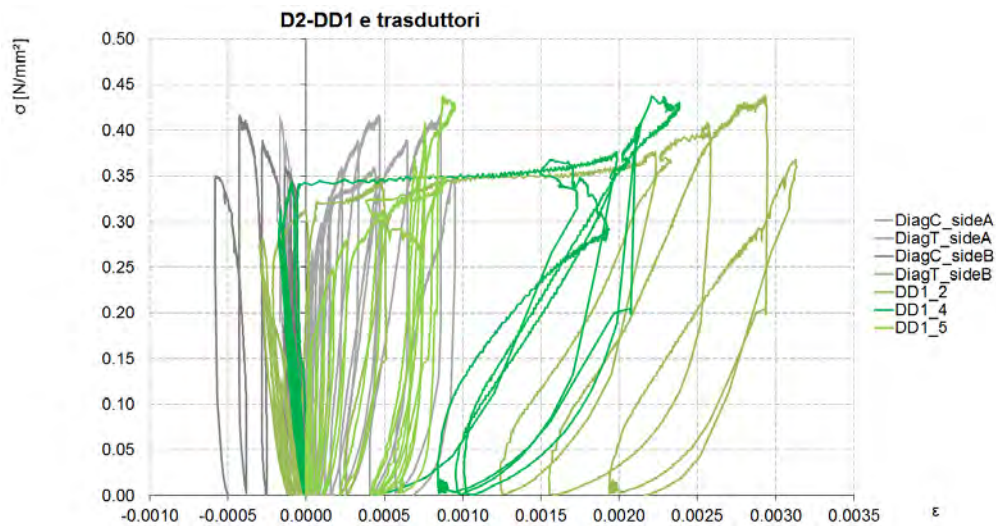


Figura 4.103: Confronto tra le deformazioni sulla fibra (in scala di verde) e le deformazioni sul pannello (in scala di grigio)

4.4.4.3 Pannello D3

deformazione pannello (potenziometri) La prova di compressione diagonale eseguita sul pannello D3, ha previsto 16 cicli di carico-scarico, e la rottura del pannello si è riscontrata ad un valore di 159.71 bar, ossia 0.472 MPa. In Figura 4.104(a) si riporta il quadro fessurativo rilevato nei due paramenti del pannello, mentre il diagramma $\sigma - \epsilon$ in Figura 4.104(b) illustra i valori rilevati dai quattro potenziometri per i diversi cicli di carico-scarico.

Il comportamento dei due paramenti del pannello D3 è abbastanza simile, e anche il quadro fessurativo rilevato non presenta particolari difformità. I primi cicli di carico non generano nessuna fessura significativa, e soltanto dal nono ciclo si inizia a delineare una lesione diagonale (più marcata nel lato B e soltanto abbozzata nel lato A), che interessa anche la zona fibrorinforzata. Portando il pannello a rottura si nota che il quadro fessurativo è sostanzialmente parallelo allo sforzo impresso, va cioè a delineare con una certa precisione la diagonale del pannello. È quindi ipotizzabile, in questo caso, un comportamento abbastanza monolitico ed omogeneo, poiché le lesioni si sviluppano lungo la direzione in cui le tensioni sono applicate. Tale regolarità nella risposta è evidente anche dal diagramma in Figura 4.104(b), in cui la differenza tra i valori rilevati dai potenziometri posizionati nei due lati del pannello non è particolarmente rilevante e in cui si nota un andamento simile da parte di tutti e quattro i grafici.

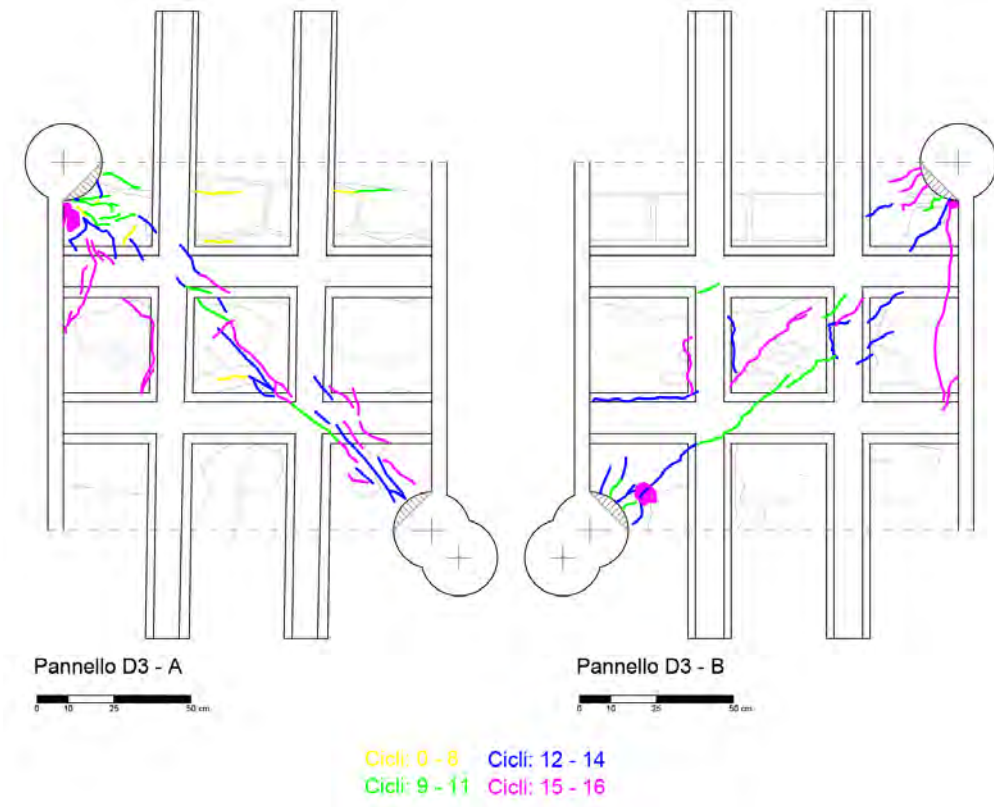
Particolarmente pulito risulta dunque il grafico $\tau - \gamma$ i notevole interesse sono i moduli a taglio rilevati, che mostrano dei valori decisamente alti. In Tabella 4.32 sono riportati i valori significativi elaborati, da cui si ricavano il $G_{10-30\%} = 2866.956 N/mm^2$ e il $G_{30-60\%} = 1139.635 N/mm^2$.

Tabella 4.32: Pannello D3: valori di modulo a taglio G

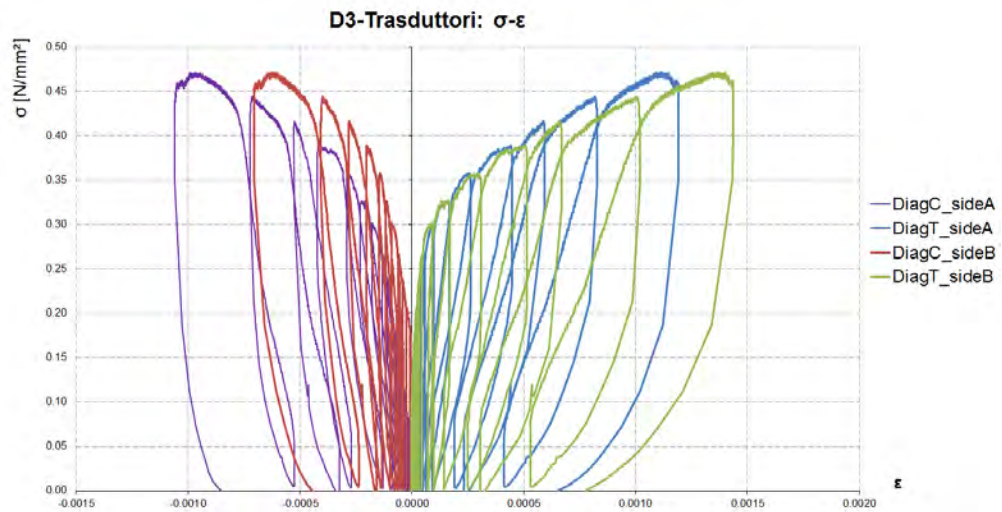
D2	10%	30%	60%	Δ_{10-30}	Δ_{30-60}
$F[kN]$	28.86291	86.58872	173.1774	-57.7258	-86.5887
$\tau_{xy}[N/mm^2]$	0.04952	0.148559	0.297118	-0.09904	-0.14856
$\gamma[rad]$	6.67E-06	4.12E-05	0.000172	-3.5E-05	-0.00013
$G[N/mm^2]$				2866.956	1139.635

Deformazione fibra (trasduttori di deformazione) Anche sul pannello D3, Figura 4.106(a), sono stati installati sei dd1: quattro in corrispondenza delle fasce di materiale composito poste al centro del pannello (1, 2, 3, 4) e due nella parte superiore (5 e 6). In Figura 4.106(b) è riportata la foto del pannello con i trasduttori installati.

Dei sei trasduttori soltanto due hanno acquisito dati rilevanti, da cui è stato possibile ricavare il diagramma sforzo-deformazione sulla fibra, Figura 4.107. Due trasduttori si sono staccati durante il corso della prova (DD1_2 e DD1_3) e due trasduttori hanno rilevato deformabilità minime, con andamenti dei grafici rispettivi di difficile interpretazione (DD1_4 DD1_5). Nel complesso, dunque, si sono analizzati i dati rilevati dai trasduttori DD1_1 e DD1_6, Figura 4.107. La prima osservazione riguarda la notevole differenza di valori di deformazione registrati dai



(a)



(b)

Figura 4.104: Pannello D3: rilevamento del quadro fessurativo nelle due facce del pannello (a) e diagramma sforzo-deformazione relativo alla prova di compressione diagonale (b)

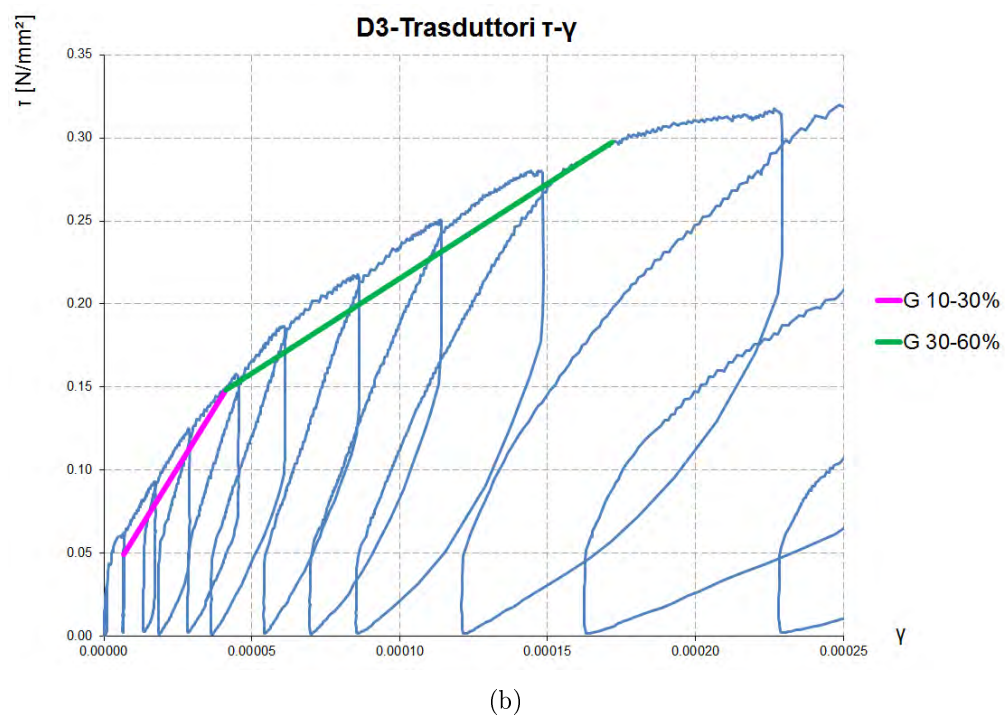
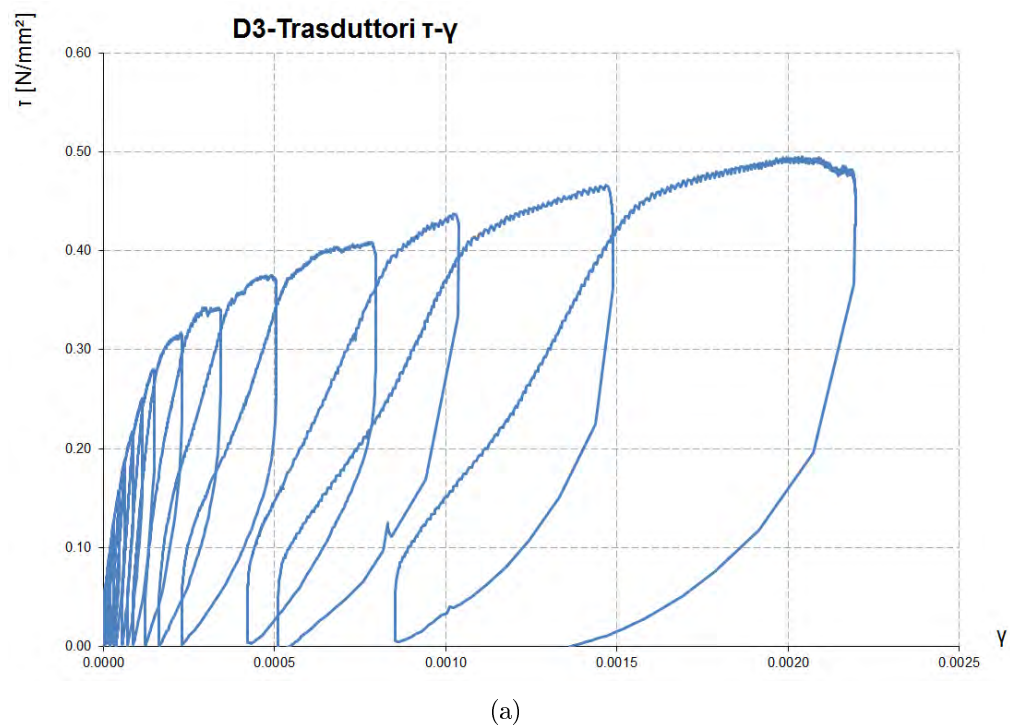


Figura 4.105: Pannello D3: grafico tensione tangenziale-scorrimento angolare (a) e dettaglio sul grafico con rappresentati i moduli di elasticità tangenziale $G_{10-30\%}$ e $G_{30-60\%}$ (b)

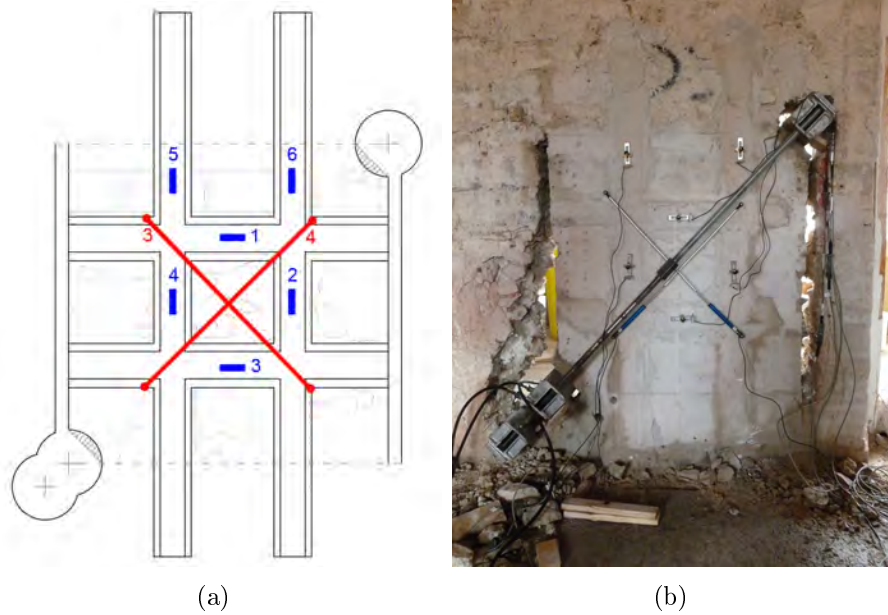


Figura 4.106: DD1 pannello D3: schema (a) e foto (b) del posizionamento dei trasduttori (in blu i DD1, in rosso i potenziometri, faccia B del pannello)

due trasduttori. Il DD1_1, che misura una deformazione orizzontale, rileva dei valori notevolmente inferiori al DD1_6, che invece è disposto in direzione verticale, in prossimità del punto di contatto tra il pannello e la trave di contrasto (punto in cui il quadro fessurativo risulta particolarmente avanzato, Figura 4.104). Questo trasduttore, inoltre, rileva una grande deformazione concentrata verso la fine dei cicli di carico: da valori di σ superiori a 0.40 Mpa, le deformazioni rilevate hanno una dimensione notevolmente superiore alle prime: l'ultimo ciclo di carico ha provocato una deformazione di circa 0.003, rispetto ad un $\Delta\epsilon$ totale di 0.004: il 75% delle deformazioni rilevate, dunque, è avvenuta in un unico ciclo di carico, per valori di pressione particolarmente alti. Il comportamento rilevato dal DD1_6 rafforza l'ipotesi precedentemente avanzata, riguardo un "attivazione" della resistenza meccanica della fibra non immediata, ma che si attiva quando l'incremento di resistenza dovuto al consolidamento con iniezione non è più sufficiente a contrastare la compressione. Nel trasduttore numero 1 questo comportamento è meno evidente (a causa dei bassi valori assoluti rilevati), ma non per questo assente; in Figura 4.108, dove sono mostrati i valori delle tensioni sulla fibra calcolati come prodotto tra le deformazioni rilevate e il modulo elastico della fibra, si nota che la pendenza del grafico aumenta significativamente nell'ultima parte, proprio in corrispondenza del punto in cui aumenta anche il DD1_6.

In Figura 4.109 è proposto un confronto tra le deformazioni rilevate sul pannello e le deformazioni rilevate sulle fibre, sebbene come detto sopra, le deformazioni siano calcolate con condizioni differenti. In scala di grigi sono riportati i potenziometri, in scala di arancio i DD1. Per quanto i valori siano poco leggibili (ma poco importa) si evidenzia una notevole differenza tra le deformazioni avvenute sulla fibra rispetto a quelle avvenute sul pannello consolidato. Da valori di tensione

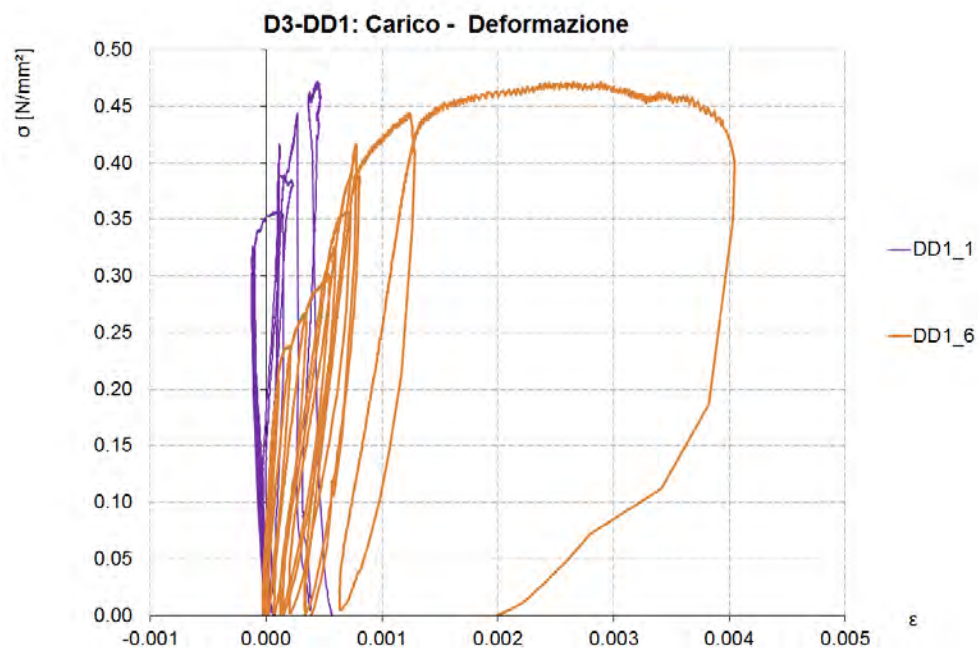


Figura 4.107: Grafico carico-deformazione elaborato dai dati acquisiti dai DD1

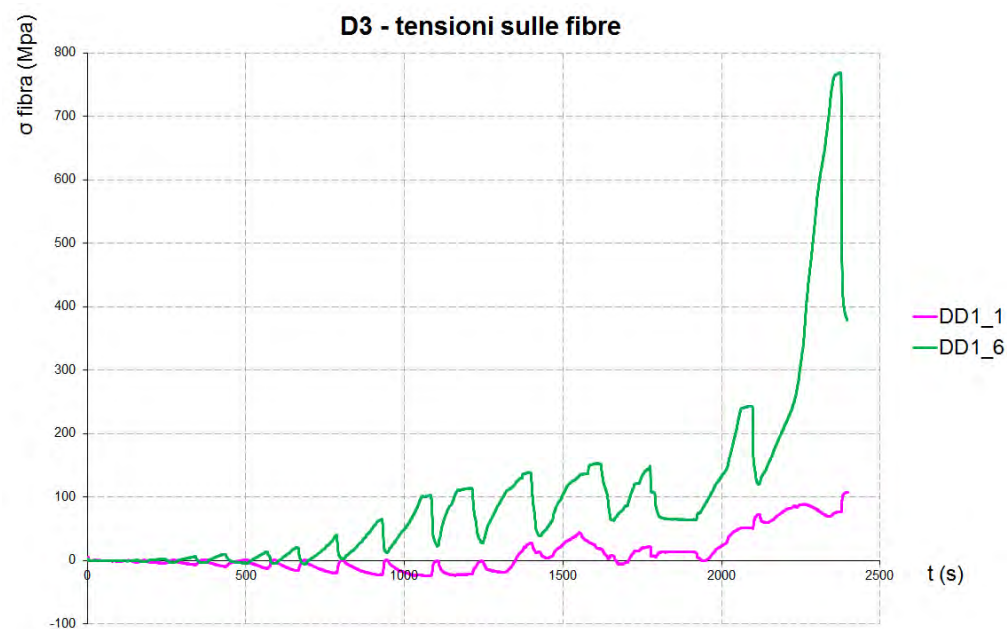


Figura 4.108: Valutazione delle sigma sulla fibra d'acciaio

superiori a circa 0.40 Mpa, il pannello continua l'andamento precedente mentre la fibra si deforma notevolmente.

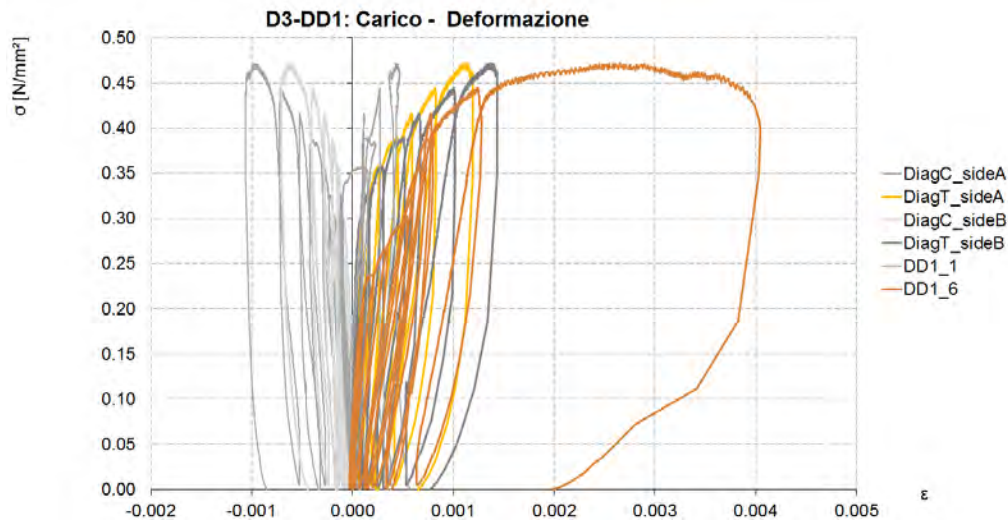


Figura 4.109: Confronto tra le deformazioni sulla fibra (in scala di arancio) e le deformazioni sul pannello (in scala di grigio)

4.4.5 Confronto Pannelli

Esaminati i singoli pannelli è possibile effettuare alcuni confronti per determinare l'efficacia dell'intervento di consolidamento. In Figura 4.110 è illustrato un diagramma scorrimento-sforzo tagliante in cui sono riportati i tre cicli di carico. L'andamento del pannello non consolidato è evidentemente differente, con scorrimenti decisamente maggiori e resistenza a taglio più bassa. I due pannelli consolidati, invece, a parte il valore di resistenza ultima, hanno un andamento praticamente identico; questo può essere interpretato come un ottimo effetto dell'intervento di consolidamento, che riduce notevolmente le differenze dovute alla composizione variegata della muratura e provoca un comportamento meccanico uniforme per tutta la muratura. In Figura 4.111 sono messi a confronto i moduli a taglio $G = \frac{\tau_{xy}}{\gamma}$ calcolati precedentemente. Si nota immediatamente la notevole differenza tra i due segmenti relativi ai pannelli consolidati (che tra loro sono molto simili) e i due segmenti relativi al pannello D1: la pendenza dei segmenti relativi ai pannelli consolidati è decisamente superiore, e come si vede in Tabella 4.33, il modulo medio tra i due pannelli consolidati è oltre 10 volte superiore al modulo del preconsolidato (sia nell'intervallo 10-30 che 30-60); G_1 è il modulo di taglio rilevato nel pannello D1, G_2 del pannello D2 e G_3 del D3, $\delta_G = \frac{G_1}{G_2}$ è il rapporto tra i valori dei moduli di taglio e indica l'incremento di G rispetto al valore del pannello non consolidato.

Un ulteriore confronto può essere fatto confrontando i dati rilevati dai trasduttori DD1 nei pannelli consolidati. In Figura 4.112 sono graficati gli incrementi delle tensioni nelle fibre, all'aumentare dei cicli di carico: in scala di blu relativamente al pannello D2 e in scala di arancio relativamente al pannello D3. Sebbene i due pannelli abbiano subito cicli di carico differenti (infatti la prova nel pannello D2 è durata più a lungo, nonostante i cicli di carico siano stati minori) è possibile

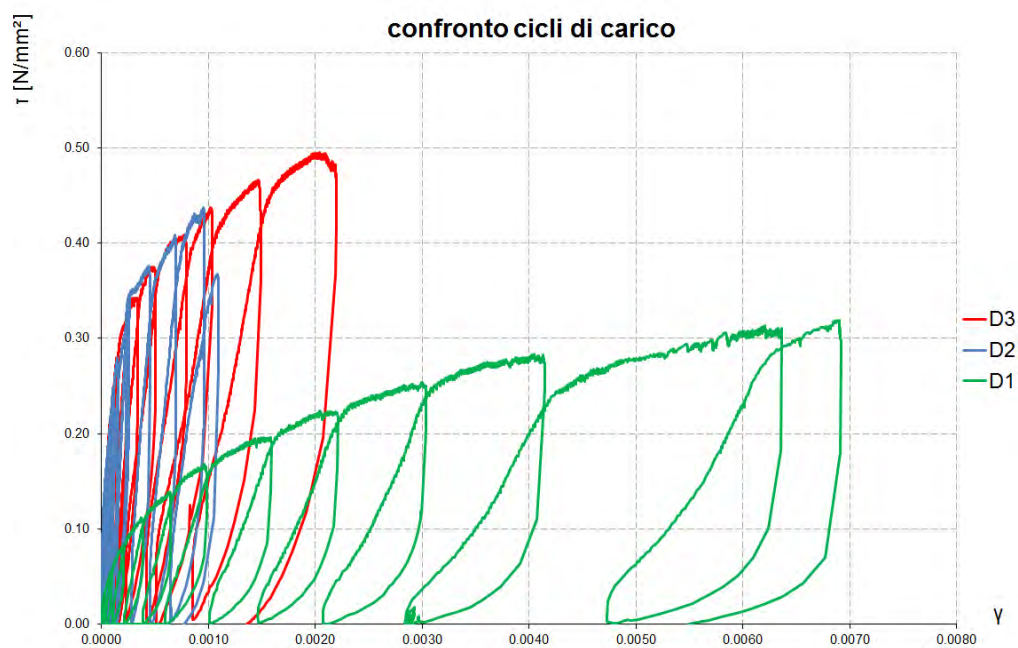


Figura 4.110: Confronto tra i moduli a taglio ($G_{10-30\%}$ e $G_{30-60\%}$ dei tre pannelli testati

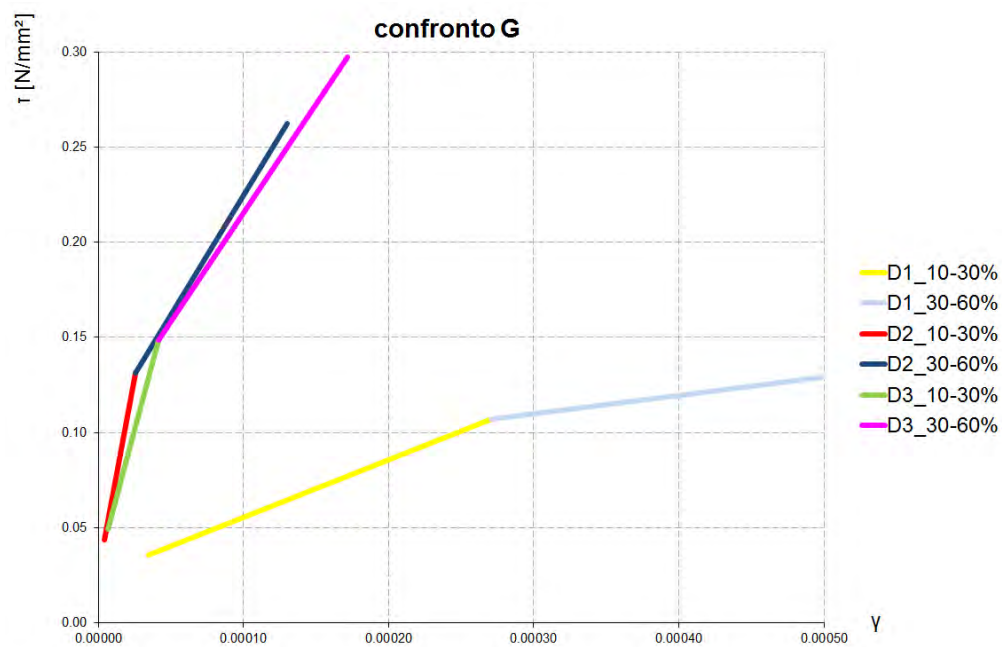


Figura 4.111: Confronto tra i moduli a taglio ($G_{10-30\%}$ e $G_{30-60\%}$ dei tre pannelli testati

Tabella 4.33: Valori e incremento del modulo di taglio G

	$G_{10-30\%}$	$G_{30-60\%}$	$\delta G_{10-30\%}$	$\delta G_{30-60\%}$
G_1	302.96	96.291		
G_2	4146.73	1249.856	13.69	12.98
G_3	2866.956	1139.635	9.46	11.84

notare come in tutti e cinque i casi la fibra abbia subito un notevole incremento di tensione (e quindi ha manifestato resistenza) nell'ultimo terzo (circa) dei cicli di carico effettuati. Si può dunque ipotizzare che la resistenza del pannello murario sia inizialmente dovuta alla muratura e all'iniezione con malta, e che arrivando a condizioni prossime alla rottura, la fibra intervenga significativamente nel processo.

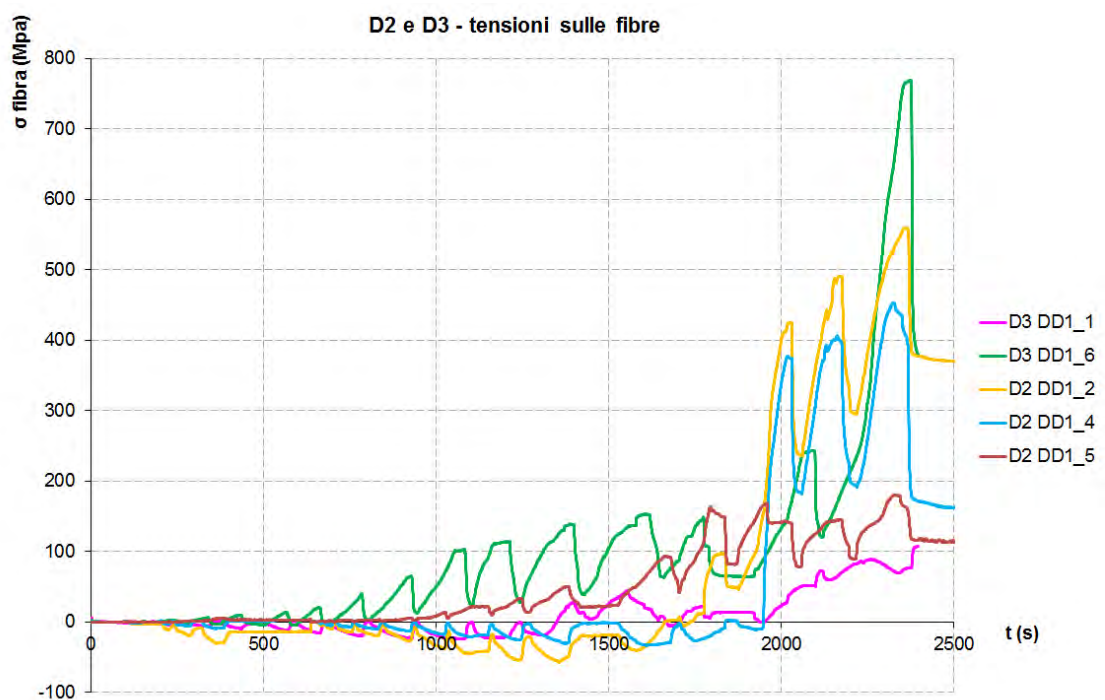


Figura 4.112: Confronto tra i le tensioni agenti nelle fibre (dati rilevati dai DD1) dei pannelli D1 e D2

4.4.6 Osservazioni conclusive

Il caso studio a L'Aquila ha permesso sia di sperimentare diverse tipologie di indagine, sia di comprendere il comportamento meccanico e le caratteristiche di resistenza di alcuni materiali compositi con fibra d'acciaio. Si riassumono in seguito le considerazioni derivanti da ciascuna prova.

- Prove soniche: mediante le prova soniche si è individuata una notevole presenza di vuoti all'interno della muratura, evidenziata dalle basse velocità di trasmissione dell'onda sonica; la prova post-iniezione ha evidenziato un

incremento notevole delle velocità, e quindi un miglioramento rispetto alla condizione iniziale.

- Videoendoscopie: le prove hanno rilevato grandi discontinuità e cavità all'interno della muratura, hanno mostrato la scarsa qualità della sezione muraria e la disgregazione del materiale legante. Mediante videoendoscopia si è dunque verificata la possibile iniettabilità della muratura.
- Martinetti piatti doppi: la prova di compressione con martinetti piatti doppi ha rilevato quantitativamente il miglioramento delle proprietà meccaniche della muratura in seguito al consolidamento. L'incremento di resistenza e il comportamento più monolitico del blocco rinforzato.
- Prove diagonali: le prove diagonali hanno ulteriormente verificato la bontà dell'intervento, indagando l'incremento del modulo a taglio G ; in particolare hanno permesso di studiare la reazione del materiale composito.

Nel complesso le indagini hanno dimostrato che il consolidamento effettuato ha migliorato le caratteristiche meccaniche della muratura, con un evidente avvicinamento ad un modello omogeneo e monolitico e ad un comportamento elasto-plastico (grafici MPD) e un incremento del modulo a taglio G di circa dieci volte.

Capitolo 5

Confronto tra sperimentazioni

5.1 Introduzione

Nel presente capitolo viene effettuato un confronto tra i risultati ottenuti nella sperimentazione pull-off, analizzati in precedenza nel corso di questa tesi, e la campagna sperimentale seguita da Gallo N. (2013). Entrambe le sperimentazioni sono state eseguite su modelli in scala reale presso il cantiere edile ESEM del Politecnico di Milano, facendo riferimento agli stessi parametri di prova: (1) supporto in pietra e mattoni; (2) divisione secondo fasce di altezza per lo studio del fenomeno della cristallizzazione salina; (3) influenza del giunto di malta. La diversità è fornita dall'uso dei materiali di rinforzo: in Gallo vengono utilizzate quattro tipologie di composito, divise tra matrici organiche e inorganiche (cementizia e di calce), accoppiate a fibre unidirezionali e bidirezionali in carbonio e vetro.

5.2 Campagna sperimentale Gallo (2013)

La tesi presentata da Gallo N. (2013) si propone di fornire un contributo all'indagine degli effetti della cristallizzazione salina agente su substrati murari nei confronti dell'adesione di materiali compositi ad essi applicati, a completamento della ricerca svolta da Binda *et. al* (2011). Come metodo di misura e qualificazione dell'adesione si è utilizzata la prova di pull-off, mediante la quale si possono valutare modalità di rottura e resistenza nominale a trazione per strappo in direzione perpendicolare al-

la superficie. Le caratteristiche della sperimentazione sono esattamente le stesse di quelle utilizzate nella presente tesi: lo studio della durabilità è condotto su modelli in scala reale all'aperto, edificati durante l'ultimo decennio del secolo scorso dal Politecnico di Milano presso il cantiere di scuola edile (ESEM), e continuamente esposti all'interazione con l'ambiente esterno (condizioni diverse dal laboratorio). Per la realizzazione sono stati scelti dei prodotti che potessero ben rappresentare i materiali comunemente usati per le costruzioni. Uno dei modelli è stato realizzato in Pietra Serena (spessore 30 cm), l'altro è costituito da mattoni faccia vista (spessore 38 cm): sono queste due le tipologie utilizzate nella campagna sperimentale. Si rimanda alla Tabella 3.8, Capitolo 3, per le caratteristiche meccaniche dei singoli materiali da costruzione. Ai pannelli sono state applicate alcune fasce di materiale composito e, dopo un periodo necessario alla maturazione delle matrici (in questo caso di due mesi, mentre per i materiali Kerakoll sono sufficienti 30 giorni), sono stati praticati alcuni cicli di cristallizzazione. Per studiare il fenomeno, è stato indotto un degrado artificiale nelle murature introducendo una soluzione salina (Na_2SO_4) in un sistema di contenitori posti sotto la base dei pannelli murari, al fine di poterne assicurare la risalita capillare. Il risultato di questa fase ha permesso la suddivisione dei pannelli secondo tre diverse fasce, in verticale: quella più bassa è di circa 45 cm, a partire dal livello del terreno, ed è caratterizzata dalla risalita capillare e dalla cristallizzazione; la zona centrale, ampia 30-40 cm, presenta (come hanno dimostrato esami successivi) la concentrazione maggiore di sali, ed è chiamata di transizione; la fascia più alta è da considerarsi pressoché indisturbata. Il supporto in mattoni presentava una zona di degrado più estesa del supporto in pietra; questo fenomeno è da imputare alla porosità del substrato: il mattone più poroso permette un assorbimento e una risalita capillare maggiore.

La sperimentazione prende in esame quattro tipologie di composito, a matrice inorganica e a matrice epossidica (caratteristiche matrici Tabella 5.1, fibre Tabella 5.2), forniti da BASF Construction Chemicals Italia Spa:

- *ALBARIA STRUTTURA*, malta da muratura di calce pozzolanica, priva di cemento, con *MBrace Fibre Net CF 200B*, rete bidirezionale in carbonio ad alta resistenza (TRM ALBARIA);
- *EMACO R955M*, malta cementizia, premiscelata, polimero modificata, con *MBrace Fibre Net CF 200B*, rete bidirezionale in carbonio ad alta resistenza (TRM EMACO);
- *MBrace Saturant Adesivo*, adesivo bicomponente a base epossidica con *MBrace High Strength Carbon Fibres*, rinforzo fibroso a base di tessuti unidirezionali in fibra di carbonio (CFRP);
- *MBrace Saturant Adesivo* con *MBrace Glass Fibres* rinforzo fibroso a base di tessuti unidirezionali in fibra di vetro (GFRP).

Per l'applicazione dei materiali di rinforzo, le metodologie utilizzate sono le medesime riportate e descritte al Paragrafo 3.3.1. Sono state realizzate due strisce larghe 50-60 cm per ogni composito, alte 150-160 cm da terra. Lo strato di malta steso per l'applicazione dei compositi a matrice inorganica, di 1.5 cm di spessore, è risultato superiore a quello utilizzato nella presente tesi, e può essere considerato

Tabella 5.1: Caratteristiche delle matrici dei materiali compositi (Schede Tecniche BASF)

MATRICI			
	ALBARIA STRUTTURA	EMACO R955M	MBrace Saturant Adesivo
Resistenza a compressione	18 MPa Classe M15	1 g > 10 MPa 7 gg > 27 MPa 28 gg > 38 MPa	7 gg > 80 MPa
Resistenza a trazione per flessione		1 g > 2 MPa 7 gg > 5 MPa 28 gg > 7 MPa	> 45MPa
Modulo elastico	16000 MPa	16000 MPa	3100-3300 MPa
Coefficiente di assorbimento capillare	$0.2Kg \cdot m^{-2} \cdot min^{-0.5}$	$< 0.5Kg \cdot m^{-2} \cdot min^{-0.5}$	/

Tabella 5.2: Caratteristiche delle fibre dei materiali compositi (Schede Tecniche BASF)

FIBRE			
	Fibre Net CF 200B	MBrace High Strength Carbon Fibres	MBrace Glass Fibres
Modulo elastico caratteristico a trazione	230000 MPa	230000 MPa	65000 MPa
Deformazione ultima	1.40%	1.30%	2.50%
Resistenza caratteristica a trazione	2500 MPa	2500 MPa	1300 MPa
Coefficiente dilatazione termica	$10^{-7} K^{-1}$	$10^{-7} K^{-1}$	$5 \cdot 10^{-6} K^{-1}$
Resistività elettrica	$1.6 \cdot 10^{-5} \Omega \cdot m$	$1.6 \cdot 10^{-5} \Omega \cdot m$	isolante

una caratteristica influente sui risultati delle prove di pull-off. Alcune termografie, eseguite una settimana dopo l'applicazione dei compositi, hanno evidenziato la maggiore presenza di acqua nel caso di matrici inorganiche (e tra queste, maggiore per la matrice di calce idraulica), e temperature inferiori per le fibre di vetro.

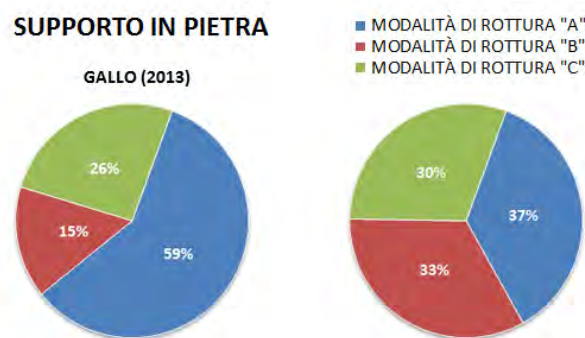
Le prove pull-off sono state eseguite su i quattro diversi tipi di composito, in relazione alla loro applicazione su un supporto in pietra o in mattoni, e in funzione delle fasce di degrado di tali supporti. Per ogni zona sono state svolte due prove, una in posizione corrispondente all'elemento pieno (pietra o mattone) e una in posizione attraversata da giunto di malta, in modo da poter studiare anche l'eventuale influenza di quest'ultimo sul valore delle resistenze. L'analisi dei risultati, e in particolare lo studio delle aree dei campioni di forma ottagonale, utilizzati per i compositi a matrice inorganica, ha richiesto una particolare elaborazione delle fotografie eseguite in cantiere. A causa delle forti distorsioni dovute a effetti di prospettiva, le fotografie sono state raddrizzate tramite apposito programma (*RDF*). In seguito sono state inserite in *Autocad* e scalate, in modo da poter calcolare le aree di strappo dei tasselli. Infine, grazie ad un coefficiente correttivo (1/1.1) che ha analizzato la corrispondenza tra lo spessore del tassello di prova e il rapporto tra due aree di riferimento (una ottenuta dal foto raddrizzamento e l'altra ricalcata), sono state individuate le aree nominali, utilizzate per tutti i calcoli successivi. La nomenclatura utilizzata per i campioni si trova descritta in Tabella 5.3: le sigle sono state suddivise secondo 4 termini, in riferimento al supporto, al tipo di composito, alla zona di applicazione e al numero di prova.

Tabella 5.3: Nomenclatura prove pull-off (Gallo N., 2013)

1. PARETE	2. COMPOSITO	3. ALTEZZA	4. NUMERO
A pietra	A TRM ALBARIA	103, 111 zona indisturbata	1 giunto
B mattoni	B TRM EMACO	53, 63 zona transizione	2 unità
4 n. parete	C CFRP	22, 36 zona cristallizzazione	3 giunto
	D GFRP		4 unità

5.3 Confronto tra supporti

Il primo confronto che viene analizzato riguarda i risultati delle prove ottenute sui due supporti, la pietra *Serena* e il mattone. Come evidenziato in precedenza nel Capitolo 4, la modalità di rottura più numerosa, senza operare distinzioni tra compositi o altezza, è quella di tipo “A”: il supporto in mattoni (49%) risulta più debole di quello in pietra (37%). Anche in Gallo i risultati generali sono identici, anche se le percentuali aumentano considerevolmente: per la pietra le rotture del supporto sono il 59%, dato che sale fino al 79% per il mattone (Figure 5.1 e 5.2). Ne consegue che le altre modalità siano più ridotte, e mentre la rottura di interfaccia supporto/composito è minima per il mattone (4%) e leggermente superiore per la pietra (15%), quella di tipo “C” varia dal 26% per la pietra ad un 17% su mattone. I valori ottenuti nella presente sperimentazione risultano essere più distribuiti. Le rotture “B” e “C” sono maggiori e confrontabili tra loro, rispettivamente del 33% e 28% per la prima su pietra e mattone, del 30% e 23% per la seconda. Si vuole tuttavia precisare come in Gallo le prove totali siano state equamente distribuite tra compositi a matrice epossidica e inorganica (la sperimentazione Kerakoll ha coinvolto invece un maggior numero di matrici inorganiche), pertanto i risultati generali possono essere fuorvianti a causa delle differenti scelte iniziali; un successivo confronto tra matrici permette di ottenere dati più compatibili e uniformi.


Figura 5.1: Confronto percentuali di rottura sul supporto in pietra

Se si distinguono ora matrici organiche e inorganiche (Figure 5.3 e 5.4), nelle due sperimentazioni il confronto da risultati simili. Le matrici organiche, nel 100% dei casi, hanno presentato rotture del supporto per quanto riguarda sia la pietra che il mattone. Le inorganiche mostrano una sostanziale crescita delle altre due tipologie “B” e “C”; per la pietra le percentuali sono infatti del 46% e 42% (in Gallo prevale la rottura “C” con il 58% a fronte della rottura di interfaccia, 38%); sul mattone torna ad aumentare la presenza del tipo “A”, mostrando una distribuzione

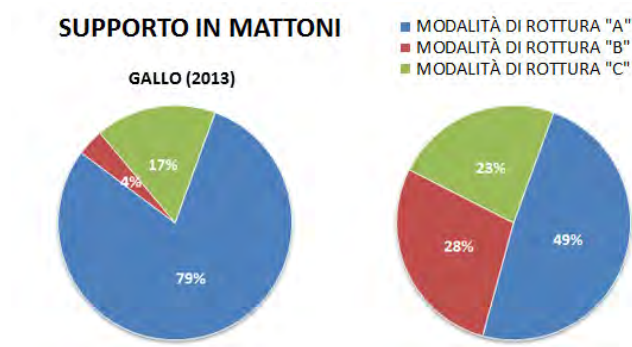


Figura 5.2: Confronto percentuali di rottura sul supporto in mattoni

equilibrata (in Gallo sono presenti praticamente solo rotture del supporto, 54%, e del composito, 38%).

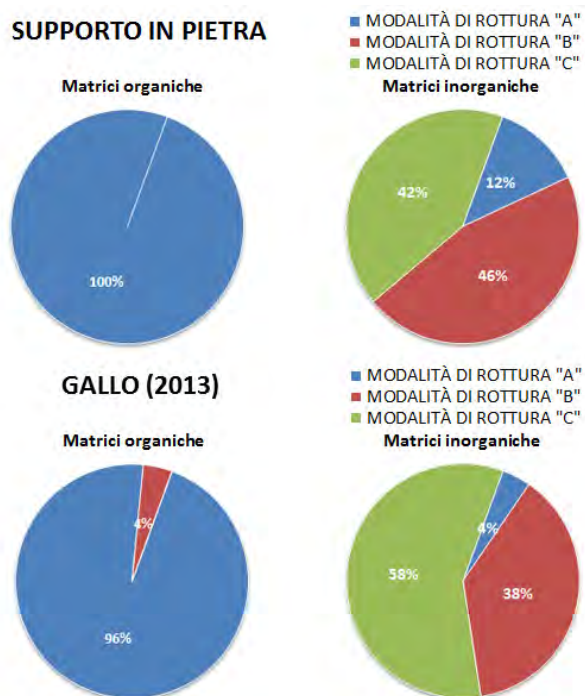


Figura 5.3: Confronto percentuali di rottura sul supporto in pietra, differenziato per matrici organiche e inorganiche

Secondo una divisione in base alle altezze di riferimento, le modalità di rottura hanno dato esiti costanti in Gallo: 70% per le rotture "A", 8% per le "B" e 22% per le "C", valori identici in tutte e tre le fasce (Figure 5.5, 5.6 e 5.7). Nella sperimentazione più recente i risultati si presentano misti e distribuiti: rimane una prevalenza di rotture del supporto (tra il 38% in zona di cristallizzazione e il 50% in zona di transizione), mentre cresce fino al 35% la rottura di interfaccia (valori minimi, 23%, per la fascia centrale); il composito si rompe con la stessa frequenza (rottura "C"), intorno al 27%, sulle tre zone.

Lo studio delle resistenze nominali è stato suddiviso, per i due supporti, secondo le tre diverse fasce di altezza indagate. La Figura 5.8 riguarda ad esempio

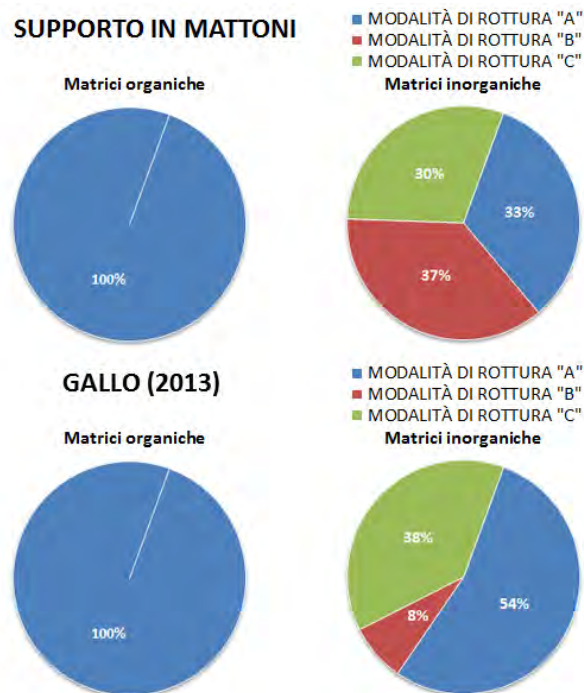


Figura 5.4: Confronto percentuali di rottura sul supporto in mattoni, differenziato per matrici organiche e inorganiche

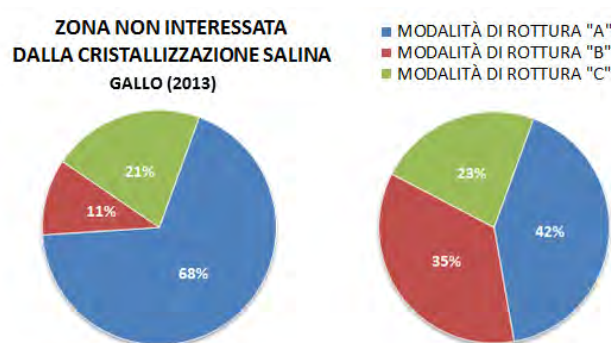


Figura 5.5: Confronto modalità di rottura per altezza di prova, zona A

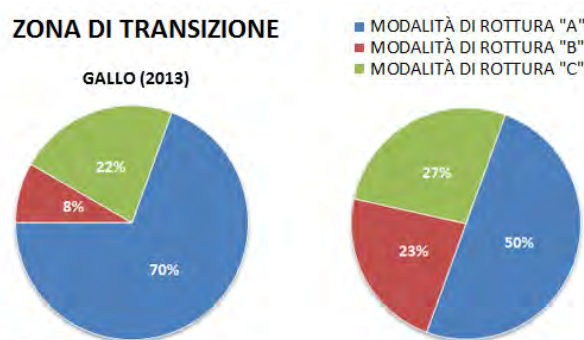


Figura 5.6: Confronto modalità di rottura per altezza di prova, zona B

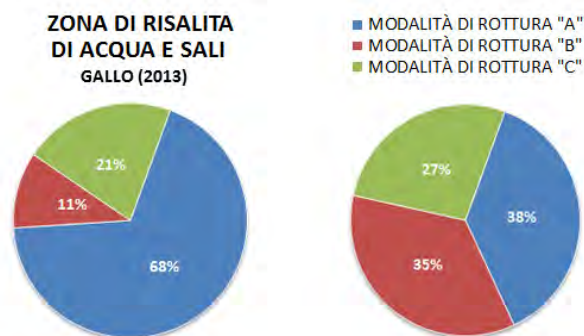


Figura 5.7: Confronto modalità di rottura per altezza di prova, zona C

la zona del pannello non interessata dalla cristallizzazione salina, secondo i risultati ottenuti da Gallo. Nel grafico sono stati suddivisi i dati riguardanti i singoli compositi: la resistenza del supporto in mattoni risulta maggiore per i compositi a matrice inorganica, mentre per CFRP e GFRP la tendenza si inverte. Nella sperimentazione presentata in questa tesi sono stati ottenuti gli stessi andamenti per la zona "A"; in Gallo tuttavia, si può notare una forte variazione dei valori delle resistenze tra matrici organiche e inorganiche, indipendentemente dal supporto. Un'altra differenza viene mostrata per la zona di transizione: mentre Gallo ottiene valori delle tensioni quasi sempre superiori per il supporto mattone, Figura 5.9, si apprezza invece in questa ricerca sperimentale la differenza tra matrici organiche e inorganiche: per la prima categoria le resistenze su pietra sono ancora superiori.

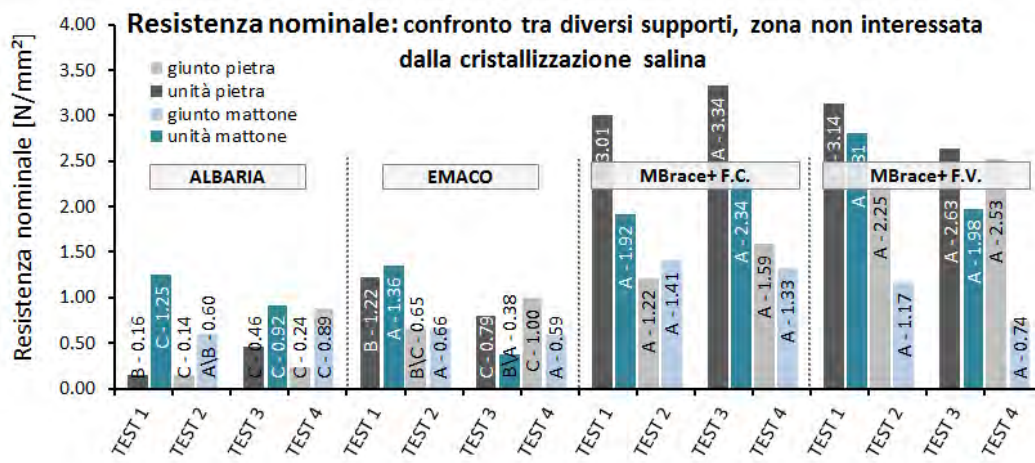


Figura 5.8: Resistenza nominale: confronto tra diversi supporti, zona indisturbata (Gallo N., 2013)

La Figura 5.10 illustra i risultati sulla zona di cristallizzazione salina. Anche in questo caso, per entrambe le sperimentazioni, le resistenze nominali offerte dal mattone risultano maggiori (il composito CFRP ha ottenuto le prestazioni migliori, confrontabili con i dati sulla zona "A"). Per tutte le altezze investigate, in generale, le tensioni offerte dai campioni eseguiti su unità sono superiori a quelle ottenute in corrispondenza del giunto, senza particolari distinzioni tra supporto o composito. Si può notare poi come le prestazioni ottenute da CFRP e GFRP siano sempre

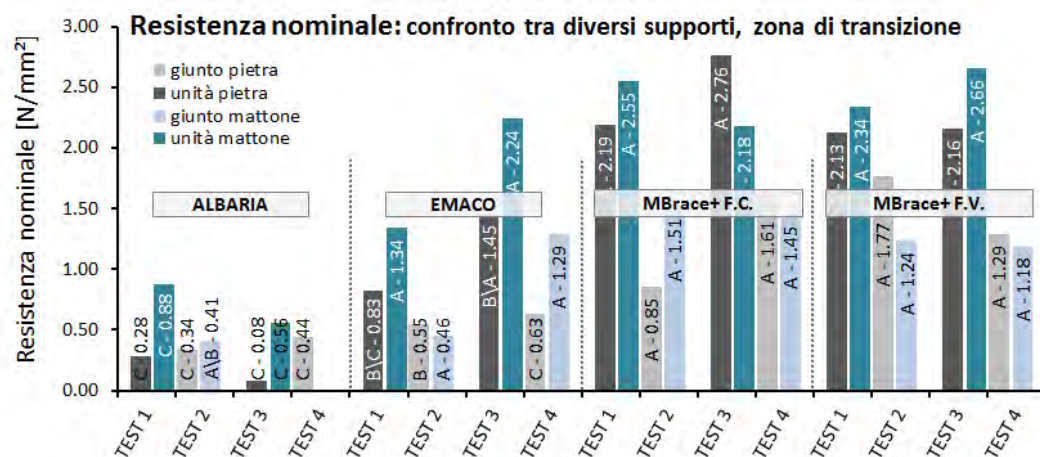


Figura 5.9: Resistenza nominale: confronto tra diversi supporti, zona di transizione (Gallo N., 2013)

migliori rispetto ai TRM, a differenza dei risultati, ottenuti in questa campagna sperimentale, che vedono un maggiore equilibrio per i compositi (premesso che le matrici organiche offrono i risultati migliori). I valori delle resistenze possono variare notevolmente in base alla posizione.

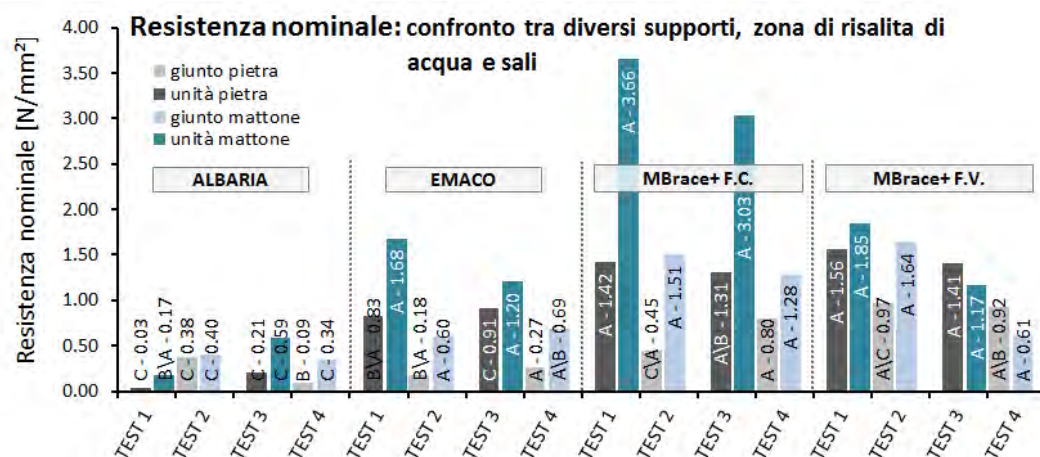


Figura 5.10: Resistenza nominale: confronto tra diversi supporti, zona di cristallizzazione (Gallo N., 2013)

Come si può vedere, il grafico in Figura 5.11 riassume in modo esaustivo il comportamento dei compositi, divisi per altezza di applicazione e supporto. L'andamento generale per la pietra è decrescente verso la zona "C", sia per le prove su unità che per quelle su giunto. Su mattone i materiali di rinforzo si sono comportati diversamente: la zona di transizione offre i risultati migliori (sia su giunto che su unità), mentre i valori minimi si ottengono in corrispondenza della zona "A". Lo stesso grafico, presentato durante le analisi al Capitolo 4, risulta invece meno rappresentativo delle caratteristiche dei singoli compositi analizzati, e fuorviante rispetto alle analisi generali.



Figura 5.11: Confronto tra le resistenze nominali medie per i due diversi supporti (Gallo N., 2013)

5.4 Confronto tra compositi

In seguito vengono messi a confronto i singoli compositi, divisi secondo la tipologia di matrice utilizzata per ottenere le migliori correlazioni possibili. La prima analisi viene effettuata su CFRP, GFRP e SM_KGG, che a parità di matrice epossidica, si differenziano in base alla fibra utilizzata. Il secondo confronto vede contrapposti il TRM ALBARIA, SL_KGF e AN_KGF, inorganici a base di calce. Per ultimi vengono studiati TRM EMACO, SM_KGT, SL_KGT e AN_KGT, a matrice cementizia (per le proprietà dei materiali si vedano i Capitoli 3 e 4). Successivamente si andranno a confrontare i risultati tra tutti i compositi.

5.4.1 Compositi a matrice epossidica

Una prima analisi sulle modalità di rottura rivela come per questi compositi il comportamento è pressoché identico, senza distinzioni di supporto, posizione o altezza di applicazione. A parte un unico caso (ritenuto fortuito), infatti, in cui il CFRP ha presentato una rottura tipo “C”, tutti gli altri campioni si sono rotti in corrispondenza del substrato in pietra e mattoni (tipo “A”). Le prime differenze si riscontrano analizzando le resistenze in funzione del supporto di applicazione (Figure 5.12 e 5.13). Per il CFRP su pietra, le resistenze diminuiscono scendendo verso la zona più bassa del pannello, sia per le prove unità che su quelle in corrispondenza del giunto (i valori sulle unità sono sempre superiori). Identico è il comportamento per i campioni GFRP, mentre gli SM_KGG sviluppano per le prove su giunto un andamento che tende a dare valori minori sulla zona di transizione e intermedi per la fascia di cristallizzazione. Sul mattone, i CFRP vedono aumentare le tensioni avvicinandosi alla parte più bassa del pannello per le unità; a cavallo del giunto si riscontra un andamento costante. Gli altri due compositi si comportano in egual modo per le prove su giunto (anche se per gli SM_KGG i valori massimi si ottengono nella fascia di cristallizzazione), mentre su unità la tendenza si inverte,

diminuendo le resistenze in corrispondenza della zona “C”. In generale, su supporto pietra, le tensioni hanno dato risultati molto vicini e confrontabili tra i tre compositi, su unità, con dati superiori ai valori di riferimento (ottenuti direttamente su supporto non rinforzato) e punte che superano i 3.5 N/mm^2 . A cavallo del giunto, le differenze si notano nella zona di transizione, con valori minori offerti da SM_KGG ($0.83\text{-}0.85 \text{ N/mm}^2$) e maggiori per i GFRP ($1.29\text{-}1.77 \text{ N/mm}^2$). Sul mattone i risultati sono in linea con i precedenti, se non superiori, per CFRP e GFRP. Per gli SM_KGG sono invece mediamente inferiori, soprattutto per le unità nella fascia di transizione ($0.68\text{-}0.89 \text{ N/mm}^2$). La differenza di valori tra prove unità e giunto è sempre piuttosto marcata, unica eccezione per SM_KGG, zona “B” e “C”.

5.4.2 Compositi con matrice a base di calce

Rientrano nella categoria i seguenti compositi: TRM ALBARIA, SL_KGF, AN_KGF. Le modalità di rottura variano notevolmente rispetto ai fibrorinforzati a matrice organica, infatti la causa principale di guasto riguarda lo strato di composito, rottura “C” (Tabella 5.4). Sebbene per il TRM ALBARIA le percentuali siano le più elevate sia sulla pietra che per il mattone, rispettivamente l’83% e il 75%, i campioni SL_KGF e gli AN_KGF mostrano, sul supporto mattone, una maggiore presenza di rotture di interfaccia tipo “B”, dal 42 al 50%; sulla pietra quella sullo strato di composito rimane la rottura principale, anche se con il 58%.

Tabella 5.4: Percentuali modalità rottura per compositi a matrice di calce

MODALITÀ DI ROTTURA				
		SL_KGF	AN_KGF	TRM ALBARIA
PIETRA	Rottura A	/	8%	/
	Rottura B	42%	34%	17%
	Rottura C	58%	58%	83%
MATTONE	Rottura A	33%	8%	17%
	Rottura B	42%	50%	8%
	Rottura C	25%	42%	75%

La successiva analisi delle resistenze, Figure 5.14 e 5.15 in funzione del supporto di applicazione, indica che per il TRM ALBARIA i valori tendono a diminuire scendendo verso la fascia “C”, su pietra. In corrispondenza del giunto i dati sono però in controtendenza, poiché maggiori rispetto alle prove su unità, nella fascia di transizione (unico caso rilevato). I campioni SL_KGF, per l’unità, denotano una diminuzione delle tensioni sulla fascia centrale; a cavallo del giunto non variano invece in funzione dell’altezza. Questo andamento costante rappresenta al meglio anche il comportamento degli AN_KGF, per unità e giunto. Per quanto riguarda il supporto in mattoni, la tendenza sembra essere più definita per il TRM ALBARIA: le prove su unità danno valori superiori e decrescenti verso la zona di risalita di acqua e sali. Gli SL_KGF presentano resistenze che tendono a diminuire mentre si scende, con un leggero picco nella zona di transizione (i valori su giunto sono sempre inferiori rispetto alle unità); Anche gli AN_KGF mostrano lo stesso andamento. In generale le resistenze ottenute sul supporto in pietra risultano inferiori rispetto a quelle sul mattone; questo aspetto è sempre valido per le matrici a base di calce, con

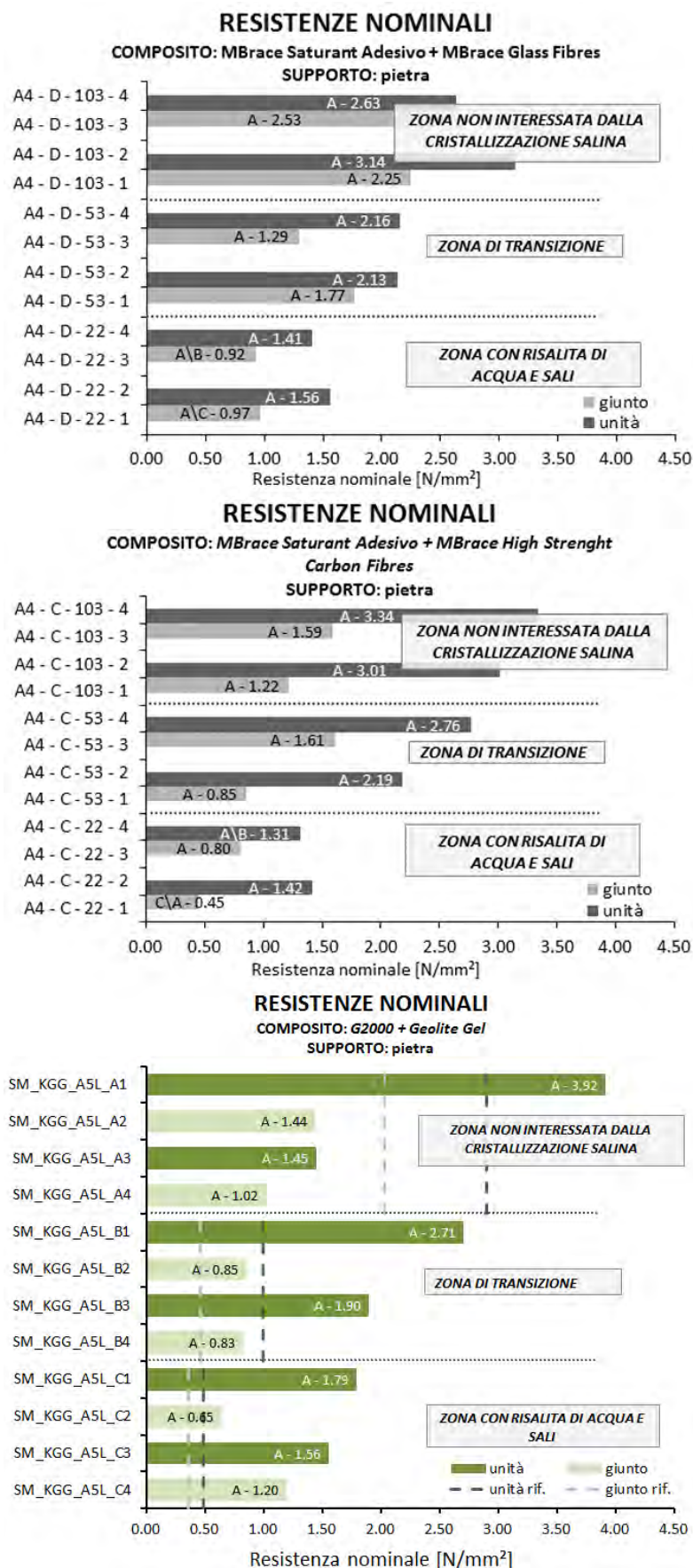


Figura 5.12: Resistenze nominali per compositi a matrice epossidica su pietra

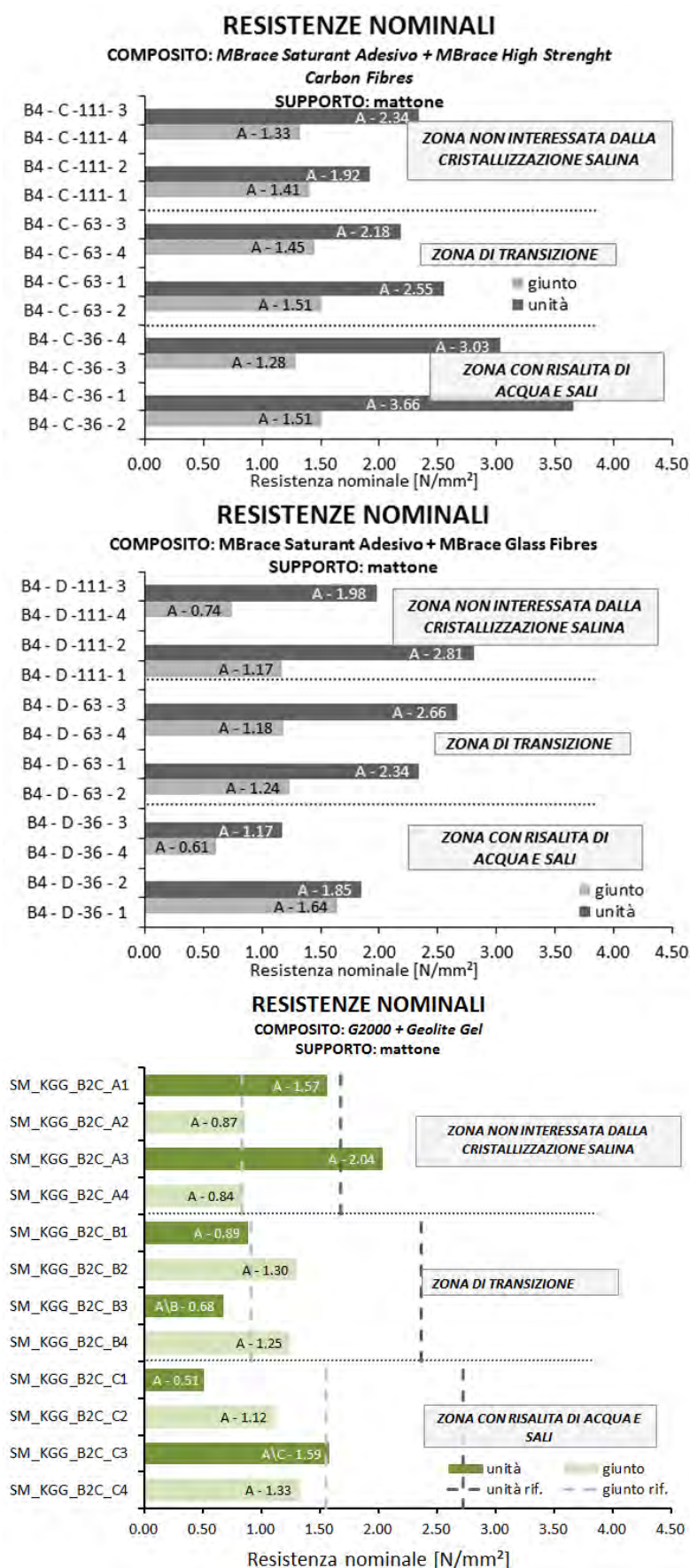


Figura 5.13: Resistenze nominali per compositi a matrice epossidica su mattoni

differenze ben visibili. Il comportamento migliore è stato osservato per i campioni in fibra di acciaio, a parità di matrice e per la pietra (0.4-1.2 N/mm²), mentre TRM ALBARIA registra i valori più bassi (fino a 0.46 N/mm²). Sul mattone, la matrice Geocalce Fino ottiene nuovamente i risultati migliori, indipendentemente dalla fibra, con valori che superano 1.6 N/mm² per le zone di influenza “A” e “B”, a fronte di un range limitato. Il composito TRM ALBARIA mostra una maggiore variabilità dei dati, comunque inferiori ad 1.00 N/mm². I valori delle prove su giunto raggiungono i livelli dei campioni di riferimento (eccezione fatta per la pietra, zona indisturbata), a differenza di quelle unità, molto inferiori alle medie su solo supporto.

5.4.3 Compositi a matrice cementizia

In quest’ultima sezione sono stati inseriti i compositi TRM EMACO, SM_KGT, SL_KGT, e AN_KGT. Il confronto sulle principali modalità di rottura, Tabella 5.5, offre dei risultati molto diversi, sia per quanto riguarda il tipo di supporto che i singoli materiali di rinforzo. TRM EMACO e SL_KGT si comportano nel modo più simile: le rotture principali su pietra riguardano l’interfaccia supporto/composito, con il 59% e 67% dei casi. Ciò che cambia è la percentuale di rottura secondaria, 33%, nel primo caso di tipo “C” e nel secondo di tipo “A”. Sul mattone entrambi presentano rotture principali del supporto, 92% per il TRM, 58% per l’SRG; le rotture residue sono di tipo “B”. I rimanenti compositi si comportano molto diversamente, ma rimane prevalente una rottura di tipo “C”. La distribuzione delle modalità di rottura in funzione dell’altezza non rivela particolari tendenze.

Tabella 5.5: Percentuali modalità rottura per compositi a matrice cementizia

		MODALITÀ DI ROTTURA			
		SM_KGT	SL_KGT	AN_KGT	TRM EMACO
PIETRA	Rottura A	/	33%	8%	8%
	Rottura B	/	67%	42%	59%
	Rottura C	/	/	50%	33%
MATTONE	Rottura A	42%	58%	25%	92%
	Rottura B	8%	42%	42%	8%
	Rottura C	50%	/	33%	/

Confrontando le resistenze in funzione del supporto di applicazione in pietra (Figure 5.16 e 5.17), si può notare che per il TRM EMACO i valori tendono a diminuire scendendo verso la zona più bassa del pannello, con un picco nella fascia di transizione per le unità. Le resistenze del giunto sono quasi sempre inferiori. L’andamento è simile per i campioni SL_KGT: entrambe unità e giunto hanno ottenuto i valori più elevati nella zona “B”, mentre quelli inferiori si trovano per la fascia indisturbata. Per AN_KGT la tendenza è opposta, poiché i risultati crescono rispetto ad una diminuzione dell’altezza di prova. Su substrato in mattoni il TRM EMACO si comporta in modo diverso rispetto agli altri compositi: le resistenze massime si ottengono per la zona “B” di transizione, in diminuzione verso la fascia alta del pannello (ragionamento valido per entrambe le prove su unità e giunto). Nei casi in cui è stata utilizzata la matrice Geolite, l’andamento che si identifica vede una generale diminuzione delle resistenze salendo verso la zona indisturbata,

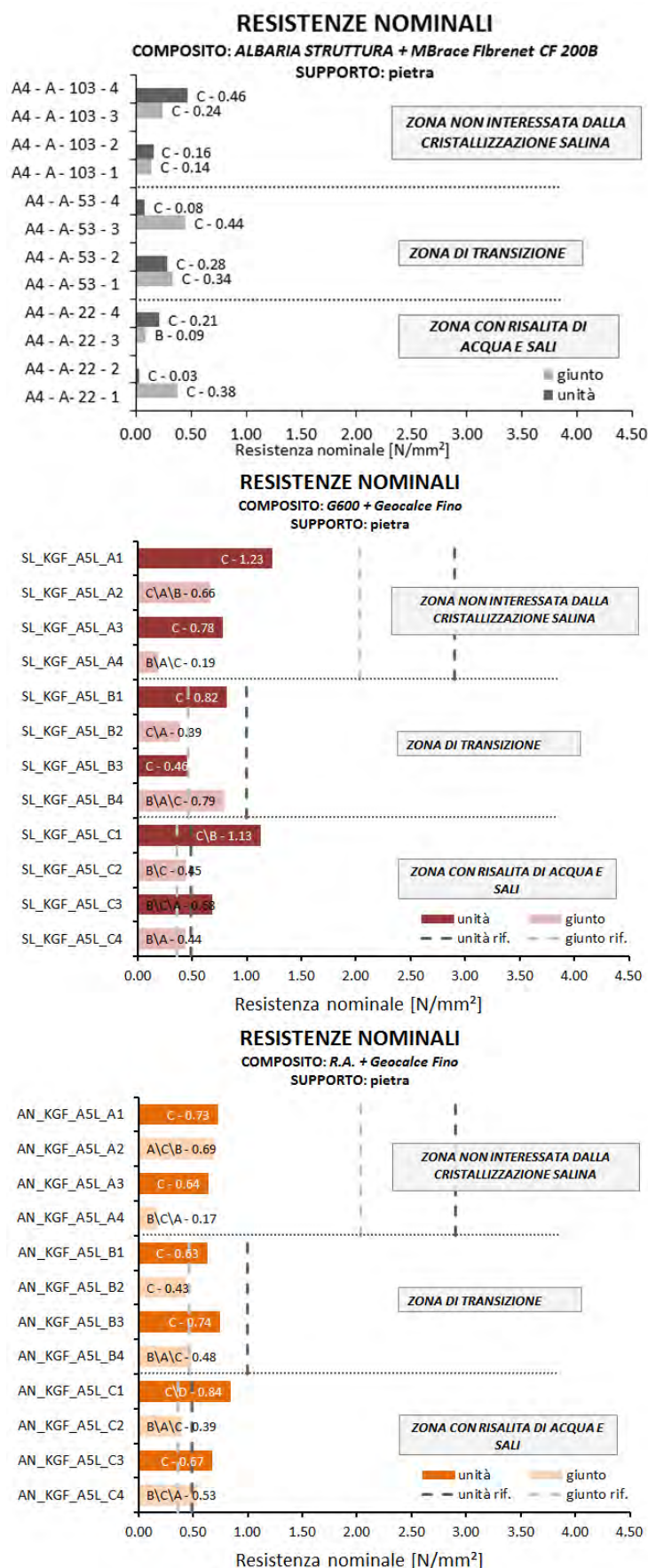


Figura 5.14: Resistenze nominali per compositi a matrice di calce su pietra

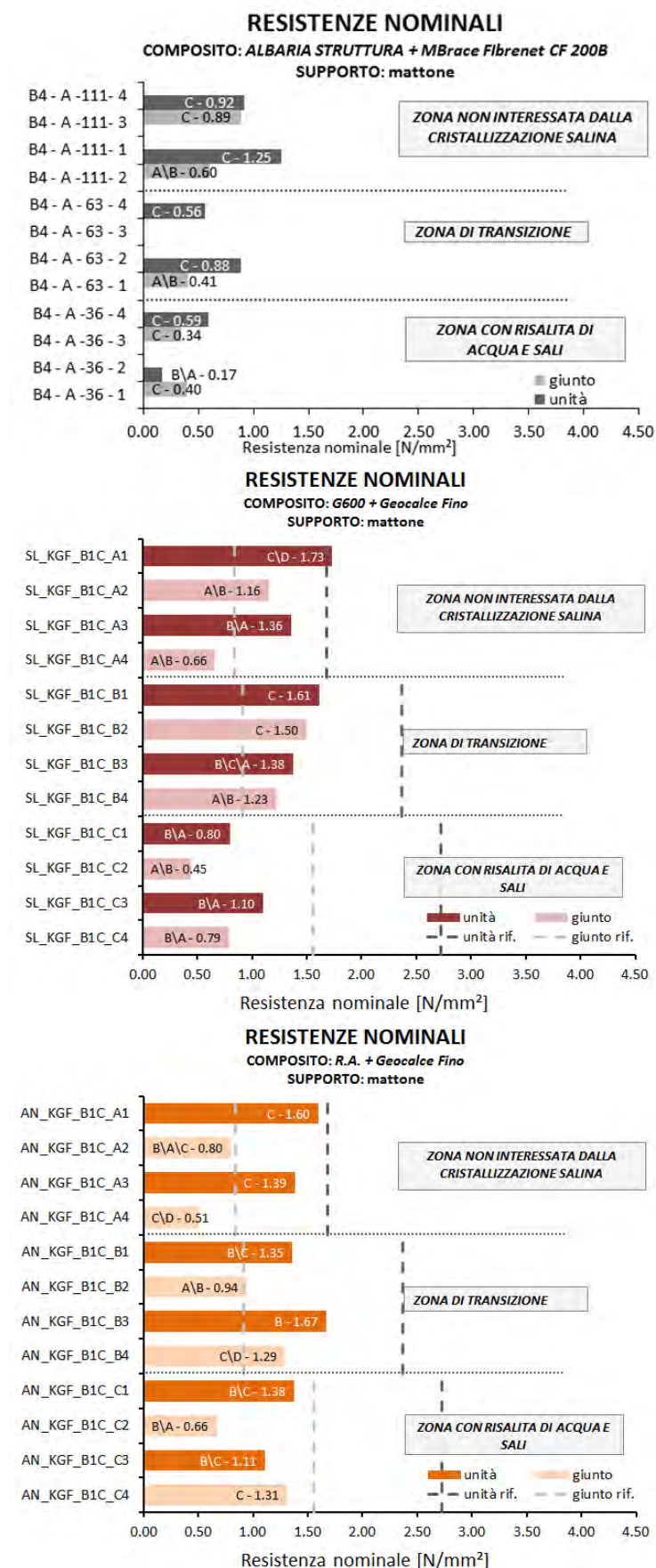


Figura 5.15: Resistenze nominali per compositi a matrice di calce su mattoni

e con i valori più bassi che si ottengono per la zona di transizione. Per questa matrice, tale andamento risulta identico sia per le prove eseguite su unità che per quelle eseguite in corrispondenza del giunto. Il composito SM_KGT è l'unico che per le prove unità fornisce i valori di resistenza più bassi (minimi per la fascia "B"). In generale, le resistenze ottenute sul supporto in pietra risultano inferiori rispetto a quelle sul mattone, anche per i compositi a matrice cementizia. I risultati sono quasi sempre confrontabili, tra TRM EMACO, SL_KGT e AN_KGT, sia per la pietra con valori che variano per le prove su unità da 0.5 a 1.4 N/mm² (i valori minimi sono dati per AN_KGT, zona "A", 0.19-0.38 N/mm²), e per quelle giunto da 0.3 a 1.00 N/mm² (TRM EMACO offre i risultati migliori), che per il mattone: il range varia tra i 0.74 e i 2.24 N/mm² per le unità, 0.4-1.8 N/mm² a cavallo del giunto. Caso anomalo rimane quello dei campioni SM_KGT: i valori non sono in linea con le medie ottenute sul supporto in mattone, rispetto a tutte le tipologie di rinforzo; molto probabilmente la conformazione del provino non permette il corretto sviluppo del legame di aderenza tra fibra e matrice, indebolendo le caratteristiche finali del composito. I valori delle prove su giunto raggiungono i livelli dei campioni di riferimento (eccezione fatta per la pietra, zona indisturbata), a differenza di quelle unità, molto inferiori alle medie su solo supporto (solo rispetto alla zona indisturbata, sul mattone, le tensioni si avvicinano notevolmente).

5.4.4 Confronto generale tra compositi

L'analisi sulle modalità di rottura può essere utile a riassumere i meccanismi prevalenti, in modo da interpretare correttamente il comportamento dei materiali compositi. Le Tabelle dalla 5.6 alla 5.11 riassumono i risultati ottenuti dalle due sperimentazioni, divisi secondo i due supporti di applicazione e in base alle diverse zone di influenza; è stata fatta un'ulteriore suddivisione basandosi sulla tipologia di matrice utilizzata, in modo da rendere ancora più chiaro il confronto.

Tabella 5.6: Comparazione prestazioni dei compositi a matrice epossidica in relazione alle zone di applicazione, supporto pietra

	CFRP	GFRP	SM KGG	PREVALENZA	
unità	A	A	A	A	ZONA A
giunto	A	A	A	A	
unità	A	A	A	A	ZONA B
giunto	A	A	A	A	
unità	A	A	A	A	ZONA C
giunto	A	A	A	A	
PREVALENZA	A	A	A		

Appare evidente e marcata la differenza tra TRM ed FRP: i primi presentano tipologie di rottura miste, mentre i secondi tendono a rompere quasi esclusivamente all'interno del supporto. Questi ultimi coincidono con i compositi a matrice organica, e nel confronto con gli SM_KGG, il tipo di rottura è identico, senza differenze tra supporto o altezza di prova. Le matrici di calce ALBARIA e Geocalce Fino mostrano una prevalenza di rotture "C", anche se meno evidente per il composito in fibra di acciaio. Nel caso di matrici cementizie invece il comportamento risulta

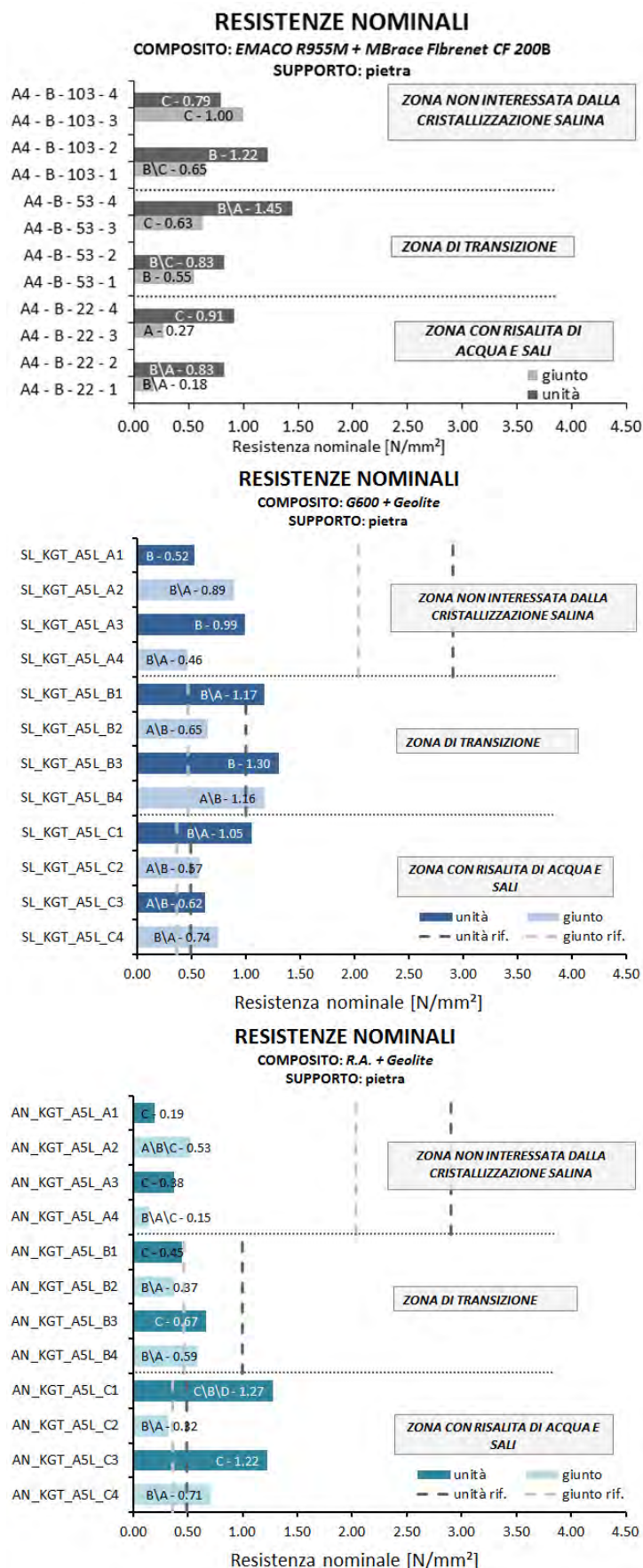


Figura 5.16: Resistenze nominali per compositi a matrice cementizia su pietra

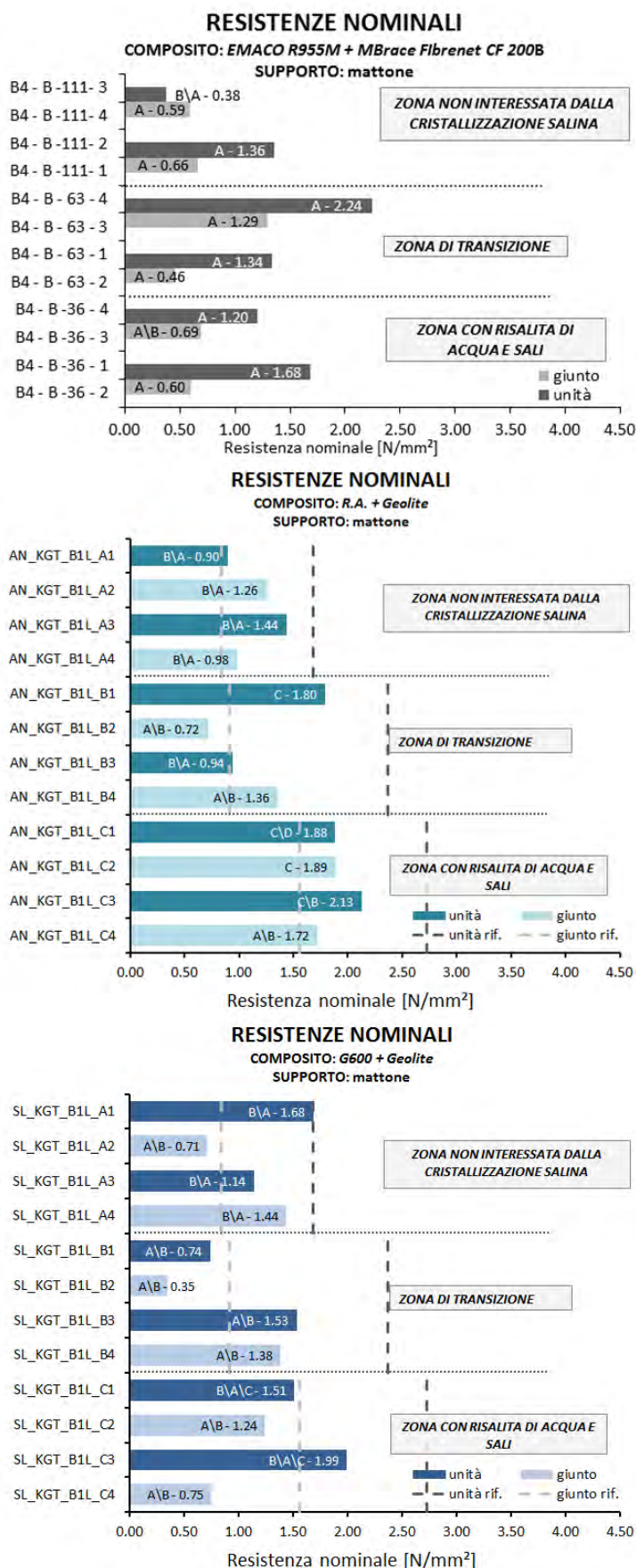


Figura 5.17: Resistenze nominali per compositi a matrice cementizia su mattoni

Tabella 5.7: Comparazione prestazioni dei compositi a matrice epossidica in relazione alle zone di applicazione, supporto mattone

	CFRP	GFRP	SM KGG	PREVALENZA	
unità	A	A	A	A	ZONA A
giunto	A	A	A	A	
unità	A	A	A	A	ZONA B
giunto	A	A	A	A	
unità	A	A	A	A	ZONA C
giunto	A	A	A	A	
PREVALENZA	A	A	A		

Tabella 5.8: Comparazione prestazioni dei compositi a matrice di calce in relazione alle zone di applicazione, supporto pietra

	TRM ALBARIA	SL KGF	AN KGF	PREVALENZA	
unità	C	C	C	C	ZONA A
giunto	C	C	C	C	
unità	C	C	C	C	ZONA B
giunto	C	C	C	C	
unità	C	C	C	C	ZONA C
giunto	C	B	B	B	
PREVALENZA	C	C	C		

Tabella 5.9: Comparazione prestazioni dei compositi a matrice di calce in relazione alle zone di applicazione, supporto mattone

	TRM ALBARIA	SL KGF	AN KGF	PREVALENZA	
unità	C	C	C	C	ZONA A
giunto	C	A	C	C	
unità	C	C	B	C	ZONA B
giunto	C	C	C	C	
unità	C	B	B	B	ZONA C
giunto	C	A	C	C	
PREVALENZA	C	C	C		

molto più variabile: con EMACO le modalità di rottura variano tra pietra (B) e mattone (A), e avvicinandosi alla parte più bassa del pannello, con l'aumento di rotture coesive; gli SL_KGT si rompono prevalentemente all'interfaccia supporto/composito, ma in generale SM_KGT, SL_KGT e AN_KGT presentano le rotture più diversificate, di tipo "A" concentrate per la zona di transizione, di tipo "B" localizzate per le prove su giunto e su supporto in pietra.

Tabella 5.10: Comparazione prestazioni dei compositi a matrice cementizia in relazione alle zone di applicazione, supporto pietra

	TRM EMACO	SM KGT	SL KGT	AN KGT	PREVALENZA	
unità	B	/	B	C	B	ZONA A
giunto	C	/	B	B	B	
unità	B	/	B	C	B	ZONA B
giunto	B	/	A	B	B	
unità	C	/	B	C	C	ZONA C
giunto	A	/	B	B	B	
PREVALENZA	B	/	B	C		

Tabella 5.11: Comparazione prestazioni dei compositi a matrice cementizia in relazione alle zone di applicazione, supporto mattone

	TRM EMACO	SM KGT	SL KGT	AN KGT	PREVALENZA	
unità	A	C	B	B	B	ZONA A
giunto	A	A	A	B	A	
unità	A	A	A	C	A	ZONA B
giunto	A	C	A	A	A	
unità	A	C	B	C	C	ZONA C
giunto	A	C	A	C	A	
PREVALENZA	A	C	A	C		

Si rende ora necessario un confronto tra le resistenze degli strappi di controllo e le resistenze degli strappi su supporti rinforzati, per indagare l'effettivo aumento di resistenza che dovrebbe verificarsi per supporti rinforzati con compositi. Per quanto riguarda la zona indisturbata, secondo Gallo le resistenze massime sono state ottenute dagli FRP, per entrambi i supporti, con risultati anche maggiori delle tensioni di controllo (su solo supporto). Gli FRCM offrono resistenze molto inferiori, rispetto anche ai campioni di riferimento; sul mattone le differenze sono meno marcate. I compositi utilizzati in questa sperimentazione riflettono gli stessi risultati sulla pietra (SM_KGG in linea con gli FRP), mentre sul mattone le tensioni sono decisamente più elevate, con valori praticamente identici a quelli di controllo (Figura 4.48). Anche sulla fascia intermedia di transizione, le resistenze maggiori ottenute da Gallo sono offerte da CFRP e GFRP, più alte di quelle di controllo sulla pietra e confrontabili su mattone (nel caso di SM_KGG invece il comportamento su mattone risulta peggiore). Per i TRM, solo con matrice EMACO si ottengono risultati soddisfacenti, per il supporto in pietra (stessa cosa avviene per SL_KGT); con matrice ALBARIA le resistenze sono sempre inferiori rispetto a

quelle di riferimento. I restanti compositi (SL_KGF, AN_KGF, AN_KGT) confermano i risultati medi su pietra e mattone (per le sole prove giunto). I campioni SM_KGT, pur presentando rotture di tipo “A”, hanno fornito valori molto bassi di resistenza. Anche per l’altezza minima di strappo (zona “C”) valgono le stesse osservazioni fatte sulla fascia di transizione: sulla pietra le performance offerte dai compositi sono quasi sempre superiori rispetto ai campioni di riferimento, con i risultati migliori ottenuti per matrici epossidiche. L’unico dato in controtendenza è rappresentato dal TRM ALBARIA, che fornisce le resistenze inferiori. Sul mattone solo i CFRP sono in linea con i valori di controllo (Figura 5.18); anche SL_KGT e AN_KGT, a matrice cementizia, mostrano buoni risultati, mentre tutti gli altri fibrorinforzati restituiscono valori inferiori alle medie di riferimento.

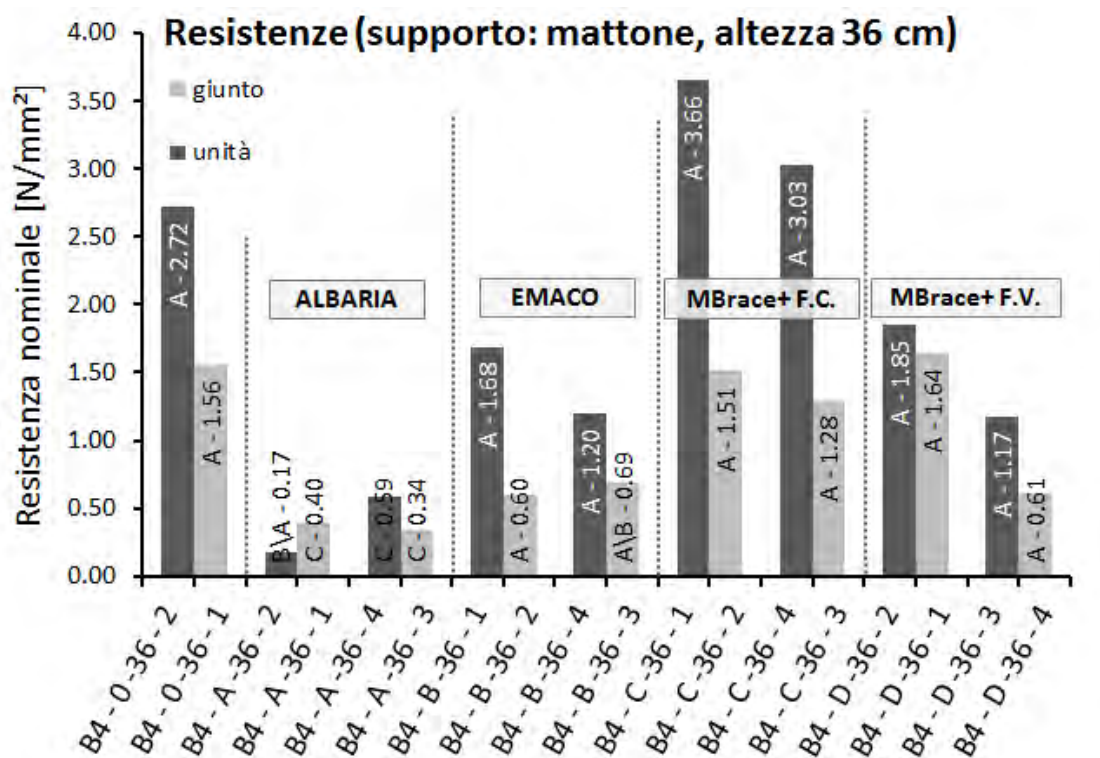


Figura 5.18: Resistenze per la fascia di altezza inferiore sul supporto in mattoni (Gallo N., 2013)

Se si calcola la variazione percentuale di resistenza nominale tra un valore di riferimento e le prove eseguite sui materiali compositi, come è stato ottenuto e descritto nel Paragrafo 4.2.3.7 Capitolo 4, i valori che emergono sono interessanti, e rappresentativi delle osservazioni fatte in precedenza. La variazione è definita dall’equazione 5.1:

$$VariazioneR\% = \frac{R_m - R_{rif}}{R_{rif}} \cdot 100 \quad (5.1)$$

con R_{rif} resistenza nominale di riferimento, ed R_m resistenza nominale media.

In Tabella 5.12 sono illustrate le variazioni percentuali per le prove eseguite sulla fascia indisturbata. FRP ed SRP ottengono le percentuali più elevate, ma in generale si può notare come per le prove eseguite su giunto per il supporto in

mattoni, la sperimentazione analizzata nel corso della presente tesi ha dato risultati quasi sempre positivi. TRM ALBARIA e TRM EMACO sembrano avere peggiori capacità di resistenza, almeno per quanto riguarda il substrato pietra. Si tende a precisare come le resistenze di riferimento siano diverse per le due sperimentazioni, a causa dei valori ottenuti per le rotture di tipo “A”; sono state quindi riportate all’interno delle singole tabelle, per non togliere efficacia al confronto.

Tabella 5.12: Confronto variazione percentuale di resistenza per la fascia di altezza massima

		R_{rif} [N/mm²]	SM KGG	SM KGT	SL KGT	SL KGF	AN KGT	AN KGF
PIETRA	unità	2.76	-2.63%	/	-72.56%	-63.48%	-89.69%	-75.31%
	giunto	1.50	-17.90%	/	-54.95%	-71.58%	-77.47%	-71.19%
MATTONE	unità	1.76	2.31%	-55.85%	-19.88%	-12.44%	-33.61%	-15.26%
	giunto	0.85	0.49%	0.29%	27.00%	7.33%	32.34%	-22.45%
		R_{rif} (Gallo)	CFRP	GFRP	TRM EMACO	TRM ALBARIA		
PIETRA	unità	3.01	3.60%	-5.80%	-67.00%	-89.00%		
	giunto	1.92	-27.00%	24.00%	-57.00%	-90.00%		
MATTONE	unità	2.01	-0.70%	12.00%	-59.00%	-49.00%		
	giunto	0.96	24.00%	-13.00%	-43.00%	-32.00%		

Le tabelle 5.13 e 5.14, relative rispettivamente alla zona di transizione e di cristallizzazione salina, confermano in media i ragionamenti della fascia più elevata. I miglioramenti più marcati sono stati apportati dagli FRP (con una media generale, ottenuta su tutte e tre le altezze, del 7% per i CFRP e del 4% per i GFRP), seguiti dal composito SM_KGG a matrice organica, con gli incrementi maggiori ottenuti sulla pietra per le due fasce inferiori. Anche i compositi a matrice cementizia (eccetto che per i campioni in fibra di acciaio a media densità e per il TRM EMACO, che hanno dato i risultati peggiori, con una media del -45%) hanno ottenuto buoni incrementi, anche se solo relativamente al supporto in mattoni. I compositi formati da matrice a base di calce, infine, mostrano incrementi di resistenza nella zona intermedia, specificatamente al supporto in mattoni. Il TRM ALBARIA presenta delle costanti variazioni negative, che lo portano ad avere una media complessiva elevata, -69%.

L’istogramma in Figura 5.19 mostra le resistenze di riferimento ottenute per le due sperimentazioni, a confronto secondo le tre fasce di applicazione. Le sigle dei valori riflettono la posizione su cui sono state ottenute le resistenze, in base all’altezza (zona A, B e C, primo termine), al supporto (pietra P e mattone M) e alla posizione relativa su unità o giunto (U, G); i dati attinenti alla sperimentazione Gallo vengono indicate con una G alla fine. Sebbene, nella maggioranza dei casi, i valori siano diversi tra le due campagne sperimentali, risulta evidente un andamento generale uniforme: sulla pietra le resistenze di riferimento diminuiscono scendendo verso la zona di cristallizzazione, sia su unità che a cavallo del giunto. Per il supporto in mattoni la situazione è più omogenea: le unità presentano i valori più bassi per la zona di transizione; le prove su giunto decrescono la propria resistenza verso la fascia indisturbata.

Tabella 5.13: Confronto variazione percentuale di resistenza per la fascia di altezza intermedia

		R_{rif} [N/mm ²]	SM KGG	SM KGT	SL KGT	SL KGF	AN KGT	AN KGF
PIETRA	unità	1.87	-2.63%	/	-72.56%	-63.48%	-89.69%	-75.31%
	giunto	0.72	-17.90%	/	-54.95%	-71.58%	-77.47%	-71.19%
MATTONE	unità	1.13	2.31%	-55.85%	-19.88%	-12.44%	-33.61%	-15.26%
	giunto	1.15	0.49%	0.29%	27.00%	7.33%	32.34%	-22.45%

		R_{rif} (Gallo)	CFRP	GFRP	TRM EMACO	TRM ALBARIA
PIETRA	unità	2.05	21.00%	4.70%	-44.00%	-91.00%
	giunto	1.20	2.80%	23.00%	-51.00%	-67.00%
MATTONE	unità	2.24	-2.30%	3.30%	-26.00%	-70.00%
	giunto	1.15	23.00%	1.30%	-27.00%	-65.00%

Tabella 5.14: Confronto variazione percentuale di resistenza per la fascia di altezza inferiore

		R_{rif} [N/mm ²]	SM KGG	SM KGT	SL KGT	SL KGF	AN KGT	AN KGF
PIETRA	unità	1.28	-2.63%	/	-72.56%	-63.48%	-89.69%	-75.31%
	giunto	0.74	-17.90%	/	-54.95%	-71.58%	-77.47%	-71.19%
MATTONE	unità	1.62	2.31%	-55.85%	-19.88%	-12.44%	-33.61%	-15.26%
	giunto	1.33	0.49%	0.29%	27.00%	7.33%	32.34%	-22.45%

		R_{rif} (Gallo)	CFRP	GFRP	TRM EMACO	TRM ALBARIA
PIETRA	unità	1.22	10.00%	20.00%	-30.00%	-90.00%
	giunto	0.48	-11.00%	35.00%	-68.00%	-33.00%
MATTONE	unità	2.19	35.00%	-39.00%	-42.00%	-85.00%
	giunto	1.20	5.70%	-14.00%	-51.00%	-72.00%

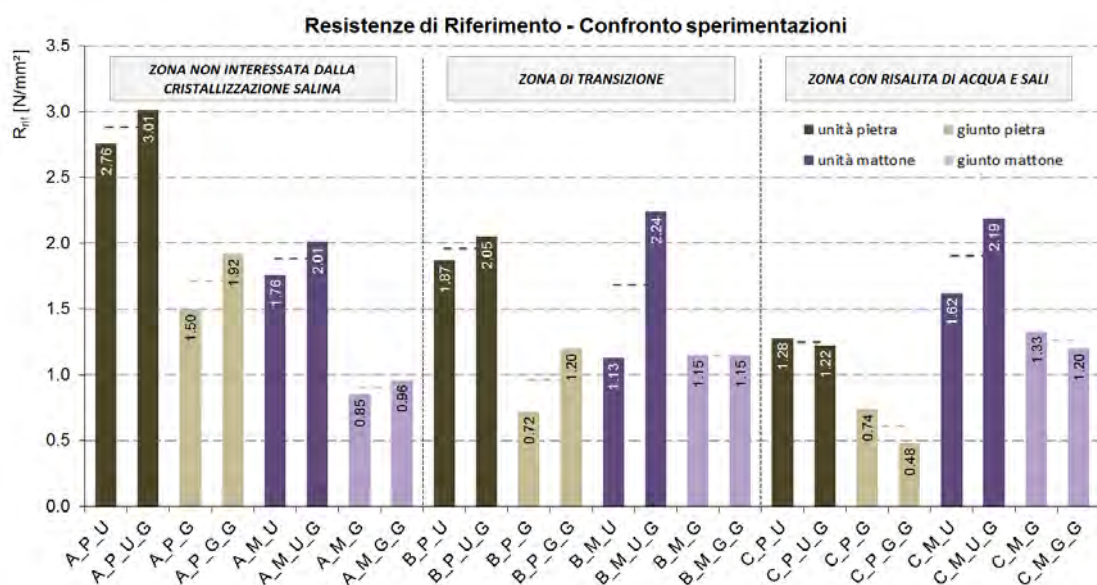


Figura 5.19: Confronto R_{rif} per fascia di applicazione, supporto, unità/giunto

5.5 Confronto tra altezze

In quest'ultimo paragrafo si andranno ad analizzare le resistenze in funzione delle diverse zone di influenza: la fascia più alta indisturbata, quella intermedia di transizione e quella inferiore, interessata dalla risalita di acqua e sali, quindi dal fenomeno della cristallizzazione. Sono di seguito riportati i grafici per le 4 tipologie di composito utilizzate nella campagna sperimentale descritta da Gallo: i valori di resistenza sono evidenziati per entrambe le tipologie di supporto. Gli altri compositi, analizzati e visibili al Paragrafo 4.2.4, sono utilizzati come termini di confronto.

Le prime due Figure, 5.20 e 5.21, mettono in risalto le resistenze nominali dei compositi a matrice organica. Il CFRP mostra un comportamento opposto in funzione del supporto: in funzione dell'altezza, infatti, le resistenze hanno un aumento medio del 36% su unità e dell'1.8% su giunto, per il mattone; sulla pietra scendendo verso la zona di cristallizzazione si nota invece un decremento medio del 57% e del 55%, per unità e giunto. Sui campioni di GFRP la tendenza complessiva dei valori è in diminuzione in funzione dell'altezza, con decrementi medi del 34% su unità mattone, 48% e 60% su unità e giunto pietra. Solo il giunto mattone mostra le tensioni più alte per la zona "B", con un aumento del 15%. Nel confronto tra i compositi, per gli SM_KGG la resistenza sembra indipendente dalla fascia di applicazione, soprattutto per le prove su giunto; la tendenza vede comunque una diminuzione delle resistenze scendendo verso la zona "C". Le prestazioni maggiori sono offerte nel caso in cui il composito sia stato applicato su pietra.

Nella Figura 5.22 viene presentato il confronto tra le resistenze nominali del TRM con matrice ALBARIA, in funzione della fascia del pannello e del supporto. La tendenza vede una graduale diminuzione delle tensioni dalla zona indisturbata a quella di cristallizzazione, sia per le unità di pietra e mattone (decremento medio del 61% e del 65%), che per il giunto mattone (50%). I provini eseguiti su giunto pietra mostrano i valori più alti sulla fascia centrale, con un aumento del 12% rispetto alla zona "A". I due restanti fibrorinforzati con matrice di calce, SL_KGF e AN_KGF, mostrano delle somiglianze di comportamento rispetto al caso precedente, ma solo per le prove su unità. Per SL_KGF, le resistenze maggiori si presentano sulla zona indisturbata; i decrementi sono però inferiori, del 37% medio, e con forti alterazioni tra i valori. I campioni di AN_KGF mostrano resistenze identiche sulle due zone più elevate e decrementi lievi sulla fascia inferiore (su pietra si ha un aumento medio del 10%). Il comportamento su giunto è completamente differente da quello osservato per il TRM ALBARIA. Le resistenze maggiori sono state raggiunte sulla zona di transizione: si assiste ad un decremento medio del 44% tra le due applicazioni di estremità per il supporto in mattoni, e ad un decremento medio del 26% per le prove su pietra (SL_KGF); le percentuali variano tra il 41% e il 12% su mattone per AN_KGF. In generale si nota che i compositi offrono maggiori prestazioni se applicati su mattoni.

Il comportamento del TRM EMACO, osservabile in Figura 5.23, mette in evidenza come i valori massimi delle resistenze siano stati rilevati per la fascia centrale di transizione. In funzione dell'altezza si assiste quindi ad un decremento medio del 19% e del 24% sul substrato in mattoni, prove giunto e unità. Per la pietra le percentuali diventano del 23% sull'unità e si alzano all'80% in corrispondenza

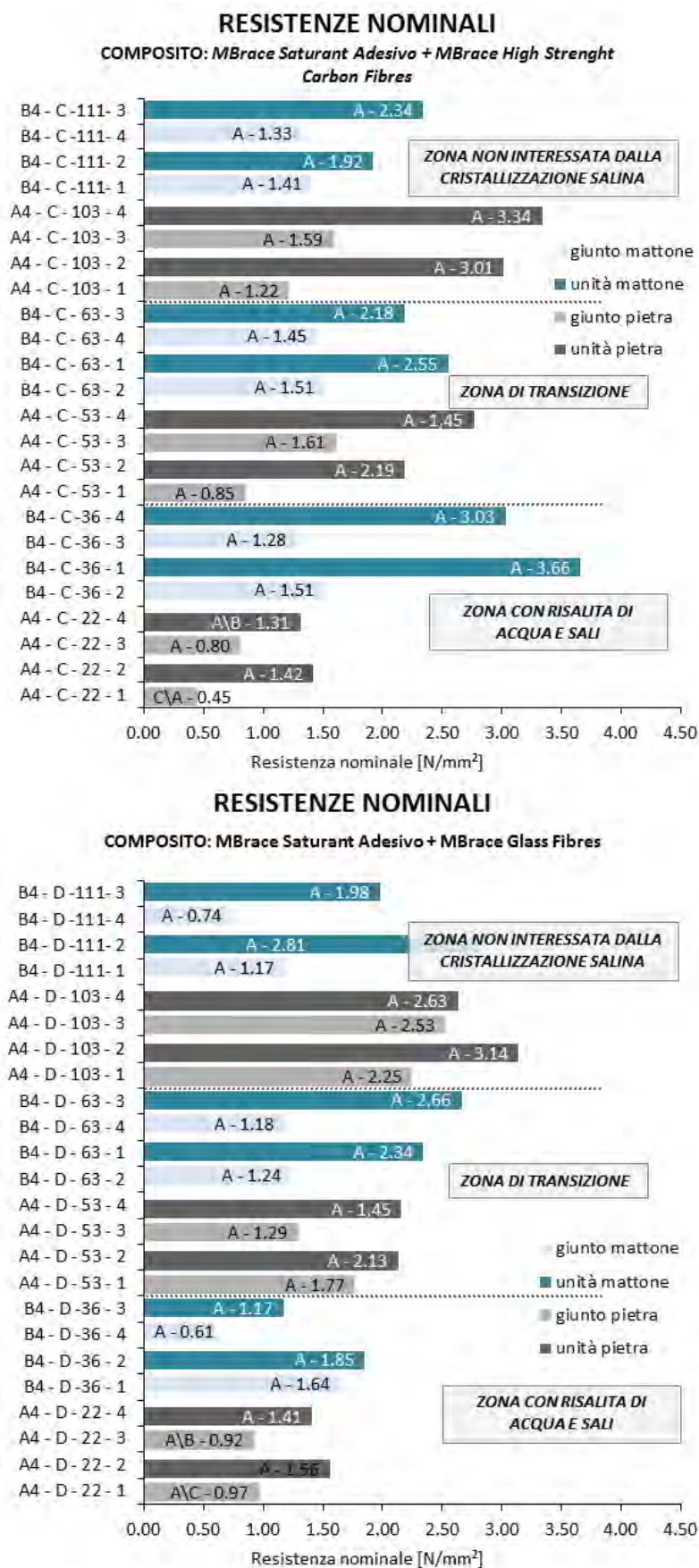


Figura 5.20: Confronto resistenze CFRP e GFRP, al variare dell'altezza e del supporto (Gallo N., 2013)

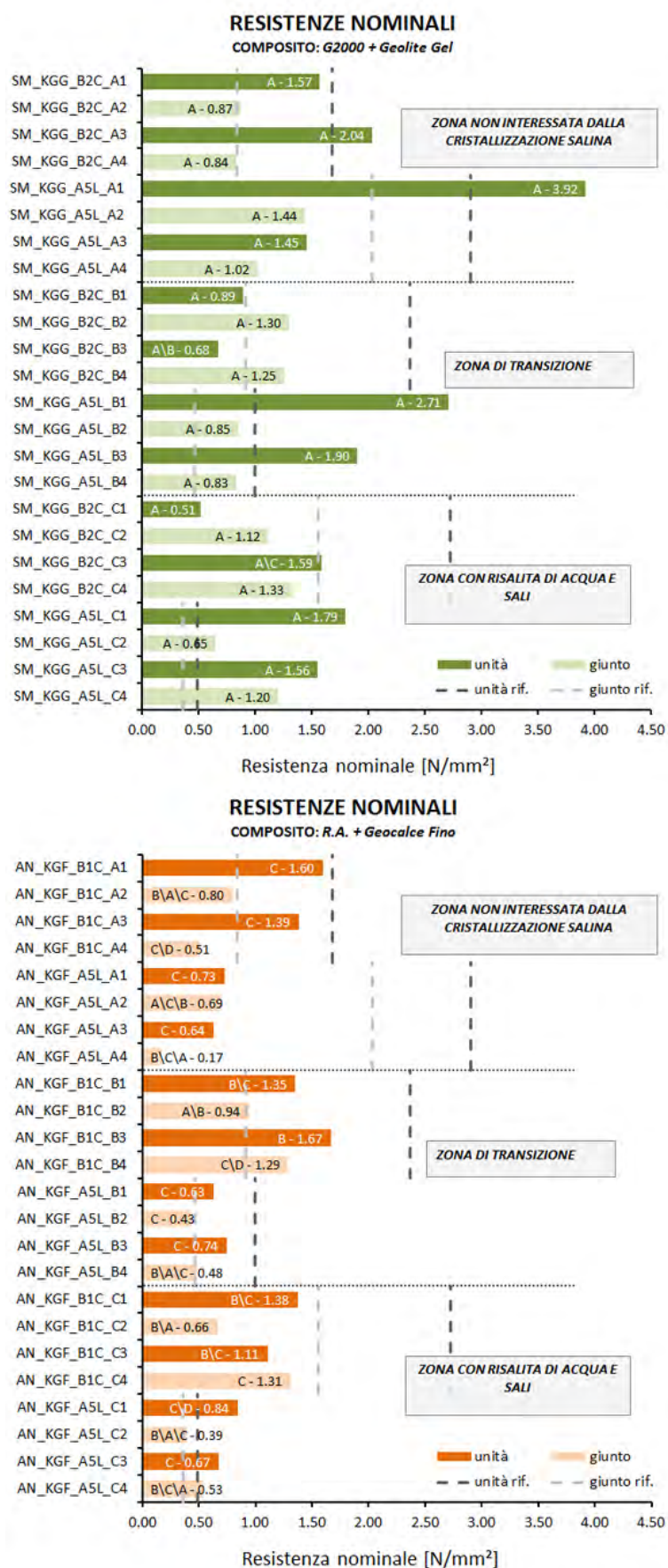


Figura 5.21: Confronto resistenze SM_KGG e AN_KGF, al variare dell'altezza e del supporto

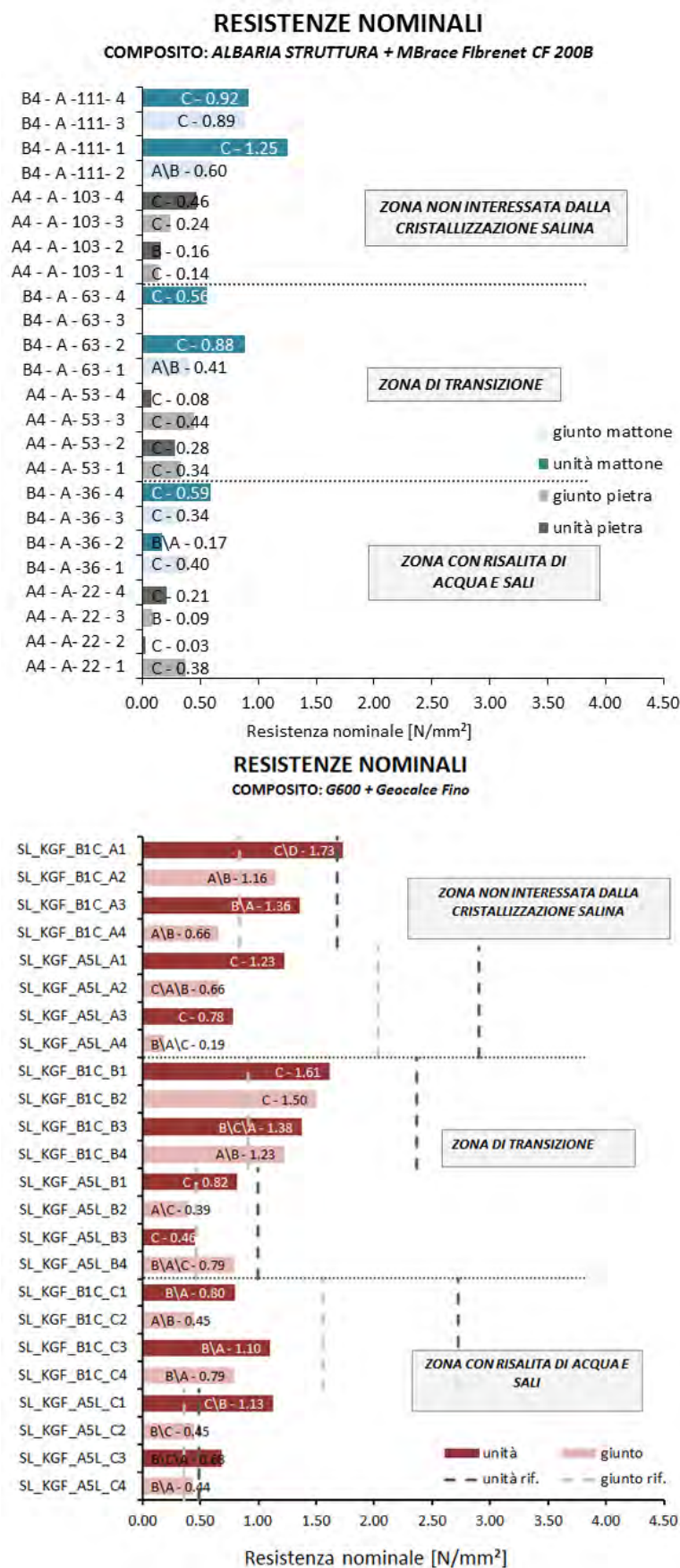


Figura 5.22: Confronto resistenze TRM ALBARIA e SL_KGF, al variare dell'altezza e del supporto (Gallo N., 2013)

del giunto. Tra i compositi a matrice cementizia, solo gli SL_KGT presentano un simile andamento, e solo su pietra, con decrementi massimi del 48% su unità e del 28% su giunto. Per il supporto in mattoni invece i valori più alti sono stati ottenuti sulla zona "C". I campioni AN_KGT si comportano più chiaramente (Figura 5.24), con resistenze che tendono ad aumentare verso la zona di cristallizzazione. I decrementi medi che si ricavano sono del 66% e 22% su pietra (unità e giunto), del 37% e 40% su mattone. Per quanto riguarda il composito SM_KGT, applicato e testato solo su mattone, si assiste ad un decremento massimo dell'88% nella zona di transizione rispetto alla fascia superiore, per le prove unità. Il valore massimo di resistenza nel caso di giunto si ottiene invece per la fascia inferiore; il decremento è del 54%.

In generale, non viene confermata la tesi sostenuta da Gallo secondo cui avvicinandosi alla zona di cristallizzazione si ottiene un decremento delle resistenze, sia in corrispondenza del giunto che sulle prove di unità. I casi analizzati mostrano infatti dei risultati contrastanti, differenti sia per supporto che per semplice composito. Dei riscontri più evidenti si possono ottenere solo da un confronto tra famiglie di fibrorinforzati, in base al tipo di matrice. I compositi a matrice inorganica mostrano generalmente le maggiori variazioni percentuali di resistenza. Solo in due casi, infine, i valori delle tensioni a cavallo del giunto hanno superato i campioni sull'unità: si tratta dei TRM ALBARIA applicati su pietra, e degli SM_KGT applicati su mattone.

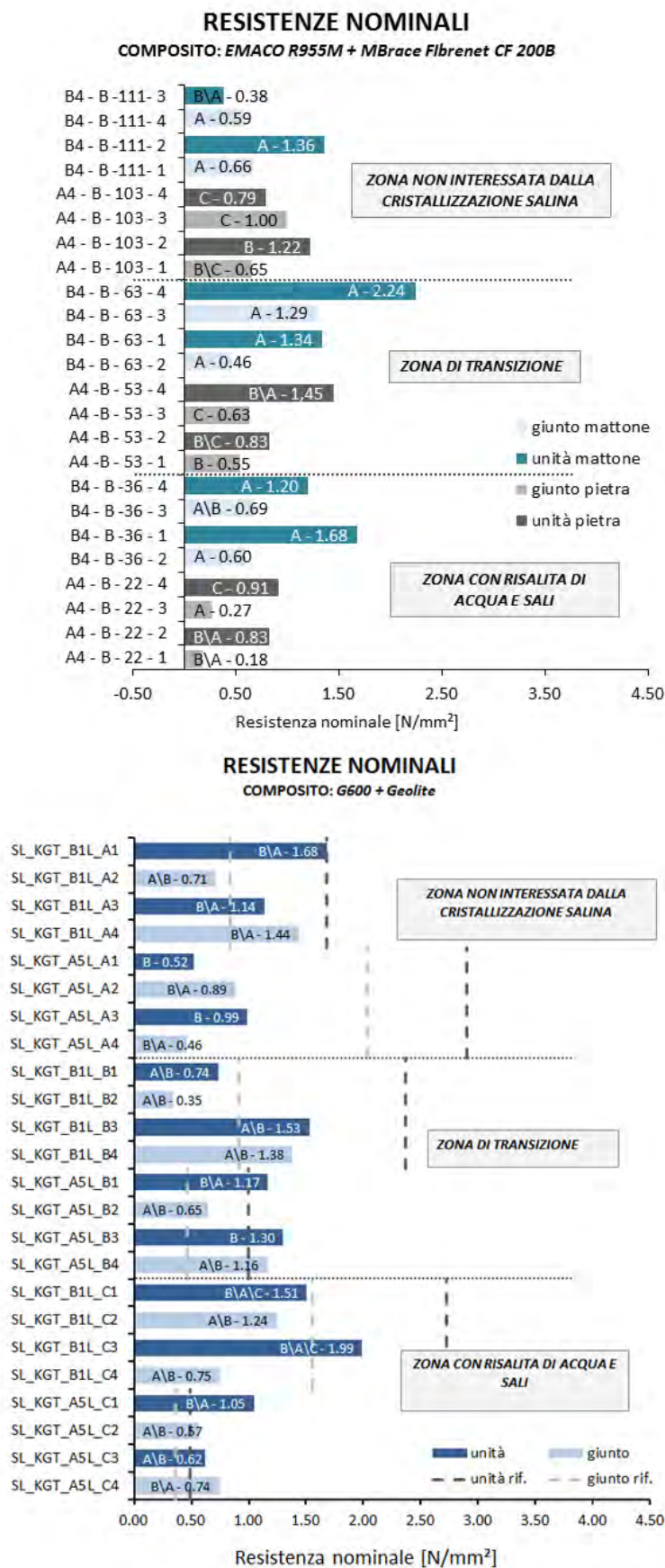


Figura 5.23: Confronto resistenze TRM EMACO e SL_KGT, al variare dell'altezza e del supporto (Gallo N., 2013)

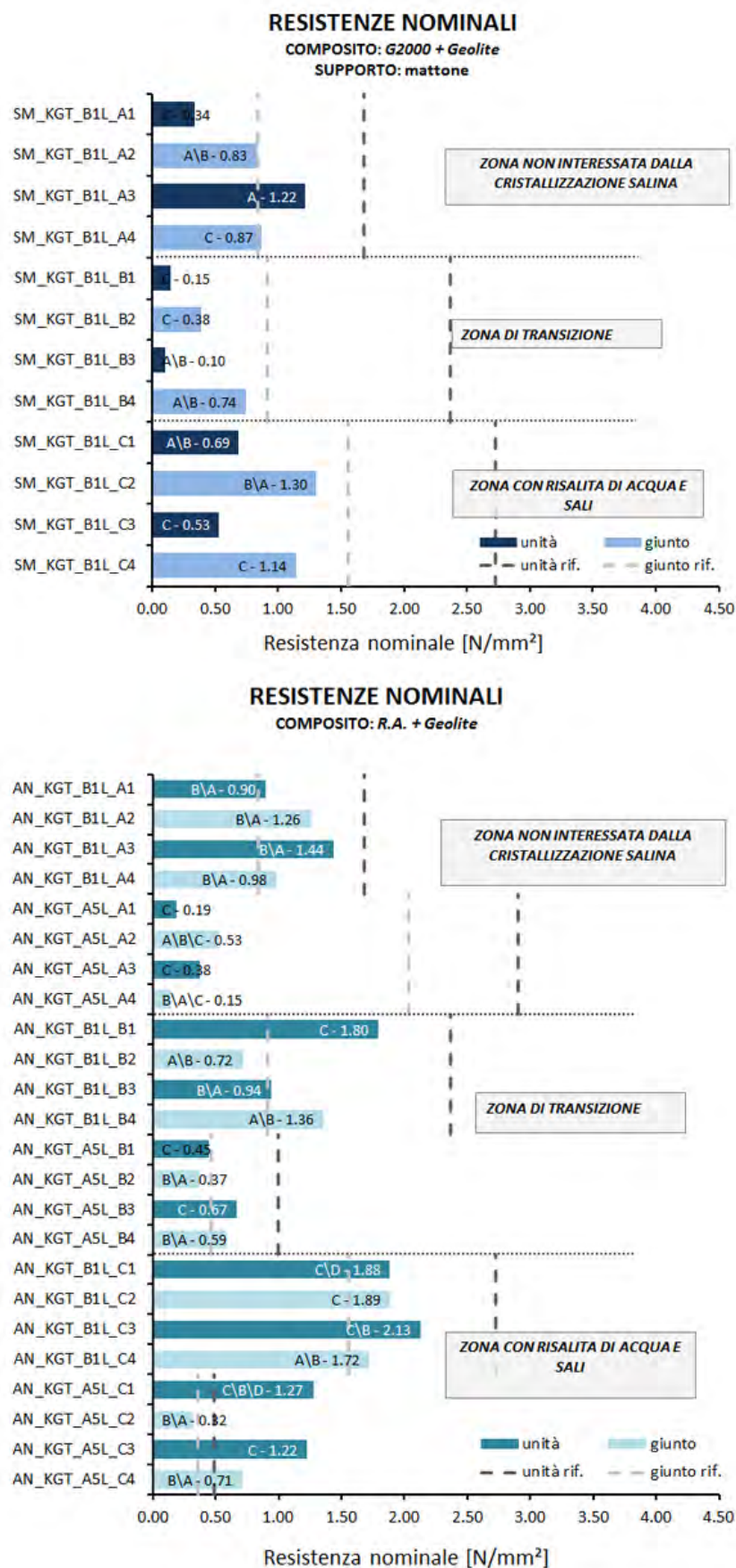


Figura 5.24: Confronto resistenze SM_KGT e AN_KGT, al variare dell'altezza e del supporto

Capitolo 6

Conclusioni

La presente tesi di laurea ha indagato molteplici aspetti riguardanti il consolidamento delle costruzioni in muratura con materiali compositi. Si inserisce in un ampio contesto di prove eseguite in situ, con lo scopo principale di valutare il comportamento di adesione tra rinforzo e substrato. Lo studio dell'efficienza e della funzionalità ha riguardato in modo particolare la categoria dei materiali compositi a matrice inorganica, accoppiati con fibre unidirezionali in acciaio secondo diverse densità. In secondo luogo, l'applicazione di questi stessi materiali su un edificio in muratura danneggiato dal sisma aquilano del 2009, ha permesso una valutazione globale sull'efficacia del consolidamento ottenuto, fondamentale negli interventi di adeguamento e miglioramento sismico.

La campagna sperimentale eseguita a Milano presso il cantiere di scuola edile (ESEM) si propone inoltre di analizzare il degrado dovuto alla cristallizzazione salina e al fenomeno della risalita capillare, e di come questo possa contribuire all'adesione dei compositi applicati. Lo studio della durabilità è stato possibile grazie alla presenza di alcuni modelli in scala reale, edificati durante i primi anni '90 per valutare l'interazione con l'ambiente esterno e sottoposti a continui cicli di degrado. Rappresentano una valida alternativa alla sperimentazione in laboratorio. I fabbricati sono stati realizzati in pietra serena e mattoni faccia vista, con legante a base di calce. I materiali compositi utilizzati per la sperimentazione sono il risultato di combinazioni tra fibre di diversi materiali e miscele prodotte e fornite dal gruppo Kerakoll. Le prove hanno cercato di individuare le combinazioni di fibra e matrice più efficaci dal punto di vista dell'aderenza al supporto e della durabilità. In

particolare sono state prese in considerazione sei tipologie di composito, a matrice organica e inorganica (malta di calce e cementizia). Le fibre comprendono trefoli in acciaio unidirezionale con diversa densità (media e bassa) e rete bidirezionale in ardesia.

Le malte sono state applicate per uno spessore complessivo del rinforzo inferiore al centimetro. La suddivisione dei pannelli secondo tre diverse fasce di altezza, concordata all'inizio della fase sperimentale, ha permesso di analizzare il grado di diffusione del fenomeno di risalita. A causa della diversa porosità dei materiali di supporto (e quindi di un diverso assorbimento capillare), i pannelli in laterizio hanno presentato uno stato di degrado maggiore e una forte presenza di sali all'interno della muratura; il fenomeno di risalita si presenta inoltre eterogeneo anche sullo stesso tipo di substrato. Le fasi iniziali di preparazione dei provini possono influenzare il comportamento meccanico dei compositi e contribuire allo sviluppo di risultati con variabilità notevole. Le incisioni utili ad isolare le aree di prova devono essere eseguite con adeguata strumentazione: si è preferito un intaglio ottagonale, effettuato con smerigliatrice e disco di piccolo diametro, per il taglio dell'acciaio a media densità; nel resto dei casi l'intaglio è stato possibile grazie ad un'apposita tazza circolare diamantata.

Per studiare il comportamento di aderenza è stata utilizzata la prova di pull-off. Si tende a precisare come in alcuni casi lo strato superficiale dei compositi a matrice inorganica sia risultato eccessivamente umido durante i test: questo può aver influenzato il valore finale delle tensioni.

Le analisi preliminari riguardano le tipologie di rottura ottenute durante la fase sperimentale, suddivise secondo normativa ASTM C1583 (2004). La rottura di tipo "D" implica il fallimento del sistema di prova e non si è mai verificata. In generale si può osservare una sostanziale differenza di comportamento tra matrici organiche e inorganiche. Il composito SM_KGG ha infatti presentato nella totalità dei casi una rottura coesiva del supporto, confermando le capacità di aderenza previste. I compositi a matrice inorganica hanno dato risultati molto diversi, sia in funzione del composito che del supporto. Nel caso di matrice a base di calce, entrambi i compositi presentano, per quanto concerne l'applicazione su pietra, una prevalenza di rotture dello strato di rinforzo: è evidente che, o il supporto resiste più del composito, oppure il legame non è sufficiente a sviluppare una completa adesione. Sul mattone la prevalenza delle rotture si sposta all'interfaccia con il supporto. I tre compositi a matrice cementizia devono essere analizzati separatamente. I campioni SM_KGT sono stati testati solo su mattone, poiché le resistenze elevate di composito e supporto non hanno permesso di eseguire un'adeguata preparazione dei provini: le fibre in acciaio e l'elemento resistente hanno reso impossibile la fase di taglio, rimuovendo inoltre parte dello strato superficiale di malta. Le modalità di rottura sono suddivise tra i tipi "A" e "C". Per gli SL_KGT sono state ottenute rotture prevalenti di interfaccia sulla pietra, con percentuali inferiori per il tipo "A". La tendenza si inverte sul mattone; non si sono rilevate rotture del rinforzo. Le modalità di rottura dei campioni AN_KGT, infine, sono distribuite tra interfaccia e rinforzo per la pietra; sul mattone si presenta un equilibrio sostanziale per le tre modalità principali. La suddivisione delle rotture generali in base alla fascia di esecuzione della prova non ha dato particolari evidenze.

Lo studio delle tensioni, ottenute come rapporto tra il carico di rottura regi-

strato in fase sperimentale e l'area nominale dei campioni, può dar luogo a diverse considerazioni. In generale non si può definire un comportamento omogeneo dei materiali in base alle tre fasce di applicazione. Per quanto riguarda i campioni di SM_KGG applicati su pietra, le resistenze tendono a diminuire scendendo verso la zona più bassa del pannello; nel supporto in mattoni la tendenza rimane la stessa per le prove eseguite su unità (diversamente dai campioni di controllo testati direttamente su supporto), mentre sul giunto si osserva il comportamento contrario. I valori ottenuti sono tra i più elevati della campagna sperimentale e, poiché tutte le rotture si sono verificate su supporto, sono riconducibili quasi esclusivamente allo stato di degrado presente sui pannelli murari. L'adesione risulta ottima senza distinzione di supporto.

Per il composito SL_KGF applicato su pietra, le resistenze danno i risultati inferiori sulla zona di transizione (in corrispondenza del giunto il comportamento è omogeneo). Questo fatto può essere spiegato da una maggiore presenza di sali cristallizzati, riscontrata per le fasce superiori dei pannelli. Sul mattone i valori tendono a diminuire in funzione dell'altezza. Anche per i campioni AN_KGF si ottengono gli stessi andamenti; il ragionamento è valido su entrambi i supporti. È evidente che le diverse proprietà dei materiali di substrato possono influenzare il grado di maturazione delle malte di calce idraulica; sul mattone si ottengono generalmente i valori più elevati, e le resistenze tendono a diminuire in funzione del maggiore degrado del supporto. L'adesione non può considerarsi ottimale in quanto si sviluppa un elevato numero di rotture di interfaccia substrato/composito; la presenza di altrettante rotture tipo "C" indicano tuttavia una più difficile comprensione degli effetti della cristallizzazione, in quanto è ceduto il rinforzo.

I compositi a matrice cementizia hanno ottenuto i risultati più variabili. Per quanto riguarda gli SM_KGT, testati su solo mattone, la tendenza di comportamento mostra resistenze inferiori alla media generale, ottenute in corrispondenza della zona di transizione. La prevalenza delle modalità di rottura indica che l'adesione è elevata; le rotture di tipo "C" sono state probabilmente causate dalla densità elevata delle fibre in acciaio, tale da non permettere un'adeguata penetrazione della matrice. Il composito SL_KGT mostra un comportamento simile al caso precedente, se applicato sui mattoni. Le resistenze superiori confermano la migliore qualità della combinazione eseguita. Per la pietra i valori più elevati risultano per la zona di transizione, maggiori rispetto ai valori di riferimento (su solo supporto). I campioni di AN_KGT si comportano come un caso a sé stante: in ugual modo, sia su pietra che su supporto in mattoni, le resistenze crescono rispetto ad una diminuzione dell'altezza di prova. Questo risultato, condivisibile per la zona di risalita capillare sui compositi a matrice cementizia, potrebbe essere spiegato con una migliore aderenza ai mattoni umidi e degradati rispetto a quelli presenti sulle fasce di altezza superiore. In generale, i valori registrati per le prove sul mattone sono più elevati rispetto alla pietra, a conferma del migliore comportamento di adesione (in base alle modalità di rottura).

Sono state analizzate in seguito le variazioni percentuali di resistenza nominale rispetto a dei valori di riferimento. Dal confronto si nota come i miglioramenti più marcati siano stati ottenuti dal composito SM_KGG, su pietra per le zone di transizione e di risalita (+24% medio). I compositi a matrice cementizia, eccetto gli SM_KGT (sempre negativi), hanno ottenuto incrementi di resistenza relativa-

mente al supporto in mattoni (fino al 35%). Gli SL_KGF e AN_KGF riportano percentuali positive sulla fascia intermedia, per il supporto in laterizio (+30% su unità). Possibili correlazioni si possono definire con le modalità di rottura. A rotture del supporto corrispondono infatti le variazioni positive più elevate. Tuttavia il dato è valido solo per la fascia indisturbata; le zone più degradate non offrono gli stessi risultati.

La presenza del giunto di malta nei campioni testati ha influito negativamente sulle tensioni nominali. Le prove eseguite su unità restituiscono valori costantemente superiori; soltanto nel caso del composito SM_KGT i valori in corrispondenza del giunto sono stati più elevati. Risultano influenzate anche le modalità di rottura: le analisi mostrano come sulla pietra i campioni a cavallo del giunto restituiscano rotture prevalenti di tipo “B”, probabilmente a causa di una minore adesione sviluppata con la parte di malta; le unità presentano rotture prevalenti dello strato di rinforzo, confermando il migliore grado di adesione. La resistenza inferiore dei mattoni rende meno chiaro questo tipo di comportamento e offre risultati molto variabili. È stata infine ricercata una corrispondenza tra i valori delle tensioni ottenuti su unità e su giunto. I risultati non hanno però mostrato una tendenza definita; la metodologia potrebbe essere più significativa in presenza di un numero maggiore di dati.

Il confronto con la sperimentazione eseguita da Gallo N. (2013), ha evidenziato dei risultati molto interessanti. In generale, le modalità di rottura rispecchiano i valori ottenuti per entrambe le campagne sperimentali. Il confronto, però, sembra avere una certa efficienza solo se applicato sui compositi suddivisi per tipologia di matrice. Anche in termini di tensioni nominali i risultati sono molto vicini, se si mantiene questa divisione. Ciò che cambia è il comportamento rispetto alle tre zone di degrado e al tipo di supporto. Per le matrici organiche e a base di calce le variazioni di resistenza sono abbastanza simili; per le matrici cementizie l'andamento è diverso su tutti e quattro i compositi messi a confronto. Si osserva comunque che i materiali utilizzati sono molto diversi; risulta quindi giustificata la mutevolezza dei risultati.

La campagna sperimentale seguita a L'Aquila ha riguardato il consolidamento di alcuni pannelli murari all'interno di un edificio colpito dal sisma del 2009. Per due pannelli campione l'intervento è stato sviluppato mediante iniezione di malta a base di calce idraulica naturale (*Geocalce Fluida*); successivamente, su entrambi i lati dei pannelli sono state applicate quattro fasce di materiale composito *SRG* di diversa densità (bassa e media), collegate attraverso connettori in *SRG*. Le iniezioni si sono effettuate all'interno dei connettori: l'elevata fluidità della calce ha reso più semplice l'operazione. Un terzo pannello è stato scelto come campione rappresentativo della muratura e messo a confronto durante l'analisi dei risultati. Le videoendoscopie hanno evidenziato la scarsa qualità della sezione muraria, numerose cavità e discontinuità, e la disgregazione del materiale legante. Hanno confermato la difficoltà nella scelta iniziale dei pannelli campione, legata a differenti caratteristiche morfologiche (come la presenza di elementi lignei). I pannelli sono stati sottoposti a prove soniche in trasparenza e tomografie orizzontali e verticali, eseguite in fase pre e post consolidamento. I risultati mostrano notevoli differenze tra le velocità nei pannelli iniettati rispetto a quello non rinforzato. Ciò

conferma la bontà delle operazioni di iniezione, e la notevole presenza iniziale di vuoti all'interno della muratura. Per le prove di compressione diagonale, si è scelto di utilizzare il setup di prova proposto in Dalla Benetta (2010). L'esecuzione delle prove ha verificato ulteriormente l'efficacia del consolidamento dovuto a iniezione, e ha indagato l'incremento del modulo di taglio G , superiore di circa dieci volte nel caso dei pannelli rinforzati. I trasduttori di deformazione hanno permesso di analizzare il comportamento della fibra in acciaio: i risultati mostrano che le deformazioni, relativamente basse, si sviluppano in prevalenza durante gli ultimi cicli di carico, in prossimità del carico di rottura dei pannelli. I dati sono tuttavia influenzati dalla notevole disomogeneità degli elementi in muratura; questo ha influito negativamente sulle condizioni di prova. D'altra parte la campagna sperimentale è stata adattata secondo le condizioni rilevate in sito, con risultati realistici ed un comportamento che rispecchia le proprietà meccaniche degli edifici da ripristinare. Le prove di martinetto piatto doppio sono state eseguite infine su due campioni in muratura diversi dai precedenti. Il consolidamento è avvenuto mediante sola iniezione. Il test ha rilevato quantitativamente il miglioramento delle caratteristiche meccaniche, mediante incrementi sostanziali delle resistenze. Si può notare un comportamento monolitico del pannello rinforzato, mentre nel non consolidato la continua rotazione dei conci provoca una diminuzione delle riserve di resistenza della muratura.

Il presente lavoro di tesi ha analizzato alcune tematiche sull'efficacia dell'uso di compositi, in particolare sul comportamento di adesione. Per dare un seguito alle esperienze presentate, i risultati potrebbero essere ampliati mediante ulteriori analisi sulla durabilità dei materiali utilizzati come supporto, in diretto contatto con le condizioni ambientali esterne oppure sottoposti a studi in laboratorio, in condizioni aggressive controllate (ad esempio prove con nebbie saline). Anche i compositi a matrice inorganica necessitano di una migliore conoscenza di comportamento; può essere utile indagare come i diversi fenomeni di degrado influenzano negativamente l'adesione al supporto. Si possono testare nuove combinazioni di materiali compositi, come l'accoppiamento di matrici organiche con fibre in acciaio a bassa densità e reti in ardesia, in modo da ampliare la gamma dei risultati. Un altro sviluppo riguarda lo spessore del pacchetto dei materiali di rinforzo, in modo da fornire dati sulle migliori capacità di accoppiamento tra fibra e matrici. Da non sottovalutare le condizioni di applicazione dei materiali, in relazione alle corrette capacità di maturazione dovute ai parametri ambientali. Dalla campagna sperimentale svolta a L'Aquila è emersa infine la necessità di realizzare delle prove di taglio-compressione in laboratorio, al fine di interpretare con maggiore accuratezza il comportamento del tipo di rinforzo utilizzato.

Bibliografia

- ACI 440.2R-08 (2008). Guide for the design and construction of externally bonded frp systems for strengthening concrete structures. American Concrete Institute.
- ACI 440R-96 (1996). State-of-the-art report on fiber reinforced plastic (frp) reinforcement for concrete structures. American Concrete Institute.
- Aiello M. A.; Sciolti M. S. (2007). Analysis of the durability of the bond between masonry and FRP sheets. In *8th Int. Symp. on Fiber Reinforced Polymers for Reinforced Concrete Structures - FRPRCS8*, Patras (Greece).
- Aiello M. A.; Sciolti S. M. (2006). Bond analysis of masonry structures strengthened with cfrp sheets. *Construction and Building Materials*, **420**, 90–100.
- Albert M. A.; Elwi A. E.; Cheng R. J. J. (2001). Strengthening of unreinforced masonry walls using FRPs. *Journal of Composites for Construction*, **5**, 76–84.
- Algeri C.; Poverello E.; Plizzari G.; Giuriani E. (2010). Experimental study on the injected anchors behaviour on historical masonry. *Advanced Materials Research*, **133-134**, 1–7.
- Allen D. G.; Atadero R. A. (2012). Evaluating the long-term durability of externally bonded FRP via field assessments. *Journal of Composites for Construction*, **16**, 737–746.
- Alvaro V. (2007). Materiali compositi a matrice cementizia per i rinforzi strutturali. Tesi di Laurea Magistrale, Università degli Studi di Bologna (Italy).
- ASTM C1197 (2004). Standard test method for in situ measurement of masonry deformability properties using the flatjack method. American Society for Testing and Materials.
- ASTM C1583 (2004). Standard test method for tensile strength of concrete surfaces and the bond strength or tensile strength of concrete repair and overlay materials by direct tension (pull-off method). American Society for Testing and Materials.
- ASTM C597 (1983). Standard test method for pulse velocity through concrete. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D3868 (2009). Standard test method for fluoride ions in brackish water, seawater, and brines. American Society for Testing and Materials.

- ASTM D4541 (2009). Standard test method for pull-off strength of coatings using portable adhesion testers. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D7565 (2010). Standard test method for determining tensile properties of fiber reinforced polymer matrix composites used for strengthening of civil structures. American Society for Testing and Materials.
- ASTM E111-04 (2010). Standard test method for young's modulus, tangent modulus, and chord modulus. American Society for Testing and Materials.
- ASTM E488-96 (2003). Standard test methods for strength of anchors in concrete elements. American Society for Testing and Materials.
- ASTM E519 (2002). Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages. American Society for Testing and Materials.
- Badalà A.; Cuomo M.; D'Agata G. (2009). Analisi limite di volte a botte rinforzate con CFRP. In *19th Conf. Associazione Italiana di Meccanica Teorica e Applicata - AIMETA*, Ancona (Italy).
- Banhöfer B.; Brockmann T.; Brameshuber W. (2006). Material and bonding characteristics for dimensioning and modelling of textile reinforced concrete (trc) elements. *Materials and Structures*, **39**, 749–763.
- Basilio I. (2007). *Strengthening of arched masonry structures with composite materials*. Tesi di Dottorato di Ricerca, University of Minho (Portugal).
- Basilio I.; Oliveira D. V.; Lourenco P. B. (2005). Experimental characterization of frp-masonry interface behavior. In *5th Int. Conference AMCM*, Gliwice (Poland).
- Binda L.; Baronio G. (1991). Durabilità delle murature in ambiente aggressivo e delle tecniche di conservazione e protezione. In *Atti del corso di aggiornamento di ingegneria sismica*, Augusta (Germany).
- Binda L.; Baronio G.; Ferrieri E. D.; Rocca P. (1996). Full-scale models for the calibration of laboratory ageing tests. In *7th International Conference on Durability of Building Materials and Components, 7DBMC*, p. 998, Stockholm (Sweden). Volume 2.
- Binda L.; Tedeschi C.; Valluzzi M. R.; Garbin E.; Panizza M. (2011). Salt crystallization test on brick masonry reinforced by CFRP textiles. In *Int. Conf. of Building Materials and Components*, Porto (Portugal).
- Borri A.; De Maria A. (2009). Indice di qualità muraria (IQM) e sue applicazioni nell'ambito delle NTC 2008. *L'Edilizia, Ed. De Lettera*.
- Borri A.; Castori G.; Vetturini R.; Giannantoni A. (2009a). Monitoraggio strutturale di interventi di rinforzo realizzati con materiali compositi. In *Atti 8th Convegno Nazionale ANIDIS, L'ingegneria sismica in Italia*, Bologna (Italy).

- Borri A.; Castori G.; Corradi M.; Grazini A.; Casadei P.; Giannantoni A. (2009b). SRP/SRG: sperimentazione e applicazioni per il miglioramento sismico ed il consolidamento degli edifici in muratura. *mastrodicasa.com*, pp. 1–14.
- Borri A.; Casadei P.; Castori G.; Hammond J. (2009c). Strengthening of brick masonry arches with externally bonded steel reinforced composites. *Journal of composites for construction*, **13**(6), 468–475.
- Borri A.; Cangi G.; De Maria A. (2013a). Caratterizzazione meccanica delle murature (anche alla luce del recente sisma in emilia) e interpretazione delle prove sperimentali a taglio. In *Atti 15th Convegno Nazionale ANIDIS, L'ingegneria sismica in Italia*, Padova (Italy).
- Borri A.; Savelli R.; E. P. (2013b). Diatoni artificiali attivi a espansione: alla ricerca di un comportamento monolitico del pannello murario. In *Atti 15th Convegno Nazionale ANIDIS, L'ingegneria sismica in Italia*, Padova (Italy).
- Borri A.; Sisti R.; Gattesco N.; A. D. (2013c). Indagini sperimentali su sistemi di rinforzo di murature con intonaco, rete in gfrp e trefoli metallici inseriti nei giunti di malta. In *Atti 15th Convegno Nazionale ANIDIS, L'ingegneria sismica in Italia*, Padova (Italy).
- Borri A.; Candela M.; R. F. (2013d). La meccanica delle murature in pietra grezza ed i meccanismi del primo modo di collasso - prove in situ, in scala reale: i test ciclici. In *Atti 15th Convegno Nazionale ANIDIS, L'ingegneria sismica in Italia*, Padova (Italy).
- Borri A.; Castori G.; Corradi M. (2013e). Shear resistance of rubble stone and brick-masonry panels. In *Atti 15th Convegno Nazionale ANIDIS, L'ingegneria sismica in Italia*, Padova (Italy).
- Borri A.; Castori G.; Corradi M.; R. S. (2013f). Tecniche innovative di rinforzo di murature storiche. In *Atti 15th Convegno Nazionale ANIDIS, L'ingegneria sismica in Italia*, Padova (Italy).
- Bozzano C.; Podestà S.; Scandolo L.; Brignola A. (2013). Prove di compressione diagonale su murature a due paramenti: l'influenza dei diatoni. In *Atti 15th Convegno Nazionale ANIDIS, L'ingegneria sismica in Italia*, Padova (Italy).
- Briccoli Bati S.; Fagone M. (2008). Lunghezza ottimale di ancoraggio per rinforzi in frp su elementi in laterizio. In *Atti del convegno Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a.*, Roma (Italy).
- Briccoli Bati S.; Rotunno T. (2001). *Environmental durability of the bond between the CFRP composite material and masonry structures*. Historical constructions, Guimaraes (Portugal).
- Briccoli Bati S.; Marilli F.; Rovero L.; Tonietti U. (2004). Prove di trazione su placcaggi GFRM e confronto con rinforzi in CFRM. In *Atti del II Convegno Nazionale Meccanica delle strutture in muratura rinforzate con FRP-materials AICO*, Venezia (Italy).

- Briccoli Bati S.; Rovero L.; Tonietti U. (2007). Strengthening masonry arches with composite materials. *Journal of Composites for Construction*, **11**(1), 33–41.
- Brignola A.; Podestà S.; Lagomarsino S. (2009). Prova di compressione diagonale in situ - specifiche di prova - scheda tecnica di resoconto della prova. *Archivio RELUIS*.
- Camata G.; Pasquini F.; Spacone E. (2007). High temperature flexural strengthening with externally bonded FRP reinforcement. In *8th Int. Symp. on Fiber Reinforced Polymers for Reinforced Concrete Structures - FRPRCS8*, Patras (Greece).
- Camli U. S.; Binici B. (2007). Strength of carbon fiber reinforced polymers bonded to concrete and masonry. *Construction and Building Materials*, **21**, 1431–1446.
- Cancelli A. N.; Aiello M. A.; Casadei P. (2007). Experimental investigation on bond properties of SRP/SRG - masonry system. In *8th Int. Symp. on Fiber Reinforced Polymers for Reinforced Concrete Structures - FRPRCS8*, Patras (Greece).
- Capozucca R. (2004). Masonry panels with different mortar joints under compression. In *13th Int. Brick and Block Masonry Conference*, Amsterdam (Netherlands). (on CD-ROM).
- Capozucca R. (2010). Experimental FRP/SRP-historic masonry delamination. *Composite Structures*, **92**, 891–903.
- Carbonara G. (1996). *Restauro Architettonico. (vol. II, sez. E2)*. UTET, Torino (Italy).
- Carbone I. (2010). *Delaminazione di compositi a matrice cementizia su supporti murari*. Tesi di Dottorato di Ricerca, University of Roma TRE (Italy).
- Carozzi F. G.; Colombi P.; Di Feo C.; Montalbano A.; Poggi C. (2012). The use of GFRP grids for structural rehabilitation of masonry elements. In *6th Int. Conf. on FRP Composites in Civil Engineering - CICE*, Roma (Italy).
- Casadei P.; Nanni A.; Alkhrdaji T.; Thomas J. (2005). Behavior of double-t prestressed beams strengthened with steel reinforced polymer. *Advances in Structural Engineering an International Journal (ASCE)*, **8**(4), 427–442.
- Casareto M.; Olivieri A.; Romelli A.; Lagomarsino S. (2003). Bond behaviour of FRP laminates adherent to masonry. In *Int. Conf. Advancing with Composites*, Milano (Italy).
- Castori G. (2007). *Strengthening of masonry elements with innovative composite laminates*. Tesi di Dottorato di Ricerca, University of Perugia (Italy).
- Ceroni F.; Pecce M. (2006). Procedure per prove di aderenza su elementi in c.a. e muratura rinforzati con FRP. In *Atti del Convegno Nazionale Sperimentazione sui Materiali e sulle Strutture*, pp. 408–418, Venezia (Italy).

- Chin J.; Nguyen T.; Aouadi K. (1998). *Sorption and diffusion of water, salt water, and concrete pore solution in composite matrices*. National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg (Maryland).
- Circolare LL.PP. n. 26 (2010). Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove norme tecniche per le costruzioni (d.m. 14 gennaio 2008). 19 gennaio 2011.
- Circolare LL.PP. n. 617 (2009). Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni. 2 Febbraio.
- CNR DT-200 (2004). Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures. Italian National Research Council.
- CNR DT-200 R1 (2012). Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures. Italian National Research Council.
- Colleparidi M.; Ogoumah Olagot J. J.; Simonelli F.; Troli R. (2005). *Il calcestruzzo vulnerabile - Prevenzione, diagnosi del degrado e restauro*. Tintoretto, Treviso (Italy).
- Colombi P.; Fava G.; Poggi C. (2010). Bond strength of CFRP-concrete elements under freeze-thaw cycles. *Composite Structures*, pp. 973–983.
- Cromwell J. R.; Harries K. A.; Shahrooz B. M. (2011). Environmental durability of externally bonded FRP materials intended for repair of concrete structures. *Construction and building materials*, pp. 2528–2539.
- Czaderski C.; Olia S. (2012). En-core round robin testing program - contribution of empa. *Università di Roma, La Sapienza (Italia)*, pp. 1–8.
- Da Silva B. L. Q. (2012). *Diagnosis and strengthening of historical masonry structures: Numerical and experimental analyses*. Tesi di Dottorato di Ricerca, (Portugal).
- Dalla Benetta M. (2010). *Qualificazione di murature storiche: procedure sperimentali in sito e calibrazione in laboratorio*. Tesi di Dottorato di Ricerca, University of Padova (Italy).
- De Lorenzis L.; Zavarise G. (2008). Modeling of mixed-mode debonding in the peel test applied to superficial reinforcements. *Int. Journal of Solids and Structures*, **45**, 5419–5436.
- Desiderio P.; Feo L. (2005). Durability evaluation of EBR CFRP strengthened masonry structures. In *BBFS*.
- Di Tommaso A.; Focacci F.; Mantegazza G.; Gatti A. (2007). FRCM vs. FRP composite to strengthen rc beams: a comparative analysis. In *8th Int. Symp. on Fiber Reinforced Polymers for Reinforced Concrete Structures - FRPRCS8*, Patras (Greece).

- Di Tommaso A.; Focacci F.; Mantegazza G. (2008). PBO-FRCM composites to strengthen r.c. beams: mechanics of adhesion and efficiency. In *5th Int. Conf. on FRP Composites in Civil Engineering - CICE*, Zurich (Switzerland).
- D.M.LL.PP. 20/11/1987 (1987). Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento. Consiglio superiore dei Lavori Pubblici.
- Du X.; Zheng J.; Yan W.; Li Y.; Zhang J. (2012). The strength of the steel bar embedded in the masonry wall. *Advanced Materials Research*, **446-449**(Chapter 12: Monitoring and Control of Structures), 3377–3380.
- EN 1348 (2007). Adhesives for tiles - determination of tensile adhesion strength for cementitious adhesives. Comité Européen De Normalisation.
- ETAG 020 (2006). Plastic anchors for multiple use in concrete and masonry for non-structural applications. European Organisation for Technical Approvals - EOTA, Brussels (Belgium).
- ETAG 029 (2013). Metal injection anchors for use in masonry. European Organisation for Technical Approvals - EOTA, Brussels (Belgium).
- Faella C.; Martinelli E.; Paciello S.; Perri F. (2009). Composite materials for masonry structures: the adhesion issue. In *3rd Nat. Conf. on Mechanics of masonry structures strengthened with composite materials: modeling, testing, design, control - MuRiCo3*, pp. 266–273, Venice (Italy).
- Faella C.; Martinelli E.; Nigro E.; Paciello S. (2010). Shear capacity of masonry externally strengthened by a cement-based composite material: An experimental campaign. *Construction and Building Materials*, **24**, 84–93.
- fib Bulletin 14 (2001). Externally bonded FRP reinforcement for RC structures - technical report on the design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement for reinforced concrete structures. Fédération Internationale du Béton.
- Flores-Colen I.; De Brito J.; Branco F. (2009). In situ adherence evaluation of coating materials. *Experimental Techniques*, Wiley Online Library, pp. 51–60.
- Focacci F.; Mantegazza G. (2009). Compositi a matrice cementizia per il rinforzo delle murature: aderenza con il supporto. In *3rd Nat. Conf. on Mechanics of masonry structures strengthened with composite materials: modeling, testing, design, control - MuRiCo3*, Venice (Italy).
- Frocht M. (1931). Recent advances in photoelasticity. *Transactions, ASM*, **55**, 135–153.
- Galati N.; Micelli F.; Tumialan G. J.; La Tegola A.; Nanni A. (2006). *Comparison between FRP strengthening techniques on the out-of-plane behaviour of URM masonry walls*. Simpson Gumpertz & Heger Inc., Department of Civil Engineering, University of Missouri (USA), Department of Innovation Engineering, University of Lecce (Italy).

- Gallo N. (2013). Durabilità di materiali compositi applicati su murature in ambiente aggressivo: influenza della cristallizzazione salina sul fenomeno di aderenza. Tesi di Laurea Specialistica, Università degli Studi di Padova (Italy).
- Garmendia L. (2010). *Rehabilitation of masonry arches by a compatible and minimally invasive strengthening system*. Tesi di Dottorato di Ricerca, University of the Basque Country (Spain).
- Gattesco N.; Amadio C.; Barelli S.; Bedon C.; Rinaldin G.; Zorzini F. (2013). Analisi ciclica di pareti murarie in pietrame rinforzate mediante intonaco armato con rete in gfrp. In *Atti 15th Convegno Nazionale ANIDIS, L'ingegneria sismica in Italia*, Padova (Italy).
- Ghiassi B.; Marcari G.; Oliveira D. V.; Lourenco P. B. (2013). Water degrading effects on the bond behavior in FRP-strengthened masonry. *Composites Part B: Engineering*, pp. 11–19.
- Gigla B. (2004). Bond strength of injection anchors as supplementary reinforcement inside historic masonry. In *13th Int. Brick and Block Masonry Conference*, pp. 1–10, Amsterdam (Netherlands).
- Gigla B. (2010). Comparison of failure of injection anchors as supplementary reinforcement inside masonry and concrete. In *8th Int. Masonry Conference*, pp. 1–10, Dresden (Germany).
- Gilstrap J. M.; Dolan C. W. (1998). Out-of-plane bending of frp-reinforced masonry walls. *Composites science and technology*, pp. 1277–1284.
- Girardello P. (2012). *Rinforzo di volte in muratura con materiali compositi innovativi*. Tesi di Dottorato di Ricerca, University of Padova (Italy).
- Giuffrè A. (1990). *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*. Kappa Ed.
- GNDT g. n. p. l. d. d. t. (2000). *Manuale per la compilazione della scheda di primo livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica (AeDES)*. Servizio Sismico Nazionale, CNRGNDT, Roma (Italy).
- Gopalaratnam V. S.; Shah S. P. (1987). Tensile failure of steel fiber-reinforced mortar. *Journal of Engineering Mechanics*, **5**, 635–652.
- Grande E.; Imbimbo M.; Sacco E. (2008). FRP-strengthening of masonry structures: effect of debonding phenomenon. In *4th Int. Conf. on Structural Analysis of Historic Constructions - SAHC*, pp. 1017–1023, Bath (UK).
- Guadagnini M.; Serbescu A.; Palmieri A.; Matthys S.; Bilotta A.; Nigro E.; Ceroni F.; Czaderski C.; Olia S.; Szabo Z.; Balazs G.; Mazzotti C. (2012). Round robin test on the bond behaviour of externally bonded frp systems to concrete. In *6th Int. Conf. on FRP Composites in Civil Engineering - CICE*, pp. 1–8, Roma (Italy).

Hamoush S.; McGinley M.; Mlakar P.; Terro M. J. (2002). Out-of-plane behavior of surface-reinforced masonry walls. *Construction and building materials*, pp. 341–351.

<http://www.kerakoll.com/> (2013). Kerakoll - the greenbuilding company.

Huang X.; Birman V.; Nanni A.; Tunis G. (2005). Properties and potential for application of steel reinforced polymer and steel reinforced grout composites. *Composites Part B: Engineering*, **36**(1), 73–82.

ISO 527-2 (1996). Plastics - determination of tensile properties - part 2: Test conditions for moulding and extrusion plastics. British Standards Institution.

Iyer S. L.; Sen R. (1991). Advanced composite materials in civil engineering structures. *Proceedings of American Society of Civil Engineers (ASCE)*, p. 443.

Jasienko J.; Di Tommaso A.; Bednarz L. (2009). Experimental investigation into collapse of masonry arches reinforced using different compatible technologies. In *3rd Nat. Conf. on Mechanics of masonry structures strengthened with composite materials: modeling, testing, design, control - MuRiCo3*, Venice (Italy).

Karbhari V. M.; Ghosh K. (2009). Comparative durability evaluation of ambient temperature cured externally bonded CFRP and GFRP composite system for repair bridges. *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing*, pp. 1353–1363.

Kiang Hwee T.; Patoary M. K. H. (2004). Strengthening of masonry walls against out-of-plane loads using fiber-reinforced polymer reinforcement. *Journal of composites for construction*, **8**, 79–87.

Kim Y. J.; Fam A.; Kong A.; El-Hacha R. (2005). Flexural strengthening of rc beams using steel reinforced polymer (SRP) composites. *American Concrete Institute (ACI) Special Publication on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures*, **230**, 1647–1664.

Kosa K.; Naaman A. E.; Hansen W. (1991). Durability of fiber reinforced mortar. *ACI Materials Journal*, **88**(3), 310–319.

Kwiecień A.; Zajac B.; Kuboń P. (2012). Post failure repair of strengthening system made of CFRP and GFRP strips bonded to brick substrate-examined in single-lap tests. In *6th Int. Conf. on FRP Composites in Civil Engineering - CICE*, Roma (Italy).

Lee Y.; Boothby T.; Bakis C.; Nanni A. (1999). Slip modulus of FRP sheets bonded to concrete. *Journal of Composites for Construction*, **3**(4), 161–167.

Liu K.; Wu Y.-F. (2012). Analytical identification of bond-slip relationship of EB-FRP joints. *Composites Part B: Engineering*, **43**, 1955–1963.

- Loeffelstiel E. D. (2005). Metodologie non distruttive per la diagnosi delle strutture murarie: applicazione di prove soniche e confronto con procedure di maggiore invasività. Tesi di Laurea Specialistica, rel. Claudio Modena, Università degli Studi di Padova (Italy).
- Mantegazza G.; Barbieri A. (2002). Composito fibroso a matrice cementizia (FRCM) per il recupero strutturale delle costruzioni. In *SAIE - Conferenza AICO*, Bologna (Italy).
- Matana M.; Nanni A.; Dharani L.; Silva P.; Tunis G. (2005a). Bond performance of steel reinforced polymer and steel reinforced grout. In *Int. Symp. on Bond Behaviour of FRP in Structures - BBFS*.
- Matana M.; Galecki G.; Maerz N.; Nanni A. (2005b). Concrete substrate preparation and characterization prior to adhesion of externally bonded reinforcement. In *Proceedings of International Symposium on Bond Behavior of FRP in Structures (BBFS)*, Hong Kong (China).
- Mazzotti C.; Savoia M.; Ferracuti B. (2009). A new single-shear set-up for stable debonding of FRP-concrete joints. *Construction and Building Materials*, **23**, 1529–1537.
- Mazzotti C.; Ferracuti B.; Bellini A. (2012). Experimental bond tests on masonry panels strengthening by frp. In *6th Int. Conf. on FRP Composites in Civil Engineering - CICE*, Roma (Italy).
- Mitilididis G. J.; Salonikios T. N.; Kappos A. J. (2008). Mechanical and bond characteristics of SRP and CFRP reinforcement - a comparative research. *The Open Construction and Building Technology Journal*, **2**, 207–216.
- Mukhopadhyaya P.; Swamy R. N.; Lynsdale C. J. (1998). Influence of aggressive exposure conditions on the behavior of adhesive bonded concrete-GFRP joints. *Construction and building materials*, pp. 427–446.
- Myers J. J.; Ekenel M. (2004). Effects of environmental conditions on bond strength between CFRP laminate and concrete substrate. In *7th Int. Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures - FRPRCS-7*, New Orleans (USA).
- Nakaba K.; Kanakubo T.; Furuta T.; Yoshizawa H. (2001). Bond behavior between fiber-reinforced polymer laminates ad concretes. *ACI Structural Journal*, **98**(3), 359–367.
- Nanni A. (1993). Fiber-reinforced-plastic (FRP) reinforcement for concrete structures: properties and applications. *Developments in Civil Engineering*, **42**, 450.
- NIKER (2013a). Experimental result on structural connections - pull-out tests - ubath. New integrated knowledge based approaches to the protection of cultural heritage from earthquake-induced risk, project n. 244123, Università di Padova (Italy), pp. 4-13.

- NIKER (2013b). Experimental result on structural connections - pull-out tests of anchor pins in earthen materials - bam. New integrated knowledge based approaches to the protection of cultural heritage from earthquake-induced risk, project n. 244123, Università di Padova (Italy), pp. 25-35.
- NORMAL 22/86 (1986). Misura in laboratorio e in sito della velocità apparente (o virtuale) di propagazione del suono (onde longitudinali) nei materiali porosi da costruzione. Normativa Manufatti Lapidei.
- NTC (2008). Norme tecniche per le costruzioni. Decreto Ministeriale del 14/01/2008, Suppl. ord. n. 30 alla G.U. n. 29 del 4/02/2008.
- Oliveira D. V.; Basilio I.; Lourenco P. B. (2011). Experimental bond behavior of FRP sheets glued on brick masonry. *Journal of Composites for Construction*, **15**, 32–41.
- Olivito R. S.; Zuccarello F. A. (2008). Quality control and monitoring of FRP applications to masonry structures. *Strain, Blackwell Publishing Ltd*, **45**, 340–348.
- ONSITEFORMASONRY (2004). On-site investigation techniques for the structural evaluation of historic masonry buildings. Research project supported by the European Commission under the Fifth Framework Programme. www.onsiteformasonry.bam.de.
- Ozbakkaloglu T.; Saatcioglu M. (2009). Tensile behavior of FRP anchors in concrete. *Journal of composites for construction*, **13**(2), 82–92.
- Panizza M. (2010). *FRP strengthening of masonry arches: analysis of local mechanisms and global behaviour*. Tesi di Dottorato di Ricerca, University of Padova (Italy).
- Panizza M.; Garbin E.; Valluzzi M. R.; Modena C. (2008). Bond behaviour of CFRP and GFRP laminates on brick masonry. In *4th Int. Conf. on Structural Analysis of Historic Constructions - SAHC*, pp. 763–770, Bath (UK).
- Panizza M.; Garbin E.; Valluzzi M. R.; Modena C. (2009). Experimental study of the frp-clay interface subject to normal stresses. In *3rd Nat. Conf. on Mechanics of masonry structures strengthened with composite materials: modeling, testing, design, control - MuRiCo3*, pp. 391–398, Venice (Italy).
- Panizza M.; Garbin E.; Valluzzi M. R.; Modena C. (2012a). Experimental comparison of various types of specimens subjected to SL and DL shear bond tests on EB composites applied to bricks. In *6th Int. Conf. on FRP Composites in Civil Engineering - CICE*, Roma (Italy).
- Panizza M.; Garbin E.; Valluzzi M. R.; Modena C. (2012b). Experimental investigation on bond of FRP/SRP applied to masonry prisms. In *6th Int. Conf. on FRP Composites in Civil Engineering - CICE*, Roma (Italy).

- Papanicolaou C. G.; Triantafillou T. C.; Papathanasiou M.; Karlos K. (2007). Textile reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: out-of-plane cyclic loading. *Materials and structures*.
- Parisi F.; Iovinella I.; Balsamo A.; Augenti N.; Prota A. (2012). In-plane behaviour of tuff masonry strengthened with inorganic matrix-grid composites. *Composites Part B: Engineering*, **45**, 1657–1666.
- Pashina B. J. (1986). Crack repair of precast concrete panels. *Concrete International*, **8**(8), 22–26.
- Prota A.; Manfredi G.; Nanni A.; Cosenza E.; Pecce M. (2004). Flexural strengthening of rc beams using emerging materials: Ultimate behavior. In *4th Int. Conf. on FRP Composites in Civil Engineering - CICE*, pp. 163–170, Adelaide (Australia).
- Prota A.; Tan K. Y.; Nanni A.; Pecce M.; Manfredi G. (2006). Performance of RC shallow beams externally bonded with steel reinforced polymer. *ACI Structural Journal*, **108**(2), 163–170.
- RELUIS (2009). *Valutazione e riduzione della vulnerabilità di edifici in muratura*. Responsabile Claudio Modena, Coordinatore Andrea Vignoli, Roma (Italy). Marzo.
- RILEM (1988). Tc 76 lum-b6: General recommendations for methods of testing load-bearing unit masonry. *Materials and Structures*, **21**(123), 229–231.
- RILEM (1991). Tc 76-lum: Tests for masonry materials and structures. lum c3: Cyclic shear test for masonry panels designed to resist seismic forces. *Materials and Structures*.
- RILEM (1996). Recommendation ms.d.1: Measurement of mechanical pulse velocity for masonry. rilem tc 127-ms: Tests for masonry materials and structures. *Materials and Structures*, **29**, 463–466.
- RILEM (2004a). Recommendation mdt.d.4: In-situ stress tests based on the flat-jack. rilem tc 177-mdt: Masonry durability and on-site testing. *Materials and Structures*, **37**(7).
- RILEM (2004b). Recommendation mdt.d.5: In-situ stress-strain behaviour tests based on the flat-jack. rilem tc 177-mdt: Masonry durability and on-site testing. *Materials and Structures*, **37**(7).
- Rossi P. P. (1980). *Prove distruttive e non distruttive per la caratterizzazione meccanica dei materiali*. ISMES. bollettino n.130.
- Rossi P. P. (1986). Interim report of the first usa. italy workshop on evaluation and retrofit of masonry structures. Milano, Pavia, Bergamo, Verona (Italy).
- Serbescu A.; Guadagnini M.; Pilakoutas K. (2013). Standardised double-shear test for determining bond of FRP to concrete. *Composites Part B: Engineering*, **55**, 277–297.

- Silva P. F.; El-Domiaty K.; Myers J. J.; Tumialan J. G.; Belarbi A.; Nanni A. (2001). Performance of infill URM wall systems retrofitted with FRP rods and laminates to resist in-plane and out-of-plane loads. *Structural faults and repairs*.
- Skourup B.; Erdogmus E. (2009). Characteristics of PVA fiber-reinforced mortars. In *Structures Congress - Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role*, pp. 1622–1631, Austin, Texas (USA).
- Skourup B.; Erdogmus E. (2010). Polyvinyl alcohol fiber-reinforced mortars for masonry applications. *ACI Materials Journal*, **107**(1), 57–64.
- Soric Z.; Tulin L. G. (1989). Bond stress/deformation in pull-out masonry specimens. *Journal of Structural Engineering*, **115**(10), 2588–2602.
- Spiezia P. (2005). *I materiali compositi fibrorinforzati nel recupero degli edifici storici*. Tesi di Dottorato di Ricerca, University of Napoli (Italy).
- Stievanin E. (2012). *Studio sperimentale di tecniche per il ripristino e il rinforzo di strutture storiche in cemento armato*. Tesi di Dottorato di Ricerca, University of Padova (Italy).
- Subramanian K.; Focacci F.; Carloni C. (2009). An investigation on the interface fracture propagation between frp and masonry. In *3rd Nat. Conf. on Mechanics of masonry structures strengthened with composite materials: modeling, testing, design, control - MuRiCo3*, pp. 423–430, Venice (Italy).
- Taljsten B. (1997). Defining anchor lengths of steel and CFRP plates bonded to concrete. *Int. Journal of Adhesion and Adhesives*, **19**, 319–327.
- Toumbakari E. E. (2002). *Lime-pozzolan-cement grouts and their structural effects on composite masonry walls*. Tesi di Dottorato di Ricerca, Katholieke Universiteit Leuven (Belgium).
- Toutanji H.; El-Korchi T. (1999). Tensile durability of cement-based FRP composite wrapped specimens. *Journal of composites for construction*, **3**(1), 38–45.
- Trapzko T. (2013). The effect of hight temperature on the performance of CFRP and FRCM confined concrete elements. *Composites Part B: Engineering*, **55**, 138–145.
- Triantafillou T. C. (1998). Strengthening of masonry structures using epoxy-bonded FRP laminates. *Journal of composites for construction*, **2**(2), 96–104.
- Tumialan J.; Morbin A.; Micelli F.; Nanni A. (2002). Flexural strengthening of urm walls with FRP laminates. In *ICCI*, San Francisco (USA).
- UNI-EN 1015-11 (2007). Metodi di prova per malte per opere murarie - determinazione della resistenza a flessione e a compressione della malta indurita. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.

- UNI-EN 1015-12 (2002). Determinazione dell'aderenza al supporto di malte da intonaco esterno ed interno. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.
- UNI-EN 1052-1 (2001). Metodi di prova per muratura - determinazione della resistenza a compressione. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.
- UNI-EN 12504-3 (2005). Testing concrete in structures - part 3: determination of pull-out force. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.
- UNI-EN 1542 (2000). Test methods. measurement of bond strength by pull-off. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.
- UNI-EN 1881 (2007). Products and systems for the protection and repair of concrete structures - test methods - testing of anchoring products by the pull-out method. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.
- UNI-EN 1996-1-1 (2013). Eurocodice 6 - progettazione delle strutture in muratura - parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.
- UNI-EN 6556 (1976). Prove sui calcestruzzi - determinazione del modulo elastico secante a compressione. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.
- UNI-EN 772-1 (2002). Metodi di prova per elementi di muratura - determinazione della resistenza a compressione. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.
- UNI-EN 772-6 (2002). Metodi di prova per elementi di muratura - determinazione della resistenza a trazione per flessione degli elementi di muratura di calcestruzzo. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.
- UNI-EN 846-2 (2002). Methods of test for ancillary components for masonry - determination of bond strength of prefabricated bed joint reinforcement in mortar joints. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.
- Valluzzi M. R. (2000). *Comportamento meccanico di murature consolidate con materiali e tecniche a base di calce*. Tesi di Dottorato di Ricerca, University of Padova (Italy).
- Valluzzi M. R. (2002). Il recupero delle strutture murarie: problemi e proposte. In *Legno & Edilizia (SAIE)*, pp. 39–46, Bologna (Italy).
- Valluzzi M. R.; Valdemarca M.; Modena C. (2001). Behaviour of brick masonry vaults strengthened by FRP laminates. *Journal of composites for construction*, **5**(3), 163–169.
- Valluzzi M. R.; Garbin E.; Panizza M.; Binda L.; Tedeschi C. (2011). Moisture and temperature influence on FRP masonry bonding. In *Int. Conf. of Building Materials and Components*, Porto (Portugal).

- Valluzzi M. R.; Oliveira D. V.; Caratelli A.; Castori G.; Corradi M.; de Felice G.; E. G.; Garcia D.; Garmendia L.; Grande E.; Ianniruberto U.; Kwiecien A.; Leone M.; P. L. G.; Lourenco P. B.; Malena M.; Micelli F.; Panizza M.; G. P. C.; Prota A.; Sacco E.; Triantafillou T. C.; Viskovic A.; Zajac B.; Zuccarino G. (2012). Round robin test for composite-to-brick shear bond characterization. *Materials and Structures*, **45**, 1761–1791.
- Vintzileou E.; Tassios T. P. (1995). Three-leaf stone masonry strengthened by injecting cement grouts. *Journal of Structural Engineering*, **121**(5).
- White T. D. (1992). Composite materials and structural plastics in civil engineering construction. *Proceedings of American Society of Civil Engineers (ASCE)*, pp. 532–718.
- Wobbe E.; Silva P.; Barton B. L.; Dharani L. R.; Birman V.; Nanni A.; Alkhrdaji T.; Thomas, J. and Tunis G. (2004). Flexural capacity of rc beams externally bonded with SRP and SRG. In *Symp. Society for the Advancement of Materials and Process Engineering*, Long beach (USA).
- Yang Z.; Liu J.; Liu J. (2010). Application of nano-silica modified fiber in cementitious materials. *Journal of Southeast University (Natural Science Edition)*, **40**(2), 49–55.
- Yao J.; Teng J. G.; Chen J. F. (2005). Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints. *Composites Part B: Engineering*, **36**, 99–113.
- Yokel F. Y.; Fattal G. (1976). Failure hypothesis for masonry shear walls. *Journal of the Structural Division*, **102**(3), 515–532.

Indice analitico

- acqua, 17
- aderenza muratura composito, 40
- applicazione dei compositi per il rinforzo di elementi strutturali, 86
- campagna sperimentale Gallo (2013), 249
- caratterizzazione materiali, 97
- classificazione delle murature, 5
- classificazione manualistica delle murature, 5
- comportamento di interfaccia nel caso di azioni perpendicolari alla direzione della fibra, 40
- comportamento di interfaccia nel caso di azioni tangenziali alla direzione della fibra, 53
- Cremona, 120
- cristallizzazione salina, 17
- diatoni, 95
- durabilità, 88
- durabilità materiali compositi, 16
- endoscopie, 22
- endoscopie, risultati, 223
- ESEM, 104
- fibre, 10
- FRG o FRM, 14
- FRP, 11
- indagini su interventi con compositi, 28
- IQM, 8
- L'Aquila, 124
- martinetti piatti doppi, 23
- martinetti piatti doppi, risultati, 224
- materiali compositi, 8
- muratura, 1
- normativa murature, 2
- prova di compressione diagonale, 25
- prove diagonali in sito, 93
- prove diagonali, risultati, 230
- prove in laboratorio, 98
- prove pull-off, confronto tra altezze, 186
- prove pull-off, confronto tra compositi, 161
- prove pull-off, confronto tra supporti, 154
- prove pull-off, risultati, 148
- prove pull-out cremona, 198
- prove soniche, 20
- prove soniche, risultati, 202
- pull-off test, 29
- pull-out test, 36, 76
- scheda AeDES, 7
- scheda per la valutazione dell'IQM, 8
- scheda POLIMI, 7
- schede per la classificazione muraria, 6
- shear test, 33
- soniche dirette o trasparenze, 21
- SRG, 16
- tecniche di indagine, 19
- tecniche di indagine sulle murature, 19
- tomografie, 21

Ringraziamenti

Desidero ringraziare la Prof.ssa Maria Rosa Valluzzi per la possibilità offertami, per le attenzioni e il supporto dato durante questo intenso periodo di tesi. Ringrazio in modo particolare il Dott. Paolo Girardello, per avermi guidato attraverso le sperimentazioni svolte nei diversi cantieri e nella fase di analisi dei risultati, per aver corretto i nostri frequenti errori e aver sopportato tutte le domande, anche le più banali. Tutto il gruppo Kerakoll s.p.a., per i materiali forniti, ma soprattutto Paolo Casadei, costantemente presente e dall'entusiasmo contagioso. La prof.ssa Cardani e il Politecnico di Milano, per la collaborazione, grazie ai quali è stato possibile effettuare la campagna sperimentale nel cantiere ESEM. Il Dott. Panizza e il Dott. Casarin per i preziosi consigli e tutte le lezioni sull'esecuzione delle prove. Il Dott. Dalla Benetta e tutti i tecnici del laboratorio prove e materiali dell'Università di Padova, che non hanno fatto mancare il loro aiuto e mi hanno trattato con professionalità.

Non posso dimenticare il mio super collega e compagno in questa avventura Tommaso, con cui ho condiviso tutte le numerose esperienze e i viaggi, le angosce, le difficoltà, ma anche tutti i momenti di allegria, di apprendimento e di confronto, fondamentali per portare a termine questo percorso.

Mauro, Alessandra, mia sorella Jessica e tutta la mia famiglia, che mi hanno sostenuto, e non poco, economicamente e moralmente in tutti questi anni di studio.

Marta, il mio grande amore, per la presenza costante, il supporto incondizionato e l'instancabile entusiasmo. Grazie per tutto l'amore che mi doni ogni giorno.

I miei preziosi compagni di università Nico, Elisa, Nicole, Mirco e Gianluca, per tutti i momenti insieme. Tutta la "compagnia" di Borsea e dintorni, gli indimenticabili Andrea (elfo), Anna, Stefano (ape), Lorenzo, Stefano (sack), Alessandro (inge), Michele, e molti altri ancora, per la loro amicizia e per la loro vicinanza in

questo momento importante.

Un pensiero va infine a tutti coloro che in questi anni hanno contribuito in qualsiasi modo a farmi diventare l'uomo che sono oggi.