



*Ministero dell'Istruzione,
dell'Università e della Ricerca*



DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE

***Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Strutture e del
Recupero Edilizio ed Urbano***

IX Ciclo N.S. (2007-2010)

**UN CONTRIBUTO ALLA PROGETTAZIONE DI
INTERVENTI DI RINFORZO DI STRUTTURE IN
MURATURA CON MATERIALI COMPOSITI:
INDAGINE SPERIMENTALE E MODELLI TEORICI**

Gianpietro Camorani

Il Tutor
Dott. Ing. Enzo Martinelli

Il Coordinatore
Prof. Ciro Faella

Ringraziamenti

Molte cose sono cambiate nei tre anni impegnati in quest'avventura che è stata il Dottorato di Ricerca. Nell'ambito del Dipartimento di Ingegneria Civile e della comunità scientifica cui appartiene, ho viaggiato un po', conosciuto e, soprattutto, *frequentato persone migliori di me*, seguendo uno dei principali insegnamenti dei miei genitori.

Ho deciso di intraprendere questa strada presso il Laboratorio di Ingegneria Strutturale anche perché in pochi altri luoghi mi sono sentito altrettanto a casa, fin da quando, nel 2006, ho iniziato il lavoro di tesi, è questo un ambiente che trasmette un senso di appartenenza ineffabile e forte.

Devo molto all'ing. Enzo Martinelli, che mi ha offerto con estrema ed amichevole disponibilità il contributo delle sue qualificatissime conoscenze scientifiche, costituendo solido punto di riferimento nello svolgimento degli studi e consentendomi numerose possibilità di crescita, far parte della "gruppo di Tecnica" è per me motivo di orgoglio.

La mia gratitudine va su tutti al Prof. Ciro Faella, il quotidiano confronto con il quale, prima di tutto sul piano umano, mi ha arricchito e continua ad arricchirmi.

Voglio ringraziare i "ragazzi della sala dottorandi", insieme abbiamo condiviso giorni (e talvolta serate) nel laboratorio di strutture, pasti (qualcuno saltato), momenti di tensione, viaggi, scadenze, successi e disfatte.

Ringraziamento particolare a Francesco, Carmen ed Annalisa, amici e colleghi che hanno seguito il mio percorso da vicino, sostenendomi nei momenti difficili e consigliandomi.

Grazie alla mia famiglia e alle mie amiche ed amici: le scarrozzate lungo la via Emilia, le magiche serate di UmbriaJazz, il mare del Circeo, le fredde notti di Monaco di Baviera, le passeggiate nei centri storici di Avellino, Salerno, Napoli, Forlì e Ferrara, mi hanno dato in energia ed emozioni che non dimenticherò mai.

Fondamentale infine è stato il contributo degli studenti che hanno scelto il laboratorio come percorso conclusivo della loro esperienza accademica e che hanno collaborato con entusiasmo e serietà alla produzione dei risultati sperimentali.

Gianpietro Camorani – Salerno, Novembre 2010

Alla mia famiglia

*“La mente intuitiva è un dono sacro,
la mente razionale è un fedele servo”.*

(Albert Einstein)

PREMESSA E SCOPO DELLA TESI

Negli ultimi anni, anche sotto la spinta emotiva dei recenti eventi sismici, sono stati compiuti enormi progressi nella comprensione del comportamento strutturale e nello studio e la messa a punto di strategie di intervento per la mitigazione del rischio sismico anche mediante l'utilizzo di materiali e tecniche innovative.

Tali progressi sono particolarmente importanti per il fatto che il nostro Paese è caratterizzato da un patrimonio edilizio generalmente vetusto ed estremamente vulnerabile e una normativa specifica, fino a pochi anni fa, vecchia e restia alle innovazioni. Tutte queste problematiche hanno molto condizionato e compromesso per tanti anni una reale riduzione della vulnerabilità sismica in Italia.

Il crollo della Scuola Jovene di San Giuliano durante l'evento sismico del 31 ottobre 2002 e i gravissimi ed ingenti danni provocati dal terremoto dell'Aquila del 6 aprile 2009 hanno rappresentato le ulteriori dolorosissime prese di coscienza dei risultati cui ha portato il protrarsi di questa situazione.

L'O.P.C.M. 3274 del marzo 2003 è stato un primo passo concreto mirato al progressivo rinnovamento del quadro normativo italiano sotto molteplici aspetti.

Nell'Ordinanza è definita, infatti, una nuova classificazione sismica del territorio e una normativa di stampo più moderno, progressivamente

evolutasi e sviluppatasi negli anni fino ad essere, nella sua forma più aggiornata, parte integrante del Nuovo Testo Unico sulle Costruzioni del gennaio 2008.

Con riferimento alle tipologie strutturali, i danni provocati, in particolare, dagli eventi sismici di Umbria e Marche (1997–1998) hanno messo in particolare evidenza quanto gli edifici in muratura siano tra i più vulnerabili al sisma. Questi costituiscono tuttavia ancora una tipologia molto diffusa in Italia.

Interi aggregati urbani e edifici a volte di notevole interesse storico ed architettonico sono realizzati in muratura portante.

Le tecniche di consolidamento utilizzabili sulla muratura sono molteplici, spesso stabilizzate nel tempo, entrate a far parte del patrimonio d'opera di tecnici ed operatori che si occupano di recupero e rinforzo strutturale.

Di specifico interesse, in tale ambito, è l'utilizzo di una particolare classe di materiali per il rinforzo e non soltanto delle strutture in muratura. I materiali compositi FRP (Fiber Reinforced Polymer) permettono interventi, spesso di notevole efficacia e consentono di risolvere soluzioni altrimenti molto complesse, se non impossibili, in caso di approccio di tipo tradizionale.

Sotto l'aspetto normativo, le Istruzioni del Documento Tecnico C.N.R. 200 coprono, in tale scenario, l'esigenza nazionale di conoscenza e di standardizzazione in questo settore emergente e di particolare rilievo dell'Ingegneria delle strutture, ben inserendosi nella ventata di innovazione introdotta della nuova legislazione prima accennata.

Da tutto quanto sopra, è scaturito l'interesse a investigare due specifiche applicazioni dei materiali compositi per il rinforzo della muratura: il problema dell'aderenza con il supporto, questione particolarmente complessa e delicata in quanto è spesso vincolante nella progettazione dell'intervento, ed il confinamento di elementi compressi,

problematica largamente affrontata e studiata con riferimento al calcestruzzo, ma ancora bisognosa di approfondimenti nel caso di colonne in muratura .

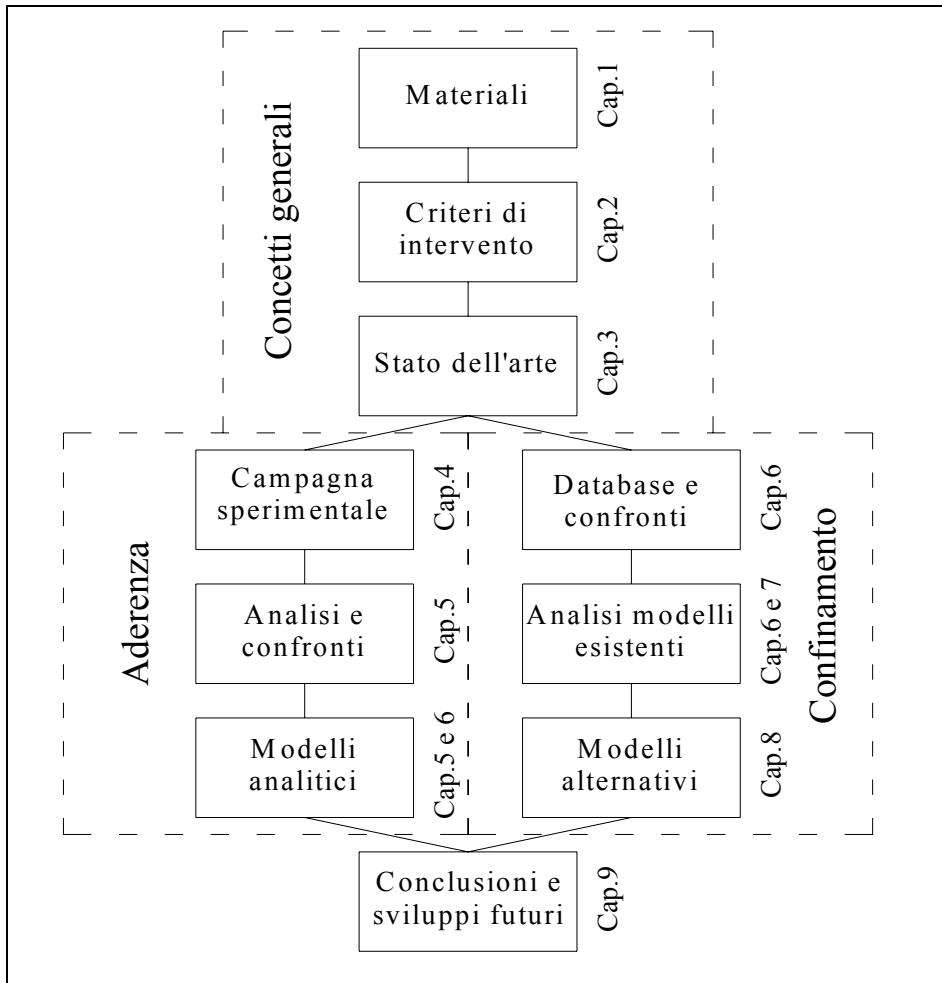
Il presente lavoro è diviso in tre parti. Nella prima, dopo un capitolo dedicato ai materiali oggetto della ricerca, viene inquadrata la problematica generale degli interventi di rinforzo su edifici in muratura dapprima con metodologie tradizionali, poi con l'utilizzo di materiali compositi, parallelamente, per gli argomenti via via affrontati, vengono esposte le principali direttive riportate nell'attuale quadro normativo nazionale ed internazionale.

Il capitolo dedicato allo stato dell'arte espone invece la sintesi dei più rilevanti risultati raggiunti dalla comunità scientifica esaminati durante l'attività di studio e di ricerca negli ambiti specifici del lavoro.

Nella seconda parte, dedicata al problema dell'aderenza, è presentata l'ampia campagna sperimentale condotta presso il laboratorio di Ingegneria Strutturale dell'Università degli Studi di Salerno, sono poi discussi e analizzati i risultati ottenuti, e presentato un approccio analitico al problema dell'aderenza anche con la proposta di formule predittive alternative.

La terza parte è interamente dedicata al confinamento, sempre con materiali compositi, di colonne murarie compresse, presentando un ampio database di prove di schiacciamento di pilastri confinati allo scopo di ricavare e validare, anche in questo caso, eventuali formulazioni alternative.

Nell'ultimo capitolo sono esposte le conclusioni del lavoro svolto e suggerimenti per eventuali sviluppi futuri e direzioni in cui dirigere la ricerca.



STRUTTURA DELLA TESI

INDICE GENERALE

Capitolo 1. INTRODUZIONE E MATERIALI.....	1
1.1 Introduzione	1
1.2 Il materiale “muratura”	2
1.2.1 <i>Gli elementi di base</i>	5
1.2.2 <i>La malta</i>	8
1.2.3 <i>Le caratteristiche meccaniche</i>	8
1.2.4 <i>Riferimenti normativi</i>	14
1.3 I materiali compositi fibrorinforzati	25
1.3.1 <i>I materiali di base</i>	25
1.3.2 <i>I sistemi di rinforzo</i>	33
1.3.3 <i>Determinazione delle proprietà meccaniche</i>	34
1.3.4 <i>Durabilità e comportamento a lungo termine</i>	37
1.3.5 <i>Il comportamento alle alte temperature</i>	39
1.3.6 <i>Riferimenti normativi</i>	40
Capitolo 2. CRITERI DI INTERVENTO SULLE MURATURE.....	51
2.1 Introduzione	51
2.2 Generalità su rinforzo e ripristino delle strutture	52
2.3 Concezione strutturale e problematiche del fabbricato in muratura	55
2.4 Tipologie di intervento	59
2.4.1 <i>Interventi globali mirati a ripristinare il comportamento scatolare</i>	60
2.4.2 <i>Interventi locali mirati all’incremento della resistenza a taglio</i>	67
2.4.3 <i>Interventi locali mirati all’incremento della resistenza a compressione</i>	74
2.5 L’utilizzo dei compositi per il rinforzo delle strutture: il quadro Normativo	80

Capitolo 3. STATO DELL'ARTE.....	87
3.1 Introduzione	87
3.2 Il design by testing: sperimentazione e formule predittive	89
3.2.1 <i>Definizione del modello di resistenza</i>	92
3.3 L'aderenza tra rinforzo e supporto	99
3.3.1 <i>Modelli di aderenza</i>	102
3.3.2 <i>Le campagne sperimentali</i>	122
3.3.3 <i>Modelli di aderenza per la muratura</i>	147
3.4 Il confinamento di elementi compressi	149
3.4.1 <i>Interpretazione meccanica e teorica del confinamento</i>	150
3.4.2 <i>Comportamento sperimentale di elementi cilindrici</i> <i>confinati con FRP</i>	154
3.4.3 <i>Il comportamento a compressione della muratura</i>	157
3.4.4 <i>Modelli di confinamento</i>	159
3.4.5 <i>Le campagne sperimentali</i>	167
3.4.6 <i>Modelli di confinamento per la muratura</i>	202
3.5 Il quadro Normativo	212
3.5.1 <i>Aderenza</i>	212
3.5.2 <i>Confinamento</i>	217
 Capitolo 4. ADERENZA: CAMPAGNA SPERIMENTALE	 235
4.1 Introduzione ed obiettivi della sperimentazione	235
4.1.1 <i>Tipologia di prova adottata</i>	236
4.2 Caratterizzazione meccanica dei materiali utilizzati.....	240
4.2.1 <i>Tufo calcareo o calcarenite</i>	245
4.2.2 <i>Il tufo giallo</i>	253
4.2.3 <i>La pietra calcarea</i>	261
4.2.4 <i>Il laterizio</i>	269
4.2.5 <i>I sistemi di rinforzo</i>	277
4.3 Prove di aderenza	281
4.3.1 <i>Preparazione dei provini</i>	281
4.3.2 <i>Strumentazione utilizzata e modalità di esecuzione</i> ..	283
4.3.3 <i>Risultati sperimentali</i>	287
4.4 Evidenze sperimentali	288
4.4.1 <i>Calcarenite rinforzata con C-FRP (C-CFRP)</i>	288

4.4.2 Laterizio rinforzato con C-FRP (M-CFRP).....	291
4.4.3 Tufo giallo rinforzato con G-FRP (T-GFRP).....	293
4.4.4 Tufo giallo rinforzato con C-FRP (T-CFRP)	294
4.4.5 Pietra calcarea rinforzata con G-FRP (PC-GFRP)..	296
4.4.6 Pietra calcarea rinforzata con C-FRP (PC-CFRP) ..	299
4.5 Confronti preliminari	301
Capitolo 5. ADERENZA: VALUTAZIONE SPERIMENTALE DELL'ENERGIA DI FRATTURA	305
5.1 Introduzione	305
5.2 Caratteristiche dei materiali testati.....	305
5.3 Analisi dei risultati sperimentali	310
5.4 Valutazione dell'energia di frattura del legame di interfaccia	312
5.5 Formulazione alternativa per l'energia di interfaccia	316
5.5.1 Valore caratteristico dell'energia di frattura.....	320
5.6 Valutazione della massima forza di aderenza	324
5.7 Considerazioni conclusive	325
Capitolo 6. ADERENZA: VALUTAZIONE SPERIMENTALE DEL LEGAME DI INTERFACCIA	329
6.1 Introduzione	329
6.2 Cenni sui metodi alle differenze finite.....	329
6.3 Impostazione e soluzione dell'equazione differenziale dell'aderenza alle differenze finite.....	332
6.4 Identificazione sperimentale del legame di interfaccia	335
6.5 Confronti e considerazioni conclusive.....	344
Capitolo 7. CONFINAMENTO: DATABASE DI PROVE E CONFRONTI	349
7.1 Introduzione	349
7.2 Il database di prove sperimentali.....	350
7.2.1 Altre variabili.....	358
7.3 Modelli di resistenza per la muratura confinata con FRP	360
7.4 Confronti teorico-sperimentali	362
7.4.1 Modello proposto nel C.N. R.-D.T. 200/2004 [7.47].	363

7.4.2 Modello di Krevaiikas et al. [7.15].....	365
7.4.3 Modello di Corradi et al. [7.20].....	367
7.4.4 Modello di Di Ludovico et al. [7.18].....	369
7.5 Considerazioni sui modelli esistenti.....	371
Capitolo 8. CONFINAMENTO: FORMULAZIONI	
ALTERNATIVE	379
8.1 Introduzione	379
8.2 Una formulazione generale della resistenza a compressione della muratura confinata	379
8.2.1 Modello generale #1	383
8.2.2 Modello col miglior accordo sperimentale #2.....	385
8.2.3 Modello formalmente più semplice #12.....	387
8.3 Impostazione del calcolo del valore caratteristico della resistenza a compressione della muratura confinata	389
8.3.1 Formulazione semplificata della resistenza a compressione della muratura confinata	390
8.4 Considerazioni conclusive	394
Capitolo 9. CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI	397
9.1 Introduzione	397
9.2 L'aderenza.....	397
9.3 Il confinamento	399
APPENDICE: Schede sintetiche delle prove di aderenza.....	A1

Indice delle figure

Fig. 1.1 – Alcune tipologie di muratura portante.....	3
Fig. 1.2 – Alcune diverse possibili geometrie dei blocchi al crescere dello spessore della muratura [1.35][1.29].....	5
Fig. 1.3 – Mattoni in laterizio pieno e forato.[1.9]	6
Fig. 1.4 – Alcune tipologie di elementi in calcestruzzo [1.9].....	7
Fig. 1.5 – Confronto tra le resistenze a compressione della malta, degli elementi e della muratura. [1.42].....	9
Fig. 1.6 – Meccanismo di rottura della muratura [1.13].....	10
Fig. 1.7 – Rottura per taglio di elementi murari.....	11
Fig. 1.8 – Prove di caratterizzazione delle proprietà meccaniche delle murature	13
Fig. 1.9 – Materiali compositi fibrorinforzati	26
Fig. 1.10 – Caratteristiche delle fibre di rinforzo	27
Fig. 1.11 – Tipologie di tessuti.....	30
Fig. 1.12 – Resine epossidiche	31
Fig. 1.13 – Deformabilità relative tra resina e matrice.	36
Fig. 1.14 – Effetti di alcuni fenomeni di lunga durata sulla resistenza meccanica di un materiale composito	38
Fig. 1.15 – Variazione della resistenza a trazione di alcune fibre con la temperatura [1.40].....	39
Fig. 2.1 – Diagramma di flusso per il progetto degli interventi [2.33].....	53
Fig. 2.2 – Schemi strutturali di fabbricati in muratura.....	57
Fig. 2.3 – Comportamento sotto azioni orizzontali di una cellula muraria [2.34]	58
Fig. 2.4 – Esempi notevoli di costruzioni esistenti in muratura	59
Fig. 2.5 – Danneggiamenti dovuti a scarso ammorsamento tra le pareti.	61
Fig. 2.6 – Ancoraggio con piastra nervata	62
Fig. 2.7 – Ancoraggio con piastra nervata	63
Fig. 2.8 – Intervento di cinturazione con acciaio.....	64
Fig. 2.9 – Esempio di realizzazione di ancoraggi con catene in compositi FRP [2.37]	64
Fig. 2.10 – Intervento di cinturazione con compositi FRP su Villa Clio, Foligno.....	65
Fig. 2.11 – Intervento di cinturazione con compositi FRP su Villa Clio, Foligno.....	66
Fig. 2.12 – Messa in sicurezza di un fabbricato pericolante con nastri in composito ...	67
Fig. 2.13 – Danneggiamenti dovuti a crisi per taglio dei pannelli.....	68
Fig. 2.14 – Rinforzo di muratura con lastra armata	69
Fig. 2.15 – Intonaco armato con rete di composito FRP	71
Fig. 2.16 – Applicazione del FRCM.....	72
Fig. 2.17 – Alcune geometrie usate per il rinforzo a taglio di pannelli con FRP [2.44].....	73
Fig. 2.18 – Consolidamento delle murature portanti di un edificio con FRP [2.24].....	73
Fig. 2.19 – Consolidamento di pannelli murari, Castrum Voltae, Volta Mantovana (MN) [2.33].....	73
Fig. 2.20 – Crisi per schiacciamento di colonne in muratura.....	74
Fig. 2.21 – Consolidamento di una colonna in muratura con profilati e cerchiature metalliche	75
Fig. 2.22 – Consolidamento con tirantini antiespulsivi	77

<i>Fig. 2.23 – Consolidamento con tirantini antiespulsivi</i>	77
<i>Fig. 2.24 – Consolidamento di un pilone in muratura con acciaio e betoncino armato</i> 78	
<i>Fig. 2.25 – Consolidamento di colonne murarie con compositi FRP [2.42].</i>	79
<i>Fig. 3.1 – Collasso per perdita di aderenza di pannelli in muratura</i>	100
<i>Fig. 3.2 – Aderenza tra FRP e supporto in calcestruzzo</i>	101
<i>Fig. 3.3 – Schema di prova di aderenza: (a) vista laterale; (b) vista in pianta [3.3]...</i>	103
<i>Fig. 3.4 – Schema di prova di aderenza, modello analitico</i>	103
<i>Fig. 3.5 – Leggi τ-s</i>	107
<i>Fig. 3.6 – Andamento delle tensioni tangenziali secondo il modello bilineare:</i>	108
<i>Fig. 3.7 – Andamento delle tensioni tangenziali di interfaccia al superamento del limite elastico</i>	110
<i>Fig. 3.8 – Legame tra forza di aderenza e lunghezza di ancoraggio</i>	111
<i>Fig. 3.9 – Andamento forza di aderenza-scorrimento</i>	112
<i>Fig. 3.10 – Schema di prova di aderenza tra FRP e calcestruzzo</i>	118
<i>Fig. 3.11 – Tipologie di prove di aderenza [3.25]</i>	122
<i>Fig. 3.12 – Prova di aderenza in situ</i>	123
<i>Fig. 3.13 – Prova di aderenza in situ</i>	123
<i>Fig. 3.14 – Telaio d'acciaio utilizzato per le prove di aderenza [3.14].</i>	125
<i>Fig. 3.15 – Prove di aderenza [3.14].</i>	127
<i>Fig. 3.16 – Modalità di rottura dei provini</i>	128
<i>Fig. 3.17 – Studio della superficie delaminata</i>	129
<i>Fig. 3.18 – Dimensioni dei provini in laterizio e di malta e schema della prova [3.15]</i>	130
<i>Fig. 3.19 – Dimensioni dei provini muratura e schema della prova [3.15]</i>	130
<i>Fig. 3.20 – Diagrammi tensioni-scorrimenti</i>	131
<i>Fig. 3.21 – Diagrammi tensioni-scorrimenti</i>	132
<i>Fig. 3.22 – Geometria dei provini testati e (b) disposizione degli estensimetri [3.16]</i>	134
<i>Fig. 3.23 – Schema della prova [3.16]</i>	134
<i>Fig. 3.24 – Modalità di rottura di due provini [3.16]</i>	136
<i>Fig. 3.25 – Prove di aderenza [3.20]</i>	137
<i>Fig. 3.26 – Modalità di rottura dei provini [3.20]</i>	138
<i>Fig. 3.27 – Misura di deformazioni, tensioni e scorrimenti [3.21]</i>	138
<i>Fig. 3.28 – Legame τ-s sperimentale per il provino S3. [3.20]</i>	139
<i>Fig. 3.29 – Prove di aderenza con rinforzo in CFRCM [3.23]</i>	141
<i>Fig. 3.30 – Prove di aderenza con rinforzo in CFRCM: prova su mattone singolo [3.24]</i>	141
<i>Fig. 3.31 – Prove di aderenza con rinforzo in CFRCM: prova su muratura [3.24]</i>	142
<i>Fig. 3.32 – Modalità di crisi di provini con rinforzo in CFRCM</i>	142
<i>Fig. 3.33 – Condizionamento ambientale</i>	144
<i>Fig. 3.34 – Prove di aderenza</i>	145
<i>Fig. 3.35 – Tipologie di prove di aderenza modellate in [3.54]</i>	146
<i>Fig. 3.36 – Legame tensioni-deformazioni per calcestruzzo non confinato e confinato con staffe metalliche [3.108]</i>	151

Fig. 3.37 – Un tipico diagramma tensioni-deformazioni per una colonna in calcestruzzo confinata con fibre di vetro [3.107]	152
Fig. 3.38 – Interpretazione micromeccanica della crisi per schiacciamento sotto tensioni verticali [3.61].....	153
Fig. 3.39 – Equilibrio di un elemento di colonna confinata con FRP.....	155
Fig. 3.40 – Legame tensioni deformazioni per la muratura [3.104].....	158
Fig. 3.41 – Variabilità della resistenza a compressione della muratura al variare della densità apparente [3.105].....	159
Fig. 3.42 – La disposizione dei sistemi di rinforzo sui pilastri [3.86].....	168
Fig. 3.43 – Pilastri in muratura sottoposti a prova di compressione.....	169
Fig. 3.44 – Sezioni rette dei pilastri testati [3.104]	171
Fig. 3.45 – Rottura dei pilastri sottoposti a prova di compressione	171
Fig. 3.46 – Provini a sezione quadrata: diagramma tensioni deformazioni.....	172
Fig. 3.47 – Provini di sezione ottagonale: diagramma tensioni deformazioni.....	172
Fig. 3.48 – Tipologie di colonne sottoposte a prova di compressione	175
Fig. 3.49 – Modalità di rottura dei pilastri non confinati e confinati con FRP	176
Fig. 3.50 – Curve tensioni-deformazioni delle colonne confinate con FRP [3.102]....	177
Fig. 3.51 – Geometria e tessitura dei provini testati presso l'Università di Salerno... 181	
Fig. 3.52 – Geometria e tessitura dei provini testati presso l'Università del Salento.. 182	
Fig. 3.53 – Setup utilizzati per le prove di compressione.....	184
Fig. 3.54 – Modalità di rottura dei provini di controllo non confinati	187
Fig. 3.55 – Diagrammi sperimentali delle prove di compressione [3.100].....	188
Fig. 3.56 – Le due tipologie di murature testate	189
Fig. 3.57 – Il setup della prova [3.103]	190
Fig. 3.58 – Due pilastri al termine della prova.....	191
Fig. 3.59 – Diagrammi carico deformazioni.....	192
Fig. 3.60 – I pilastri testati[3.109].....	193
Fig. 3.61 – Messa in opera dei sistemi di rinforzo.	195
Fig. 3.62 – Monitoraggio dei provini: (a) in muratura di tufo; (b) in muratura di laterizio [3.109]	196
Fig. 3.63 – Diagrammi sperimentali delle prove di compressione [3.109].....	197
Fig. 3.64 – Prove condotte in [3.114]	199
Fig. 3.65 – Prove condotte in [3.114]. diagrammi tensioni-deformazioni.....	200
Fig. 3.66 – Influenza della forma della sezione sull'effetto del confinamento.	203
Fig. 3.67 – Diffusione delle lesioni all'interno della sezione retta	204
Fig. 3.68 – Definizione delle zone effettivamente confinate in una colonna rettangolare [3.118].....	205
Fig. 3.69 – Confinamento di colonne poligonali [3.104].....	206
Fig. 3.70 – Coefficiente di efficacia verticale [3.118]	207
Fig. 3.71 – Determinazione della pressione media di confinamento per una sezione rettangolare [3.102] (ridisegnata).	208
Fig. 3.72 – Legame forza di aderenza-scorrimento proposto in [3.116].	216
Fig. 3.73 – Determinazione del volume effettivamente confinato in caso di barre di confinamento[3.118].	219

Fig. 4.1 – Prova di aderenza tra calcestruzzo ed FRP.....	237
Fig. 4.2 – Prove di aderenza condotte nelle campagne sperimentali; (a) schema di incollaggio dei rinforzi, (b) layout del provino montato nei telaietti di contrasto; (c) assonometria della coppia di elementi montati.....	238
Fig. 4.3 – Abbinamenti supporto-rinforzo testati.....	239
Fig. 4.4 – Le macchine utilizzate per le prove di compressione e flessione.....	241
Fig. 4.5 – Determinazione del modulo elastico in compressione [4.20].....	242
Fig. 4.6 – Prove di trazione per flessione.....	243
Fig. 4.7 – Zone di estrazione della calcarenite.....	246
Fig. 4.8 – Prove di compressione sulla calcarenite.....	249
Fig. 4.9 – Prove di compressione sulla calcarenite: dispersione dei risultati sperimentali.....	251
Fig. 4.10 – Prove di flessione sulla calcarenite.....	252
Fig. 4.11 – Tufo giallo napoletano.....	255
Fig. 4.12 – Prove di compressione sul tufo giallo.....	257
Fig. 4.13 – Prove di compressione sul tufo giallo: dispersione dei risultati sperimentali.....	259
Fig. 4.14 – Provini di tufo giallo sottoposti a prova di flessione.....	260
Fig. 4.15 – Zona di estrazione della pietra calcarea.....	262
Fig. 4.16 – I provini di pietra calcarea sottoposto a prova di compressione.....	263
Fig. 4.17 – Prove di compressione sulla pietra calcarea.....	263
Fig. 4.18 – Prove di compressione sulla pietra calcarea: dispersione dei risultati sperimentali.....	266
Fig. 4.19 – Prove di flessione sulla pietra calcarea.....	268
Fig. 4.20 – Preparazione delle prove di compressione su laterizio.....	273
Fig. 4.21 – Prove di compressione sui laterizi.....	274
Fig. 4.22 – Prove di compressione sui laterizi: dispersione dei risultati sperimentali.....	275
Fig. 4.23 – Prove di flessione sui laterizi.....	276
Fig. 4.24 – Preparazione di alcune delle prove di aderenza.....	282
Fig. 4.25 – Preparazione di alcune delle prove di aderenza.....	282
Fig. 4.26 – Allestimento di una delle prove di aderenza.....	284
Fig. 4.27 – Misure di carico e spostamenti durante le prove di aderenza.....	285
Fig. 4.28 – Il sistema di acquisizione di dati Vishay System 5000.....	286
Fig. 4.29 – Provini serie C-CFRP: diagrammi carico-spostamento.....	289
Fig. 4.30 – Provini serie C-CFRP modalità di rottura.....	290
Fig. 4.31 – Provini serie M-CFRP: diagrammi carico-spostamento.....	291
Fig. 4.32 – Provini serie M-CFRP modalità di rottura.....	292
Fig. 4.33 – Provini serie T-GFRP: diagrammi carico-spostamento.....	293
Fig. 4.34 – Provini serie T-GFRP modalità di rottura.....	294
Fig. 4.35 – Provini serie T-CFRP: diagrammi carico-spostamento.....	295
Fig. 4.36 – Provini serie T-CFRP modalità di rottura.....	296
Fig. 4.37 – Provini serie PC-GFRP: diagrammi carico-spostamento.....	297
Fig. 4.38 – Provini serie PC-GFRP modalità di rottura.....	298
Fig. 4.39 – Provini serie PC-CFRP: diagrammi carico-spostamento.....	299

Fig. 4.40 – Provini serie PC-CFRP modalità di rottura : (a) provino PC-CFRP –01; (b) provino PC-CFRP–02; (c) provino PC-CFRP–03.	300
Fig. 5.1 – Modalità di rottura osservate	309
Fig. 5.2 – Variazione di P_{max}/b_f con le tipologie di muratura.....	311
Fig. 5.3 – Variazione di P_{max}/b_f con i sistemi di rinforzo.....	312
Fig. 5.4 – Valutazione dell’energia di frattura: confronto con la proposta del D.T. C.N.R. 200 [5.20].	315
Fig. 5.5 – Legge di variazione di G_F con $f_{b,m}$ prima alternativa.....	317
Fig. 5.6 – Legge di variazione di G_F con $f_{b,m}$ seconda alternativa.	318
Fig. 5.7 – Formulazione proposta per l’energia di frattura: dispersione del rapporto d’errore.	319
Fig. 5.8 – Formulazione proposta per l’energia di frattura: test di omoschedasticità per il rapporto d’errore.....	319
Fig. 5.9 – Valori caratteristici dell’energia di frattura: confronto conclusivo.	323
Fig. 5.10 – Variazione del rapporto G_{Fk}/G_{Fm} al variare del tipo di supporto.	324
Fig. 6.1 – Esempio di griglia strutturata (a) e non strutturata (b) [6.6].	330
Fig. 6.2 – Schema di prova di aderenza.	333
Fig. 6.3 – Soluzione alle differenze finite: generazione della griglia di calcolo.....	333
Fig. 6.4 – Legame bilineare proposto	336
Fig. 6.5 – Serie C-CFRP calibrazione della legge di interfaccia.....	339
Fig. 6.6 – Serie T-GFRP calibrazione della legge di interfaccia.....	340
Fig. 6.7 – Serie T-CFRP calibrazione della legge di interfaccia.....	341
Fig. 6.8 – Serie M-CFRP calibrazione della legge di interfaccia.....	342
Fig. 6.9 – Serie PC-CFRP calibrazione della legge di interfaccia	343
Fig. 7.1 – Lettura sui diagrammi dei valori di f_{mc} ed f_{m0}	351
Fig. 7.2 – Definizione delle dimensioni geometriche dei pilastri.....	352
Fig. 7.3 – Murature di base e sistemi di rinforzo raccolti nel database.....	357
Fig. 7.4 – Modello proposto nel D.T. C.N.R.	364
Fig. 7.5 – Modello proposto da Kreavakas et al.....	366
Fig. 7.6 – Modello proposto da Corradi et al.	368
Fig. 7.7 – Modello proposto da Di Ludovico et al.	370
Fig. 8.1 –Modello proposto #1.....	384
Fig. 8.2 –Modello proposto #2.....	386
Fig. 8.3 –Modello proposto #12.....	388
Fig. 8.4 –Modello proposto: confronto teorico sperimentale	392
Fig. 8.5 –Modello proposto: diagramma adimensionalizzato f_{mc}/f_m , f_v/f_m	393

Indice delle tabelle

<i>Tab. 1.1 – Caratteristiche meccaniche delle murature secondo Circolare 21745 30 luglio 1981 [1.1] e [1.44].</i>	15
<i>Tab. 1.2 – Caratteristiche meccaniche delle murature secondo O.P.C.M. 3274 [1.1] e [1.45].</i>	16
<i>Tab. 1.3 – Classificazione degli elementi in laterizio [1.49].</i>	18
<i>Tab. 1.4 – Classificazione degli elementi in calcestruzzo [1.49].</i>	18
<i>Tab. 1.5 – Sistema di attestazione della conformità per elementi da muratura portante [1.49].</i>	18
<i>Tab. 1.6 – Sistema di attestazione della conformità per le malte [1.49].</i>	19
<i>Tab. 1.7 – Classi di malte a prestazione garantita [1.49].</i>	20
<i>Tab. 1.8 – Malte a composizione prescritta [1.49].</i>	20
<i>Tab. 1.9 – Valori di f_{mk} per elementi pieni e semipieni [1.49].</i>	21
<i>Tab. 1.10 – Valori di f_{mk} per elementi di muratura squadrata [1.49].</i>	22
<i>Tab. 1.11 – Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali $f_{v,tk0}$.</i>	22
<i>Tab. 1.12 – Caratteristiche approssimate delle più comuni fibre di vetro.</i>	28
<i>Tab. 1.13 – Caratteristiche approssimate delle più comuni fibre di carbonio.</i>	30
<i>Tab. 1.14 – Caratteristiche approssimate delle più comuni resine.</i>	32
<i>Tab. 1.15 – Fattori di conversione ambientale per varie condizioni e vari sistemi [1.48].</i>	41
<i>Tab. 1.16 – Fattori di conversione per effetti di lunga durata [1.48].</i>	42
<i>Tab. 1.17 – Confronto tra i fattori di conversione del C.N.R. - DT 200/ACI 440.2R e del CHBDC [1.40].</i>	42
<i>Tab. 3.1 – Modelli di aderenza calcestruzzo-FRP.</i>	119
<i>Tab. 3.2 – Caratteristiche meccaniche dei compositi fibrorinforzati testati in [3.14].</i>	127
<i>Tab. 3.3 – Risultati sperimentali dei provini rinforzati con CFRP e GFRP [3.14].</i>	129
<i>Tab. 3.4 – Caratteristiche meccaniche del composito [3.16].</i>	132
<i>Tab. 3.5 – Caratteristiche di primer, putty e saturante utilizzati [3.16].</i>	133
<i>Tab. 3.6 – Caratteristiche dei provini testati [3.16].</i>	133
<i>Tab. 3.7 – Risultati sperimentali delle prove di aderenza [3.16].</i>	135
<i>Tab. 3.8 – Caratteristiche, geometria e risultati sperimentali dei provini testati [3.20].</i>	137
<i>Tab. 3.9 – Caratteristiche dei sistemi di rinforzo [3.20].</i>	137
<i>Tab. 3.10 – Caratteristiche meccaniche del sistema di rinforzo: putty [3.16].</i>	143
<i>Tab. 3.11 – Caratteristiche meccaniche del sistema di rinforzo: C-FRP [3.16].</i>	143
<i>Tab. 3.12 – Modalità di irraggiamento con raggi UV [3.16].</i>	144
<i>Tab. 3.13 – Risultati sperimentali [3.16].</i>	145
<i>Tab. 3.14 – Risultati delle prove sui sistemi di rinforzo [3.104].</i>	170
<i>Tab. 3.15 – Risultati delle prove sui pilastri a sezione quadrata [3.104].</i>	171
<i>Tab. 3.16 – Risultati delle prove sui pilastri a sezione ottagonale [3.104].</i>	173
<i>Tab. 3.17 – Caratteristiche dei sistemi di rinforzo utilizzati in [3.102].</i>	175
<i>Tab. 3.18 – Risultati delle prove [3.102].</i>	176
<i>Tab. 3.19 – Caratteristiche dei provini testati [3.100].</i>	179
<i>Tab. 3.20 – Caratteristiche delle fibre utilizzate nei sistemi di rinforzo [3.100].</i>	178

Tab. 3.21 – Caratteristiche delle resine utilizzate nei sistemi di rinforzo [3.100].	178
Tab. 3.22 – Caratteristiche delle pietre naturali utilizzate [3.100].	182
Tab. 3.23 – Miscela utilizzata per confezionare la malta [3.100].	182
Tab. 3.24 – Risultati delle prove a compressione sulla malta [3.100].	183
Tab. 3.25 – Risultati sperimentali [3.100].	185
Tab. 3.26 – Risultati delle prove [3.103].	190
Tab. 3.27 – I sistemi di rinforzo usati [3.103].	190
Tab. 3.28 – I sistemi di rinforzo utilizzati [3.109].	194
Tab. 3.29 – Caratteristiche dei materiali utilizzati [3.109].	194
Tab. 3.30 – Caratteristiche geometriche dei provini e risultati sperimentali [3.109].	198
Tab. 3.31 – Caratteristiche meccaniche del CFRP utilizzato per il confinamento [3.114].	199
Tab. 3.32 – I risultati delle prove sui cilindri non confinati [3.114].	199
Tab. 3.33 – I risultati delle prove sui cilindri confinati [3.114].	200
Tab. 3.34 – Coefficienti parziali di sicurezza per i materiali ed i prodotti [3.118].	220
Tab. 3.35 – Fattori di conversione ambientale per varie combinazioni di esposizione e vari sistemi di FRP [3.118].	220
Tab. 4.1 – Valori di k al variare del numero di prove.	242
Tab. 4.2 – Calcarenite: caratteristiche fisiche [4.15].	248
Tab. 4.3 – Calcarenite: caratteristiche mineralogiche [4.15].	248
Tab. 4.4 – Calcarenite: resistenza a flessione su provini di cm: $l=13.0$, $b=10.0$, $h=2.11$ [4.15].	248
Tab. 4.5 – Calcarenite: resistenza a compressione monoassiale su provini di cm $7,2 \times 7,2 \times 7,2$ [4.15].	248
Tab. 4.6 – Calcarenite: caratteristiche dei provini e risultati sperimentali delle prove di compressione.	250
Tab. 4.7 – Calcarenite: caratteristiche dei provini e risultati sperimentali delle prove di flessione.	252
Tab. 4.8 – Valori orientativi della resistenza a compressione di alcune varietà di tufo giallo napoletano [4.19].	256
Tab. 4.9 – Tufo giallo: caratteristiche dei provini e risultati sperimentali delle prove di compressione.	258
Tab. 4.10 – Tufo giallo: caratteristiche dei provini e risultati sperimentali delle prove di flessione.	261
Tab. 4.11 – Pietra calcarea: risultati sperimentali delle prove di compressione.	265
Tab. 4.12 – Pietra calcarea: risultati sperimentali delle prove di flessione.	267
Tab. 4.13 – Classificazione dei mattoni secondo le norme UNI [4.22].	272
Tab. 4.14 – Laterizi: risultati sperimentali delle prove di compressione.	275
Tab. 4.15 – Laterizi: risultati sperimentali delle prove di flessione.	277
Tab. 4.16 – Sistemi di rinforzo: caratteristiche del tessuto Mapei MapeWrap G UNI-AX [4.1].	278
Tab. 4.17 – Sistemi di rinforzo: caratteristiche del tessuto Mapei MapeWrap C UNI-AX [4.15].	278

<i>Tab. 4.18 – Sistemi di rinforzo: caratteristiche del primer Mapei MapeWrap Primer 1 [4.16].....</i>	<i>279</i>
<i>Tab. 4.19 – Sistemi di rinforzo: caratteristiche della resina Mapei MapeWrap 31 [4.17].....</i>	<i>280</i>
<i>Tab. 4.20 – Principali caratteristiche geometrie ed abbinamenti dei provini testati. ...</i>	<i>283</i>
<i>Tab. 4.21 – Risultati sperimentali delle prove di aderenza.</i>	<i>287</i>
<i>Tab. 5.1 – Caratteristiche meccaniche delle murature di supporto: risultati delle prove di compressione.</i>	<i>306</i>
<i>Tab. 5.2 – Caratteristiche meccaniche delle murature di supporto: risultati delle prove di flessione.</i>	<i>306</i>
<i>Tab. 5.3 – Sistemi di rinforzo testati: CFRCM [5.18].....</i>	<i>307</i>
<i>Tab. 5.4 – Risultati di tutte le prove condotte.....</i>	<i>308</i>
<i>Tab. 5.5 – Valutazione sperimentale dell’energia di frattura.</i>	<i>314</i>
<i>Tab. 6.1 – Risultati numerici dell’identificazione del legame di interfaccia.....</i>	<i>344</i>
<i>Tab. 7.1 – Caratteristiche geometriche dei provini del database.....</i>	<i>353</i>
<i>Tab. 7.2 – Caratteristiche dei sistemi di rinforzo dei provini del database</i>	<i>355</i>
<i>Tab. 7.3 – Modelli di confinamento confrontati col database di prove.....</i>	<i>361</i>
<i>Tab. 7.4 – Modelli di confinamento confrontati col database: sintesi dei risultati.</i>	<i>371</i>
<i>Tab. 8.1 – Risultati delle calibrazioni del modello generale in (8.1).....</i>	<i>382</i>
<i>Tab. 8.2 – Valori del coefficiente γ_m in funzione della classe di esecuzione degli elementi resistenti [8.7]</i>	<i>390</i>
<i>Tab. 8.3 – Coefficienti parziali di sicurezza per i materiali ed i prodotti [8.4]</i>	<i>391</i>
<i>Tab. 8.4 – Fattori di conversione ambientale per varie combinazioni di esposizione e sistemi FRP [8.4]</i>	<i>391</i>

Significato dei principali simboli usati nel testo

Notazioni generali

$(.)_d$	valore di progetto (o di calcolo) della grandezza $(.)$
$(.)_f$	valore della grandezza $(.)$ riferita al composito fibrorinforzato
$(.)_k$	valore caratteristico della grandezza $(.)$
$(.)_{m0}$	valore della grandezza $(.)$ riferita alla muratura non confinata
$(.)_{mc}$	valore della grandezza $(.)$ riferita alla muratura confinata
$(.)_R$	Valore della grandezza $(.)$ intesa come resistenza
$(.)_S$	Valore della grandezza $(.)$ intesa come sollecitazione

Lettere romane maiuscole

A_f	area del rinforzo di FRP
E_f	modulo di elasticità normale del rinforzo FRP
$N_{Rmc,d}$	resistenza di progetto a compressione centrata della muratura confinata con FRP
N_{sd}	sforzo normale sollecitante di progetto
P_{max}	massima forza trasmissibile per aderenza tra rinforzo e supporto

Lettere romane minuscole

b_f	larghezza del rinforzo di FRP
f_{fd}	resistenza di progetto del rinforzo di FRP
f_{fk}	resistenza caratteristica del rinforzo di FRP
f_b	resistenza a compressione di un elemento di laterizio o pietra naturale
$f_{b,m}$	resistenza media a compressione di una serie di elementi
$f_{b,k}$	resistenza a compressione caratteristica di una serie di elementi
f_{bt}	resistenza a trazione di un elemento di laterizio o pietra naturale
$f_{bt,m}$	resistenza media a trazione di una serie di elementi
$f_{mb,k}$	resistenza caratteristica a compressione della muratura
f_{m0}	resistenza media a compressione della muratura non confinata
f_{mc}	resistenza media a compressione della muratura confinata con FRP
f_{med}	resistenza di progetto a compressione della muratura confinata con FRP
f_{md}	resistenza di progetto a compressione della muratura
$f_{mt,m}$	valor medio della resistenza a trazione della muratura
f_l	pressione di confinamento
$f_{l,eff}$	pressione efficace di confinamento
h	altezza della sezione
k_{eff}	coefficiente di efficienza dell'azione di confinamento
k_H	coefficiente di efficienza orizzontale
k_V	coefficiente di efficienza verticale
n_f	numero di strati di rinforzo di FRP
p_f	passo di strisce o di cerchiature di FRP
t_f	spessore del rinforzo di FRP
w_f	larghezza delle strisce di FRP

Lettere greche minuscole

γ_m	coefficiente parziale per materiali o prodotto
γ_{Rd}	coefficiente parziale per i modelli di resistenza
ϵ_f	Deformazione di rottura del rinforzo di FRP
ϵ_{fd}	deformazione di progetto del rinforzo di FRP
$\epsilon_{fd,rid}$	valore ridotto della deformazione di progetto del rinforzo di FRP
ϵ_{fk}	deformazione caratteristica a rottura per trazione del rinforzo di FRP
$\epsilon_{mc,u}$	deformazione ultima a compressione della muratura confinata
$\epsilon_{m0,u}$	deformazione ultima a compressione della muratura
η	fattore di conversione
σ_f	tensione di trazione nel rinforzo di FRP
τ_{av}	tensione tangenziale di aderenza media
τ_{max}	tensione tangenziale di aderenza di picco

Capitolo 1. INTRODUZIONE E MATERIALI

1.1 Introduzione

Confrontati con gli interventi su elementi strutturali in calcestruzzo armato, dove i materiali compositi sono già ampiamente utilizzati (soprattutto negli Stati Uniti ed in Giappone), gli interventi con questi materiali nelle costruzioni in muratura sono ancora, per certi versi, in una fase molto acerba.

Le prime applicazioni di un certo rilievo si sono avute proprio in Italia, dove è sentito in maniera particolare il problema del patrimonio edilizio storico, che è, per la quasi totalità, in muratura.

Se, attualmente, l'Italia si trova in questo settore in una posizione di avanguardia rispetto agli altri Paesi, da un lato, proprio per questo, occorrono cautele, approfondimenti, studi e sperimentazioni appropriate.

Con riferimento al rinforzo con materiali compositi di membrature in calcestruzzo armato, diversi sono i testi di carattere tecnico di rilievo internazionale (come ad esempio [1.5], [1.6] e [1.7]).

La mancanza, per molto tempo, non solo di una Normativa specifica, ma anche di una letteratura tecnica è stato il maggiore ostacolo per la diffusione dei compositi fibrorinforzati nell'ambito dei fabbricati in muratura, da qui l'importanza di vari volumi (come [1.2], [1.3]) e

contributi (come [1.4] e [1.18]) che coprono tale carenza attraverso l'esposizione di esempi applicativi e interventi reali.

Restano diverse problematiche da approfondire e chiarire viste anche le peculiarità e le caratteristiche meccaniche fortemente variabili delle murature, come si vedrà piuttosto diffusamente nel prosieguo del lavoro.

Nel seguito del capitolo saranno introdotte le caratteristiche meccaniche e le proprietà generali dei materiali oggetto della tesi, ossia muratura e compositi fibrorinforzati anche con riferimento agli attuali codici normativi.

1.2 Il materiale “muratura”

Col termine generico di “muratura” si indica, nella pratica comune, l'aggregato di malta ed elementi (naturali o artificiali) di grosse dimensioni e forma più o meno regolare. Tale materiale era ben noto fin dall'antichità e si trova in un'innumerabile varietà di forme e natura degli elementi costituenti.

E' evidente come, sotto una definizione così generica, rientri un'innumerabile varietà di sistemi e tecniche costruttive.

La variabilità non risiede unicamente nei tipi di muratura impiegati, ma anche nelle numerosissime morfologie murarie che contraddistinguono i fabbricati storici: archi, volte, cupole, contrafforti, pareti, ponti, porticati, case, mura di cinturazione.

Altro aspetto che determina la varietà è l'evoluzione storica delle tecniche costruttive, che hanno visto una notevole variazione, ad esempio, dalle mura ciclopiche dell'antichità, all'architettura gotica delle cattedrali.

Anche se presenta caratteristiche specifiche e particolari per ciascun paese, questa tipologia di costruzioni è ampiamente diffusa in tutto il bacino del mediterraneo.

Dal punto di vista geografico, infatti, le modalità di realizzazione sono fortemente influenzati, prevalentemente, dalla reperibilità e dalla tipologia degli elementi costituenti. Restringendo il campo alla sola Italia, ad esempio, la natura degli elementi di base differisce già da regione a regione: nelle zone alpine è diffusa la muratura a secco, nella zona dell'Emilia Romagna, Toscana e Lazio sono più il laterizio o il travertino, nelle regioni meridionali prevalgono ancora pietre naturali quali il tufo e la pietra calcarea.

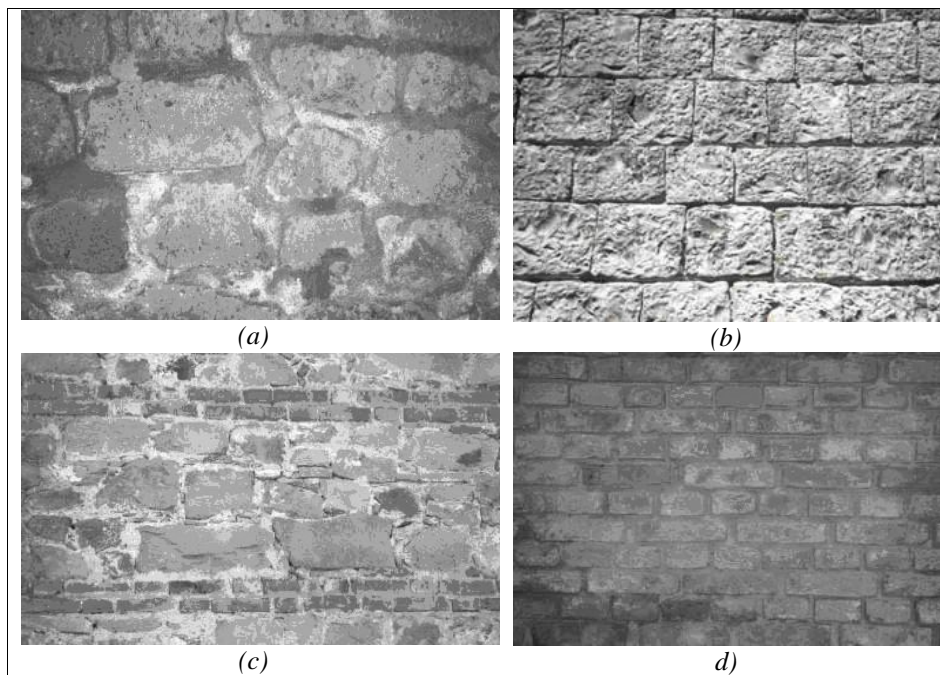


Fig. 1.1 – Alcune tipologie di muratura portante

(a) Muratura in tufo poroso con pezzatura e apparecchiatura irregolari; (b) muratura con elementi omogenei in pietra naturale ben squadrata e lavorata; (c) muratura con ricorsi in mattoni pieni con pietrame squadrate; d) muratura in mattoni pieni di laterizio.[1.34]

Questa grande variabilità ha, ovviamente, anche una notevole influenza sui parametri meccanici, ciò introduce notevoli incertezze, tali da inficiare anche il più rigoroso e sofisticato dei calcoli che si riuscirebbe a svolgere. Soltanto con l'esecuzione di prove di laboratorio si possono avere valori relativamente attendibili, anche se, già nel caso di uno stesso fabbricato, è facile notare la coesistenza di materiali molto eterogenei, realizzati a volte in epoche diverse, con stati di conservazione e malte diverse tra loro.

A titolo di esempio, sono riportate, nella successiva Fig. 1.1 alcune tipologie di muratura comunemente riscontrabili in fabbricati di epoche più o meno recenti.

La tessitura, ossia l'assemblaggio dei vari blocchi tra loro per formare un continuo, è l'aspetto più rilevante per definire la bontà di un manufatto murario. Nella muratura, i blocchi sono posizionati su filari successivi, alternati da letti di malta, ciò comporta, inevitabilmente l'esistenza di giunti principali (orizzontali, tra due successive stese di mattoni) e secondari (verticali, tra due elementi contigui). E' una delle regole del "buon costruire" che l'orientamento dei letti di malta sia all'incirca perpendicolare al flusso di tensioni dovuto alle sollecitazioni prevalenti. Nonostante questo e altri accorgimenti, quale il disporre gli elementi "a spina di pesce" oppure creare geometrie tridimensionali come riportato in Fig. 1.2, i giunti costituiscono sempre dei potenziali piani di rottura per un elemento murario e la loro presenza, soprattutto sotto azioni orizzontali penalizza fortemente la sua resistenza.

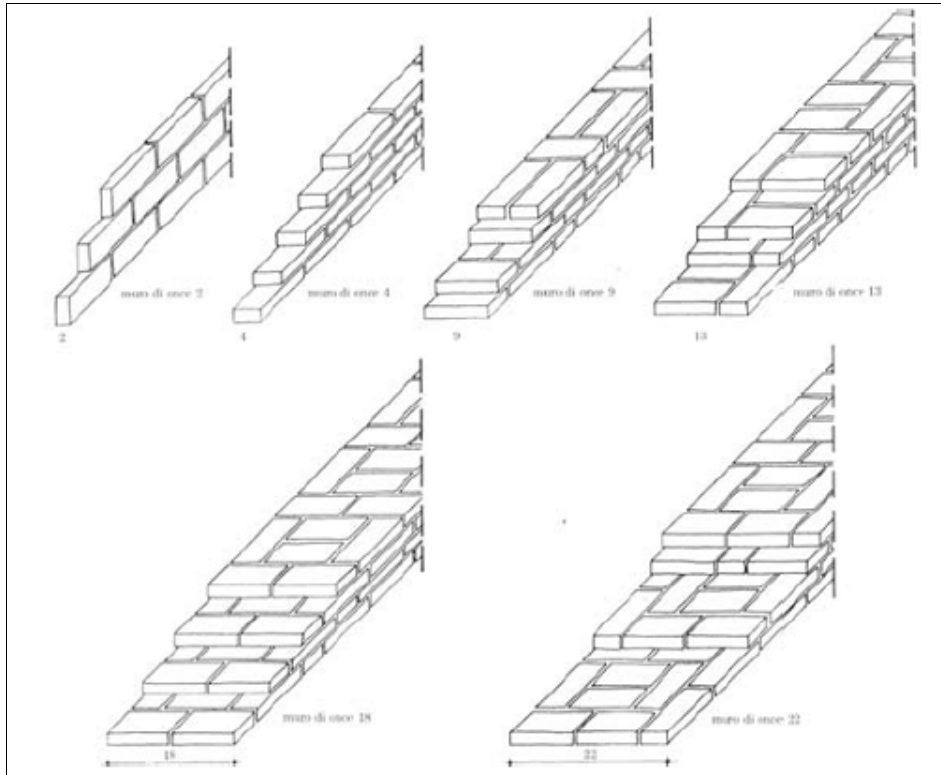


Fig. 1.2 – Alcune diverse possibili geometrie dei blocchi al crescere dello spessore della muratura [1.35][1.29]

1.2.1 Gli elementi di base

La muratura si realizza, come visto, a partire da singoli blocchi o mattini che possono essere in laterizio, calcestruzzo o pietra naturale, di seguito si esporranno sinteticamente le peculiarità di alcune delle tipologie più diffuse.

I laterizi

Possono essere di laterizio normale o alleggerito, per migliorarne le caratteristiche isolanti, e possono avere o no dei fori in direzione

perpendicolare o parallela al piano di posa (la cui percentuale è regolamentata, come si vedrà di seguito, dalla normativa tecnic(a)).

I fori possono talvolta essere utilizzati anche per la successiva messa in opera di tondini da calcestruzzo armato (muratura armat(a), nella successiva Fig. 1.3 sono riportate alcune tipologie di mattoni di laterizio.

La resistenza a compressione dei laterizi può essere notevolmente elevata, fino a oltre 100 MPa, valori comunemente riscontrabili sono di circa 5 MPa per elementi in laterizio alleggerito fino a circa 40 MPa per blocchi pieni.

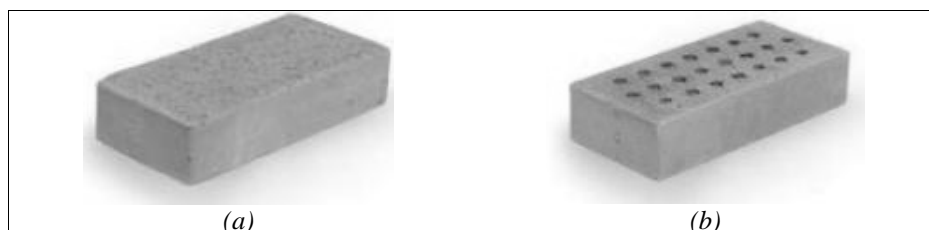


Fig. 1.3 – Mattoni in laterizio pieno e forato.[1.9]

Elementi in calcestruzzo

Le tipologie più diffuse di elementi in calcestruzzo sono gli elementi in aggregato denso, realizzati miscelando aggregati, cemento ed additivi sotto pressione o per vibrazione e gli elementi in calcestruzzo in aggregato leggero in cui l'aggregato principale è a bassa densità, come argilla espansa o materiali simili

Un'altra tipologia, attualmente non molto diffusa nelle strutture portanti è quella dei calcestruzzi aerati autoclavati, in cui tra gli additivi compare un agente aerante e sono trattati con processo in autoclave.

Anche per i blocchi in calcestruzzo sono, a volte, previsti dei fori da utilizzare come alloggiamenti per barre di armatura o utilizzabili come

casseri a perdere per getti di calcestruzzo armato, nella successiva Fig. 1.4 sono riportate alcune delle tipologie di elementi in calcestruzzo.

Con riferimento alle resistenze a compressione, tali elementi esibiscono un range di variazione molto prossimo a quello riportato per i laterizi.

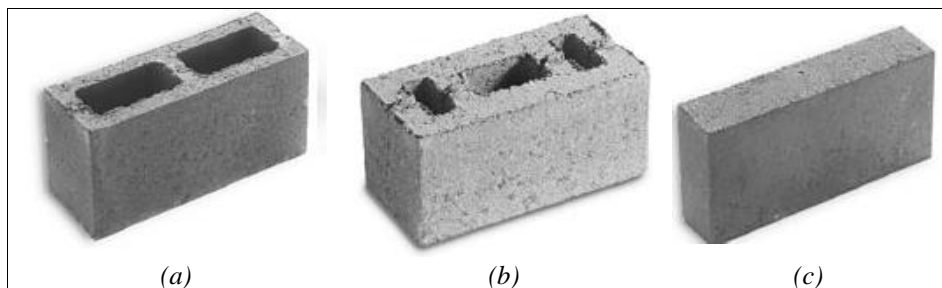


Fig. 1.4 – Alcune tipologie di elementi in calcestruzzo [1.9]

Pietre naturali

Hanno caratteristiche che variano entro limiti molto ampi, anche per materiali della stessa natura.

Con caratteristiche meccaniche via via crescenti, si parte da rocce molto tenere quali calcareniti e tufi, a rocce semidure quali arenarie, calcari e travertini, fino a rocce dure come dolomie, porfidi, serpentini, graniti, marmi. Nella muratura realizzata in pietra naturale, la resistenza dell'elemento è particolarmente influenzata dalla forma, dimensioni e tessitura degli elementi e dalla lavorazione, più che dalla resistenza delle pietre. Estrema variabilità si riscontra anche nelle caratteristiche meccaniche degli elementi, la resistenza a compressione può variare da circa 2 MPa per pietre molto tenere quali calcareniti e tufi, fino ad oltre i 100 MPa per rocce molto dure quali graniti e marmi.

1.2.2 La malta

Gli elementi di base delle murature, ossia mattoni in laterizio oppure pietra naturale, sono assemblati a costituire il solido murario o a secco o, come capita attualmente nella quasi totalità dei casi, utilizzando malta. La malta per murature è una miscela di sabbia, leganti, acqua ed eventualmente additivi. La malta può essere prodotta sia direttamente in cantiere, sia in fabbrica. In stabilimento il dosaggio dei vari componenti, avviene in modo più controllato e sicuro, e garantisce prestazioni meccaniche più omogenee.

I leganti solitamente impiegati per il confezionamento delle malte sono: il cemento, la calce idraulica (naturale o artificiale), la calce pozzolanica (miscela di calce aerea e pozzolana), la calce aerea.

Affinché il suo impiego sia ottimale, una malta deve soddisfare alcuni requisiti fondamentali, quali la buona lavorabilità, indurimento relativamente rapido, resistenza adeguata agli elementi che unisce e una buona aderenza, in modo da consentire la realizzazione di un solido murario il più possibile omogeneo.

La resistenza a compressione della malta, come si vedrà nel paragrafo dedicato al quadro normativo, varia notevolmente in base alla miscela utilizzata, da circa 3 MPa fino a circa 10 MPa.

1.2.3 Le caratteristiche meccaniche

Fissando l'attenzione alla muratura assemblata con malta, le sue proprietà meccaniche dipendono da quelle dei singoli componenti, ossia blocchi (o mattoni) e malta e dalla geometria e tessitura dell'organismo murario. Una schematizzazione grafica di come siano tra loro connessi i legami tensioni-deformazioni di malta, blocchi e muratura è riportata nella successiva Fig. 1.5.

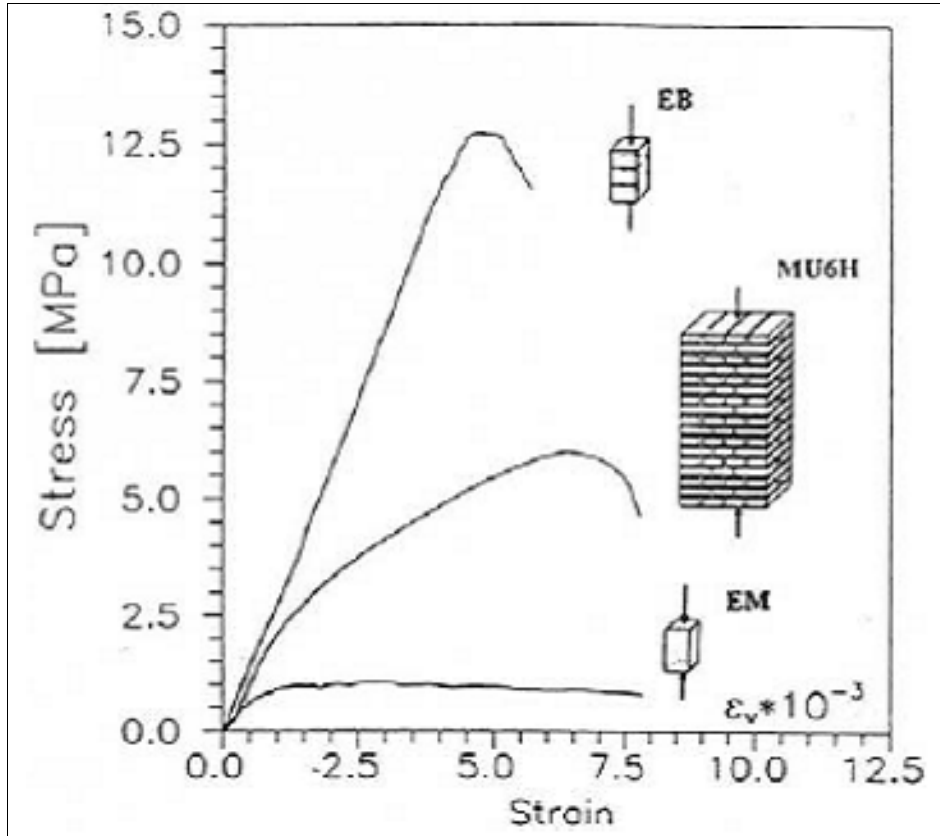


Fig. 1.5 – Confronto tra le resistenze a compressione della malta, degli elementi e della muratura. [1.42]

Indicativamente, la resistenza a compressione dei singoli mattoni è molto più elevata di quella della malta e il legame costitutivo degli elementi è elasto-fragile, mentre quello della malta è fortemente non lineare, con notevoli plasticizzazioni già a bassi valori di tensione.

Il comportamento non lineare della muratura nel suo complesso deriva però, dall'interazione, nei giunti, tra elementi e malta, tanto è vero che l'interpretazione ormai universalmente accolta della rottura a compressione uniassiale della muratura è quella di crisi per trazione dei blocchi in prossimità dei giunti di malta. Questo fenomeno è dovuto alla

diversa deformabilità dei due materiali che comporta l'insorgere di tensioni di trazione nei blocchi.

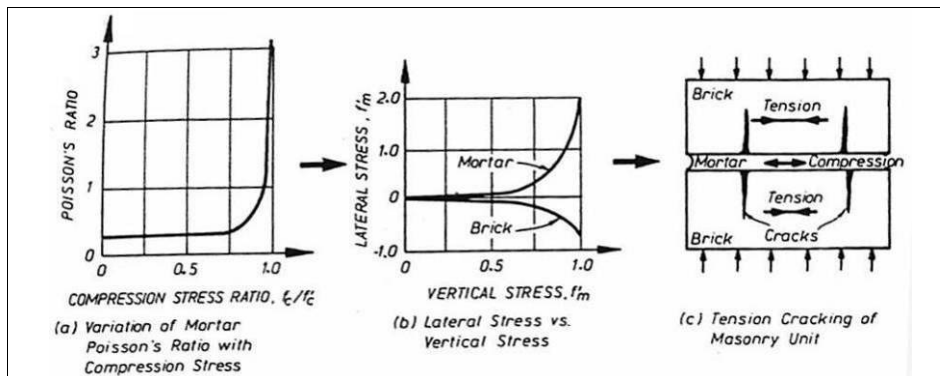
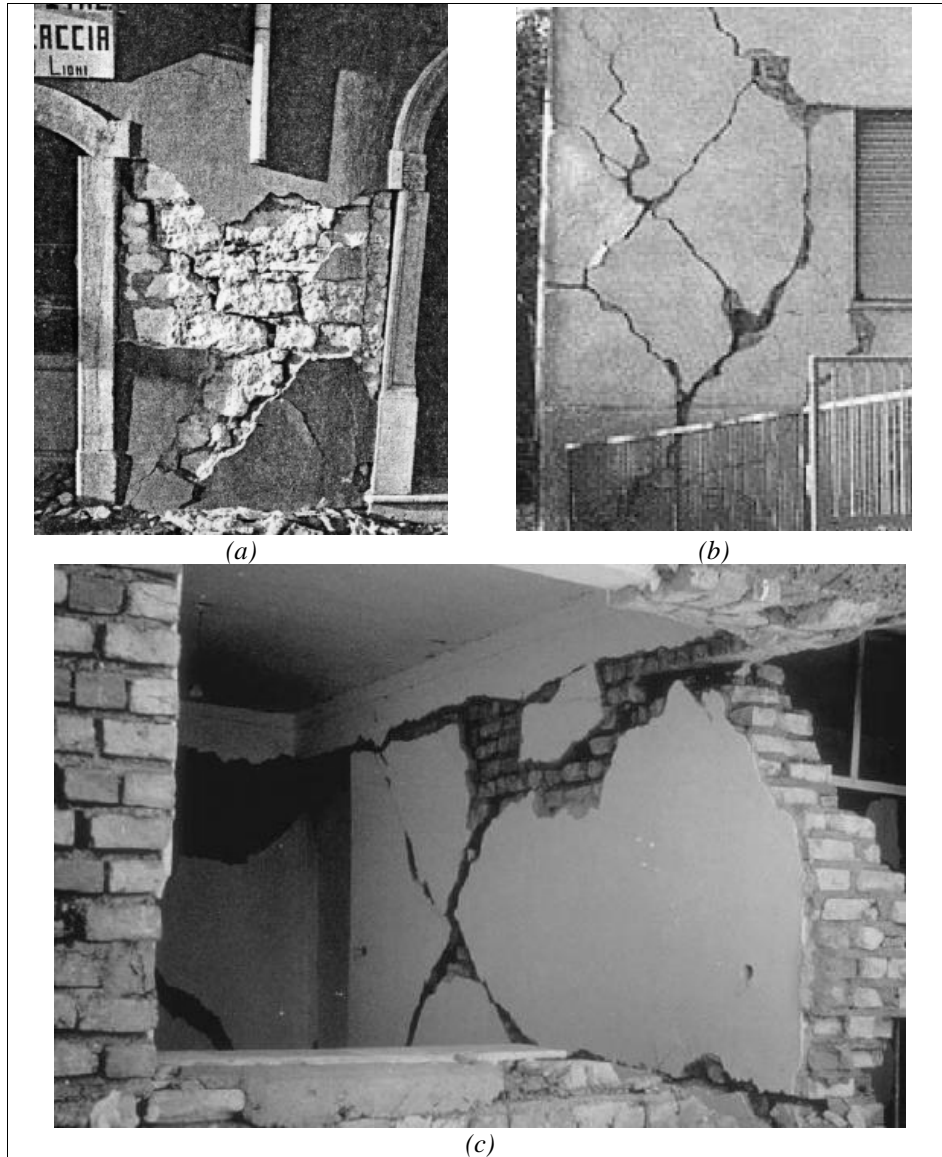


Fig. 1.6 – Meccanismo di rottura della muratura [1.13]

Infatti, sottoponendo la muratura a compressione perpendicolare al piano dei giunti principali, mattoni e malta si dilatano lateralmente in ragione dei rispettivi moduli di Poisson, tale deformazione è maggiore nella malta, per cui, nella zona di interfaccia nascono delle tensioni tangenziali che inducono trazione nei blocchi e compressione nella malta, Fig. 1.6. Le trazioni sui blocchi sono quelle che portano alla rottura del composito murario.

Le pareti in muratura sono soggette anche a taglio, oltre che alle forze di compressione, ad esempio per l'azione di forze orizzontali dovute ad un evento sismico, ragion per cui, la resistenza a taglio di una muratura rappresenta un'altra delle proprietà fondamentali da conoscere; essa è però di difficile determinazione, per cui le stesse normative suggeriscono correlazioni semplificate con la resistenza dei materiali di base. Essa è influenzata, infatti, più che dalle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti, anche e soprattutto dalla tessitura della muratura del suo complesso e dal comportamento dell'interfaccia malta–mattoni.



*Fig. 1.7 – Rottura per taglio di elementi murari
 (a) Rottura tra due aperture contigue, [1.16]; (b) rottura in un pannello al
 piano terra di un fabbricato di tre piani [1.17]; (c) Parete portante interna
 danneggiata da un sisma [1.9]*

Il collasso di un pannello murario per taglio avviene, prevalentemente, per trazione lungo una delle diagonali. Per valori relativamente contenuti delle azioni di compressione rispetto a quelle orizzontali, la linea di frattura tende a innescarsi a scalini lungo le interfacce mattoni-malta con un'inclinazione di circa 45° (come si nota in Fig. 1.7–a. Al crescere delle azioni di compressione, le tensioni principali di trazione, che sono quelle generano le lesioni, sono inclinate di un angolo via via più grande rispetto all'orizzontale, Fig. 1.7–b e le linee di frattura attraversano verticalmente sia i mattoni sia i giunti di malta.

Passando al modulo di Young in compressione, i codici normativi ne consigliano spesso una determinazione indiretta, a partire, solitamente, dal valore della resistenza a compressione della muratura, infatti, secondo diversi studi e ricerche, esso avrebbe un valore compreso tra le 400 e le 1000 volte la resistenza a compressione della muratura [1.42]. Il Decreto Ministeriale del 1987 [1.43] riporta un metodo per valutarlo in maniera diretta da prove di compressione. Relativamente al modulo di elasticità tangenziale, esso si assume, quando non ci sono riscontri sperimentali diretti, pari a circa il 40% di quello di Young. Il coefficiente di Poisson è fortemente variabile tra 0,15 e 0,30; tendendo a crescere all'aumentare dei carichi verticali.

Da tutto quanto esposto, si evince che in base alla natura dei materiali di impiegati, le caratteristiche meccaniche del solido murario presentano un range di variabilità decisamente ampio, ragion per cui è spesso indispensabile la caratterizzazione meccanica attraverso prove di laboratorio. Le prove sperimentali più comunemente utilizzate per conoscere il comportamento dei componenti sono, in ordine crescente di complessità operativa, le prove di compressione e di trazione per flessione sugli elementi e sulla malta Fig. 1.8–a e Fig. 1.8–b, prove di compressione e taglio su campioni di muretti Fig. 1.8–c e Fig. 1.8–d, fino

ad arrivare a prove di pannelli in scala reale, Fig. 1.8–e, o in situ, Fig. 1.8–f.

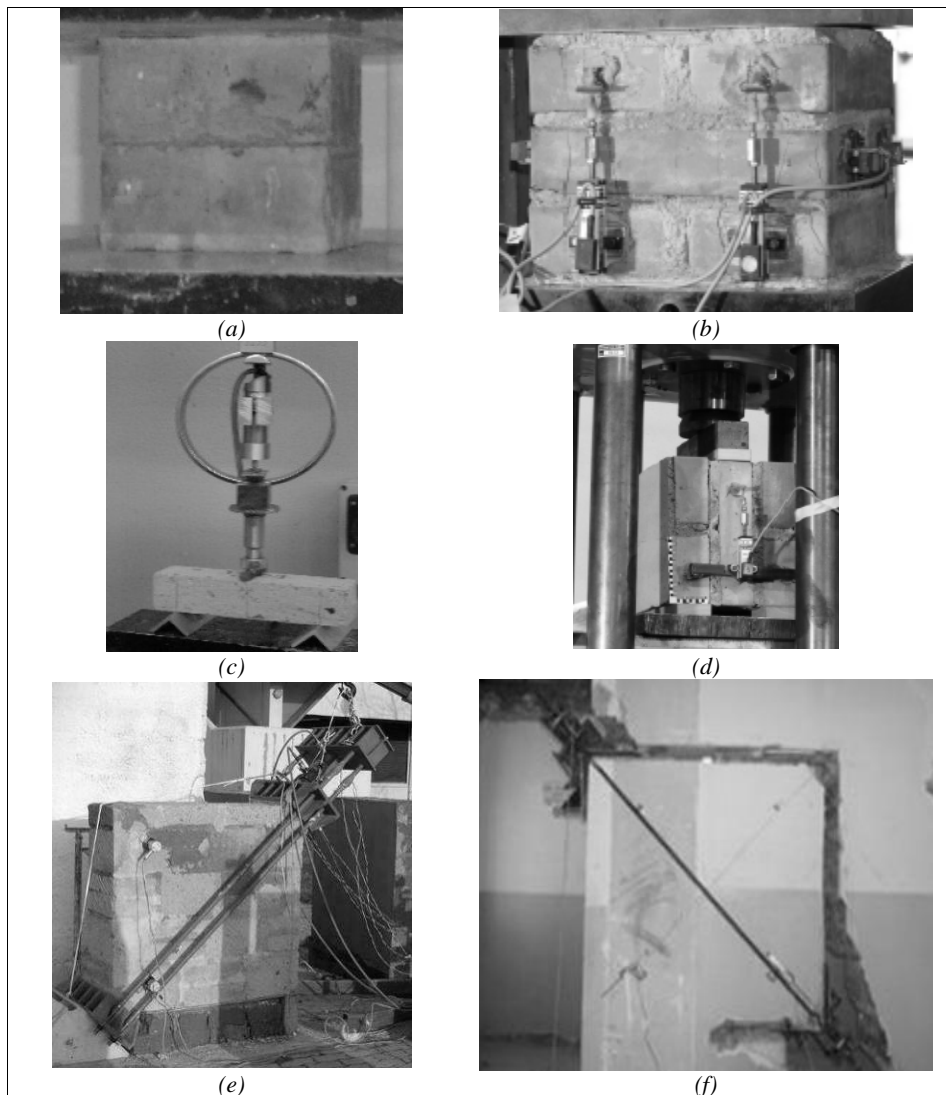


Fig. 1.8 – Prove di caratterizzazione delle proprietà meccaniche delle murature (a) prova di compressione uniassiale su elementi di laterizio; (b) prova di compressione su campione di muro; (c) prova di trazione per flessione su singolo elemento; (d) prova di taglio su campione di muro; (e) prova di compressione diagonale su pannello; (f) prova di compressione diagonale in situ [1.26].

Ovviamente data la complessità e, nel caso di fabbricati esistenti, l'invasività di prove da eseguire in situ (un'estesa trattazione a tale riguardo è esposta in [1.25]), con martinetti piatti e prove do compressione diagonale, Fig. 1.8–f è importante ricavare le proprietà meccaniche della muratura da quelle degli elementi costituenti secondo la formulazione prevista, ad esempio, in [1.47].

1.2.4 Riferimenti normativi

La determinazione delle caratteristiche meccaniche di una muratura (resistenza a compressione e a trazione, moduli di Young e di elasticità tangenziale) è un problema particolarmente delicato e complesso sia per le murature nuove sia nel caso di fabbricati esistenti.

La situazione può essere ancor più delicata, infatti, quando in uno stesso pannello o maschio murario, a causa di successivi interventi di rinforzo, si possono avere caratteristiche variabili “a macchia di leopardo”.

Ragion per cui, i valori riportati in tabelle comunemente reperibili nella letteratura tecnica specializzata o in riferimenti normativi, quali le attuali norme tecniche per le costruzioni [1.49] o di altre pubblicazioni e norme in materia (come [1.43] e [1.44]), sono da ritenersi del tutto orientativi.

Per completezza riportano nelle successive Tab. 1.1 e Tab. 1.2 i valori proposti da varie istruzioni normative.

Tab. 1.1 – Caratteristiche meccaniche delle murature secondo Circolare 21745 30 luglio 1981 [1.1] e [1.44]

Tipologia di muratura	f_m [MPa]	τ_0 [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	g_m [N/m ³]
Murature non consolidate e non lesionata					
Mattoni pieni e malta bastarda	3	0,12	792	132	18000
Blocco modulare e malta bastarda	2,5	0,08	528	88	15000
Blocchi in argilla espansa/calcestruzzo e malta bastarda	3	0,18	1188	198	13500
Muratura in pietrame in cattive condizioni	0,5	0,02	132	22	19000
Muratura in pietrame grossolanamente squadrato e ben organizzato	2	0,07	462	77	20000
Muratura in pietrame a sacco in buone condizioni	1,5	0,04	264	44	19000
Blocchi di tufo di buona qualità	2,5	0,1	660	110	18000
Murature nuove					
Mattoni pieni con fori circolari e malta cementizia	5	0,2	1320	220	14000
Forati doppio UNI 40%	5	0,24	1584	264	12500
Murature consolidate					
Mattoni pieni, pietrame squadrato e consolidato con due lastre in calcestruzzo armato da min 3 cm	5	0,18	11888	198	20000
Pietrame iniettato, muratura in pietra a sacco consolidata con due lastre in calcestruzzo armato da min 3 cm	3	0,11	726	121	21000

Tab. 1.2 – Caratteristiche meccaniche delle murature secondo O.P.C.M. 3274 [1.1] e [1.45]

Tipologia di muratura	f_m [MPa]	τ_0 [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	g_m [N/m ³]
	min – max	min – max	min–max	min–max	min–max
Murature non consolidate e non lesionata					
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche ed irregolari)	0,60 0,90	0,02 0,032	690 1050	115 175	19000
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	1,10 1,55	0,035 0,051	1020 1440	170 240	20000
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,50 2,00	0,056 0,074	1500 1980	250 330	21000
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite)	0,80 1,20	0,028 0,042	900 1260	150 210	16000
Muratura a blocchi lapidei squadrati	3,00 4,00	0,078 0,098	2340 2820	390 470	22000
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,80 2,80	0,060 0,092	1800 2400	300 400	18000
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (tipo doppio UNI)	3,80 5,00	0,24 0,32	2800 3600	560 720	15000
Muratura in blocchi laterizi forati (foratura < 45%)	4,60 6,00	0,30 0,40	3400 4400	680 880	12000
Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (foratura < 45%)	3,00 4,00	0,10 0,13	2580 3300	430 550	11000
Muratura in blocchi di calcestruzzo (foratura tra 45% e 65%)	1,50 2,00	0,095 0,125	2200 2800	440 560	12000
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	3,00 4,40	0,18 0,24	2700 3500	540 700	14000

Dall'esame delle tabelle riportate ci si può fare comunque un'idea degli ordini di grandezza in gioco relativamente alle caratteristiche meccaniche. E' importante sottolineare che, nel caso di muratura realizzata con pietrame irregolare o, addirittura, a secco, le resistenze possono essere molto basse, e crescono man mano che migliorano la regolarità degli elementi di base e la compattezza della tessitura. Ancora, le caratteristiche meccaniche crescono, anche se in maniera meno pronunciata, anche in dipendenza dalla qualità della malta.

Con riferimento alle murature appena costruite o da realizzare, le attuali norme tecniche sulle costruzioni [1.49] consentono di valutare "a tavolino" caratteristiche meccaniche della muratura in funzione della resistenza degli elementi e della malta.

Gli elementi resistenti sono classificati in naturali ed artificiali.

Gli elementi artificiali, che, come visto, possono avere dei fori in direzione parallela o perpendicolare al piano di posa, sono a loro volta distinti in base alla percentuale di vuoti. Possono essere in laterizio, in calcestruzzo normale o alleggerito, e, per la presenza dei fori, le resistenze secondo i tre assi principali possono essere molto diverse tra loro. Secondo [1.49] gli elementi vanno classificati in base alla percentuale di foratura φ e all'area media della sezione retta di ogni singolo foro f . La percentuale di foratura è espressa dalla relazione:

$$\varphi = 100 \frac{F}{A} \quad (1.1)$$

dove F è l'area totale dei fori, A è l'area lorda della faccia dell'elemento delimitata dal suo perimetro.

Gli elementi di laterizio con area lorda superiore a 300 cm^2 possono avere un foro di presa di area massima di 35 cm^2 , per area lorda superiore a 580 cm^2 sono ammessi due fori.

E' prevista dalle norme anche la presenza di fori da riempire successivamente con malta o calcestruzzo eventualmente armato, tali aperture non sono soggette a limitazioni.

Le successive Tab. 1.3 e Tab. 1.4 riportano, rispettivamente, la classificazione per gli elementi in laterizio e calcestruzzo.

Tab. 1.3 – Classificazione degli elementi in laterizio [1.49].

Elementi	Percentuale di foratura φ	Area f della sezione normale del foro
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 9\text{cm}^2$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 12\text{cm}^2$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 15\text{cm}^2$

Tab. 1.4 – Classificazione degli elementi in calcestruzzo [1.49]

Elementi	Percentuale di foratura j	Area f della sezione normale del foro	
		$A \leq 900 \text{ cm}^2$	$A > 900 \text{ cm}^2$
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 0,10A$	$f \leq 0,15A$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$		
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$		

Tab. 1.5 – Sistema di attestazione della conformità per elementi da muratura portante [1.49]

Specifica tecnica europea di riferimento	Categoria	Sistema di attestazione della conformità
Specifica per elementi per muratura – Elementi per muratura di laterizio, silicato di calcio, in calcestruzzo vibrocompresso (aggregati pesanti e leggeri), calcestruzzo aerato autoclavato, pietra agglomerata, pietra naturale UNI EN 771-1, 771-2, 771-3, 771-4, 771-5, 771-6	Categoria I	2+
	Categoria II	4

Passando alle prescrizioni relative alle pietre naturali, tali elementi vanno ricavati da materiale lapideo non friabile o sfaldabile e resistente al gelo. Essi non devono contenere in misura sensibile sostanze solubili, o residui organici e devono essere integri, senza zone alterate o rimovibili.

Gli elementi per murature portanti devono essere, ad ogni modo, conformi alle norme europee UNI EN 771 ([1.50] e [1.51]), secondo il sistema di conformità riportato nella Tab. 1.5.

Le differenze tra le due categorie riportate, si possono esporre molto sinteticamente come segue. Per gli elementi di categoria II la prestazione (sia essa media o caratteristica) può essere ottenuta ammettendo una maggiore variabilità dei singoli valori di resistenza, mentre per gli elementi di categoria I sono ammessi range di variabilità più ristretti.

Infine, relativamente alle malte, le norme [1.49] impongono che la malta per muratura portante deve garantire prestazioni adeguate al suo impiego sia in termini di durabilità che di prestazioni meccaniche e deve essere conforme alla norma armonizzata UNI EN 998-2 e recare la Marcatura CE, secondo il sistema di attestazione della conformità indicato nella seguente Tab. 1.6.

Tab. 1.6 – Sistema di attestazione della conformità per le malte [1.49]

Specificazione Tecnica Europea di riferimento	Uso Previsto	Sistema di Attestazione della Conformità
Malta per murature UNI EN 998-2	Usi strutturali	2+

Per garantire la durabilità richiesta, i componenti la miscela non devono contenere sostanze organiche o grassi o terrose o argillose.

Le prestazioni meccaniche di una malta sono definite dalla resistenza media a compressione f_m . La categoria della malta è definita da una sigla costituita dalla lettera M seguita da un numero che indica la resistenza f_m espressa in MPa come presentato nella Tab. 1.7.

Tab. 1.7 – Classi di malte a prestazione garantita [1.49]

Classe	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Resistenza a compressione [MPa]	2,5	5	10	15	20	d
d è una resistenza a compressione maggiore di 25 MPa dichiarata dal produttore						

Nelle murature portanti non è utilizzabile una malta con $f_m < 2,5$ MPa. Sono previste malte a composizione prescritta e riportate nella successiva Tab. 1.8.

Tab. 1.8 – Malte a composizione prescritta [1.49]

Classe	Tipo di malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M 2,5	Idraulica	–	–	1	3	–
M 2,5	Pozzolonica	–	1	–	–	3
M 2,5	Bastarda	1	–	2	9	–
M 5	Bastarda	1	–	1	5	–
M 8	Cementizia	2	–	1	8	–
M 12	Cementizia	1	–	–	3	–

Possono essere utilizzate malte di diverse proporzioni nella composizione, purché rispettino i requisiti di resistenza riportati nella Tab. 1.7.

Determinazione delle resistenze caratteristiche

La norma [1.49] fornisce anche indicazioni sulla determinazione della resistenza caratteristica della muratura a compressione ed a taglio. La determinazione delle resistenze va determinata su campioni di muro. Tenendo conto, come già sottolineato, della difficoltà ed onerosità di questo tipo di prove, la norma ammette l'eventualità di ricavare i valori della resistenza a compressione ed a taglio utilizzando tabelle apposite.

Nello specifico, in fase di progetto, per le murature formate da elementi artificiali pieni o semipieni il valore della resistenza caratteristica a compressione f_{mk} può essere dedotto dalla resistenza a compressione degli elementi e dalla classe di appartenenza della malta tramite la Tab. 1.9. Va evidenziato che la validità di tale tabella è limitata a quelle murature aventi giunti orizzontali e verticali riempiti di malta e di spessore compreso tra 5 e 15 mm. Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; ma la norma non ammette in nessun caso estrapolazioni.

Tab. 1.9 – Valori di f_{mk} per elementi pieni e semipieni [1.49]

Resistenza caratteristica a compressione f_{mk} dell'elemento [MPa]	Tipo di malta			
	M 15	M 10	M 5	M 2.5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	–

Nel caso di murature costituite da elementi naturali, le norme suggeriscono di assumere convenzionalmente la resistenza caratteristica a compressione dell'elemento f_{bk} pari a:

$$f_{bk} = 0,75 f_{bm} \quad (1.2)$$

in cui f_{bm} rappresenta la resistenza media a compressione degli elementi in pietra squadrata.

Il valore della resistenza caratteristica a compressione della muratura f_{mk} può essere dedotto, anche in questo caso, dalla resistenza

caratteristica a compressione degli elementi f_{bk} e dalla classe di appartenenza della malta tramite la seguente Tab. 1.10.

Tab. 1.10 – Valori di f_{mk} per elementi di muratura squadrata [1.49]

Resistenza caratteristica a compressione f_{mk} dell'elemento [MPa]	Tipo di malta			
	M 15	M 10	M 5	M 2.5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,0
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
>40,0	14,3	12,0	10,4	–

Come nel caso precedente, la norma consente l'interpolazione lineare ma non ammette estrapolazioni.

Tab. 1.11 – Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali f_{vk0} (grandezze in MPa) [1.49]

Tipo di elemento resistente	Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Classe di malta	f_{vk0} [MPa]
Laterizio pieno e semipieno	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,30
	$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,20
	$f_{bk} \leq 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10
Calcestruzzo; Silicato di calcio; Cemento autoclavato; Pietra naturale squadrata.	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,20
	$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,15
	$f_{bk} \leq 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10

Nel caso della resistenza a taglio, volendo evitare valutazioni sperimentali dirette, il valore di f_{vk0} (resistenza a taglio in assenza di tensioni di compressione) può essere dedotto dalla resistenza a compressione degli elementi usando la Tab. 1.11. La validità della tabella è limitata, anche in tal caso, a quelle murature aventi giunti orizzontali e verticali riempiti di malta, le cui dimensioni sono comprese tra 5 e 15 mm. Come per le precedenti tabelle, per valori non contemplati è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

Quando ci sono tensioni di compressione, la resistenza caratteristica a taglio della muratura, f_{vk} è definita come resistenza all'effetto combinato delle forze orizzontali e dei carichi verticali agenti nel piano del muro e la norma propone, per ricavarla, la relazione:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_n \quad (1.3)$$

dove:

f_{vk0} : resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali;

σ_n : tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti nella sezione di verifica.

Per elementi resistenti artificiali semipieni o forati deve risultare comunque verificata la relazione:

$$f_{vk} \leq f_{vk,lim} = 1,4 \overline{f_{bk}} \quad (1.4)$$

in cui:

$f_{vk,lim}$: valore massimo della resistenza caratteristica a taglio che può essere impiegata nel calcolo;

$\overline{f_{bk}}$: valore caratteristico della resistenza degli elementi in direzione orizzontale e nel piano del muro, da ricavare secondo le modalità descritte nella relativa norma della serie UNI EN 771.

Infine, la norma propone, in assenza di sperimentazioni dirette, i seguenti valori per i moduli di elasticità:

- modulo di elasticità normale secante $E = 1000 f_{mk}$
- modulo di elasticità tangenziale secante $G = 0,4 E$.

Passando, per completezza, a quanto riportato nell'Eurocodice 6 [1.47], la resistenza caratteristica a compressione della muratura non armata realizzata con malta ordinaria e in accordo a prescrizioni meccaniche e geometriche riportate nello stesso Eurocodice, può essere calcolata con la relazione:

$$f_{mk} = K \cdot f_b^{0,65} f_m^{0,25} \quad (1.5)$$

dove K è un parametro che varia in base alla tipologia e tessitura della muratura.

La resistenza caratteristica a compressione della muratura non armata realizzata con malta per strati sottili, nel rispetto di opportune prescrizioni relative ai blocchi ed al legante può essere ricavata con la relazione:

$$f_{mk} = 0,8 \cdot f_b^{0,85} \quad (1.6)$$

Infine, relativamente alla muratura realizzata con malta alleggerita, si può ricavare con la seguente:

$$f_{mk} = K \cdot f_b^{0,65} \quad (1.7)$$

in cui K è un coefficiente analogo a quello riportato nella relazione (1.5).

1.3 I materiali compositi fibrorinforzati

Di seguito sono introdotti alcuni concetti fondamentali circa le caratteristiche dei materiali di base costituenti un composito fibrorinforzato, i metodi per produrli e di come risalire, dalle caratteristiche dei materiali di base, a quelle del composito. L'attenzione verrà fissata, in particolare, sulle fibre di carbonio e di vetro, i principali materiali sintetici utilizzati per la realizzazione di compositi fibrorinforzati da destinare all'ingegneria strutturale. Per lo stesso motivo si tratteranno soltanto le resine polimeriche di base epossidica.

1.3.1 I materiali di base

I compositi fibrorinforzati di cui si tratterà sono costituiti da una matrice polimerica di natura organica e da fibre di rinforzo dalle caratteristiche meccaniche particolarmente elevate. Si tratta di materiali molto efficienti dal punto di vista strutturale e che sono, generalmente, anisotropi.

Non si entrerà nel dettaglio dei processi di realizzazione dei materiali di base, basti soltanto evidenziare che essi vengono prodotti ad alte temperature con procedimenti industriali che richiedono delle attrezzature e una gestione altamente specializzate.

Tranne che in rarissimi casi, fibre e matrice polimerica non possono essere messi in opera senza ulteriori processi necessari a realizzare fogli, lamine (con l'utilizzo di leganti chimici) o tessuti. Allo stesso modo, la matrice polimerica è spesso realizzata con una miscela di additivi necessari a ottimizzarne le caratteristiche meccaniche e la lavorabilità.

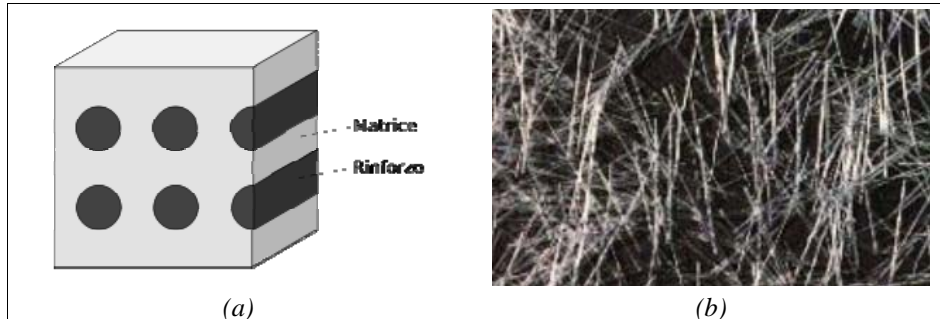


Fig. 1.9 – Materiali compositi fibrorinforzati
 (a) schema della struttura microscopica; (b) “mat” in fibre di vetro [1.48].

Fibre di rinforzo

La fase delle fibre, in un composito FRP, è formata da centinaia di filamenti del diametro dell'ordine del micrometro, nella stragrande maggioranza dei compositi usati in ingegneria civile, queste fibre sono indefinitamente lunghe e denominate continue. Le fibre costituiscono una parte rilevante (dal 20% fino al 60% in volume) del composito. Le proprietà meccaniche delle fibre sono di solito notevolmente più elevate di quelle della resina in cui sono immerse, d'altra parte, per la loro natura filamentosa, non possono essere usate da sole.

Le fibre di vetro sono usate in moltissimi campi dell'ingegneria delle strutture, per barre di rinforzo per il calcestruzzo, tessuti, profili poltrusi. Il vetro è un solido amorfo costituito prevalentemente da ossidi metallici. La silice, SiO_2 , è la componente fondamentale arrivando fino al 70% in peso [1.29].

La tecnologia di produzione delle fibre di vetro è basata sulla filatura di una miscela (batch) costituita principalmente da sabbia, allumina e calcare. I componenti sono miscelati a secco e portati a fusione (circa $1260\text{ }^\circ\text{C}$) in una fornace a refrattari (tank). Il vetro fuso viene alimentato direttamente su filiere di platino (bushings) e fatto passare per gravità attraverso appositi fori praticati sul fondo [1.29].

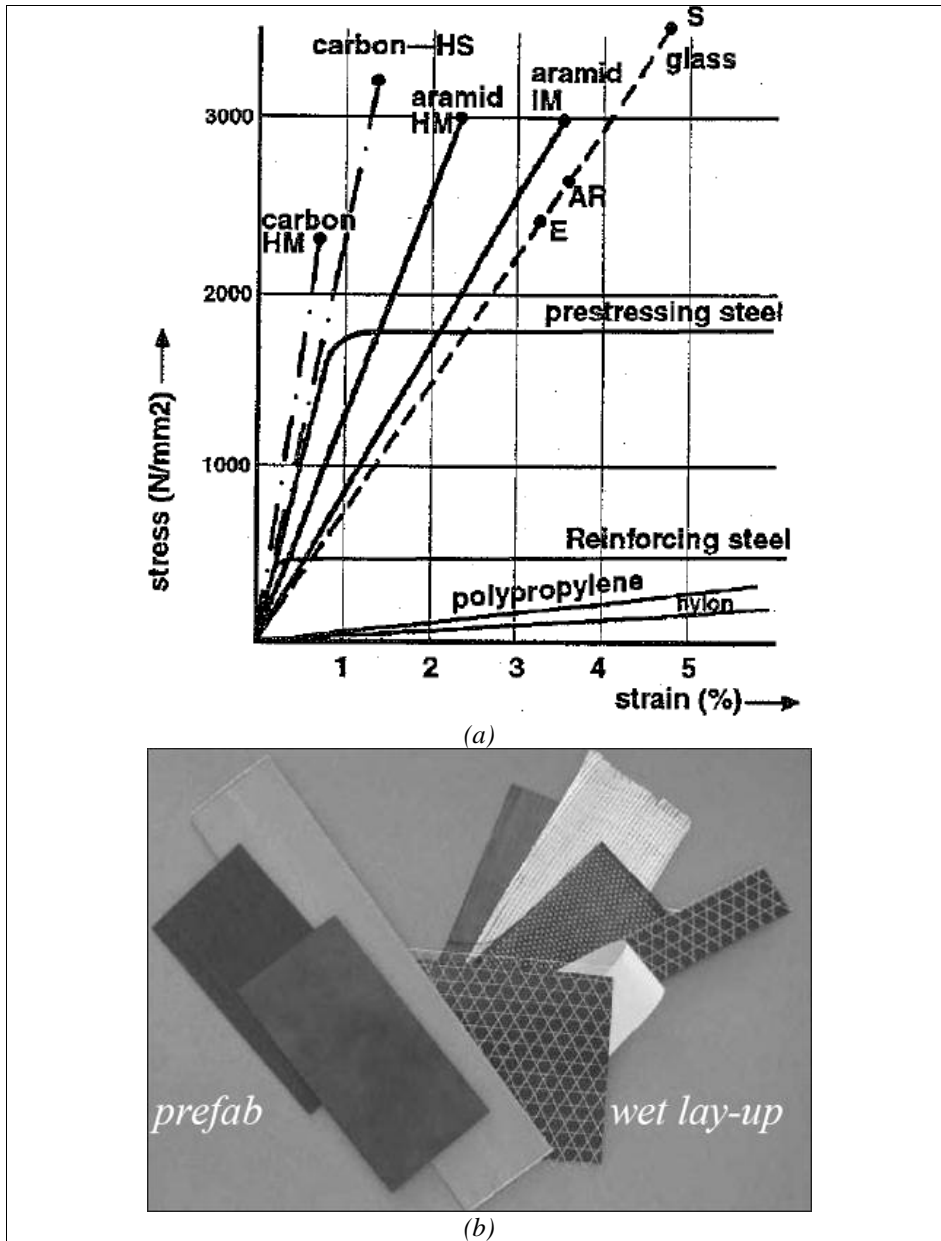


Fig. 1.10 – Caratteristiche delle fibre di rinforzo
 (a) confronti tra i legami tensione-deformazioni di varie tipologie di fibre [1.52];
 (b) Alcune tipologie di lamine e tessuti in composito per rinforzi esterni.

I filamenti, prodotti per filatura da fuso, sono quindi raggruppati, con l'applicazione o meno di una leggera torsione, a formare una treccia o fibra (strand o end), tipicamente costituita da 204 filamenti.

I singoli filamenti presentano un diametro medio dell'ordine dei 10 μm e sono ricoperti da un legante o bozzina (binder o size). I filati sono raccolti in roving. Le fibre di vetro sono anche disponibili in forma di foglio sottile, che prende il nome di mat. Un mat può essere costituito sia da fibre continue che fibre corte (ossia fibre discontinue di lunghezza tipica compresa tra 25 e 50 mm) disposte casualmente nel piano e tenute assieme da un legante chimico. La larghezza dei mat è variabile tra 5 cm e 2 m; la loro massa è dell'ordine di $0,5 \text{ kg/m}^2$.

Esistono diverse tipologie di fibre di vetro, le più usate sono quelle di tipo E, altre fibre come il tipo A e C (resistenti alla corrosione) sono utilizzate in prodotti altamente specializzati dell'ingegneria, infine le fibre tipo S sono prevalentemente utilizzate nell'industria aerospaziale.

Le principali caratteristiche meccaniche delle varie tipologie di fibre di vetro sono riportate nella successiva Tab. 1.12.

Tab. 1.12– Caratteristiche approssimate delle più comuni fibre di vetro

Tipo di fibra di vetro	Densità [g/cm ³]	Modulo di Young in trazione [GPa]	Resistenza a trazione [MPa]	Allungamento massimo [%]
E	2,57	72,5	3400	2,5
A	2,46	73	2760	2,5
C	2,46	74	2350	2,5
S	2,47	88	4600	3,0

Le fibre di vetro sono particolarmente sensibili all'umidità, soprattutto in presenza di ambienti salini e ad elevata alcalinità, e necessitano di essere ben protette dalla fase resinosa del sistema

composito. Altre problematiche delle fibre di vetro sono la tendenza al degrado delle caratteristiche meccaniche sotto carichi ripetuti.

I vantaggi delle fibre di vetro sono le eccellenti proprietà isolanti (da cui il loro uso massiccio nell'industria elettrica) e la convenienza economica.

Le fibre di carbonio, come quelle di vetro, sono utilizzate largamente sotto forma di fogli, tessuti e barre anche pretese. Tali fibre sono prodotte ad alte temperature (fino a 2400°C).

Il carbonio può esistere in una grande varietà di forme cristalline con diverse caratteristiche meccaniche. La forma cristallina del carbonio che viene solitamente utilizzata per la realizzazione di fibre è la cosiddetta struttura grafite, in cui gli atomi di carbonio sono disposti su di una forma esagonale (benzene) planare. Il carbonio nella forma grafite è altamente anisotropo con un modulo di Young nel piano degli anelli di benzene di circa 1000 GPa, e di circa 35 GPa nel piano perpendicolare agli anelli.

Il processo di produzione delle fibre di carbonio prevede diverse fasi. Le principali sono:

- la stabilizzazione/ossidazione (200–300 °C): trattamento che impedisce la fusione durante la fase seguente, condotta ad alta temperatura.
- la carbonizzazione (1000–1500 °C): trattamento per eliminare gli elementi non di carbonio.
- la *graphitization* (2500–3000 °C): trattamento termico che migliora le caratteristiche meccaniche del carbonio ottenute nella carbonizzazione.

Se si interrompe il processo con la carbonizzazione si ottengono le “fibre di carbonio” che si differenziano completamente dalle cosiddette “fibre di grafite” che si ottengono alla fine dell'intero processo.

Le fibre di carbonio presentano un modulo di elasticità a trazione minore rispetto alle fibre in grafite. Tuttavia l'alta resistenza specifica, la minore rigidità e il relativo basso costo rispetto a quelle in grafite rendono molto interessanti queste fibre nell'ingegneria strutturale.

Caratteristica importante del carbonio è la bassa densità pari a $2,268 \text{ g/cm}^3$. Uno dei vantaggi delle fibre in carbonio/grafite è proprio l'alto rapporto tra resistenza a trazione e peso.

Le fibre di carbonio hanno un'elevatissima durabilità, anche in ambienti umidi ed anche sotto carichi ripetuti, vanno però utilizzate con cautela se in contatto con metalli per la loro conducibilità elettrica.

Osservando la Fig. 1.10-a è possibile confrontare le caratteristiche meccaniche dei tre tra i più comuni tipi di fibre (carbonio, vetro, aramide) con quelle dell'acciaio, mentre nella Tab. 1.13 sono riportate le caratteristiche approssimative di alcune tra le più comuni tipologie di fibre di carbonio.

Tab. 1.13 – Caratteristiche approssimate delle più comuni fibre di carbonio

Tipo di fibra di carbonio	Densità [g/cm ³]	Modulo di Young in trazione [GPa]	Resistenza a trazione [MPa]	Allungamento massimo [%]
Standard	1,7	250	3700	1,2
High strength	1,8	250	4800	1,4
High modulus	1,9	500	3000	0,5
Ultrahigh modulus	2,1	800	2400	0,2

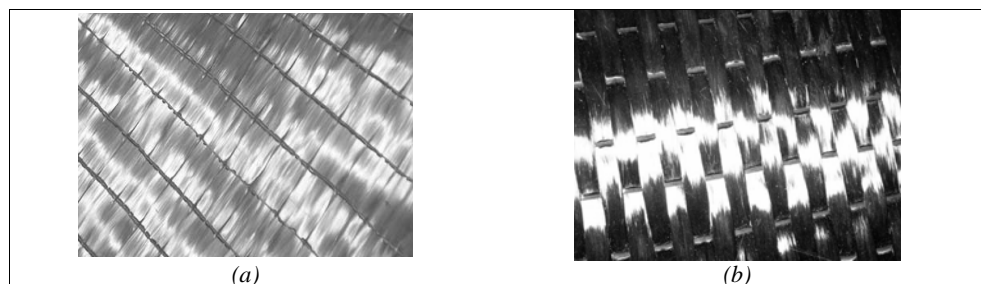


Fig. 1.11 – Tipologie di tessuti
 (a) tessuto monodirezionale in fibra di vetro; (b) tessuto monodirezionale in fibra di carbonio

Le resine epossidiche

Sono le resine più utilizzate nei prodotti FRP per l'edilizia per la convenienza economica e il bassissimo ritiro, oltre alle buone proprietà meccaniche (un confronto tra le resine più comuni è riportato in Tab. 1.14) e all'ottima adesione che consentono con le fibre di vetro e di carbonio. Esse sono dei polimeri termoindurenti le cui proprietà derivano dalla presenza di un gruppo epossidico Fig. 1.12-a. La reazione dei gruppi epossidici è fortemente esotermica, infatti, se l'anello epossidico viene aperto con un catalizzatore o un agente indurente, si sviluppa una grande quantità di calore. Man mano che la temperatura aumenta, l'indurimento procede ad una velocità maggiore.

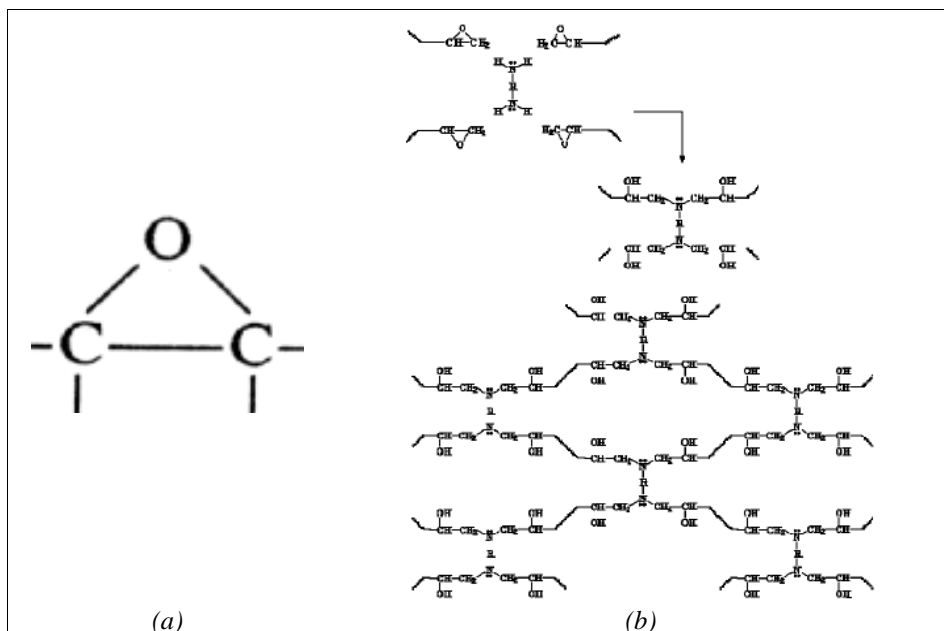


Fig. 1.12 – Resine epossidiche
 (a) gruppo epossidico; (b) formazione del reticolo in una resina indurita

Le resine epossidiche sono termoindurenti e sono molecole, che ingrandite 10 milioni di volte, si possono paragonare a tanti piccoli “fili” la cui lunghezza varia da 1 a 2 μm per quanto riguarda i prodotti liquidi, di diversi centimetri per quelli solidi. Una volta che le resine si sono indurite e i “fili” si sono collegati fra loro per gli estremi, ciascuna molecola si unisce a diverse altre disponendosi come le corde di una rete da pesca secondo una struttura tridimensionale amorfa Fig. 1.12–b.

Tab. 1.14 – Caratteristiche approssimate delle più comuni resine

Tipo di resina	Densità [g/cm ³]	Modulo di Young in trazione [GPa]	Resistenza a trazione [MPa]	Allungamento massimo [%]
Poliestere	1,2	4,0	65	2,5
Epossidica	1,2	3,0	90	8,0
Vinilica	1,12	3,5	82	6,0
Fenolica	1,24	2,5	40	1,8
Poliuretana	variabile	2,9	71	5,9

Le resine epossidiche indurite sono caratterizzate da un elevatissimo peso molecolare e da una molecola a “reticolo tridimensionale” rafforzata da legami di gruppi polari vicini fra loro. Tale configurazione molecolare comporta eccezionali proprietà meccaniche, conferendo un’elevata resistenza alla deformazione di scorrimento viscoso. Il polimero tridimensionale, ottenuto dalla reazione di indurimento, risulta, inoltre poco sensibile alle variazioni di temperatura, assicurando così il mantenimento delle proprietà meccaniche.

Le principali proprietà del prodotto indurito sono:

- perfetta adesione ai materiali da costruzione determinata dal grande numero di gruppi polari contenuti nella molecola capaci di stabilire legami fisici di affinità con i costituenti minerali dei suddetti materiali o con gruppi organici polari di certi materiali quali ad esempio il legno;

- limitatissimo ritiro durante l'indurimento in quanto la reazione non presenta formazione di prodotti secondari volatili;
- elevata resistenza all'attacco chimico di acqua, di sostanze alcaline e di aggressivi chimici.

1.3.2 I sistemi di rinforzo

Passando ai sistemi di FRP adatti al rinforzo esterno delle strutture, essi possono essere classificati nel modo seguente:

- sistemi preformati: costituiti da componenti di varia natura preparati in stabilimento mediante poltrusione o laminazione, successivamente incollati all'elemento da rinforzare.
- sistemi impregnati in situ (wet-lay up systems): costituiti da fogli o tessuti di fibre unidirezionali o multidirezionali impregnati con una resina che funge anche da adesivo col supporto interessato (calcestruzzo o muratura).
- sistemi preimpregnati (prepreg systems): costituiti da fogli o tessuti preimpregnati con resina parzialmente polimerizzata. A seconda della tipologia possono essere incollati al supporto con o senza l'uso di resine aggiuntive.

I sistemi di rinforzo studiati nel presente lavoro sono del tipo wet-lay up. Molte case produttrici hanno reso via via disponibili sul mercato tali tipologie di sistema (come ad esempio quelli proposti dai produttori in [1.30], [1.31], [1.32]).

1.3.3 Determinazione delle proprietà meccaniche

Per il rinforzo a taglio di pannelli murari o per la fasciatura di colonne, sono comunemente utilizzati i compositi unidirezionali.

Tali compositi presentano elevatissima resistenza a trazione e rigidità lungo la direzione delle fibre. Sottoponendo il composito a trazione, le fibre assorbono le sollecitazioni, mentre la matrice ha il ruolo di proteggere le fibre e ripartire le tensioni tra le stesse. Se il materiale composito viene compresso o sollecitato in direzione ortogonale a quella delle fibre, si evidenziano una resistenza e una rigidità di gran lunga inferiore, poiché in direzione ortogonale alle fibre o in presenza di un carico di compressione, il comportamento del composito è influenzato prevalentemente dalle proprietà meccaniche della matrice, che presenta resistenza minore.

E' possibile effettuare una stima delle proprietà del materiale composito partendo dalle caratteristiche meccaniche delle fibre e della matrice utilizzando la teoria delle miscele, che di seguito si esporrà brevemente. Le ipotesi base della teoria delle miscele sono due:

- si assumono le fibre parallele e disperse in maniera uniforme nella matrice.
- si assume perfetta aderenza tra fibre e matrice di modo che si possa applicare l'equazione di congruenza:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_f = \varepsilon_m, \quad (1.8)$$

in cui ε_c , ε_f ed ε_m denotano, rispettivamente, la deformazione del composito, della fibra e della matrice.

Assumendo comportamento elastico lineare sia per la matrice che per le fibre, si può scrivere per le tensioni:

$$\sigma_f = E_f \varepsilon_f \text{ e } \sigma_m = E_m \varepsilon_m, \quad (1.9)$$

nelle quali E_f ed E_m denotano, rispettivamente, il modulo di Young della fibra e della matrice. In caso di una sollecitazione di trazione P_c , l'aliquota di sforzo assorbita dalle fibre e dalla matrice sarà quindi:

$$P_f = \sigma_f A_f = E_f \varepsilon_f A_f \text{ e } P_m = \sigma_m A_m = E_m \varepsilon_m A_m, \quad (1.10)$$

dovendo anche valere per il rispetto dell'equilibrio e della congruenza interna:

$$P_c = P_f + P_m = E_c \varepsilon_c A_c. \quad (1.11)$$

Dalle relazioni (1.10) e (1.11), dopo qualche passaggio analitico si perviene all'equazione nota in letteratura come "regola delle miscele":

$$E_c = E_f \frac{A_f}{A_c} + E_m \frac{A_m}{A_c} = E_f V_f + E_m V_m, \quad (1.12)$$

in cui V_f e V_m sono, rispettivamente, le aliquote in volume del fibra e della matrice rispetto al composito.

E' possibile definire anche la resistenza a trazione del materiale composito a partire dalle caratteristiche dei componenti.

Si possono distinguere a tale riguardo tre casi rappresentati graficamente in Fig. 1.13-a, Fig. 1.13-b e Fig. 1.13-c, dove ε_{mu} e ε_{fu} denotano rispettivamente le deformazioni ultime di matrice e fibra.

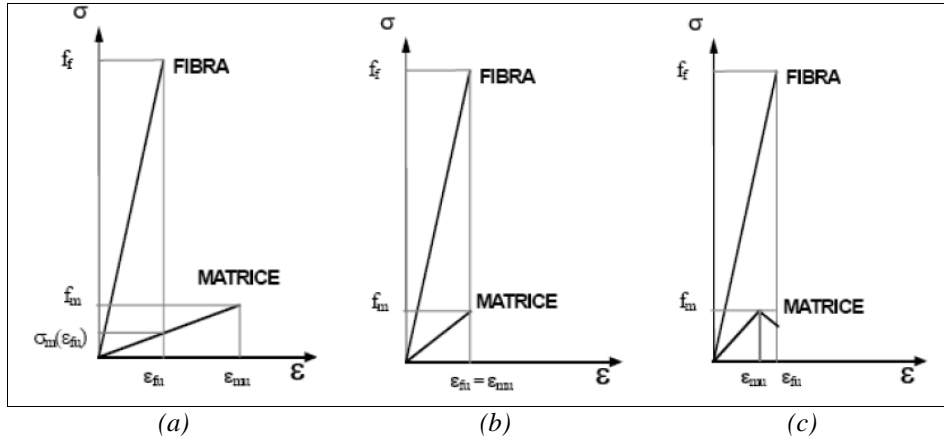


Fig. 1.13 – Deformabilità relative tra resina e matrice.

(a) $\varepsilon_{mu} > \varepsilon_{fu}$; (b) $\varepsilon_{mu} = \varepsilon_{fu}$; (c) $\varepsilon_{mu} < \varepsilon_{fu}$.

La tensione di trazione nel composito si ricava, dalle precedenti relazioni come:

$$\sigma_c = \sigma_f V_f + \sigma_m V_m. \quad (1.13)$$

In base ai tre casi appena introdotti, si ha:

a) $\varepsilon_{mu} > \varepsilon_{fu}$;

alla rottura delle fibre, la matrice non ha raggiunto la deformazione ultima, per cui, la crisi del composito si ha per il valore dato da:

$$f_c = f_f \cdot V_f + \sigma_m(\varepsilon_{fu}) \cdot V_m, \quad (1.14)$$

questo è un caso piuttosto comune per compositi in fibra di carbonio, materiale caratterizzato da elevatissima rigidità, quindi deformazione ultima relativamente piccola rispetto a quella della resina.

$$\text{b) } \varepsilon_{\text{mu}} = \varepsilon_{\text{fu}};$$

in tal caso, alla rottura delle fibre anche la resina ha raggiunto la deformazione ultima, la rottura del composito si ha per una tensione pari a:

$$f_c = f_f \cdot V_f + f_m \cdot V_m. \quad (1.15)$$

$$\text{c) } \varepsilon_{\text{mu}} < \varepsilon_{\text{fu}};$$

alla rottura delle fibre, la matrice ha superato la deformazione ultima, il suo contributo non è però nullo, in quanto, pur essendo fessurata, continua ancora a garantire il collegamento tra le fibre e la trasmissione delle sollecitazioni, la tensione di rottura del composito è compresa tra il valore dato dalla relazione (1.15) e il valore dovuto alla resistenza della sola fibra, ossia:

$$f_c = f_f \cdot V_f, \quad (1.16)$$

quest'ultimo è un caso comune in caso di rinforzi a base di fibre di vetro.

1.3.4 Durabilità e comportamento a lungo termine

La durabilità è intesa come la capacità di mantenere costanti nel tempo le caratteristiche meccaniche, di tale problematica i codici normativi ne tengono conto introducendo degli opportuni coefficienti funzione delle condizioni di esposizione, come si vedrà nell'ultimo paragrafo.

Con riferimento ad elementi in calcestruzzo rinforzati esternamente con compositi FRP diversi studi e ricerche (riportati in [1.36], [1.37] e

[1.38]) sembrano confermare che le condizioni ambientali possono influire in maniera significativa sull'efficienza del sistema di rinforzo.

Infatti, mentre le fibre di rinforzo non risentono in maniera sensibile da variazioni e particolari condizioni ambientali anche protratte nel tempo, la resina epossidica sembra risentire di particolari condizioni ambientali che possono compromettere l'aderenza col supporto di muratura o calcestruzzo.

Nella successiva Fig. 1.14 è riportata qualitativamente la riduzione della resistenza meccanica di materiali compositi in presenza di condizioni di lunga durata. E' da evidenziare che alcuni fenomeni quali la dissoluzione delle fibre e la saponificazione della resina (reazione chimica dovuta all'idrolisi di un estere in ambiente basico) sono inizialmente molto lenti ma tendono ad accelerare a lungo termine.

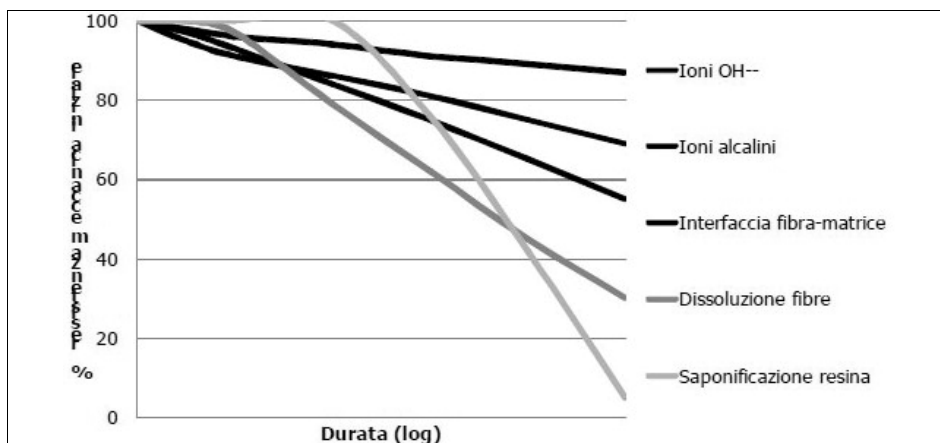


Fig. 1.14 – Effetti di alcuni fenomeni di lunga durata sulla resistenza meccanica di un materiale composito
i diagrammi sono qualitativi e puramente orientativi [1.40]

Passando, infine, al comportamento meccanico a lungo termine, con riferimento a lamine unidirezionali di FRP, in [1.39] è proposto un

modello micromeccanico che ha mostrato un ottimo accordo con i risultati sperimentali.

1.3.5 Il comportamento alle alte temperature

Anche le alte temperature possono influire negativamente sulle prestazioni di un rinforzo FRP. Per questo motivo il loro utilizzo va attentamente valutato su elementi strutturali per cui la resistenza al fuoco sia fortemente vincolante nella progettazione.

Le fibre esibiscono una progressiva perdita di resistenza con l'aumento della temperatura, particolarmente sensibile nel caso di fibre di vetro, minore nel caso del carbonio, nella Fig. 1.15 sono riportate le variazioni di resistenza a trazione delle fibre all'aumentare della temperatura.

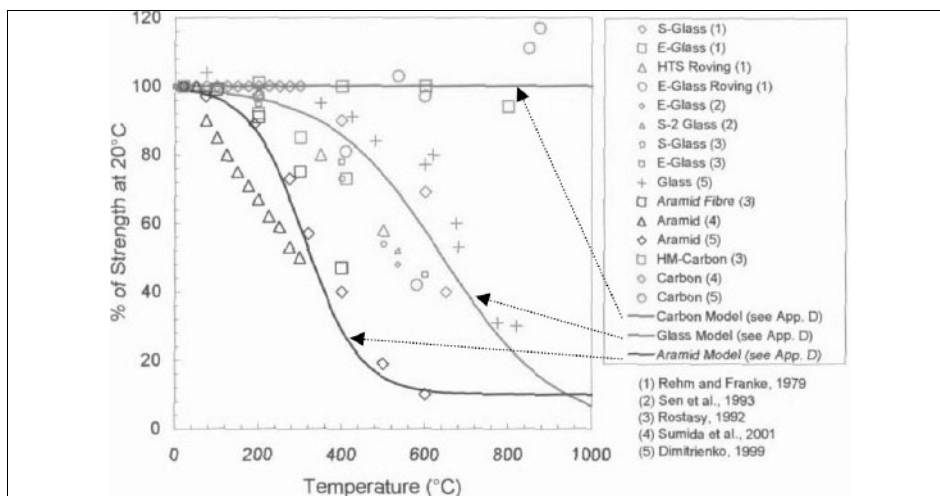


Fig. 1.15 – Variazione della resistenza a trazione di alcune fibre con la temperatura [1.40]

La matrice è ancor più sensibile alla temperatura, in particolare le matrici termoindurenti si degradano all'aumentare della temperatura, ma

il componente che governa il comportamento dei compositi FRP ad alte temperature è l'adesivo. Infatti, gli adesivi più comunemente utilizzati sono di tipo epossidico, che hanno una temperatura di transizione vetrosa (ossia il valore di temperatura oltre il quale il materiale passa da solido vetroso a sostanza amorfa) tra i 60 e gli 80°C. La trasmissione delle tensioni di interfaccia tra rinforzo e supporto è compromessa già a queste temperature e, a meno di particolari accorgimenti, il rinforzo, a diretto contatto col fuoco, perde di efficacia entro pochi minuti dall'innescarsi dell'incendio.

E' possibile progettare un materiale composito scegliendo il tipo di matrice e di fibra poco sensibili al fuoco, senza perdere di vista le proprietà meccaniche, l'alternativa è di utilizzare un materiale composito "standard" e proteggerlo dal fuoco come si fa, ad esempio, per elementi strutturali metallici tenendo presente però che si tratta di proteggere il rinforzo al fine di non far raggiungere, nell'adesivo, la temperatura di transizione vetrosa (meno di 100°C), ben più bassa dalla temperatura in cui si compromettono le caratteristiche meccaniche dell'acciaio (circa 500°C [1.41]).

1.3.6 Riferimenti normativi

Di seguito si esporranno i criteri con cui vanno valutate le caratteristiche meccaniche dei compositi sulla base degli attuali codici normativi, anche facendo riferimento alle particolari problematiche appena introdotte quali la durabilità e la vulnerabilità al fuoco.

La durabilità è uno dei primi aspetti affrontati da quasi tutte le norme, essa è, come visto, una problematica particolarmente delicata anche per via dei pochi dati sperimentali a disposizione per tali tipologie di materiali.

Delle particolari condizioni ambientali che possono compromettere la durabilità di un sistema di rinforzo, se ne tiene conto attraverso l'introduzione di opportuni fattori di conversione, ossia dei valori, dipendenti dalle condizioni di esposizione e del sistema di rinforzo, che riducono il valore della resistenza di riferimento.

Nella comune pratica tecnica, la generica proprietà di resistenza o deformazione, in termini di valore di progetto X_d va ricavata a partire dal valore caratteristico X_k (fornita dal produttore) secondo una relazione generale del tipo :

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m}, \quad (1.17)$$

in cui η è un fattore di conversione che tiene conto delle condizioni ambientali e di modalità di applicazione del carico, mentre γ_m è il coefficiente parziale di sicurezza.

Tab. 1.15 – Fattori di conversione ambientale per varie condizioni e vari sistemi [1.48]

Condizioni di esposizione	Tipo di fibra/resina	η_a
Interna	Vetro/Epossidica	0,75
	Arammidica/Epossidica	0,85
	Carbonio/Epossidica	0,95
Interna	Vetro/Epossidica	0,65
	Arammidica/Epossidica	0,75
	Carbonio/Epossidica	0,85
Interna	Vetro/Epossidica	0,50
	Arammidica/Epossidica	0,70
	Carbonio/Epossidica	0,85

Il degrado delle proprietà meccaniche (quali la resistenza a trazione, deformazione ultima e modulo di Young) dei sistemi compositi in presenza di determinate condizioni ambientali si porta in conto forfaitariamente introducendo il fattore di conversione ambientale η_a , che,

secondo il D.T. C.N.R. [1.48] e ACI 440.2R [1.53] ha i valori riportati nella successiva Tab. 1.15:

Analogamente, la viscosità, il rilassamento e la fatica, vengono portati in conto introducendo dei fattori di conversione, che, sempre nel caso delle linee guida C.N.R. 200 ed ACI 440.2R, hanno i valori riportati nella successiva Tab. 1.16.

Tab. 1.16 – Fattori di conversione per effetti di lunga durata [1.48]

Modalità di carico	Tipo di fibra/resina	η_l
Persistente (viscosità e rilassamento)	Vetro/Epossidica	0,30
	Arammidica/Epossidica	0,50
	Carbonio/Epossidica	0,80
Ciclico (fatica)	tutte	0,50

Tab. 1.17 – Confronto tra i fattori di conversione del C.N.R. - DT 200/ACI 440.2R e del CHBDC [1.40]

	C.N.R. Ambiente aggressivo Carico persistente			CHBC EBR Made in the field		
	η_a	η_l	$\eta_a \eta_l$	η_a	η_l	$\eta_a \eta_l$
GFRP	0,50	0,30	0,15	0,65	0,75	0,49
AFRP	0,70	0,50	0,35	0,50	0,75	0,37
CFRP	0,85	0,80	0,68	0,75	0,75	0,56

E' da sottolineare che, mentre per le verifiche allo stato limite ultimo si impiega solo il primo dei due fattori, per le verifiche allo stato limite di esercizio vanno considerati entrambi, moltiplicandoli tra loro.

In uno studio presentato in [1.40] è evidenziato come tali fattori di conversione oltre a penalizzare eccessivamente interventi realizzati con fibra di vetro, sottintendono una filosofia eccessivamente cautelativa.

D'altra parte i valori così bassi di alcuni coefficienti derivano da valutazioni molto conservative in assenza di dati sperimentali certi. Sarebbe quindi utile trarre spunto da linee guida più attuali, quali le norme canadesi CHBDC [1.54], i cui coefficienti di conversione sono dedotti da studi verosimilmente più evoluti.

A tale scopo, nella Tab. 1.17 tratta dal lavoro [1.40] è riportato un confronto tra i coefficienti di conversione riportati nel documento tecnico C.N.R. 200 ed ACI 440.2R e le citate norme canadesi, che evidenzia in maniera quantitativa tale aspetto.

Passando alla resistenza al fuoco, molte linee guida presentano delle evidenti carenze, come evidenziato ancora in [1.40] anche in questo caso, probabilmente, dovute alla scarsa sperimentazione fatta in questo specifico settore.

Secondo il documento tecnico C.N.R. 200, così come in altri codici normativi, vanno condotte due verifiche: in presenza dell'incendio e dopo l'incendio. Durante l'incendio la verifica va effettuato penalizzando opportunamente le caratteristiche meccaniche delle fibre in base alla temperatura attesa. Al termine dell'incendio la verifica va condotta invece ipotizzando l'assenza del rinforzo in armonia con le indicazioni fornite negli Eurocodici riguardanti il fuoco e secondo la modalità costruttiva impiegata.

BIBLIOGRAFIA

Testi e pubblicazioni

- [1.1] Bencivenga A., Masciandro G., Mastroioanni D. (2006) – Edifici in muratura – ACCA.
- [1.2] Agneloni E., Celestini G. (2002) – Compositi FRP linee guida per il rinforzo strutturale, strutture in muratura – NCT Global Media Editore.
- [1.3] Focacci F. (2008) – Rinforzo delle murature con materiali compositi – Dario Flaccovio Editore.
- [1.4] Vetturini R. (2003) – I compositi (FRP) per il restauro – Fiera del restauro, Ferrara, aprile 2003.
- [1.5] Bank L. C. (2006) – Composites for construction: structural design with FRP materials – John Wiley & Sons Inc..
- [1.6] AA. VV. (2001) – Reinforcing concrete structures with fibre reinforced polymers, Design Manual no.3 – ISIS Canada Corp..
- [1.7] Hollaway L. C., Leeming M. B. (2000) – Strengthening of reinforced concrete structures using externally-bonded FRP composites in structural and civil engineering – CRC Press LLC.
- [1.8] Giangreco E. (a cura di) (2002) – Ingegneria delle strutture (Vol. III, Cap. XIII – Le strutture in muratura, Macchi G., Magenes G.), UTET.
- [1.9] Monti Di Sopra E. (2009) – Modelli di danno e plasticità per l'analisi di elementi in muratura – Tesi di Dottorato XXII Ciclo, Università degli studi di Trieste.
- [1.10] Del Piero G. (a cura di) (1983) – Il consolidamento delle costruzioni – CISM.

- [1.11] Ertag (1985) – Tecnica e pratica del recupero edilizio – Alinea Editrice.
- [1.12] Sarà G. (1989) – Restauro strutturale – Liguori Editore.
- [1.13] Paulay T., Priestley M.J.N. (1991) – Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings – John Wiley New York.
- [1.14] Mastrodicasa S. (1995) – Dissesti statici delle strutture edilizie – Hoepli.
- [1.15] Avorio A., Borri A., Corradi M. (2002) – Ricerche per la ricostruzione – Iniziative di carattere tecnico e scientifico a supporto della ricostruzione – Regione dell’Umbria.
- [1.16] A. Anzani (2008) – La risposta della muratura alle azioni orizzontali – Corso di diagnostica e consolidamento, Politecnico di Milano.
- [1.17] Ceravolo R., Demarie G.V. (2004) – Corso di aggiornamento sulla normativa sismica di cui all’ordinanza 3274 del 20/3/2003, – Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Politecnico di Torino.
- [1.18] Migliaresi C., Pegoretti A. (2002) – Materiali Compositi – Università di Trento.
- [1.19] Edilsistem s.r.l. (2002) – Tecnologie innovative applicate nel restauro di edifici lesionati dal sisma del ’97 – Conferenza AICO Fiera del Restauro – Ferrara.
- [1.20] MAC Modern Advanced Concrete (2002) – www.bari-centro.tv.
- [1.21] Troli R. (2002) – Le fibre di carbonio nei materiali ad altissime prestazioni – Enco Journal.
- [1.22] IAR Restauri Ingegneria ed Architettura del restauro (2003) – www.iar-restauri.it.
- [1.23] Le costruzioni in internet (2003) – www.edilportale.com.
- [1.24] Benedetti A., Sacco E. (2005) – Rinforzo di strutture murarie – Università degli Studi di Napoli “Federico II”.

- [1.25] Rizzano G. (2006) – Appunti del corso di “Riabilitazione strutturale – Università degli Studi di Salerno, Dipartimento di Ingegneria Civile.
- [1.26] Paciello S. O. (2007) – Applicazione di compositi nel rinforzo delle murature – Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture e del Recupero Edilizio ed Urbano (V ciclo N.S. (2003-2006).
- [1.27] Foraboschi P. (2006) – Consolidamento statico e adeguamento sismico – www.reluis.it.
- [1.28] Monti G. (2006) – Il rinforzo delle strutture mediante materiali compositi in FRP – Università La Sapienza Dipartimento di ingegneria strutturale e geotecnica, Roma.
- [1.29] Brigante D. (2008) – Studio, modellazione e sperimentazione di un composito a matrice cementizia per rinforzo strutturale – Tesi di Dottorato in Ingegneria dei Materiali e della produzione, XXI Ciclo, Università degli Studi di Napoli “Federico II”.
- [1.30] RUREDIL (2010) – Tecnologie e soluzioni per l’edilizia moderna – www.ruredil.it.
- [1.31] MAPEI (2010) – Prodotti per il rinforzo strutturale www.mapei.com.
- [1.32] DEGUSSA (2010) Catalogo generale prodotti <http://www.dekint.it/degussa/avvio%20programma.pdf>.
- [1.33] Busel J., White D., (2003) – CFRP & GFRP Composite Applications for Infrastructure Rehabilitation and Repairs – Presented on behalf of Sika Corporation on NASTO 2003 Conference Saratoga Springs, NY. USA.
- [1.34] Ferrini M., Decanini K., Pgliazzi A., Scarparolo S. (2004) – Regione Toscana, Direzione generale delle politiche territoriali ed ambientali, settore servizio sismico regionale – Edifici in muratura in zona sismica, rilevamento delle carenze strutturali – Edizione Febbraio 2004.
- [1.35] Calderini C. (2004) – Un modello costitutivo per la muratura: formulazione e implementazione per l’analisi di strutture

complesse – Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Genova, dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica.

- [1.36] Toutanji H. A., Gomez W. (1997) – Durability Characteristics of Concrete Beams Externally Bonded with FRP Composites Sheets – *Cement and Concrete Composites* 19 (1997) 351–358.
- [1.37] Cortesi F. (2007) Tesi di Laurea Specialistica – Studio sperimentale sulla durabilità di incollaggi FRP–Calcestruzzo – Università degli Studi di Bologna.
- [1.38] Nishizaki I., Laboissière P., Sarsaniuc B. (2005) – Durability of CFRP Sheet Reinforcement through Exposure Tests – FRPRCS 7 – 7th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structure November 7–10 2005 New Orleans Marriott, Louisiana.
- [1.39] Ascione L., Valentino P. B., D’Aponte A. (2007) – Il comportamento a lungo termine dei materiali compositi fibrorinforzati: un modello micromeccanico – 24° Convegno Nazionale AICAP 2007, Salerno 4–6 ottobre 2007.
- [1.40] Monti G. (2007) – Rinforzo con FRP di edifici esistenti: il C.N.R.–DT 200 ed il quadro normativo internazionale – Atti del Workshop Materiali ed approcci innovativi per il progetto in zona sismica e la mitigazione della vulnerabilità delle strutture. Fisciano, 12–13 febbraio 2007.
- [1.41] Ballio G, Mazzolani F. (1987) – Strutture in acciaio – Editore Hoepli
- [1.42] Hendry A. W. (1986) – Statica delle strutture in muratura di mattoni – Pàtron Editore, Bologna, 1986.

Normative e documenti tecnici

- [1.43] D.M.L.L.P.P. 10/11/1987 – Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.
- [1.44] Legge 14 maggio 1981 n. 219 e Circolare del 30 luglio 1981 – Interventi in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici del novembre 1980 e del febbraio 1981.
- [1.45] O. P. C. M. 20 marzo 2003 n. 3274 – Primi elementi in materia di classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- [1.46] UNI 8492-1-1996 – Prodotti di laterizio per murature. Terminologia e sistema di classificazione.
- [1.47] UNI ENV 1996-1-1 Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura – Parte 1-1: Regole generali per gli edifici – Regole per la muratura armata e non armata.
- [1.48] C.N.R. - D.T. 200/2004 – Istruzioni per la progettazione, esecuzione e controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati Linee guida approvate il 24/7/2009.
- [1.49] Nuove norme tecniche per le costruzioni e circolare esplicativa – D.M. Infrastrutture 14/1/2008, Circolare 617 2/2/2009 – dei tipografia del genio civile.
- [1.50] UNI EN-1 (2005) – Specifica per elementi per muratura, parte 1: elementi per muratura di laterizio.
- [1.51] UNI EN-6 (2006) – Specifica per elementi per muratura, parte 1: elementi per muratura di pietra naturale.
- [1.52] ACI 440R-96 (1996) – State-of-the-Art report on fiber reinforced plastic reinforcement for concrete structures – American Concrete Institute, Detroit, Michigan.

- [1.53] ACI 440.2R (2002) – Guide for the design and construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures.
- [1.54] CHBCD (2006) – Canadian Highway Bridge Design Code.

Capitolo 2. CRITERI DI INTERVENTO SULLE MURATURE

2.1 Introduzione

Le difficoltà maggiori che si incontrano nella progettazione di un intervento di consolidamento strutturale, risiedono prevalentemente nella comprensione del comportamento globale del fabbricato, complicato, nel caso della muratura, dalla natura e dalle caratteristiche meccaniche del materiale, molto più imprevedibile rispetto ai più comuni materiali ingegneristici quali l'acciaio e il calcestruzzo, come visto nel precedente capitolo.

Soluzioni che mirano a ripristinare o a migliorare la risposta strutturale del fabbricato con metodi tradizionali comportano spesso la necessità di interventi fortemente invasivi, quali la realizzazione di solai latero-cementizi in luogo di quelli in legno, cordoli, incamiciature in acciaio e pilastri in calcestruzzo armato o la messa in opera di tiranti.

Tali tipologie di intervento, oltre ad essere molto invasive comportano anche l'incremento delle masse strutturali del fabbricato, con conseguente aumento dei carichi verticali e delle forze inerziali dovute alle oscillazioni sismiche.

L'invasività di tali interventi, infine, richiede lo sgombro, a volte, dell'intero edificio per tutta la durata della messa in opera dei nuovi elementi.

La sempre più facile reperibilità e convenienza economica di materiali compositi fibrorinforzati hanno portato a considerare questi ultimi come un'alternativa sempre più fattibile, incoraggiati dalla scarsa invasività, estrema leggerezza e reversibilità di siffatti interventi.

Nel seguito del capitolo, dopo aver accennato alla problematiche generali di intervento su edifici esistenti, si tratteranno alcune delle situazioni di deficit strutturale più comuni di un fabbricato in muratura e di come queste, risolte comunemente con metodi tradizionali, possano essere affrontate e risolte anche con l'utilizzo di compositi fibrorinforzati, non ci soffermerà su problematiche inerenti all'analisi della struttura nel suo complesso, per le quali si rimanda alla vasta letteratura scientifica disponibile, piuttosto si concentrerà l'attenzione su interventi locali quali il rinforzo di pannelli ed il confinamento di colonne.

2.2 Generalità su rinforzo e ripristino delle strutture

Il problema della sicurezza strutturale delle costruzioni esistenti è di fondamentale importanza in Italia, come visto, sia per l'elevata vulnerabilità, sia per il valore storico artistico ambientale di parte del costruito esistente.

A ciò si aggiunge la notevole varietà di tipologie strutturali anche restando nell'ambito dei fabbricati in muratura.

Ne deriva una particolare complessità delle problematiche coinvolte ed una difficile standardizzazione dei metodi di verifica e di progetto e dell'uso delle numerose tecnologie di intervento sia tradizionali che con l'utilizzo di materiali innovativi. Per questo, in particolare, nella attuale

normativa tecnica [2.54] è stato seguito un approccio prestazionale più che prescrittivo, con l'adozione di poche regole di carattere generale ed indicazioni importanti per procedere con correttezza nelle diverse fasi di analisi della struttura e di progettazione ed esecuzione dell'intervento.

In generale si ha una riduzione della sicurezza strutturale per perdita di capacità portante o mancanza di duttilità. Le cause possono essere diverse: eventi sismici, naturale degrado dei materiali, cedimenti in fondazione, cambi di destinazione d'uso, interventi irrazionali oppure errori progettuali o costruttivi.

L'obiettivo da raggiungere, in ogni caso, è definire se è il caso di aumentare o ripristinare le capacità di resistenza e duttilità della struttura, e, nel caso di intervento, in che modo e con quali materiali realizzarlo, seguendo il diagramma di flusso riportato schematicamente in Fig. 2.1.



Fig. 2.1 – Diagramma di flusso per il progetto degli interventi [2.33]

Nello specifico, facendo riferimento alle attuali norme sulle costruzioni [2.54], gli interventi sono divisi in tre categorie:

- interventi di adeguamento, quando sono necessari per raggiungere i i livelli di sicurezza previsti dalla normativa;
- interventi di miglioramento atti ad incrementare la sicurezza strutturale, senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalla normativa;
- interventi di riparazione o locali, nel caso interessino soltanto elementi isolati e che comunque comportino un miglioramento complessivo delle condizioni di sicurezza.

Come indicazione generale, inoltre, è opportuno che gli interventi di qualsiasi tipo, mirino alla eliminazione o riduzioni di carenze gravi legate ad errori progettuali e di esecuzione o naturale degrado dei materiali oltre che all'adeguamento o ripristino della struttura.

La valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono solitamente affetti da un livello di incertezza generalmente, ma non necessariamente, maggiore di quello degli edifici di nuova costruzione.

Infatti, se, da un lato, l'esistenza della struttura consente la possibilità di determinare le caratteristiche dei materiali effettivamente utilizzati e delle varie membrature, d'altra parte, ed in particolare per strutture murarie, esse possono essere molto variabili anche nell'ambito dello stesso fabbricato.

E' a tale scopo che nelle norme [2.54] sono stati introdotti i concetti di livello di conoscenza (relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali) e di fattore di confidenza, coefficiente numerico che "penalizza" opportunamente le varie grandezze in dipendenza dal livello di conoscenza dell'edificio.

Fissando, in ultima istanza, l'attenzione sulla convenienza o meno di un dato intervento piuttosto che un altro, solitamente ed in maniera semplicistica, nell'analisi costi-benefici ci si limita a considerare il costo

del solo materiale, tralasciando altri componenti (quali il livello di specializzazione della manodopera o la reversibilità dell'intervento), che possono incidere in maniera rilevante sul prezzo finale del progetto o sulla velocità di esecuzione.

Nella realtà si è visto [2.33], che per interventi di particolare importanza oppure su fabbricati di rilevanza artistica è ampiamente giustificabile la presenza di manodopera altamente qualificata così come l'utilizzo di materiali innovativi per la reversibilità dell'intervento.

E' proprio nella varie fasi di definizione del progetto di recupero o ripristino della struttura, che il tecnico dovrebbe essere in grado di valutare, se il caso, anche soluzioni progettuali e costruttive che prevedano l'utilizzo di materiali innovativi.

2.3 Concezione strutturale e problematiche del fabbricato in muratura

Relativamente all'organizzazione strutturale del fabbricato in muratura, le attuali norme tecniche [2.54], prescrivono che debba essere concepito come una struttura tridimensionale in cui i sistemi resistenti (pareti, orizzontamenti, fondazioni) siano collegati tra di loro in modo da resistere alle azioni verticali e orizzontali, garantendo un comportamento di insieme cosiddetto "scatolare".

In linea di principio, la struttura in muratura può esser vista considerandola come un insieme di muri e solai, oppure come una serie di strutture intelaiate, oppure come elementi indipendenti e opportunamente collegati. Con riferimento a quest'ultima ipotesi, già nel D.M. '87 [2.48] viene indicata in maniera piuttosto precisa, una valida schematizzazione della struttura tridimensionale come costituita da singoli elementi resistenti collegati tra loro e con le fondazioni.

Tali sistemi sono:

- pareti sollecitate prevalentemente da forze verticali (muri portanti);

- pareti sollecitate prevalentemente da forze orizzontali (muri di controvento);
- pareti che svolgono sia la funzione portante che di controventamento;
- solai piani, abbastanza rigidi e resistenti per ripartire le azioni orizzontali tra i muro di controvento (azione di diaframma rigido).

Lo schema costruttivo e la connessione tra i vari elementi devono essere tali da garantire stabilità e robustezza.

Nella letteratura tecnica sono esposte diverse classificazioni degli edifici in muratura con riferimento alla disposizione dei muri portanti e dell'orditura dei solai.

Si distinguono sinteticamente lo schema a muri portanti longitudinali Fig. 2.2-a paralleli al lato lungo del fabbricato che sostengono solai a orditura perpendicolare ad essi, dallo schema a muri portanti trasversali Fig. 2.2-b paralleli al lato minore dell'edificio).

Schema più complesso è quello a "cellule" Fig. 2.2-c con muri portanti in entrambe le direzioni e solai a piastra o orditi "a scacchiera".

E' fondamentale rilevare che, nei primi due schemi esposti, i muri portanti sono anche muri di controvento, e, ovviamente, la stabilità globale del fabbricato alle azioni orizzontali richiede anche la presenza di muri di controvento perpendicolari a quelli portanti. Ancora, la capacità delle pareti di resistere alle azioni sismiche trae notevole beneficio dalla presenza di carichi verticali, soprattutto nel caso di muratura non armata.

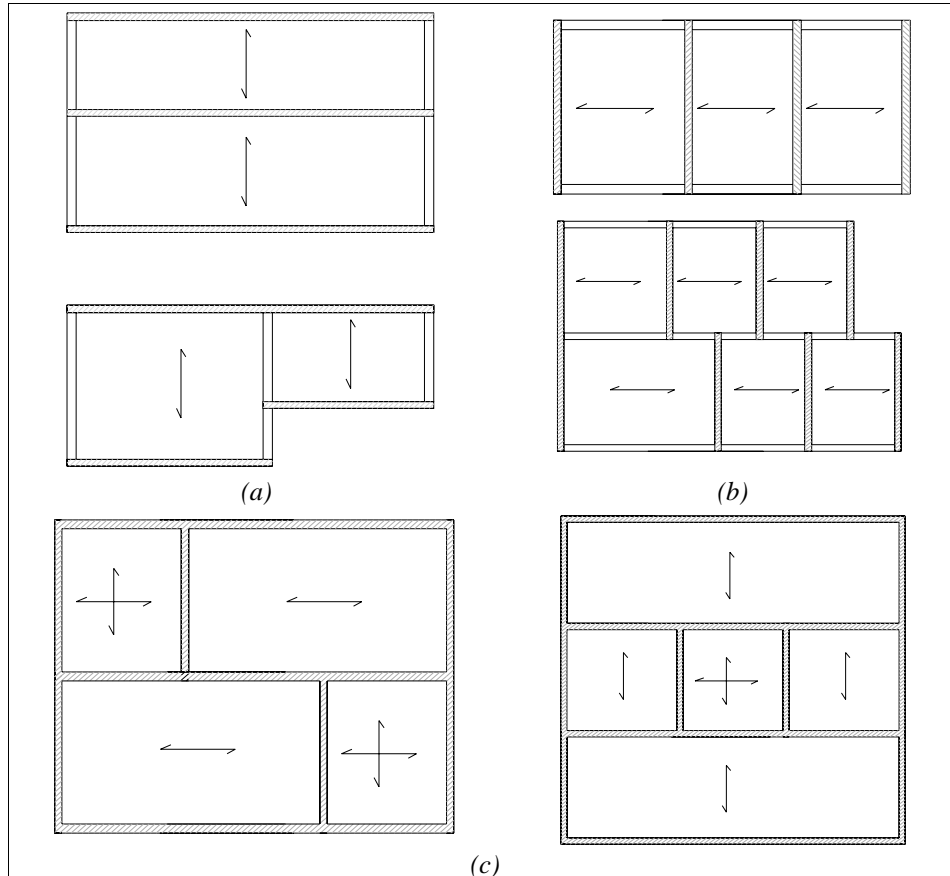


Fig. 2.2 – Schemi strutturali di fabbricati in muratura
 (a) schema a muri portanti longitudinali; (b) schema a muri portanti trasversali; (c)
 schema “a cellula” (da [2.8], ridisegnata).

Alla luce di tali considerazioni, il terzo schema è quello che più da vicino realizza staticamente il cosiddetto comportamento “scatolare”, in quanto prevede per tutti i muri sia funzione portante che di controvento.

Ai solai è affidato il ruolo statico di ripartire le azioni orizzontali (sisma e vento, vedi schema di Fig. 2.3), grazie alla loro rigidità nel piano ed un adeguato ancoraggio alle murature tramite cordoli, anche a tale riguardo, già nello stesso D. M. '87 [2.48] sono riportati dettagli circa il dimensionamento e l'armatura di tali cordoli.

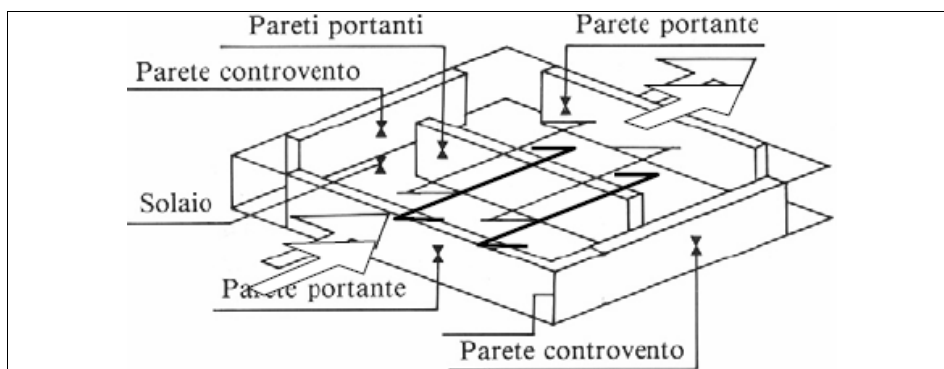


Fig. 2.3 – Comportamento sotto azioni orizzontali di una cellula muraria [2.34]

Con riferimento ad un fabbricato esistente, quando questo non manifesta questo comportamento d'insieme ma tende a reagire al sisma come in sottoinsieme di sistemi, studiare il modello globale della struttura potrebbe essere fuorviante e a svantaggio di sicurezza rispetto al comportamento reale.

Infatti, meccanismi di risposta locali sono solitamente meno resistenti e meno duttili di quelli che coinvolgono il fabbricato nel suo insieme, e andrebbero attentamente considerati e studiati a parte e, se possibile, evitati attraverso opportune tecniche di intervento.

In tale ottica è più chiaro il perché tutti gli elementi resistenti (pareti portanti e di controvento, solai) devono essere tra loro ammorsati e ancorati in modo staticamente efficiente.

Lo scopo è, infatti, creare un sistema spaziale capace di resistere a sollecitazioni provenienti da qualunque direzione.

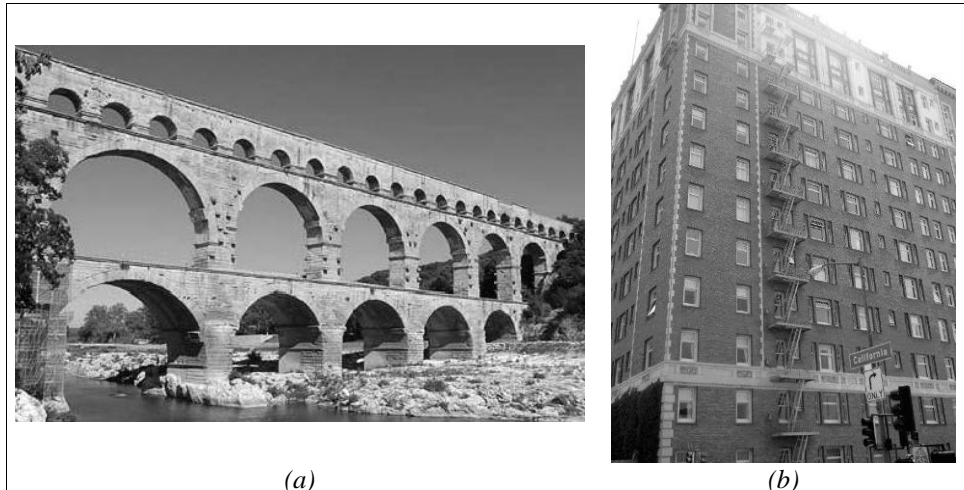


Fig. 2.4 – Esempi notevoli di costruzioni esistenti in muratura.
(a) Pont du Gard in Provenza [1.9]; (b) Fabbricato in muratura di dodici piani, San Francisco.

Garantendo tale comportamento a tutti i piani si può realizzare un fabbricato con un'eccellente resistenza d'insieme, come si riscontra, nella realtà, dal buon comportamento di fabbricati in muratura in zone a elevata sismicità ed anche in termini di durabilità, Fig. 2.4, se correttamente costruiti e mantenuti.

2.4 Tipologie di intervento

Numerosissime sono le pubblicazioni ed i testi tecnici reperibili riguardo gli interventi di rinforzo e consolidamento di singoli elementi murari (maschi, pannelli, colonne, archi) e loro interconnessioni con l'utilizzo di materiali "classici" quali il calcestruzzo armato e l'acciaio (si ricordano, tra gli altri, i lavori in [2.10], [2.11], [2.12], [2.20], [2.22], [2.23], [2.24] e [2.25]).

L'utilizzo di compositi FRP per il rinforzo di fabbricati in muratura è invece ancora relativamente limitato. I principali vantaggi sono il peso

irrisorio e la relativa facilità di messa in opera. L'estrema leggerezza in particolare, alterando in maniera irrilevante, la massa della struttura, lascia invariate le forze inerziali da considerare per le verifiche sismiche.

Di seguito si illustreranno alcuni interventi tradizionalmente effettuati su edifici in muratura, ed interventi, dagli analoghi effetti, realizzati con materiali compositi FRP.

2.4.1 Interventi globali mirati a ripristinare il comportamento scatolare

Le pareti sono gli elementi fondamentali in un fabbricato in muratura ed esibiscono un buon comportamento meccanico nel piano ma praticamente trascurabile fuori dal piano. Al fine di garantire un'adeguata resistenza globale è quindi necessario un buon ammorsamento tra le pareti ortogonali e tra pareti e solai. La carenza di ammorsature tra pareti comporta che sulla singola parete può prevalere il comportamento fuori piano, come si evince dai dissesti visibili in Fig. 2.5.



Fig. 2.5 – Danneggiamenti dovuti a scarso ammorsamento tra le pareti.

Interventi tradizionali

Le catene, che possono essere realizzate con elementi in acciaio, ancorate alle murature mediante capichiave, disposte nelle due direzioni principali dell'edificio, sono gli elementi più comunemente impiegati per favorire il comportamento d'insieme delle varie pareti contrastando il ribaltamento delle pareti fuori piano e funzionando da collegamento tra le varie pareti. Tali elementi vanno necessariamente posizionati alla quota dei solai, i capichiave ne impediscono lo sfilamento, ragion per cui va attentamente valutata la loro posizione affinché possano esercitare l'azione di contrasto su un supporto sufficientemente solido e resistente. Per realizzare le perforazioni che servono all'alloggiamento degli elementi, andrebbero utilizzate tecniche e strumenti che limitino il più possibile le sollecitazioni sulla struttura, per evitare nuovi danni, come potrebbe succedere, ad esempio, utilizzando strumenti a percussione. Nella messa in opera possono essere previste anche delle guaine di

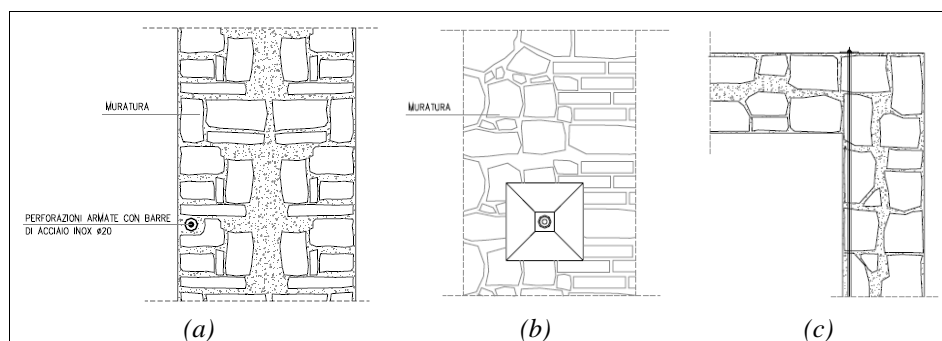
protezione delle catene per isolarle dai materiali attraversati. Infine, le catene possono essere pretese o mediante tenditori o serrando dei dispositivi filettati con chiavi dinamometriche.

Al termine della messa in opera, si deve procedere alla sigillatura degli elementi con il manufatto in cui sono inseriti.

I problemi possono nascere dall'eccessiva presollecitazione dei tiranti, o dall'aumento delle sollecitazioni di esercizio dovute a variazioni dei carichi o variazione degli assetti geometrici delle pareti collegate. Questo può provocare la rottura per punzonamento della muratura intorno alle piastre di ancoraggio oppure lo snervamento del tirante.

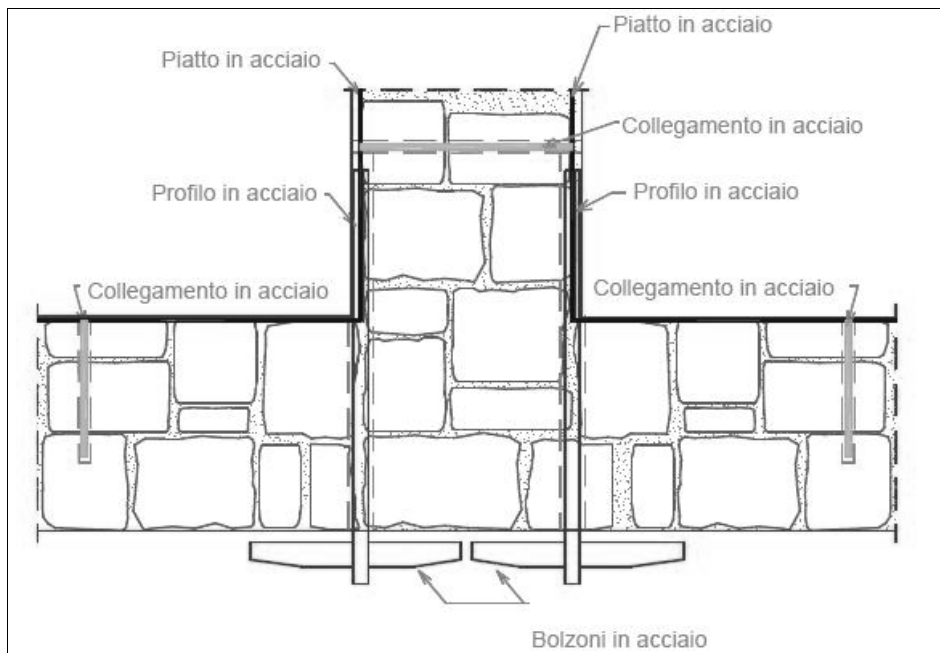
Ultimo aspetto da non sottovalutare è il rischio di allentamento dei tiranti o l'apertura dei dispositivi di bloccaggio, che provocherebbero la totale perdita di efficacia dell'intervento. Per tale motivo è importante che i dispositivi siano progettati e messi in opera in modo da consentire una periodica ispezione e manutenzione.

Tale tipologia di intervento è tra quelle previste nell'O. P. C. M. 3274 del 2003 [2.50], uno schema della messa in opera è riportato in Fig. 2.6 e Fig. 2.7.



*Fig. 2.6 – Ancoraggio con piastra nervata
(a) sezione (b) prospetto; (c) connessione tra pareti d'angolo [2.37]*

In alcuni casi, possono essere realizzate delle cerchiature esterne utilizzando elementi metallici, allo scopo di “racchiudere” il solido murario in una intelaiatura metallica tridimensionale per favorire ancor più la collaborazione tra pareti ortogonali. Questi interventi possono essere molto efficaci in fabbricati di dimensioni ridotte, prestando, in ogni caso, particolare attenzione ai dettagli costruttivi in corrispondenza degli angoli, mettendo in opera delle piastre di ripartizione come illustrato in Fig. 2.8. Anche questo rientra tra le modalità di intervento suggerite già nell’Ordinanza citata [2.50].



*Fig. 2.7 – Ancoraggio con piastra nervata
connessione tra pareti contigue [2.37]*

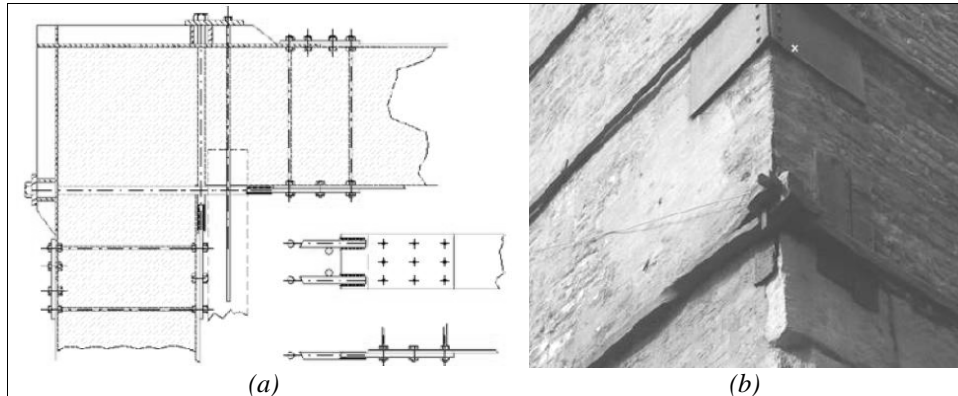


Fig. 2.8 – Intervento di cinturazione con acciaio
(a) particolare costruttivo dell'ancoraggio agli spigoli; (b) realizzazione dell'ancoraggio.

Interventi con l'utilizzo di materiali innovativi

I materiali compositi FRP possono essere utilizzati per realizzare catene come illustrato in Fig. 2.9 seguendo le indicazioni già riportate circa il posizionamento dei dispositivi di ancoraggio e il controllo periodico degli elementi.

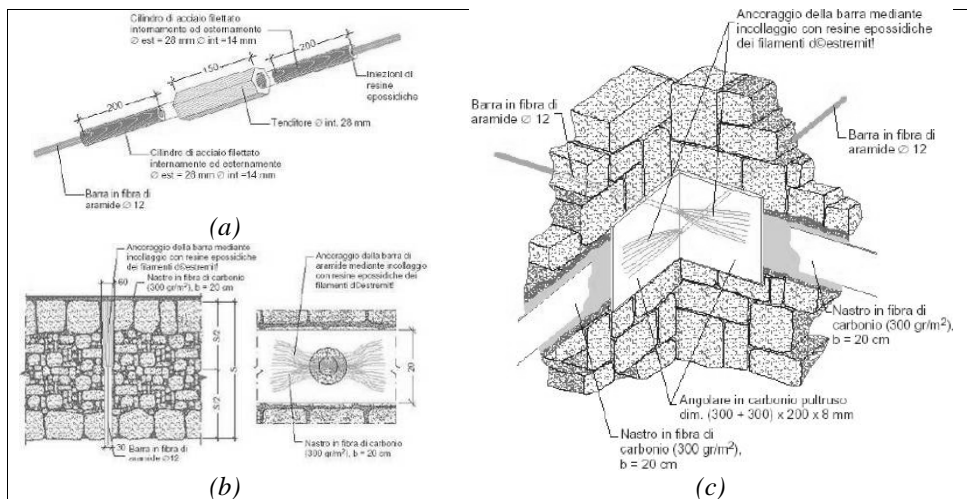


Fig. 2.9 – Esempio di realizzazione di ancoraggi con catene in compositi FRP [2.37]

Particolare attenzione, nel caso di utilizzo di compositi per i tiranti, va prestata nella progettazione ed esecuzione dei dettagli costruttivi relativi ai collegamenti tra tirante e dispositivi di ancoraggio Fig. 2.9–b e Fig. 2.9–c, e, nel caso di tiranti molto lunghi, al collegamento tra due barre contigue Fig. 2.9–a

Una delle prime modalità di intervento che prevedeva l'utilizzo di materiali FRP è quella di fasciatura. La tecnica consiste nell'incollare alla struttura, mediante resine epossidiche, delle strisce di tessuti in fibre di materiale composito (carbonio, vetro) immerso in una matrice polimerica.

Questo intervento, pur non aumentando sensibilmente la rigidezza fuori dal piano delle murature, ha lo scopo di collegare efficacemente le murature ortogonali, "chiudendo" la scatola muraria.

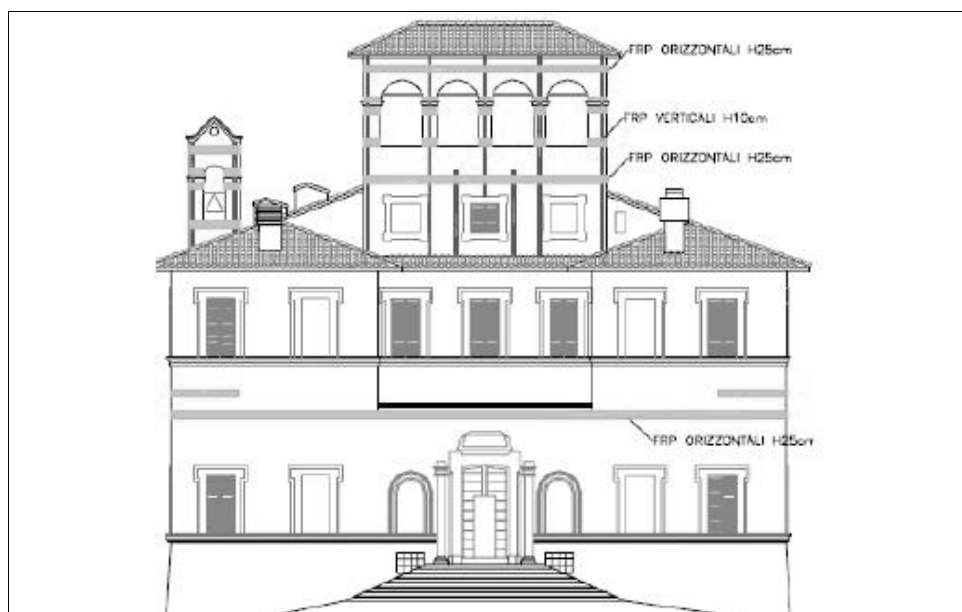


Fig. 2.10 – Intervento di cinturazione con compositi FRP su Villa Clio, Foligno
geometria della disposizione dei rinforzi [2.40]

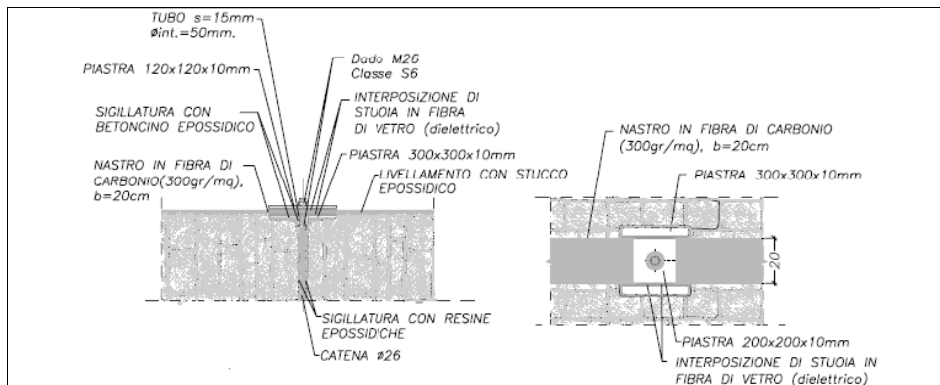


Fig. 2.11 – Intervento di cinturazione con compositi FRP su Villa Clio, Foligno particolari dell'ancoraggio tra i nastri e la muratura di supporto [2.40]

La tecnica consente di migliorare la risposta globale dell'edificio, conferendo, inoltre, una maggiore duttilità al sistema. Per rendere efficace l'intervento, le fibre devono essere prolungate oltre le potenziali linee di frattura fino a raggiungere una zona di muratura non interessata dal probabile meccanismo di collasso utilizzando piastre di ancoraggio vincolate alla muratura.

Nella Fig. 2.10 è riportato uno schema dell'intervento effettuato su Villa Clio a Foligno, mentre nella Fig. 2.11 c'è il dettaglio costruttivo realizzato per l'ancoraggio tra rinforzo e muratura sottostante.

Per la velocità di messa in opera e la reversibilità di tali interventi, essi sono utili anche per la rapida messa in sicurezza di fabbricati, in Fig. 2.12 è riportato un intervento di presidio di un piccolo edificio danneggiato.

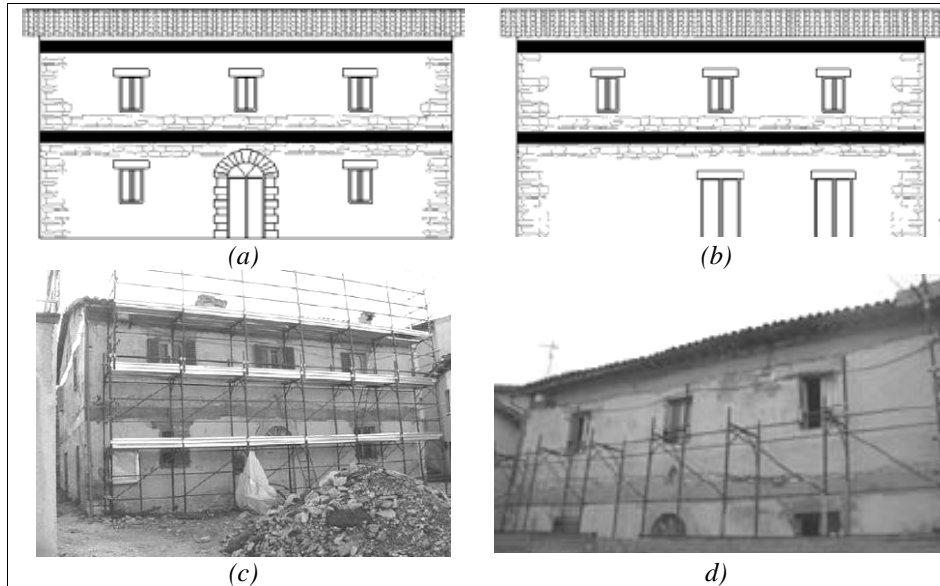


Fig. 2.12 – Messa in sicurezza di un fabbricato pericolante con nastri in composito (a) e (b) schema dell'intervento (c) e (d) realizzazione dell'intervento [2.40] e [2.41].

2.4.2 Interventi locali mirati all'incremento della resistenza a taglio

Le azioni orizzontali da sisma, sia che risultino direttamente applicate alle pareti e dirette normalmente alle stesse come conseguenza delle forze inerziali delle masse murarie, o che nascano in corrispondenza degli impalcati per effetto dei carichi che vi agiscono, vanno affidate, come visto, alla struttura nella sua globalità con funzionamento scatolare, fermo restando che gli impalcati siano abbastanza rigidi da ripartire le azioni sismiche tra le pareti verticali.

Il comportamento sotto sisma di un fabbricato in muratura è, quindi, strettamente legato alla risposta resistente dei singoli pannelli sottoposti all'azione di taglio nel proprio piano.

Le forze che nascono per effetto del terremoto, però, possono essere tali da superare la resistenza a taglio delle pareti, si generano così dei

quadri fessurativi dall'andamento approssimativamente perpendicolare alle direzioni principali di trazione, chiaramente visibili in Fig. 2.13.



Fig. 2.13 – Danneggiamenti dovuti a crisi per taglio dei pannelli

Interventi tradizionali

La tipologia di intervento più diffusa per l'incremento della resistenza a taglio di pannelli murari prevede l'incremento della superficie resistente aumentandone lo spessore con paretine in calcestruzzo armati in aderenza.

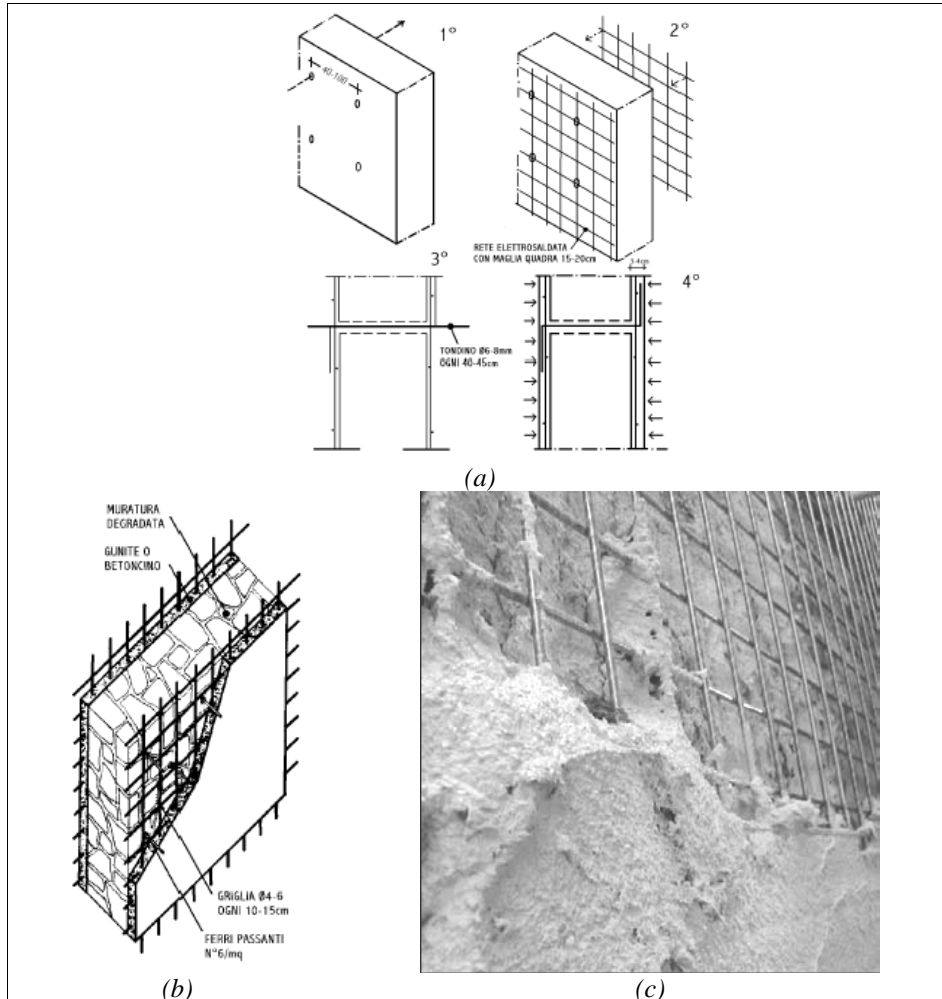


Fig. 2.14 – Rinforzo di muratura con lastra armata
(a) e (b) fasi dell'intervento [2.23]; (c) applicazione [2.46]

L'intervento si realizza realizzando le paretine integrative, armate con rete elettrosaldata ed inserendo delle barre di collegamento tra le pareti (agganciate alla rete elettrosaldata), dimensionate e distribuite in funzione degli spessori e dei carichi in gioco, iniettando i fori con miscele compatibili col supporto.

Questo è un intervento molto efficace nei casi in cui la muratura sia particolarmente degradata oppure presenti diffuse lesioni, qualora le lesioni siano particolarmente gravi, l'intervento può essere preceduto da interventi di risarcitura con biacche da iniezione. Nella Fig. 2.14 sono riportati le fasi esecutive di tale tipo di rinforzo.

Interventi con l'utilizzo di materiali innovativi

La modalità di ripristino, per certi versi più "ovvia" prevedendo l'utilizzo di materiali compositi FRP è quella di realizzare, sulla zona da rinforzare, delle paretine di intonaco armate con barre in fibra di carbonio o vetro in luogo dell'acciaio, secondo le modalità e lo schema riportati in Fig. 2.15. La rete di rinforzo è solidarizzata alla muratura sottostante con elementi anch'essi in composito, distribuiti opportunamente sulla superficie.

Interventi ancor meno invasivi dalla rapidissima messa in opera possono essere realizzati utilizzando una rete in fibra di vetro o carbonio immersa in una miscela cementizia minerale (Fiber Reinforced Cementitious Matrix, FRCM) che funge da matrice del rinforzo e legante con la superficie di supporto. Il sistema è applicato attraverso uno strato di matrice cementizia nel cui piano medio è inserito il rinforzo, sottoforma di una o più reti in fibra di carbonio Fig. 2.16.

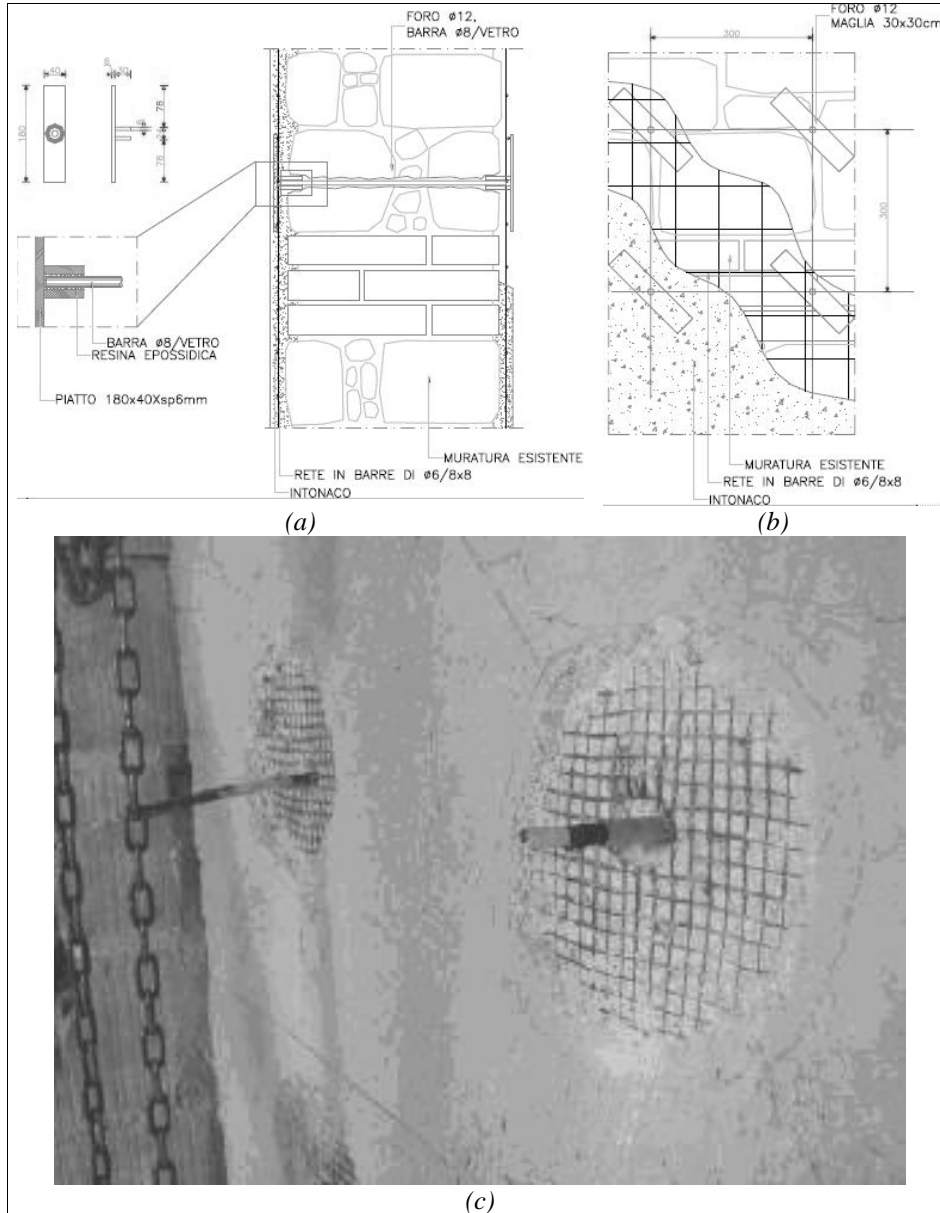
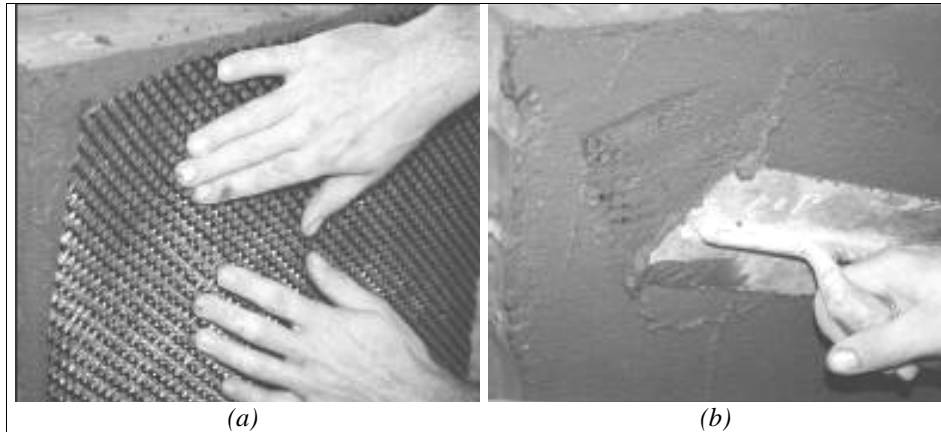


Fig. 2.15 – Intonaco armato con rete di composito FRP (a) e (b) schema dell'intervento, (c) realizzazione [2.39]



*Fig. 2.16 – Applicazione del FRCM
(a) messa in opera della rete in C-FRP sul primo strato di malta minerale; (b)
ricoprimento della rete di rinforzo [2.28]*

Altra modalità di intervento prevede l'utilizzo di tessuti o lamine in fibre di carbonio incollate alla superficie di supporto con resine epossidiche, disposte in modo da incrementare la resistenza a taglio complessiva del pannello sfruttando l'elevatissima resistenza a trazione dei compositi. Idealmente, le fibre andrebbero disposte lungo le potenziali linee di frattura del pannello, perpendicolarmente alla isostatiche di compressione. Nella pratica, tali materiali sono applicati solitamente sui pannelli secondo due principali configurazioni geometriche: strisce di FRP installate parallelamente ai corsi di malta e strisce disposte lungo le diagonali dell'elemento da rinforzare Fig. 2.17.

Tale intervento può estendersi ad un intero fabbricato andandosi ad integrare ad ulteriori interventi di cerchiatura come, ad esempio, è stato fatto sul fabbricato in Fig. 2.18.

Nell'intervento riportato nella Fig. 2.19 è stata realizzata una vera e propria struttura reticolare in materiale composito a base di fibre di vetro al fine di migliorare il comportamento del paramento murario.

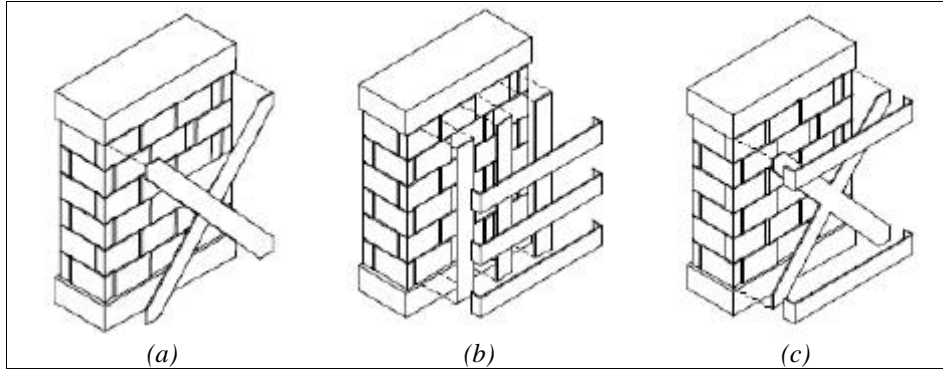


Fig. 2.17 – Alcune geometrie usate per il rinforzo a taglio di pannelli con FRP [2.44]



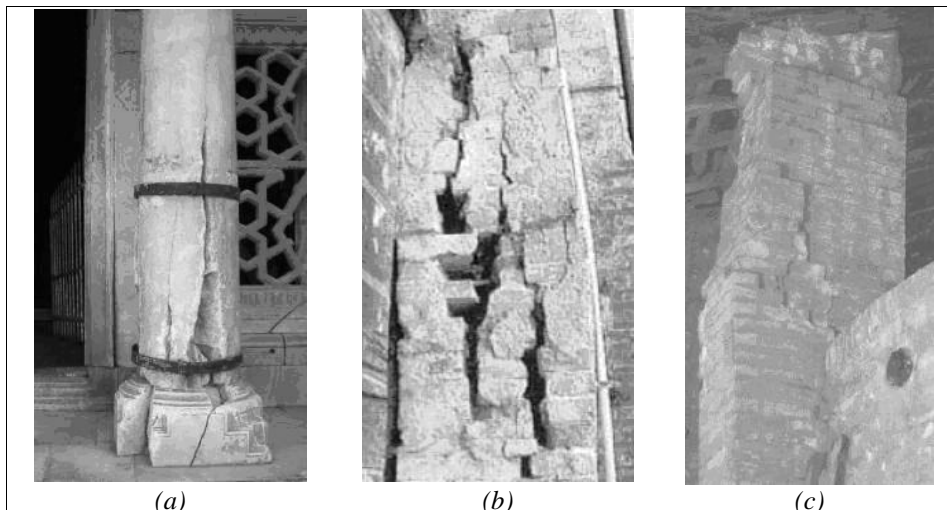
Fig. 2.18 – Consolidamento delle murature portanti di un edificio con FRP [2.24]



Fig. 2.19 – Consolidamento di pannelli murari, Castrum Voltae, Volta Mantovana (MN) [2.33]

2.4.3 Interventi locali mirati all'incremento della resistenza a compressione

La crisi per schiacciamento di colonne murarie è solitamente causata da una sezione trasversale insufficiente, da impiego di malte molto scadenti, da incrementi di carico a seguito di cambiamenti di destinazione d'uso del fabbricato, per cedimenti in fondazione, per redistribuzione dei carichi a seguito di ulteriori dissesti.



*Fig. 2.20 – Crisi per schiacciamento di colonne in muratura
(a) Mileto, particolare di un pilastro all'ingresso della Moschea; (b) e (c) quadri fessurativi in presenza di imminente collasso per schiacciamento [2.38]*

Un solido, sottoposto a compressione assiale, tende a contrarsi nella direzione del carico ed a dilatarsi trasversalmente nella direzione ad esso perpendicolare; quando la dilatazione trasversale supera la capacità di coesione dell'elemento di innescano delle lesioni longitudinali, all'incirca parallele alla direzione di diffusione dei carichi, come si può notare nei dissesti riportati nella Fig. 2.20.

Questa tipologia di dissesto è, tra quelle illustrate la più pericolosa, in quanto, una volta attivatosi il meccanismo di rottura, evolve molto rapidamente fino al collasso dell'elemento.

Interventi tradizionali

Lo scopo principale delle varie modalità di intervento su elementi sottoposti prevalentemente a compressione, è quello di incrementarne la resistenza a compressione impedendone la dilatazione trasversale sotto carico. Tale risultato può essere ottenuto o con cerchiatura esterna (dilatazione impedita per confinamento laterale), ad esempio tramite elementi metallici, modalità di intervento diffusa fin dai secoli scorsi, oppure con frettaggio interno (dilatazione impedita per attrito).

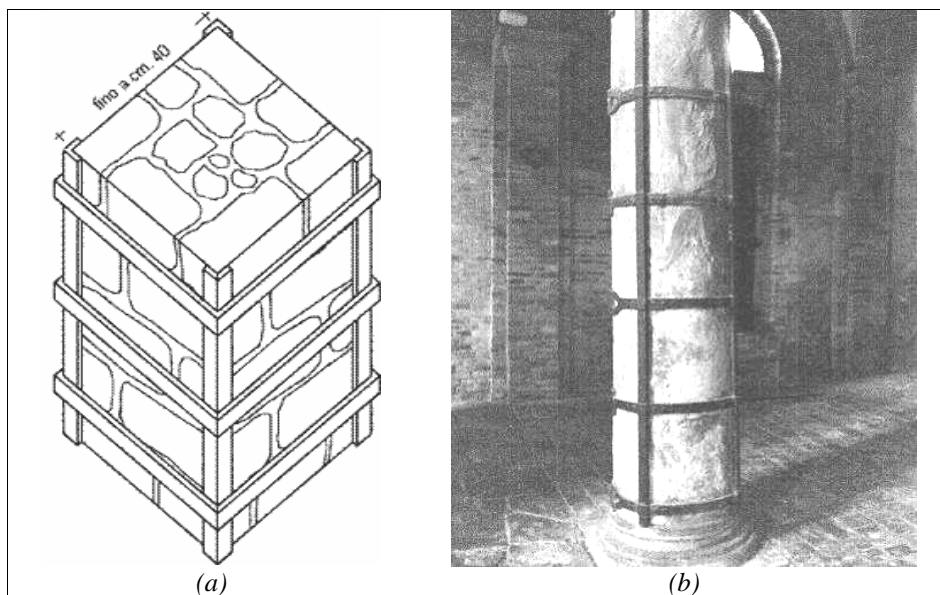


Fig. 2.21 – Consolidamento di una colonna in muratura con profilati e cerchiature metalliche

(a) schema dell'intervento [2.30]; (b) applicazione su una colonna in muratura, di un fabbricato del centro storico di Ferrara

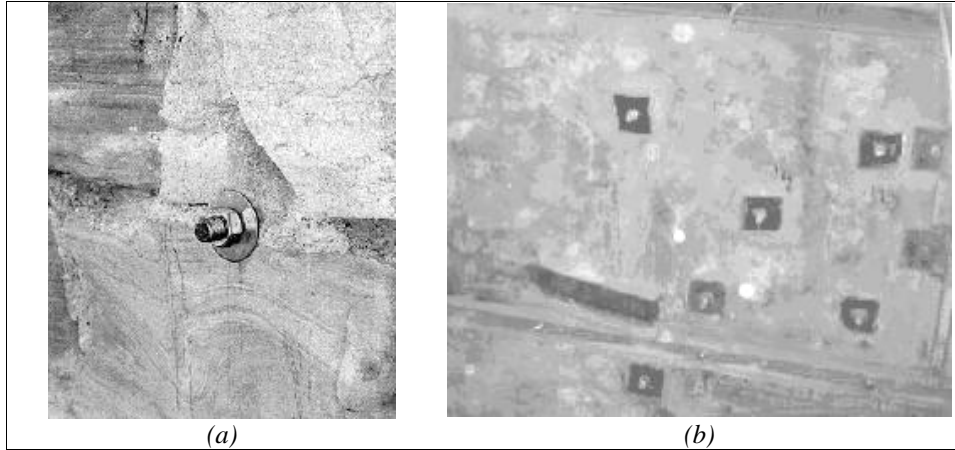
La cerchiatura consiste, sinteticamente, nel disporre degli elementi metallici volti a contenere la colonna, collegati da elementi verticali, secondo geometrie come quella riportata in Fig. 2.21–a. Tale tipo di intervento era molto diffuso già dai secoli trascorsi come è illustrato, ad esempio, in Fig. 2.21–b.

Altra tecnica comunemente utilizzata prevede l'impiego di tirantini metallici passanti la muratura Fig. 2.22 e Fig. 2.23 disposti secondo una maglia prestabilita. Tali elementi entrano in trazione per l'insorgere di dilatazioni laterali nella muratura, oppure l'intervento può essere eseguito a caldo ottenendo, a seguito del raffreddamento delle barre, una precompressione. L'intervento si realizza eseguendo i fori passanti con carotiere, inserendo le barre filettate, inserimento dei piattini di contrasto in testa alle barre e successiva sigillatura dei fori con miscele compatibili col supporto in muratura.

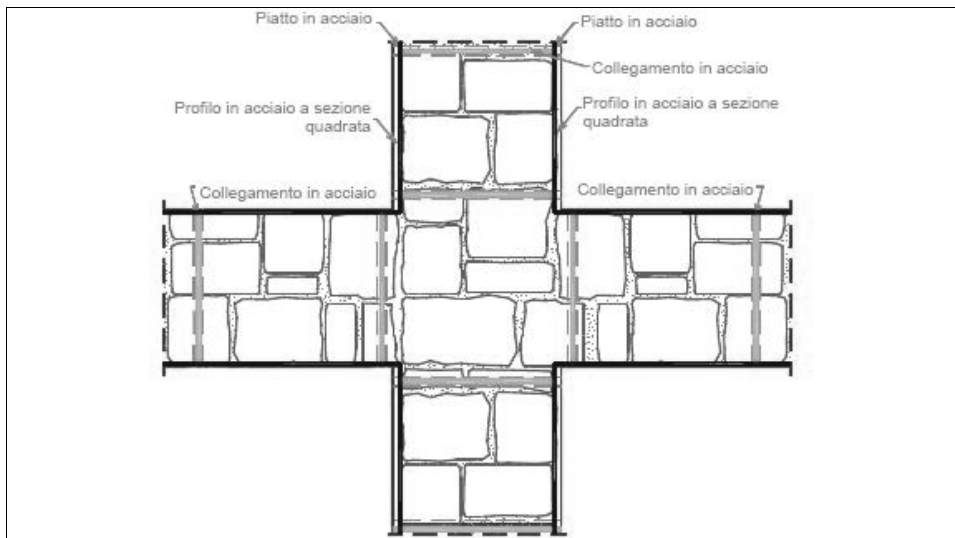
Gli effetti ottenuti con interventi di frettaggio sono sostanzialmente simili a quelli descritti per i tirantini antiespulsivi, ossia, le barre inserite nella muratura impediscono le dilatazioni trasversali per attrito.

Per la messa in opera sono dapprima eseguiti dei fori nella muratura e, dopo il lavaggio degli stessi con acqua a bassa pressione, vengono alloggiate le barre e sigillate con miscele compatibili col supporto.

Quest'ultima tecnica è particolarmente indicata nel caso di murature con paramenti scollegati tra loro, soprattutto quando c'è rischio di spanciamento fuori piano dell'elemento, non è particolarmente efficace in caso di spinte laterali o in caso di ribaltamento dell'intera parete in quanto i tirantini non incrementano la resistenza a taglio.



*Fig. 2.22 – Consolidamento con tirantini antiespulsivi
(a) dettaglio di piastra e rondella di un tirantino; (b) esempio di applicazione su di un maschio murario [2.37].*



*Fig. 2.23 – Consolidamento con tirantini antiespulsivi
esempio di applicazione su di un maschio murario [2.37]*

Nella Fig. 2.24 è riportato un intervento eseguito su un pilone in muratura, in cui l'elemento è stato consolidato con elementi in acciaio,

barre passanti la muratura ed un getto di completamento in calcestruzzo armato con rete elettrosaldata.

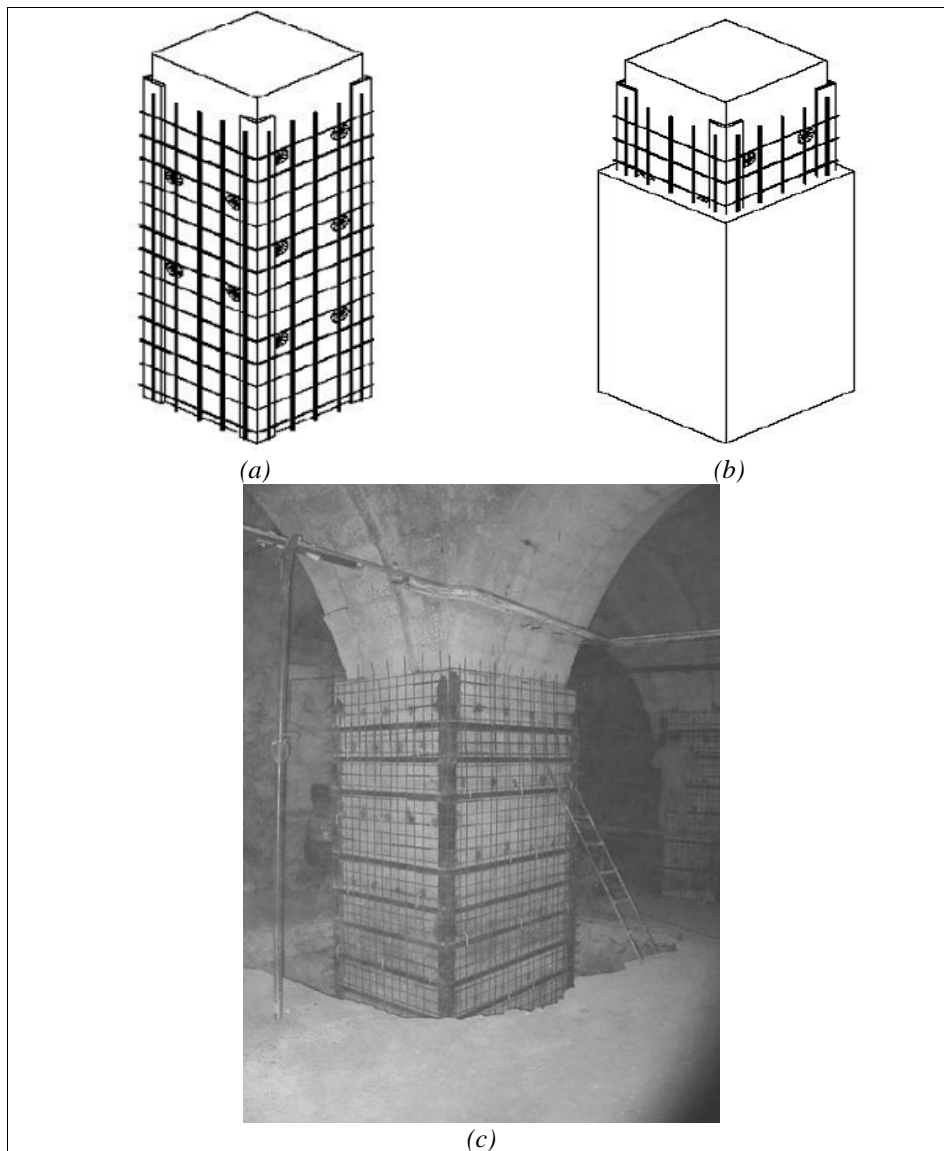


Fig. 2.24 – Consolidamento di un pilone in muratura con acciaio e betoncino armato (a) e (b) fasi dell'intervento (c) realizzazione dell'intervento [2.31].

Interventi con l'utilizzo di materiali innovativi

Anche in quest'ambito, usare compositi fibrorinforzati consente un notevole risparmio di tempo, ridotta invasività e velocità di messa in opera. Gli interventi illustrati nella Fig. 2.25 sono eseguiti mettendo in opera tessuti in fibra di carbonio incollati alla superficie di supporto con resina epossidica. I tessuti sono applicati sul contorno come fasciatura esterna continua, oppure cerchiatura, aggiungendo, eventualmente, delle barre, sempre in FRP, interne alla colonna. Le cuciture, hanno, anche in tal caso, il ruolo di contenere la dilatazione laterale della muratura sotto carico verticale.

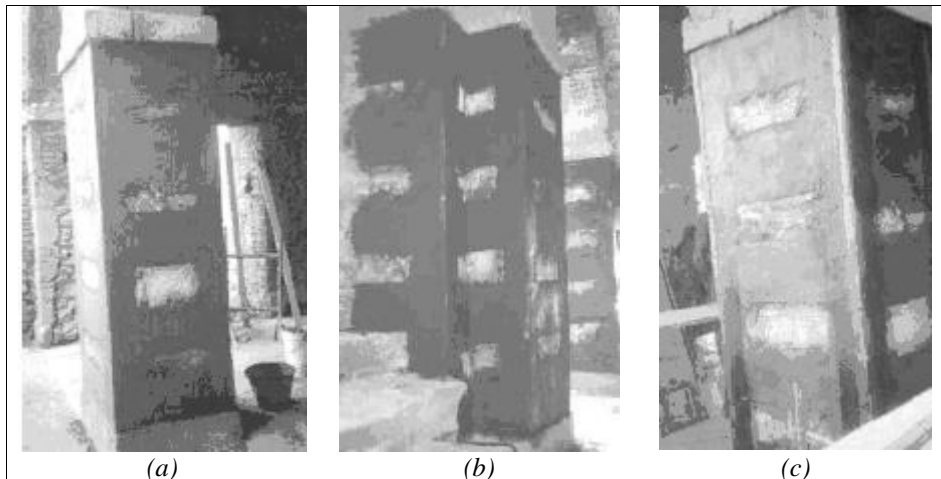


Fig. 2.25 – Consolidamento di colonne murarie con compositi FRP [2.42].

2.5 L'utilizzo dei compositi per il rinforzo delle strutture: il quadro Normativo

Le recenti Norme Tecniche per le Costruzioni [2.54] prevedono esplicitamente la possibilità di utilizzare materiali innovativi e, in particolare, i compositi fibrorinforzati. Nello specifico, nel capitolo 8 delle Norme, dedicato alle costruzioni esistenti, è riportato: *“gli interventi sulle strutture esistenti devono essere effettuati con i materiali previsti dalle seguenti norme; possono altresì essere utilizzati materiali non tradizionali, purché nel rispetto di normative e documenti di comprovata validità, ovvero quelli elencati al capitolo 12”*.

Il capitolo 12 delle Norme specifica che in mancanza di precise indicazioni, a integrazione delle Norme e per quanto con esse non in contrasto, vengono considerati riferimenti di comprovata validità, tra gli altri, Istruzioni e documenti tecnici prodotti dal Consiglio Nazionale delle Ricerche.

Le istruzioni per l'applicazione delle Norme indicate nella circolare, specificano, ancora, al punto C8.7.1.8 “Criteri per la scelta dell'intervento” che *“nel caso in cui nell'intervento si faccia uso di materiali compositi (FRP), ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rinforzati si possono adottare le istruzioni C.N.R. 200 (2004)”*.

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, infine, ha approvato il 24 luglio 2009 le “Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP.” [2.55] che diventano parte integrante delle Norme [2.54] e si affiancano ed integrano alle istruzioni [2.53].

Nonostante, da quanto esposto brevemente, emerge un quadro normativo italiano posto, in questo momento, in una posizione relativamente moderna nel panorama europeo, il confronto delle

istruzioni [2.53], le linee guida [2.55] con riferimento normativi internazionali quali [2.56] e [2.57] di cui si accennato nel Capitolo 1 mette in evidenza eventuali tematiche meritevoli di approfondimenti (quali il comportamento alle alte temperature, a lungo termine ed in presenza di condizioni aggressivi) per migliorare il documento tecnico [2.53] in vista di future revisioni.

BIBLIOGRAFIA

Testi e pubblicazioni

- [2.1] Bencivenga A., Masciandro G., Mastroioanni D. (2006) – Edifici in muratura – ACCA.
- [2.2] Agneloni E., Celestini G. (2002) – Compositi FRP linee guida per il rinforzo strutturale, strutture in muratura – NCT Global Media Editore.
- [2.3] Focacci F. (2008) – Rinforzo delle murature con materiali compositi – Dario Flaccovio Editore.
- [2.4] Vetturini R. (2003) – I compositi (FRP) per il restauro – Fiera del restauro, Ferrara, aprile 2003.
- [2.5] Bank L. C. (2006) – Composites for construction: structural design with FRP materials – John Wiley & Sons, Inc..
- [2.6] AA. VV. (2001) – Reinforcing concrete structures with fibre reinforced polymers, Design Manual no.3 – ISIS Canada Corp..
- [2.7] Hollaway L. C., Leeming M. B. (2000) – Strengthening of reinforced concrete structures using externally-bonded FRP composites in structural and civil engineering – CRC Press LLC.
- [2.8] Giangreco E. (a cura di) (2002) – Ingegneria delle strutture (Vol. III, Cap. XII I - Le strutture in muratura, Macchi G., Magenes G.), UTET.
- [2.9] Vetturini R. (2003) – L'utilizzo dei materiali compositi per il consolidamento di edifici in muratura – Conferenza AICO "I compositi FRP per il restauro" Ferrara, aprile 2003.
- [2.10] Del Piero G. (a cura di) (1983) – Il consolidamento delle costruzioni – CISM.
- [2.11] Ertag (1985) – Tecnica e pratica del recupero edilizio – Alinea Editrice.

- [2.12] Sarà G. (1989) – Restauro strutturale – Liguori Editore.
- [2.13] Paulay T., Priestley M.J.N. (1991) – Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings – John Wiley New York.
- [2.14] Mastrodicasa S. (1995) – Dissesti statici delle strutture edilizie – Hoepli.
- [2.15] Avorio A., Borri A., Corradi M. (2002) – Ricerche per la ricostruzione – Iniziative di carattere tecnico e scientifico a supporto della ricostruzione – Regione dell’Umbria.
- [2.16] Migliaresi C., Pegoretti A. (2002) – Materiali Compositi – Università di Trento.
- [2.17] Edilsistem s.r.l. (2002) – Tecnologie innovative applicate nel restauro di edifici lesionati dal sisma del ’97 – Conferenza AICO Fiera del Restauro – Ferrara.
- [2.18] MAC Modern Advanced Concrete (2002) – www.baricentro.tv.
- [2.19] Troli R. (2002) – Le fibre di carbonio nei materiali ad altissime prestazioni – Enco Journal.
- [2.20] IAR Restauri Ingegneria ed Architettura del restauro (2003) – www.iar-restauri.it.
- [2.21] Le costruzioni in internet (2003) – www.edilportale.com.
- [2.22] Benedetti A., Sacco E. (2005) Rinforzo di strutture murarie – Università degli Studi di Napoli “Federico II”.
- [2.23] Rizzano G. (2006) – Appunti del corso di “Riabilitazione strutturale” – Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Salerno.
- [2.24] Foraboschi P. (2006) – Consolidamento statico e adeguamento sismico – www.reluis.it.
- [2.25] Rocchi P. (2008) – Atlante del consolidamento degli edifici storici – Editore Proctor.
- [2.26] Di Marco R., Faccia P., Foraboschi P., Siviero E. (2006) – Volte in muratura rinforzate con FRP – www.laterizio.it.

- [2.27] Monti G. (2006) – Il rinforzo delle strutture mediante materiali compositi in FRP.
- [2.28] RUREDIL (2011) – Tecnologie e soluzioni per l’edilizia moderna – www.ruredil.it.
- [2.29] Busel J., White D., (2003) – CFRP & GFRP Composite Applications for Infrastructure Rehabilitation and Repairs – Presented on behalf of Sika Corporation on NASTO 2003 Conference Saratoga Springs, NY. USA.
- [2.30] Comune di Prato (2011) – Strumenti urbanistici online – mapserver.comune.prato.it.
- [2.31] Community degli ingegneri italiani – www.ingegneri.info.
- [2.32] Capozucca R., Anzivino A. (2005) – Pannelli in muratura di laterizio alleggerito sottoposti ad azioni di taglio – Consorzio Proton Italia, www.proton.it.
- [2.33] Di Donato E. (2009) – Sicurezza statica e competitività economica delle scelte strutturali rispetto all’esistente – MuRiCo 3 Venezia, 22-24 Aprile 2009.
- [2.34] Gubana A. (2008) – Comportamento sismico delle murature – Corso di aggiornamento Ordine degli Ingegneri della Provincia di Cremona.
- [2.35] Dipartimento di Protezione Civile, ReLUIS (2009) – Linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni – www.reluis.it.
- [2.36] Avorio A., Borri A., Corradi M., Celestini G. (1999) – Sull’utilizzo dei materiali compositi per il miglioramento sismico di edifici in muratura: risultati di alcune sperimentazioni – ANIDIS 1999 Atti del 9° Convegno Nazionale Torino 20-23 Settembre 1999.
- [2.37] Regione Molise (2006) – Analisi delle principali tecniche di intervento e limiti della loro applicabilità, strutture in muratura, protocollo di progettazione per la realizzazione degli interventi post-sisma sugli edifici privati – <http://www.regione.molise.it/WEB/grm/sis.nsf>.

- [2.38] Anzani A. (2003) – Appunti del corso di consolidamento di edifici storici – Politecnico di Milano.
- [2.39] Borri A. – Compositi e murature, sull'utilizzo degli FRP per il rinforzo di costruzioni in muratura – Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università degli studi di Perugia.
- [2.40] Modena C. (2007) – Criteri e tecniche per l'intervento di miglioramento sismico di edifici storici – Giornata di studio: il dopo terremoto della Val Sabbia e del Garda.
- [2.41] Borri A., Castori G. (2009) – Un contributo allo studio della durabilità dei rinforzi strutturali con materiali compositi – MuRiCo 3 Venezia, 22–24 Aprile 2009.
- [2.42] Lagomarsino S. (2007) – Seismic vulnerability and interventions in historical centres – Unvier(sc)idade: desafios e propostas de uma candidatura a patrimonio da humanidade, Universidade de Coimbra.
- [2.43] Borri A. (2007) – Esempi applicativi di interventi di consolidamento: materiali compositi e normative di riferimento – Corso breve in valutazione e consolidamento di edifici in muratura, Pavia, 5-6 ottobre 2007.
- [2.44] Nardone F., Prota A., Manfredi G. (2009) – Considerazioni sulla valutazione della resistenza a taglio di pannelli murari rinforzati con FRP – MuRiCo3, Venezia, 22–24 aprile 2009, Atti del convegno.
- [2.45] Marcari, G., Manfredi, G., Prota, A., Pecce, M. (2007). – In-plane Shear Performance of masonry Panels Strengthened with FRP – Composites Part B. Vol.38, Issue 7-8, pp.887-901.
- [2.46] BASF Chemical Company (2010) – Ripristino e rinforzo delle murature, documentazione tecnica – www.basf-cc.it.
- [2.47] Fibrenet composite engineering (2011) – Inquadramento normativo dei materiali FRP – <http://www.fibrenet.it>.

Normativa e documenti tecnici

- [2.48] D.M.L.L.P.P. 10/11/1987 – Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.
- [2.49] Legge 14 maggio 1981 n. 219 e Circolare del 30 luglio 1981 – Interventi in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici del novembre 1980 e del febbraio 1981.
- [2.50] O.P.C.M. 20 marzo 2003 n. 3274 – Primi elementi in materia di classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- [2.51] UNI 8492-1-1996 – Prodotti di laterizio per murature. Terminologia e sistema di classificazione.
- [2.52] UNI ENV 1996-1-1 – Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura – Parte 1-1: Regole generali per gli edifici – Regole per la muratura armata e non armata.
- [2.53] C.N.R. - D.T. 200 (2004) – Istruzioni per la progettazione, esecuzione e controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati.
- [2.54] Nuove norme tecniche per le costruzioni e circolare esplicativa – D.M. Infrastrutture 14/1/2008, Circolare 617 2/2/2009 – d.e.i. tipografia del genio civile.
- [2.55] C.N.R. (2009) – Linee guida per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo di interventi di rinforzo di strutture in c.a., c.a.p e murarie mediante FRP – Documento approvato il 24 luglio 2009 dall'assemblea generale del Consiglio Superiore dei LL. PP.
- [2.56] ACI 440.2R (2002) – Guide for the design and construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures.
- [2.57] CHBCD (2006) – Canadian Highway Bridge Design Code.

Capitolo 3. STATO DELL'ARTE

3.1 Introduzione

La messa in opera di rinforzi esternamente ad elementi in muratura può conferire al supporto una resistenza a trazione che notoriamente non possiede portando notevoli vantaggi strutturali, questo è il principio fondamentale su cui si basano interventi mirati all'incremento o ripristino della resistenza a taglio.

I rinforzi realizzati con compositi possono essere così localizzati nelle sole zone che si prevedono sollecitate a trazione, comportando quindi apporti di materiale contenutissimi col vantaggio di consentire anche la reversibilità dell'intervento.

Nel caso di interventi di confinamento, invece, i compositi fibrorinforzati consentono la fasciatura laterale dell'elemento permettendo di evitare la messa in opera di pesanti incamicature realizzate con profili angolari metallici e calastrelli oppure calcestruzzo armato.

Tutto ciò considerato, la tecnica in questione assicura indubbi vantaggi anche nella prospettiva del restauro e della conservazione, sebbene un suo esame più approfondito ponga in evidenza alcune questioni teoriche e progettuali fondamentali.

Come accennato nell'introduzione, due sono le linee tematiche lungo le quali è sviluppato il lavoro. La prima è l'aderenza col supporto. La collaborazione tra struttura e rinforzo si esplica, infatti, attraverso l'insorgere di un campo di tensioni tangenziali all'interfaccia rinforzo-muratura, all'interno della struttura stessa, seguendo un comportamento meccanico concettualmente simile, almeno in linea generale, alle barre di armatura immerse nel calcestruzzo.

Le caratteristiche meccaniche (in particolare la resistenza a trazione) della muratura e le modalità di messa in opera del rinforzo e di preparazione delle superfici di incollaggio sono aspetti di cruciale importanza affinché la tecnica funzioni e, pertanto, non possono essere ignorati.

Il secondo tema affrontato è il confinamento di elementi compressi. Gli interventi di cerchiatura, presentati qualitativamente nel capitolo precedente, consentono di incrementare in maniera notevole la capacità dell'elemento di resistere a carichi verticali e l'utilizzo di compositi fibrorinforzati come alternativa, ad esempio, al betoncino armato, consente il raggiungimento di buone prestazioni a fronte di incrementi di peso irrilevanti.

Riguardo questi due argomenti, sono dapprima esposte alcune nozioni teoriche circa la definizione e calibrazione di modelli di resistenza sulla base di risultati sperimentali (design by testing come definito in [3.123]), in seguito i principali risultati cui è pervenuta la comunità scientifica descrivendo alcune delle principali campagne sperimentali, infine sono presentati i più diffusi modelli meccanici reperibili in letteratura.

3.2 Il design by testing: sperimentazione e formule predittive

I modelli analitici di un dato meccanismo resistente, che può essere, per restare nell'ambito d'interesse, la resistenza a compressione di una colonna confinata o la massima forza trasmissibile per aderenza tra rinforzo e supporto, rientrano in tre gruppi [3.8]:

- 1) modelli dedotti empiricamente da analisi di regressione su un gran numero di risultati sperimentali;
- 2) modelli teorici basati su un approccio analitico del problema e la risoluzione delle sue equazioni risolventi;
- 3) modelli di impostazione teorica in cui vengono introdotti dei parametri da calibrare su prove sperimentali.

Quei modelli che rientrano nel primo gruppo si basano spesso sull'analisi di un gran numero (centinaia, se non migliaia) di test di laboratorio. Lo svantaggio di tali modelli è che i meccanismi di collasso reali sono, a volte, ben più complessi di quanto simulato rendendo i risultati predittivi ottenuti in tal modo non sempre affidabili.

Allo scopo di applicare modelli che ricadono nel secondo gruppo, vanno fatte all'origine delle assunzioni e delle ipotesi che, se sbagliate o eccessivamente semplicistiche, possono compromettere la validità dei risultati.

I modelli del terzo gruppo, generalmente, consentono una valutazione più accurata del fenomeno, ma, poiché, soprattutto nel caso della muratura, entrano in gioco numerosi parametri sia geometrici che meccanici, è particolarmente difficoltoso definire un singolo modello, che possa predire in maniera accurata un dato comportamento meccanico in qualsiasi condizione.

Nell'Eurocodice 0 [3.123] è suggerito un metodo generale per stabilire, seguendo un percorso logico, delle formule predittive a partire dai dati sperimentali.

Lo studio e la validazione sperimentale di una formula predittiva legata ad un particolare fenomeno fisico, andrebbe condotta, come accennato, cercando, in prima istanza, di cogliere tutti gli aspetti meccanici proprio del problema definendone una formulazione analitica.

In quest'ottica, un generico modello andrebbe sviluppato analiticamente prima di condurre qualsiasi sperimentazione.

Eventuali campagne sperimentali, condotte in una fase così precoce dello studio, dovrebbero avere il solo scopo di validare delle intuizioni o fornire indicazioni di massima circa il riscontro fisico del modello analitico. Una volta ricavato un modello con una chiara e precisa comprensione del fenomeno, e solo a questo punto, andrebbe effettuato un confronto diretto tra dati sperimentali e modellazione teorico-analitica.

Idealmente, in questa fase, un modello predittivo dovrebbe cogliere il risultato “medio” del fenomeno, con riferimento ad un modello di resistenza, quindi, dovrebbe definire il valor medio della resistenza di un dato meccanismo.

Nella pratica questo significa, molto semplicemente, che la “nuvola di punti”, che si ottiene riportando, rispettivamente in ascisse ed ordinate di un piano cartesiano, il valore dedotto teoricamente ed il corrispettivo valore sperimentale, dovrebbe essere addensata attorno alla bisettrice del quadrante.

Statisticamente, definita la grandezza δ_i attraverso la relazione:

$$\delta_i = \frac{F_{\text{exp},i}}{F_{\text{th},i}}, \quad (3.1)$$

rapporto tra il risultato sperimentale i -esimo ed il corrispondente risultato previsto teoricamente (rapporto d'errore), si tratta di calcolarne il valor medio (che dovrebbe essere il più possibile prossimo ad 1) e studiarne la sua dispersione.

Il confronto teorico-sperimentale è usualmente condotto portando in conto i valori medi di tutte le grandezze in gioco, introducendo, per consentire il “best-fit” del modello analitico ai dati sperimentali, una o più costanti da calibrare utilizzando, ad esempio, il metodo dei minimi quadrati.

Il problema diviene notevolmente complesso quando dal valor medio dedotto dal modello si vuole ricavarne il valore caratteristico seguendo un approccio statisticamente rigoroso.

Dopo la conferma sperimentale della validità della formulazione e la calibrazione dei parametri incogniti, non è lecito, infatti, se non in prima approssimazione, fare l'ipotesi che, sostituendo i valori medi delle grandezze in gioco con i corrispondenti valori caratteristici, la formula predittiva fornisca “automaticamente” il valore caratteristico (si dimostra analiticamente che ciò è statisticamente valido solo per leggi lineari), ma va condotta un'analisi ben più accurata per desumere dal valor medio il valore caratteristico del modello.

Sintetizzando quanto sopra, una formula predittiva andrebbe studiata e sviluppata sulla base di tre concetti chiave:

- prevedere, inizialmente, i risultati del fenomeno in termini di valor medio;
- studiare la dispersione dell'errore del modello definito dalla relazione (3.1);
- ricavare dal modello una formula di progetto, a tale scopo è necessario, per la definizione del valore caratteristico, che il

rapporto d'errore sia assimilabile statisticamente ad una variabile aleatoria normalmente distribuita.

3.2.1 Definizione del modello di resistenza

Formalizzando quanto appena esposto qualitativamente, assegnato un meccanismo di resistenza, un suo modello può essere descritto simbolicamente con la relazione:

$$r_t = g_t(\underline{K}, \underline{X}), \quad (3.2)$$

nella quale $g_t(\underline{K}, \underline{X})$ definisce il modello di capacità in funzione delle variabili di base (ossia le grandezze, meccaniche e geometriche) \underline{X} coinvolte nel fenomeno, mentre \underline{K} è un vettore di parametri da calibrare opportunamente (ad esempio col metodo dei minimi quadrati) sulla base di dati sperimentali.

Per la misura delle variabili di base si osserva che, mentre le grandezze geometriche sono facilmente misurabili, per quanto riguarda le proprietà meccaniche (ad esempio la resistenza a compressione o a trazione o il modulo di Young), esse andrebbero misurate, se si vogliono ottenere dei valori puntuali delle grandezze, in accordo ad uno dei seguenti metodi [3.8]:

- estraendo un campione da ciascun provino prima di testarlo;
- asportando una o più parti del provino al termine della prova;
- effettuando delle prove non distruttive, dopo averle calibrate su provini di natura analoga.

Se non è possibile misurare tutte le variabili di base per ciascun provino, andranno condotte delle prove distruttive per ciascuno dei materiali utilizzati (ad esempio cubetti di calcestruzzo, elementi in muratura).

Procedendo in questo secondo modo nella relazione (3.2) vanno inseriti i valori medi delle variabili di base.

Uno dei problemi che sorge, in questa fase della ricerca è quello di definire quantitativamente il numero di prove da condurre.

A tale riguardo si possono applicare i criteri che seguono:

- 1) se sono disponibili i valori puntuali delle variabili di base per ogni provino, dovrebbe essere condotto almeno un test per ogni set di variabili X_i ; nella successiva validazione del modello r_t il confronto con i risultati sperimentali r_e , andrebbe condotto utilizzando i valori ottenuti delle singole prove;
- 2) se sono disponibili i valori medi delle variabili di base per ogni gruppo di provini testati, andrebbero condotte un minimo di cinque prove per ogni set di variabili di base X_i , al fine di avere una ragionevole stima $X_{k,m}$ dei valori medi dei set delle variabili di base nel k-esimo gruppo di test; nella validazione del modello r_t il confronto con i risultati sperimentali andrebbe effettuato in termini di valori medi delle prove relative ad ogni gruppo di test.

A valle della sperimentazione, si passa alla calibrazione dei parametri del modello procedendo come segue.

- 1) i valori (puntuali o medi) delle proprietà misurate vanno inseriti nel modello $g_t(\underline{X})$ per ottenere i valori (puntuali o medi) teorici della grandezza r_t , da confrontare con i corrispettivi valori (puntuali o medi) sperimentali r_e .
- 2) il vettore dei coefficienti correttivi \underline{K} viene ricavato applicando il metodo dei minimi quadrati alle differenze tra i valori teorici r_t e sperimentali r_e ossia, in formule utilizzando una delle due relazioni seguenti:

$$\underline{X} = \underset{(X)}{\operatorname{argmin}} \sum_{i=1}^{n_s} (r_{ti} - r_{ei})^2, \quad (3.3)$$

$$\underline{X} = \underset{(X)}{\operatorname{argmin}} \sum_{k=1}^n (r_{rkm} - r_{ekm})^2,$$

a seconda che si lavori su valori puntuali (r_{ti} e r_{ei}) oppure su valori mediati su un gruppo k di prove (r_{rkm} e r_{ekm}).

A questo punto, va testata la rispondenza tra i risultati sperimentali ed il modello teorico. In particolare, per stimare la significatività del modello, è utile valutare in prima istanza il massimo scostamento tra valori teorici, r_t e sperimentali, r_e , che non dovrebbe essere eccessivamente elevato (orientativamente entro il 40% in termini di valori normalizzati).

Qualora si dovessero evidenziare notevoli discrepanze tra i valori teorici e sperimentali, possono essere ridotte usando vari criteri, tra cui:

- 1) una riformulazione del modello teorico, con una migliore interpretazione del fenomeno fisico, oppure,
- 2) raffinare il modello teorico introducendo variabili precedentemente trascurate, oppure
- 3) incrementando il numero (o i gruppi) di prove.

Per controllare se l'errore residuo può essere considerato disperso come una distribuzione normale, vanno condotte alcune verifiche.

Verifica dell'ipotesi di distribuzione normale dell'errore.

Questo può essere effettuato attraverso la costruzione del diagramma probabilistico. La distribuzione dell'errore può essere controllata comparando il diagramma delle frequenze con quello della funzione di densità. A tale scopo, i risultati sperimentali x_1, \dots, x_n vanno disposti in ordine crescente, e, ad ogni valore va associata la probabilità cumulata:

$$F_i = \frac{m}{n+1}, \quad (3.4)$$

dove m è il numero d'ordine del singolo risultato, mentre n è il numero complessivo di risultati.

Se il grafico risultante di tutti i punti così trovati mostra una tendenza orientativamente lineare e che ben approssima la retta passante per i punti $(0.5, x_m)$ e $(0.84, x_{0,84})$, dove x_m è il valor medio della variabile X e $x_{0,84}$ è il valore di probabilità $p = 0,84$, l'errore residuo si può considerare normalmente distribuito.

Test di omoschedasticità.

Questo controllo permette di verificare se la varianza dell'errore residuo non dipende sensibilmente dalla variabile indipendente; a tale scopo va tracciata la variabilità dell'errore residuo in funzione della grandezza dipendente (nel caso, la resistenza fornita dal modello), se i punti si mostrano dispersi in modo approssimativamente omogeneo, l'accuratezza del modello non è variabile in modo rilevante al variare delle variabili di base.

Definizione del modello .

Il modello probabilistico r può essere definito secondo la struttura formale che segue:

$$r = r_i \cdot \delta = g_i(\underline{K}, \underline{X}) \cdot \delta, \quad (3.5)$$

in cui δ è l'errore residuo, che statisticamente si assume variabile aleatoria distribuita normalmente di valor medio $\delta_m = 1$ e deviazione standard σ_δ .

Per la valutazione di queste ultime grandezze, possono esserci, ancora una volta, due diverse situazioni:

1) I valori X_i delle variabili di base sono note per ogni singola prova i -esima:

a) l'errore residuo va valutato per ogni prova come:

$$\delta_i = \frac{r_{ei}}{r_{ti}} = \frac{r_{eu}}{g_t(\underline{K}, \underline{X}_i)}, \quad (3.6)$$

in cui r_{ei} e r_{ti} sono valori puntuali della resistenza sperimentale e teorica, rispettivamente, per la prova i -esima;

b) la deviazione standard dell'errore è valutata attraverso la deviazione campionaria standard:

$$\hat{\sigma}_\delta = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\delta_i - \delta_m)^2}{n-1}}, \quad (3.7)$$

con n numero complessivo di prove;

2) I valori X_{km} delle variabili di base X_i sono disponibili come valori medi per ogni gruppo k -esimo di prove:

a) l'errore va valutato per ogni gruppo k -esimo come:

$$\delta_k = \frac{r_{ekm}}{r_{tkm}} = \frac{r_{ekm}}{g_t(\underline{K}, \underline{X}_{km})}, \quad (3.8)$$

dove r_{ekm} e r_{tcm} sono i valori medi rispettivamente della resistenza teorica e sperimentale, rispettivamente, per il gruppo di prove k -esimo.

b) la deviazione standard dell'errore si può stimare attraverso la deviazione standard campionaria:

$$\hat{\sigma}_{\delta} = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^m (\delta_k - \delta_m)^2}{m-1}}, \quad (3.9)$$

con m numero complessivo di gruppi di prove.

Calcolo del valore caratteristico

Il valor medio del modello (3.5), attese le ipotesi fatte sul rapporto d'errore δ , si può scrivere:

$$r_m = E(r) \cong g_t(\underline{K}, \underline{X}_m), \quad (3.10)$$

mentre la varianza di r è:

$$\text{Var}(r) = \sum_i [c_i^2 \cdot \text{Var}(X_i)] + c_{\delta}^2 \cdot \text{Var}(\delta) + \sum_i \sum_{j \neq i}^n [c_i \cdot c_j \cdot \text{Cov}(X_i X_j)], \quad (3.11)$$

in cui le quantità: $c_i = \left. \frac{\partial r}{\partial X_i} \right|_{\underline{X}_m, \delta_m}$ e $c_{\delta} = \left. \frac{\partial r}{\partial \delta} \right|_{\underline{X}_m, \delta_m}$ sono i valori delle derivate parziali della funzione r rispetto alle variabili di base X_i ed

all'errore δ , rispettivamente, valutate come valori medi di X_i e δ , ed in cui la covarianza, $\text{Cov}(X_i X_j)$, è data da:

$$\begin{aligned} \text{Cov}(X_i X_j) &= E[(X_i - X_{im}) \cdot (X_j - X_{jm})] = E(X_i X_j) - E(X_i)E(X_j) = \\ &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_{i1} - X_{im1}) \cdot (X_{j1} - X_{jm1}). \end{aligned} \quad (3.12)$$

Se le variabili di base sono assunte come statisticamente indipendenti tra loro, allora tutte le covarianze sono nulle così come l'ultimo termine della relazione (3.11).

L'espressione che rappresenta correttamente il valore caratteristico, r_k , è, finalmente:

$$r_k = r_m - 1,64 \cdot \sqrt{\text{Var}(r)}. \quad (3.13)$$

Dal punto di vista operativo, un'applicazione pratica di tale procedura, che segue molto da vicino quella proposta nell'EuroCodice 0 [3.123] è proposta in [3.8] nel caso in cui il modello dipenda da un solo parametro da calibrare sperimentalmente.

Nel caso più generale in cui nella formula predittiva compaiano più parametri da calibrare sperimentalmente e che tali parametri leghino le variabili di base con leggi non lineari, s'intuisce che diventa analiticamente complesso e laborioso ricavare dai valori medi forniti dalla (3.10) i valori caratteristici forniti dalla (3.13) applicando le relazioni (3.11) e (3.12).

3.3 L'aderenza tra rinforzo e supporto

I rinforzi in materiale composito collaborano meccanicamente con il supporto grazie all'instaurarsi di tensioni tangenziali sulla superficie di interfaccia. Le modalità di rottura di un elemento murario rinforzato con compositi FRP possono così farsi rientrare in due modalità principali [3.19]:

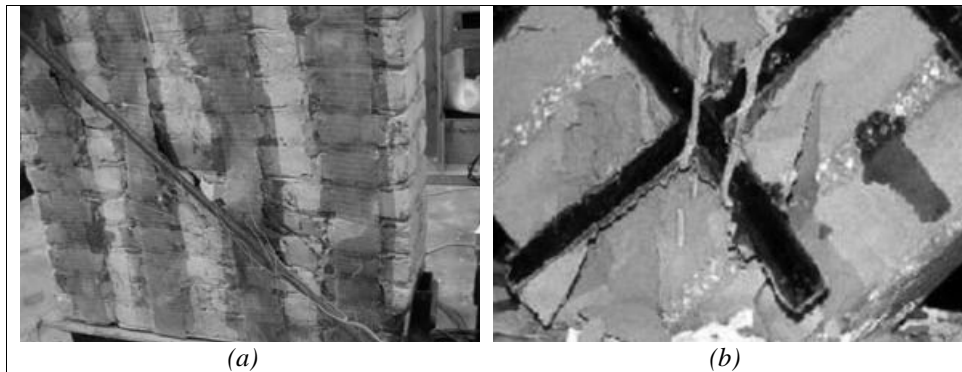
- 1) modalità di rottura che si attingono al raggiungimento del pieno sfruttamento del composito (rottura del rinforzo);
- 2) modalità di rottura per crisi del legame di interfaccia col supporto (rottura per perdita di aderenza).

Nella seconda categoria di crisi, l'energia dissipata all'interfaccia durante la perdita di aderenza non consente il pieno sfruttamento dei materiali essa infatti avviene, solitamente a livelli di tensione e deformazione nel composito molto più bassi di quelle di rottura.

Le sperimentazioni effettuate su elementi in muratura (in particolare pannelli murari soggetti a taglio) rinforzati con materiali compositi, hanno evidenziato che la crisi per delaminazione del rinforzo è quella che accade con maggior frequenza ([3.91], [3.92], [3.93] e [3.94]). Si capisce l'importanza, ai fini progettuali, di una corretta quantificazione delle forze che inducono questo tipo di collasso. Il fatto che la rottura per delaminazione avvenga all'interno della muratura, rende evidente la necessità di conoscere con sufficiente accuratezza, le caratteristiche meccaniche (resistenza a compressione, a trazione, modulo di Young) del materiale di supporto oltre a quello di rinforzo.

Infine, per prevedere con sufficiente attendibilità i carichi che portano alla delaminazione, è necessario disporre di adeguati modelli meccanici che schematizzino, in maniera più o meno approssimata, il

fenomeno dell'aderenza tra rinforzo e supporto a partire dalle caratteristiche dei materiali coinvolti.



*Fig. 3.1 – Collasso per perdita di aderenza di pannelli in muratura
(a) pannello rinforzato con G-FRCM [3.92] ; (b) pannello rinforzato con C-FRP [3.91]*

E' da sottolineare il fatto che il distacco dal supporto avviene quasi sempre lungo una superficie di rottura approssimativamente parallela a quella dell'interfaccia, ed ad una profondità di alcuni millimetri all'interno del supporto.

Com'è rappresentato schematicamente in Fig. 3.2–a il meccanismo di adesione è basato, oltre che nel nascere di legami chimici tra gli aderenti, nell'aggrappaggio meccanico tra adesivo ed aderendo, ossia del supporto (mechanical interlocking). Il legame sfrutta in parte la resistenza allo scorrimento reciproco delle due superfici localmente compenstrate, da qui l'importanza di avere superfici porose e generalmente irregolari su scala microscopica sulle quali primer ed adesivo possono spandersi e penetrare per poi solidificare.

La rugosità superficiale può essere misurata in laboratorio con un profilometro del tipo riportato in Fig. 3.2–b allo scopo di valutare sperimentalmente la sua influenza sul legame di aderenza [3.43].

Si capisce come l'efficacia di tali interventi dipenda dall'integrità e dalla qualità dell'incollaggio tra composito e supporto.

Accorgimenti tecnici in tal senso sono la accurata preparazione della superficie da incollare e la specializzazione della manodopera, oltre, ovviamente, alla qualità del materiale di supporto e della resina epossidica utilizzata.

La zona d'incollaggio dovrebbe essere sgombra da polveri e materiale incoerente, operazioni quali sabbiatura, abrasione, scarificazione sono i metodi più comunemente utilizzati per la preparazione della superficie, l'obiettivo è rendere la zona ruvida ma sufficientemente regolare e "portare a nudo" gli aggregati nel caso di interventi su elementi in calcestruzzo.

Con riferimento al calcestruzzo è stato confermato in più studi e ricerche, infatti, che l'efficacia dell'aderenza col supporto è fortemente influenzata dalla preparazione della superficie e dalle condizioni generali del supporto ([3.39], [3.40], [3.41], [3.42] e [3.43]).

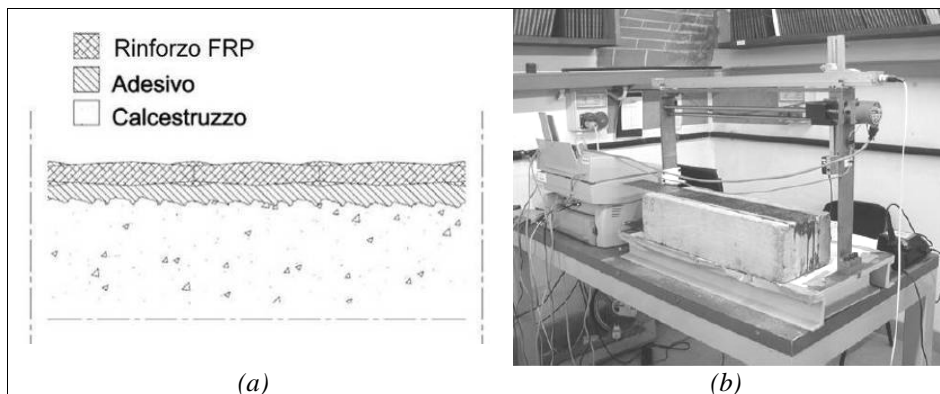


Fig. 3.2 – Aderenza tra FRP e supporto in calcestruzzo
(a) fenomeno dell'aggrappaggio meccanico; (b) profilometro lineare [3.43]

La crisi improvvisa per delaminazione può essere evitata progettando dei sistemi di ancoraggio per un migliore sfruttamento del

composito in trazione ([3.9], [3.10] e [3.11]) oppure disponendo opportunamente le fibre nelle zone di estremità [3.12]. Tali sistemi andrebbero tuttavia progettati mirando anche a garantire una sufficiente duttilità locale dell'intero sistema.

Mentre nel caso del calcestruzzo le superfici su cui intervenire sono solitamente sufficientemente piane e regolari, passando alla muratura diventa importante il ripristino della planarità delle superfici di supporto, per la ovvia necessità di far lavorare le fibre del rinforzo ortogonalmente alla direttrice degli sforzi, consentendo la migliori prestazioni del rinforzo, escludendo pericolosi riallineamenti sotto sollecitazione.

La condizione ottimale per il rispetto di questo presupposto, avviene preparando e lavorando il substrato d'applicazione, mediante abrasione, spazzolatura o molatura meccanica, oppure quando queste operazioni non siano realizzabili o sufficienti, realizzando opportuni riporti di spessore con speciali malte cementizie antiritiro di caratteristiche meccaniche il più possibile vicine a quelle del supporto.

3.3.1 Modelli di aderenza

L'aderenza tra lamine in compositi FRP e supporto in calcestruzzo è stata investigata sperimentalmente la prima volta presso l'EMPA ([3.4] e [3.5]), dove sono state condotte, nel 1984 prove su travi in calcestruzzo armato rinforzate esternamente con FRP. Venne evidenziato sperimentalmente, per la prima volta, che non era possibile sfruttare a pieno l'incremento di resistenza fornito dal composito per la prematura perdita di aderenza col supporto.

Allo scopo di trovare una semplice espressione analitica per la forza di aderenza inizialmente sono state proposte, nel corso degli anni, delle formulazioni empiriche basate sull'analisi di regressione di un gran

numero di prove di aderenza, condotte secondo lo schema riportato in Fig. 3.3 oppure basate su un approccio analitico al problema.

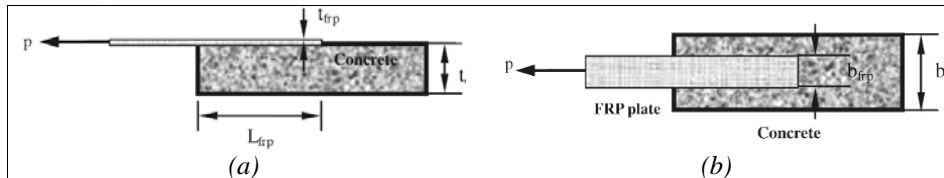


Fig. 3.3 – Schema di prova di aderenza: (a) vista laterale; (b) vista in pianta [3.3]

Sulle varie modalità con cui si può realizzare nella pratica sperimentale tale tipologia di prova, si tornerà nel paragrafo dedicato alla sperimentazione, si riportano di seguito delle nozioni teoriche a riguardo, per fissare le idee circa le principali grandezze coinvolte nel fenomeno, poi, alcuni dei modelli esistenti attualmente per la valutazione della forza di aderenza tra FRP e calcestruzzo.

Impostazione teorica del problema

Il modo più semplice per definire analiticamente il comportamento di interfaccia tra FRP e calcestruzzo o muratura consiste nell'assumere modelli disaccoppiati per il taglio e lo sforzo normale [3.12].

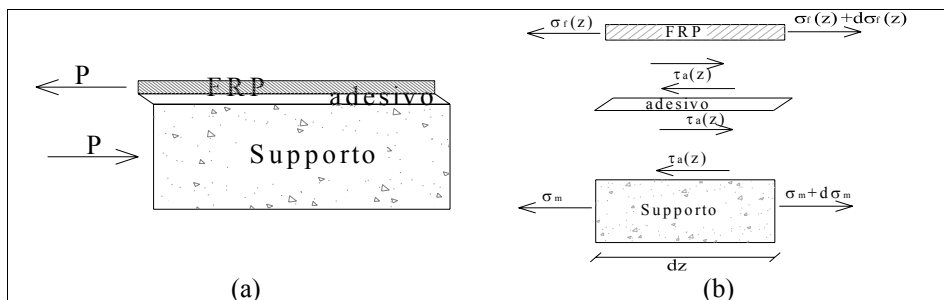


Fig. 3.4 – Schema di prova di aderenza, modello analitico (a) schema globale; (b) equilibrio di un clementino dz .

Considerando il concio elementare di muratura rinforzata con FRP rappresentato schematicamente in Fig. 3.4, le equazioni di equilibrio per gli aderendi possono essere scritte nel modo che segue:

$$\left((\sigma_f + d\sigma_f) - \sigma_f \right) t_f b_f + \tau \cdot b_f dz = 0, \quad (3.14)$$

$$\left((\sigma_m + d\sigma_m) - \sigma_m \right) t_m b_m + \tau \cdot b_f dz = 0, \quad (3.15)$$

che possono essere riscritte come:

$$\frac{d\sigma_f}{dz} + \frac{\tau}{t_f} = 0, \quad (3.16)$$

$$\frac{d\sigma_m}{dz} \frac{b_m}{b_f} + \frac{\tau}{t_m} = 0, \quad (3.17)$$

ipotizzando comportamento elastico lineare sia del composito che del supporto, si può scrivere, per le tensioni:

$$\sigma_f = E_f \frac{du_f}{dz}, \quad (3.18)$$

$$\sigma_m = E_m \frac{du_m}{dz}, \quad (3.19)$$

sostituendo nelle equazioni (3.14) e (3.15) si ricava:

$$-\frac{d\sigma_f}{dz} \frac{t_f b_f}{t_m b_m} = \frac{d\sigma_m}{dz}, \quad (3.20)$$

a tal punto, definendo lo scorrimento complessivo tra gli aderendi come:

$$s = u_f - u_m, \quad (3.21)$$

e differenziando due volte rispetto a z la relazione appena trovata, si ha:

$$\frac{d^2s}{dz^2} = \frac{d^2u_f}{dz^2} - \frac{d^2u_m}{dz^2}, \quad (3.22)$$

inoltre, differenziando le (3.18) e (3.19) e sostituendo nella (3.22) si ottiene:

$$\frac{d^2s}{dz^2} = \frac{1}{E_f} \frac{d\sigma_f}{dz} - \frac{1}{E_m} \frac{d\sigma_m}{dz}, \quad (3.23)$$

e sostituendo la (3.23) nella (3.20) si giunge alla relazione :

$$\frac{d^2s}{dz^2} = \frac{d\sigma_f}{dz} \left(\frac{1}{E_f} + \frac{t_f b_f}{E_m t_m b_m} \right), \quad (3.24)$$

l'equazione differenziale che governa il problema dell'aderenza si ottiene, finalmente, sostituendo la (3.24) nella (3.16):

$$\frac{d^2s}{dz^2} = -\tau \left(\frac{1}{E_f t_f} + \frac{b_f}{E_m t_m b_m} \right), \quad (3.25)$$

esaminando i due termini in parentesi a secondo membro, si capisce che

il secondo termine può essere trascurato se $\frac{E_m t_m b_m}{E_f t_f b_f} \gg 1$.

Per provini in calcestruzzo è stato rilevato sperimentalmente che tale rapporto ha ordine di grandezza pari a circa 300 [3.12] ciò vuol dire, in altri termini, che la deformazione dovuta alla deformabilità del calcestruzzo è circa lo 0,3% di quella dovuta a quella del composito.

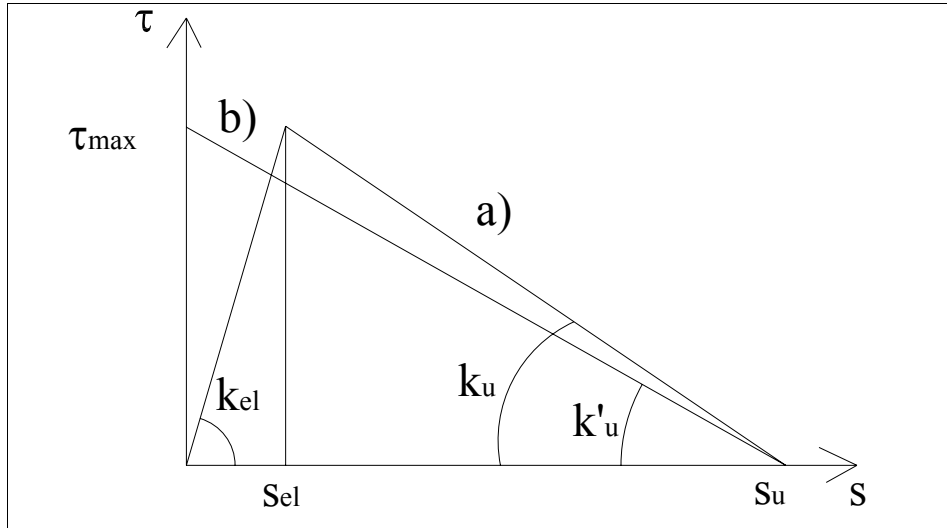
Supponendo a maggior ragione vera tale conclusione anche per un supporto di muratura è quindi accettabile trascurare il termine $\frac{E_m t_m b_m}{E_f t_f b_f}$

rispetto al termine $\frac{1}{E_f t_f}$ perciò l'equazione (3.25) si può riscrivere, esplicitando anche la dipendenza della tensione tangenziale all'interfaccia dallo scorrimento s :

$$\frac{d^2 s}{dz^2} + \frac{\tau(s)}{E_f t_f} = 0. \quad (3.26)$$

L'equazione (3.26) permette di risolvere problemi in cui è coinvolto il fenomeno dell'aderenza. Noto il legame locale aderenza-scorrimento ed imposte le condizioni al contorno, la soluzione dell'equazione è l'andamento dello scorrimento all'interfaccia. Noti gli scorrimenti, sempre attraverso il legame $\tau(s)$ è possibile determinare il conseguente andamento delle tensioni tangenziali di interfaccia, inoltre, dalla $s(z)$ è possibile determinare l'andamento delle dilatazioni $\varepsilon(z)$ nel rinforzo, infine, moltiplicando queste ultime per E_f si determina l'andamento delle tensioni normali $\sigma(z)$.

L'equazione (3.26) può essere risolta in forma chiusa una volta definita una legge per il legame di interfaccia $\tau(s)$.

Fig. 3.5 – Leggi τ - s

(a) legge bilineare; (b) legge lineare degradante (da [3.55] ridisegnata)

Considerando un legame bilineare, illustrato in Fig. 3.5, sufficiente per simulare un comportamento del legame d'interfaccia abbastanza vicino al reale [3.55], l'espressione di $\tau(s)$ si può porre nella seguente forma:

$$\tau(s) = \begin{cases} -k_{el}s & \text{per } 0 \leq s \leq s_{el}, \\ -k_u(s_u - s) & \text{per } s_{el} \leq s \leq s_u, \\ 0 & \text{per } s \geq s_u. \end{cases} \quad (3.27)$$

Con la posizione assunta circa l'andamento delle tensioni tangenziali, la relazione (3.26) si scinde in tre equazioni differenziali valide, rispettivamente, nella parte di adesivo per la quale viene superato il limite elastico, per la parte in cui gli scorrimenti sono ancora al di sotto di s_{el} , e nella parte de laminata. Nella prima fase, l'andamento delle

tensioni è esponenziale a partire dal punto di applicazione della forza ($z = 0$) ed ha l'espressione che segue:

$$\tau(s) = \alpha_{el} \left(\frac{P}{b_f} \right) \left[\frac{\cosh(\alpha_{el}(L-z))}{\sinh(\alpha_{el}L)} \right], \quad (3.28)$$

dove:

$$\alpha_{el} = \sqrt{\frac{k_{el}}{E_f t_f}}. \quad (3.29)$$

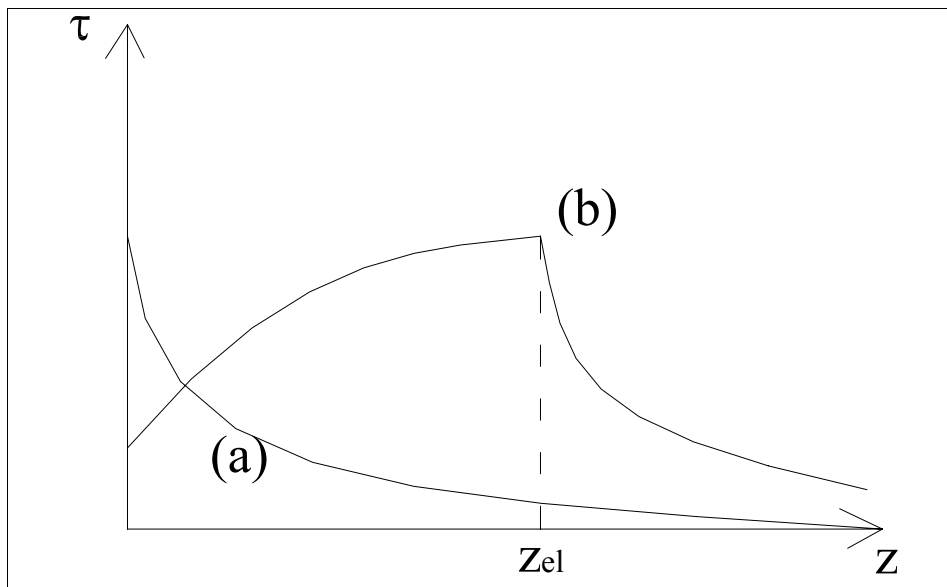


Fig. 3.6 – Andamento delle tensioni tangenziali secondo il modello bilineare: (a) al limite elastico, (b) nel ramo lineare degradante (da [3.55] (ridisegnata))

Quando lo scorrimento all'origine raggiunge il valore s_{el} , ossia, per una forza applicata pari a:

$$P_{el} = \frac{\tau_{max}}{\alpha_{el}} b_f ; \quad (3.30)$$

gli ulteriori incrementi di carico comportano che una porzione di adesivo entra nel ramo degradante del legame di aderenza. Indicando con z_{el} l'ascissa del punto prima e dopo il quale gli scorrimenti sono rispettivamente maggiori e minori di s_{el} , si può risolvere la (3.26) ottenendo le soluzioni:

$$\tau(s) = \begin{cases} \tau_{max} \cos[\alpha_u (z-z_{el})] + \\ + \sqrt{k_{el} k_u} \sin[\alpha_u (z-z_{el})] \cdot \tanh[\alpha_{el} (L-z_{el})] & \text{per } z \leq z_{el} , \\ \tau_{max} \frac{\cosh[\alpha_{el} (L-z)]}{\cosh[\alpha_{el} (L-z_{el})]} & \text{per } z \geq z_{el} , \end{cases} \quad (3.31)$$

dove:

$$\alpha_u = \sqrt{\frac{\tau_{max}}{E_f t_f (s_u - s_{el})}} = \sqrt{\frac{k_u}{E_f t_f}} . \quad (3.32)$$

Il valore della forza corrispondente alla posizione di z_{el} si può calcolare integrando le tensioni tangenziali secondo le relazioni (3.31) in generale, il valore di P_{max} si raggiunge per un valore intermedio di z_{el} compreso tra 0 (limite elastico) ed L.

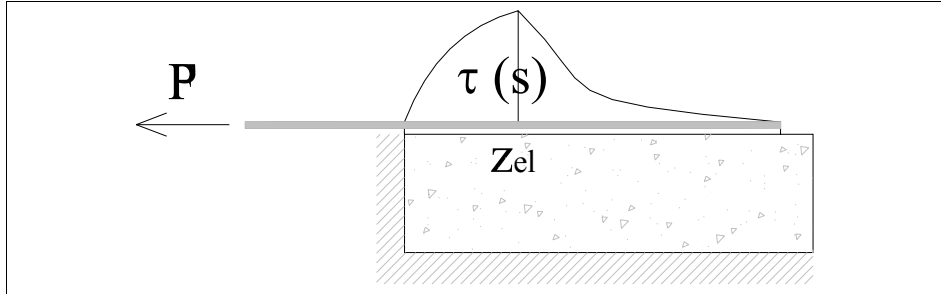


Fig. 3.7 – Andamento delle tensioni tangenziali di interfaccia al superamento del limite elastico

Le espressioni che si ottengono sviluppando le equazioni in forma analitica sono piuttosto complesse e prevedono la soluzione dell'equazione differenziale (3.26) imponendo le condizioni al contorno, che variano, a loro volta, con gli incrementi di carico e il progredire degli scorrimenti, un approccio completamente teorico al problema è esposto in [3.13].

Di rilevante importanza pratica sono alcune quantità, quali la lunghezza efficace di ancoraggio, definita analiticamente come [3.13]:

$$L_{\text{eff}} = \frac{\pi}{2\alpha_u}, \quad (3.33)$$

che indica la minima lunghezza di incollaggio necessaria al raggiungimento della massima forza di aderenza .

Infatti, a parità di tutte le altre grandezze, la forza massima trasmissibile varia al variare della lunghezza di ancoraggio secondo una curva qualitativamente riportata in Fig. 3.8.

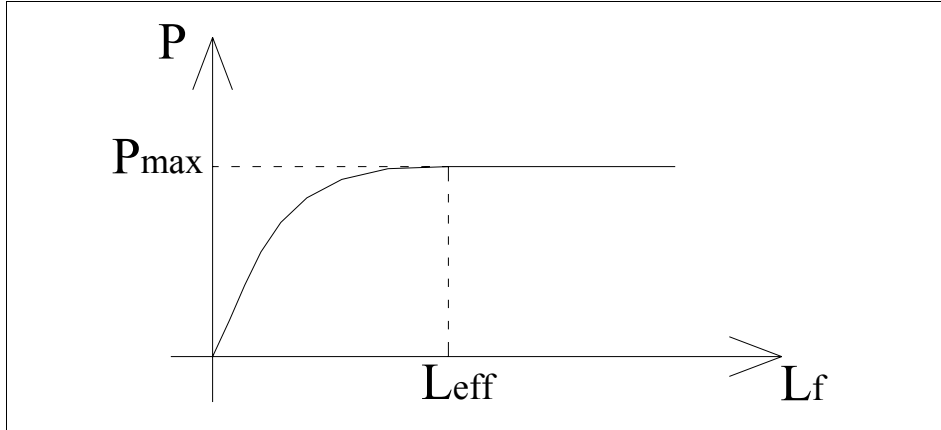


Fig. 3.8 – Legame tra forza di aderenza e lunghezza di ancoraggio [3.23] (ridisegnata)

La massima forza di aderenza raggiungibile si ottiene, di conseguenza, facendo tendere ad infinito la lunghezza di ancoraggio ed ha la seguente espressione [3.13]:

$$P_{\max} = b_f t_f E_f \left(\frac{\alpha_{el} k_u}{\sqrt{k_u (k_u + k_{el})}} S_{el} + \sqrt{\frac{k_{el}}{k_u + k_{el}}} \frac{\alpha_u \tau_{\max}}{k_u} \right). \quad (3.34)$$

Per lunghezze di incollaggio inferiori a quelle efficaci la forza di aderenza ha invece le seguente forma analitica [3.13]:

$$P_{\text{red}} = \frac{b_f}{\alpha_u} b_f \sin(\alpha_u L_f) \tau_{\max}. \quad (3.35)$$

Altra grandezza di notevole interesse è l'integrale della curva sottesa dal diagramma τ - s , ossia l'energia specifica di frattura:

$$G_F = \int_0^{s_u} \tau(s) ds, \quad (3.36)$$

che, nel caso di legame bilineare assume la semplice forma:

$$G_F = \frac{1}{2} \tau_{\max} s_u. \quad (3.37)$$

Evitando di entrare nei dettagli del procedimento analitico, nella Fig. 3.9 è rappresentata la dipendenza della forza di aderenza dagli scorrimenti, come può essere determinato risolvendo la (3.26) ponendo per il legame di interfaccia la legge bilineare illustrata in Fig. 3.5.

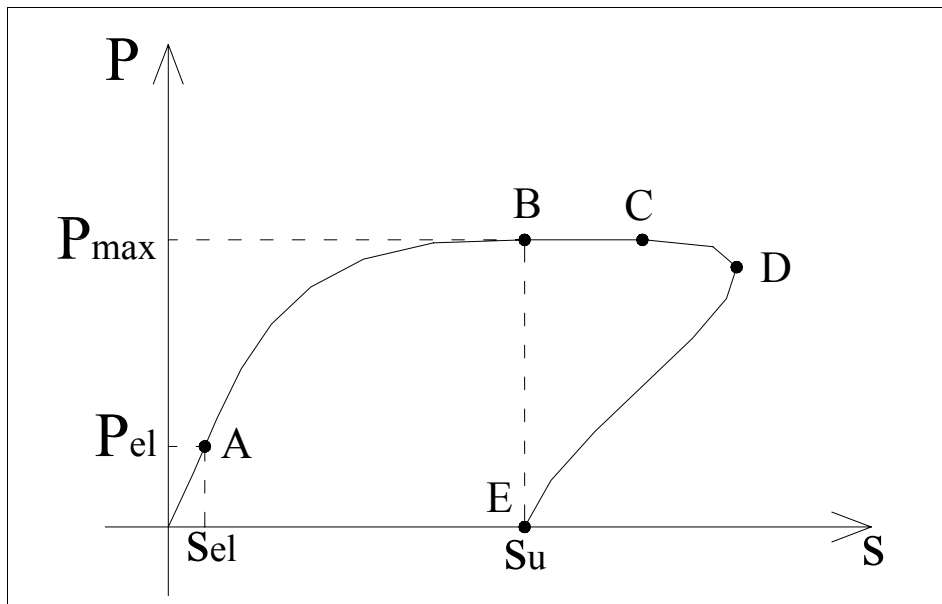


Fig. 3.9 – Andamento forza di aderenza-scorrimento
[3.23] (ridisegnata)

Sulla curva rappresentata sono evidenziati i punti A, B, C, D, E che caratterizzano le varie fasi del fenomeno della delaminazione:

- punto A: si ha il raggiungimento, all'estremo caricato del rinforzo del valore al limite elastico s_{el} del legame bilineare, nel rinforzo di conseguenza gli scorrimenti variano tra 0 e s_{el} ;
- punto B: si ha il raggiungimento del valore s_u del legame bilineare, sempre all'estremo caricato;
- tratto tra B e C: gli scorrimenti variano tra 0 ed un valore superiore ad s_u , nelle zone di interfaccia in cui si supera lo scorrimento ultimo avviene il distacco col supporto e le tensioni tangenziali sono nulle;
- punto C: si ha l'inizio degli scorrimenti all'estremità libera del rinforzo che, fino a questo punto, è rimasto fisso rispetto al supporto;
- punto D: si ha il raggiungimento di s_{el} all'estremo libero del supporto, superato il punto C, la zona ancora incollata al supporto è sempre più piccola;
- tratto tra D ed E: gli scorrimenti all'estremità libera aumentano e si hanno zone sempre più piccole di interfaccia soggette a tensioni tangenziali (da cui lo snap-back esibito dalla curva), fino al punto E in cui si ha il raggiungimento dello s_u anche all'estremità libera.

La lunghezza efficace di ancoraggio, quindi, può essere definita anche come quella lunghezza minima sufficiente a far sviluppare per intero di tutti gli scorrimenti compresi tra 0 ed s_u [3.23].

Il tratto BC, all'incirca orizzontale, è tanto più pronunciato quanto più la lunghezza di ancoraggio è superiore a quella efficace, viceversa, una lunghezza di ancoraggio inferiore a questa, non permette il raggiungimento della P_{max} e la curva si raccorda al punto finale E con un andamento degradante e senza snap-back.

Sperimentalmente è notevolmente complesso cogliere l'andamento degli scorrimenti e del carico una volta superato il punto B, infatti, una volta innescata la frattura all'interfaccia, la sua propagazione è repentina e si diffonde molto rapidamente verso l'estremità libera del supporto.

I codici normativi ([3.124], [3.119] e [3.117]), generalmente, legano la massima forza di aderenza all'energia di frattura in base alla relazione, valida nel caso di supporto infinitamente rigido :

$$P_{\max} = b_f \sqrt{2 \cdot E_f t_f G_F} , \quad (3.38)$$

definendo la lunghezza di ancoraggio e l'energia di frattura con formule semplificate che le legano alle caratteristiche meccaniche del rinforzo e del supporto e penalizzando con opportune relazioni il valore fornito dalla relazione (3.38) in caso di lunghezze di ancoraggio inferiori a quella efficace.

L'energia di frattura, a sua volta, può essere valutata sperimentalmente a partire da prove di strappo e sfruttata anche per la definizione di una legge τ - s

Nel capitolo 5 verrà esposta una formulazione alternativa dell'energia di frattura del legame di interfaccia ricavata applicando i concetti del design by testing, mentre nel capitolo 6 verrà illustrato come è stata sviluppata l'equazione differenziale (3.26) col metodo delle differenze finite per la determinazione sperimentale di una legge di interfaccia τ - s .

Modelli empirici

La massima forza trasmissibile tra rinforzo e supporto prima della perdita di aderenza può essere valutata sperimentalmente seguendo due

approcci, il primo basato sulla determinazione delle tensioni tangenziali mobilitate all'interfaccia, il secondo basato invece sulla valutazione dell'energia di frattura del legame di aderenza.

L'identificazione sperimentale di tali grandezze è particolarmente problematica, in particolare per supporti in muratura. Per tale motivo, la quasi totalità dei modelli proposti, cercano di correlare tali grandezze alle proprietà meccaniche del rinforzo (quali spessore, deformazione ultima e modulo di Young) e del supporto (come resistenza a compressione, a trazione e modulo di Young).

In [3.44] e [3.45] è proposto uno dei primi modelli per la valutazione della massima forza mobilitabile prima della perdita di aderenza con riferimento a lamine di acciaio e di FRP. L'ipotesi di base è la distribuzione triangolare delle tensioni all'interfaccia nella zona incollata del rinforzo, l'espressione presentata, nel caso di lamina in FRP su supporto di calcestruzzo è la seguente:

$$P_{\max} = \frac{1}{2} b_f L_f f_{ctm}, \quad (3.39)$$

dove L_f è la lunghezza della lamina e f_{ctm} è la resistenza media a trazione del calcestruzzo. In tale modello come si nota, non è ancora introdotto il concetto di lunghezza efficace di ancoraggio.

Monti et al. [3.46] partendo dal modello precedente, hanno elaborato una formulazione che porta in conto anche l'influenza della lunghezza efficace di ancoraggio L_{eff} . Il modello ha la seguente espressione:

$$P_{red} = P_{\max} \cdot \sin \frac{\pi \cdot L_f}{2 \cdot L_{eff}}, \quad (3.40)$$

in cui:

$$P_{\max} = 1,41 \cdot k_b \cdot b_f \sqrt{E_f t_f f_{ctm} c_f}, \quad (3.41)$$

mentre L_{eff} si ricava con la relazione:

$$L_{\text{eff}} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{7,2 \cdot k_b \cdot f_{ctm}}}}, \quad (3.42)$$

il parametro k_b ha invece espressione:

$$k_b = \sqrt{1,5 \frac{\left(2 - \frac{b_f}{b}\right)}{\left(1 + \frac{b_f}{100}\right)}}, \quad (3.43)$$

in cui b è la larghezza dell'elemento rinforzato e $c_f = 0,3$.

Holzenkämpfer in [3.47] ha studiato la forza di ancoraggio tra lamine in acciaio e calcestruzzo. Una versione di tale modello, applicata al caso di rinforzo con FRP è stata presentata dapprima da Niedermeier (equazione (3.59), [3.48]) e successivamente da Neubauer e Rostàs (equazione (3.62), [3.49]), infine utilizzata nelle linee guida CEB-FIP [3.116] nella forma seguente:

$$P_{\text{red}} = P_{\max} \frac{L_f}{L_{\text{eff}}} \left(2 - \frac{L_f}{L_{\text{eff}}}\right), \quad (3.44)$$

in cui:

$$P_{\max} = \alpha \cdot c_1 \cdot k_c \cdot k_b \cdot b_f \cdot \sqrt{E_f t_f f_{ctm}}, \quad (3.45)$$

$$L_{\text{eff}} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{c_2 f_{ctm}}}, \quad (3.46)$$

$$k_b = 1,06 \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{400}}}. \quad (3.47)$$

Nelle relazioni riportate α è un fattore di riduzione che tiene conto dell'influenza della fessurazione sull'efficacia dell'ancoraggio, mentre c_1 e c_2 sono parametri da calibrare su base sperimentale, k_c è un fattore che tiene conto delle condizioni del calcestruzzo.

Il modello proposto da Chen e Teng [3.50] è basato sulle prove sperimentali reperibili all'epoca ed assume, quali parametri caratteristici del supporto, la resistenza a compressione in luogo di quella a trazione. Il carico massimo per una lunghezza di incollaggio inferiore a quella efficace è fornito ancora dall'equazione (3.44), mentre cambiano il valore di P_{\max} , dato dalla relazione:

$$P_{\max} = 0,427 \cdot k_b \cdot b_f \sqrt{E_f t_f \sqrt{f_c}}, \quad (3.48)$$

il valore di L_{eff} , fornito da:

$$L_{\text{eff}} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f_c}}}, \quad (3.49)$$

ed il valore di k_b :

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{b}}} \quad (3.50)$$

f_c è la resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo.

Nel corso degli anni sono stati poi elaborati numerosi altri modelli, spesso di genesi empirica, una rassegna di tali modelli è riportata nella successiva Tab. 3.1 facendo riferimento alla simbologia riportata in Fig. 3.10.

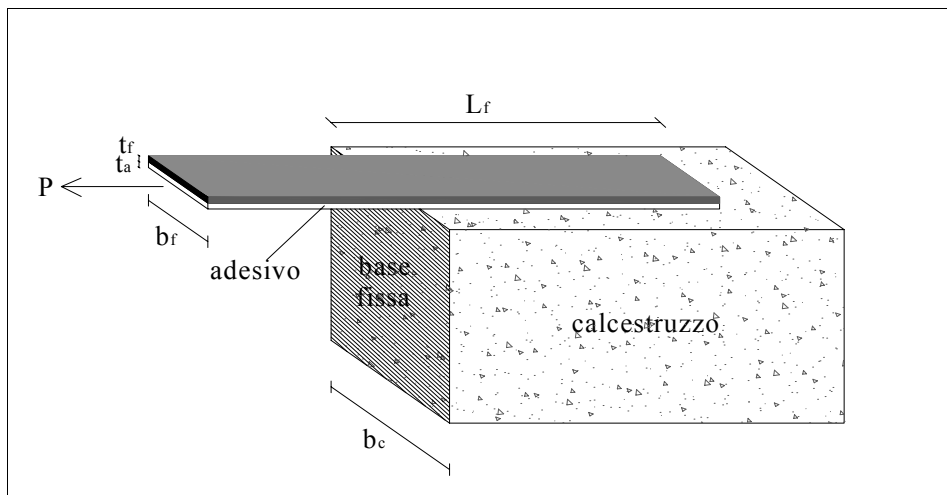


Fig. 3.10 – Schema di prova di aderenza tra FRP e calcestruzzo [3.26] (ridisegnata)

Tab. 3.1 – Modelli di aderenza calcestruzzo-FRP

Autori	Equazioni del modello
Hiroiyuki and Wu [3.27]	$\tau_{\max} = 0,27 \cdot L_f^{-0,669};$ $P_{\max} = \tau_{\max} \cdot L_f \cdot b_f.$ (3.51)
Tanaka[3.28]	$\tau_{\max} = 0,27 \cdot L_f^{-0,669};$ $P_{\max} = \tau_{\max} \cdot L_f \cdot b_f.$ (3.52)
Maeda[3.29]	$\tau_{\max} = 110,2 \cdot 10^{-6} \cdot E_f t_f;$ $P_{\max} = \tau_{\max} \cdot L_{\text{eff}} \cdot b_f;$ $L_{\text{eff}} = e^{2,1235 - 0,580 \cdot \ln(E_f t_f)}.$ (3.53)
Khalifa et al. [3.30]	$\tau_{\max} = (110,2 \cdot 10^{-6}) \frac{f_c}{42} \cdot E_f t_f;$ $P_{\max} = \tau_{\max} \cdot L_{\text{eff}} \cdot b_f;$ $L_{\text{eff}} = e^{2,1235 - 0,580 \cdot \ln(E_f t_f)}.$ (3.54)
Sato et al.[3.31]	$\tau_{\max} = 2,68 \cdot 10^{-5} f_c^{0,2} \cdot E_f t_f;$ $P_{\max} = \tau_{\max} \cdot L_{\text{eff}} \cdot (b_f - 7,4);$ $L_{\text{eff}} = 1,89 \cdot (E_f t_f)^{0,4}.$ (3.55)
Iso[3.32]	$\tau_{\max} = 0,93 \cdot f_c^{0,44};$ $P_{\max} = \tau_{\max} \cdot L_{\text{eff}} \cdot b_f;$ $L_{\text{eff}} = 0,125 (E_f t_f)^{0,57}.$ (3.56)
Yang et al. [3.33]	$\tau_{\max} = 0,93 \cdot f_c^{0,44};$ $P_{\max} = \left(0,5 + 0,08 \sqrt{0,01 \cdot \frac{E_f t_f}{f_{ct}}} \right) \cdot b_c L_{\text{eff}} \tau_{\max};$ $L_{\text{eff}} = 100;$ $\tau_u = 0,5 f_t.$ (3.57)
Izumo et al. [3.32]	$\text{CFRP: } P_{\max} = (3,8 \cdot f_c^{0,67} + 15,2) L_f E_f b_f t_f;$ $\text{AFRP: } P_{\max} = (3,4 \cdot f_c^{0,67} + 69) L_f E_f b_f t_f.$ (3.58)

Autori	Equazioni del modello
Holzenkämpfer; Niedermeier [3.48], Blaschko et al. [3.34]	$P_{\max} = \begin{cases} L \geq L_{\text{eff}} \rightarrow 0,78 \cdot b_f \cdot \sqrt{2 \cdot G_f \cdot E_f t_f} & ; \\ L < L_{\text{eff}} \rightarrow 0,78 \cdot b_f \cdot \sqrt{2 \cdot G_f \cdot E_f t_f} \cdot \alpha & ; \end{cases}$ $\alpha = \left(\frac{L_f}{L_{\text{eff}}} \right) \left(2 - \frac{L_f}{L_{\text{eff}}} \right);$ $L_{\text{eff}} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{4 \cdot f_t}};$ $G_f = c_f f_t k_p^2;$ $k_p = \sqrt{1,125 \frac{2 - \frac{b_f}{b_c}}{1 + \frac{b_f}{400}}}.$ <div style="text-align: right;">(3.59)</div>
Täljsten [3.35]	$P_{\max} = b_f \sqrt{\frac{2G_f E_f t_f}{1 + \frac{E_f t_f}{E_c t_c}}}.$ <div style="text-align: right;">(3.60)</div>
Yuan e Wu[3.36]	$P_{\max} = b_f \sqrt{\frac{2G_f E_f t_f}{1 + \frac{E_f t_f b_f}{E_c t_c b_c}}}.$ <div style="text-align: right;">(3.61)</div>
Neubauer e Rostásy [3.49];	$P_{\max} = \begin{cases} L \geq L_{\text{eff}} \rightarrow 0,64k_p \cdot b_f \cdot \sqrt{E_f t_f f_t} & ; \\ L < L_{\text{eff}} \rightarrow 0,64k_p \cdot b_f \cdot \sqrt{E_f t_f f_t} \cdot \alpha & ; \end{cases}$ $\alpha = \left(\frac{L_f}{L_{\text{eff}}} \right) \left(2 - \frac{L_f}{L_{\text{eff}}} \right);$ $L_{\text{eff}} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2 \cdot f_t}};$ $G_f = c_f f_t.$ <div style="text-align: right;">(3.62)</div>

Autori	Equazioni del modello
Challal et al. [3.37]	$\tau_{\max} = \frac{2,7}{1+k_1 \tan 33^\circ};$ $k_1 = t_f \left(\frac{E_a b_a}{4E_f I_f t_a} \right)^{0,25}.$ <p style="text-align: right;">(3.63)</p>
Yuan et al. [3.38]	$P_{\max} = \frac{\tau_f b_f \delta_f}{\lambda_2 (\delta_f - \delta_1)} \sin(\lambda_2 a);$ <p>con a soluzione di:</p> $\lambda_1 \tanh[\lambda_1 (L-a)] = \lambda_2 \tanh(\lambda_2 a);$ $\lambda_1^2 = \frac{\tau_f}{\delta_1} E_f t_f \left(1 + \frac{E_f t_f b_f}{E_c t_c b_c} \right);$ $\lambda_2^2 = \frac{\tau_f}{\delta_f - \delta_1} E_f t_f \left(1 + \frac{E_f t_f b_f}{E_c t_c b_c} \right).$ <p style="text-align: right;">(3.64)</p>

3.3.2 Le campagne sperimentali

Le sperimentazioni più diffuse per la valutazione dell'aderenza in laboratorio utilizzano una delle modalità di prova riportate nella Fig. 3.11.

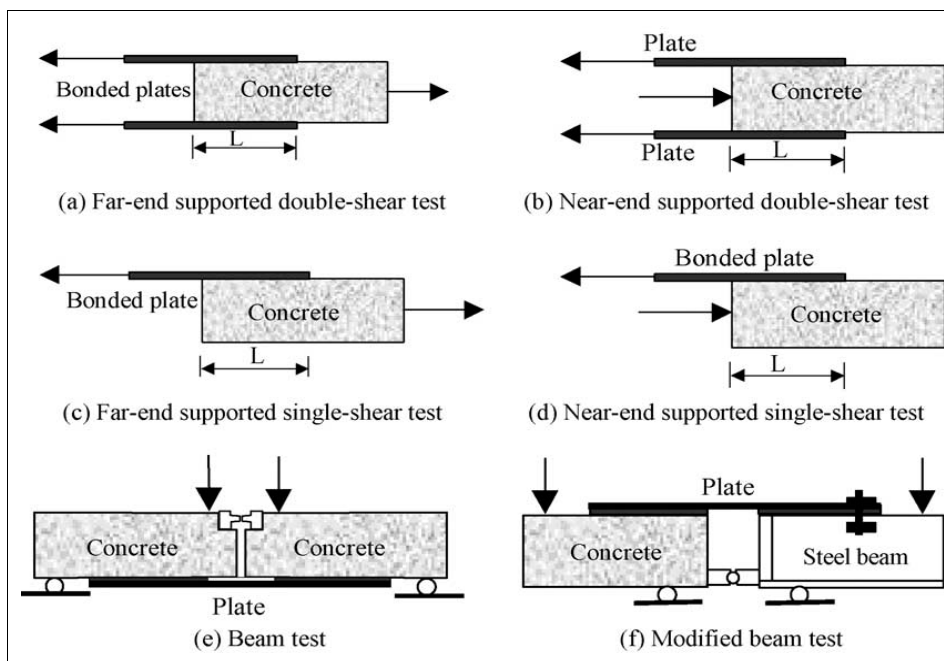


Fig. 3.11 – Tipologie di prove di aderenza [3.25]

La presenza di così tante tipologie di test è dovuta al fatto che, allo stato attuale non esiste una prova di aderenza standard.

Facendo riferimento alla Fig. 3.11, i test rappresentati in (a), (b), (c) sono definiti semplicemente “pull test”, in quanto entra in gioco una forza di trazione che lavora per uno spostamento relativo tra il foglio o la lamina di FRP e il supporto sollecitando a taglio la zona di interfaccia tra i due materiali. Le altre due tipologie di prova [(e) ed (f)], come si vedrà

di seguito, non sono idonee per uno studio sistematico del legame di aderenza. La diffusione delle prove del tipo FES e NES [rispettivamente (a), (c), (b) e (d)], d'altra parte, deriva anche dalla semplicità di preparazione e dalla relativa facilità di esecuzione, anche se studi e confronti sperimentali hanno messo in luce che diverse modalità di prova possono condurre a risultati sperimentali molto diversi a parità di materiali utilizzati e della geometria dei provini.

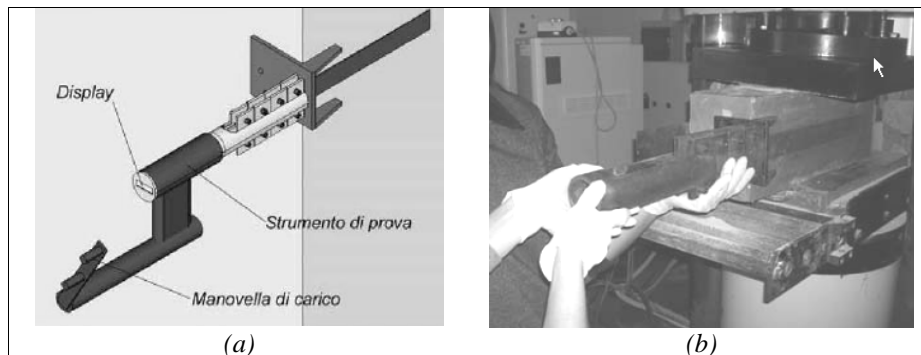


Fig. 3.12 – Prova di aderenza in situ
(a) schema della prova; (b) esecuzione della prova [3.51]

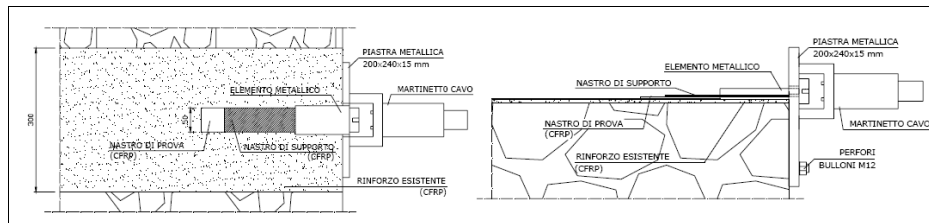


Fig. 3.13 – Prova di aderenza in situ
schema della prova eseguita in [3.52].

Un'ampia campagna sperimentale proprio riguardo l'utilizzo di diverse modalità di prova, riportata in [3.51], ha evidenziato, relativamente al rinforzo del calcestruzzo, che mentre per i rinforzi con lamine, pur essendoci una certa dispersione dei risultati al variare del tipo

di prova, c'è una certa omogeneità dei risultati, nel caso dei tessuti si evidenziano forti dispersioni anche nell'ambito della stessa campagna sperimentale, questo lascia intendere una maggiore sensibilità di questi ultimi alle modalità ed alla tipologia di prova.

Da tale confronto è emersa anche l'importanza di evitare l'innescarsi di flessioni parassite, che possono causare il distacco prematuro del rinforzo.

In [3.53] relativamente al calcestruzzo rinforzato con FRP sono stati analizzati diversi set-up di prova proposte e realizzate da vari ricercatori, concludendo che le maggiori difficoltà operative si verificano nei casi in cui la trazione è applicata direttamente al supporto, mentre provini in cui il rinforzo viene applicato in maniera asimmetrica (su un solo lato) conducono a risultati sperimentali fortemente dipendenti dall'eccentricità del carico e dalle inevitabili imperfezioni geometriche. Prove condotte seguendo lo schema "beam test" sono apparsi i meno conservativi, mentre le prove di tipo "pull-out" sembrano fornire i valori più conservativi ed omogenei in termini di carico di de laminazione.

Infine, il confronto con un'attrezzatura che consente condurre una prova del tipo (d) di Fig. 3.11 direttamente in situ (riportata in Fig. 3.12) ha fornito risultati incoraggianti evidenziando buone prestazioni anche per una prova semplificata, confermando però la maggior sensibilità nel caso di prova su tessuti probabilmente dovuta anche a difficoltà di allineamento geometrico. Riguardo prove di pull-out effettuabili in situ, in Fig. 3.13 è riportato lo schema della prova utilizzato in [3.52].

In ogni caso, in test del tipo single o double shear pull, la modalità di rottura più comune è per effetto di una lesione che parte in prossimità dell'estremità caricata ed è localizzata alcuni millimetri all'interno del supporto di muratura o calcestruzzo. La profondità dello spessore di supporto coinvolto dipende dalla proprietà della resina epossidica utilizzata e dalla modalità della messa in opera del rinforzo.

Altre problematiche sono la valutazione della lunghezza efficace di ancoraggio e la sua influenza sulla forza trasmissibile.

La disposizione di estensimetri lungo il rinforzo consente un riscontro diretto dell'andamento delle deformazioni del composito, quindi delle tensioni tangenziali, fornendo una rappresentazione verosimile dell'effettiva zona interessata dalla trasmissione degli sforzi nel caso di rinforzo realizzato con lamine, più difficoltosa, invece, è la misura locale delle deformazioni in caso di sistemi di rinforzo di tipo wet-lay up.

Di seguito sono richiamate alcune delle principali campagne sperimentali condotte.

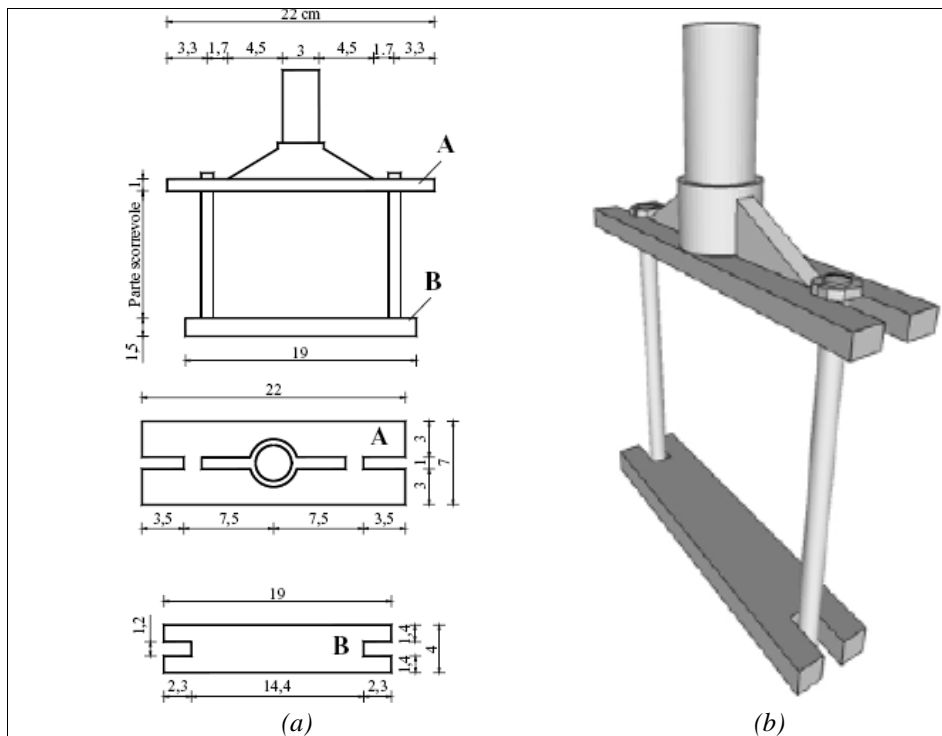


Fig. 3.14 – Telaio d'acciaio utilizzato per le prove di aderenza [3.14].
(a) dimensioni, (b) assometria prospettica

In [3.14] sono descritte prove sperimentali di delaminazione condotte su laterizi rinforzati con strisce di materiale composito in fibre unidirezionali di carbonio, vetro e materiali di origine naturale, allo scopo di determinarne modalità di rottura e il carico massimo sopportabile.

A tale scopo, è stato utilizzato un dispositivo in acciaio, costituito da profili tubolari e piastre assemblate come riportato in Fig. 3.14 da collegare a una macchina elettromeccanica universale a trazione-compressione.

I provini testati sono costituiti da due mezzi mattoni di laterizio pieni di dimensioni $12 \times 12,5 \times 5,5 \text{ cm}^3$ collegati tra loro con due strisce di FRP incollate simmetricamente sui lati degli stessi.

Le prove sono state condotte in controllo di spostamenti alla velocità di $0,3 \text{ mm/min}$ acquisendo, in digitale, la curva carico-spostamento. Su alcuni dei provini sono stati inoltre posizionati degli estensimetri elettrici per l'acquisizione delle deformazioni sia sui laterizi che sulle fibre.

Nella Fig. 3.15 sono riportati lo schema della prova e l'allestimento di una di esse.

Sono state utilizzate strisce in materiale composito di larghezza di 6 e 10 cm, rispettivamente per fibre sintetiche e naturali, considerando diverse lunghezze di incollaggio, infine, gli FRP sono stati messi in opera mediante resina epossidica dopo accurata preparazione del supporto.

Sulla partita di laterizi utilizzati sono state condotte delle prove di compressione uniassiale che hanno permesso di ricavare un valore caratteristico della resistenza a compressione di $39,70 \text{ MPa}$, mentre le proprietà meccaniche delle fibre di vetro e di carbonio, come fornite dalle ditte fornitrici, sono riportate nella successiva.

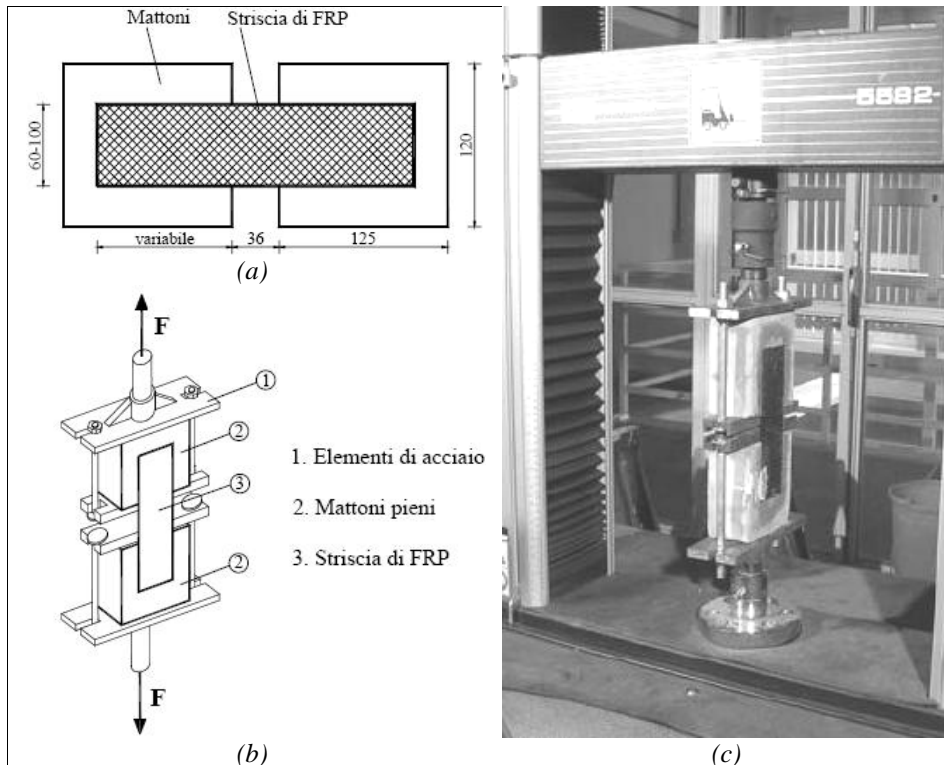


Fig. 3.15 – Prove di aderenza [3.14].

(a) schema di incollaggi dei rinforzi, (b) schema della prova; (c) allestimento di una delle prove

Come materiale composito di origine naturale si è realizzato appositamente un tessuto in fibre di ginestra dalla resistenza a trazione, valutata sperimentalmente, variabile tra 12 e 20 N.

Tab. 3.2 – Caratteristiche meccaniche dei compositi fibrorinforzati testati in [3.14]

	Modulo elastico [GPa]	Resistenza a trazione [MPa]
C-FRP	230	4510
G-FRP	71	2900

Fissando l'attenzione sulle prove relative a compositi in fibre di carbonio e vetro, il collasso per delaminazione ha avuto luogo nella quasi

totalità delle prove, solo nel caso delle fibre di vetro il collasso è avvenuto per rottura delle fibre, a causa, probabilmente, della differente lunghezza di incollaggio delle stesse, in Fig. 3.16 sono riportate le modalità di rottura dei provini rinforzati con fibre di carbonio e fibre di vetro.

Per ogni provino testato è stato condotto un accurato studio della superficie di rottura del substrato delaminato, si nota, dalla Fig. 3.17 una notevole profondità della frattura nella parte iniziale della zona di incollaggio, in cui si verifica una forte concentrazione delle tensioni.

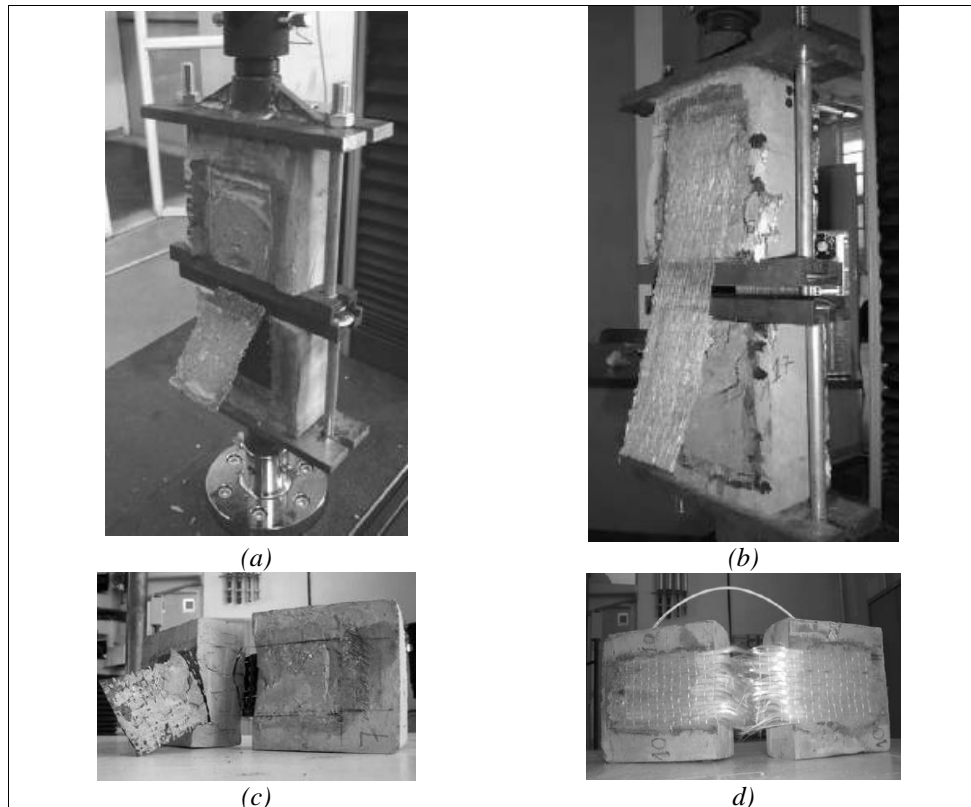


Fig. 3.16 – Modalità di rottura dei provini
(a) e (b) delaminazione dei provini rinforzati con CFRP, (c) e (d) provini rinforzati con GFRP [3.14]

Infine, le prove condotte su tessuto in fibre di ginestra, hanno evidenziato le interessanti proprietà di tale materiale, e sembrano suggerire un possibile utilizzo in quelle murature storiche dove non sono richieste prestazioni particolarmente elevate del sistema di rinforzo.

Tab. 3.3 – Risultati sperimentali dei provini rinforzati con CFRP e GFRP [3.14]

	Valore sperimentale medio del carico di rottura [N]	
	Lunghezza di incollaggio: 8 cm	Lunghezza di incollaggio: 10 cm
C-FRP	16583,32	19493,34
G-FRP	–	14666,84

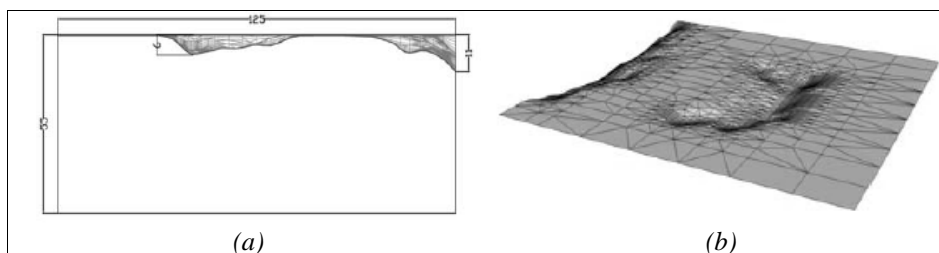


Fig. 3.17 – Studio della superficie delaminata
(a) sezione, (b) assonometria prospettica [3.14]

Nella sperimentazione presentata in [3.15] sono stati utilizzati, quali materiali di supporto, malta, mattoni di laterizio e provini in muratura, allo scopo di evidenziare eventuali discrepanze nel comportamento sperimentale passando dalla malta, ai mattoni, alla muratura e l'eventuale influenza dei giunti di malta sulla trasmissione delle tensioni di interfaccia. Nelle successive Fig. 3.18 e Fig. 3.19 sono riportati rispettivamente il setup di prova e le dimensioni geometriche delle tre tipologie di provini testati.

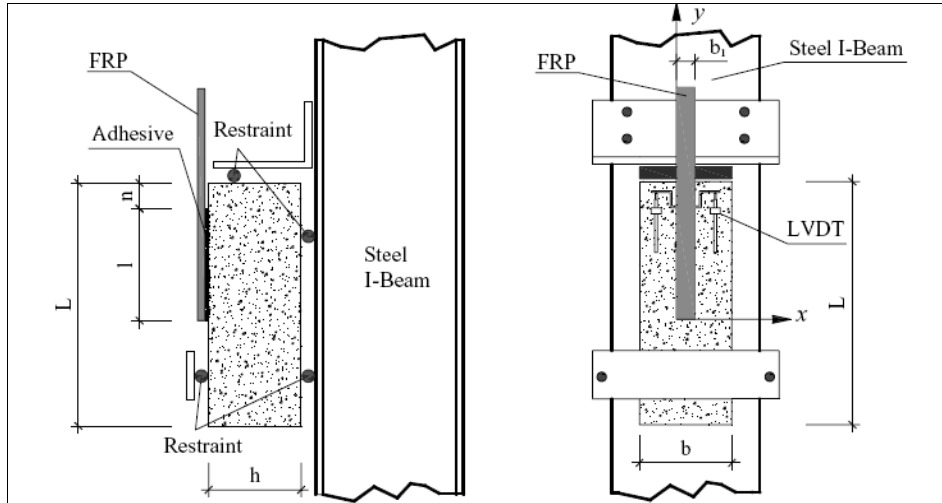


Fig. 3.18 – Dimensioni dei provini in laterizio e di malta e schema della prova [3.15]

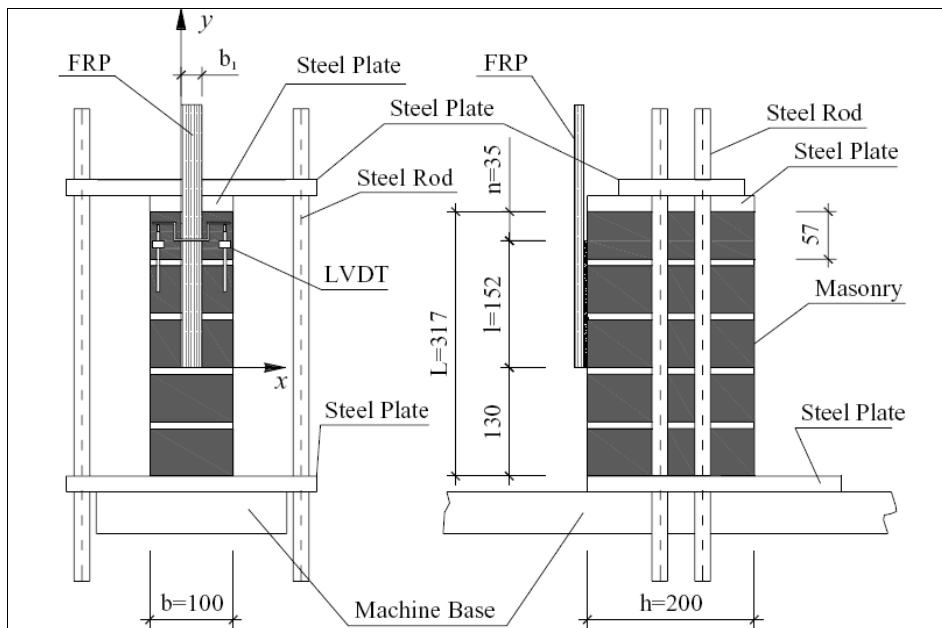


Fig. 3.19 – Dimensioni dei provini muratura e schema della prova [3.15]

Le prove sono state condotte in controllo di spostamento con incremento di 0,0027 mm/min fino a rottura. Gli spostamenti sono stati monitorati usando una coppia di LVDT fissati in prossimità del bordo caricato. Le deformazioni sulla superficie del composito e del supporto sono state determinate dal gradiente del campo di spostamenti con la tecnologia DIC (digital image correlation).

Le successive Fig. 3.21 e Fig. 3.20 riportano i diagrammi tensione scorrimento per tre dei provini testati, la tensione nominale nel composito è stata valutata con la relazione seguente:

$$\sigma^* = \frac{P}{b_f t_f} \quad (3.65)$$

in cui b_f e t_f sono, rispettivamente, larghezza e spessore del tessuto utilizzato al secco.

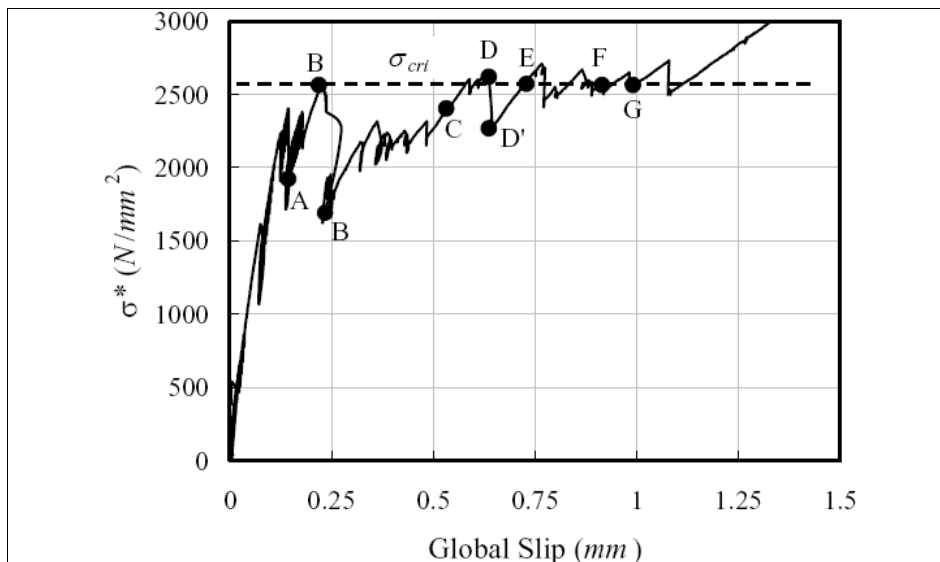


Fig. 3.20 – Diagrammi tensioni-scorrimenti provino in muratura [3.15]

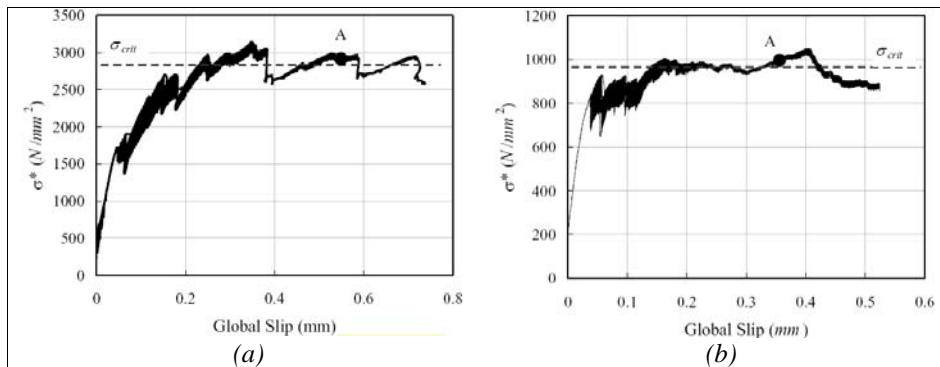


Fig. 3.21 – Diagrammi tensioni-scorrimenti
(a) provino di laterizio; (b) provino di malta [3.15]

La tensione ultima alla perdita di aderenza, come si evince dai diagrammi, è stata di 2850 e 970 MPa rispettivamente per il laterizio e per la malta, mentre per la muratura è di 2600 MPa, valore molto vicino a quello ottenuto nel caso di solo laterizio, suggerendo l'idea che il meccanismo di perdita di aderenza sia governato prevalentemente dalle proprietà del mattone piuttosto che dall'abbinamento malta e mattoni.

In [3.16] sono stati testati provini in laterizio e calcestruzzo per investigare sul comportamento sperimentale di fogli in A-FRP su diverse tipologie di supporto, le caratteristiche del composito sono riportate nella successiva Tab. 3.4.

Tab. 3.4 – Caratteristiche meccaniche del composito [3.16]

Resistenza a rottura [MPa]	1880
Modulo di Young [GPa]	121
Deformazione a rottura [%]	1,63
Spessore nominale [mm]	0,28

Il rinforzo è stato messo in opera secondo le indicazioni del produttore, che ha fornito primer, putty e saturante dalle caratteristiche meccaniche indicate nella successiva Tab. 3.5.

Tab. 3.5 – Caratteristiche di primer, putty e saturante utilizzati [3.16]

Materiale	Resistenza a trazione [MPa]	Modulo di Young a trazione [MPa]	Deformazione a rottura [%]	Resistenza a compressione [MPa]	Modulo di Young a compressione [MPa]
Primer	12.41	723.9	3	24,13	655
Putty	12.41	1792	1.5	24,13	1068
Saturante	54.46	3033	2.5	86,18	2620

Per valutare sperimentalmente la lunghezza di ancoraggio effettiva e l'influenza di eventuali effetti di bordo, sono state utilizzate diverse geometrie, variando la lunghezza della zona incollata e la larghezza del tessuto di rinforzo, nella successiva Tab. 3.6 sono riportate sinteticamente le caratteristiche dei provini testati, come si nota, sono stati testati, a titolo di confronto, anche provini in calcestruzzo.

Tab. 3.6 – Caratteristiche dei provini testati [3.16]

Provino	Larghezza FRP [mm]	Lunghezza di ancoraggio [mm]	Lunghezza non ancorata [mm]	Supporto	
CA3-4	76,2	101,6	101,6	Calcestruzzo	
CA3-8		203,2			
CA3-12		304,8			
CA6-4	152,4	101,6			
CA6-8		203,2			
CA6-12		304,8			
BA3-4	76,2	101,6		101,6	Laterizio
BA3-8		203,2			
BA3-12		304,8			
BA6-4	152,4	101,6			
BA6-8		203,2			
BA6-12		304,8			

Infine, per monitorare l'andamento delle deformazioni nel corso della prova, sono stati montati degli estensimetri sul composito, seguendo lo schema riportato nella Fig. 3.22.

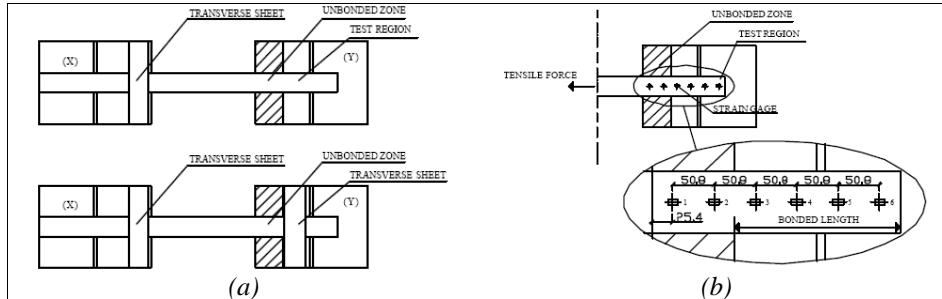


Fig. 3.22 – Geometria dei provini testati e (b) disposizione degli estensimetri [3.16]

La prova è stata condotta utilizzando il dispositivo in Fig. 3.23 che consiste in una piastra d'acciaio di $1500 \times 610 \text{ mm}^2$ di spessore 3 mm e cinque angolari bullonati alla piastra per agevolare il posizionamento dei blocchi da testare, il carico è stato applicato con una pompa idraulica da 120 kN.

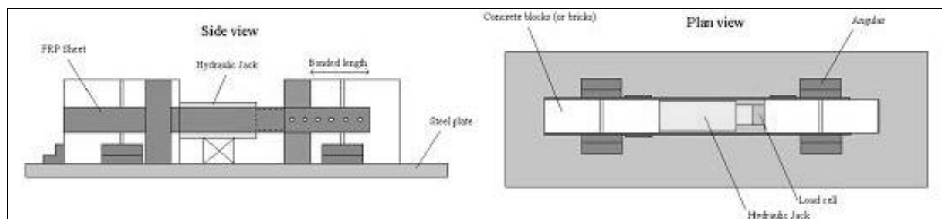


Fig. 3.23 – Schema della prova [3.16]

I risultati sperimentali delle prove condotte sono riportati nella successiva Tab. 3.7 specificando il carico ultimo, la modalità di rottura e, dove è stato possibile, il valore della tensione tangenziale media mobilizzata e dell'energia di frattura.

Tab. 3.7 – Risultati sperimentali delle prove di aderenza [3.16]

Provino	Carico ultimo [kN]	Tipo di rottura*	τ_m [MPa]	G_f [N/mm]
CA3-4	23,7	D	7,28	1,50
CA3-8	26,5	D	4,67	1,49
CA3-12	24,6	R+D	4,91	1,76
CA6-4	37,5	D	8,36	1,25
CA6-8	48,2	D	6,95	1,48
CA6-12	48,9	D	7,10	1,64
BA3-4	29,0	D	–	–
BA3-8	27,9	D	–	–
BA3-12	24,0	R+D	–	–
BA6-4	46,4	D	–	–
BA6-8	31,3	D	–	–
BA6-12	46,6	D	–	–

* D = delaminazione; R = rottura delle fibre

Come si nota, si sono riscontrate due diverse modalità di rottura. Nei provini CA3-12 e BA3-12 la crisi è avvenuta per la delaminazione delle fibre dal lato testato seguita dalla rottura delle fibre dal lato opposto (probabilmente per l'eccentricità dell'applicazione del carico dovuta al progredire della delaminazione), negli altri il collasso è avvenuto soltanto per delaminazione. Per l'inevitabile presenza di imperfezioni geometriche la forza di trazione non è perfettamente centrata, ragion per cui si innescano delle tensioni addizionali (perpendicolari al piano del tessuto di composito) che possono portare ad un peeling dal supporto.

Nella Fig. 3.24 sono riportati due provini al termine della prova, il coinvolgimento, nella delaminazione, di uno strato del supporto indica una buona collaborazione con le fibre di rinforzo.

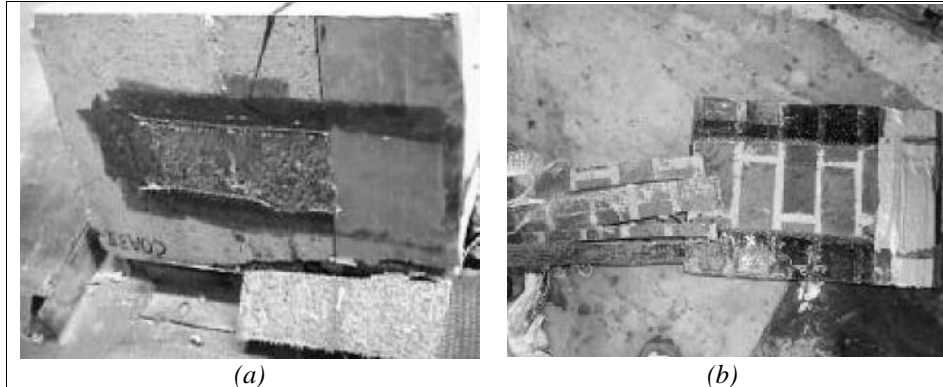


Fig. 3.24 – Modalità di rottura di due provini [3.16]
(a) CA3-8; (b) BA6-12

Sebbene tale sperimentazione non abbia fornito dati a sufficienza per la calibrazione di una formula predittiva, ha permesso di validare sperimentalmente quanto riportato in lavori quali la tesi in [3.17]

In [3.20] è presentata una campagna sperimentale mirata a valutare sperimentalmente la forza di aderenza in caso di supporto in muratura di pietra antica, nella successiva Fig. 3.25 sono riportate lo schema di prova adottato e la disposizione degli estensimetri sulle facce dei provini.

I provini sono stati preparati incollando strisce di FRP di larghezza di 20 mm, la lunghezza di ancoraggio è per tutti di 250 mm. Nella Tab. 3.9 sono riportate le caratteristiche dei sistemi di rinforzo, mentre in Tab. 3.8 sono riportate le caratteristiche dei provini.

Alcuni dei mattoni estratti dalle murature sono stati sottoposti a prova di compressione, sia in direzione. La resistenza a compressione media è stata di 7,25 MPa in direzione dei letti di malta e di 4 MPa in direzione perpendicolare ai corsi. La resistenza a trazione per flessione è stata variabile tra 0,41 e 0,85 MPa.

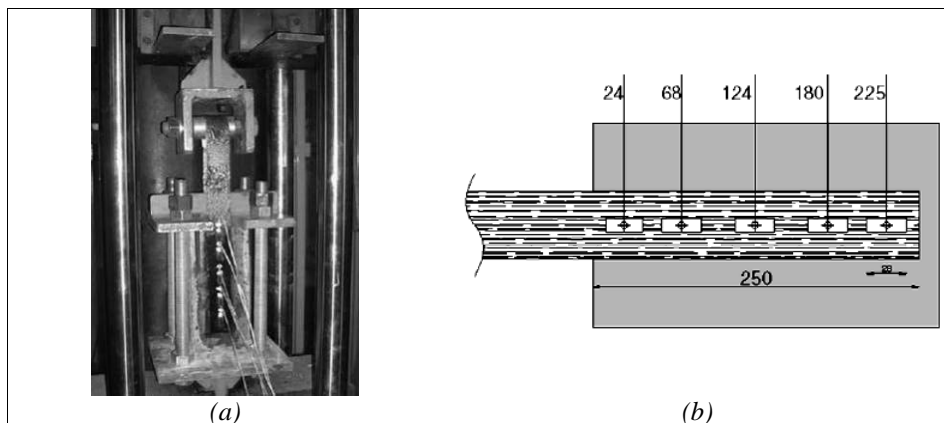
I risultati sperimentali, riportati nelle ultime due colonne di Tab. 3.8 hanno evidenziato che la delaminazione del composito in numerosi provini è accompagnata, in qualche caso, dalla rottura del mattone in

prossimità del bordo, nella successiva Fig. 3.26 sono illustrate le modalità di rottura di un provino rinforzato con fibre di vetro ed un provino rinforzato con fibre di carbonio

Tab. 3.8 – Caratteristiche, geometria e risultati sperimentali dei provini testati [3.20]

Tipo di rinforzo	Codice provino	t_f [mm]	B_f [mm]	L_f [mm]	F_{max} [kN]	Modalità di rottura
GFRP	G1	0,120	50	250	12,50	BR/FD/FR
	G2				9,00	FD
	G3				10,00	FD
CFRP	C1	0,170			26,00	BR/FD
	C2				17,00	BR
	C3				17,00	BR

FR = rottura nella fibra, BR = rottura del mattone, FD = delaminazione.



(a)

(b)

Fig. 3.25 – Prove di aderenza [3.20]

(a)allestimento di una prova; (b) geometria degli estensimetri.

Tab. 3.9 – Caratteristiche dei sistemi di rinforzo[3.20]

Materiale	G-FRP	C-FRP
Resistenza a trazione f_f [MPa]	2000	3500
Modulo di Young E_f [MPa]	73000	240000
Deformazione ultima ε_f [%]	2,2	1,45
Spessore t_f [mm]	0,120	0,170

La crisi sembra fortemente influenzata dalla resistenza a compressione, porosità, composizione della pietra e modalità di esecuzione della muratura.

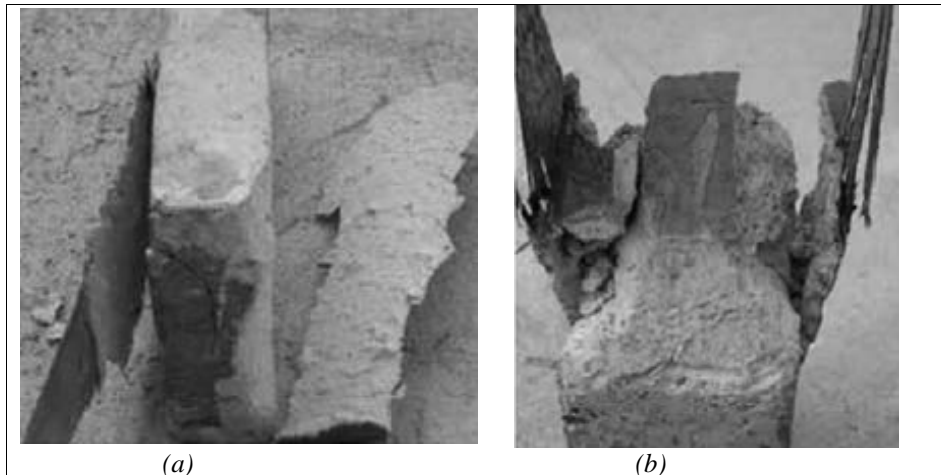


Fig. 3.26 – Modalità di rottura dei provini [3.20]
(a) provino G3; (b) provino C1

L'esame dei valori forniti dagli estensimetri nel corso delle prove, sembra, inoltre, evidenziare che gli scorrimenti mobilitati all'interfaccia siano notevolmente più elevati dei corrispettivi valori relativi al calcestruzzo rinforzato con FRP.

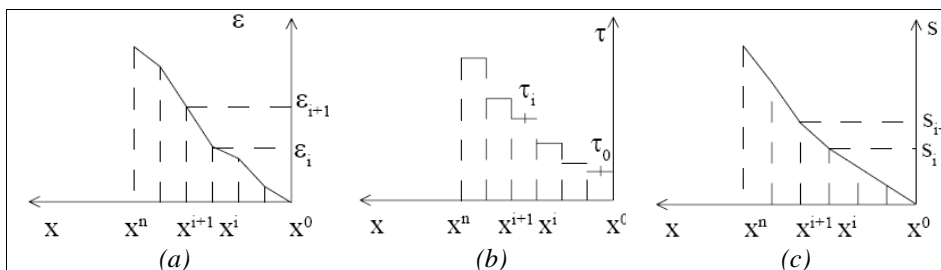


Fig. 3.27 – Misura di deformazioni, tensioni e scorrimenti [3.21]
(a) deformazioni, (b) tensioni tangenziali medie; (c) scorrimenti

In particolare, nella successiva Fig. 3.28 è riportato il legame tensione tangenziale-scorrimento ottenuto trattando i dati sperimentali forniti dagli estensimetri (Fig. 3.27) nel corso della prova usando la relazione :

$$\tau_{i+1/2} = \frac{E_f t_f (\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i)}{(x_{i+1} - x_i)} \quad (3.66)$$

per la tensione tangenziale di aderenza media tra due successivi estensimetri, la relazione:

$$\delta(x) = \delta(x_{i+1}) + \varepsilon_i (x_{i+1} - x) + \frac{1}{2} \left(\frac{\varepsilon_i - \varepsilon_{i+1}}{x_{i+1} - x} \right) \cdot (x_{i+1} - x)^2 \quad (3.67)$$

per lo scorrimento alla generica ascissa x , ed, infine, la relazione:

$$\delta_{i+1/2} = \frac{\delta(x_{i+1}) + \delta(x_i)}{2} \quad (3.68)$$

per lo scorrimento medio tra due successivi estensimetri.

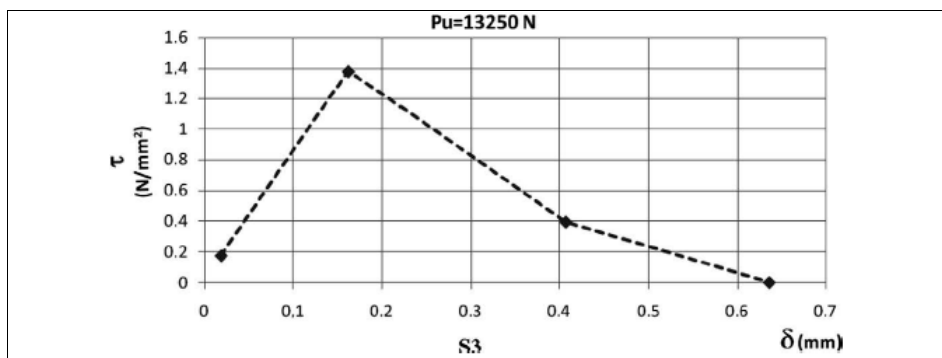


Fig. 3.28 – Legame τ - s sperimentale per il provino S3. [3.20]

Infine, è stata valutata l'energia di frattura del legame di interfaccia, che è risultata variabile tra 0,21 e 0,52 N/mm.

Relativamente ai sistemi CFRCM, in diversi lavori ([3.7], [3.23], [3.24] e [3.59]) è stato evidenziato che in tali rinforzi sembra particolarmente critica la coesione tra rinforzo e matrice cementizia.

In [3.23] è stato utilizzato il sistema di prova riportato in *Fig. 3.29*, in tutte le prove condotte, in controllo di spostamenti, si è registrato, al crescere dello spostamento relativo tra le due metà del provino, un progressivo incremento degli scorrimenti delle fibre rispetto alla circostante matrice cementizia, rimasta aderente al supporto fino alla rottura del provino, inoltre il carico massimo trasferibile con tale modalità di crisi sembra indipendente dalla lunghezza di ancoraggio (almeno per lunghezze comprese tra 110 e 350 mm).

In [3.24] tale tipologia di rinforzo è stata testata sia su mattoni singoli che su campioni di muratura seguendo gli schemi riportati in *Fig. 3.31*, anche in questo caso la crisi è stata per decoesione tra rinforzo e matrice, com'è riscontrabile in *Fig. 3.32* dove sono confrontate le crisi dei provini nelle due sperimentazioni esposte.

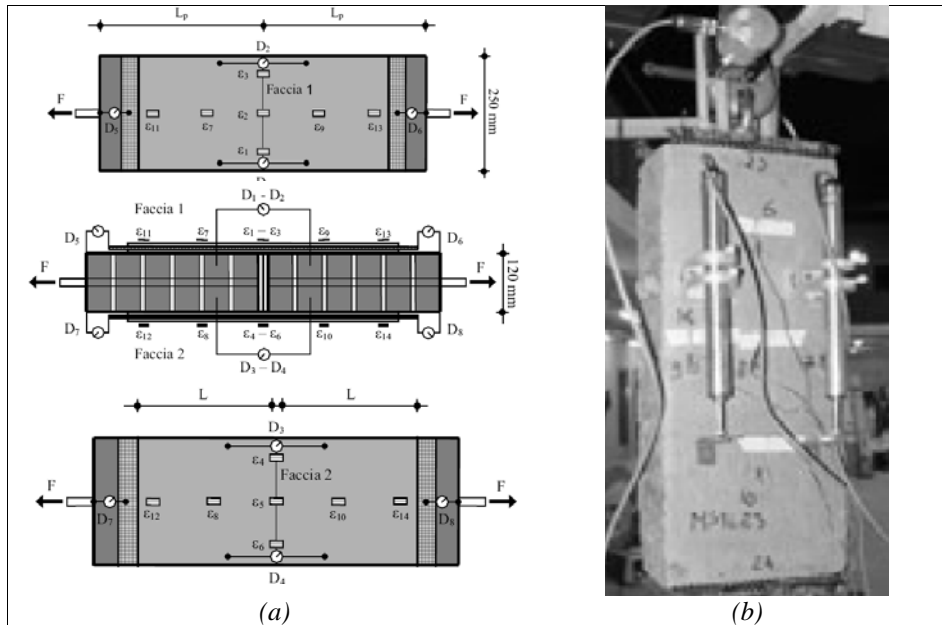


Fig. 3.29 – Prove di aderenza con rinforzo in CFRCM [3.23]
 (a) schema della prova; (b) allestimento di una delle prove

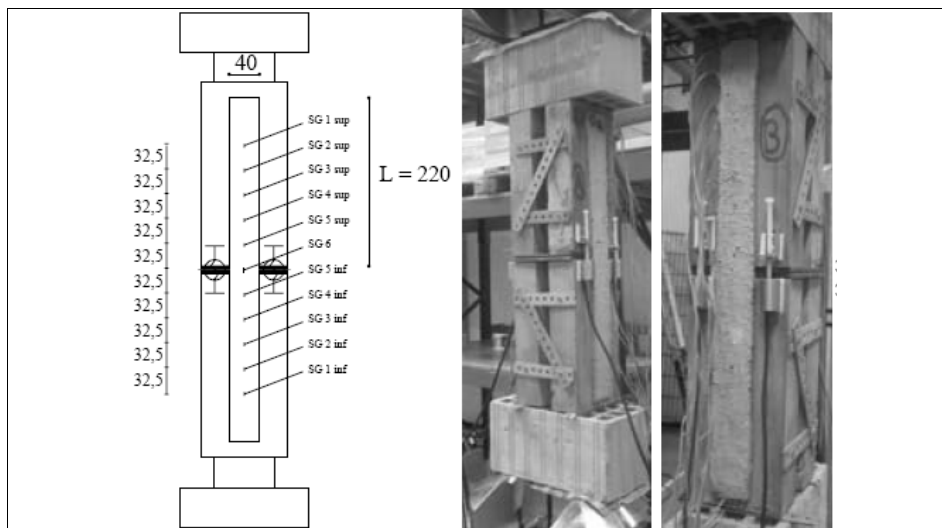


Fig. 3.30 – Prove di aderenza con rinforzo in CFRCM: prova su mattone singolo [3.24]

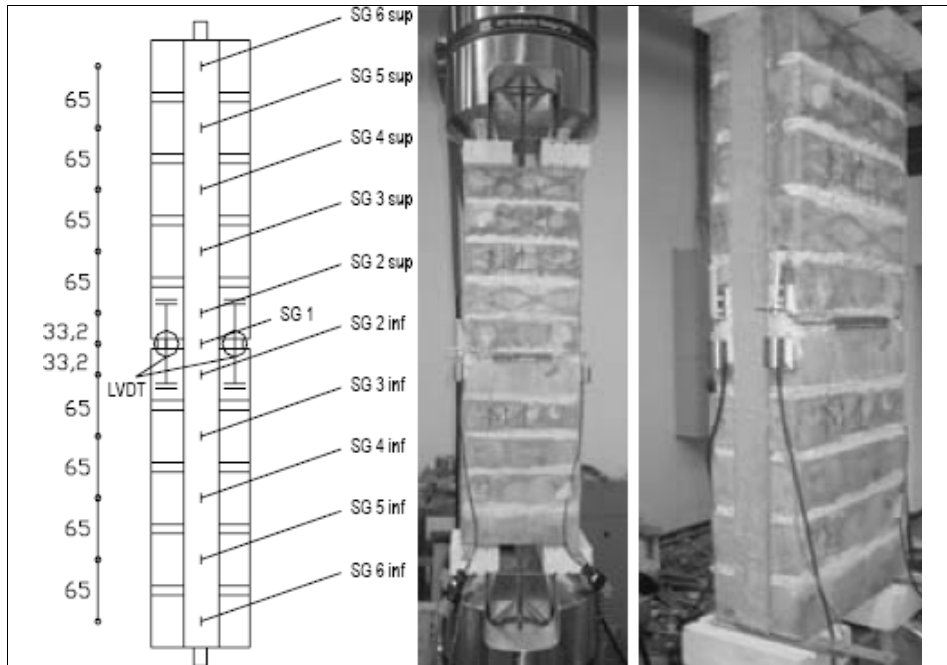


Fig. 3.31 – Prove di aderenza con rinforzo in CFRCM: prova su muratura [3.24]

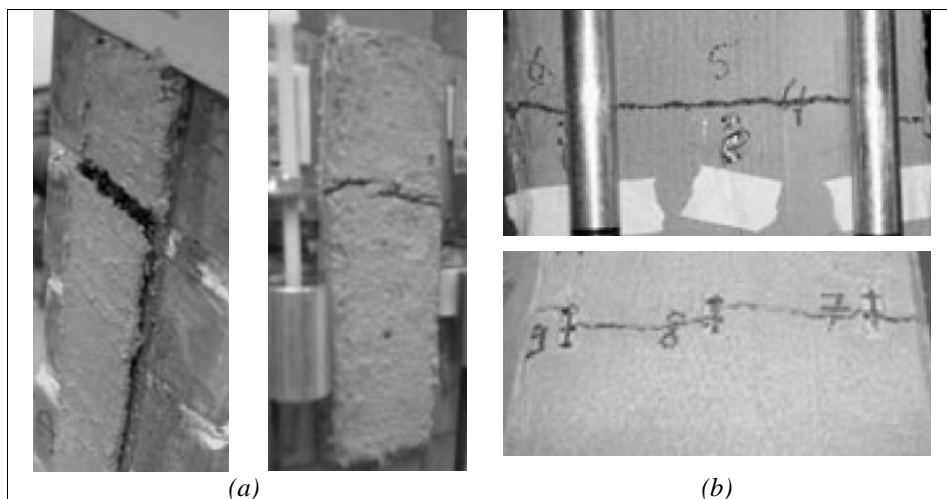


Fig. 3.32 – Modalità di crisi di provini con rinforzo in CFRCM
(a) prove condotte in [3.23]; (b) prova condotte in [3.24]

Con riferimento all'influenza sulla resistenza al limite di aderenza di condizioni ambientali estreme, è interessante il lavoro riportato in [3.18], nel quale sono esposti i risultati di una campagna sperimentale di prove di aderenza tra tufo giallo e compositi a base di fibre di carbonio testati dopo cicli di gelo-disgelo ed esposizione a raggi UV, Fig. 3.33.

Tab. 3.10 – Caratteristiche meccaniche del sistema di rinforzo: putty [3.16]

Densità	1,777kg/l (A+(B))
Modulo di Young in trazione	12800 MPa
Tensione massima di aderenza	>4 MPa
Resistenza a taglio	>15 MPa
Coefficiente di espansione termica	9 E-5/°C (da -10°C a +40°C)

Nelle Tab. 3.10 e Tab. 3.11 sono riportate le caratteristiche del sistema di rinforzo utilizzato.

Tab. 3.11 – Caratteristiche meccaniche del sistema di rinforzo: C-FRP [3.16]

Spessore	1,5 mm
Larghezza	65 mm
Frazione in volume di fibre	35 %
Area nominale di fibre	34,15 mm ²
Resistenza a trazione	4500 MPa
Modulo di Young	234000 MPa
Allungamento ultimo	1,9 %

Ogni provino è stato realizzato con una coppia di blocchi di dimensioni di circa 120x120x240 mm³ incollati ad una coppia di fogli di CFRP, anche in questo caso, un dispositivo di contrasto in acciaio permette il montaggio del provino nella macchina di trazione.

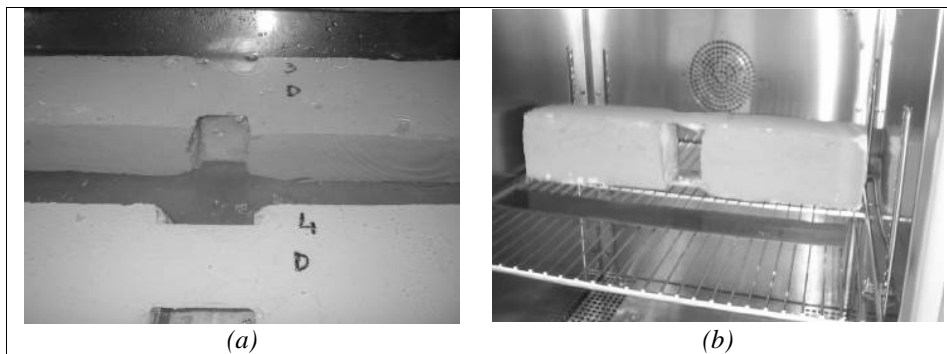
Dato che il coefficiente di dilatazione termica del laminato in C-FRP è inferiore a quello del supporto, è ragionevole pensare che, per effetto di drastici cambi di temperatura, possa essere compromessa l'aderenza tra il rinforzo e la muratura.

Alcuni provini sono stati testati senza subire condizionamenti ambientali, per altri sono stati condotti cicli di gelo-disgelo e irraggiamento con luce UV.

I cicli di gelo-disgelo sono stati da 30 a -18°C in un arco di 4 ore, fino a una durata totale di esposizione da 200 a 420 ore Fig. 3.33–a. Per i provini sottoposti a raggi UV è stato seguito il protocollo riportato nella successiva Tab. 3.12.

Tab. 3.12 – Modalità di irraggiamento con raggi UV [3.16]

Descrizione del trattamento	Temperatura	Irraggiamento
18 h, alternando 102 min di sola luce a 18 min di luce sotto spruzzi d'acqua	63°C	$0,35 \text{ W/m}^2$ a 340 nm $41,5 \text{ W/m}^2$ da 300 a 300 nm
6 h al buio con 95 % RH all'asciutto	38°C	



*Fig. 3.33 – Condizionamento ambientale
(a) ciclo di gelo-disgelo; (b) raggi UV [3.18]*

Dopo il condizionamento ambientale, i provini sono stati testati fino a rottura con prove monotone, con il setup riportato in Fig. 3.34 ottenendo i risultati riportati nella successiva Tab. 3.13.

Dal confronto dei risultati tra provini condizionati e provini di controllo, è evidente un decremento del carico ultimo particolarmente rilevante nel caso di provini trattati con luce UV.

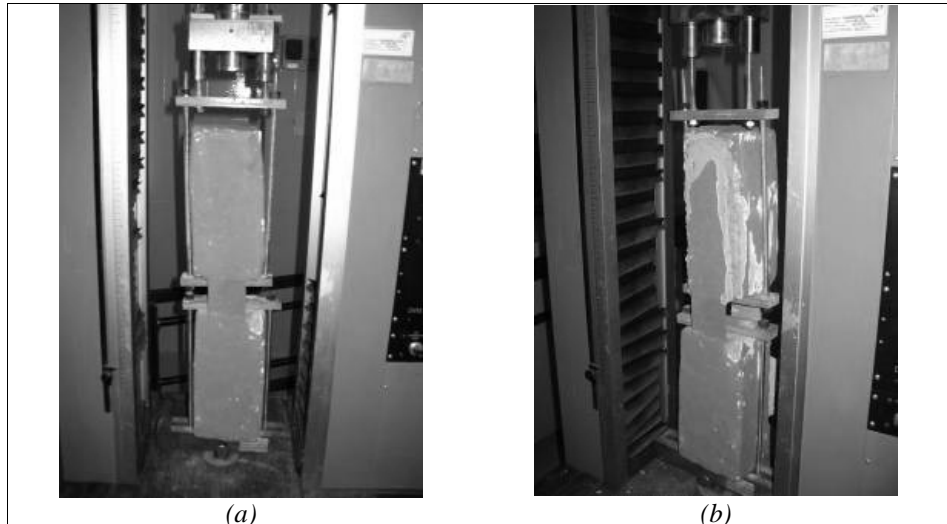


Fig. 3.34 – Prove di aderenza
 (a) allestimento del test; (b) un provino al termine della prova [3.18]

Tab. 3.13 – Risultati sperimentali [3.16]

Test	Trattamento	Cicli	τ_{av} [MPa]	Modalità di rottura
1	Nessuno	–	0,43	Rottura tufo
2	Cicli gelo-disgelo	50	0,39	Crisi d'interfaccia
3	Raggi UV		0,24	Crisi d'interfaccia

Infine, è importante sottolineare che, mentre per i provini non condizionati la crisi è avvenuta sempre nel supporto in tufo, negli altri la rottura è avvenuta all'interfaccia con il rinforzo. La campagna sperimentale prevede ulteriori prove che sono tutt'ora in corso ed ha evidenziato il problema della durabilità per materiali “strutturalmente” molto giovani come i compositi fibrorinforzati, in tal senso andrebbero condotti ulteriori studi e sperimentazioni

Circa la modellazione numerica dell'aderenza tra muratura e rinforzi in FRP in [3.54] è stato elaborato un modello agli elementi finiti in ABAQUS per studiare la delaminazione tra FRP e un supporto in muratura di mattoni di laterizio. In tale approccio sono stati modellati in

maniera indipendente malta e mattoni, utilizzando diversi modelli di danno ed assumendo l'ipotesi, ragionevolmente valida, di perfetta aderenza tra FRP e supporto. Le differenze dovute a diverse modalità di prova sono state portate in conto analizzando i due schemi riportati in Fig. 3.35. L'utilizzo della configurazione (b), in particolare, sembra portare a valori della massima forza di aderenza più elevati, probabilmente perché la muratura è sottoposta ad uno stato tensionale prevalentemente di compressione in prossimità dell'estremità caricata.

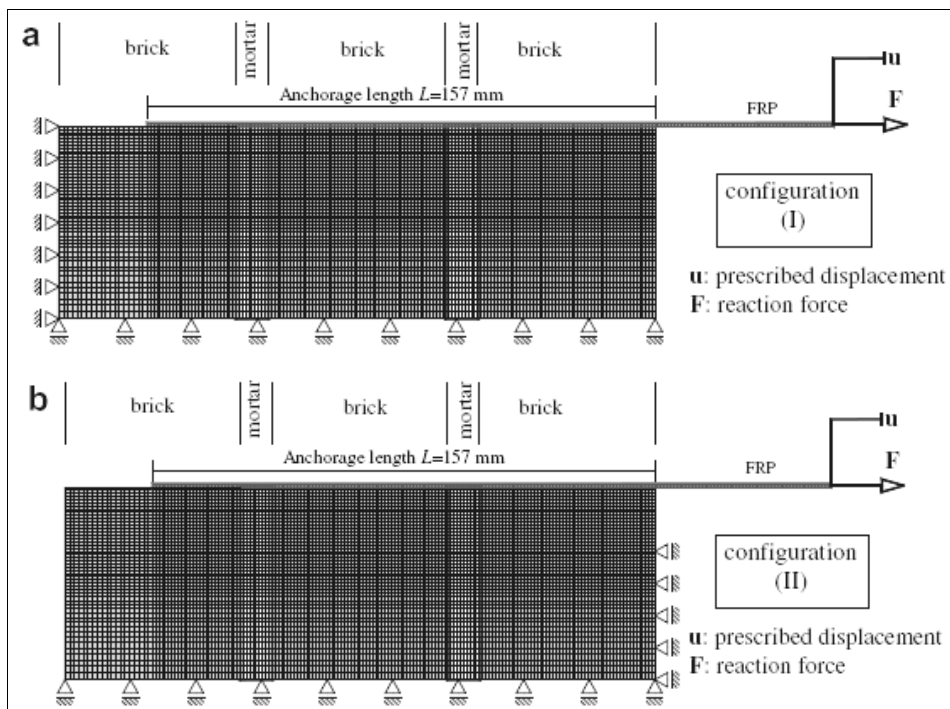


Fig. 3.35 – Tipologie di prove di aderenza modellate in [3.54]

E' stato evidenziato ancora, che i corsi di malta incidono in maniera molto limitata sulla trasmissione di sollecitazione tra muratura e rinforzo.

Vengono, infine, confrontati i risultati ottenuti dall'analisi numerica con quanto suggerito dal documento tecnico [3.117] che sembra fornire risultati eccessivamente a vantaggio di sicurezza.

3.3.3 Modelli di aderenza per la muratura

Molto pochi sono i modelli di aderenza per la muratura ricavati in maniera diretta dai dati sperimentali, anche per il fatto che, come visto, modalità di prova diverse conducono a risultati sperimentali diversi tra loro, in maniere ancor più marcata ed, apparentemente, imprevedibile rispetto al caso di supporto in calcestruzzo. In [3.20] è stata proposta una formula pratica, dedotta per via empirica, per la valutazione speditiva della massima forza affidabile al rinforzo prima della perdita di aderenza su un supporto in pietra naturale, dalla struttura seguente:

$$P_{\max} = \beta \cdot b_f L_f \cdot k \cdot f_b \quad (3.69)$$

in cui f_b è la resistenza a compressione della muratura, k è il rapporto tra resistenza a trazione ed a compressione (variabile, in genere, tra 0.1 e 0.3) mentre β è un coefficiente di sicurezza (risultato minore di 0.5). Una formula simile alla precedente, anch'essa di derivazione empirica e calibrata su un certo numero di dati sperimentali, è presentata in [3.12] :

$$F_{\max} = \alpha \cdot t_f \cdot b_f \cdot f_f \quad (3.70)$$

valida per supporto in laterizio e con α variabile tra 0,35 e 0,5; è il caso di rilevare che in quest'ultima relazione non compaiono le caratteristiche meccaniche del supporto.

In [3.22], infine, viene proposta una formula per la valutazione della lunghezza efficace di ancoraggio nel caso di supporto in muratura di laterizio:

$$L_{\text{eff}} = \sqrt{\frac{E_f}{E_m}} \cdot b. \quad (3.71)$$

3.4 Il confinamento di elementi compressi

Il confinamento delle colonne in calcestruzzo armato ne incrementa notevolmente le prestazioni in sia in termini di resistenza a compressione che a flessione ed a taglio ed anche in termini di maggiore duttilità ([3.63], [3.64], [3.65], [3.67], [3.69], [3.70], [3.72] e [3.80]).

Il confinamento esterno delle colonne si effettua, come visto qualitativamente nel secondo capitolo, prevalentemente mediante incamicciature in acciaio o calcestruzzo armato oppure compositi FRP.

Con riferimento a quest'ultima tipologia di materiali, mentre è molto vasta la letteratura tecnico scientifica reperibile riguardo il calcestruzzo confinato, passando ad elementi murari le sperimentazioni e le ricerche sono ancora poche, si è visto però che, entro certi limiti e nel rispetto delle peculiarità del “materiale” muratura, possono essere opportunamente adattati e calibrati i risultati ottenuti per il calcestruzzo.

In una colonna confinata con compositi FRP, l'interazione tra i due materiali (rinforzo esterno e nucleo confinato) permette l'incremento della resistenza a compressione e della duttilità dell'elemento. Nelle colonne a sezione circolare, l'efficacia del confinamento con FRP è ottimale, in quanto, come si vedrà meglio in seguito, il rinforzo esterno riesce ad esercitare l'azione di confinamento sull'intera sezione.

Nei paragrafi successivi si partirà, appunto, dai principali concetti teorici e risultati raggiunti con riferimento al calcestruzzo confinato per proseguire vedendo come e a che condizioni possono essere estese tali risultati anche al caso della muratura.

3.4.1 Interpretazione meccanica e teorica del confinamento

Il calcestruzzo è un materiale eterogeneo formato da inerti immersi nella matrice cementizia. In regime di compressione monoassiale, superata la fase elastica, nel materiale si formano tipiche lesioni verticali [3.76], dovute allo scorrimento plastico degli inerti all'interno della matrice, Fig. 3.38.

Quando il calcestruzzo è caricato assialmente, infatti, gli inerti tendono a scorrere lateralmente rispetto alla direzione del carico. Tale fenomeno comporta l'instaurarsi di elevate tensioni all'interno della matrice cementizia e le conseguenti tipiche lesioni parallele all'asse dei carichi. Il combinarsi di questi due meccanismi comporta l'innescarsi di fratture parallele all'asse del carico nel nucleo di calcestruzzo con un conseguente, apparente, progressivo incremento del coefficiente di Poisson.

Fatta questa premessa, confrontando il comportamento sperimentale di provini in calcestruzzo non confinato e confinato con staffe metalliche, si nota che quest'ultimo presenta, oltre che una maggiore resistenza di picco f'_{cc} , come rappresentata qualitativamente in Fig. 3.36 anche un ramo softening molto più pronunciato ed un incremento notevole della deformazione a rottura.

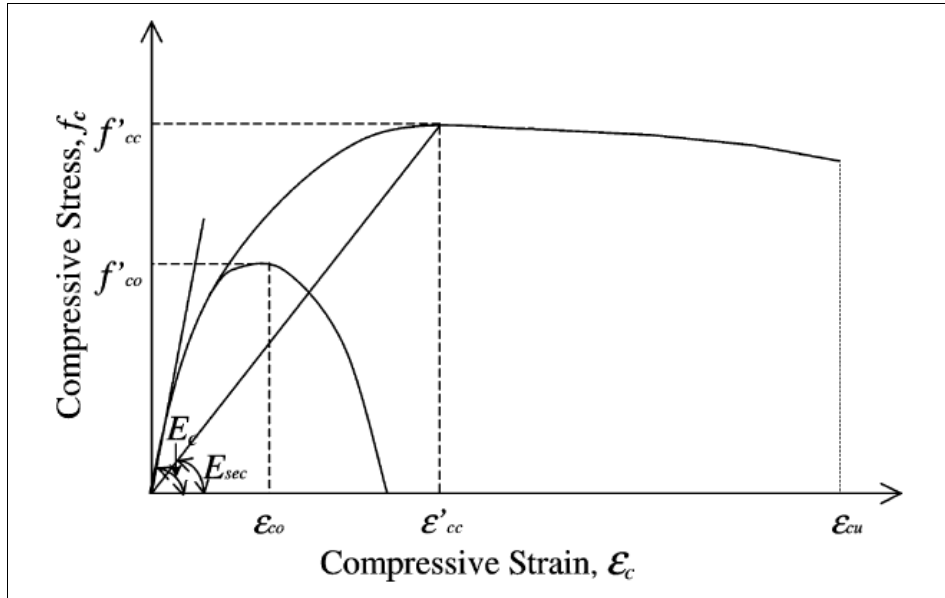


Fig. 3.36 – Legame tensioni-deformazioni per calcestruzzo non confinato e confinato con staffe metalliche [3.108]

Il comportamento a compressione di una colonna in calcestruzzo confinato con compositi fibrorinforzati, tenendo conto di quanto appena esposto, può essere distinto in tre fasi. Nella prima, il basso modulo di Poisson del calcestruzzo (inferiore a 0,2) comporta che la legge tensioni-deformazioni è sostanzialmente identica a quella di una colonna non confinata fino al raggiungimento del valore σ_0 (vedere Fig. 3.37) resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato.

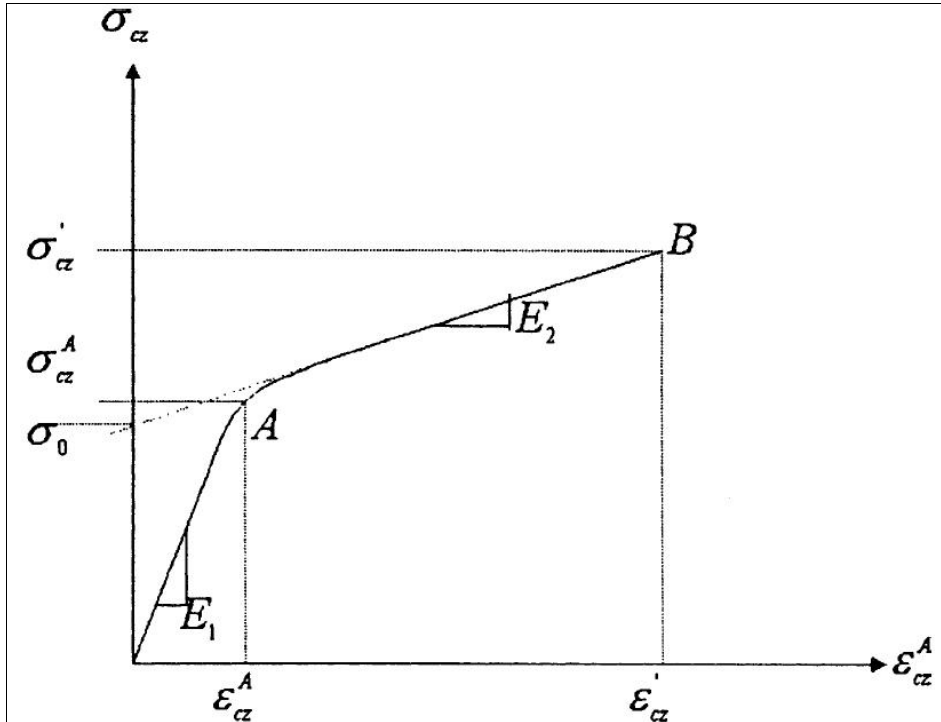


Fig. 3.37 – Un tipico diagramma tensioni-deformazioni per una colonna in calcestruzzo confinata con fibre di vetro [3.107]

Quando la tensione supera σ_0 la deformazione cresce molto più rapidamente con la tensione, quindi la curva tensioni-deformazioni presenta un gomito, comportandosi in maniera sostanzialmente simile a quello del calcestruzzo confinato con staffe metalliche.

In questa fase inizia la plasticizzazione del calcestruzzo, ed entrano in gioco i due fenomeni accennati sopra.

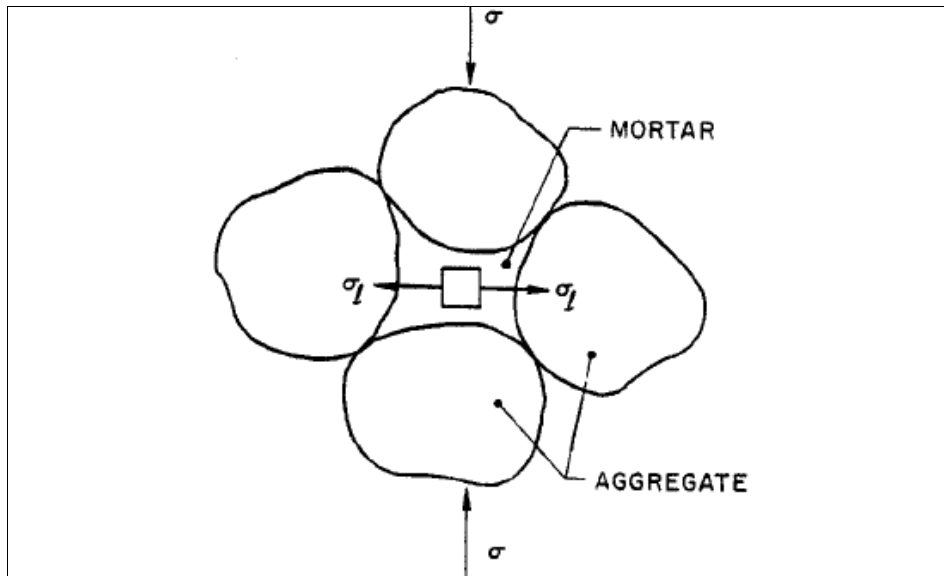


Fig. 3.38 – Interpretazione micromeccanica della crisi per schiacciamento sotto tensioni verticali [3.61].

Entra quindi gradualmente in gioco il sistema di fasciatura laterale, che, comprimendo lateralmente il nucleo cerchiato, evita la crisi dell'elemento, il legame costitutivo evolve così verso la terza fase governato fondamentalmente dalle caratteristiche e dall'efficacia del rinforzo.

La curva tensioni-deformazioni diventa approssimativamente lineare fino al collasso, in questa fase il comportamento è diverso da quello esibito da elementi confinati con acciaio, in quanto un composito non avendo una tensione di snervamento definita, è in grado di esercitare una pressione laterale crescente fino a rottura.

A tali livelli di tensione e deformazione il calcestruzzo si sgretola progressivamente fino a non essere più in grado di sopportare ulteriori incrementi di carico, che vengono trasmessi interamente al sistema di rinforzo attraverso le pressioni laterali, la crisi avviene solitamente in maniera repentina, quasi esplosiva, per la crisi del composito sotto la

spinta laterale del nucleo di calcestruzzo, ormai completamente disgregato.

3.4.2 Comportamento sperimentale di elementi cilindrici confinati con FRP

L'azione di confinamento esercitata dal fibrocomposito su un generico nucleo strutturale, murario o in calcestruzzo armato, è di tipo passivo, ossia, come appena descritto, è indotta dall'espansione laterale dell'elemento sotto carico assiale. Al crescere dello sforzo assiale, cresce la corrispondente deformazione laterale e nel sistema di confinamento nasce uno sforzo di trazione equilibrato da una pressione che, nel caso molto semplice di elementi circolari, è uniforme e radiale.

Assumendo la congruenza di deformazioni tra la fasciatura di rinforzo e la superficie laterale dell'elemento (vedere Fig. 3.39), la deformazione laterale ε_l della colonna confinata è uguale alla deformazione ε_f del composito fibrorinforzato. La pressione laterale p agente sul nucleo per effetto del confinamento si può ricavare da considerazioni di equilibrio.

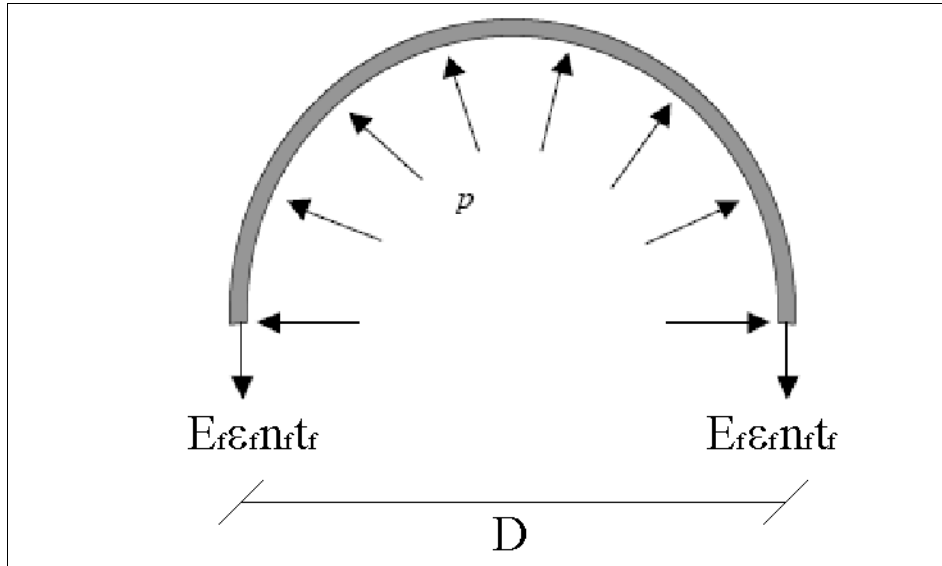


Fig. 3.39 – Equilibrio di un elemenino di colonna confinata con FRP

$$p = E_1 \cdot \epsilon_f \quad (3.72)$$

in cui:

$$E_1 = \frac{2 \cdot E_f n_f t_f}{D} \quad (3.73)$$

La grandezza introdotta nella relazione (3.73) chiamata “fattore di confinamento”, fornisce una misura della rigidità laterale del sistema di rinforzo. Il massimo valore della pressione di confinamento che la fasciatura di composito può esercitare si attinge (o meglio, come si vedrà in seguito, si attingerebbe) quando la deformazione nell’FRP raggiunge la deformazione ultima e la conseguente rottura nelle fibre comporta la crisi per rottura fragile dell’elemento rinforzato:

$$p_u = \frac{2f_{fu}n_f t_f}{D} = \frac{2E_f \varepsilon_{fu} n_f t_f}{D} . \quad (3.74)$$

La differenza fondamentale tra il confinamento con FRP ed il confinamento con acciaio, come accennato, è che la pressione di confinamento cresce sempre al crescere delle deformazioni nella fasciatura di rinforzo, senza la presenza di un ramo marcatamente plastico come nell'acciaio.

Altra differenza di comportamento deriva dalle differenze tra i valori dei moduli elastici: quello dell'acciaio è generalmente più grande se confrontato con quello di compositi a base di fibre di vetro, G-FRP, mentre, al contrario, compositi a base di fibre di carbonio, C-FRP possono esibire un modulo di Young più vicino a quello dell'acciaio.

Inoltre, in caso di sezione diversa dalla circolare, l'area effettivamente confinata non è mai pari a quella dell'intera sezione, ma va opportunamente ridotta per tener conto dell'effettiva diffusione delle tensioni all'interno della muratura, infatti, la presenza di spigoli vivi penalizza notevolmente il rinforzo per l'elevata concentrazione di tensioni che può condurre ad una prematura rottura del sistema di confinamento.

La resistenza a compressione della colonna confinata, come si vedrà diffusamente nel paragrafo dedicato ai modelli, si ottiene generalmente come somma della resistenza della colonna nuda e dell'incremento di resistenza (valutabile in base a vari approcci) dovuto al confinamento secondo una relazione del tipo:

$$f_{mc} = f_{m0} + K f_l , \quad (3.75)$$

in cui K può essere un coefficiente, oppure un funzionale che apporta le dovute correzioni per tener conto della forma della sezione retta

(generalmente diversa dalla circolare) o delle caratteristiche del materiale confinato.

3.4.3 Il comportamento a compressione della muratura

Con riferimento a colonne in muratura, è di gran lunga più complesso caratterizzarne il comportamento a compressione a partire dalle caratteristiche dei costituenti, come visto nel Capitolo 1 e diverse sono le formulazioni previste dai vari codici normativi. Tra le varie formulazioni reperibili in letteratura per la previsione della resistenza a compressione f_{md} di un elemento in muratura, si ricorda quella proposta in [3.112]:

$$f_{md} = \begin{cases} (1-0,8\sqrt[3]{\lambda})f_{bd}; f_{bd} < f_{wd} \\ (1-0,8\sqrt[3]{\lambda})f_{wd}; f_{bd} > f_{wd} \end{cases} \quad (3.76)$$

nella quale f_{bd} è la resistenza a compressione degli elementi (blocchi o mattoni), f_{wd} è la resistenza a compressione della malta, λ è il rapporto tra lo spessore dello strato di malta e l'altezza dei conci murari.

Una volta nota la resistenza a compressione f_{md} , si può ricavare un legame tensione deformazioni anche per la muratura. In particolare Hendry e Khalaf in [3.58] propongono la seguente relazione:

$$\frac{\sigma_{md}}{f_{md}} = 2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{mu}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{mu}} \right)^2 \quad (3.77)$$

nella quale per la resistenza ultima della muratura, ε_{mu} sono assegnati valori 0,25% e 0,35%. Nella Fig. 3.40 è riportata la curva descritta dalla

relazione (3.77) e si nota come ricorda molto da vicino l'andamento tensioni deformazioni per il calcestruzzo non confinato.

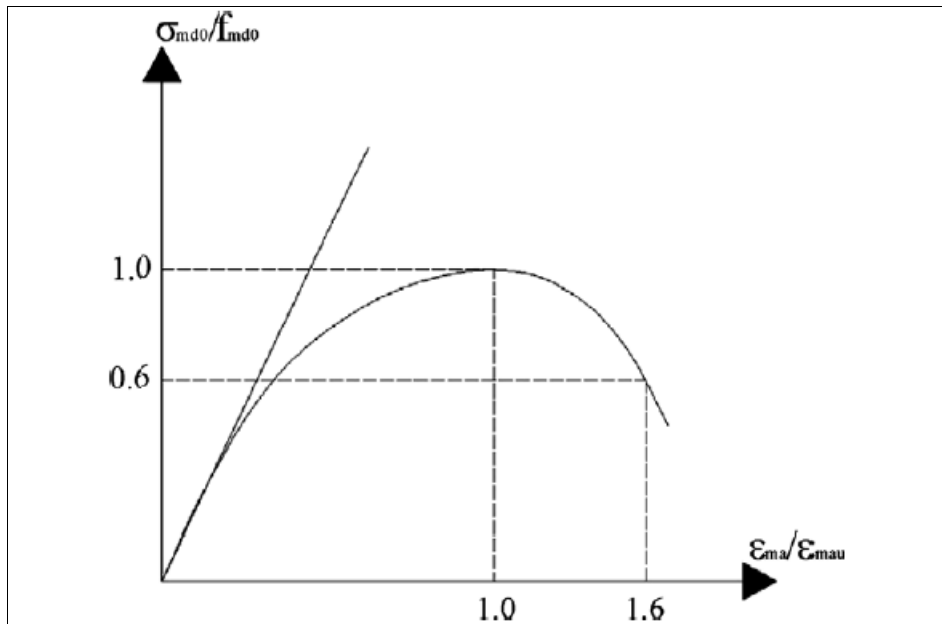


Fig. 3.40 – Legame tensioni deformazioni per la muratura [3.104]

Quanto brevemente esposto, lascia intendere che, con le dovute modifiche, il comportamento a compressione di colonne in muratura confinate con fasciature di compositi fibrorinforzati può essere trattato in modo simile a quanto fatto per il calcestruzzo.

A differenza del calcestruzzo, però, una caratteristica determinante nella caratterizzazione di una muratura è la densità apparente dei conci (mattoni o blocchi) con cui è realizzata. In Fig. 3.41 è riportata la resistenza a compressione della muratura in funzione della densità del mattone e si nota un andamento approssimativamente lineare.

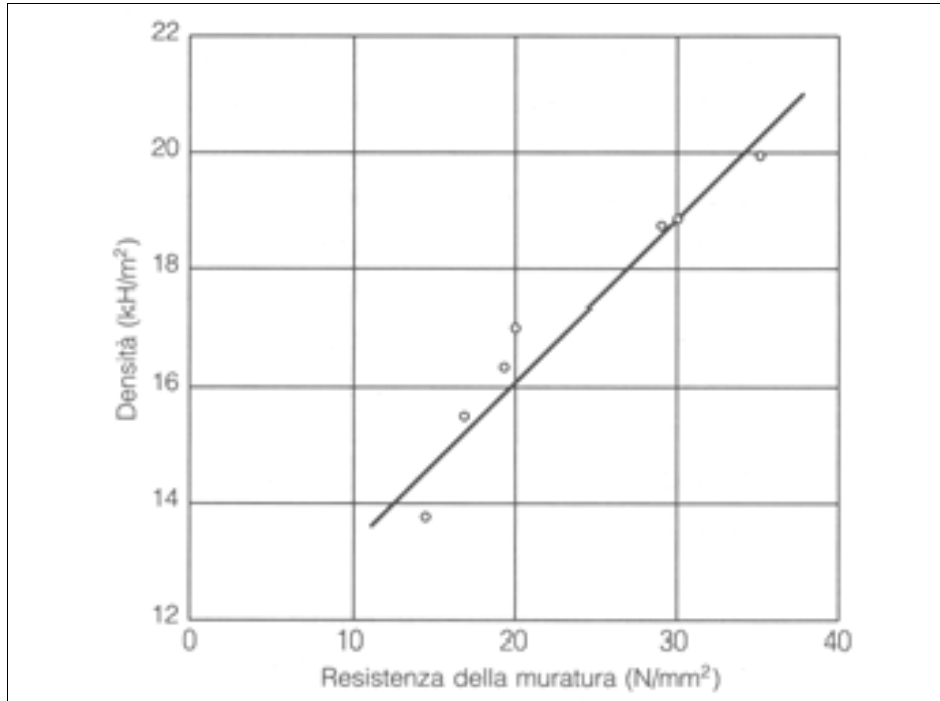


Fig. 3.41 – Variabilità della resistenza a compressione della muratura al variare della densità apparente [3.105]

Si vedrà successivamente come tale peculiarità ha permesso di adattare al caso della muratura confinata con FRP le formule analitiche ricavate per il caso del calcestruzzo.

3.4.4 Modelli di confinamento

In questo paragrafo sono sinteticamente presentati i modelli più comuni reperibili in letteratura per la previsione del legame tensione-deformazioni del calcestruzzo confinato con FRP. Si partirà dai primi modelli elaborati, che estendono le formulazioni inizialmente concepite per il calcestruzzo confinato con l'acciaio (modelli "steel based"); si esploreranno poi i modelli empirici, ossia direttamente desunti da prove

sperimentali, semiempirici ed analitici, specificatamente pensati per il confinamento con FRP. Tale trattazione è motivata dal fatto che, come si vedrà nel paragrafo dedicato alla sperimentazione, sembrano esserci delle similitudini tra il comportamento del calcestruzzo confinato e quello della muratura confinata. L'ultimo paragrafo della sezione è dedicato ai pochi modelli elaborati relativamente alla muratura confinata con FRP.

Tali modelli assumono generalmente una pressione laterale costante per tutto il processo di carico fino alla rottura dell'elemento confinato. Questa è un'approssimazione che può essere accettata nel caso di confinamento con acciaio, poiché la pressione di confinamento può essere, in maniera semplificata, legata alla tensione di snervamento dell'acciaio. Formulazioni proposte più recentemente, sono mirate a coprire il caso di una pressione di confinamento variabile, che deriva dal comportamento elastico fino a rottura quando per la fasciatura laterale si utilizzano compositi FRP.

Modelli “steel based”

Richart et al. [3.62] hanno sviluppato una delle prime formule empiriche per quantificare l'incremento di resistenza a compressione del calcestruzzo dovuta all'applicazione di una pressione triassiale costante (confinamento attivo):

$$\frac{f_{cc}}{f_c} = 1 + 4,1 \frac{p}{f_c} \quad (3.78)$$

in cui f_c e p sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato e la pressione applicata lateralmente.

Dal momento che la formula (3.78) è stata calibrata a partire da prove triassiali a pressione laterale costante durante l'intero processo di carico, porta ad una valutazione non precisa (e, generalmente, non

conservativa nel caso che venga estesa al caso di confinamento passivo con acciaio. Conseguentemente, Newman e Newman [3.68] hanno proposto un'espressione non lineare:

$$\frac{f_{cc}}{f_c} = 1 + 3,7 \left(\frac{f_l}{f_c} \right)^{0,86} \quad (3.79)$$

nella quale f_l è la pressione laterale applicata su un provino cilindrico di diametro D confinato con acciaio di spessore t_s e tensione di snervamento f_y , ossia:

$$f_l = \frac{2 \cdot t_s}{D} f_y. \quad (3.80)$$

Fardis e Khalili in [3.70] e [3.71] hanno applicato le due formule precedenti al caso di provini cilindrici in calcestruzzo fasciati lateralmente con FRP, usando per la pressione laterale il valore:

$$p_u = \frac{2f_{fu}n_f t_f}{D}, \quad (3.81)$$

ossia la massima pressione di confinamento che la fasciatura può esplicare prima del raggiungimento della tensione di rottura, il modello di Fardis e Khalili può quindi essere riassunto come di seguito:

$$\frac{f_{cc}}{f_c} = 1 + 4,1 \left(\frac{2f_{fu}n_f t_f}{Df_c} \right), \quad (3.82)$$

con riferimento alla deformazione di rottura del calcestruzzo confinato, propongono la seguente relazione:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c + 0,001 \frac{E_f n_f t_f}{f_c D} . \quad (3.83)$$

Saadatmanesh et al. in [3.75] applicano le equazioni del modello di Mander et al. [3.73] validato attraverso prove di compressione su cilindri in calcestruzzo al caso dell'FRP usando la pressione p_u data dalla (3.81).

Tale modello propone una relazione non lineare tra resistenza confinata e pressione di confinamento ed ha espressione:

$$\frac{f_{cc}}{f_c} = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \left(\frac{2f_{fu} n_f t_f}{f_c D} \right)} - 4 \frac{f_{fu} n_f t_f}{f_c D} - 1,254 . \quad (3.84)$$

Modelli per il calcestruzzo confinato con FRP

Nell'ambito della letteratura scientifica sono attualmente disponibili diverse proposte per predire il comportamento a compressione di colonne in calcestruzzo confinate con FRP. Alcune di queste sono fondamentalmente derivate dai modelli precedentemente illustrati relativi al calcestruzzo sotto pressione di confinamento costante.

Va considerato, però, che il comportamento elasto-fragile dei materiali compositi comporta una pressione laterale di confinamento dall'intensità variabile in maniera significativa durante il processo di carico, conseguentemente, l'applicazione di modelli di confinamento "steel based" in tal caso è un problema particolarmente delicato.

Usualmente la pressione di confinamento è definita a partire dall'equazione (3.80) e, nel caso di acciaio, a partire dalla tensione di

snervamento, mentre, nel caso di compositi, a partire dalla deformazione di rottura del materiale.

Miyauchi et al. [3.77] hanno proposto la seguente equazione per valutare l'effetto del rinforzo con FRP:

$$\frac{f_{cc}}{f_c} = 1 + 4,1k_e \left(\frac{2f_{fu}n_f t_f}{Df_c} \right) \quad (3.85)$$

come si nota, essa differisce dall'equazione di Richart (3.78) per la sola aggiunta del coefficiente di efficacia k_e . Il valore di tale coefficiente è stato calibrato sperimentalmente dagli autori e posto pari a 0,85.

Per il calcolo della deformazione, vengono proposte due formulazioni dipendenti dalla resistenza a compressione del calcestruzzo:

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_c} = 1,0 + 10,6 \left(\frac{p_u}{f_c} \right)^{0,373} \quad \text{per } f_c = 30 \text{MPa}, \quad (3.86)$$

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_c} = 1,0 + 10,5 \left(\frac{p_u}{f_c} \right)^{0,525} \quad \text{per } f_c = 50 \text{MPa}. \quad (3.87)$$

Kono et al. in [3.78] hanno sviluppato per via empirica due formulazioni per la valutazione della tensione di picco e la corrispondente deformazione di cilindri di calcestruzzo confinati. In tali equazioni il rapporto f_{cc}/f_c è linearmente correlato alla pressione ultima di confinamento:

$$\frac{f_{cc}}{f_c} = 1 + 0,572 \cdot p_u, \quad (3.88)$$

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_c} = 1 + 0,280 \cdot p_u \quad (3.89)$$

Il modello di Toutanji et al. ([3.84] e [3.85]) presenta invece un legame tensioni-deformazioni caratterizzato da due tratti. Nel primo il comportamento del calcestruzzo non confinato non si discosta da quello confinato, a causa della limitata espansione laterale. Nel secondo tratto, nel quale si suppone attivato il contributo del composito in FRP, il comportamento è influenzato dalla rigidità del sistema di fasciatura laterale, la curva tensioni-deformazioni è quindi definita dalla relazione:

$$f_{cc} = f_c \left(1 + 3,5 \left(\frac{p(\varepsilon_1)}{f_c} \right)^{0,85} \right) \quad (3.90)$$

la tensione di picco si ottiene semplicemente ponendo la deformazione laterale pari alla deformazione ultima del composito.

Xiao e Wu [3.87] hanno proposto un legame bilineare per il calcestruzzo non confinato, il primo tratto ha equazione:

$$f_{cc} = E_c \varepsilon_c + \frac{2E_1 v_c^2}{1 + \frac{E_1}{E_c} (1 - v_c - 2v_c^2)} \varepsilon_c \quad (3.91)$$

in cui v_c è il coefficiente di Poisson iniziale, ed il secondo tratto ha equazione:

$$f_{cc} = 1,10f_c + \left(4,1 - 0,75 \frac{f_c^2}{E_1}\right) E_1 \left[0,0005 + 7 \left(\frac{f_c}{E_1}\right)^{0,8} \varepsilon_c\right] \quad (3.92)$$

mentre la tensione di picco si calcola attraverso la seguente relazione:

$$\frac{f_{cc}}{f_c} = 1,10 + \left(4,1 - 0,75 \frac{f_c^2}{E_1}\right) \frac{p_u}{f_c} \quad (3.93)$$

Il modello proposto più recentemente da Toutanji et al. [3.80] tiene conto del fatto che il comportamento a compressione di elementi in calcestruzzo confinati con FRP dipende, oltre che dalle caratteristiche del materiale di base e del rinforzo, da alcuni parametri geometrici

Uno di questi è il rapporto b/d tra le dimensioni del nucleo confinato. L'evidenza sperimentale sembra indicare che l'incremento complessivo della resistenza a compressione di una colonna decresca al crescere di tale rapporto. Ancora, un incremento del raggio di raccordo agli spigoli sembra far corrispondere, a parità degli altri parametri, ad un incremento di resistenza.

Applicando queste considerazioni al già illustrato modello di Richart si ricava una legge del tipo:

$$\frac{f_{cc}}{f_c} = 1 + k_1 k_2 k_3 \frac{f_l}{f_c} \quad (3.94)$$

in cui i coefficienti k_2 e k_3 hanno espressione:

$$k_2 = \left(\frac{2r}{D}\right)^A; k_3 = \left(\frac{d}{b}\right)^B \quad (3.95)$$

dove le costanti k_1 , A e B sono direttamente calibrabili attraverso i dati sperimentali, si ricorda, a riguardo, che $k_1=4$ nel modello originario di Richart per il calcestruzzo confinato, mentre A e B sono stati calibrati dagli Autori per provini in calcestruzzo e risultati pari, rispettivamente a 0,10 e 0,12.

Passando al calcolo di D , definita larghezza media, vale per sezioni rettangolari:

$$D = \frac{2 \cdot b \cdot h}{b+h} \quad (3.96)$$

ed è assunto pari a al diametro del cerchio iscritto per le sezioni a forma di poligono regolare.

Li et al. [3.108], infine, hanno elaborato un modello per il calcestruzzo confinato ricordando che il comportamento di rocce sciolte o compatte in regime di tensione triassiale è molto simile, concettualmente e fisicamente, a quello del calcestruzzo confinato lateralmente con compositi fibrorinforzati. Di conseguenza si possono applicare al calcestruzzo le relazioni tra tensioni per i terreni in regime triassiale

Applicando il criterio di rottura di Mohr–Columb per i terreni ai provini cilindrici di calcestruzzo si può scrivere la relazione:

$$f_{cc} = f_c + f_{l,eff} \cdot \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \quad (3.97)$$

in cui:

$$f_{l,eff} = k_{eff} f_l = k_{eff} \frac{2 \cdot n_f t_f E_f \varepsilon_f}{D}, \quad (3.98)$$

mentre ϕ è l'angolo di attrito interno del calcestruzzo variabile, solitamente, tra 36° e 45° . La valutazione precisa di tale grandezza è piuttosto problematica, per semplicità può essere espresso come funzione lineare della resistenza a compressione del calcestruzzo attraverso la relazione:

$$\phi = 36^\circ + 1^\circ \frac{f_c}{35} \leq 45^\circ, \quad (3.99)$$

con riferimento alla deformazione ultima si può scrivere invece:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \left[1 + \alpha \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \frac{f_{l,eff}}{f_c} \right], \quad (3.100)$$

in cui il parametro α va calibrato sulla base dei risultati sperimentali.

3.4.5 Le campagne sperimentali

Una delle prime sperimentazioni su elementi murari fasciati con compositi FRP è descritta in [3.86] dove è stata esaminata la possibilità dell'impiego di nastri di rinforzo in pilastri in muratura di laterizio a sezione rettangolare, considerando diverse tipologie di materiali compositi, nonché diverse geometrie di fasciatura laterale, come illustrato in Fig. 3.42.

Obiettivo di tale studio è stato quindi la verifica del confinamento con tessuti in FRP; l'ottimizzazione della geometria, del posizionamento, dell'orientamento delle fibre e del numero degli strati di rinforzo.

Tra i parametri di interesse sono state considerate, oltre alle grandezze suddette, l'estensione della superficie del pilastro da rinforzare

e la disposizione delle fasciature lungo l'altezza del pilastro stesso. Alcuni campioni sono stati rinforzati anche lungo gli spigoli in quanto la rottura dei nastri cerchianti si verifica in prossimità degli stessi.

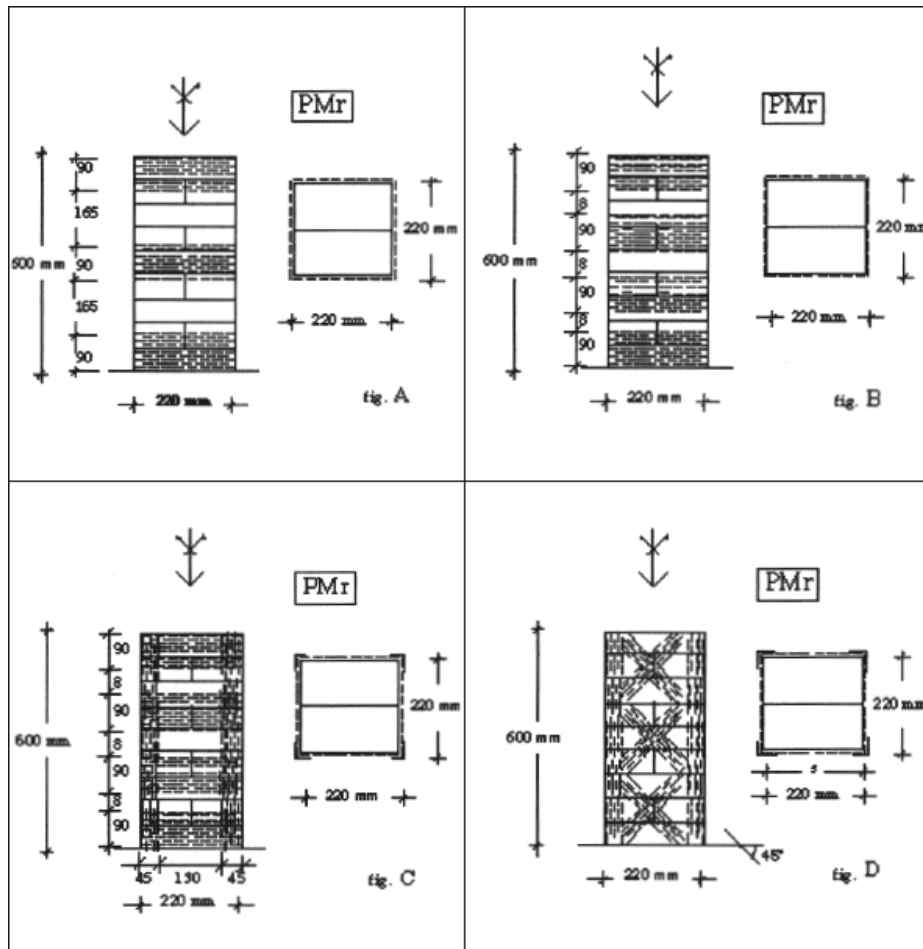


Fig. 3.42 – La disposizione dei sistemi di rinforzo sui pilastri [3.86].

Parte dei campioni sono stati portati a rottura e successivamente rinforzati allo stesso modo di quelli integri. In tal modo il confronto dei risultati è stato effettuato tra elementi integri non rinforzati e quelli

rinforzati, e tra elementi danneggiati e successivamente ripristinati; in altri termini, si è considerata la potenzialità d'impiego dei tessuti in strutture non danneggiate da rinforzare e in strutture danneggiate che necessitano di ripristini o rinforzi. La ricerca è stata preceduta da indagini sui mattoni singoli rinforzati con vari tipi di tessuto ad uno o più strati.

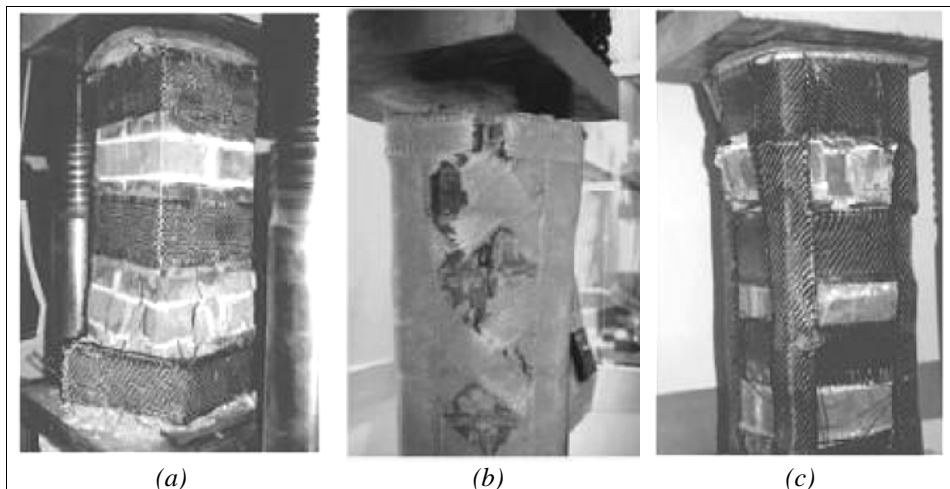


Fig. 3.43 – Pilastrini in muratura sottoposti a prova di compressione
(a) pilastrino rinforzato con cerchiature in C-FRP; (b) pilastrino rinforzato con tessuto aramidico; (c) pilastrino rinforzato con tessuto in C-FRP bidirezionale [3.86]

In Fig. 3.43 si vedono tre pilastrini rinforzati in modo diverso con diversi materiali e si possono notare anche i relativi quadri fessurativi alla fine della prova. Dall'esame dei risultati, si è rilevato che gli incrementi di resistenza più rilevanti si sono avuti con tessuti in fibra di carbonio unidirezionale e con gli ibridi carbonio-aramide. L'effetto del danno procurato al pilastrino prima dell'intervento del rinforzo non ha influito in maniera significativa sul risultato finale. Dalle prove si è dedotto, in sintesi, che il rinforzo laterale produce un incremento della resistenza a compressione centrata variabile tra il 200–300% in relazione al tipo di

tessuto impiegato, l'orientamento dei filamenti, dal numero degli strati e dalla percentuale della superficie laterale cerchiata [3.86].

Anche gli studi condotti ed esposti in [3.104] hanno riguardato colonne quadrate in muratura confinate con fogli di FRP, sono state esaminate inoltre anche colonne di sezione ottagonale. Sono state determinate sperimentalmente le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati per la realizzazione delle colonne (mattoni di laterizio e malt(a) e dei sistemi di rinforzo. I mattoni utilizzate per le serie di provini da 1 a 5 hanno esibito una resistenza a compressione media di 20,78 MPa quelli utilizzati per le serie da 6 a 8 di 27,45 MPa.

La fasciatura laterale dei pilastri è stata realizzata con due tipologie di fibre di carbonio monodirezionali: ad alta resistenza (HS) ed ad altissimo modulo (VHM), entrambe messe in opera con resina epossidica; in Tab. 3.14 sono sintetizzate le caratteristiche dei sistemi di rinforzo ed i risultati delle prove di trazione sugli stessi.

La scelta delle sezioni rette dei pilastri di sezione ottagonale, oltre a quelli di sezione quadrata, Fig. 3.44, è stata dettata dal fatto che questa tipologia di sezione retta è molto comune in Europa negli edifici di interesse storico-artistico.

Tab. 3.14 – Risultati delle prove sui sistemi di rinforzo [3.104]

Tipo di fibra	Carbonio – HS	Carbonio VHM
Densità [kg/m ²]	0,300	0,300
Numero di provini testati	10	10
Resistenza media a trazione del composito f_f [MPa]	3388	1955
Deviazione standard della resistenza	271	156
Modulo di elasticità E_f [MPa]	417625	673200
Larghezza del tessuto [mm]	500	500
Allungamento a rottura [%]	0,811	0,290

Tab. 3.15 – Risultati delle prove sui pilastri a sezione quadrata [3.104]

Serie	Numero provini	Codice	Carico di picco [kN]	f_{mc} [MPa]	Resistenza a compressione normalizzata	$k_{1/3}$ normalizzata
#1	2	Un-confined	896	14,33	1,00	1,00
#2	5	S-HT 2	1494	23,90	1,67	1,34
#3	3	S-VHM 2	1370	21,92	1,53	2,37
#4	2	S-HT 2 ^a	1837	29,39	2,05	1,28
#5	2	S-VHM 2 ^a	1644	26,30	1,84	2,05

^a elementi ad L con raggio di raccordo di 20 mm agli spigoli

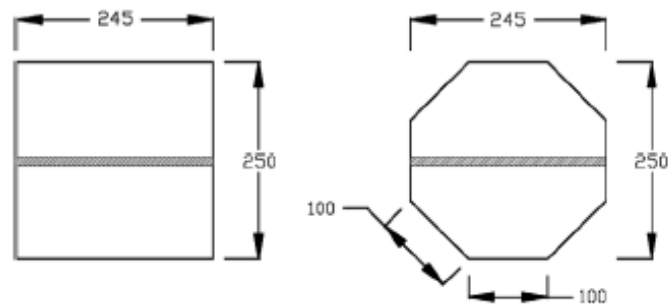


Fig. 3.44 – Sezioni rette dei pilastri testati [3.104]

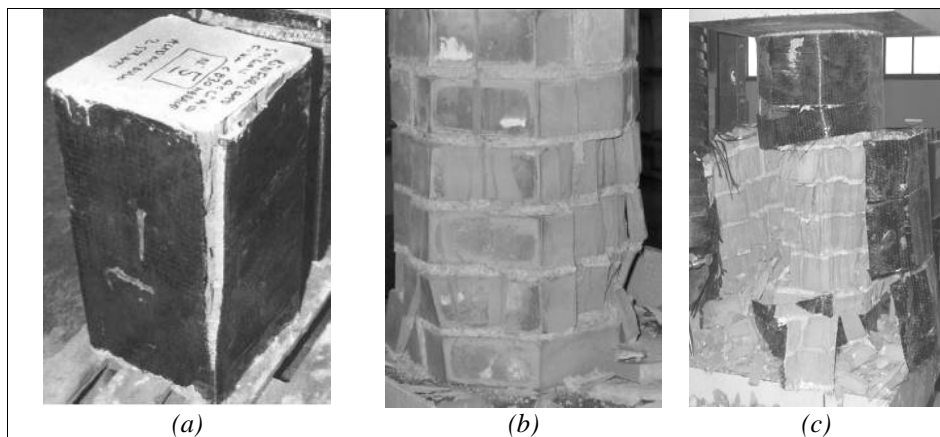


Fig. 3.45 – Rottura dei pilastri sottoposti a prova di compressione
 (a) sezione quadrata confinato con C-FRP; (b) sezione ottagonale non rinforzato; (c) sezione ottagonale rinforzato con C-FRP [3.104]

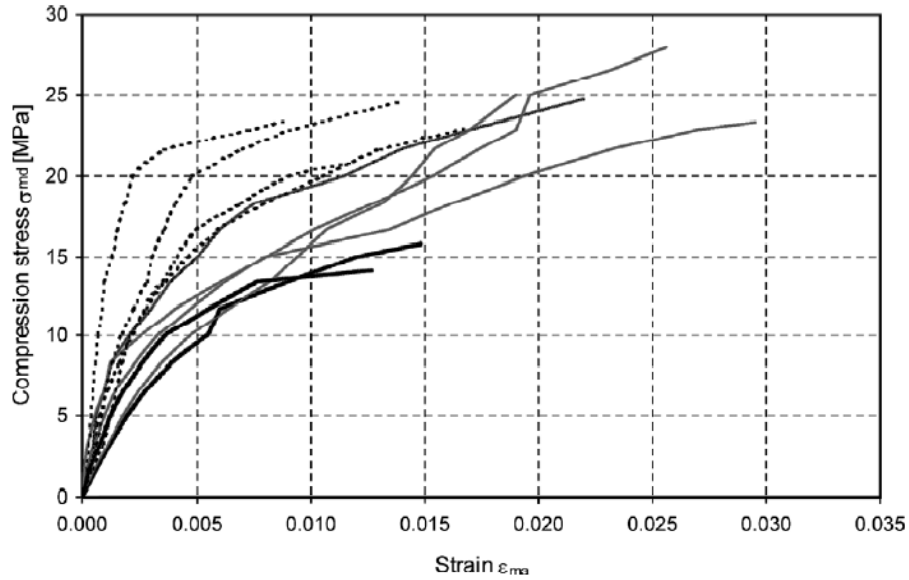


Fig. 3.46 – Provini a sezione quadrata: diagramma tensioni deformazioni
 linee continue nere: colonne non confinate; linee grigie: colonne confinate con fibre
 tipo HT, linee a tratto: colonne confinate con fibre tipo VHM [3.104]

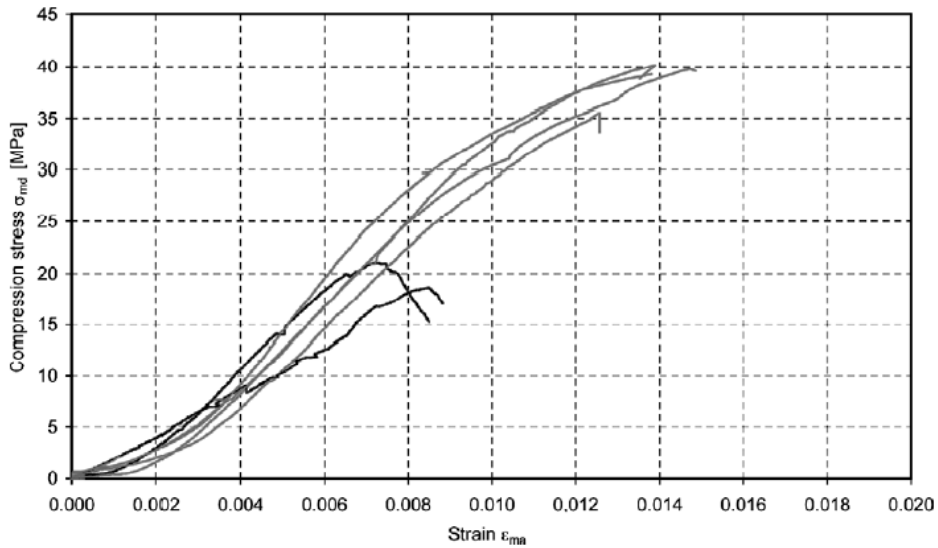


Fig. 3.47 – Provini di sezione ottagonale: diagramma tensioni deformazioni
 linee continue nere: colonne non confinate; linee grigie: colonne confinate con 1
 fasciatura di fibre tipo HT [3.104]

Tab. 3.16 – Risultati delle prove sui pilastri a sezione ottagonale [3.104]

Serie	Numero provini	Codice	Carico di picco [kN]	f_{mc} [MPa]	Resistenza a compressione normalizzata	$k_{1/3}$ normalizzata
#6	2	Un-confined	958	19,84	1,00	1,00
#7	4	O-HT 2	1866	38,65	1,95	1,15
#8	4	O-HT "	2431	50,35	2,54	1,36

I sistemi di rinforzo sono stati messi in opera avvolgendo completamente la superficie laterale delle colonne usando due strati sovrapposti di composito. I risultati ottenuti per provini di sezione quadrata, riportati in Tab. 3.15 mostrano un significativo incremento della resistenza, particolarmente evidente nel caso di fibre tipo HT. La crisi delle colonne confinate è avvenuta per completa disgregazione del nucleo di muratura, mentre il carico massimo è stato raggiunto poco prima della crisi delle fibre in prossimità di uno degli spigoli. Infine, analizzando il diagramma tensioni-deformazioni, riportato in Fig. 3.46, si nota un andamento approssimativamente bilineare e qualitativamente simile a quello del calcestruzzo confinato con FRP.

Passando alle prove su pilastri di sezione ottagonale, i cui risultati sono riportati in

Tab. 3.16, l'incremento della resistenza e anche della deformazione ultima è ancora più evidente. Tali differenze di comportamento sono imputabili alla minore concentrazione di tensioni in prossimità degli spigoli nel composito rispetto ai provini di sezione quadrata.

Dai risultati delle prove effettuate si è constatato che l'incremento di resistenza a rottura più rilevante si è avuto nel caso di rinforzo realizzato con fibre di carbonio ad alta resistenza. Il carico massimo si è raggiunto subito prima della crisi della fasciatura, la rottura dei provini è avvenuta a causa della rottura della fibra in uno degli spigoli.

L'incremento di resistenza massimo misurato è dell'ordine del 50% nel caso di fibre ad alto modulo e di circa il 65% nel caso di fibre ad alta

resistenza rispetto al caso di provini non confinati. Misurando lo stato di deformazione nella fibra è stato possibile calcolare le tensioni all'interno di questa, dal confronto tra le tensioni mobilitate e la tensione di rottura delle fibre si è dedotto in sintesi che il rinforzo è stato poco sfruttato.

In [3.102] sono riportati i risultati di una campagna sperimentale condotta su quattro serie di pilastri in muratura di laterizio fasciati con FRP sottoposti a compressione uniassiale, per un totale di 42 provini. Le variabili investigate sono state: il numero di strati di rinforzo, il raggio di smussatura degli spigoli, il rapporto di forma delle sezioni ed il tipo di fibra. La resistenza della malta utilizzata è stata determinata con prove a compressione su tre provini cubici di lato 50 mm, ne sono risultati valori di 2,85, 2,15, 1,93, 1,98 MPa per le serie 1, 2, 3, 4 rispettivamente. I mattoni utilizzati hanno esibito una resistenza a compressione di 23,5 MPa ricavata testando sei prismi di lunghezza 55 mm e sezione retta quadrata di lato 40 mm. Infine, il produttore ha fornito, come valori medi, le caratteristiche meccaniche delle fasciature di rinforzo, riportate in Tab. 3.17.

In Fig. 3.48 sono riportate le configurazioni delle colonne oggetto delle prove, mentre in Tab. 3.18 sono riassunti i risultati della campagna sperimentale.

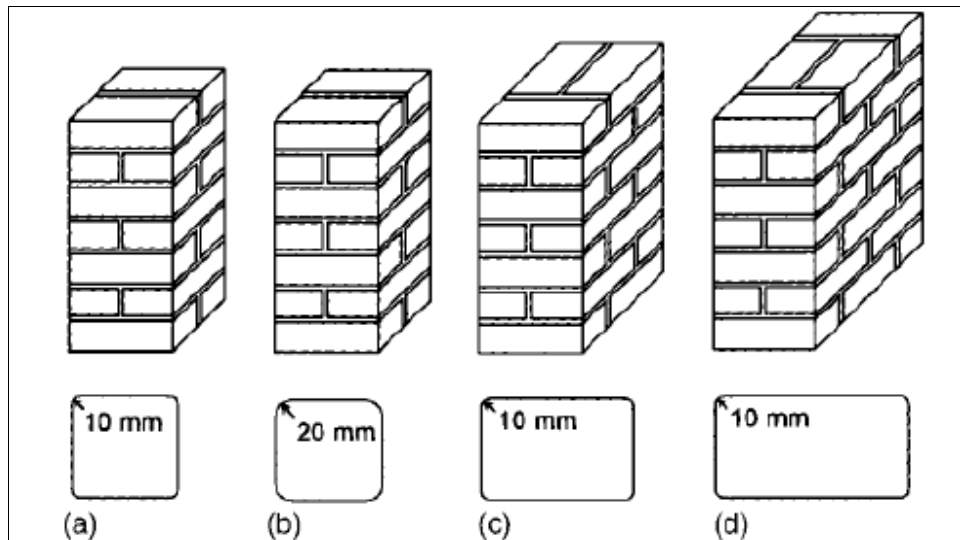


Fig. 3.48 – Tipologie di colonne sottoposte a prova di compressione ((a) sezione quadrata con raccordo degli spigoli di 10 mm, (b) sezione quadrata con raccordo degli spigoli di 20 mm, (c) sezione rettangolare con rapporto tra i lati 1,5/1 e raccordo degli spigoli di 10 mm, (d) sezione rettangolare con rapporto tra i lati 2/1 e raccordo degli spigoli di 10 mm. [3.102])

Tab. 3.17 – Caratteristiche dei sistemi di rinforzo utilizzati in [3.102]

	E_f [GPa]	f_f [MPa]
C-FRP	230	3500
G-FRP	70	2000

Dall'esame dei risultati e dall'andamento delle curve tensione-deformazioni riportati in Fig. 3.50 si evidenzia che il rinforzo con FRP ha consentito un incremento sia della resistenza che della duttilità degli elementi, per sezioni quadrate, inoltre, la resistenza è aumentata quasi linearmente col numero di fasciature di rinforzo; per provini di forma rettangolare si sono rilevati incrementi di resistenza più modesti, mentre l'incremento del raggio di raccordo degli spigoli da 10 a 20 mm ha consentito un incremento di resistenza fino al 40 %.

Tab. 3.18 – Risultati delle prove [3.102]

Codice	Numero provini	f_{mc} [MPa]	f_{mc}/f_{m0}	ϵ_{mc}	σ_{iu}/f_{m0}
Serie 1					
Co_1_R10	3	12,07	1,000	0,0018	0,000
C1_1_R10	3	13,63	1,129	0,0190	0,328
C2_1_R10	2	16,92	1,402	0,0223	0,656
C3_1_R10	3	25,42	2,106	0,0373	0,984
G5_1_R10	2	40,00	3,314	0,0644	1,484
Serie 2					
C1_1_R20	2	16,87	1,398	0,0255	0,429
C2_1_R20	2	23,91	1,981	0,0375	0,858
C3_1_R20	2	34,69	2,874	0,0529	1,287
G5_1_20	2	44,87	3,717	0,0623	1,941
Serie 3					
Co_1,5_R10	3	6,65	1,000	0,0045	0,000
C2_1,5_R10	3	11,90	1,789	0,0093	0,833
C3_1,5_R10	3	17,29	2,600	0,0485	1,250
G5_1,5_R10	3	24,37	3,665	0,0690	1,885
Serie 4					
Co_2_R10	3	6,21	1,000	0,0044	0,000
C2_2_R10	2	11,79	1,889	0,0102	0,579
C3_2_R10	2	12,00	1,932	0,0340	0,869
G5_2_R10	2	17,81	2,868	0,0604	1,310

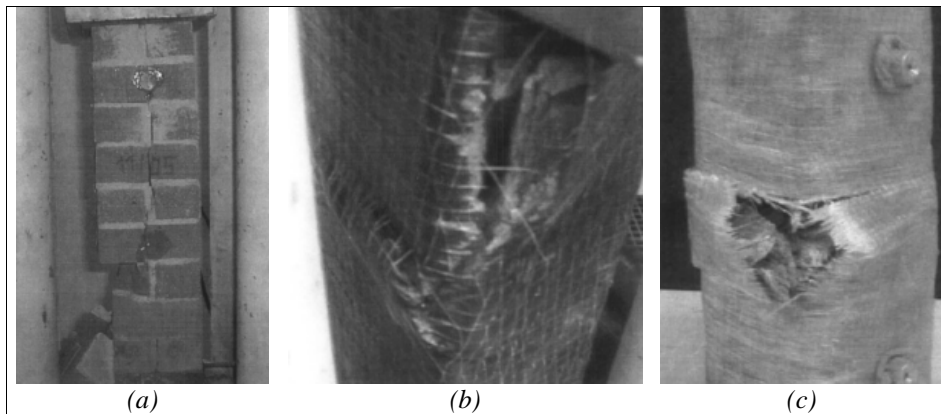


Fig. 3.49 – Modalità di rottura dei pilastri non confinati e confinati con FRP
 (a) lesione verticale in provini di sezione quadrata; (b) rottura del CFRP agli spigoli;
 (c) rottura del GFRP agli spigoli [3.102]

Infine, l'utilizzo di fibre di vetro si è rivelato particolarmente efficace, in quanto la più elevata deformabilità delle stesse rispetto alle fibre di carboni sembra consentire una migliore azione di confinamento.

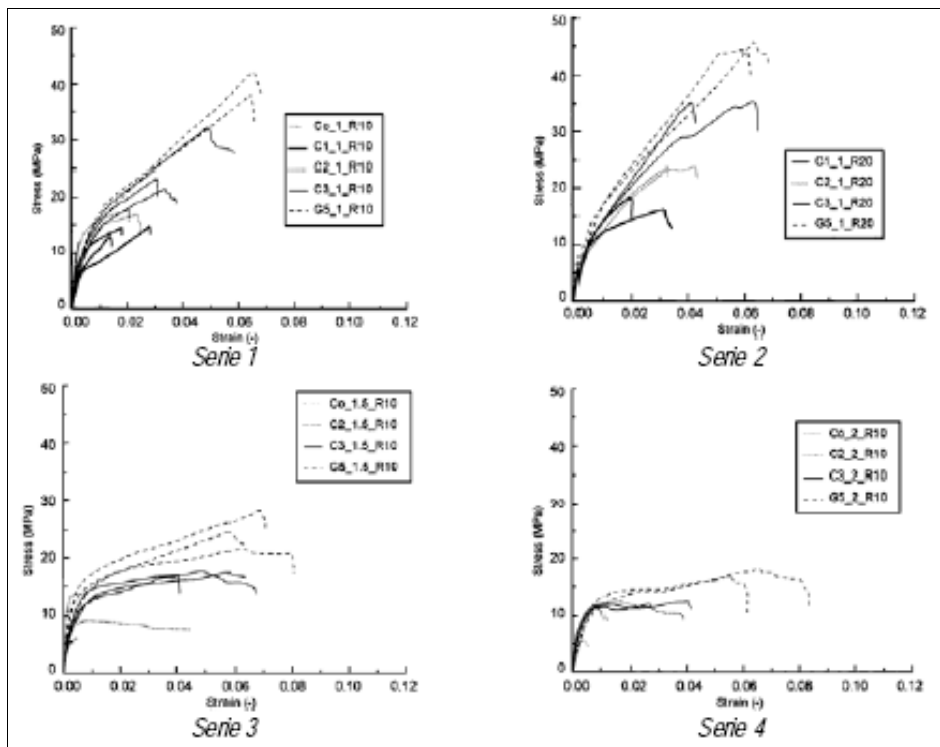


Fig. 3.50 – Curve tensioni-deformazioni delle colonne confinate con FRP [3.102]

In un'ampia campagna sperimentale condotta presso le Università degli Studi di Salerno e di Lecce [3.100] sono stati testati un totale di 54 provini in muratura, caratterizzati da diverse dimensioni, tessitura, natura degli elementi, tipologia del sistema di rinforzo e numero degli strati di fasciatura.

Nella successiva Tab. 3.21 sono riportate le caratteristiche dei pilastri testati nella campagna sperimentale, in termini di natura della

muratura, dimensioni della sezione retta e natura del sistema di rinforzo. Nella stessa tabella è riportata la nomenclatura dei provini.

Riguardo le murature testate, la pietra leccese è una roccia calcarea tenera formatasi per sedimentazione in ambiente marino, le sue proprietà meccaniche variano fortemente dal luogo di estrazione. Essa è stata diffusamente utilizzata nell'architettura barocca in Italia meridionale e, particolarmente in Puglia.

Analogamente, il tufo è una roccia tenera, ma di natura vulcanica, abbondantemente diffusa nel costruito storico in tutta l'Italia meridionale.

Le altre lettere che identificano il provino chiariscono se il provino è non rinforzato (UR) oppure rinforzato usando i sistemi denotati con C, G_A e G_B dalle caratteristiche riportate nelle successive Tab. 3.19 e Tab. 3.20.

Tab. 3.19 – Caratteristiche delle fibre utilizzate nei sistemi di rinforzo [3.100].

Sistema di rinforzo	Tipo di fibra	t_f [mm]	E_f [GPa]	f_f [MPa]	ε_f	E_{ftf} [N/mm]
C	Carbonio	0,167	230	3400	0,015	38410
G _A	Vetro	0,480	80,7	2560	0,032	38736
G _B	Vetro	0,230	65	1600	0,025	14950

Tab. 3.20 – Caratteristiche delle resine utilizzate nei sistemi di rinforzo [3.100].

Sistema di rinforzo	Tipo di resina	E_a [MPa]	f_a [MPa]
C	Epossidica	1500	29
G _A	Epossidica	3000	30
G _B	Epossidica	3100	25

I sistemi di rinforzo sono stati applicati per tutta l'altezza dei pilastri, mantenendo una lunghezza di sovrapposizione di circa 100 mm.

Tab. 3.21 – Caratteristiche dei provini testati [3.100]

Provino		Dimensioni			Muratura di base	Peso specifico (apparente) [kg/m ³]	Tipo di rinforzo			Raggio di raccordo
#	Codice	b [mm]	d [mm]	h [mm]			Fibra [C/G]	n _l	t _r [mm]	r _c [mm]
1	L#01UR	250	250	500	Pietra leccese (Tipo 2 Naturale)	1600	–			
2	L#02UR	250	250	500		1600	–			
3	L#03UR	250	250	500		1600	–			
4	L#04G1	250	250	500		1600	G _A	1	0,48	10
5	L#05G1	250	250	500		1600	G _A	1	0,48	10
6	L#06G1	250	250	500		1600	G _A	1	0,48	20
7	L#07G1	250	250	500		1600	G _A	1	0,48	20
8	L#08G2	250	250	500		1600	G _A	2	0,48	20
9	B#19UR	250	250	500	Laterizio ((A))	1700	–			
10	B#20UR	250	250	500		1700	–			
11	B#21G1	250	250	500		1700	G _A	1	0,48	10
12	B#22UR	250	250	250		1700	–			
13	B#23UR	250	250	250		1700	–			
14	B#24UR	250	250	250		1700	–			
15	B#25G1	250	250	250		1700	G _A	1	0,48	10
16	B#26G1	250	250	250		1700	G _A	1	0,48	10
17	B#27G2	250	250	250		1700	G _A	2	0,96	10
18	B#28G2	250	250	250		1700	G _A	2	0,96	10
19	T#01UR	395	395	525	Tufo grigio (Tipo 1b Naturale)	1250	–	–	25	
20	T#02UR	388	393	509		1250	–	–	25	
21	T#03UR	392	387	500		1250	–	–	25	
22	T#04C1	389	391	499		1250	C	1	0,167	25
23	T#05C1	403	397	499		1250	C	1	0,167	25
24	T#06C1	397	393	486		1250	C	1	0,167	25
25	T#07C1	386	394	500		1250	C	2	0,167	25
26	T#08C2	392	393	492		1250	C	2	0,334	25
27	T#09C2	394	386	511		1250	C	2	0,334	25
28	T#10UR	382	399	479		Tufo giallo (Tipo 1a Naturale)	1250	–	–	25
29	T#11UR	381	400	477	1250		–	–	25	
30	T#12UR	392	394	492	1250		–	–	25	
31	T#13G1	398	400	503	1250		G _B	1	0,230	25
32	T#14G1	400	400	490	1250		G _B	1	0,230	25
33	T#15G1	400	388	485	1250		G _B	1	0,230	25
34	T#16G2	394	389	505	1250		G _B	2	0,460	25
35	T#17G2	402	405	486	1250		G _B	2	0,460	25
36	T#18G2	395	392	480	1250		G _B	2	0,460	25
37	B#01UR	372	371	489	Laterizio ((B))		1650	–	–	25
38	B#02UR	377	378	499		1650	–	–	25	

Provino		Dimensioni			Muratura di base	Peso specifico (apparente) [kg/m ³]	Tipo di rinforzo			Raggio di raccordo
#	Codice	b [mm]	d [mm]	h [mm]			Fibra [C/G]	n _l	t _f [mm]	r _c [mm]
39	B#03UR	371	371	487			1650	–	–	–
40	B#04G1	380	383	492	1650	G _B	1	0,230	25	
41	B#05G1	387	375	485	1650	G _B	1	0,230	25	
42	B#06G1	377	380	488	1650	G _B	1	0,230	25	
43	B#07G2	383	378	486	1650	G _B	2	0,460	25	
44	B#08G2	377	378	481	1650	G _B	2	0,460	25	
45	B#09G2	383	374	492	1650	G _B	2	0,460	25	
46	B#10UR	240	248	472	1650	–	–	–	25	
47	B#11UR	243	244	477	1650	–	–	–	25	
48	B#12UR	243	245	474	1650	–	–	–	25	
49	B#13G1	250	248	470	1650	G _B	1	0,230	25	
50	B#14G1	250	249	470	1650	G _B	1	0,230	25	
51	B#15G1	250	247	470	1650	G _B	1	0,230	25	
52	B#16G2	248	247	462	1650	G _B	2	0,460	25	
53	B#17G2	245	248	471	1650	G _B	2	0,460	25	
54	B#18G2	246	251	473	1650	G _B	2	0,460	25	

Le prove da 1 a 18 sono state condotte presso il Laboratorio di Strutture dell'Università del Salento, tutte le altre sono state condotte presso il Laboratorio di Ingegneria delle Strutture dell'Università di Salerno. Nelle successive Fig. 3.51 e Fig. 3.52 sono riportate la geometria e la tessitura dei provini testati nella campagna sperimentale.

In via preliminare sono state determinate le caratteristiche meccaniche delle murature naturali ottenendo i risultati riportati nella successiva Tab. 3.22.

Riguardo la malta utilizzata per la costruzione dei pilastri, in Tab. 3.23 è riportata la miscela mentre nella successiva Tab. 3.24 sono riportati i risultati delle prove eseguite. La miscela per il confezionamento della malta è stata scelta tenendo conto della scarsa qualità delle malte generalmente utilizzate nei fabbricati storici. La classe M4 (che corrisponde alla classe 2,5 dell'Eurocodice 6 [3.121], infatti, in

accordo alle normative italiane vigenti negli anni passati [3.120] è quella dalle caratteristiche meccaniche più basse utilizzabile.

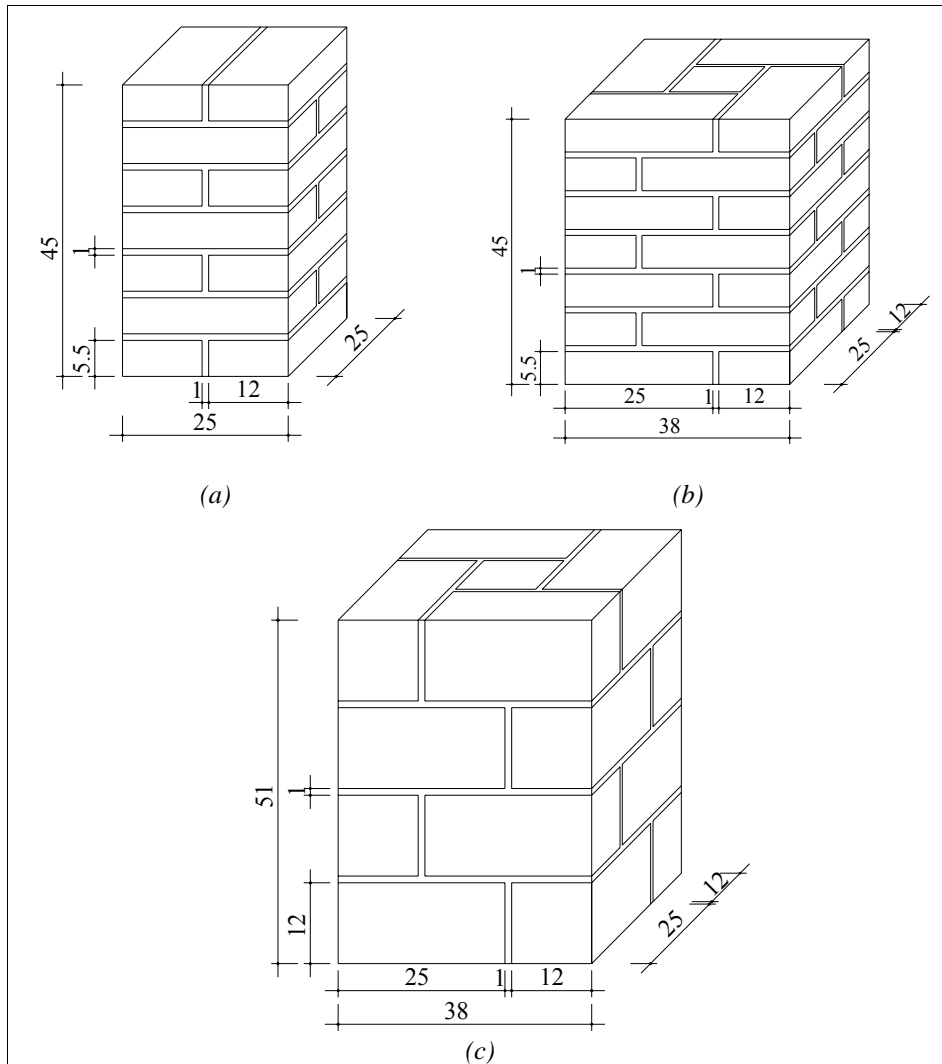


Fig. 3.51 – Geometria e tessitura dei provini testati presso l'Università di Salerno. (a) provini in mattoni di laterizio con sezione retta $250 \times 250 \text{ mm}^2$; (b) provini in mattoni di laterizio con sezione retta $400 \times 400 \text{ mm}^2$; (c) provini in muratura di tufo [3.100].

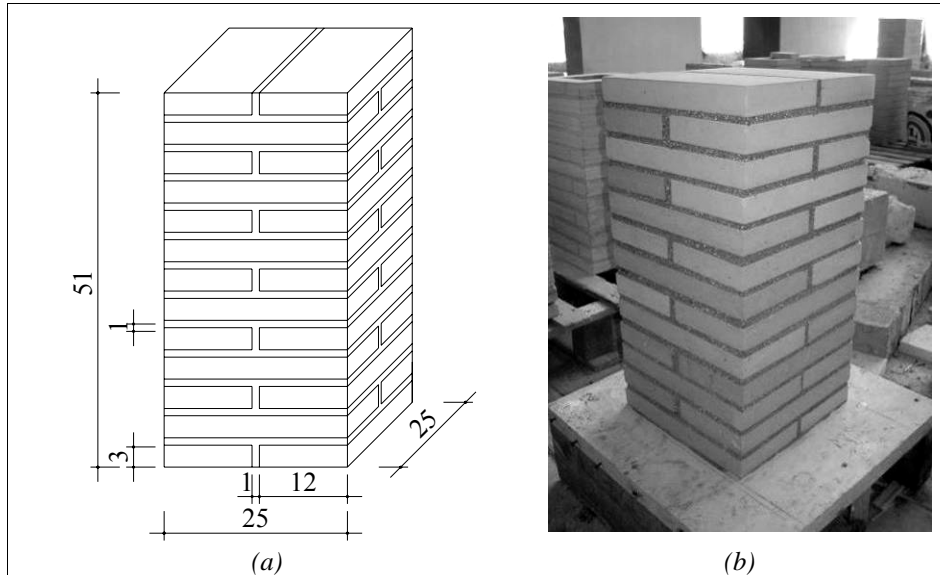


Fig. 3.52 – Geometria e tessitura dei provini testati presso l’Università del Salento. (a) dimensioni medie dei provini; (b) uno dei provini non confinati [3.100].

Tab. 3.22 – Caratteristiche delle pietre naturali utilizzate [3.100]

Muratura	Resistenza a compressione [MPa]		
	Valor medio	Deviazione standard	Coefficiente di variazione
Naturale – Tipo 1 a	4,06	0,42	2,46
Naturale – Tipo 1 b	4,20	2,27	0,54
Naturale Tipo 2	14,37	2,4	0,17

Tab. 3.23 – Miscela utilizzata per confezionare la malta [3.100]

Classe obiettivo	Tipo	Cemento	Calce	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M4	Pozzolonica	–	1	–	–	3

La pozzolana, che compare nell’ultima colonna della Tab. 3.23, è una cenere vulcanica che si presenta molto fine e sabbiosa, abbondantemente reperibile in Italia meridionale ed in molte altre zone vulcaniche del bacino Mediterraneo, comunemente utilizzata nei secoli trascorsi perché capace di esaltare le proprietà idrauliche della malta.

Tab. 3.24 – Risultati delle prove a compressione sulla malta [3.100]

Classe obiettivo	Resistenza a compressione [MPa]		
	Valor medio	Deviazione standard	Coefficiente di variazione
M4	1,027	0,184	0,179

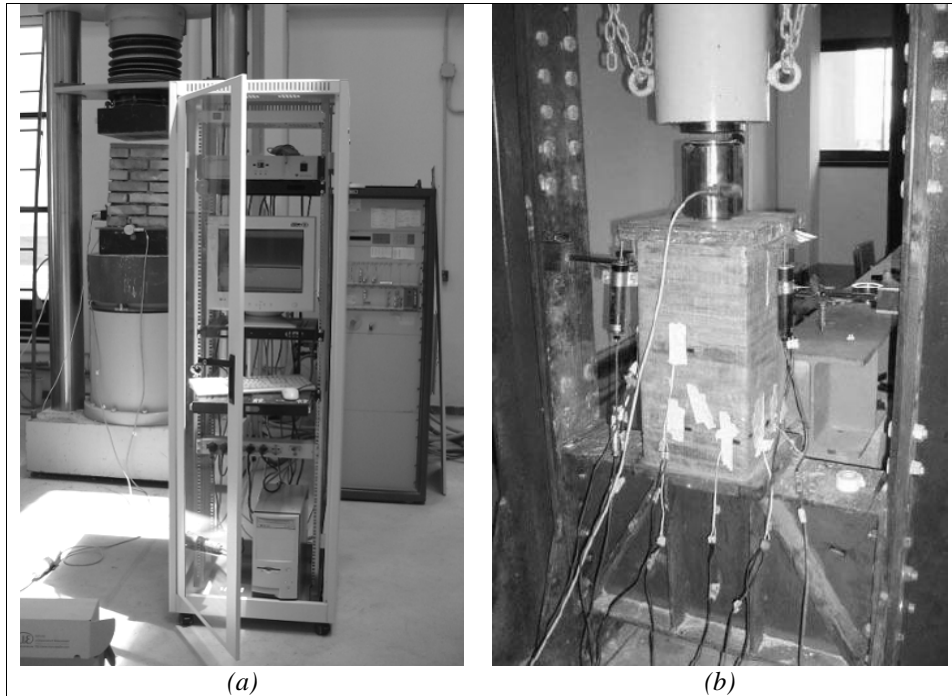
Relativamente alle prove eseguite sui pilastri, è stato seguito un protocollo univoco sia nella preparazione dei provini sia per l'esecuzione dei test, in Fig. 3.53 sono riportati gli allestimenti delle prove svolte presso i due laboratori.

Nello specifico, per i test condotti presso l'Università di Salerno è stata utilizzata la macchina idraulica a compressione della Schenck da 4000 kN disponibile presso il Laboratorio di Ingegneria delle Strutture, mentre per il monitoraggio dei provini sono stati posizionati tre LVDT.

Relativamente alle prove condotte presso l'Università del Salento, è stata utilizzato un telaio in acciaio per l'applicazione del carico, acquisito poi da una cella di carico. Per il monitoraggio nel corso del test sono stati utilizzati una serie di LVDT e di strain gauges posizionati lungo il tessuto di rinforzo per individuare eventuali zone di concentrazione di tensioni. Tutte le prove sono state condotte in condizioni simili dei temperatura ed umidità.

Nella successiva Tab. 3.25 sono riportati i risultati delle prove condotte in termini di resistenza di picco a compressione e corrispettiva deformazione.

Il comportamento sperimentale dei provini non confinati è stato fortemente variabile per la diversa natura degli elementi di base.



*Fig. 3.53 – Setup utilizzati per le prove di compressione
(a) prove condotte presso l'Università di Salerno; (b) prove condotte presso
l'Università del Salento [3.100].*

I provini in muratura di tufo Fig. 3.54–a e Fig. 3.54–b per le loro scarse caratteristiche meccaniche, hanno presentato una rottura per diffusione di ampie fratture lungo tutto il provino, la qualità generalmente più elevata della muratura in pietra leccese Fig. 3.54–c, ha portato invece ad una modalità di rottura caratterizzata da lesioni diffuse prevalentemente in direzione verticale, la muratura di mattoni, infine, Fig. 3.54–d ha esibito una modalità di rottura che interessa prevalentemente i corsi di malta.

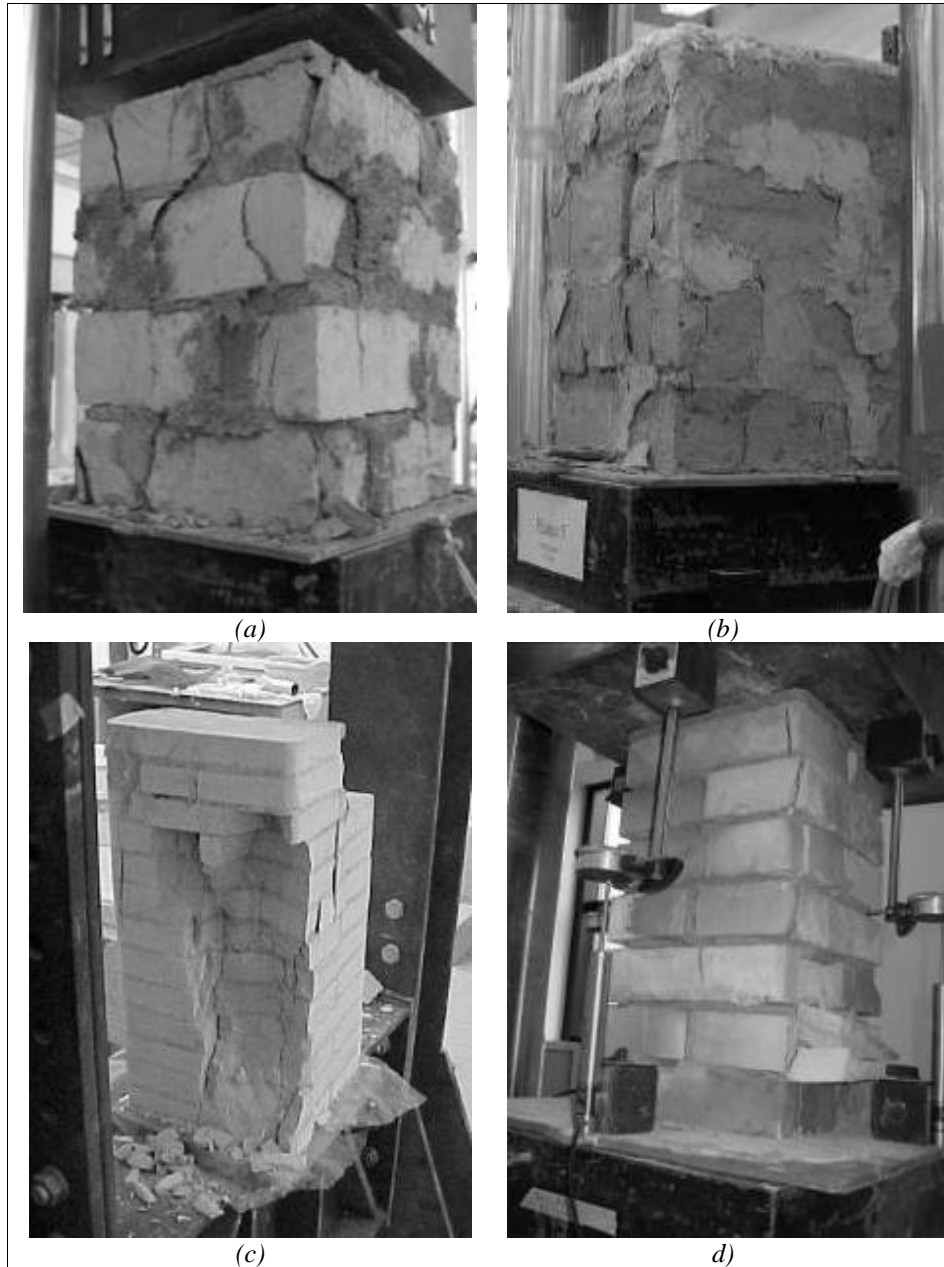
Tab. 3.25 – Risultati sperimentali [3.100]

Test		Resistenza di picco		Deformazione di picco $\epsilon_{n,m}$	$f_{i,eff}$ [MPa]	f_m [MPa]	f_{mc}/f_m
		F_u [kN]	f_{mc} [MPa]				
#	Codice						
1	L#01UR	452,3	7,23	0,0089	–	6,92	–
2	L#02UR	399,8	6,39	0,0054	–		–
3	L#03UR	446,8	7,14	0,0076	–		–
4	L#04G1	780,1	12,48	0,0268	4,044		1,803
5	L#05G1	502	8,03	0,0703	4,044		1,16
6	L#06G1	748,2	11,97	0,023	4,899		1,73
7	L#07G1	752,1	12,03	0,0438	4,899		1,738
8	L#08G2	812,1	12,99	0,0211	9,799		1,877
9	B#19UR	945,6	15,13	0,0137	–	13,71	–
10	B#20UR	768,6	12,3	0,0081	–		–
11	B#21G1	1204	19,26	0,0153	4,044		1,405
12	B#22UR	859	13,74	0,0318	–	13,97	–
13	B#23UR	801,6	12,83	0,03	–		–
14	B#24UR	960,3	15,36	0,0356	–		–
15	B#25G1	1637	26,19	0,0408	4,044		1,875
16	B#26G1	1324	21,18	0,0826	4,044		1,516
17	B#27G2	2196	35,13	0,0669	8,087		2,515
18	B#28G2	1905	30,48	0,0871	8,087		2,182
19	T#01UR	323	2,08	0,01	–	2	–
20	T#02UR	302	1,99	0,0112	–		–
21	T#03UR	293	1,94	0,0158	–		–
22	T#04C1	680	4,49	0,1421	1,255		2,245
23	T#05C1	722	4,53	0,1194	1,209		2,265
24	T#06C1	573	3,69	0,125	1,232		1,845
25	T#07C1	671	4,43	0,1263	2,491		2,215
26	T#08C2	1210	7,88	0,1963	2,493		3,94
27	T#09C2	836	5,52	0,1392	2,491		2,76
28	T#10UR	362	2,38	0,0341	–		2,28
29	T#11UR	347	2,28	0,0364	–	–	
30	T#12UR	333	2,17	0,0233	–	–	
31	T#13G1	443	2,79	0,0505	0,912	1,224	
32	T#14G1	485	3,04	0,0774	0,912	1,333	
33	T#15G1	469	3,03	0,0534	0,915	1,328	
34	T#16G2	706	4,62	0,1032	1,863	2,026	
35	T#17G2	751	4,63	0,1366	1,796	2,031	
36	T#18G2	668	4,33	0,0931	1,855	1,899	
37	B#01UR	921	6,7	0,0449	–	8,49	
38	B#02UR	1415	9,97	0,0358	–		–
39	B#03UR	1206	8,8	0,0312	–		–

Test		Resistenza di picco		Deformazione di picco $\varepsilon_{n,m}$	$f_{i,eff}$ [MPa]	f_m [MPa]	f_{mc}/f_m
		F_u [kN]	f_{mc} [MPa]				
#	Codice						
40	B#04G1	1744	12,03	0,032	0,966	11,22	1,417
41	B#05G1	1850	12,79	0,031	0,955		1,506
42	B#06G1	2019	14,15	0,0349	0,976		1,667
43	B#07G2	2095	14,52	0,0373	1,933		1,71
44	B#08G2	2273	16,01	0,0452	1,963		1,886
45	B#09G2	1804	12,64	0,0426	1,935		1,488
46	B#10UR	665	11,28	0,0215	–		–
47	B#11UR	652	11,1	0,0155	–		–
48	B#12UR	666	11,29	0,0225	–		–
49	B#13G1	1085	17,66	0,0316	1,706	1,574	
50	B#14G1	1004	16,27	0,0284	1,704	1,45	
51	B#15G1	976	15,95	0,0344	1,707	1,421	
52	B#16G2	1160	19,1	0,0266	3,447	1,702	
53	B#17G2	1239	20,57	0,0371	3,451	1,833	
54	B#18G2	1313	21,45	0,0351	3,4	1,911	

I pilastri confinati hanno presentato un comportamento completamente diverso come si riscontra anche dai diagrammi sperimentali tensioni-deformazioni riportati in Fig. 3.55. Il rinforzo esterno, infatti, ha portato un notevole incremento sia di carico ultimo che di duttilità. Come si nota dalla Tab. 3.25, l'incremento di resistenza è compreso tra 1,22 e 3,84.

Generalmente il rinforzo è stato notevolmente efficace per pietre tenere e da caratteristiche meccaniche scadenti, l'incremento di resistenza in termini di carico ultimo, però è stato raggiunto a prezzo di elevatissime deformazioni soprattutto nel caso di provini realizzati in tufo.



*Fig. 3.54 – Modalità di rottura dei provini di controllo non confinati
(a) provino in tufo giallo; (b) provino in tufo grigio; (c) provino in pietra leccese; d)
provino in laterizio [3.100]*

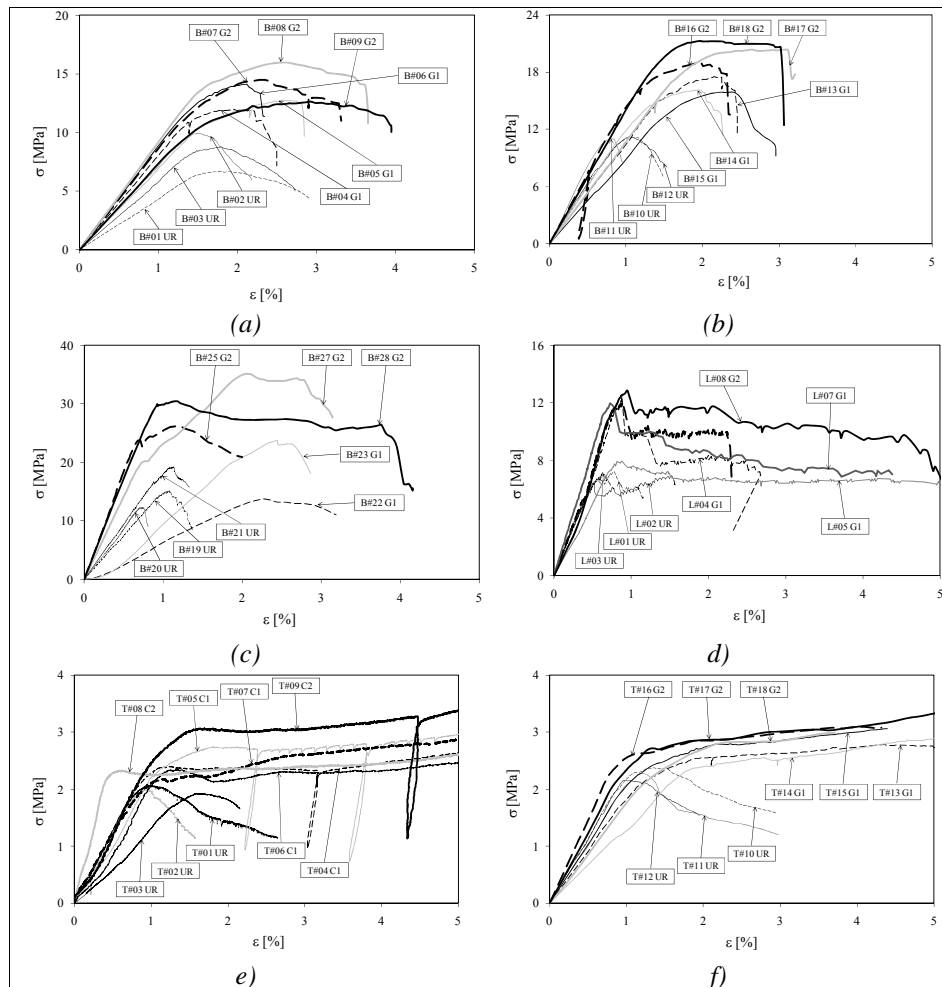


Fig. 3.55 – Diagrammi sperimentali delle prove di compressione [3.100]
 (a), (b), (c) muratura in laterizio; d) muratura in pietra leccese; e), f) muratura in tufo

In [3.103] sono stati sottoposti a prove di compressione pilastri realizzati con due tipologie di mattoni di laterizio (vedere Fig. 3.56), la fasciatura di confinamento laterale è stata realizzata con fogli in fibra di carbonio ed in fibra di vetro. Dalle prove di caratterizzazione meccanica, i

mattoni di laterizio pieno hanno esibito una resistenza a compressione di 20 MPa con densità apparente di 2000 kg/m^3 , i mattoni in laterizio forati, invece, una resistenza a compressione di 12 MPa ed una densità apparente di 900 kg/m^3 . Nella Tab. 3.27 sono riportate le caratteristiche dei rinforzi utilizzati, il setup di prova adottato è riportato schematicamente in Fig. 3.57. Al termine delle prove sono stati ottenuti i risultati riportati in Tab. 3.26, mentre in Fig. 3.58 sono mostrati due provini al termine del test.

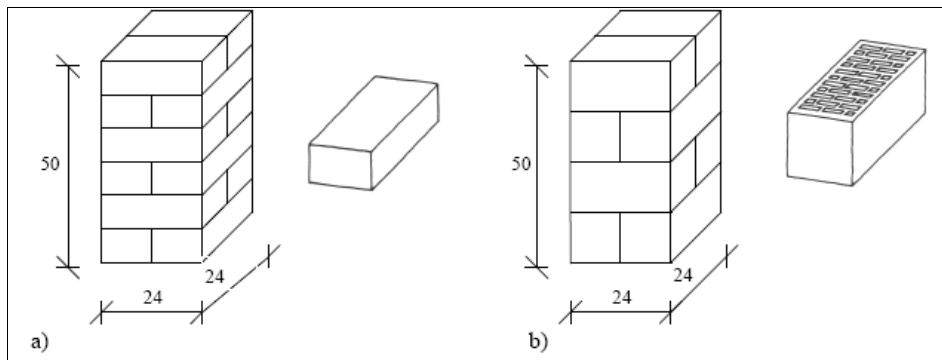


Fig. 3.56 – Le due tipologie di murature testate
(a) muratura di laterizi pieni, (b) muratura di laterizi forati [3.103]

I risultati delle prove di compressione hanno evidenziato, in via preliminare, che il confinamento laterale di colonne in muratura con FRP ha portato un incremento di circa il 30–60% della resistenza a compressione in dipendenza dalla rigidità del rinforzo, nel caso di pilastri in mattoni forati. I mattoni pieni hanno consentito un incremento della resistenza ultima fino ad oltre il 300 % rispetto ai campioni non rinforzati.

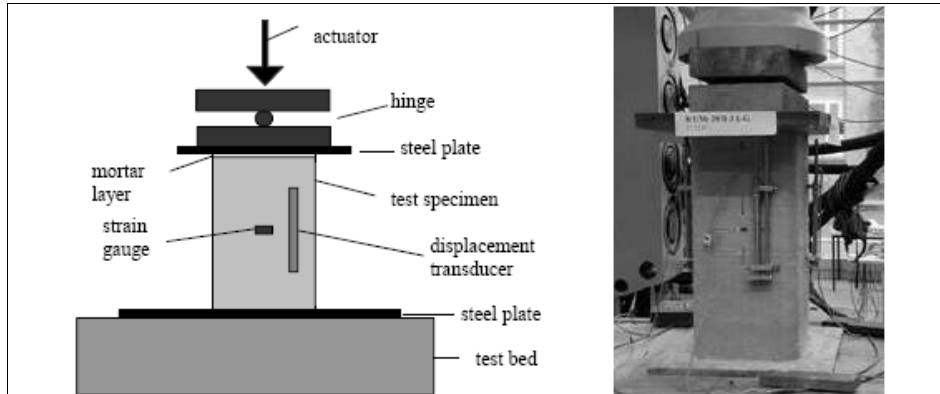


Fig. 3.57 – Il setup della prova [3.103]

Tab. 3.26 – Risultati delle prove [3.103]

Provino	Carico ultimo dei provini rinforzati [kN]	Carico ultimo dei provini di riferimento [kN]
A/1-LC	760	250
A/2-LC	848	
A/2-LG	690	360
A/3-LG	751	
B/1-LC	270	190
B/2-LC	300	
B/2-LG	337	230
B/3-LG	338	

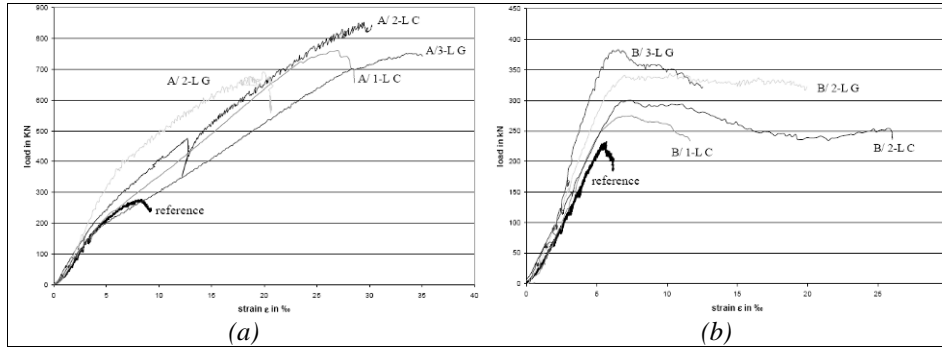
Tab. 3.27 – I sistemi di rinforzo usati [3.103]

Tipo	f_f [MPa]	ε_{fu} [%]	E_f [MPa]
Tessuto in fibra di carbonio Sika Wrap 230C	3500	1,5	230000
Tessuto in fibra di vetro Sika Wrap 430G	2250	3,1	70000
Resina epossidica Sikadur- 330	30	–	3800



*Fig. 3.58 – Due piastrini al termine della prova
(a) Provino A/1-LC al termine della prova; (b) provino A/3.LG al termine della prova [3.103]]*

In Fig. 3.59–a sono riportati i diagrammi carico deformazione per i provini del gruppo A confrontati col corrispettivo provino di riferimento non rinforzato, si nota un cambiamento di pendenza della curva approssimativamente per il carico corrispondente alla crisi del provino di riferimento ed un notevole incremento sia della deformazione che del carico ultimi. In Fig. 3.59–b sono, invece, mostrati i diagrammi carico deformazione per i provini del gruppo B confrontati col provino di riferimento non rinforzato, si nota che nonostante ci sia un ramo softening della curva molto pronunciato, il collasso avviene per livelli di deformazione elevatissimi e, comunque, a livelli di sollecitazione notevolmente più elevati rispetto al provino di riferimento.



*Fig. 3.59 – Diagrammi carico deformazioni
(a) provino del gruppo A; l (b) provini del gruppo B in nero il diagramma del provino di controllo [3.103]*

In [3.109] e [3.110] è descritta una campagna sperimentale condotta presso il laboratorio del Dipartimento di Ingegneria strutturale dell’Università di Napoli “Federico II”. La sperimentazione è stata condotta su 18 pilastri di sezione quadrata (lato circa 220 mm altezza circa 500 mm) realizzando due tipologie di pilastro

La prima tipologia è in muratura di tufo giallo napoletano con un nucleo riempito di scaglie di tufo e malta, di densità apparente di circa 1530 kg/m^3 , la seconda è in muratura di laterizio pieno, di densità apparente pari a circa 1700 kg/m^3 nella Fig. 3.60 sono riportate le caratteristiche geometriche dei provini e la realizzazione di un provino.

La malta utilizzata è di natura pozzolanica ed i provini sono stati assemblati rispettando uno spessore dei giunti di circa 12 mm.

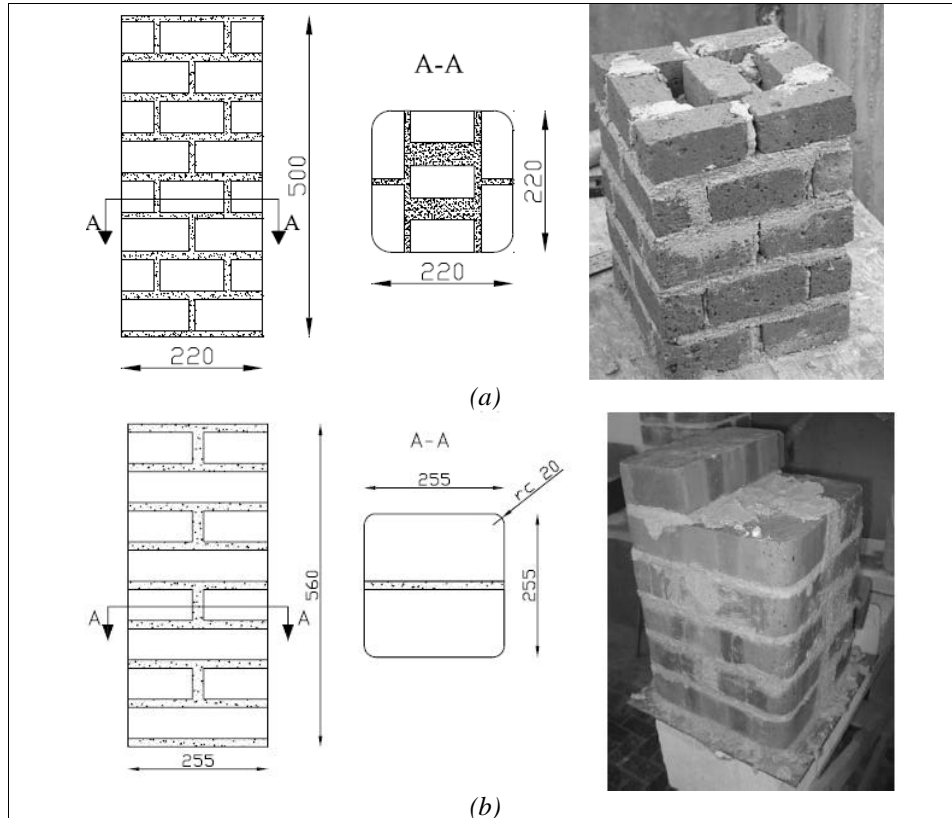


Fig. 3.60 – I pilastrini testati [3.109]
 (a) in muratura di tufo; (b) in muratura di laterizio

I provini sono stati in parte fasciati lateralmente con uno strato di GFRP, CFRP o BFRP utilizzando una matrice di resina epossidica.

Le caratteristiche dei sistemi di rinforzo sono riportate nella successiva Tab. 3.28. Gli spigoli dei provini rinforzati sono stati arrotondati con raggio di raccordo di 20 mm, in accordo a quanto suggerito in [3.118]. Le caratteristiche meccaniche degli elementi di base e della malta utilizzati sono invece riportate Tab. 3.29.

Tab. 3.28 – I sistemi di rinforzo utilizzati [3.109]

Tipo	f_u [MPa]	E [MPa]	ε_u	t_f
C-FRP	3380	228000	0,015	0,166
GFRP	1315	68000	0,020	0,48
B-FRP	1804	91000	0,019	0,24
Resina	40	3000	0,018	–

La prima lettera che identifica il provino indica la natura della muratura di base (T = tufo, B = laterizio) la seconda indica se il tipo di fasciatura laterale (U = non confinato, G = confinato con G-FRP, C = confinato con C-FRP, B = confinato con B-FRP).

Tab. 3.29 – Caratteristiche dei materiali utilizzati [3.109]

	$f_{b,m}$ [MPa]	$f_{bt,m}$ [MPa]
Tufo	2,55	–
Laterizio	22,71	–
Malta	6,9	1,71

La messa in opera dei sistemi di rinforzo è stata condotta secondo lo schema riportato nella successiva Fig. 3.61.

I provini sono stati monitorati con un sistema di LVDT ed estensimetri secondo gli schemi riportati in Fig. 3.62 e le prove sono state condotte in controllo di spostamenti alla velocità di 0,005 mm/s.

Nella Tab. 3.30 son riportate le caratteristiche geometriche dei provini ed i risultati sperimentali in termini di tensione e deformazioni di picco, mentre in Fig. 3.63 sono tracciati i diagrammi tensione-deformazioni.

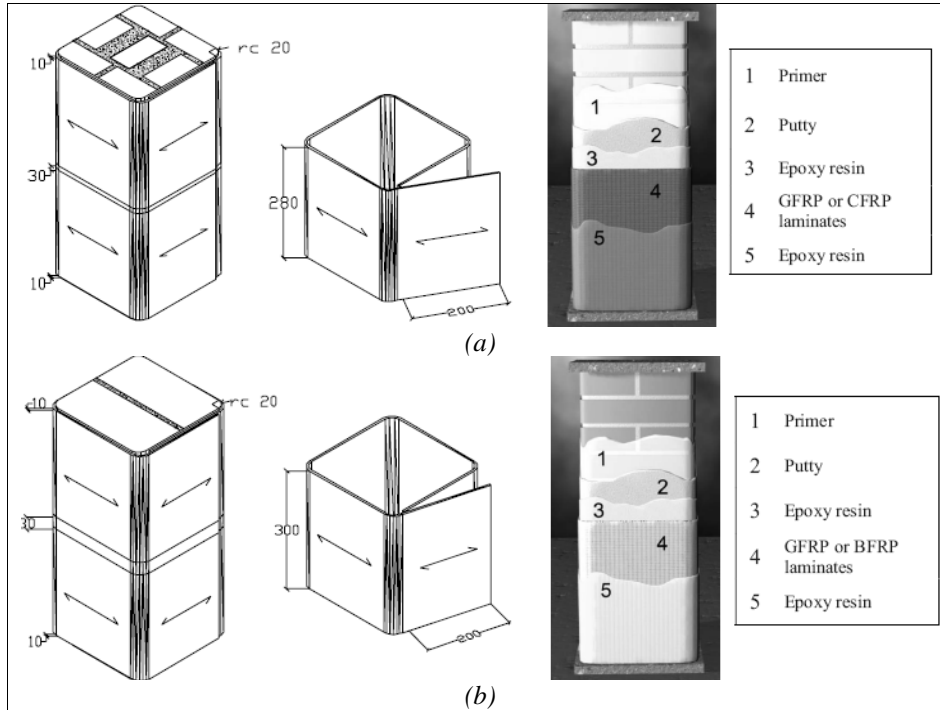


Fig. 3.61 – Messa in opera dei sistemi di rinforzo.
 (a) pilastri in tufo; (b) pilastri in laterizio [3.109]

Dall'evidenza sperimentale sembra che gli incrementi sia di deformabilità che di resistenza ultima siano particolarmente rilevanti nel caso di colonne in muratura di laterizio rinforzate con C-FRP e, in maniera meno evidente quelle rinforzate con G-FRP, i provini realizzati in tufo hanno invece mostrato un incremento di prestazioni relativamente modesto e rilevante soltanto in termini di duttilità, da tale sperimentazione sono stati calibrati dei modelli di resistenza su cui si tornerà nel prossimo paragrafo.

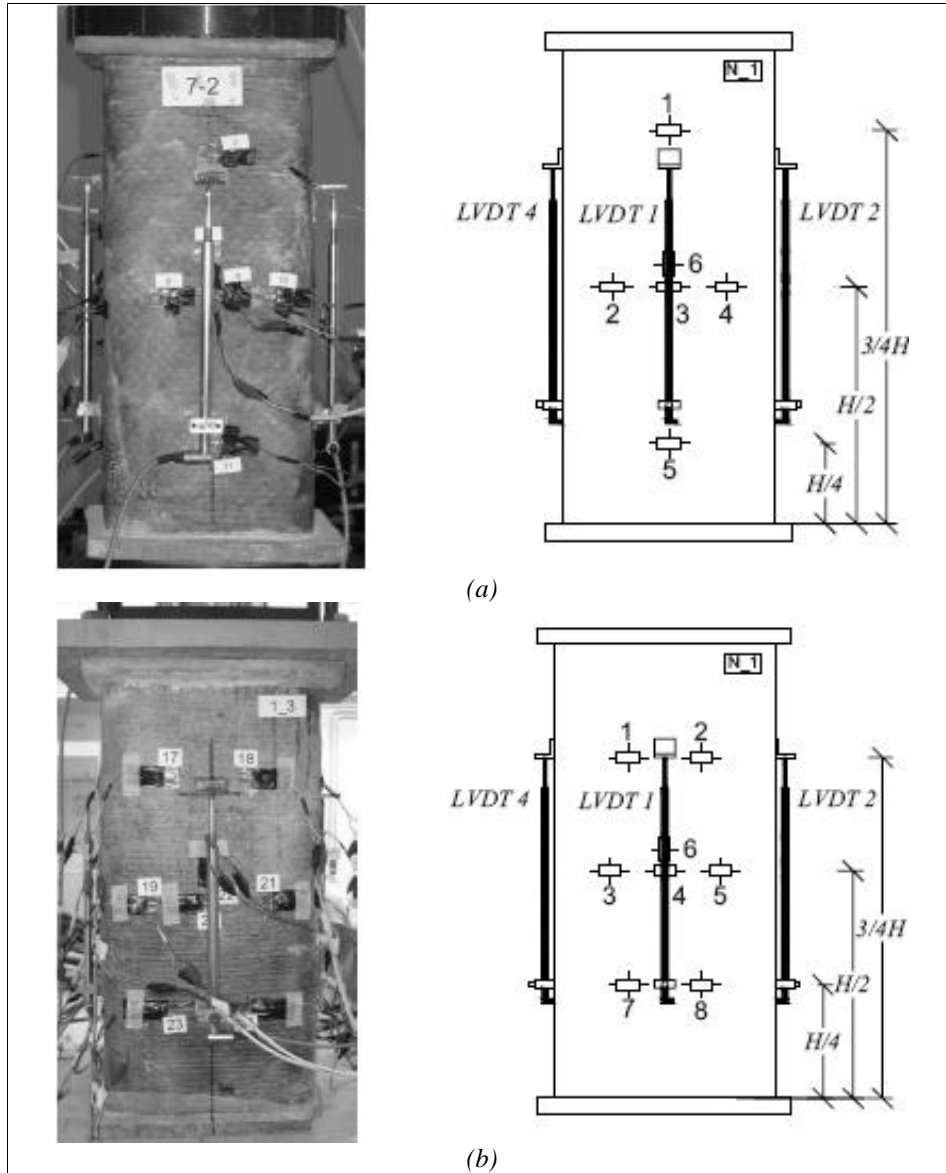


Fig. 3.62 – Monitoraggio dei provini: (a) in muratura di tufo; (b) in muratura di laterizio [3.109]

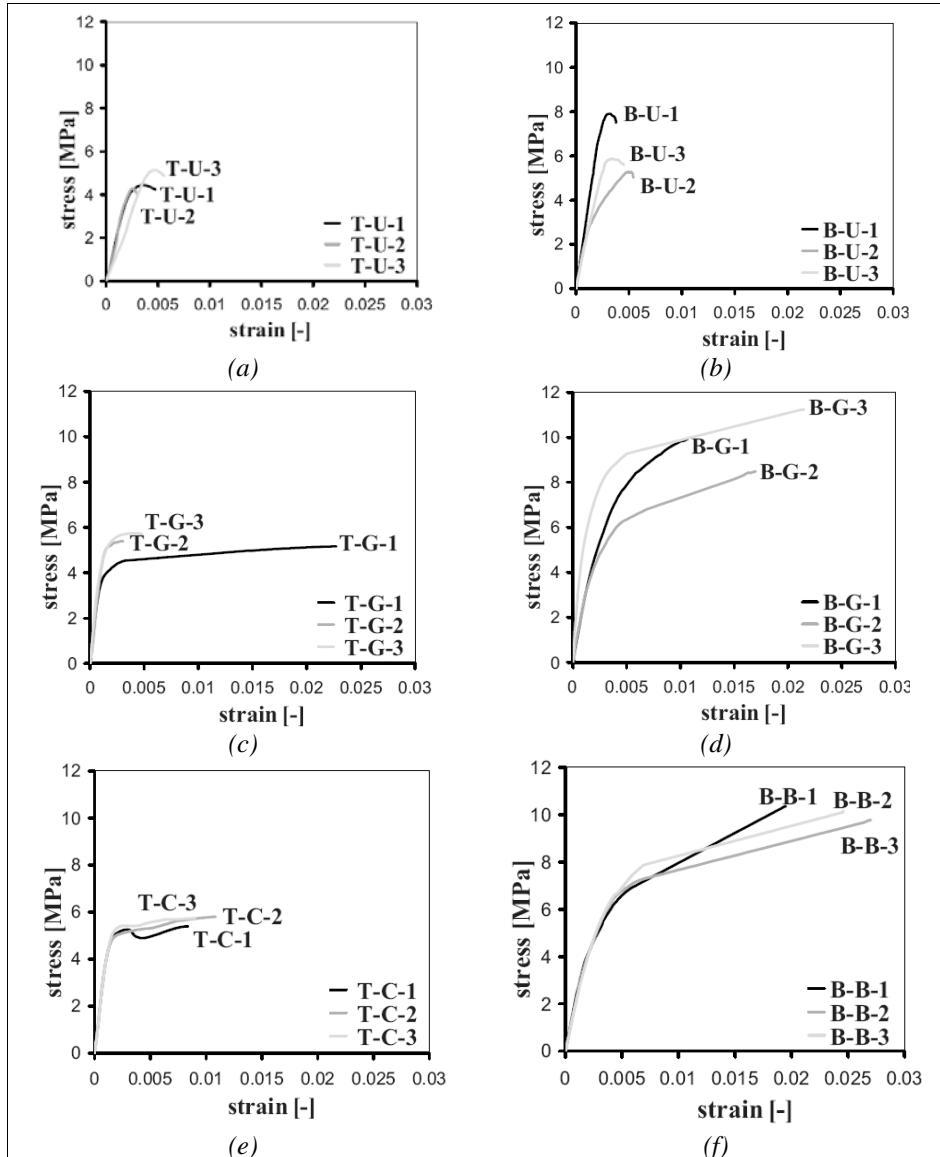


Fig. 3.63 – Diagrammi sperimentali delle prove di compressione [3.109]
 (a) (c), (e) provini in muratura di tufo; (b), (d), (f) provini in muratura di laterizio

Tab. 3.30 – Caratteristiche geometriche dei provini e risultati sperimentali [3.109]

Provino	b [mm]	d [mm]	h [mm]	f_m [MPa]	ϵ_m
TU-1	222	220	500	4,4	0,0077
TU-2	221	223	500	4,3	0,0034
TU-3	221	222	500	5,0	0,0061
TG-1	230	221	500	5,0	0,0227
TG-2	221	220	50	5,1	0,0030
TG-3	220	221	500	5,1	0,0045
TC-1	222	222	500	5,1	0,0083
TC-2	223	221	500	5,4	0,0109
TC-3	222	221	500	5,4	0,0090
BU-1	259	260	560	7,9	0,0038
BU-2	259	257	575	5,3	0,0054
BU-3	260	258	560	5,9	0,0045
BG-1	264	265	560	9,9	0,011
BG-2	267	265	560	8,5	0,017
BG-3	266	265	560	11,2	0,021
BB-1	266	266	560	10,3	0,020
BB-2	265	264	560	9,8	0,026
BB-3	265	264	560	10,1	0,025

In [3.114] sono stati realizzati e testati 19 provini in mattoni di laterizio in scala 1:4, in parte non confinati, in parte fasciati lateralmente con CFRP. In Tab. 3.31 sono riportate le caratteristiche del sistema di rinforzo utilizzato.

Dieci dei provini non fasciati sono stati sottoposti a prova triassiale a diversi livelli di pressione idrostatica e 6 di quelli fasciati lateralmente con CFRP sono stati sottoposti a compressione semplice, allo scopo di evidenziare eventuali similitudini del comportamento meccanico sotto il diverso stato tensionale.

Nelle successive Tab. 3.32 e Tab. 3.33 sono riportati, rispettivamente, i risultati delle prove a compressione per i provini confinati e non confinati, mentre in Fig. 3.65 sono riportati i relativi diagrammi sperimentali.

Tab. 3.31 – Caratteristiche meccaniche del CFRP utilizzato per il confinamento [3.114]

	Primer	Plaster	Adesivo	Fibra di carbonio
Resistenza a trazione [MPa]	12	12	50	3430
Modulo di Young [MPa]	700	1800	3000	230000

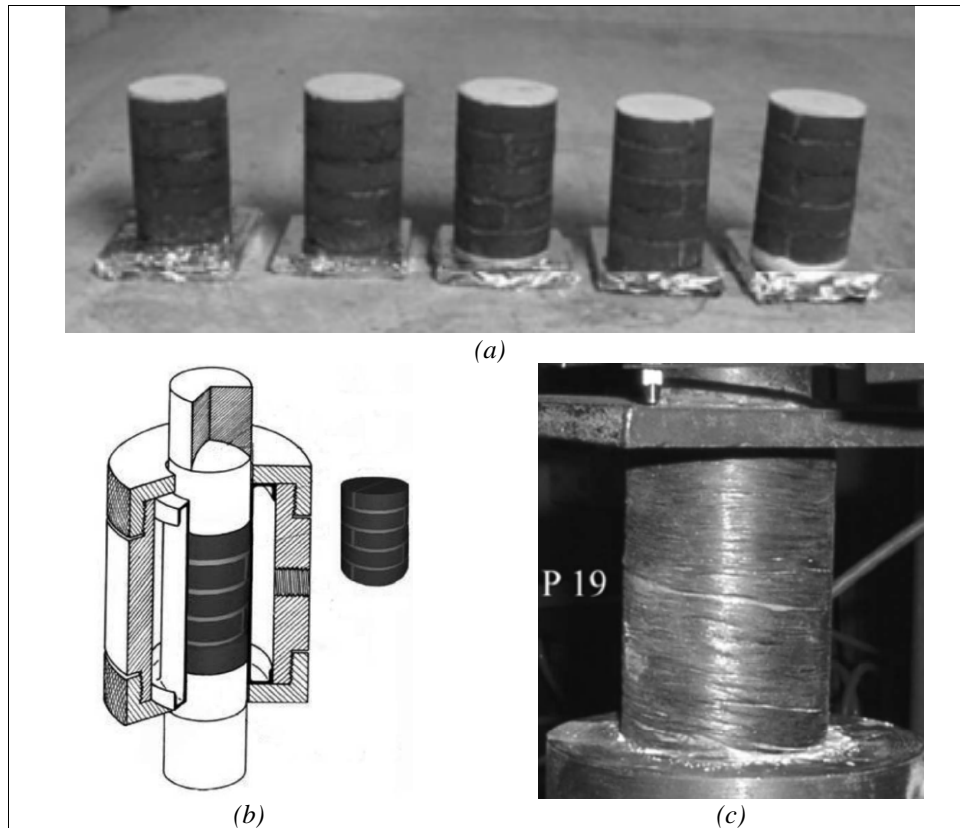


Fig. 3.64 – Prove condotte in [3.114]

(a) Alcuni dei provini in scala realizzati; (b) schema della prova triassiale; (c) uno dei provini confinati nel corso della prova

Tab. 3.32 – I risultati delle prove sui cilindri non confinati [3.114]

Provino	A[mm ²]	h [mm]	P _u [kN]	σ _u [MPa]
P1	2290	82	31,118	13,59
P4	2003	88,5	25,502	12,73
P8	2249	85	32,430	14,42

Tab. 3.33 – I risultati delle prove sui cilindri confinati [3.114]

Provino	CFRP [%]	t_r [mm]	P_u [kN]	σ_u [MPa]
P17-P19	25	0,795	63,746	27,375
P20-P21	16,7	0,66	53,672	22,799
P9-P18	12,5	0,02063	47,336	20,626

Da tali diagrammi è evidente un notevole incremento sia in termini di resistenza ultima che di deformabilità rispetto ai provini non confinati ed un comportamento tendenzialmente bilineare dei provini confinati.

Sono state evidenziate due fondamentali differenze nel comportamento sperimentale tra i provini sottoposti a prova triassiale ed i provini confinati.

Mentre, nel caso di provini confinati, alla rottura del campione l'elemento confinato presenta ancora un minimo di resistenza a compressione, nel caso di prova triassiale il provino, alla rottura, è completamente disgregato.

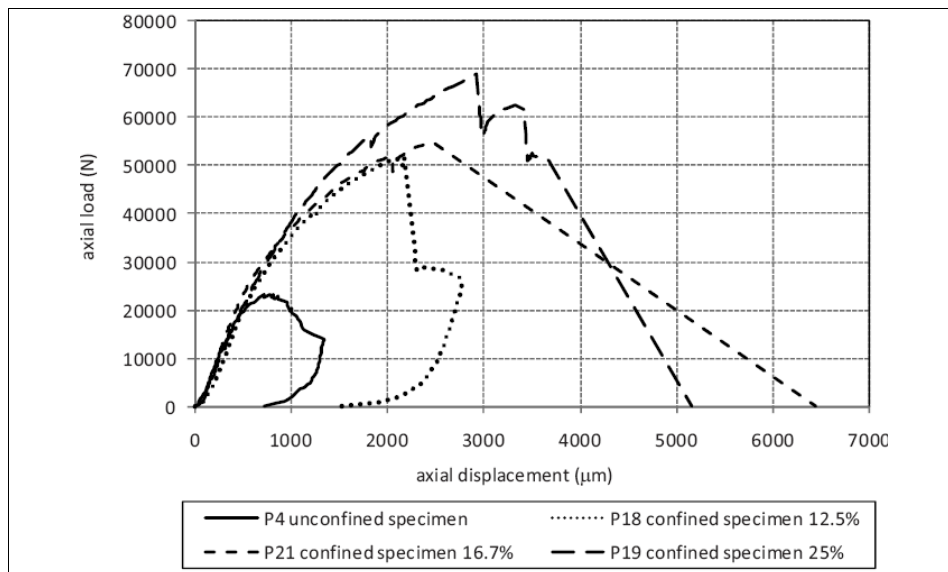


Fig. 3.65 – Prove condotte in [3.114]. diagrammi tensioni-deformazioni

Inoltre, la crisi dei provini fasciati con FRP si è presentata per concentrazione locale di tensioni tra provino e rinforzo per effetto della formazione di spigoli vivi nel nucleo confinato al progredire delle sollecitazioni, a livelli di deformazione nella fibra, verosimilmente, molto inferiori alla deformazione di rottura.

Sintesi dei risultati sperimentali

Dall'esame dai diagrammi tensioni-deformazioni dei provini oggetto delle varie campagne sperimentali, è facile notare, un comportamento della muratura confinata analogo, almeno qualitativamente, a quello del calcestruzzo confinato.

Si evidenzia, infatti, un andamento tendenzialmente bilineare, con un cambiamento di pendenza per valori della tensione molto prossimi alla resistenza a compressione della muratura non confinata, la notevole variabilità delle caratteristiche meccaniche delle varie tipologie di muratura e della dimensione e tessitura degli elementi, però, è fonte di notevoli incertezze sia in termini di deformazioni effettivamente corrispondenti agli stati tensionali, sia nella definizione di una curva analitica σ - ε , soprattutto nel ramo post-elastico.

Nelle sperimentazioni esaminate, l'impiego di un maggior numero di strati di rinforzo non sembra comportare un incremento direttamente proporzionale della tensione in corrispondenza della quale si ha il cambio di pendenza del diagramma, tuttavia, si rileva generalmente un ulteriore incremento della deformazione ultima all'atto della rottura del provino.

Lo sfruttamento dell'effetto combinato di fasciatura laterale e barre, entrambe in fibre di vetro, è una soluzione esaminata in [3.111] e sembra essere particolarmente vantaggiosa nel caso in cui l'incremento di duttilità dell'elemento sia l'obiettivo principale da perseguire, mentre il confinamento soltanto con barre in compositi fibrorinforzati consente

incrementi di capacità portante, non consentendo però particolari vantaggi in termini di duttilità.

Ancora, in quasi tutte le sperimentazioni, viene sottolineata l'esigenza di caratterizzare in maniera più specifica la muratura, infatti, l'estrema eterogeneità sia delle caratteristiche meccaniche dei mattoni che della geometria della muratura di base sembrano influenzare in maniera notevole l'efficacia del confinamento.

Infine, sembra che il formarsi di spigoli vivi e lesioni nella muratura al progredire dello stato fessurativo, penalizzi fortemente l'efficacia del confinamento per il fatto che la rottura delle fibre avviene per il formarsi di tensioni localizzate particolarmente elevate molto prima del raggiungimento della deformazione di rottura.

3.4.6 Modelli di confinamento per la muratura

Un elemento soggetto a forza assiale presenta un carico ultimo pari a:

$$N_{u0} = A_m \cdot f_{m0} \quad (3.101)$$

in cui A_m è la sezione retta dell'elemento.

Come visto, la presenza di un'azione laterale di confinamento evidenzia un incremento della massima forza sopportabile in compressione che è più o meno proporzionale alla tensione laterale. Tale comportamento può essere espresso sinteticamente da una relazione del tipo:

$$f_{mc} = f_{m0} + k_1 \cdot f_{l,eff} \quad (3.102)$$

in cui f_{mc} è la resistenza a compressione dell'elemento confinato, $f_{l,eff}$ è l'aliquota efficace della tensione laterale di confinamento f_l , su cui si tornerà diffusamente a breve; k_1 , invece, è un parametro che, come per il calcestruzzo, può assumere diverse espressioni a seconda del materiale, della geometria dell'elemento e del sistema di rinforzo utilizzato.

Il carico ultimo dell'elemento confinato si ottiene infine semplicemente come:

$$N_{uc} = A_m \cdot f_{mc} \cdot f_{l,eff} \quad (3.103)$$

La pressione efficace di confinamento, $f_{l,eff}$, è funzione della forma della sezione e delle modalità di intervento.

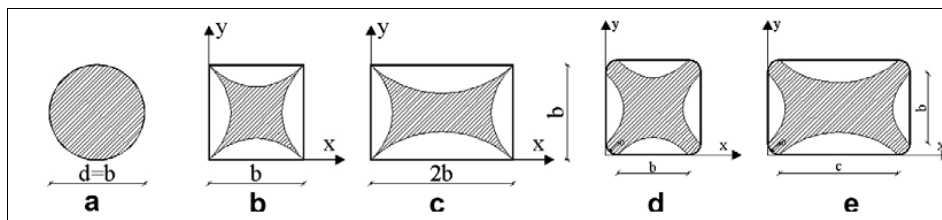


Fig. 3.66 – Influenza della forma della sezione sull'effetto del confinamento.
Le zone tratteggiate evidenziano la porzione di area effettivamente confinata [3.104]

L'efficacia del rinforzo con fasciature in composito fibrorinforzato dipende, infatti, dalla forma della sezione retta. Per sezioni non circolari l'effetto del confinamento si estende soltanto ad una parte della sezione, come è mostrato qualitativamente nella Fig. 3.67 che riporta due pilastri confinati con fibre di vetro sottoposti a prove di schiacciamento.

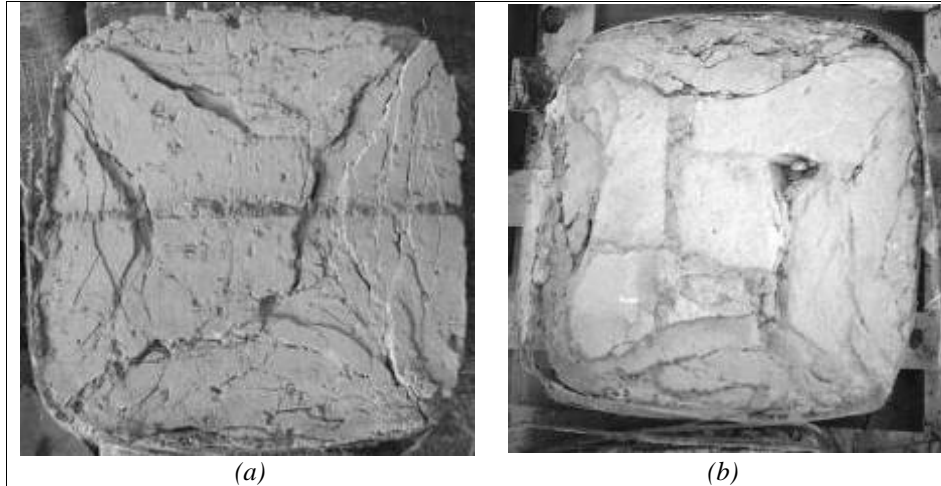


Fig. 3.67 – Diffusione delle lesioni all'interno della sezione retta
riscontro sperimentale del concetto di area effettivamente confinata (a) provini in
mattoni di laterizio; (b) provini in tufo.

In particolare, se V_m è il volume dell'elemento di muratura e $V_{c,eff}$ è il volume della porzione efficacemente confinata, si può introdurre il seguente coefficiente di efficienza:

$$k_{eff} = \frac{V_{c,eff}}{V_m}, \quad (3.104)$$

in funzione del quale può essere definita la pressione efficace di confinamento. Il coefficiente di efficienza, k_{eff} , viene espresso, nel caso più generale possibile, come prodotto tra un coefficiente di efficienza orizzontale k_H , un coefficiente di efficienza verticale, k_V , ed un coefficiente legato all'inclinazione delle fibre rispetto alla linea d'asse dell'elemento, k_a , per cui:

$$f_{l,eff} = k_{eff} f_l = k_H k_V k_a f_l. \quad (3.105)$$

Il coefficiente di efficacia orizzontale è definito come:

$$k_H = \frac{A_c}{A_m} \quad (3.106)$$

in cui A_c rappresenta l'area della sezione effettivamente confinata.

In equazione (3.107) è riportata la relazione più comune per calcolare k_H , con le grandezze definite in Fig. 3.68.

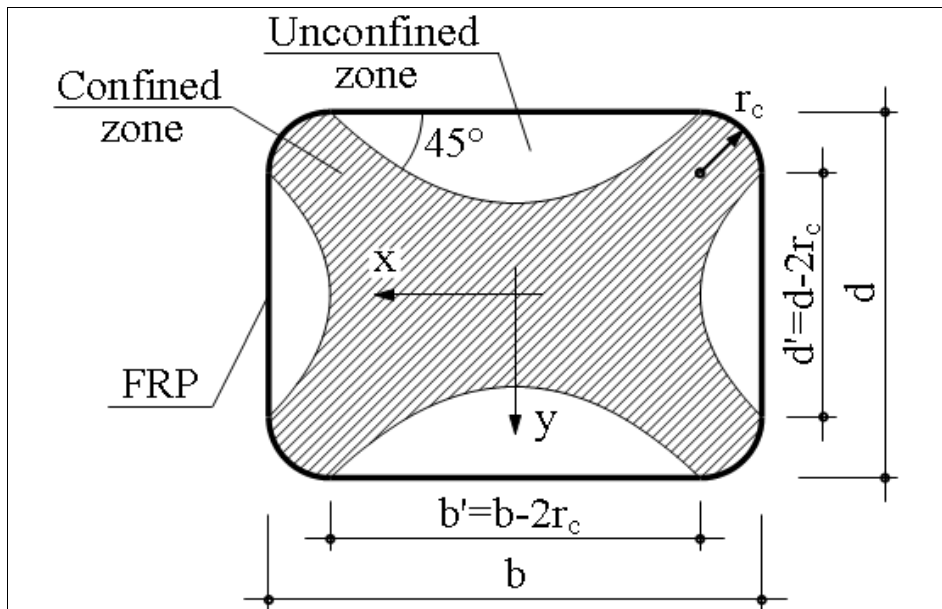


Fig. 3.68 – Definizione delle zone effettivamente confinate in una colonna rettangolare [3.118]

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + d'^2}{3 \cdot A_m} \quad (3.107)$$

Per la valutazione di k_H nel caso di una sezione muraria a forma di poligono regolare, estendendo il criterio adottato per determinare l'area effettivamente confinata per sezioni rettangolari, è possibile utilizzare la seguente formula ricorsiva proposta in [3.104] e riportata nella relazione:

$$k_H = 1 - \frac{\pi \cdot b_{ed}}{12 \cdot a_{ed}}, \quad (3.108)$$

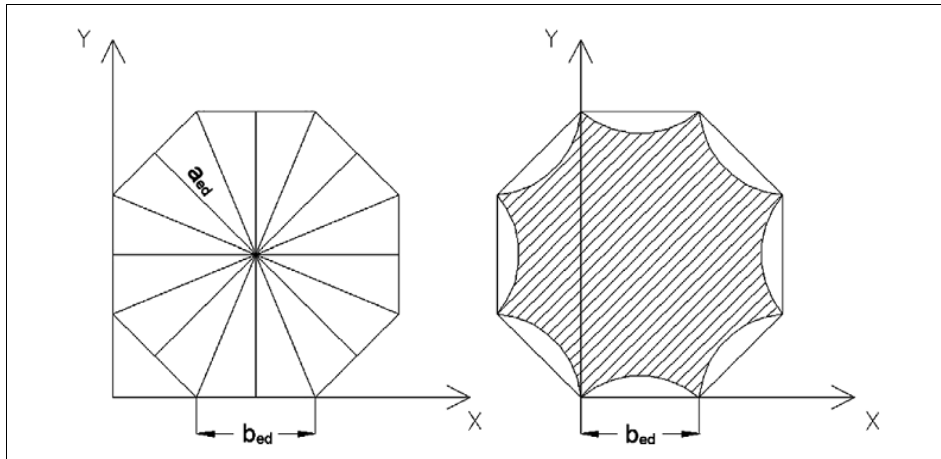


Fig. 3.69 – Confinamento di colonne poligonali [3.104]

in cui, come è illustrato in Fig. 3.69, b_{ed} è la lunghezza del lato e a_{ed} è il raggio della circonferenza inscritta. Ne risulta, ad esempio, che nel caso di colonne ottagonali, particolarmente diffuse nei fabbricati storici, risulta $k_H = 0,78$.

Il coefficiente di efficacia verticale è legato invece al passo con cui è posizionata la fasciatura di rinforzo, come riportato in Fig. 3.70 e in equazione (3.109).



Fig. 3.70 –Coefficiente di efficacia verticale [3.118]

$$k_H = 1 - \frac{p_f'^2}{2 \cdot \min\{b, h\}} \quad (3.109)$$

Infine, il coefficiente k_a è legato all'inclinazione α_f delle fibre tramite la relazione:

$$k_a = \frac{1}{1 + (\tan \alpha_f)^2} \quad (3.110)$$

La base del contributo alla resistenza che il composito fibrorinforzato fornisce alla muratura, è data dalla pressione laterale f_l che si sviluppa nella fasciatura. Tale pressione, come visto, è generalmente non uniforme, né lungo il perimetro della sezione soprattutto in prossimità

degli spigoli di sezioni rettangolari, né lungo l'altezza del provino tranne nel caso di fasciatura continua, da cui il motivo di utilizzare un suo valore ridotto.

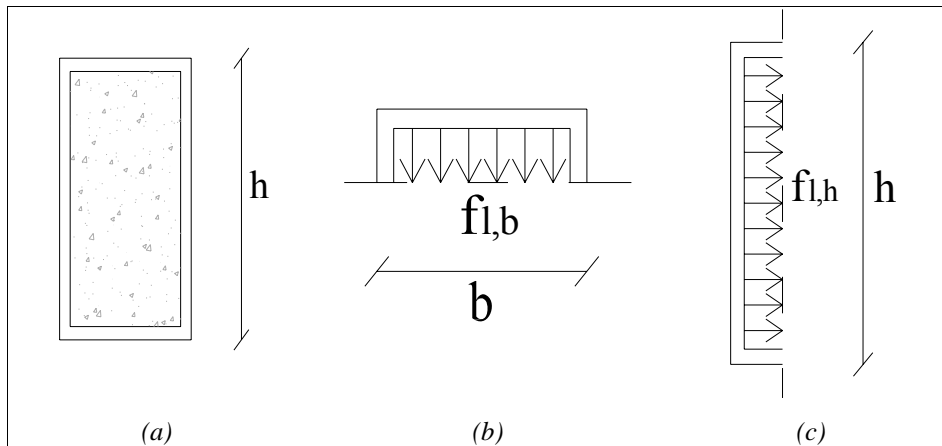


Fig. 3.71 – Determinazione della pressione media di confinamento per una sezione rettangolare [3.102] (ridisegnata).

Come valor medio di f_l in una sezione di dimensioni b ed h si può scrivere, riferendosi alla Fig. 3.71.

$$f_l = \frac{f_{l,h} + f_{l,b}}{2} = \frac{1}{2} k_H \left(\frac{2t_f}{h} E_f \varepsilon_f + \frac{2t_f}{b} E_f \varepsilon_f \right) = k_H \frac{b+h}{bh} t_f E_f \varepsilon_f, \quad (3.111)$$

in cui compaiono le caratteristiche meccaniche del rinforzo ed il coefficiente di efficienza orizzontale k_H .

Assumendo il caso di fasciatura completa, la crisi per compressione avviene quando nel rinforzo si raggiunge una tensione f_{fe} , generalmente molto inferiore alla resistenza a trazione monoassiale dello stesso a causa di concentrazioni di tensioni locali e la presenza di stati tensionali multiassiali.

La pressione di confinamento al collasso, si ottiene quindi sostituendo f_{fe} ad $E_f \epsilon_f$:

$$f_1 = k_H \frac{b+h}{bh} t_f f_{fe} . \quad (3.112)$$

Gli studi svolti dai vari ricercatori sono orientati, prevalentemente, allo sviluppo di relazioni analoghe alla (3.102), proponendo varie espressioni per il termine k_f .

In [3.114] confrontando i risultati sperimentali di prove triassiali e su provini confinati con C-FRP di cilindri in laterizio è stata ricavata la seguente relazione:

$$f_{mc} = f_{m0} + 3,68 \cdot f_1 \quad (3.113)$$

in cui f_1 è la pressione laterale di confinamento.

In [3.102] è sviluppato uno dei primi modelli predittivi relativi a colonne a sezione rettangolare in mattoni di laterizio confinata con FRP.

Il modello è retto dalle seguenti equazioni:

$$f_{mc} = f_{m0} \left(1 + k_1 \frac{f_1}{f_{m0}} \right), \quad (3.114)$$

$$\epsilon_{mc} = \epsilon_{m0} + k_2 \frac{f_1}{f_{m0}}, \quad (3.115)$$

in cui: k_1, k_2 sono costanti empiriche da calibrare sperimentalmente.

Studi sperimentali su provini confinati con una bassa percentuale in volume di rinforzo laterale sembrano indicare che per valori molto bassi della pressione di confinamento, la resistenza a compressione della

muratura confinata non supera la corrispondente resistenza della muratura non confinata.

Per tale motivo, la (3.114) si può riscrivere come:

$$f_{mc} = f_{m0} \left(\alpha + k_1 \frac{f_l}{f_m} \right) \geq f_{m0}, \quad (3.116)$$

con $\alpha < 1$ per garantire la continuità di f_{mc} quando $f_{mc} > f_{m0}$.

Il modello, quindi, è definito una volta calibrati i valori k_1 , k_2 ed α .

Eseguendo il best fit dei dati sperimentali in [3.102] si sono ottenuti i valori $\alpha = 0,6$ e $k_1 = 1,65$. Sostituendoli nella relazione (3.116) e ponendo $f_{mc}/f_m = 1$ il rapporto f_{lu}/f_m diviene pari a 0.24. Il modello proposto ha quindi equazioni:

$$\begin{aligned} f_{mc} &= f_m \text{ se } \frac{f_{lu}}{f_m} \leq 0,24 \\ f_{mc} &= f_m \left(0,6 + 1,65 \frac{f_l}{f_m} \right) \text{ se } \frac{f_l}{f_m} \geq 0,24, \end{aligned} \quad (3.117)$$

analogamente si è ottenuto per la deformazione ultima:

$$\varepsilon_{mc} = \varepsilon_m + 0.034 \frac{f_l}{f_m}. \quad (3.118)$$

In [3.104] è stata proposta, sempre riferendosi a murature in laterizio, una formulazione del tipo riportato nell'equazione (3.102), assumendo per k_l la relazione:

$$k_1 = k_{10} \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{m0}} \right)^{-\alpha}, \quad (3.119)$$

i valori calibrati di k_{10} ed α sono risultati 2,4 e $-0,17$.

Successivamente, in [3.98] è stata calibrata la relazione (3.114) per adattarla al caso di muratura in tufo ottenendo $\alpha = k_I = 1$, ossia:

$$f_{mc} = f_m \left(1 + \frac{f_{lu}}{f_m} \right). \quad (3.120)$$

In [3.109], infine, sono stati raccolti i risultati di varie sperimentazioni allo scopo di ricalibrare i parametri del coefficiente k_I della relazione (3.119).

I risultati hanno condotto a due espressioni per k_1 , ossia:

$$k_1 = 1,09 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{m0}} \right)^{-0,24}, \quad (3.121)$$

per muratura in laterizio, e:

$$k_1 = 1,53 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{m0}} \right)^{-0,10}, \quad (3.122)$$

per muratura in tufo.

Come si nota, allo stato attuale, le formule predittive relative alla muratura confinata con FRP sono relativamente poche e sviluppate, per la maggior parte, solo nel caso di colonne in mattoni di laterizio, tralasciando, salvo in pochi casi, murature realizzate con pietre naturali.

3.5 Il quadro Normativo

3.5.1 Aderenza

Le linee guida C.N.R. [3.118] valutano la forza massima trasmissibile, attraverso il valore della tensione cui può lavorare il rinforzo nella sezione terminale prima della perdita di aderenza, data dalla relazione, assumendo i coefficienti parziali di sicurezza di muratura e rinforzo pari ad uno:

$$f_f = 0,17 \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_{b,k} f_{bt,m}}}{t_f}}, \quad (3.123)$$

in cui γ_{fd} è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al composito, γ_m quello relativo alla muratura.

La lunghezza ottimale di ancoraggio L_{eff} , come visto corrisponde alla minima lunghezza di incollaggio tra rinforzo e supporto che garantisce la trasmissione della massima tensione, il documento tecnico presenta per questa la relazione:

$$L_{eff} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2 \cdot f_{bt,m}}}, \quad (3.124)$$

con riferimento alla resistenza media a trazione dei blocchi, che compare sia nella (3.123) che nella (3.124), in mancanza di dati diretti si può assumere:

$$f_{bt,m} = 0,1 \cdot f_{b,k} , \quad (3.125)$$

l'assunzione dei valori di resistenza relativi ai blocchi e non alla muratura del suo complesso è giustificata dal fatto che, come evidenziato sperimentalmente la coesione tra composito e muratura è assicurata, per la gran parte, dalle tensioni di interfaccia che insorgono tra i singoli elementi ed il rinforzo.

In caso di lunghezze di ancoraggio inferiori a quella efficace, la tensione riportata nella va ridotta con la relazione:

$$f_{fd,rid} = f_{fd} \frac{L_f}{L_{eff}} \left(2 - \frac{L_f}{L_{eff}} \right). \quad (3.126)$$

Alternativamente, secondo il documento tecnico C.N.R. [3.117], nel caso di lunghezza di ancoraggio superiore alla lunghezza efficace, la forza di delaminazione F_{max} del rinforzo in FRP dal supporto, la corrispondente tensione f_{fd} e la corrispondente dilatazione nelle fibre si possono determinare a partire dall'energia di frattura:

$$\begin{aligned} P_{max} &= b_f \sqrt{2 \cdot E_f t_f G_F} , \\ f_{fd} &= \sqrt{\frac{2 \cdot E_f G_F}{t_f}} , \\ \varepsilon_{fd} &= \sqrt{\frac{2 \cdot G_F}{E_f t_f}} , \end{aligned} \quad (3.127)$$

nel caso di supporto piano ed in muratura, sempre in [3.117] è suggerito di valutare il valore caratteristico dell'energia di frattura come:

$$G_{Fk} = c_1 \cdot \sqrt{f_{mk} f_{mtm}}, \quad (3.128)$$

l'energia di frattura risulta quindi legata attraverso il parametro c_1 assunto pari a 0,015 alla resistenza caratteristica a compressione, f_{mk} e alla resistenza media a trazione, f_{mtm} , della muratura.

Riguardo al valore del coefficiente c_1 , in [3.56] e [3.57] è proposto il valore di 0,045, valutato come valor medio calibrato tramite prove di compressione-taglio su pannelli murari rinforzati con strisce in FRP, mentre in [3.59] il valore della costante, ricavato da prove di pull-out, sembra essere variabile da 0,08 a circa 0,1 in base alle caratteristiche del supporto e del sistema di rinforzo.

Infine, si tiene conto anche della eventuale presenza di tensioni perpendicolari al piano del rinforzo, che possono insorgere, ad esempio, in caso di applicazione del rinforzo su elementi curvi (archi o cupole). In mancanza di valutazioni analitiche più approfondite, l'effetto combinato di distacco per forza di ancoraggio radente ed ortogonale al piano di adesione, si può valutare ipotizzando un dominio di interazione lineare, che riduce la forza radente di progetto proporzionalmente a quella normale, in pratica utilizzando la relazione:

$$f_{fpd} = f_{fdd} \left(1 - \frac{\sigma_{Sd}}{f_{mt,d}} \right), \quad (3.129)$$

dove σ_{Sd} è la tensione normale al paramento in corrispondenza della superficie di incollaggio, ed $f_{mt,d}$ è il resistenza a trazione di progetto della muratura, nel caso di rinforzi a sagoma curva, di raggio di curvatura r , sollecitati da una trazione costante σ_f può assumersi:

$$\sigma_{sd} = \sigma_f \cdot t_f \cdot \frac{1}{r} \quad (3.130)$$

Nel documento tecnico [3.116] con riferimento al calcestruzzo rinforzato con lamine in FRP, la massima tensione affidabile al supporto prima della perdita di aderenza è definita con la relazione generale (in MP(a)):

$$\sigma_f = c_1 \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_{ck} f_{ct,m}}}{t_f}}; \quad (3.131)$$

mentre la lunghezza efficace di ancoraggio è definita dalla relazione:

$$L_{eff} = c_2 \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f_{ck} f_{ct,m}}}}; \quad (3.132)$$

la σ_f viene calcolata, per lunghezze di ancoraggio inferiori a quella efficace, con una legge perfettamente analoga alla (3.126).

In [3.116] è proposto anche un legame di interfaccia, di tipo bilineare, riportato in Fig. 3.72 e retto dalle relazioni (3.133), (3.134) e (3.135).

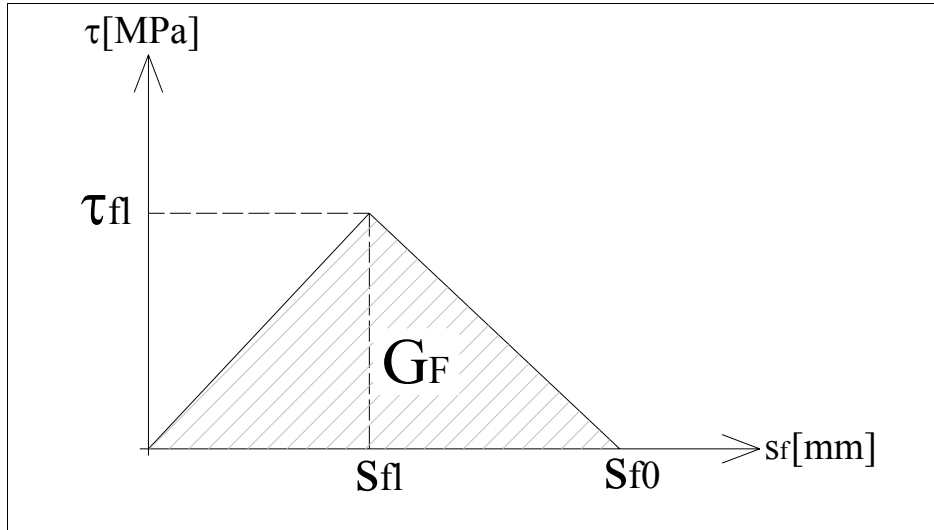


Fig. 3.72 – Legame forza di aderenza-scorrimento proposto in [3.116].

$$\tau_{fl} = c_4 \sqrt{f_{ck} f_{ct,m}} ; \quad (3.133)$$

$$s_{f0} = c_3 = \frac{c_1^2}{c_4} ; \quad (3.134)$$

$$G_F = \frac{1}{2} \tau_{fl} s_{f0} . \quad (3.135)$$

I valori delle costanti c_1 , c_2 , c_3 e c_4 sono stati calibrati in base a prove di strappo tra calcestruzzo e laminati in composito fibrorinforzati e sono pari a:

$$\begin{aligned} c_1 &= 0,23; \\ c_2 &= 1,44; \\ c_3 &= 0,185; \\ c_4 &= 0,285. \end{aligned} \quad (3.136)$$

Tali valori sono suscettibili di variazioni in dipendenza dell'eventuale disponibilità di ulteriori studi e risultati sperimentali.

3.5.2 Confinamento

Nelle istruzioni [3.118] il comportamento a compressione di un elemento murario fasciato lateralmente con compositi fibrorinforzati viene espresso con la seguente relazione che lega la resistenza a compressione monoassiale di progetto dell'elemento confinato, $f_{mc,d}$, con la resistenza dello stesso elemento non confinato e l'effettiva tensione di confinamento applicata:

$$f_{mc,d} = f_{m0,d} + k' \cdot f_{l,eff} \quad (3.137)$$

analoga alla relazione (3.102). Per il valore di k' le istruzioni suggeriscono la relazione:

$$k' = \frac{g_m}{1000} \quad (3.138)$$

dove g_m è la densità di massa apparente della muratura in kg/m^3 .

Per la definizione della pressione di confinamento f_l , con riferimento a colonne circolari, considerando il caso generale di fasciatura esterna e tirantatura interna, si introducono i rapporti geometrici definiti come segue:

$$\rho_f = \frac{4t_f b_f}{D \cdot p_f}; \rho_b = \frac{n_b A_b}{D \cdot p_b} \quad (3.139)$$

in cui t_f è lo spessore del rinforzo, b_f è la larghezza della striscia di rinforzo, D è il diametro esterno della sezione trasversale, p_f è il passo delle strisce in asse alla colonna, p_b è il passo delle barre, A_b è l'area della sezione retta della barra, n_b è il numero di barre in uno strato.

In particolare, in caso di fasciatura continua:

$$\rho_f = \frac{4t_f}{D}. \quad (3.140)$$

Con riferimento ad un elemento di sezione rettangolare, $b \times d$, invece, si hanno le relazioni:

$$\rho_{f,x} = \frac{4t_f b_f}{h \cdot p_f}; \rho_{f,x} = \frac{4t_f b_f}{b \cdot p_f}; \rho_{b,x} = \frac{n_{b,x} A_b}{h \cdot p_b}; \rho_{b,y} = \frac{n_{b,y} A_b}{b \cdot p_b}, \quad (3.141)$$

dove i pedici x ed y si riferiscono alle due direzioni principali della sezione retta della colonna.

In condizioni di equilibrio limite, la pressione di confinamento f_l , si può calcolare con la relazione:

$$f_l = \frac{1}{2} \min \left\{ \rho_{f,x} E_f + 2 \cdot \rho_{f,x} E_b; \rho_{f,y} E_f + 2 \cdot \rho_{f,y} E_b \right\} \varepsilon_{fd,rid}. \quad (3.142)$$

Per la definizione del coefficiente di efficacia orizzontale e verticale, le istruzioni propongono le relazioni (3.107) e (3.108), per cui, la tensione efficace di confinamento è:

$$f_{l,eff} = k_H k_V f_l. \quad (3.143)$$

Qualora, invece, per il confinamento si utilizzino barre di cucitura, il coefficiente di efficacia assume la forma riportata in (3.144) con le grandezze descritte in Fig. 3.73.

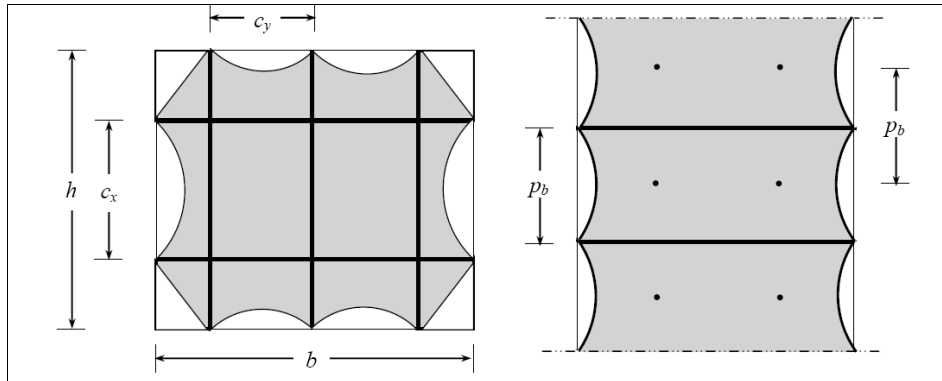


Fig. 3.73 – Determinazione del volume effettivamente confinato in caso di barre di confinamento[3.118].

$$k_{\text{eff}} = k_H k_V = \left[1 - \frac{1}{6} \left(2 \frac{n_{bx} - 1}{n_{bx}^2} \frac{h}{b} + 2 \frac{n_{by} - 1}{n_{by}^2} \frac{h}{b} + \frac{3}{n_{bx} \cdot n_{by}} \right) \right] \left(1 - \frac{p_b}{2 \min\{b, h\}} \right)^2 \quad (3.144)$$

Infine, con riferimento alla deformazione ridotta di calcolo del composito, rispettivamente, nel caso di tessuti e di barre, è assunta pari a:

$$\varepsilon_{fd,rid} = \frac{\eta_a}{\gamma_f} \varepsilon_{fk} ; \varepsilon_{bd,rid} = \frac{\eta_a}{\gamma_f} \varepsilon_{bk} , \quad (3.145)$$

nel caso di utilizzo, nello stesso intervento, sia di tessuti che di barre passanti, nella relazione (3.142) va considerata la più piccola tra le due.

I coefficienti η_a e γ_f sono rispettivamente il fattore di conversione ambientale e il coefficiente parziale di sicurezza della fasciatura di rinforzo, di cui si è trattato nel primo capitolo, essi si ricavano dalle

successive. Le denominazioni “tipo A” e “tipo B” si riferiscono a sistemi di rinforzo certificati o no in base alle istruzioni del documento tecnico.

Tab. 3.34 – Coefficienti parziali di sicurezza per i materiali ed i prodotti [3.118]

Modalità di collasso	Coefficiente parziale	Applicazione tipo A	Applicazione tipo B
Rottura	γ_f	1,10	1,25
Delaminazione	$\gamma_{f,d}$	1,20	1,50

Tab. 3.35 – Fattori di conversione ambientale per varie combinazioni di esposizione e vari sistemi di FRP [3.118]

Condizioni di esposizione	Tipo di fibra/resina	η_a
Interna	Vetro/Epossidica	0,75
	Arammidica/Epossidica	0,85
	Carbonio/Epossidica	0,95
Esterna	Vetro/Epossidica	0,65
	Arammidica/Epossidica	0,75
	Carbonio/Epossidica	0,85
Ambiente aggressivo	Vetro/Epossidica	0,50
	Arammidica/Epossidica	0,70
	Carbonio/Epossidica	0,85

Nel caso di sezioni rettangolari e quadrate, le istruzioni consigliano di provvedere, prima dell'applicazione dell'intervento di rinforzo, ad un arrotondamento degli spigoli con raggio minimo di 20 mm, allo scopo di evitare concentrazioni di tensioni, particolarmente penalizzanti per il sistema di fasciatura.

BIBLIOGRAFIA

Testi e pubblicazioni

- [3.1] Faella C., Martinelli E., Nigro E. (2008) – Formulation and validation of a theoretical model for intermediate debonding in FRP strengthened rc beam – Composite Part B 2008; 39(4):645:655.
- [3.2] Yao J. (2004) – Debonding failure in reinforced concrete structures strengthened with externally bonded FRP sheets/plates – Tesi di dottorato, Hong Kong Polytechnic University.
- [3.3] Yevei Wu, Zhiqiang Zhou, Quingda Yang, Weiqiu Chen (2010) – On shear bond strength of FRP–concrete structures.
- [3.4] Khomwan N., Foster S. J. (2005) – Debonding failure in CFRP flexurally strengthened reinforced concrete beams – UniCiv Report No. R-440, September 2005, The University of New South Wales, Sidney, Australia.
- [3.5] Loo M. K. Y., Foster S. J., Smith S. T. (2009) – Behaviour of CFRP–strengthened deteriorated RC beams subjected to fatigue – UniCiv Report No. R-455, June 2009, The University of New South Wales, Sidney, Australia.
- [3.6] Ueda t., Dai J. (2005) – Mode II fracture energy of FRP–concrete interface: its evaluation and roles in interface modelling and anchorage design – ICF XI – 11th International Conference on Fracture, 2005.
- [3.7] Paciello S. O. (2007) –Applicazione di compositi nel rinforzo delle murature – Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture e del Recupero Edilizio ed Urbano (V ciclo N.S. (2003–2006).
- [3.8] Monti G., Alessandri S., Santini S. (2008) – Design by testing : A procedure for the statistical determination of capacity models – Construction and Building Materials 23 (2009) 1487–1494.

- [3.9] Ceroni F., Pecce M. (2004) – Bond tests on concrete elements with CFRP and anchorage systems – Int. Conference CICE 2004 8–10 December 2004. Adelaide, Australia.
- [3.10] Ascione L., Berardi V. P. (2007) – Dispositivi meccanici per l'ancoraggio di lamine di FRP negli interventi di rinforzo a flessione o a pressoflessione di elementi strutturali in c.a. – Atti del Workshop Materiali ed approcci innovativi per il progetto in zona sismica e la mitigazione della vulnerabilità delle strutture. Fisciano, 12–13 febbraio 2007.
- [3.11] Ascione L., Napoli A., Realfonzo R. (2009) – Strengthening of masonry with Mechanically Fastened FRP laminates – MuRiCo3, Venezia, 22–24 aprile 2009, Atti del convegno.
- [3.12] Umit Serdar Caml, Baris Binici (2007) – Strength of carbon fiber reinforced polymers bonded to concrete and masonry – Construction and Building Materials 21, 1431–1446.
- [3.13] Faella C., Martinelli E., Caggiano A. (2011) – A fully-analytical approach for modelling the response of FRP strips bonded to a stiff substrate – in corso di pubblicazione su Composites Structures.
- [3.14] Olivito R. S., Zuccarello F.A. (2007) – Prove di delaminazione su laterizi rinforzati con materiali compositi – AIAS XXXVI Convegno Nazionale.
- [3.15] Carloni C., Subranian K. V. (2008) – Preliminary experimental investigation on the FRP/masonry interface debonding – AIAS atti del XXXVII Convegno.
- [3.16] Casareto M. A. et al. (2003) – Bond behavior of FRP laminate adhered to masonry – Advancing with Composites, Plast 2003, May 7–9 2003.
- [3.17] Tumialan G. (2001) – Strengthening of masonry structures with FRP composites – Tesi di Dottorato, University of Missouri, Rolla.
- [3.18] Desiderio P., Feo L. (2005) – Durability evaluation of EBR CFRP strengthened masonry structures – Proceedings of the

- International Symposium on Bond Behavior of FRP in Structures (BBFS 2005).
- [3.19] Han M., Toutanji H, Gilbert J. (2008) – Bond behavior between FRP composites and RC beams based on fracture mechanics – Forth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE 2008) 22–24 July 2008, Zurich, Switzerland.
- [3.20] Capozucca R. (2009) – Experimental FRP/SRP – historic masonry delamination Composite Structures 92 (2010) 891–903.
- [3.21] Savoia M., Ferracuti B., Mazzotti C. (2003) – Non linear bond-slip law for FRP–concrete interface – Proc. of 6th international symposium on FRP reinforcement for concrete structures. Singapore: World Scientific Publications; 2003. p. 163–72.
- [3.22] Briccoli Bati S., Fagone M. (2008) – Lunghezza ottimale di ancoraggio per rinforzo in FRP su elementi in laterizio – Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato, Polimetrica International Scientific Publisher, Monza.
- [3.23] Focacci F. (2009) – Compositi a matrice cementizia per il rinforzo delle murature: aderenza con il supporto – MuRiCo 3 Venezia, 22–24 Aprile 2009.
- [3.24] Carbone I., De Felice G. (2009) – Delaminazione di compositi C–FRCM su supporti murari – MuRiCo 3 Venezia, 22–24 Aprile 2009.
- [3.25] Yao J., Teng J. G., Chen J.F. (2005): Experimental study on FRP–to–concrete bonded joints – August 2004. Composites: Part B 36 (2005) 99–113.
- [3.26] Sayed–Ahmed E. Y., Bakay R., Shrive N. G. (2009) – Bond strength of FRP laminates to concrete: state–of–the–art review – Electronic Journal of Structural Engineering, 9–2009.
- [3.27] Hiroyuki, Y., Wu, Z. (1997) – Analysis of debonding fracture properties of CFS strengthened member subject to tension – Non–Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures,

- Proceedings of the 3rd International Symposium, Sapporo, Japan, pp. 287–294.
- [3.28] Tanaka, T. (1996) – Shear resisting mechanism of reinforced concrete beams with CFS as shear reinforcement – Tesi di Laurea, Hokkaido University, Japan.
- [3.29] Maeda, T., Asano, Y., Sato, Y. Yeda T., Kakuta, Y. (1997) – A study on bond mechanism of carbon fibre sheet. Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures – Proceedings of the 3rd International Symposium, Sapporo, Japan, pp. 279–285.
- [3.30] Khalifa, A., Gold, W.J, Nanni, A., Aziz, A. (1998) – Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members – Journal of Composite for construction, ASCE, 2(4): 195–203.
- [3.31] Sato, Y., Ueda, T., Kakuta, Y., Tanaka, T. (1996) – Shear reinforcing effect of carbon fibre sheet attached to side of reinforced concrete beams – Proceedings of the 2nd International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Montreal, Canada, 11–14 August, 1996, El-Badry (ed.), CSCE, p 621–627.
- [3.32] JCI (Japanese Concrete Institute), (2003) – Technical Report of Technical Committee on Retrofit Technology – Proceedings of the International Symposium on Latest Achievement of Technology and Research on Retrofitting Concrete Structures. Kyoto, Japan, 2003, pp. 4–42.
- [3.33] Yang, Z.J., Chen, J.F., Proverbs, D. (2003) – Finite element modeling of concrete cover separation failure in FRP plated RC beams –Construction and Building Materials, 17(1): 3–13.
- [3.34] Blaschko, M., Niedermeier, R., Zilch, K. (1998) – Bond failure modes of flexural members strengthened with FRP. –Proceedings of the 2nd International Conference on Composites in Infrastructures (ICCI'98), Tucson, Arizona, USA, January 5–7, Saadatmanesh and Ehsani (Ed.), pp. 315–327.

- [3.35] Täljsten, B. (1994) – Plate bending. Strengthening of existing concrete structures with epoxy bonded plates of steel or fibre reinforced plastics – Tesi di Dottorato, Luleå University of Technology, Sweden.
- [3.36] Yuan, H. and Wu, Z.S. (1999) – Interfacial fracture theory in structures strengthened with composite of continuous fiber – Proceedings of the Symposium of China and Japan, Science and Technology of the 21st Century, Tokyo, Japan, pp. 142–155.
- [3.37] Challal, O., Nollet, M. J. and Perraton, D. (1998) – Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded fibre reinforced plastic plates: design guidelines for shear and flexure – Canadian Journal of Civil Engineering, 25(4):692–704.
- [3.38] Yuan, H., Teng, J.G., Seracino, R., Wu, Z.S., Yao, J. (2004) – Full-range behavior of FRP-to-concrete bonded joints – Engineering Structures, Elsevier, 26(5): 553–564.
- [3.39] Bizindavyi, L., Neale, K. W. (1999) – Transfer lengths and bond strengths for composites bonded to concrete – Journal of Composites for Construction, 3(4):153–160.
- [3.40] Chajes, M.J., Finch Jr., W.W., Januszka, T.F., and Thomson Jr., T.A. (1996) – Bond and force transfer of composite material plates bonded to concrete – ACI Structural Journal, 93(2):208–217.
- [3.41] Triantafillou, T. C. and Plevris, N. (1992) – Strengthening of RC Beams with epoxy-bonded fibre-composite materials – Materials and Structures, RILEM, 25(148): 201–211.
- [3.42] Mazzotti C., Savoia M, Ferracuti B., (2007) – The effect of surface preparation on FRP-concrete bond strength – Atti del Workshop Materiali ed approcci innovativi per il progetto in zona sismica e la mitigazione della vulnerabilità delle strutture. Fisciano, 12–13 febbraio 2007.
- [3.43] Fava G., Zenti C. L. (2008) – Effetti della rugosità superficiale sulla forza di scollamento di elementi di rinforzo in FRP su

- strutture in calcestruzzo – Atti del 17° Congresso C.T.E. Volume I.
- [3.44] Van Gemert D. (1980) – Force transfer in epoxy-bonded steel concrete joints – *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 1, 67–72.
- [3.45] Bosens, K, van Gemert, D. (1997) – Anchoring stresses between concrete and carbon fibre reinforced laminates – *Non-metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Proc. 3rd Int. Symp. Japan Concrete Institute, Sapporo. 1, 271–278.
- [3.46] Monti, G., Renzelli, M., Luciani, P. (2003) – FRP adhesion in uncracked and cracked concrete zones – Proc. Sixth Int. Symposium on FRP Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-6) Singapore, Japan.
- [3.47] Holzenkampfer, P. (1994) – Ingenieurmodelle des Verbunds geklebter Bewehrung für Betonbauteile PhD Thesis, TU Braunschweig.
- [3.48] Niedermeier, R. (1996) – Stellungnahme zur Richtlinie für das Verkleben von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahlaschen – Entwurf März. Schreiben 1390 vom 30.10.1996 des Lehrstuhls für Massivbau, Technische Universität München, Germany.
- [3.49] Neubauer, U., Rostasy, F.S. (1997) – Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP plates. Proc, 7th Int. Conf. on Struct. Faults and Repairs, ECS Publications, Edinburgh, Scotland, 2: 109–118.
- [3.50] Chen, J. F., Teng J. G. (2001) – Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete – *Journal of Structural Engineering* 127 (7).
- [3.51] Savoia et al. (2008) – Risultati di un round robin sperimentale su prove di aderenza calcestruzzo-FRP – Atti del. 17° Convegno C.T.E., Volume I, Roma, ottobre 2008.
- [3.52] Borri A., Castori G. (2009) – Un contributo allo studio della durabilità dei rinforzi strutturali con materiali compositi – MuRiCo 3 Venezia, 22–24 Aprile 2009.

- [3.53] Ceroni F., Pecce M. R. (2007) – Modalità di prova per la determinazione del carico di de laminazione in elementi in calcestruzzo rinforzati con sistemi CFRP EBR – Atti del Workshop Materiali ed approcci innovativi per il progetto in zona sismica e la mitigazione della vulnerabilità delle strutture. Fisciano, 12–13 febbraio 2007.
- [3.54] Fedele R., Minali G. (2010) – A numerical insight into the response of masonry reinforced by FRP strips. The case of perfect adhesion – *Composite Structures* 92 (2345–2357).
- [3.55] Faella C., Martinelli E., Nigro E. (2002)– Aderenza tra calcestruzzo e lamine di FRP utilizzate come placcaggio di elementi inflessi Parte II: modelli teorici ed elaborazioni numeriche – Atti del 14° Congresso C.T.E, Mantova, 7–8–9 novembre 2002.
- [3.56] Nardone F., Prota A., Manfredi G. (2009) – Considerazioni sulla valutazione della resistenza a taglio di pannelli murari rinforzati con FRP – *MuRiCo3*, Venezia, 22–24 aprile 2009, Atti del convegno.
- [3.57] Marcari, G., Manfredi, G., Prota, A., Pecce, M. (2007). In-plane Shear Performance of masonry Panels Strengthened with FRP. *Composites Part B*. Vol.38, Issue 7–8, pp.887–901.
- [3.58] Hendry A.W., Khalaf F. M. (2001) – *Masonry wall construction*. Spon Press.
- [3.59] Faella C., Martinelli E., Paciello S., Perri F. (2009) – Composite materials for masonry structures: the adhesion issue – *MuRiCo3*, Venezia, 22–24 aprile 2009, Atti del convegno.
- [3.60] Aiello M. A., Sciolti M. S., (2009) – Elementi curvi in muratura rinforzati con nastri in FRP: analisi dell'aderenza – *MuRiCo3*, Venezia, 22–24 aprile 2009, Atti del convegno.
- [3.61] Ortiz M. (1985) – A constitutive theory for the inelastic behaviour of concrete – *Mechanics of Materials* 4 (1985) 67–93
- [3.62] Richart F.E., Brandtzaeg A., Brown R.L. (1928) – A study of the failure of concrete under combined compressive stresses –

- Engineering Experimental Station Bulletin No. 185, University of Illinois, Urbana.
- [3.63] Chan W.W. (1955) – The ultimate strength and deformation of plastic hinges in reinforced concrete frameworks – *Mag. Concre. Res.* 7.
- [3.64] Kupfer H., Hilsdorf H.K., Rusch H. (1969) – Behaviour of concrete under biaxial stresses *ACI J.* (66).
- [3.65] Iyengar S.R.K.T., Desayi P., Reddy K.N. (1970) – Stress strain characteristics of concrete confined in spiral binders – *Mag. Concre. Res.* 22.
- [3.66] Turnsek V., Cacovic F. (1970) – Some Experimental Results on the Strength of Brick Masonry Walls – Proceedings of the Second International Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent, England, 12–15 April.
- [3.67] Sargin M. (1971) – Stress–strain relationship for concrete and analysis of structural sections – Study No.4 Solid Mechanics Division University of Waterloo.
- [3.68] Newman K., Newman J.B. (1972) – Failure theories and design criteria for plain concrete *Proceedings Int.Mat. Conf. on Structures, Solids Mech. and Engr. Des.* Wiley Int.
- [3.69] Nanni A., Bradford N.M. (1973) – FRP jacketed concrete under uniaxial compression – *Cement and Concrete Res.* 3 (5).
- [3.70] Fardis M.N., Khalili H.H. (1981) – Concrete encase in fibreglass reinforced plastic – *ACI J.* 78(6).
- [3.71] Fardis M.N., Khalili H.H. (1982) – FRP–Encase concrete as a structural material – *Mag.Concr.Res.* 34 (121)
- [3.72] Park R., Priestley M.J.N., Gill W.D. (1982) – Ductility of square–confined concrete columns – *J.Struct.Div. ASCE* 108(4)
- [3.73] Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. (1988) – Theoretical stress–strain model for confined concrete – *Journal of Structural Engineering.*

- [3.74] Saatcioglu M., Razvi S.R. (1992) – Strength and ductility of confined concrete – J.Strct.Div. ASCE 118(6).
- [3.75] Saadatmanesh H., Ehsani M.R., Li M.W. (1993) – Behaviour of externally confined concrete columns – International Symposium, FRP Reinforcement for Concrete Structures, ACI SP-138, Detroit, MI.
- [3.76] Pantazopoulou S.J., Mills R.H. (1995) – Microstructural aspects of the mechanical response of plain concrete ACI Materials Journal 92:6.
- [3.77] Miyauchi K., Nshibayashi S., Inoue S. (1997) – Estimation of strengthening effects with carbon fiber sheet for concrete column Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures Proceedings of the Third International Symposium Vol. 1 Oct..
- [3.78] Kono K., Mazumi M., Kaku T. (1998) – Evaluation of confining effects of CFRP sheets on reinforced concrete members Proceedings of 2nd Int. Conf. on Constr. in Infr. Tucson Arizona.
- [3.79] Saaman M., Mirmiran A., Shahawy M. (1998) – Model of concrete confined by fiber composites – Journal of Structural Engineering September 1998.
- [3.80] Toutanji H. A., Han M., Matthys S. (2007) – Axial load behavior of rectangular concrete columns confined with FRP composites – FRPRCS 8 University of Patras July 16-18, 2007.
- [3.81] T. C. Triantafillou (1998) – Strengthening of masonry structures using epoxy-bonded FRP laminates – Journal of Composite for Construction ASCE 1998, 2(2): 96 – 104.
- [3.82] Avorio A., Borri A., Corradi M., Celestini G. (1999) – Sull'utilizzo dei materiali compositi per il miglioramento sismico di edifici in muratura: risultati di alcune sperimentazioni – ANIDIS 1999 Atti del 9° Convegno Nazionale Torino 20-23 Settembre.
- [3.83] Braga F., Gigliotti R., Laterza M. (1999) – Progetto/verifica delle armature di confinamento negli elementi strutturali in c.a. –

- ANIDIS, Atti del 9° Convegno Nazionale Torino 20–23 Settembre 1999.
- [3.84] Toutanji H.A. (1999) – Stress–strain characteristics of concrete columns externally confined with advanced fiber composite sheets *ACI Materials Journal* 96:3.
- [3.85] Saafi M., Toutanji H.A., Li Z. (1999) – Behaviour of concrete columns confined with fiber reinforced polymer tubes *ACI Materials Journal* 96:4.
- [3.86] Avramidou N. (2000) – Nuove tecnologie per il rinforzo di pilastri in muratura – *Costruire in Laterizio* n°75.
- [3.87] Xiao Y., Wu H. (2001) – Concrete stub columns confined by various typed of FRP jackets *FRP Composites in Civil Engineering Vol. I*.
- [3.88] Barbieri A., Di Tommaso A. (2002) – Relazione sulle prove di compressione diagonale su provini di muratura rinforzati e non, condotte al LaRM di Bologna – Internal Report.
- [3.89] Borri A., Corradi M., Vignoli A. (2002) – Strengthening techniques tested on masonry structures struck by the Umbrian–Marche earthquake of 1997–1998. – *Construction and Building Materials* 2002, 16(4): 229 – 239.
- [3.90] Campione G., Cucchiara C., La Mendola L., Zingone G. (2002) – Interfacial phenomena in masonry members reinforced with FRP – *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, 9–13 September, Paper Reference 609.
- [3.91] Valluzzi M. R., Tinazzi D., Modena C. (2002) – Shear Behaviour of masonry panels strengthened by FRP laminates – *Construction and Building Materials*, 16(4): 409 – 416.
- [3.92] Mahmood A., Russell A. P., Ingham J. M. (2008) – Monotonic testing of unreinforced and FRP–retrofitted masonry walls prone to shear failure in an earthquake – *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, October 12–17, 2008, Beijing, China.
- [3.93] F. Micelli, L. Ombres (2003) – Department of Innovation Engineering, University of Lecce – Natural Masonry strengthened

- with CFRP: experiments and modelling on wall panels – Composites in Constructions, Bruno et al (eds),2003, Editoriale Bios: 325–330.
- [3.94] Faella C., Martinelli E., Nigro E., Paciello S. (2004) – Tuff masonry wall strengthened with a new kind of CFRP sheet: experimental tests and analysis.– Paper No. 923– 13th World Conference on Earthquake Engineering – Vancouver, B.C., Canada.
- [3.95] Faella C., Martinelli E., Nigro E., Paciello S. (2004) – Experimental tests and theoretical models on tuff masonry bricks and columns confined with C–FRP sheets, IMTCR'04, Lecce.
- [3.96] Faella C., Martinelli E., Nigro E., Paciello S. (2004) – Experimental tests on masonry walls strengthened with an innovative C–FRP sheet International Conference on Restoration, Recycling and Rejuvenation Technology for Engineering and Architecture Application – Cesena.
- [3.97] Aiello M.A., Sciolti S.M. (2005) – Bond analysis of masonry structures strengthened with CFRP sheets – Department of Innovation Engineering, University of Lecce.
- [3.98] Aiello M. A., Micelli F., Valente L. (2009) – FRP confinement of square masonry columns – Journal of composites for construction march/april 2009.
- [3.99] Aiello M.A., Sciolti S.M. (2005) – Experimental investigation on bond between FRP sheets and natural masonry blocks – Department of Innovation Engineering, University of Lecce, Department of Engineering University of Sannio.
- [3.100] Faella C., Martinelli E., , Camorani G, Aiello M. A., Nigro E – Masonry Columns Confined by Composite Materials: Experimental Investigation – in revisione per pubblicazione su Composite Part B.
- [3.101] Lu X.Z., Teng J.G., Ye L. P., Jiang J.J. (2005) – Bond–slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete – Engineering Structures 27, 920–937.

- [3.102] Theofanis D., Kreaikas Thanasis C., Triantafillou, (2005) – Masonry confinement with Fiber-Reinforced Polymers – Journal of composites for construction – ASCE March/April 2005.
- [3.103] Bieker C., Seim W., Stürz J., (2002) – Post-strengthening of masonry columns by use of fiber-reinforced polymers (FRP) – Proceedings of ICCI 2002. Proceedings of the 3rd International Conference of Composites in Infrastructure. San Francisco. CA (USA).
- [3.104] M.Corradi, A.Grazini, A.Borri (2007) – Confinement of brick masonry columns with CFRP materials – Composites Science and Technology 67 (2007) 1772–1783.
- [3.105] Cigni G. (1978) – Il consolidamento murario: tecniche d'intervento – Edizioni Kappa.
- [3.106] La Tegola A., De Lorenzis L., Micelli F. (2000) – Applications of materials for repair of masonry structures – Conference on “Advanced FRP Materials for Civil Structures” Bologna Italy 19.10.2000.
- [3.107] Lin H.J. Liao C.I. – Compressive strength of reinforced concrete column confined by composite material – Composite Structures 65 (2004) 239–250.
- [3.108] Li Y. F., Lin C.T., Sung Y.Y. (2003) – A constitutive model for concrete confined with carbon fiber reinforced plastics – Mechanics of Materials 35 (2003) 603–619.
- [3.109] Di Ludovico M., D'Ambra C., Prota A., Manfredi G., (2010) – FRP Confinement of Tuff and Clay Brick Columns: Experimental Study and Assessment of Analytical Models – Journal of Composites for Construction September/October 2010 (583–596).
- [3.110] Di Ludovico M., Fusco E., Prota A., Manfredi G., (2008) – Experimental behavior of masonry columns confined using advanced materials – The 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12–17, 2008, Beijing, China CD-ROM.
- [3.111] Aiello M.A., Micelli F., Valente L. (2008) – FRP-confined masonry: From experimental tests to design guidelines – 4th

International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE2008) 22–24 July 2009, Zurich, Switzerland CD-ROM.

- [3.112] Tassios T. P. (1987) – The mechanics of masonry, Athens: Simmetria Publishing.
- [3.113] Aiello M.A., Micelli F., Valente L (2009) – FRP confinement of square masonry columns – Journal of composites for construction ASCE March/April 2009.
- [3.114] Alecci V., Briccoli Bati S., Ranocchiani G.(2009) – Study of brick masonry columns confined with CFRP composite – Journal of composites for construction May/June 2009 (179–187).
- [3.115] Pande G. N., Kralj B., Middleton J. (1994) – Analysis of the compressive strength of masonry given by the equation $f_k = K(f_b^\alpha (f_m)^\beta)$ – Struct Eng Jan 1994; 72(1):7-12.

Normative e linee guida

- [3.116] fib CEB–FIP bulletin 14 (2001) – Externally bonded FRP reinforcement for RC structures – Technical Report.
- [3.117] C.N.R. D.T. 200 (2004) – Istruzioni per la progettazione, esecuzione e controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati.
- [3.118] C.N.R. (2009) – Linee guida per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo di interventi di rinforzo di strutture in c.a., c.a.p e murarie mediante FRP – Documento approvato il 24 luglio 2009 dall'assemblea generale del Consiglio Superiore dei LL. PP..
- [3.119] CEB–FIP Task Group 9.3 (2001) – Externally bonded FRP reinforcement for RC structures – CEB Bulletin, 14.
- [3.120] D.M.L.L.P.P. 10/11/1987 – Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.

-
- [3.121] UNI ENV 1996-1-1 – Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura – Parte 1-1: Regole generali per gli edifici – Regole per la muratura armata e non armata.
 - [3.122] D.M. Min. LL.PP. 16.01.96 (1996) Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica.
 - [3.123] BS EN 1990 (2002) – Eurocode 0 Basis of structural design.
 - [3.124] ACI Committee 440 (2010) – Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures – ACI 440.2R-2.
 - [3.125] ACI Committee 440 – Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Unreinforced Masonry Structures – ACI 440.7R-10.

Capitolo 4. ADERENZA: CAMPAGNA SPERIMENTALE

4.1 Introduzione ed obiettivi della sperimentazione

Il capitolo è dedicato all'esposizione delle attività effettuate nel corso della campagna sperimentale di prove di aderenza tra murature e materiali compositi fibrorinforzati. Lo scopo della ricerca è avere un confronto diretto, basato su dati sperimentali, della massima forza affidabile al rinforzo prima della perdita di aderenza, nel caso particolare del supporto in muratura.

Per questo motivo, sono stati scelti come materiali di base degli elementi di muratura (calcarenite, tufo giallo, pietra calcarea, laterizio) piuttosto diffuse negli edifici esistenti in Italia meridionale e dalle caratteristiche meccaniche molto eterogenee.

Analogamente, i sistemi di rinforzo testati (compositi a base di fibre di carbonio e di vetro) sono quelli che sembrano attualmente più utilizzati nel recupero e ripristino delle strutture.

Tale lavoro si inserisce in un più ampio programma di ricerca riguardante lo studio e la valutazione sperimentale del comportamento meccanico di elementi in muratura rinforzati esternamente con compositi fibrorinforzati i cui principali risultati sono raccolti nelle memorie in [4.5], [4.6] e [4.11].

4.1.1 Tipologia di prova adottata

Si è visto nel capitolo 2 che le tipologie di prove di aderenza sono molto varie e portano a risultati diversi tra loro anche per materiali di natura analoga.

Si è anche accennato al fatto che l'investigazione sperimentale dell'aderenza tra compositi FRP e calcestruzzo o muratura è stata affrontata da numerosi autori in diversi lavori. In tali studi si è concentrata l'attenzione prevalentemente sulle deformazioni longitudinali e trasversali che si mobilitano nel sistema di rinforzo ed il legame forza applicata-scorrimento. Brosens e Gemert [4.1] hanno realizzato una tipologia di prova, Fig. 4.1–a, per valutare la distribuzione delle tensioni tangenziali di interfaccia e del propagarsi delle lesioni in prossimità della frattura.

Relativamente alla classificazione in letteratura e riportata nel capitolo dedicato allo stato dell'arte, la prova proposta è del tipo “near end supported (NES) double shear tests”.

Il provino è realizzato con una coppia di prismi di calcestruzzo ($150 \times 150 \times 300 \text{ mm}^3$) incollati con strisce di composito sulle facce opposte. La prova consisteva nell'applicare una forza di trazione sulle piastre metalliche di contrasto, ciò comportava che le zone terminali erano i punti più sollecitati e, per le elevate tensioni nel composito e l'inevitabile eccentricità, c'era un rischio di distacco fuori piano (peeling rip off) prima della rottura per perdita di aderenza.

In seguito, gli stessi autori [4.2] testarono una serie di 24 provini al fine di applicare al calcestruzzo rinforzato con FRP il modello sviluppato da Volkersen [4.3]. Il tipo di prova utilizzato è un'evoluzione di quella precedente, riportata in Fig. 4.1–b. Tali prove hanno permesso di pervenire a delle formule di progetto della forza di aderenza e della lunghezza efficace di ancoraggio.

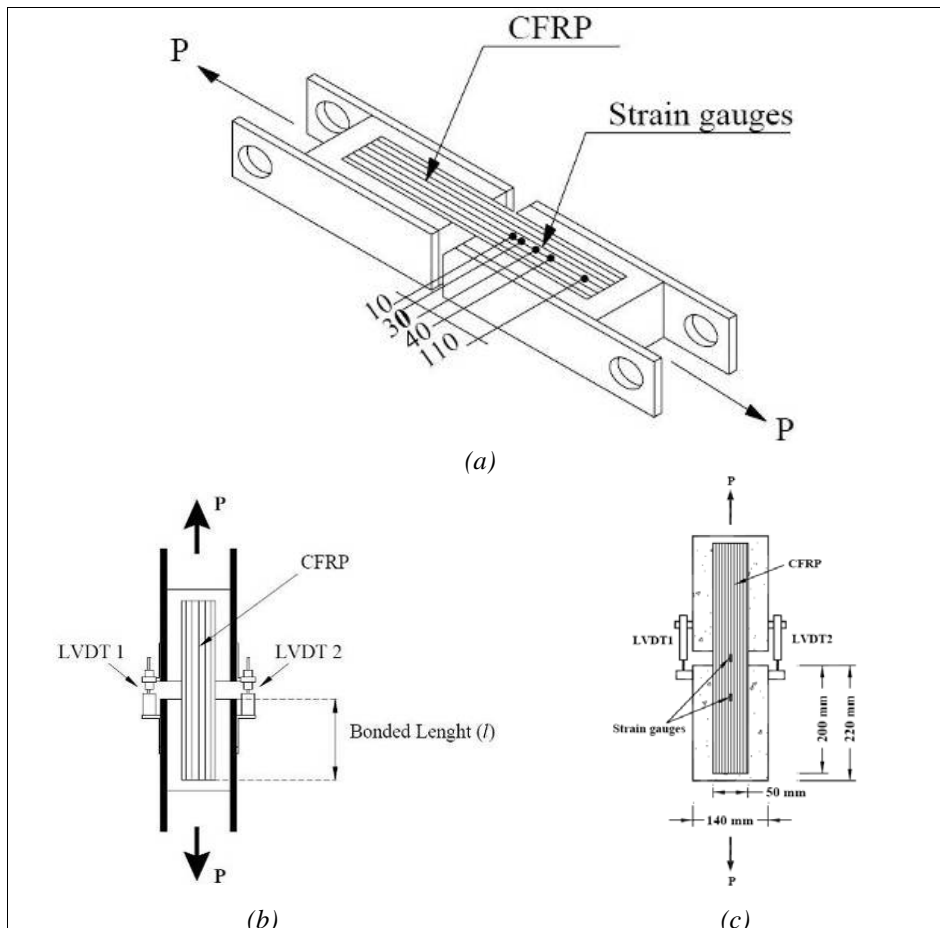


Fig. 4.1 – Prova di aderenza tra calcestruzzo ed FRP
 (a) sistema utilizzato in [4.1], (b) suo perfezionamento, adottato in [4.2] (c) schema di prova adottato in [4.4]

Ferrier et al. [4.4] hanno, infine, condotto una serie di prove su lamine in CFRP incollate sul calcestruzzo al fine di testare diverse tipologie di adesivo sotto incrementi di carico quasi statico e ciclici adottando lo schema di prova riportato in Fig. 4.1–c.

Il tipo di prova utilizzato in questa campagna, visti i risultati raggiunti col sistema di prova appena esposto e la relativa facilità e velocità di realizzazione dei provini ed esecuzione dei test è molto simile a quelli appena descritti, ed è riportato schematicamente in Fig. 4.2.

Si è evitato l'utilizzo di estensimetri, in quanto, da prove preliminari, si è riscontrata una particolare difficoltà di posizionamento direttamente sul tessuto secco e la poca attendibilità delle letture fornite in caso di applicazione sulla resina indurita.

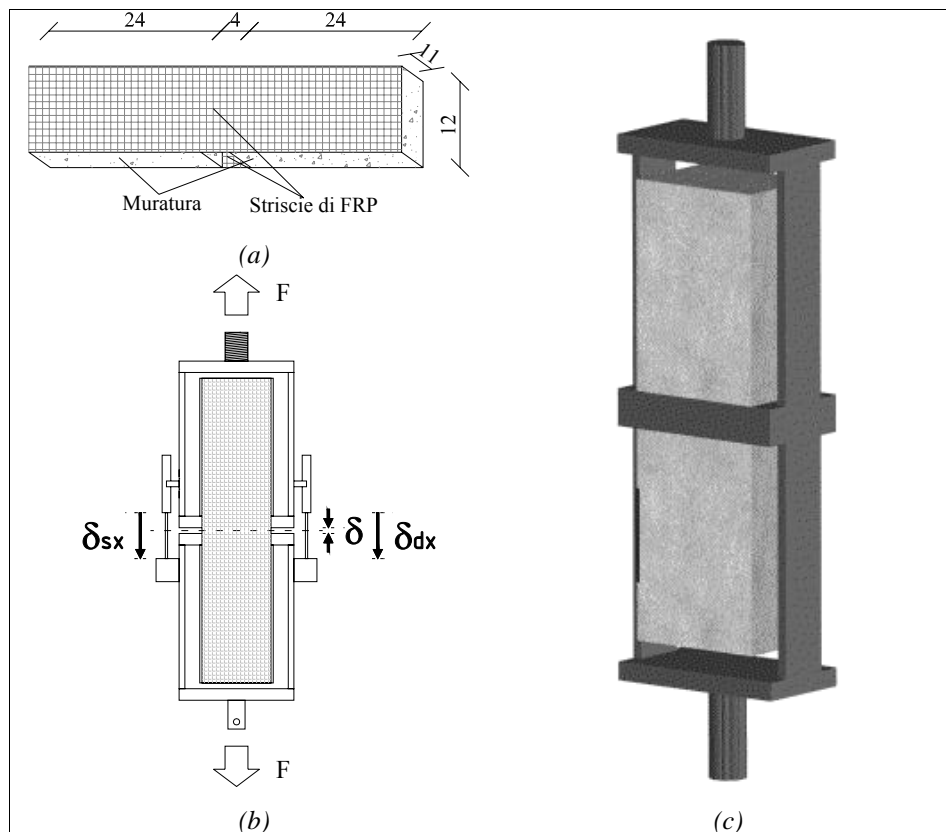


Fig. 4.2 – Prove di aderenza condotte nelle campagne sperimentali; (a) schema di incollaggio dei rinforzi, (b) layout del provino montato nei telaietti di contrasto; (c) assonometria della coppia di elementi montati.

Nella campagna sperimentale sono state condotte un totale di 18 prove di aderenza, nella successiva Fig. 4.3 sono riportati gli abbinamenti supporto-rinforzo testati ed il numero di prove effettuate per ciascuna serie, nel paragrafo dedicato al rapporto sperimentale si riporteranno i dettagli tecnici delle prove condotte.

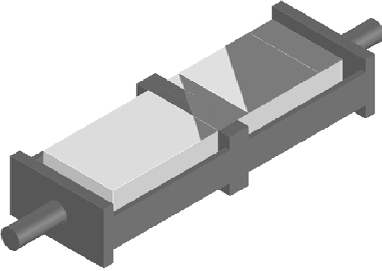
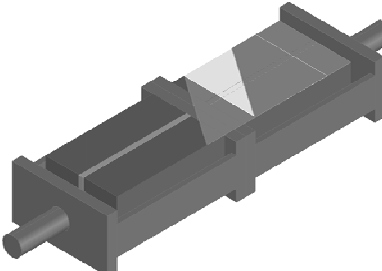
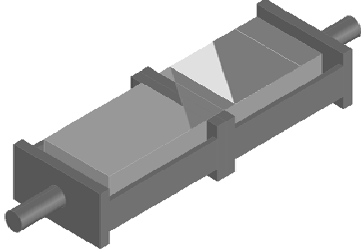
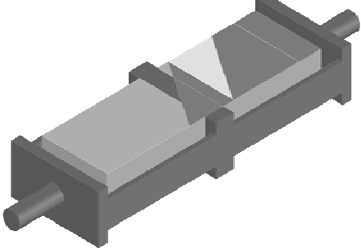
	
<i>Supporto calcarenite 3 prove con rinforzo in C-FRP</i>	<i>Supporto: laterizio 3 prove con rinforzo in C-FRP</i>
	
<i>Supporto tufo giallo 3 prove con rinforzo in G-FRP 3 prove con rinforzo in e C-FRP</i>	<i>Supporto: pietra calcarea 3 prove con rinforzo in G-FRP 3 prove con rinforzo in C-FRP</i>

Fig. 4.3 – Abbinamenti supporto-rinforzo testati.

Le tipologie di muratura, i sistemi di rinforzo ed i loro abbinamenti sono stati scelti al fine di completare una più vasta sperimentazione mirata alla valutazione sperimentale del legame di aderenza, i cui risultati principali sono riassunti nei lavori [4.7], [4.8], [4.9], [4.10], [4.11] e [4.12].

4.2 Caratterizzazione meccanica dei materiali utilizzati

Preliminarmente alle prove di aderenza si è proceduto alla caratterizzazione meccanica dei materiali di supporto utilizzati.

Le prove sperimentali condotte sono state mirate alla determinazione della resistenza (media e caratteristica) a compressione, a trazione e del modulo di Young in compressione.

Per l'esecuzione delle prove di compressione, in particolare, sono stati realizzati provini approssimativamente cubici di lato circa 10–15 cm, come dettagliatamente esposto di seguito. In funzione delle caratteristiche meccaniche approssimate della tipologia di elemento da testare (disponibili in letteratura) si è utilizzata la macchina a compressione più idonea per l'esecuzione delle prove.

Si è utilizzata, in particolare, la macchina a compressione della Schenck, Fig. 4.4–b, per tutte le prove sul laterizio e pietra calcarea e prove di compressione sul tufo giallo, mentre si è utilizzata la macchina della Controls, Fig. 4.4–a, per le prove sulla calcarenite e le prove di flessione sul tufo giallo.

Al termine di ciascuna prova di compressione, condotta in controllo di spostamenti, la resistenza a compressione di ciascun provino è stata ricavata con la relazione:

$$f_b = \frac{F_{\max}}{A_m} \quad (4.1)$$

in cui A_m è l'area media della sezione trasversale del provino [mm^2] ed F_{\max} la massima forza registrata [N].

La resistenza media a compressione del campione di prova, $f_{b,m}$ è calcolata come valor medio della resistenza dei singoli provini.

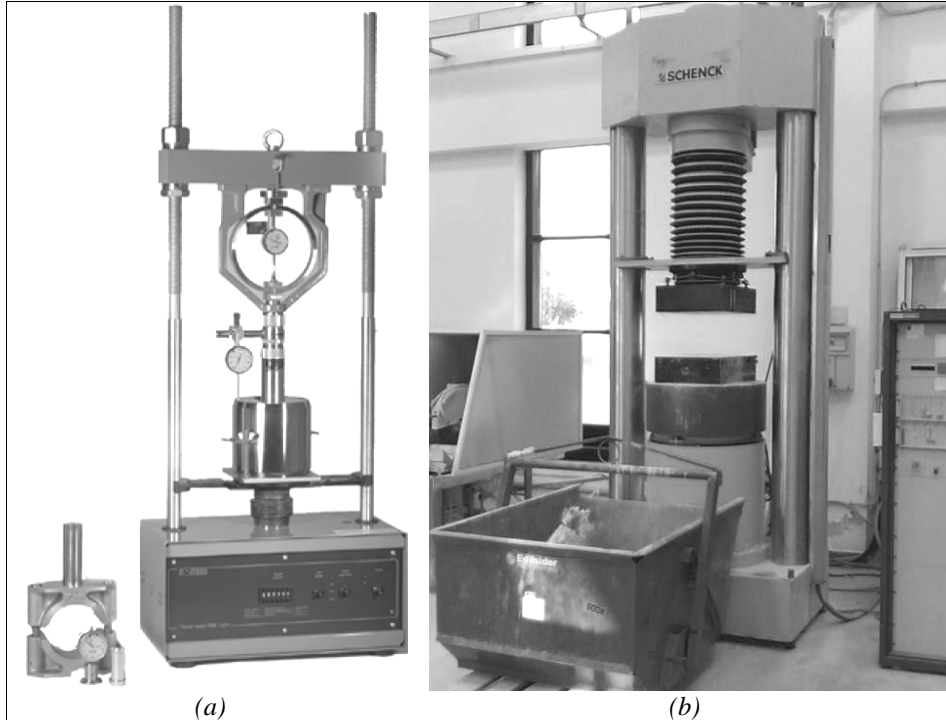


Fig. 4.4 – Le macchine utilizzate per le prove di compressione e flessione
 (a) macchina da 50kN della Controls Triaxial Tester T402 Digital; (b) macchina per
 prove a compressione Schenck da 4000kN.

Ai fini, poi, della valutazione dell'affidabilità dei risultati, è stato calcolato lo scarto quadratico medio s , il coefficiente di variazione CoV ed il valore caratteristico $f_{b,k}$ per il campione di prova, utilizzando le formule di riferimento:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{b,m} - f_{b,i})^2}{n-1}} \quad (4.2)$$

$$CoV = \frac{\sigma}{f_{b,m}} \quad (4.3)$$

$$f_{b,k} = f_b (1 - k \cdot \text{CoV}) \quad (4.4)$$

il coefficiente k dipende dal frattile scelto e dal numero di prove eseguite, per un frattile del 5%, nell'ampia letteratura disponibile a riguardo, sono proposti i valori forniti nella Tab. 4.1.

Tab. 4.1 – Valori di k al variare del numero di prove.

n	6	8	10	12	16	20	25	>30
k	2,33	2,19	2,10	2,05	1,98	1,93	1,88	1,64

Per gli elementi testati in compressione, è stato determinato anche il modulo elastico. Esso è stato valutato come coefficiente angolare della retta interpolatrice i punti di lettura, rispettivamente, al 10% ed al 40% della massima tensione registrata (come prescritto nel D.M. [4.21]), le cui coordinate sono le tensioni normali e le contrazioni medie corrispondenti, come riportato schematicamente in Fig. 4.5.

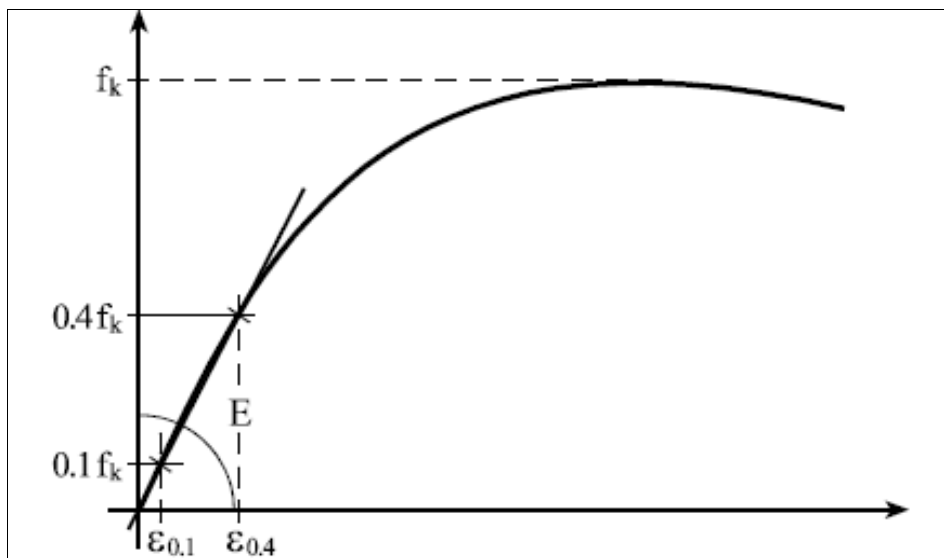


Fig. 4.5 – Determinazione del modulo elastico in compressione [4.20].

In pratica, attraverso le misure della cella di carico è stato rilevato in continuo il carico di compressione (quindi anche la tensione, secondo la relazione (4.1)), mentre attraverso l'LVDT interno della macchina di prova è stato rilevato il corrispondente spostamento, la deformazione longitudinale del provino, quindi, si ricava con l'usuale relazione:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad (4.5)$$

in cui Δl è la variazione di altezza ed l è l'altezza iniziale del provino.

Sulla base del legame tensioni-deformazioni di ogni singolo provino è stato possibile determinare, per la maggior parte delle prove, il modulo elastico E_b attraverso la seguente relazione:

$$E_b = \frac{0,4 \cdot f_b - 0,1 \cdot f_b}{\varepsilon_{0,4f_b} - \varepsilon_{0,1f_b}} \quad (4.6)$$

Passando alle prove a flessione, si sono realizzati elementi prismatici di sezione rettangolare, di dimensioni compatibili con l'apparecchiatura di prova utilizzata.

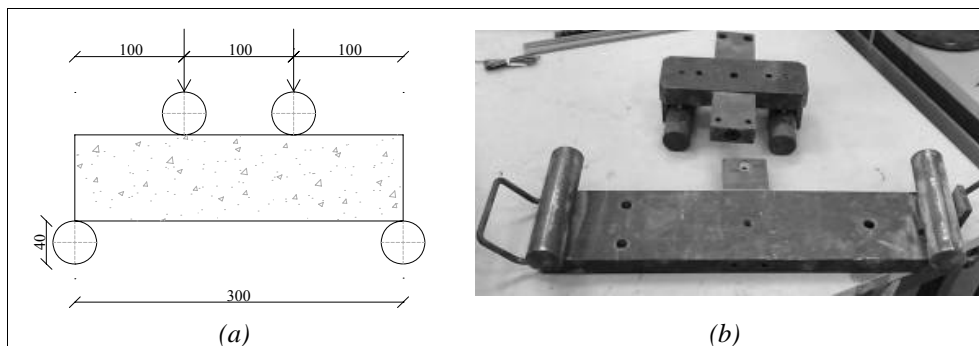


Fig. 4.6 – Prove di trazione per flessione
(a) schema della prova (b) sistema utilizzato per l'applicazione del carico.

Si è adottato lo schema di prova ed il dispositivo di applicazione del carico illustrati in Fig. 4.6. La resistenza a trazione per flessione è stata determinata, per ciascun provino, con la seguente relazione:

$$f_{bt,i} = \frac{M_i}{W_i} \quad (4.7)$$

in cui M_i è il momento flettente a rottura del singolo provino, W_i è il modulo di resistenza del singolo provino.

I valori di M e W sono stati calcolati, per ciascun provino ed assunto lo schema statico in in Fig. 4.6– a con le seguenti formule:

$$M_i = \frac{F_{i,max} \cdot l_i}{6} \quad (4.8)$$

$$W_i = \frac{b_i \cdot h_i^2}{6} \quad (4.9)$$

in cui l_i è la distanza tra gli appoggi, mentre b_i ed h_i sono le dimensioni medie del provino i -esimo.

La resistenza a trazione per flessione del campione di prova $f_{bt,m}$ è calcolata come valor medio della resistenza dei singoli provini.

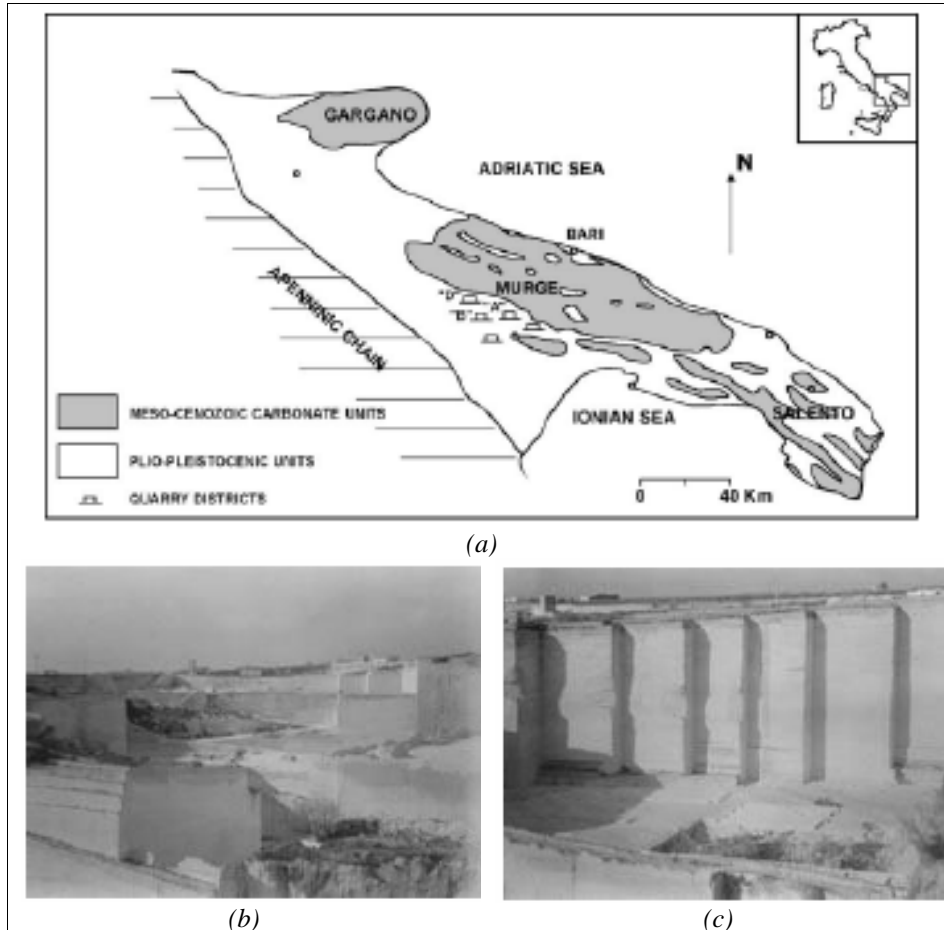
Ai fini della valutazione dell'affidabilità del risultato, come per la resistenza a compressione, sono stati calcolati anche lo scarto quadratico medio σ ed il coefficiente di variazione CoV.

4.2.1 Tufo calcareo o calcarenite

L'altopiano delle Murge (Puglia) è un'area sui cui margini affiorano estesi lembi di rocce calcarenitiche di età pleistocenica (Calcarenite di Gravina) nelle quali sono aperte numerose cave per la estrazione e la lavorazione del cosiddetto "tufo calcareo". Questa roccia calcarea, largamente utilizzata in passato quale materiale naturale da costruzione, trova ancora oggi impiego nell'edilizia locale, sia con funzione portante che ornamentale. I residui di cava, macinati, vengono utilizzati quali inerti per la confezione di intonaci e malte.

La denominazione "tufo calcareo" per queste rocce è impropria in quanto non si riferisce ai caratteri genetici della roccia (origine piroclastica) ma comprende, dal punto di vista tecnico, quelle rocce tenere e porose che si lasciano facilmente tagliare e squadrare in conci parallelepipedi e lavorare per elementi ornamentali [4.15].

I riferimenti geologici generali sul "tufo calcareo" forniscono informazioni disomogenee. I tufi calcarei, infatti, vengono indicati con nomi formazionali diversi "Tufo di Gravina", "Calcareniti di Gravina", "Tufo delle Murge", ecc. e con diverse attribuzioni crono stratigrafiche. I primi studi sul "tufo calcareo" risalgono a Sacco (1911), Gignoux (1913), D'Erasmus (1934) e forniscono le prime indicazioni sull'ambiente di deposizione, sui caratteri strutturali nonché su una generica età pliocenica di questi sedimenti. Studi più recenti (Iannone e Pieri, 1979) hanno puntualizzato la natura della successione lito e crono stratigrafica di questi depositi lungo il margine nord-occidentale delle Murge [4.15].



*Fig. 4.7 – Zone di estrazione della calcarenite
(a) strati calcarenitici del Murge; (b) e (c) cava di estrazione di Canosa di Puglia*

La Calcarenite di Gravina affiorante nelle aree di cava di "Pietra Caduta" (a sud dell'abitato di Canosa di Puglia, prov. di Bari) e in quelle circostanti presenta complessivamente uno spessore variabile da 50 a 60 metri ed è costituita dal basso verso l'alto da:

- biocalciruditi e calciruditi giallastre contenenti piccoli ciottoli calcarei. Questo intervallo, dello spessore massimo di 10 m, è assai

- poco utilizzato per la difficoltà di estrazione determinata dai ciottoli calcarei e dalla variabilità del grado di cementazione;
- biocalciruditi e calciruditi di colore bianco–grigiastro, a luoghi giallo–rossastre per la presenza di terra rossa. Nella parte inferiore di questo intervallo sono presenti livelli di calcareniti fini ben cementate. L'intervallo descritto presenta uno spessore massimo di 25 m;
 - biocalciruditi e calciruditi di colore giallino, caratterizzate dalla presenza di Ostree. Questo intervallo ha uno spessore di 15 m e unitamente al precedente rappresentano quelli utilizzati in passato;
 - calcareniti e biocalciruditi di colore giallastro, ben cementate, dello spessore di 3–4 m, che localmente costituiscono il "cappellaccio".

L'analisi comparata dei dati ottenuti da prove di laboratorio geotecnico, da microporosimetria a mercurio e da analisi computerizzata di immagini digitali di campioni fotografati in sezione sottile ha consentito di ricavare informazioni dettagliate sulla distribuzione dei pori e sulle proprietà di ritenzione idrica di queste rocce.

Il coefficiente di permeabilità è stato determinato attraverso prove a carico costante ed a carico variabile, per gradienti idraulici compresi tra 0.5 e 15, ed a pressione costante, per gradienti idraulici variabili tra 15 e 100.

Le caratteristiche approssimate di tale pietra sono raccolte nelle successive Tab. 4.2, Tab. 4.3, Tab. 4.4 e Tab. 4.5.

Tab. 4.2 – Calcarenite: caratteristiche fisiche [4.15].

Peso specifico reale	2,72 g/cm ³
Peso di volume secco	1,58 g/cm ³
Peso volume saturo	1,87 g/cm ³
Grado di compattezza	0,51
Porosità assoluta	41,9 m
Coefficiente di imbibizione riferito al peso	19,4 m
Conducibilità termica	K = 0,9 –10,3 cal/cm s °C

Tab. 4.3 – Calcarenite: caratteristiche mineralogiche [4.15].

Silice	SiO ₂ = 0.54 m totale; libera = 0.12 m
Carbonato di calcio	CaCO ₃ = 97,51 m
Carbonato di magnesio	MgCO ₃ = 1,38 m
Ossido ferrico	Fe ₂ O ₃ = 0,14 m
Sostanza organica	C = 0,11 m

Tab. 4.4 – Calcarenite: resistenza a flessione su provini di cm: l=13.0, b=10.0, h=2.11[4.15].

stato naturale	f _{b,t} = 19,2 –27,5 kg/cm ²
stato saturo	f _{b,t} = 10,9 –21,0 kg/ cm ²
stato gelivo	f _{b,t} = 9,42 –15,3 kg/ cm ²

Tab. 4.5 – Calcarenite: resistenza a compressione monoassiale su provini di cm 7,2 x 7,2 x 7,2[4.15].

stato naturale	f _b = 41,4 –73,4 kg/cm ²
stato saturo	f _b = 42,8 –82,9 kg/ cm ²
stato gelivo	f _b = 35,0 –58,0 kg/ cm ²

Prove di compressione

Da una partita di quattro blocchi grezzi di dimensioni circa 40x50x15 cm³ sono stati ricavati quattro provini cubici di dimensioni medie di circa 100x100x100 mm³ da destinare alle prove di compressione. A questi sono stati aggiunti altri sette provini ricavati da quelli provenienti dalla prove di flessione, come riportato in Fig. 4.8–a, nella Tab. 4.6 sono riportate le caratteristiche dei provini testati.

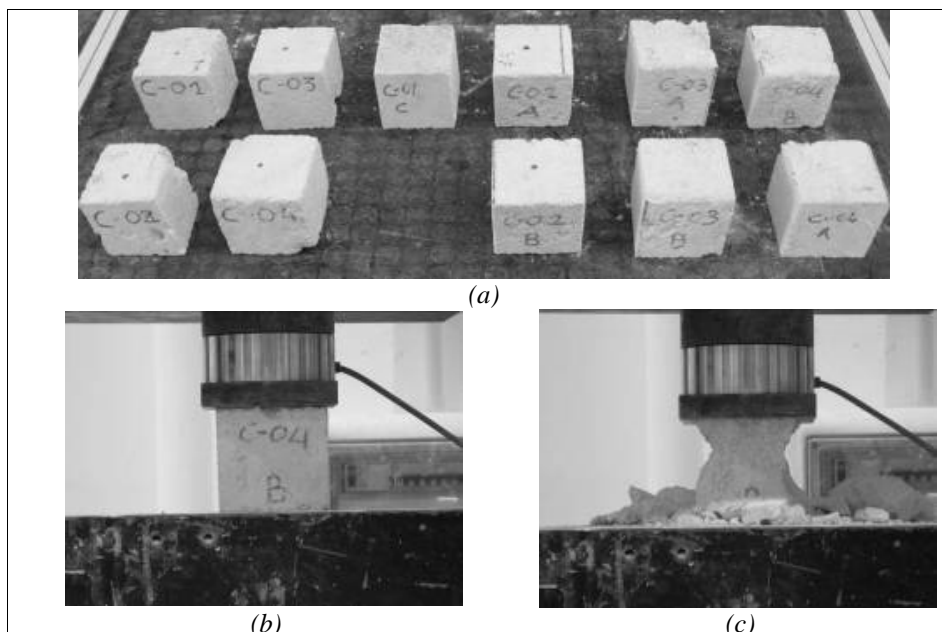


Fig. 4.8 – Prove di compressione sulla calcarenite

(a) provini testati; (b) provino durante la prova; (c) provino al termine della prova

Le prove sono state condotte alla velocità di 0,1 mm/sec utilizzando la macchina a compressione Schenck da 4000 kN, i risultati ottenuti sono raccolti nelle ultime quattro colonne della Tab. 4.6.

Nella Fig. 4.9 sono riportate le dispersioni dei risultati in termini sia di carico di rottura sia di modulo di Young.

Tab. 4.6 – Calcarenite: caratteristiche dei provini e risultati sperimentali delle prove di compressione.

PROVINO		A_m [mm ²]	ρ_m [kg/mm ³]	F_{max} [kN]	f_b [MPa]	E_m [MPa]	$\varepsilon_{0,m}$
1	C-01	10765	1590	36,81	3,42	414,49	0,011
2	C-02	9604	1579	12,19	1,27	449,02	0,0053
3	C-03	10583	1601	23,73	2,24	356,62	0,0078
4	C-04	11556	1491	22,00	1,90	232,55	0,0077
5	C-01C	9877	1605	28,50	2,89	417,00	0,0077
6	C-02A	10154	1555	24,31	2,39	395,45	0,009
7	C-02B	10052	1579	26,88	2,67	317,16	0,0099
8	C-03A	10100	1744	27,56	2,73	286,98	0,0105
9	C-03B	9901	1592	22,00	2,22	276,36	0,0062
10	C-04A	10076	1560	31,00	3,08	370,71	0,0091
11	C-04B	10051	1550	22,13	2,20	409,22	0,0067

Per quanto riguarda la resistenza a compressione i valori sperimentali variano da 1,27 a 3,42 MPa, e il valor medio è $f_{b,m} = 2,48$ MPa, con scarto quadratico medio $\sigma(f_b) = 0,32$ MPa e coefficiente di variazione 13%, la resistenza caratteristica a compressione è, conseguentemente $f_{mk} = f_{bm} = 1,95$ MPa.

Passando al modulo elastico si ricava $E_{b,m} = 360,44$ MPa con scarto quadratico medio $\sigma(E_b) = 51,84$ MPa e coefficiente di variazione 14,4 %.

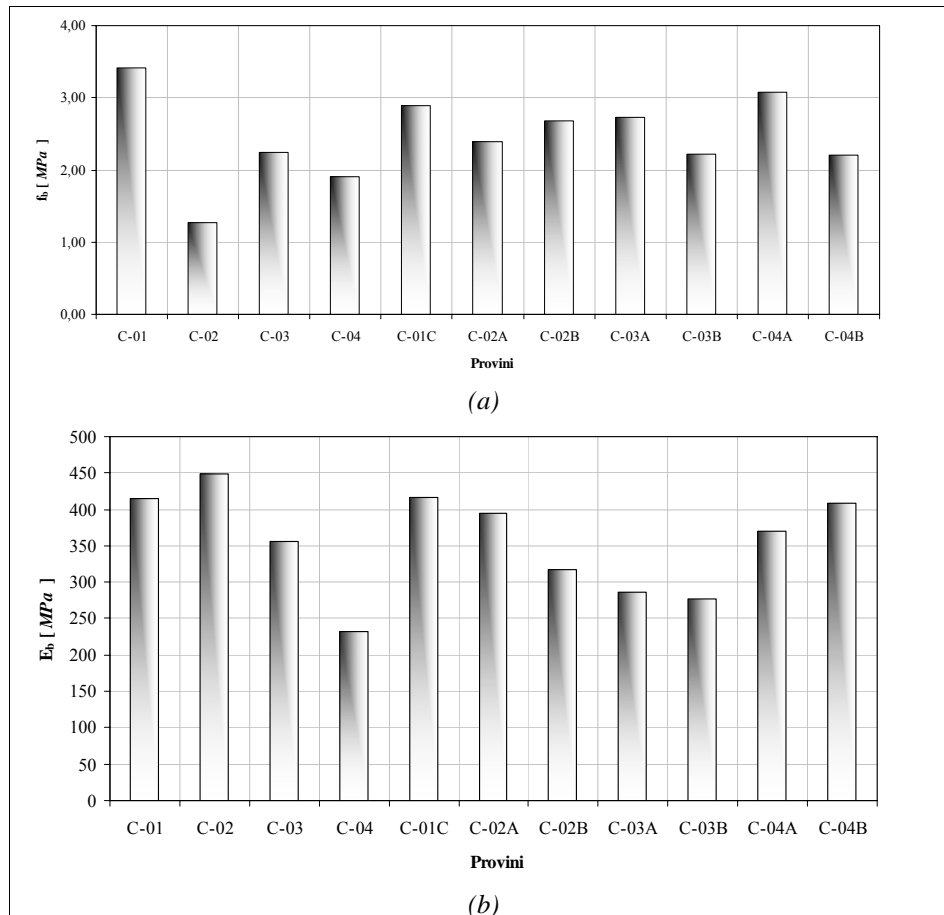


Fig. 4.9 – Prove di compressione sulla calcarenite: dispersione dei risultati sperimentali.

(a) in termini di carico ultimo; (b) in termini di modulo elastico.

Prove di flessione

Le prove di flessione sono state condotte su quattro provini utilizzando la macchina a compressione della Controls da 50 kN, nella Fig. 4.10 sono riportati rispettivamente, l'allestimento di una delle prove, ed un provino al termine della prova, mentre nella Tab. 4.7 sono riassunte le caratteristiche dei provini ed i risultati sperimentali ottenuti.

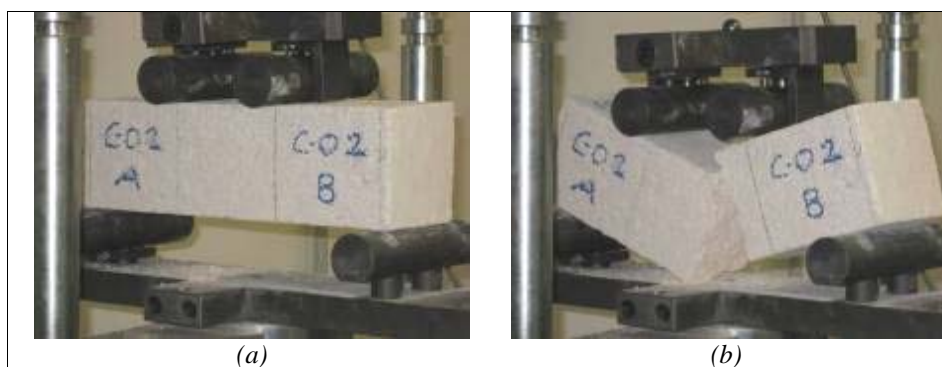


Fig. 4.10 – Prove di flessione sulla calcarenite
(a) provino durante la prova; (b) provino al termine della prova

I valori sperimentali della resistenza a trazione variano tra 0,53 e 0,97 MPa. Alla luce di tali risultati si assume come valor medio della resistenza a flessione $f_{bt,m} = 0,71$ MPa.

Tab. 4.7 – Calcarenite: caratteristiche dei provini e risultati sperimentali delle prove di flessione.

Provino	A_m [mm ²]	W_m [mm ³]	I_m [mm ⁴]	L [mm]	F_{max} [N]	M_{max} [N mm]	f_{tm} [MPa]	$E_{f,m}$ [MPa]
1 C-1A	10555	183541	9574706	300	1930	96501	0,53	28,21
2 C-1B	9700	156817	7605608	300	153	7627	0,05	10,45
3 C-2A	10521	182653	9513196	300	3530	176497	0,97	75,62
4 C-2B	10117	169741	8543619	300	2111	105551	0,62	91,44

4.2.2 Il tufo giallo

Questa è una pietra naturale largamente impiegata in Campania, solitamente indicato come “tufo giallo napoletano”, sia per distinguerlo dalle altre tipologie di tufi, quali il grigio locale, il laziale o il pugliese sia per indicare la zona in cui è particolarmente utilizzato.

Esso si è formato alla fine del ciclo eruttivo dei Campi Flegrei tra i 10000 ed i 12000 anni fa di cui è il materiale più in superficie con banchi di potenza dell’ordine anche superiore ai 100 metri che coprono materiali di precedenti eruzioni. Generalmente è ricoperto, a sua volta, da prodotti incoerenti quali pomici lapilli o pozzolane.

La sua composizione è molto variabile poiché il tufo giallo è una pietra formatasi per diagenesi (un complesso processo chimico di autocementazione) di detriti vulcanici della natura più varia, di conseguenza, le sue caratteristiche, sia di consistenza, sia meccaniche, che di aspetto, possono variare in maniera sensibile anche all’interno dello stesso deposito.

Si presenta come una roccia tenera e lavorabile e, grazie a queste due proprietà e alla sua marcata presenza, il tufo ha mantenuto una posizione privilegiata per il suo utilizzo nell’edilizia storica napoletana, risultando un ottimo materiale, competitivo nei confronti del mattone e degli altri materiali lapidei locali.

Ci sono, d’altra parte, numerose varietà di tufo giallo caotico, classificate in relazione non solo alle caratteristiche ma anche alla terminologia di cava. Ciò dipende non tanto dalla composizione chimico-fisica del materiale ma dal fatto che si è in presenza di un miscuglio caotico. Dal punto di vista chimico, il tufo giallo napoletano è composto mediamente per il 70% circa di silice (oltre il 50%) e allumina

e per la rimanente parte da ossido di ferro, da ossidi di calcio, magnesio, sodio e potassio in percentuali variabili, oltre che acqua (circa il 10%).

E' possibile, quindi, effettuare una classificazione puntuale del tipo di tufo sulla base di una descrizione completa, nella quale non siano trascurati i dettagli in riguardo alla struttura, grana, compattezza della massa, ricchezza o meno di pomici, le loro dimensioni e stato di conservazione, durezza, e talora anche densità e grado di colore. Pertanto, pur nell'ambito della generica classificazione di roccia dall'aspetto terroso, ruvida al tatto, visibilmente porosa, tenera, molto lavorabile, le proprietà tecniche del tufo giallo napoletano sono estremamente variabili.

Un contributo tutt'altro che trascurabile in ambito edilizio è offerto dalla grande proprietà di aderenza alle malte, che il tufo possiede in assoluto, grazie alla rugosità ed alla porosità superficiale, ma che è forte specialmente nei confronti della malta di pozzolana. Con essa presenta, infatti, un'affinità naturale, essendo il tufo proprio una specie di autocementazione delle pozzolane.

Tra tufo e malta, pertanto, vi è una sorta di affinità chimica che conferisce grande monoliticità alle murature, migliorando sensibilmente la loro resistenza globale.

La varietà più ricercata come materiale da costruzione è la cosiddetta pietra fine non tanto perché è quella che possiede le migliori proprietà fisiche e meccaniche, quanto piuttosto per la qualità che, per la maggiore uniformità della grana, fine e compatta, si presenta più facilmente lavorabile, al punto da essere considerato tale che, nell'edilizia si identifica come il tufo giallo propriamente detto.

In generale, la resistenza allo schiacciamento assume valori compresi in un ventaglio discretamente ampio: da pochi MPa fino ad oltre 17 MPa. Con essa variano anche le caratteristiche fisiche: il peso specifico apparente, compreso tra 1200 e 1700 kg/m³; il grado di

compattezza, tra 0,50 e 0.70; il coefficiente di inibizione, riferito al peso, tra 0,20 e 0,40%.

La varietà di tufo giallo napoletano più comune ed impiegata presenta mediamente una resistenza allo schiacciamento di 5 MPa, con peso specifico apparente di 1200 kg/m^3 ; grado di compattezza 0,55 e coefficiente di imbibizione, riferito al peso, di 0,37 % [4.19].

Il tufo giallo napoletano utilizzato è stato estratto da una cava situata a Comiziano (NA); nella Fig. 4.11–b è raffigurata la zona di estrazione.

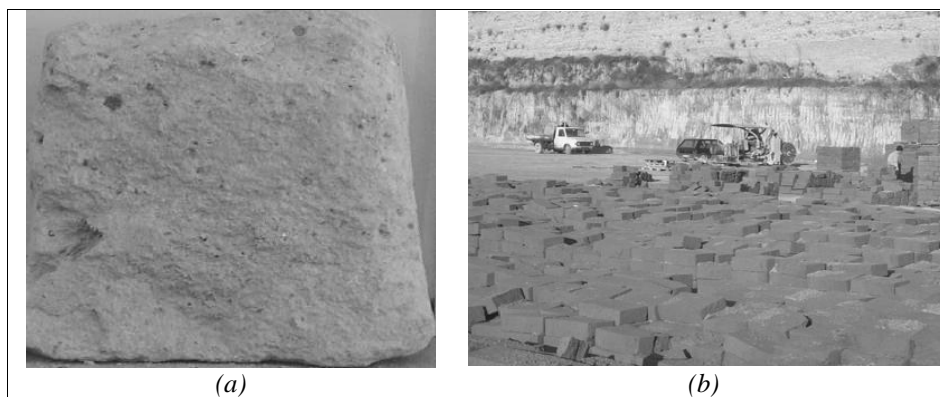


Fig. 4.11 – Tufo giallo napoletano
(a) elemento di tufo giallo estratto da una muratura storica ; (c) cava di tufo di Comiziano (N(A)).

In Tab. 4.8 si riporta un'ampia raccolta di risultati di prove sperimentali a compressione pubblicata in [4.19] dove è proposta, tra l'altro, una classificazione delle diverse varietà di tufo giallo napoletano allo stato asciutto in base alla resistenza a compressione.

Il grado di diagenesi, ossia le condizioni di temperatura ed il contenuto dei gas presenti all'atto della sedimentazione, influisce in modo determinante sulle caratteristiche meccaniche.

La resistenza a compressione in particolare dipende dalle dimensioni medie degli inclusi lapidei e pomicei (quanto maggiori sono gli inclusi,

tanto minore è la resistenza del tufo), nonché dal grado di saturazione della roccia.

Tab. 4.8 – Valori orientativi della resistenza a compressione di alcune varietà di tufo giallo napoletano [4.19]

CATEGORIA	Varietà	f_b [MPa]
Tufi con lieve resistenza ($< 2\text{MP(a)}$)	Tufo arenoso	0,10
	Tufo fino comune molle	0,09
	Tufo fracido	1,26
Tufi di mediocre resistenza ($2\text{--}3\text{MP(a)}$)	Tufo cima di monte	2,52
	Tufo turranello	0,13
	Tufo mezzano	
	Tufo turranello fino	0,15
	Tufo tunnarello	2,16
	Tufo pomicioso	
	Tufo tunnarello	0,14
Tufo tostarello		
Tufi di media resistenza ($3\text{--}4\text{MP(a)}$)	Tufo selvaiuolo	3,00
	Tufo fino comune a pomici miste	3,58
	Tufo biancolillo	3,18
Tufi di buona resistenza ($4\text{--}5\text{MP(a)}$)	Tufo fino a pomici piccole	0,22
	Tufo fino propriamente detto	0,21
Tufi di forte resistenza ($5\text{--}7,5\text{MP(a)}$)	Tufo duro grossolano	5,39
Tufi di elevata resistenza ($>7,5\text{MP(a)}$)	Tufo duro a grana fina	9,01
	Tufo ferrigno	12,01

Prove di compressione

Dalla partita di blocchi grezzi usati per le prove di aderenza sono stati ricavati undici provini cubici di dimensioni medie di circa $100 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$ da destinare alle prove di compressione, a questi sono stati aggiunti altri dodici provini provenienti dai campioni utilizzati per le prove a flessione, Fig. 4.12–a e b.

Le prove sono state condotte utilizzando la macchina a compressione della Schenck da 4000 kN, in controllo di spostamenti alla velocità di 0,1 mm/sec. Nella successiva Tab. 4.9 sono riportate le caratteristiche dei provini testati ed i risultati delle prove.

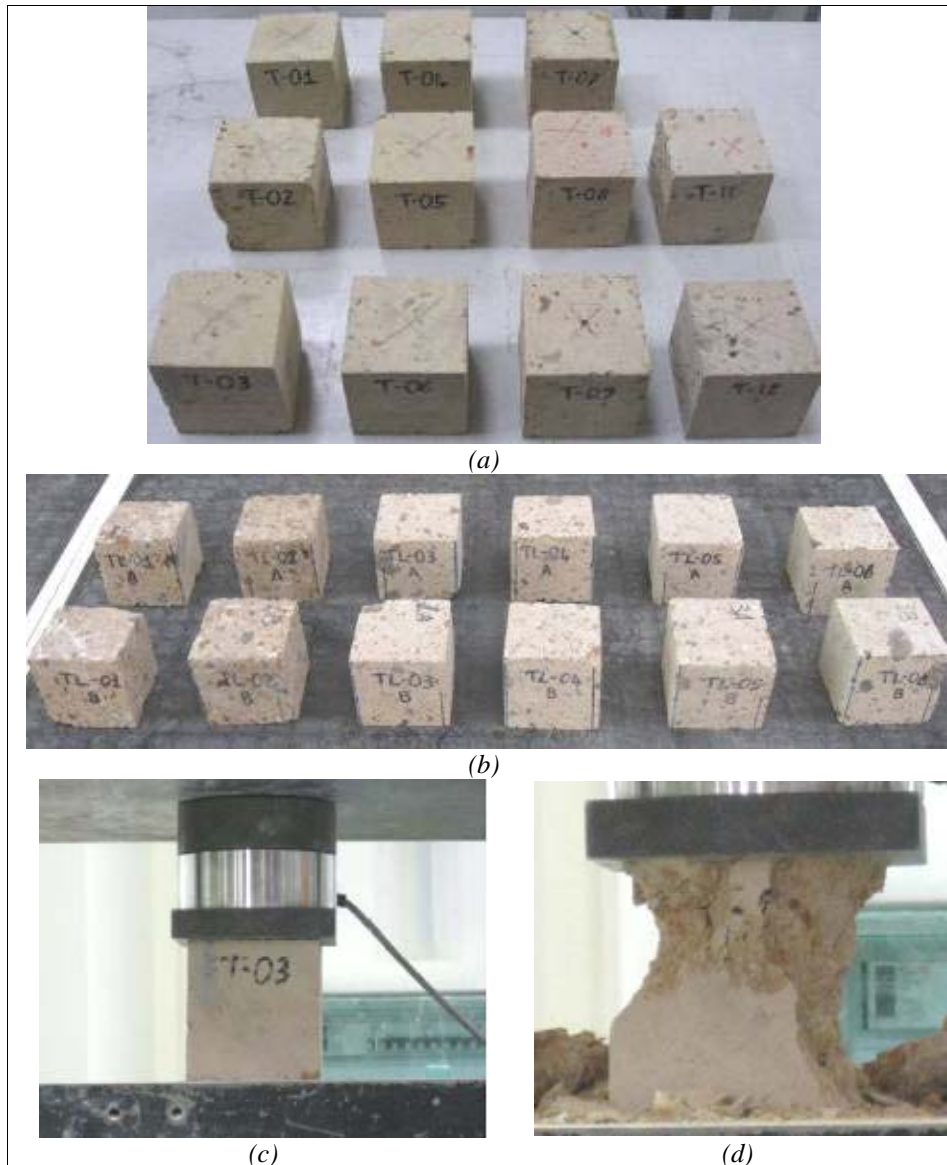


Fig. 4.12 – Prove di compressione sul tufo giallo
(a) provini sottoposti alla prova; (b) provini provenienti dalle prove di flessione; (c) provino durante la prova; (d) provino al termine della prova.

Tab. 4.9 – Tufo giallo: caratteristiche dei provini e risultati sperimentali delle prove di compressione

PROVINO		A_m [mm ²]	ρ_m [kg/mm ³]	F_{max} [kN]	f_b [MPa]	E_m [MPa]	$\varepsilon_{0,m}$
1	TL-01	9851	1018	31,13	3,16	430,01	0,01005
2	TL-02	9801	975	30,00	3,06	419,48	0,00981
3	TL-03	10076	965	30,06	2,98	430,59	0,00912
4	TL-04	10078	980	29,06	2,88	326,67	0,00924
5	TL-05	10029	979	35,00	3,49	403,8	0,01143
6	TL-06	9826	1002	31,63	3,22	411,42	0,00998
7	TL-07	9483	1031	28,81	3,04	421,82	0,00911
8	TL-08	9678	1121	42,88	4,43	429,89	0,01242
9	TL-09	10050	1116	42,25	4,20	406,19	0,01152
10	TL-11	9950	1025	40,81	4,10	252,84	0,01335
11	TL-12	9555	1251	54,19	5,67	404,67	0,01487
12	TL-1B	9458	1211	13,69	1,45	547,26	0,00478
13	TL-2A	9952	1326	48,81	4,90	434,54	0,01314
14	TL-2B	10201	1284	36,06	3,54	398,39	0,01028
15	TL-3B	9926	1215	64,13	6,46	402,79	0,01896
16	TL-4A	10001	1215	55,81	5,58	433,71	0,01652
17	TL-4B	9901	1200	59,88	6,05	410,31	0,01772
18	TL-5A	10456	1217	61,63	5,89	387,42	0,0165
19	TL-5B	10688	1216	57,25	5,36	328,36	0,01661
20	TL-6A	10151	1207	23,56	2,32	312,73	0,00831
21	TL-6B	10353	1211	59,69	5,77	397,51	0,00831

Nella Fig. 4.13 sono riportate le dispersioni dei risultati sperimentali in termini sia di carico di rottura sia di modulo di Young.

Per quanto riguarda la resistenza a compressione i valori sperimentali variano da 1,45 a 6,46 MPa, ed il valor medio è $f_{b,m} = 4,41$ MPa, con scarto quadratico medio $\sigma(f_b) = 1,17$ MPa e coefficiente di variazione 26,4 %, la resistenza caratteristica a compressione è, conseguentemente $f_{mk} = 2,5$ MPa.

Passando al modulo elastico si ricava $E_{b,m} = 404,31$ MPa con scarto quadratico medio $\sigma(E_b) = 22,72$ MPa e coefficiente di variazione 5,6 %.

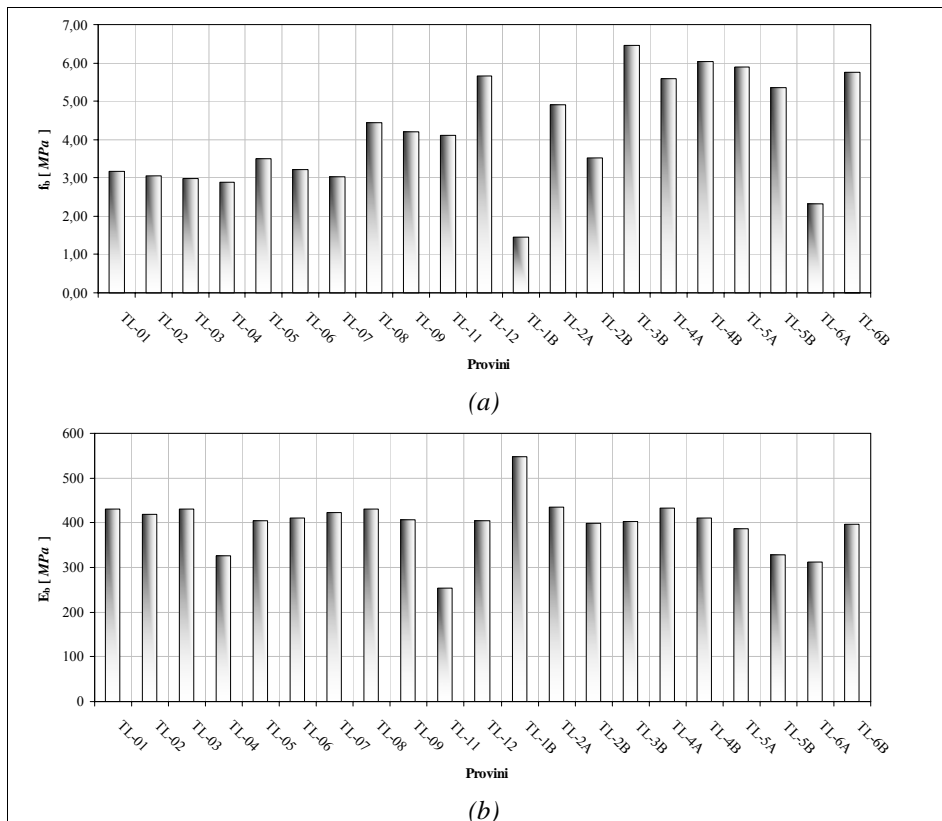


Fig. 4.13 – Prove di compressione sul tufo giallo: dispersione dei risultati sperimentali
(a) in termini di resistenza a compressione; (b) in termini di modulo di Young.

Prove di flessione

Per le prove di flessione, viste le caratteristiche approssimate della pietra, è stata utilizzata la macchina della Controls (Fig. 4.4–(a)).

In Fig. 4.14 sono riportati, rispettivamente, l'allestimento di una delle prove ed un campione al termine della prova, mentre in Tab. 4.10 sono riportate le caratteristiche dei provini testati con i risultati sperimentali.

I valori sperimentali della resistenza a trazione variano tra 0,02 e 0,95 MPa. Alla luce di tali risultati si assume come valor medio della resistenza a flessione $f_{bt,m} = 0,76$ MPa.

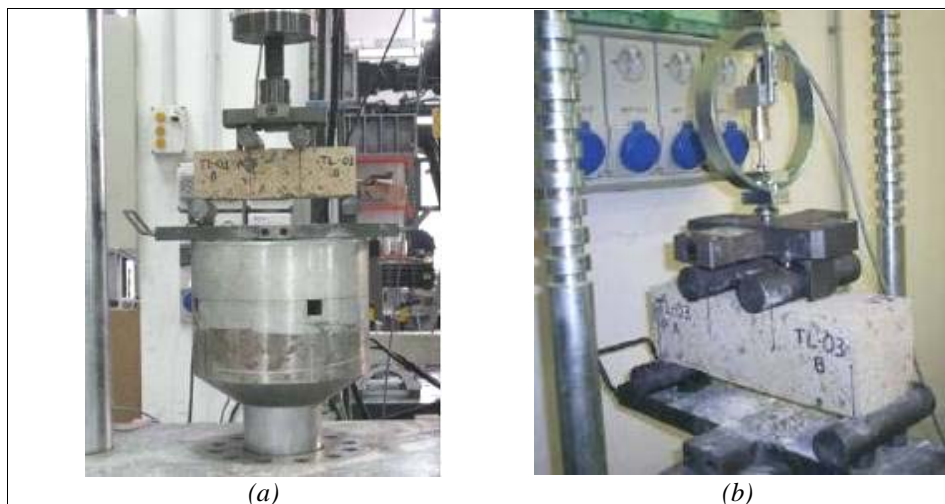


Fig. 4.14 – Provini di tufo giallo sottoposti a prova di flessione (a) con la macchina universale Schenck; (b) e con la macchina da 50kN

Tab. 4.10 – Tufo giallo: caratteristiche dei provini e risultati sperimentali delle prove di flessione

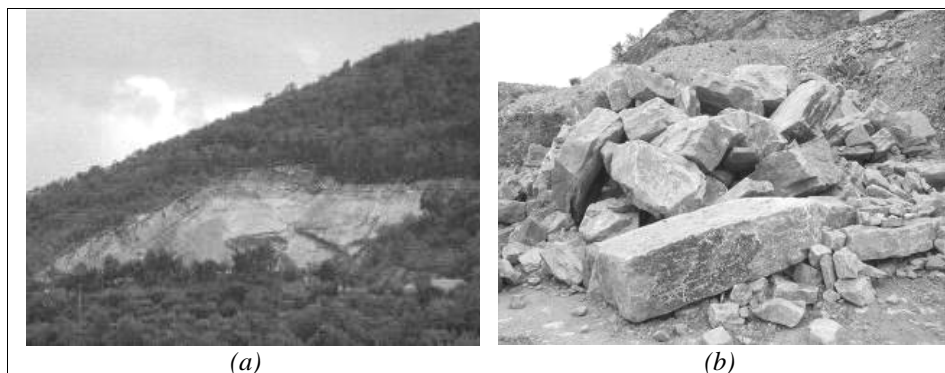
Provino		A_m	W_m	I_m	L	F_{max}	M_{max}	f_{lm}	$E_{f,m}$
		[mm ²]	[mm ³]	[mm ⁴]	[mm]	[N]	[N mm]	[MPa]	[MPa]
1	TL-1B	10166	168579	8386818	300	79	3935	0,02	6,28
2	TL-2A	9883	162800	8045056	300	2308	115394	0,71	86,75
3	TL-2B	9555	155269	7569352	300	2100	104998	0,68	95,15
4	TL-3A	10260	168442	8295761	300	3187	159353	0,95	85,08
5	TL-3B	10134	169457	8501114	300	2391	119534	0,71	83,26

4.2.3 La pietra calcarea

La pietra calcarea utilizzata è una calcarenite miocenica, nota nella letteratura geologica come formazione di Roccadaspide ed è comunemente detta Pietra dello Scanno, dalla località omonima da cui viene estratta. È la più giovane delle formazioni carbonatiche, che costituiscono la dorsale dei monti Soprano e Vesalo.

La sua età è attribuibile al Miocene inferiore (circa 25–30 milioni di anni f(a)); si è originata in un mare poco profondo prossimo all'ambiente di spiaggia come testimoniano i fossili e le impronte di gusci di conchiglie, ostreidi e pectinidi, che spesso si ritrovano nella massa rocciosa. I microfossili guida (che caratterizzano la sua età) sono rappresentati in prevalenza dalle Miogypsine, visibili con lenti a forte ingrandimento o al microscopio su sezioni sottile. È costituita per oltre dal 50% da granuli calcarei, in matrice anch'essa calcarea, con minutissimi granuli glauconitici, tale da farle assumere il colore grigio azzurro, che spesso evolve al giallognolo per alterazione. Tale diversità di colore la renderebbe di bell'aspetto se levigata.

La formazione, che nel complesso ha una potenza di circa 40 m si presenta ben stratificata, con lo spessore degli strati variabile da 20cm ad 1m: la giacitura è più inclinata del pendio ed a tratti risulta interessata da sottili fratture più o meno perpendicolari ai piani di stratificazione e variamente intersecantesi tra loro, tale da agevolare la sua estrazione. Una buona esposizione è lungo la Strada Statale 166, in prossimità del centro abitato di Roccadaspide tra i chilometri 17 e 18; in particolare nella cava di Grippo Giovanni e Figli, in località Scanno–Difesa, dove si svolge la maggior parte dell'attività estrattiva. La coltivazione avviene tagliando gli strati o pacchi di strati, con lo sparo di mine preferibilmente seguendo le linee di frattura perpendicolari agli strati, in modo da ottenere (oltre il pietrame di piccole dimensioni) anche lastroni e blocchi di alcuni metri cubi. La calcarenite miocenica presenta ottime caratteristiche di durezza, resistenza alla compressione, durezza e tenacità. E' stata molto usata un tempo come pietra da costruzione (i fabbricati del centro storico sono in gran parte realizzati con questa pietra). Nella successiva Fig. 4.15 sono riportati alcuni particolari della zona di estrazione.



*Fig. 4.15 – Zona di estrazione della pietra calcarea
(a) vista globale; (b) blocchi appena estratti*

Prove di compressione

Dalla partita di blocchi grezzi utilizzata per le prove di aderenza sono stati realizzati quattro provini cubici di dimensioni di circa $80 \times 80 \times 80 \text{ mm}^3$ per le prove di compressione, a questi ne sono stati aggiunti otto provenienti dalle prove di flessione e ventisei provenienti dai campioni usati per le prove di aderenza, per un totale di trentotto provini, come riportato in Fig. 4.16.



Fig. 4.16 – I provini di pietra calcarea sottoposto a prova di compressione



(a)

(b)

Fig. 4.17 – Prove di compressione sulla pietra calcarea
(a) provino nel corso della prova, (b) campione al termine della prova.

Le prove sono state condotte con la macchina a compressione Schenck da 4000 kN in controllo di spostamenti, alla velocità di 0,1 mm/sec. In Fig. 4.17 sono rappresentati un provino durante ed al termine della prova, mentre in Tab. 4.11 sono sintetizzati le caratteristiche dei provini ed i risultati delle prove.

Nella Fig. 4.18 sono riportate le dispersioni dei risultati sperimentali in termini sia di carico di rottura sia di modulo di Young.

Tab. 4.11 – Pietra calcarea: risultati sperimentali delle prove di compressione

PROVINO		A_m [mm ²]	ρ_m [kg/mm ³]	F_{max} [kN]	f_b [MPa]	E_m [MPa]	$\epsilon_{0,m}$
1	PC-01	7290	2377	541,25	74,25	384,78	0,16345
2	PC-02	6808	2902	318,06	46,72	318,80	0,11165
3	PC-03	6829	2631	202,31	29,63	347,92	0,06769
4	PC-04	7268	2531	471,63	64,89	340,67	0,15637
5	PC-01A	6727	2631	542,94	80,71	494,97	0,18616
6	PC-01B	6523	2510	271,25	41,58	514,20	0,08662
7	PC-01C	6745	2660	866,25	128,44	491,21	0,27458
8	PC-02A	6321	2640	503,25	79,62	461,98	0,16396
9	PC-02B	6521	2615	450,69	69,11	482,11	0,14979
10	PC-03A	6684	2624	375,88	56,24	457,57	0,11413
11	PC-03B	6951	2619	521,63	75,04	411,43	0,20379
12	PC-03C	6765	2640	566,00	83,67	469,76	0,16809
13	PC-1A-1	6421	2617	445,56	69,39	509,98	0,13523
14	PC-1A-2	6242	2626	364,38	58,38	507,38	0,11327
15	PC-1B-2	6602	2641	529,50	80,21	411,04	0,18399
16	PC-2A-1	6261	2610	693,56	110,78	494,55	0,22698
17	PC-2A-2	6143	2630	368,38	59,97	507,49	0,12001
18	PC-2B-1	6261	2595	485,00	77,46	478,82	0,16314
19	PC-2B-2	6243	2625	473,25	75,81	474,63	0,15517
20	PC-3A-1	6143	2595	246,75	40,17	460,23	0,08386
21	PC-3A,2	6182	2630	366,50	59,28	398,22	0,11984
22	PC-3B,1	6084	2622	220,06	36,17	547,01	0,06962
23	PC-3B,2	6084	2617	576,31	94,73	499,36	0,20353
24	PC-4A-1	7056	2609	349,50	49,53	339,61	0,14149
25	PC-4A,2	7014	2675	173,19	24,69	414,48	0,06180
26	PC-4B-1	6341	2622	423,00	66,71	406,28	0,13066
27	PC-4B-2	6581	2580	349,75	53,14	413,91	0,12258
28	PC-5A-1	6321	2637	559,00	88,44	518,41	0,19416
29	PC-5A-2	6026	2664	459,94	76,33	452,11	0,15370
30	PC-5B-1	6501	2663	736,50	113,30	441,24	0,24804
31	PC-5B-2	6084	2622	523,31	86,01	547,76	0,16586
32	PC-6A-1	6261	2633	385,19	61,52	480,12	0,13161
33	PC-6A-2	7056	2667	457,94	64,90	382,08	0,16083
34	PC-6A-3	6221	2611	356,69	57,33	374,84	0,13573
35	PC-6B-1	6380	2612	281,38	44,10	403,20	0,09630
36	PC-6B-2	6262	2619	365,75	58,41	482,87	0,13116
37	PC-6B-3	6241	2641	246,63	39,52	338,36	0,07429

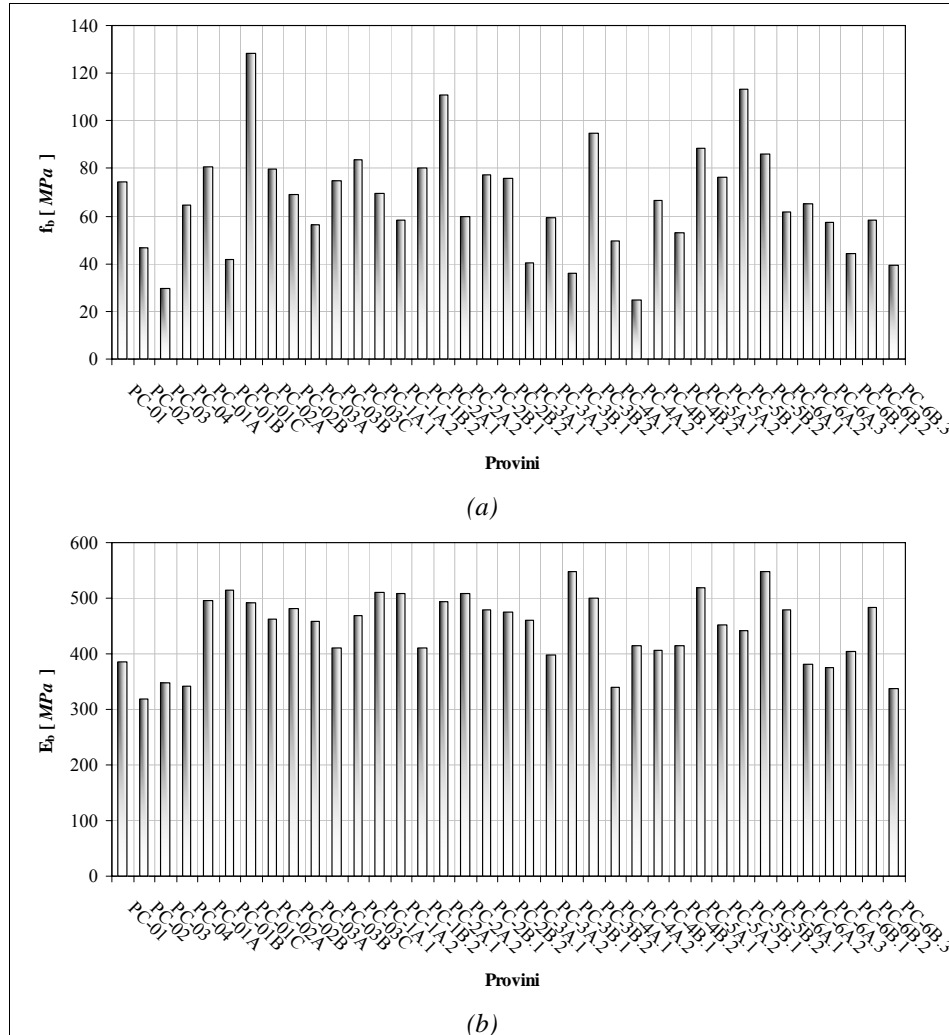


Fig. 4.18 – Prove di compressione sulla pietra calcarea: dispersione dei risultati sperimentali
(a) in termini di carico ultimo; (b) in termini di modulo di Young.

I valori sperimentali ottenuti per la resistenza a compressione variano da 24,69 a 128,4 MPa, con valor medio $f_{b,m} = 70,04$ MPa, con scarto quadratico medio $\sigma(f_b) = 9,44$ MPa e coefficiente di variazione

13,5 %, la resistenza caratteristica a compressione è, conseguentemente $f_{mk} = 54,56$ MPa.

Il valor medio del modulo di Young in compressione vale $E_{b,m} = 489,72$ MPa con scarto quadratico medio $\sigma(E_b) = 22,31$ MPa e coefficiente di variazione 4,6 %.

Prove di trazione per flessione

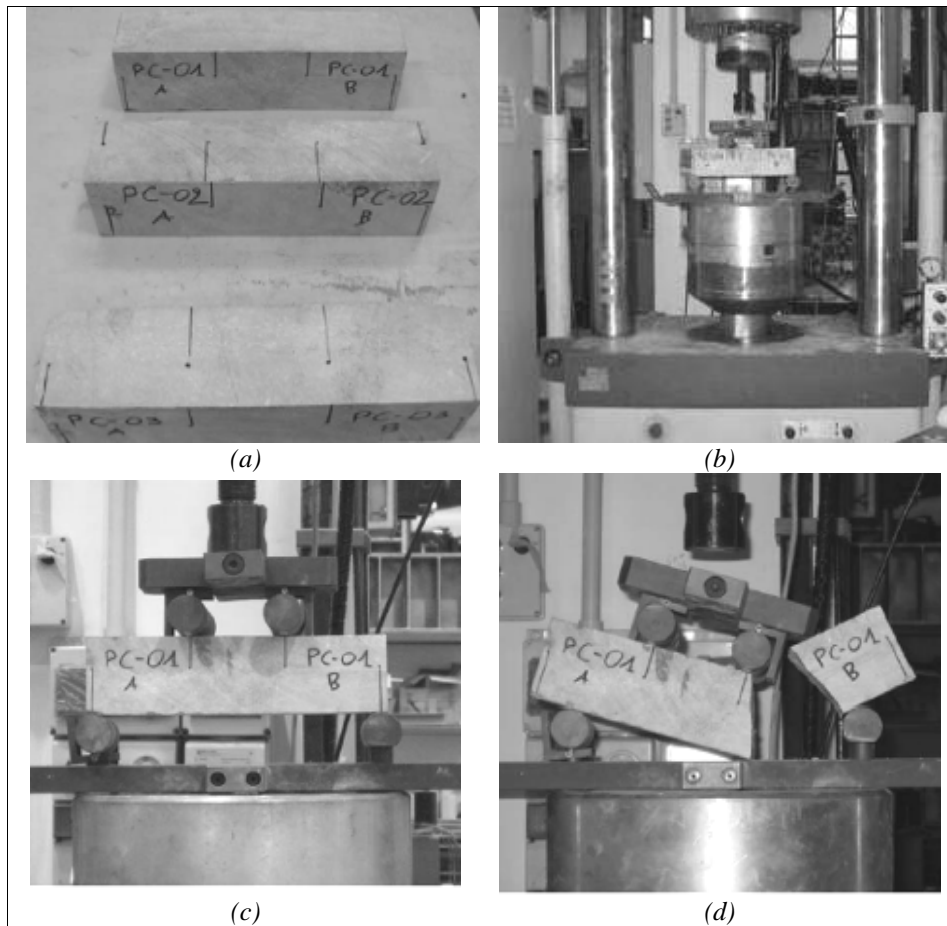
Le prove di flessione sono state condotte su tre provini utilizzando la macchina universale a trazione-compressione da 630 kN della Schenck, nella Fig. 4.19 sono riportati i provini testati e le foto di una delle prove condotte.

Nella Tab. 4.9 sono raccolte le caratteristiche dei provini testati ed i risultati sperimentali ottenuti.

I valori sperimentali della resistenza a trazione variano tra 9,03 e 13,45 MPa. Alla luce di tal risultati si assume come valor medio della resistenza a flessione $f_{bt,m} = 11,38$ MPa.

Tab. 4.12 – Pietra calcarea: risultati sperimentali delle prove di flessione

PROVINO		A_m	W_m	I_m	L	F_{max}	M_{max}	f_{tm}
		[mm ²]	[mm ³]	[mm ⁴]	[mm]	[N]	[N mm]	[MPa]
1	PC-01	6559	86903	3454412	300	23375	1168750	13,45
2	PC-02	6293	84083	3370310	300	19350	967500	11,51
3	PC-03	6737	91134	3698537	300	16450	822500	9,03



*Fig. 4.19 – Prove di flessione sulla pietra calcarea
(a) provini testati; (b) allestimento di una prova di flessione; (c) provino durante una prova; (d) provino al termine della prova*

4.2.4 Il laterizio

I laterizi appartengono alla vasta famiglia dei materiali ceramici, in particolare possono essere definiti come prodotti ceramici a pasta porosa.

Essi sono costituiti da granelli separati da un gran numero di pori ed interstizi che li rendono molto permeabili ai liquidi ed ai gas.

Il materiale fondamentale con cui sono realizzati è l'argilla, una roccia sedimentaria abbondantemente diffusa di composizione chimica e mineralogica molto variabile.

La proprietà più interessante dell'argilla è di dare origine per impasto con acqua a masse plastiche cui è possibile impartire per modellazione la forma desiderata, forma che si mantiene anche dopo essiccazione e cottura.

Le argille sono costituite, dal punto di vista chimico, fondamentalmente da silicati idrati d'alluminio, il più importante dei quali è la caolinite, formatasi per alterazione delle rocce eruttive, principalmente feldspati. Altri idrosilicati presenti talvolta nelle argille sono: la montmorillonite, la halloysite e la beidellite. Le argille in cui predomina la caolinite prendono il nome di caolini, quelle, meno diffuse, in cui predomina la montmorillonite prendono il nome di bentoniti.

La plasticità delle argille è da attribuire al fatto che all'atto dell'impasto fra i cristallini lamellari degli idrosilicati di alluminio si inserisce un velo di molecole d'acqua, che ne permette lo scorrimento reciproco, con conseguente possibilità di modellazione. Le molecole d'acqua aderiscono fortemente alla superficie dei cristalli degli idrosilicati, per cui la massa rimane ancora molto viscosa e conserva la forma impartitale. Aumentando la quantità di acqua il materiale diventa però sempre più plastico, fino a trasformarsi in una pasta fluida.

Costituenti secondari dell'argilla, che conferiscono parzialmente anche la spiccata plasticità, sono la silice idrata e gli idrossidi di ferro, la presenza di questi ultimi è la causa della colorazione giallastra tipica di molte argille.

Esistono poi minerali che sono inerti per quanto riguarda la plasticità. Essi sono rappresentati principalmente dalla silice cristallina (il quarzo), da silicati come miche feldspati e da carbonati di calcio e di magnesio.

Sottoponendo al riscaldamento una massa plastica di caolinite ed acqua si ha inizialmente l'eliminazione dell'acqua di impasto, fenomeno accompagnato da notevole ritiro, proseguendo il riscaldamento, intorno ai 500°C si ha l'eliminazione anche dell'acqua di costituzione, che è un processo irreversibile che comporta la perdita definitiva delle proprietà plastiche, attorno i 900°C si ha una serie di reazioni chimiche tra i costituenti dell'argilla accompagnata da ulteriore ritiro e da un notevolissimo incremento della resistenza meccanica, in particolare a compressione.

La prima operazione per la fabbricazione dei laterizi è quindi la preparazione dell'impasto, mediante opportuna miscelazione di argille di qualità diversa o aggiunta di opportuni additivi si ottiene un prodotto della plasticità voluta. Questa non deve essere troppo piccola per poter facilmente foggiare i mattoni, ma nemmeno troppo elevata poiché ad un'altra plasticità si accompagna un eccessivo ritiro nelle successive fasi di essiccamento e cottura.

L'impasto di argilla ed acqua è generalmente foggiato mediante trafilatura. La pasta viene pressata contro un orifizio dal quale esce sotto forma di un nastro continuo; un filo metallico provvede a tagliare il nastro in pezzi della lunghezza desiderata: i mattoni grezzi.

Si passa poi all'essiccamento, che va condotto in condizioni controllate: un essiccamento improvviso porterebbe a deformazioni e screpolature dei mattoni.

Negli impianti moderni si fa solitamente uso di essiccatoi continui a galleria, dove i mattoni, disposti su carrelli, si muovono in direzione opposta ad un flusso di gas caldi provenienti dal forno di cottura. In questo modo essi, in un primo tempo, incontrano gas saturi di vapore acqueo, l'acqua contenuta nei mattoni si riscalda progressivamente senza evaporare e diminuisce così la sua viscosità, il che favorisce la diffusione verso la superficie nella susseguente fase di evaporazione, che ha luogo a mano a mano i pezzi da essiccare incontrano gas sempre più caldi e più secchi.

A seconda dell'aspetto e dalle caratteristiche che presentano i mattoni dopo la cottura, essi si suddividono in albasi, mezzani, forti e ferrioli.

Gli albasi sono mattoni di colore chiaro, insufficientemente cotti, di scarsa resistenza meccanica, ferrioli sono, viceversa, quelli troppo cotti, che presentano un inizio di scarificazione in superficie; hanno buone caratteristiche meccaniche ma non sono porosi, non legano facilmente con la malta e, spesso, risultano vistosamente deformati.

Prove di compressione

La tensione di rottura a compressione per i mattoni pieni si determina tagliando in due il laterizio, sovrapponendo le parti in modo che alla testa dell'uno corrisponda la faccia segata dell'altro e unendo le metà con pasta cementizia ad alta resistenza, in modo da ottenere un provino di forma approssimativamente cubica, in Fig. 4.20 sono riportate lo schema di preparazione dei provini e la loro realizzazione.

Dopo sette giorni di stagionatura, si effettua la prova di compressione, su minimo quattro provini, assumendo quale valore delle

resistenza media a compressione la media tra i tre risultati tra loro più vicini. Le norme UNI [4.22] suddividono i mattoni in categorie numerate da 1 a 5 a seconda che la resistenza a compressione determinata applicando il carico in senso normale alla direzione di trafilatura raggiunga rispettivamente i valori 10–15–35–45 MPa, come riportato nella successiva Tab. 4.13.

Tab. 4.13 – Classificazione dei mattoni secondo le norme UNI [4.22]

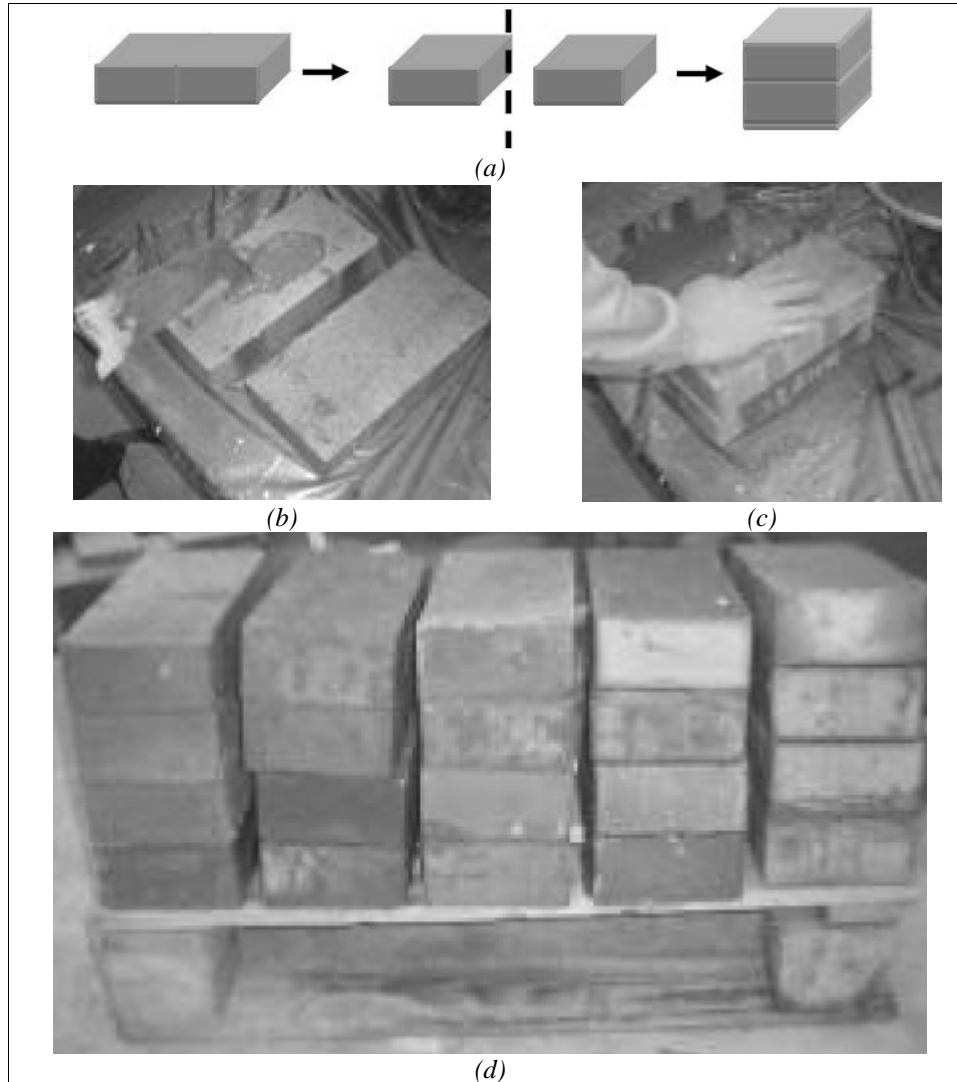
Categoria dei mattoni	Resistenza a compressione [MPa]
1	10
2	15
3	25
4	35
5	45

Per l'esecuzione delle prove di compressione, dalla partita di mattoni tipo UNI [4.22] utilizzata per le prove di aderenza, sono stati realizzati otto provini di dimensioni medie di circa 120x120x120 mm³, riportati nella successiva Fig. 4.21–a e le cui caratteristiche geometriche sono riportate in Tab. 4.14.

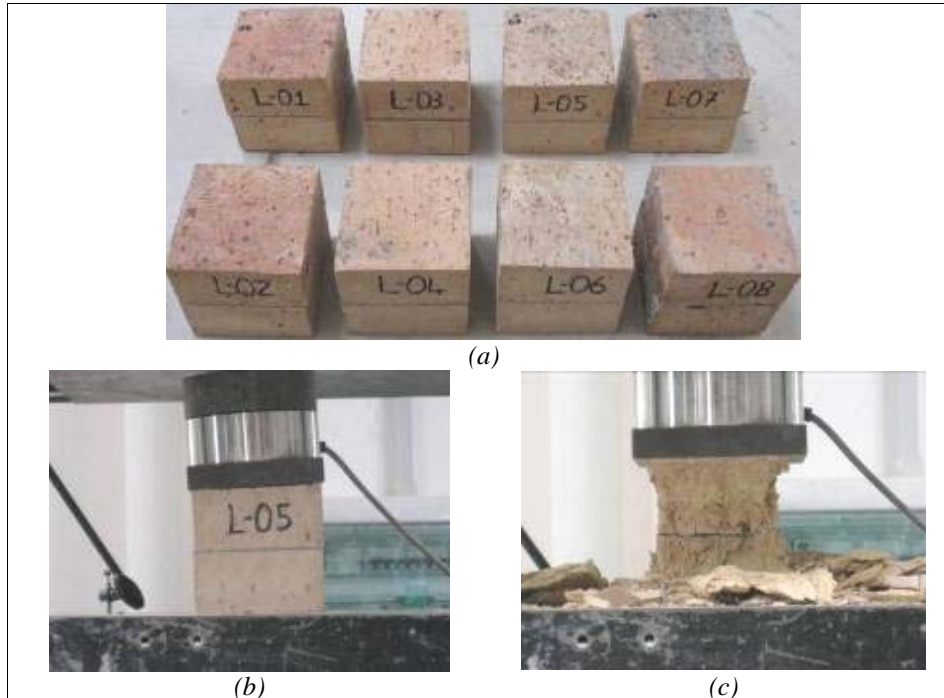
Si è utilizzata la macchina a compressione Schenck da 4000 kN mentre per la lettura del carico in continuo si è utilizzata una cella di carico in compressione da 100 kN, per la maggiore sensibilità di quest'ultima rispetto alla cella di carico interna alla macchina Schenck.

La prova è stata condotta in controllo di spostamenti alla velocità di 0,1 mm/s. Nelle Fig. 4.21–b e c sono riportati, rispettivamente, un provino all'inizio e al termine della prova.

I risultati sperimentali ottenuti sono raccolti in Tab. 4.14, nella Fig. 4.22 è riportata la dispersione dei valori in termini sia di carico di rottura sia di modulo di Young.



*Fig. 4.20 – Preparazione delle prove di compressione su laterizio
(a) modalità di preparazione [4.13]; (b) e (c) realizzazione dei provini; (d) provini
realizzati prima del taglio*



*Fig. 4.21 – Prove di compressione sui laterizi
(a) provini sottoposti alla prova; (b) un provino durante la prova; (c) un provino al termine della prova*

Relativamente alla resistenza a compressione i valori sperimentali variano da 22,5 a 29,75 MPa, ed il valor medio è $f_{b,m} = 25,51$ MPa, con scarto quadratico medio $\sigma(f_b) = 2,15$ MPa e coefficiente di variazione 8,4%, la resistenza caratteristica a compressione è, conseguentemente, $f_{mk} = f_{bm} = 21,99$ MPa.

Passando al modulo elastico si ricava $E_{b,m} = 322,66$ MPa con scarto quadratico medio $\sigma(E_b) = 5,137$ MPa e coefficiente di variazione 1,6 %.

Tab. 4.14 – Laterizi: risultati sperimentali delle prove di compressione

PROVINO		A_m	ρ_m	F_{max}	f_b	E_m	$\varepsilon_{0,m}$
		[mm ²]	[kg/mm ³]	[kN]	[MPa]	[MPa]	
1	L-01	14370	1694	356,69	24,82	328,97	0,0793
2	L-02	14430	1674	321,13	22,25	351,88	0,0720
3	L-03	14132	1748	319,19	22,59	327,33	0,0711
4	L-04	14102	1749	398,13	28,23	318,09	0,0874
5	L-05	14494	1732	431,19	29,75	328,24	0,1018
6	L-06	14191	1741	399,38	28,14	312,69	0,0901
7	L-07	14521	1753	340,52	23,45	289,73	0,0792
8	L-08	14340	1760	370,44	25,83	320,61	0,0836

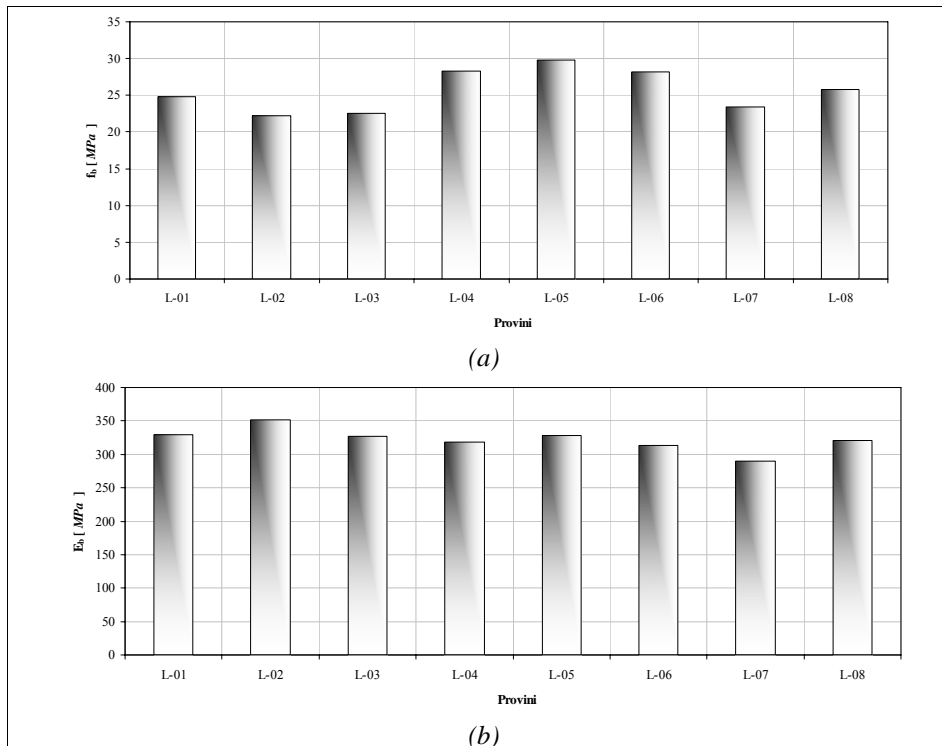
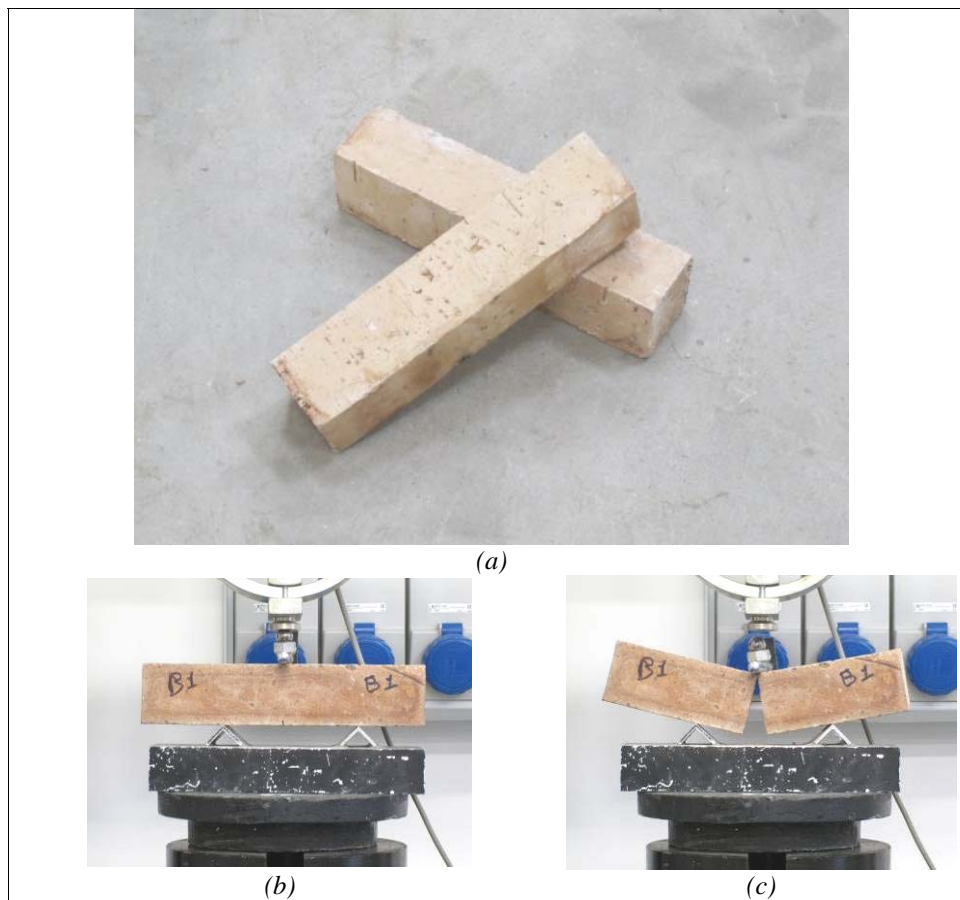


Fig. 4.22 – Prove di compressione sui laterizi: dispersione dei risultati sperimentali (a) in termini di carico di rottura e (b) di modulo elastico.

Prove di trazione per flessione

Le prove di flessione sono state condotte su cinque provini utilizzando la macchina da 50kN della Controls, nella successiva Fig. 4.23 sono riportati alcuni dei provini testati e le foto di una delle prove.



*Fig. 4.23 – Prove di flessione sui laterizi
(a) alcuni dei provini in laterizio sottoposti a prova di flessione; (b) un provino durante la prova; (c) un provino al termine della prova*

Nella Tab. 4.15 sono raccolte invece le caratteristiche dei provini testati ed i risultati sperimentali ottenuti

Come si nota valori sperimentali della resistenza a trazione variano tra 7,24 e 13,31 MPa. Alla luce di tal risultati si assume come valor medio della resistenza a flessione $f_{bt,m} = 9,81$ MPa.

Tab. 4.15 – Laterizi: risultati sperimentali delle prove di flessione

PROVINO		A_m	W_m	I_m	L	F_{max}	M_{max}	f_{tm}
		[mm ²]	[mm ³]	[mm ⁴]	[mm]	[N]	[N mm]	[MPa]
1	B-01	3080	23333	583333	253	3162	199968	8,57
2	B-02	3135	23750	593750	254	3750	237680	10,01
3	B-03	3134	23482	581169	253	4027	254705	10,85
4	B-04	3080	23333	583333	254	2660	168939	7,24
5	B-05	3108	24312	626042	250	5187	323524	13,31

4.2.5 I sistemi di rinforzo


I sistemi testati sono due, uno a base di fibre di vetro, l'altro a base di fibre di carbonio.

Per entrambi i sistemi, la messa in opera è stata analoga: dopo una stesa di primer, necessaria a regolarizzare la superficie e favorire l'adesione tra supporto e resina, è stato steso un primo strato di resina, subito dopo il tessuto di rinforzo ed un ulteriore strato di resina, ad annegare il rinforzo, seguendo le istruzioni ed i dosaggi delle relative schede tecniche.


Tessuto Mapei MapeWrap G UNI-AX

Tale tessuto è in fibre di vetro unidirezionali e può essere messo in opera sia col sistema a umido che col sistema a secco. Nella successiva Tab. 4.16 sono riportate le caratteristiche meccaniche del tessuto.

Tab. 4.16 – Sistemi di rinforzo: caratteristiche del tessuto Mapei MapeWrap G UNI-AX [4.1]

Tipo di fibra:	vetro tipo E	
Aspetto:	tessuto unidirezionale	
Densità [kg/dm ³]	2,62	
Grammatura [g/m ²]	900	
Spessore equivalente di tessuto secco [mm]	0,48	
Area resistente per unità di larghezza [mm ² /m]	342,2	
Resistenza a trazione [MPa]	2560	
Modulo elastico a trazione [GPa]	80,7	
Allungamento a rottura [%]	3–4	
Adesione al calcestruzzo [MPa]	> 3 (rottura calcestruzzo)	

Tab. 4.17 – Sistemi di rinforzo: caratteristiche del tessuto Mapei MapeWrap C UNI-AX [4.15]

Tipo di fibra:	carbonio ad alta resistenza	
Aspetto:	tessuto unidirezionale	
Grammatura [g/m ²]	300	
Massa volumica [kg/m ³]	1800	
Spessore equivalente di tessuto secco [mm]	0.166	
Area resistente per unità di larghezza [mm ² /m]	166.6	
Resistenza meccanica a trazione [MPa]	4830	
Carico massimo per unità di lunghezza [kN/m]	>800	
Modulo elastico a trazione [GPa]	230	
Allungamento a rottura [%]	2	

Tessuto Mapei MapeWrap C UNI-AX

E' un tessuto a base di fibre di carbonio, che, come il precedente, può essere messo in opera sia col sistema ad umido che a secco, nella Tab. 4.17 ne sono riportate le caratteristiche meccaniche.

Primer MapeWrap Primer 1

Per la preparazione delle superfici di tutti i provini, prima della messa in opera della resina e del tessuto, è stato utilizzato questo prodotto in accordo a quanto riportato nella scheda tecnica.

E' un primer bicomponente a base di resine epossidica da miscelare immediatamente prima dell'uso. Nella Tab. 4.18 sono riportate le caratteristiche del prodotto.

Tab. 4.18 – Sistemi di rinforzo: caratteristiche del primer Mapei MapeWrap Primer 1 [4.16]


Rapporto di miscelazione:	Componente A : Componente B = 3 : 1	
Consistenza dell'impasto:	liquido	
Colore dell'impasto:	Ambrato trasparente	
Peso specifico dell'impasto [g/cm ³]:	1.1	
Viscosità Brookfield:	300 (rotore 1, giri 10)	
Tempo di lavorabilità:	a +10°C; 120' a +23°C; 90' a +30°C; 60'	
Tempo di presa:	a +10°C; 5–6 h a +23°C; 3–4 h a +30°C; 2–3 h	
Temperatura di applicazione:	da +10 a +30°C	
Indurimento completo:	7 giorni	
Adesione al calcestruzzo:	3 MPa (dopo 7gg a +23°C, rottura del calcestruzzo)	

Resina Mapei MapeWrap 31

E' l'adesivo utilizzato per la messa in opera dei tessuti, anch'esso a base di resine epossidiche, si presenta come una pasta gelatinosa.

E' costituito da due componenti da dosare e miscelare subito prima della messa in opera, nella successiva Tab. 4.19 sono riportate le caratteristiche del prodotto.

Tab. 4.19 – Sistemi di rinforzo: caratteristiche della resina Mapei MapeWrap 31 [4.17]

Rapporto di miscelazione:	componente A : componente B = 4 : 1	
Consistenza dell'impasto:	pasta gelatinosa	
Colore dell'impasto:	giallo	
Massa volumica dell'impasto [kg/m ³]:	1060	
Viscosità Brookfield:	7000 (rotore 3 – giri 5)	
Tempo di lavorabilità:	a +10°C: 60' a +23°C: 40' a +30°C: 20'	
Tempo di presa:	a +10°C: 90' a +23°C: 50' a +30°C: 30'	
Temperatura di applicazione:	da +5°C a +30°C	
Indurimento completo:	7 giorni	
Adesione al calcestruzzo [MPa]:	>3 (dopo 7 gg a +23°C rottura del calcestruzzo)	
Resistenza a trazione (ASTM D 638) [MPa]	40	
Allungamento a trazione dopo 28 gg: (ASTM D 638) [%]	1.80	
Resistenza a compressione (ASTM D 695) [MPa]	70	
Resistenza a flessione (ISO 178) [MPa]	70	
Modulo elastico a compressione (ASTM D 695) [MPa]	1400	
Modulo elastico a flessione (ISO 178) [MPa]	3000	

4.3 Prove di aderenza

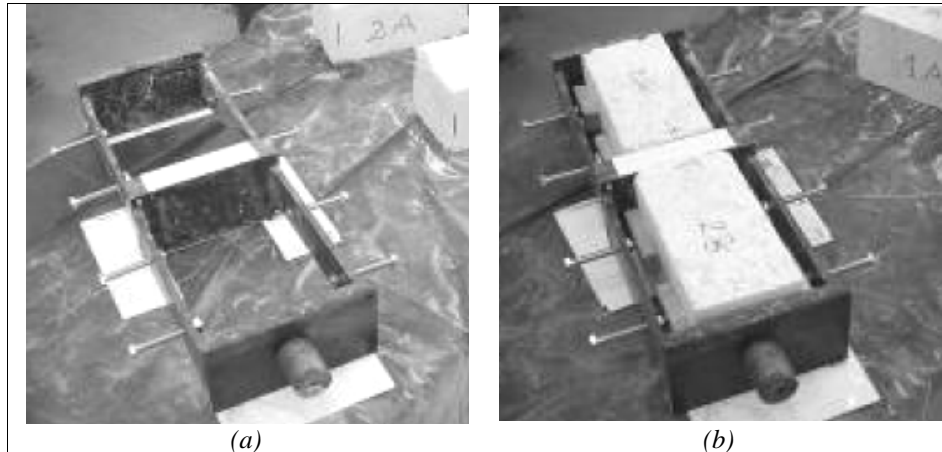
Con il tipo di prova proposto possono essere testati provini abbinati in coppie di elementi di dimensioni circa $12 \times 12 \times 24 \text{ cm}^3$. I due elementi sono inseriti ciascuno in un telaietto di acciaio da contrasto, in seguito è applicato il rinforzo secondo le specifiche della scheda tecnica. I telaietti sono poi posizionati nella macchina universale Schenck da 630kN eseguendo la prova in controllo di spostamento. Per il monitoraggio si sono registrati in continuo gli spostamenti relativi tra le due metà dei telaietti con una coppia di LVDT e il carico trasmesso dalla macchina attraverso una cella di carico da 200kN.

4.3.1 Preparazione dei provini

Per ottenere elementi sufficientemente regolari da montare nei telaietti di contrasto, i provini sono stati ricavati dai blocchi grezzi utilizzando una sega diamantata.

Nella Fig. 4.24 sono riportate le fasi del montaggio dei telaietti e delle murature di supporto al loro interno.

Nella Fig. 4.25 sono invece riportate la fasi della messa in opera di primer, resina e rinforzo mentre in Tab. 4.20 sono riportate le principali caratteristiche geometriche degli elementi testati in termini di dimensioni medie e di abbinamenti rinforzo-supporto.



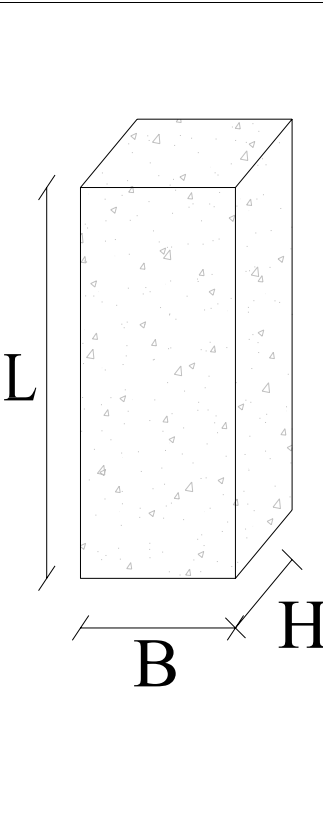
*Fig. 4.24 – Preparazione di alcune delle prove di aderenza
(a) assemblaggio dei telaietti; (b) montaggio dei provini (calcarenite)*



*Fig. 4.25 – Preparazione di alcune delle prove di aderenza
(a) provini in tufo rinforzati con C-FRP e G-FRP; (b) provini in pietra calcarea
rinforzati con G-FRP e C-FRP.*

Tab. 4.20 – Principali caratteristiche geometrie ed abbinamenti dei provini testati.

Provino	Supporto	Rinforzo	B _m	L _m	H _m
			[mm]	[mm]	[mm]
M-CFRP 01	laterizio	carbonio	115	243	110
M-CFRP 02			116	246	110
M-CFRP 03			115	245	110
C-CFRP 01	calcarenite	carbonio	118	242	110
C-CFRP 02			119	241	110
C-CFRP 03			121	242	110
T-GFRP 01	tufo giallo	vetro	123	245	110
T-GFRP 02			120	243	110
T-GFRP 03			121	241	110
T-CFRP 01		carbonio	119	244	110
T-CFRP 02			121	236	110
T-CFRP 03			120	241	110
PC-GFRP 01	pietra calcarea	vetro	120	239	110
PC-GFRP 02			121	245	110
PC-GFRP 03			123	242	110
PC-CFRP 01		carbonio	122	246	110
PC-CFRP 02			123	243	110
PC-CFRP 03			123	240	110



4.3.2 Strumentazione utilizzata e modalità di esecuzione

Oltre al monitoraggio del carico e dello spostamento della macchina di prova, sono stati effettuate ulteriori misurazioni.

Una cella di carico da 200kN, visibile in Fig. 4.27–a è stata montata inferiormente al provino per meglio valutare l'effettiva forza applicata, sono stati infine montati due LVDT, come si vede in Fig. 4.27–b per monitorare lo spostamento relativo tra le piastre dei telaietti di contrasto.

Per il posizionamento dei provini nella macchina di prova sono stati utilizzati degli elementi metallici, come si vede nelle successive Fig. 4.27–c e Fig. 4.27–d.

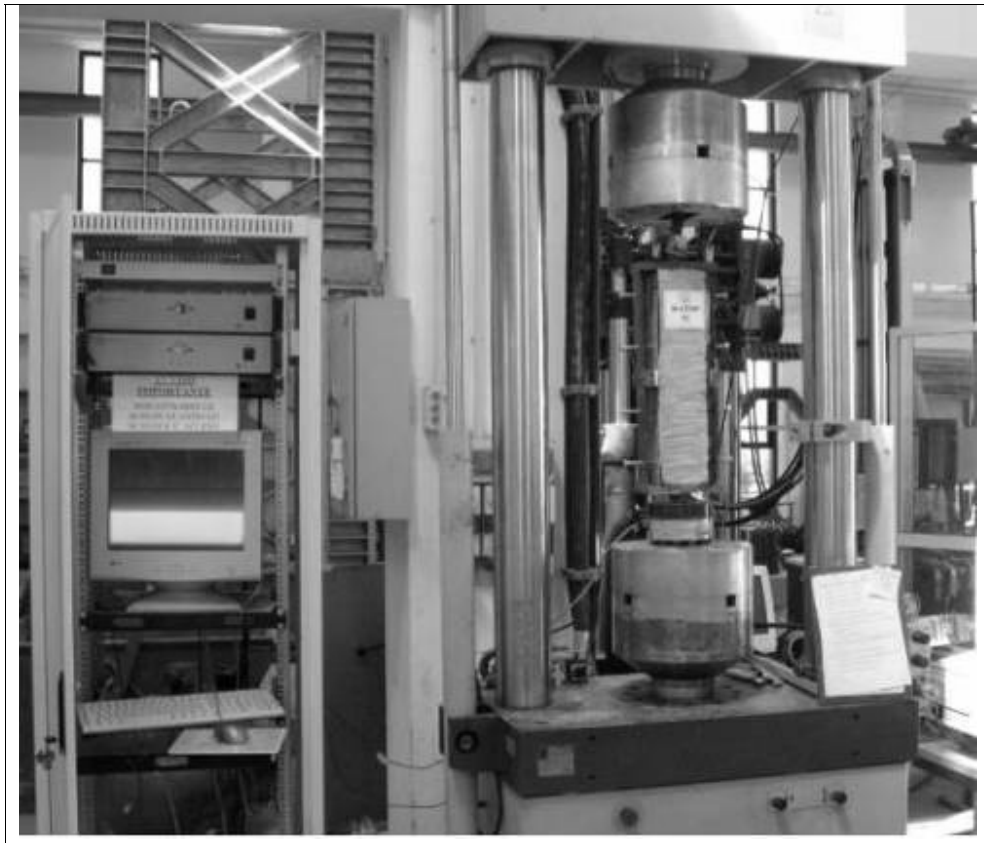


Fig. 4.26 – Allestimento di una delle prove di aderenza.

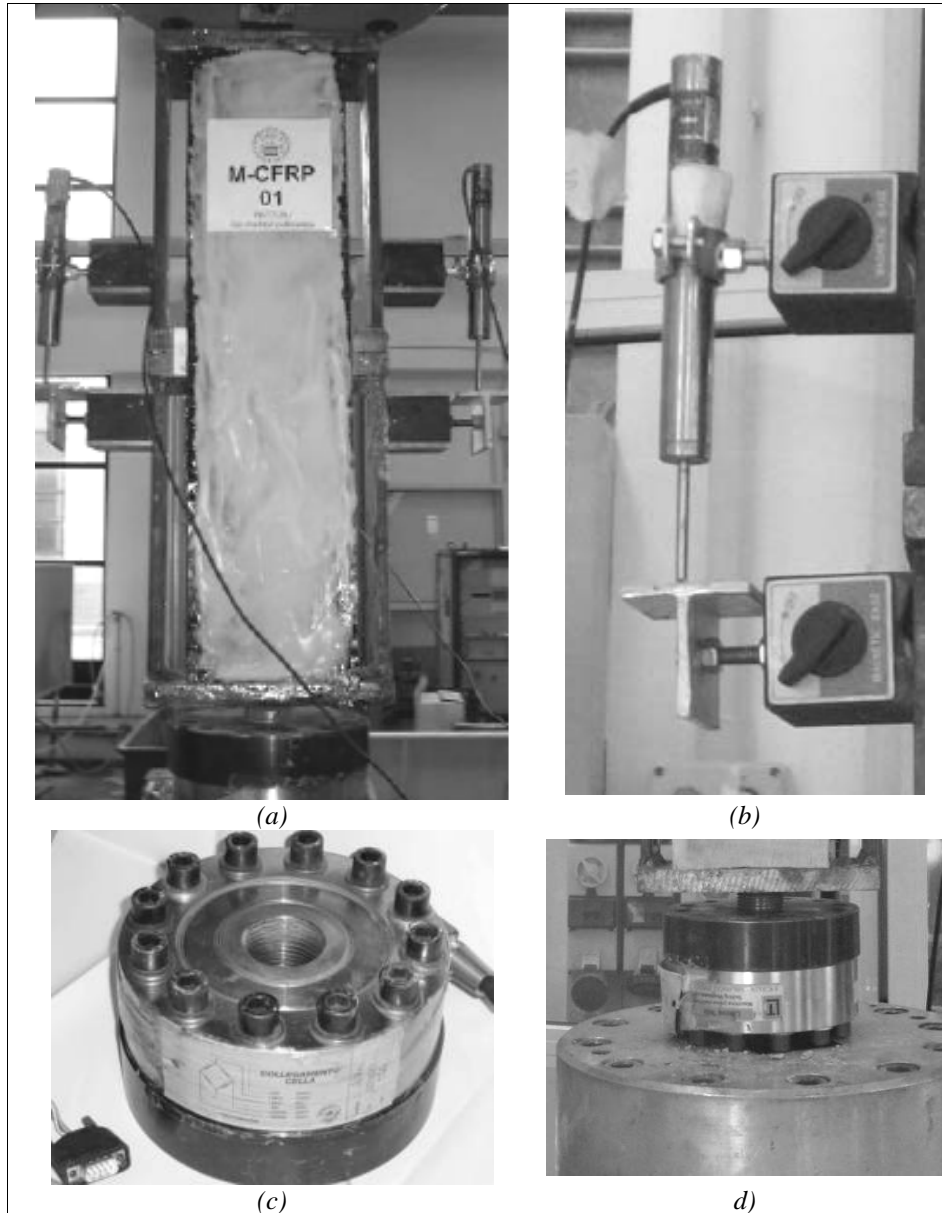
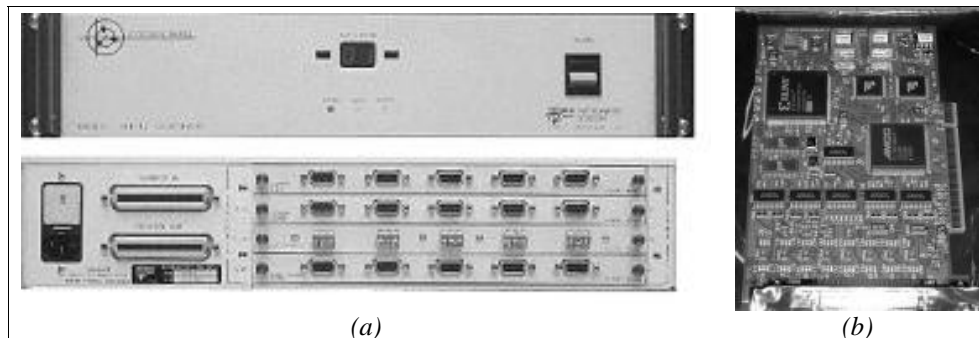


Fig. 4.27 – Misure di carico e spostamenti durante le prove di aderenza
(a) un provino montato della macchina di prova; (b) dettaglio del montaggio di uno degli LVDT; (c) cella di carico utilizzato; (d) montaggio della cella

L'acquisizione dei dati in digitale è stata eseguita con il modulo Vishay System 5000 della Measurement Group, Fig. 4.28, che, abbinato al software in ambiente Windows Strain Smart della Data System ha consentito la registrazione del valore di carico rilevato dalla cella e dalla macchina e dello spostamento trasmesso dalla macchina e dai due LVDT. Le prove sono state condotte in controllo di spostamenti, alle velocità riportate nelle relative schede riassuntive, nella Fig. 4.26 è riportato l'allestimento di una delle prove.



*Fig. 4.28 – Il sistema di acquisizione di dati Vishay System 5000.
(a) modulo esterno per l'acquisizione dei dati; (b) scheda PCI interna*

4.3.3 Risultati sperimentali

Nella successiva Tab. 4.21 sono riassunti i risultati ottenuti, mentre in Appendice sono riportate le schede sintetiche delle prove condotte.

Tab. 4.21 – Risultati sperimentali delle prove di aderenza.

Provino	Muratura		Rinforzo		Risultati sperimentali			
	$f_{b,m}$	$f_{bt,m}$	E_f	t_f	P_{max}	σ_f	s_{max}	τ_{av}
	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[mm]	[kN]	[MPa]	[mm]	[MPa]
M-CFRP 01	25,510	9,808	230,0	0,166	62,40	1631	1,78	1,12
M-CFRP 02					64,25	1665	1,74	1,13
M-CFRP 03					64,70	1698	1,72	1,15
C-CFRP 01	2,480	0,710			28,03	717	4,13	0,49
C-CFRP 02					27,58	697	5,62	0,48
C-CFRP 03					30,13	748	4,84	0,51
T-GFRP 01	4,410	0,614	80,7	0,480	29,95	254	6,10	0,50
T-GFRP 02					21,48	187	2,29	0,37
T-GFRP 03					16,80	145	3,38	0,29
T-CFRP 01			230,0	0,166	37,05	940	4,50	0,64
T-CFRP 02					38,93	973	5,69	0,69
T-CFRP 03					30,20	756	5,06	0,52
PC-GFRP 01	70,040	11,380	80,7	0,480	71,78	626	6,20	1,26
PC-GFRP 02					68,15	589	6,56	1,16
PC-GFRP 03					78,35	666	7,54	1,32
PC-CFRP 01			230,0	0,166	38,63	950	3,01	0,65
PC-CFRP 02					70,63	1723	4,68	1,19
PC-CFRP 03					85,55	2082	7,55	1,45

Di seguito si descrivono le grandezze riportate:

- P_{max} è la forza massima registrata nel corso della prova;
- s_{max} il corrispettivo spostamento;
- σ_f è la massima tensione raggiunta nel rinforzo valutata con la relazione:

$$\sigma_f = \frac{P_{max}}{2 \cdot b_f \cdot t_f} \quad (4.10)$$

- τ_{av} è la tensione tangenziale media mobilitata all'interfaccia calcolata con l'equazione:

$$\tau_{av} = \frac{P_{max}}{2 \cdot b_f \cdot L_f} \quad (4.11)$$

4.4 Evidenze sperimentali

Nel presente paragrafo sono riportati i diagrammi sperimentali, in termini di $P/2$ e $s/2$, ed alcune considerazioni preliminari circa il comportamento presentato dalle varie serie di provini testati.

C'è da evidenziare che i diagrammi carico spostamento non hanno misurato solo lo scorrimento tra rinforzo e supporto ma anche la deformazione del composito nella zona non incollata tra le due metà del provino e la deformazione elastica dei telaietti di contrasto. Tali diagrammi, depurati dagli spostamenti di cui sopra, sono stati utilizzati nel capitolo dedicato all'identificazione sperimentale del legame di aderenza.

4.4.1 Calcarenite rinforzata con C-FRP (C-CFRP)

Come si nota dai diagrammi carico spostamento, riportati in Fig. 4.29 tutti e tre i provini hanno esibito un comportamento analogo.

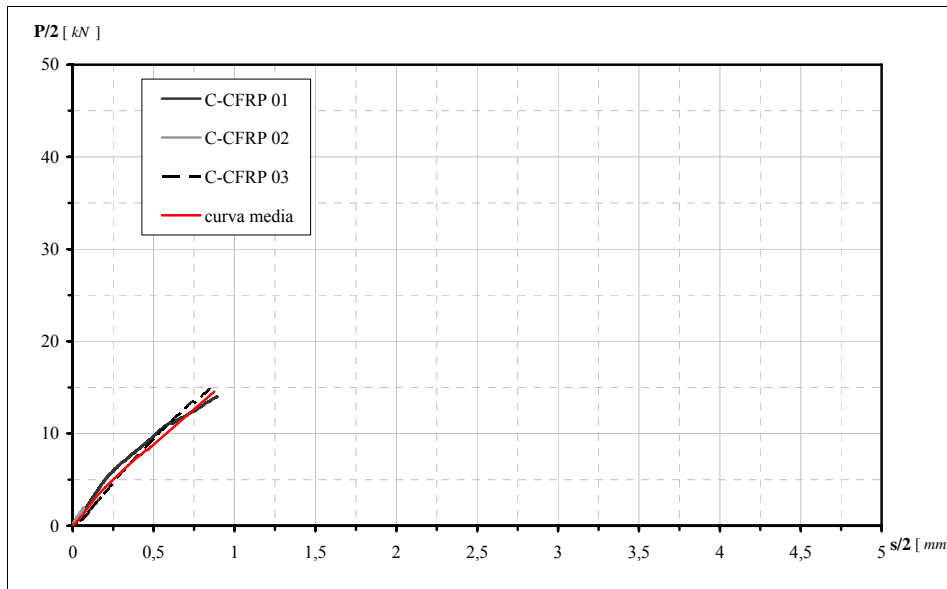
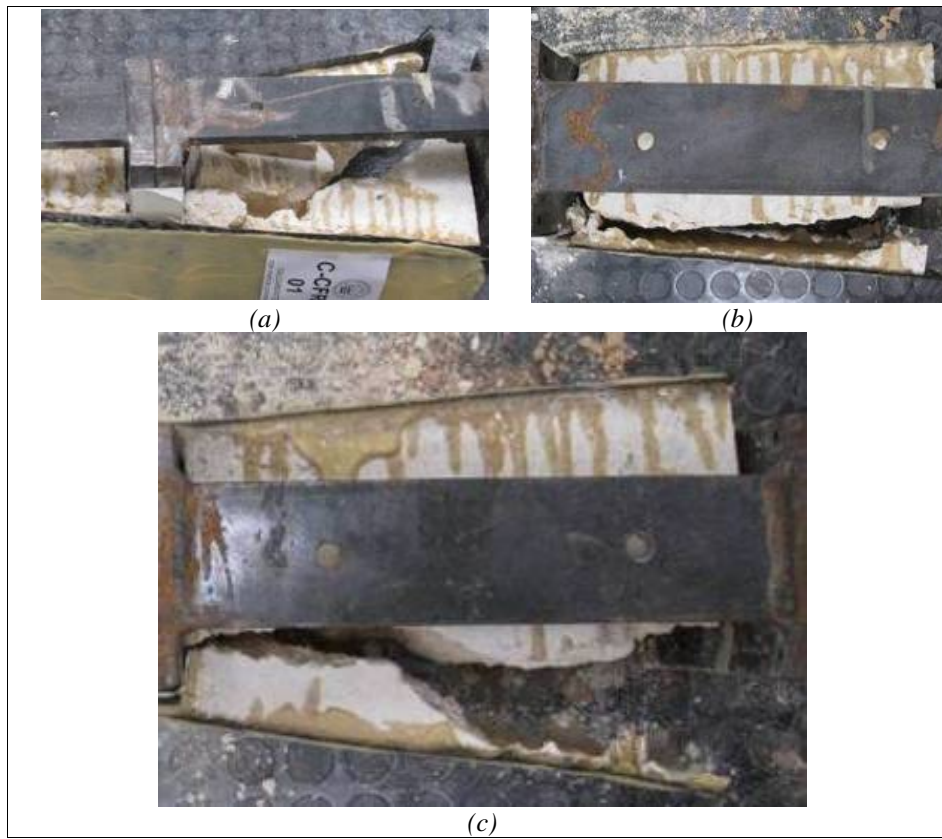


Fig. 4.29 – Provini serie C-CFRP: diagrammi carico-spostamento.

Il carico sembra avere un andamento all'incirca lineare con lo spostamento fino ai 10 kN corrispondente a 0,6 mm, successivamente cresce con una pendenza inferiore, spiegata dalla progressiva diminuzione di rigidità per il propagarsi delle prime lesioni che si sono poi diffuse fino alla rottura del provino

Nella Fig. 4.30 sono riportati i provini al termine della prova, in tutti i casi la rottura è avvenuta per distacco di una porzione di pietra più o meno estesa.



*Fig. 4.30 – Provini serie C-CFRP modalità di rottura
(a) provino C-CFRP-01; (b) provino C-CFRP-02; (c) provino C-CFRP-03*

4.4.2 Laterizio rinforzato con C-FRP (M-CFRP)

Anche in tal caso le curve carico spostamento, riportate in Fig. 4.31 hanno un andamento sostanzialmente analogo.

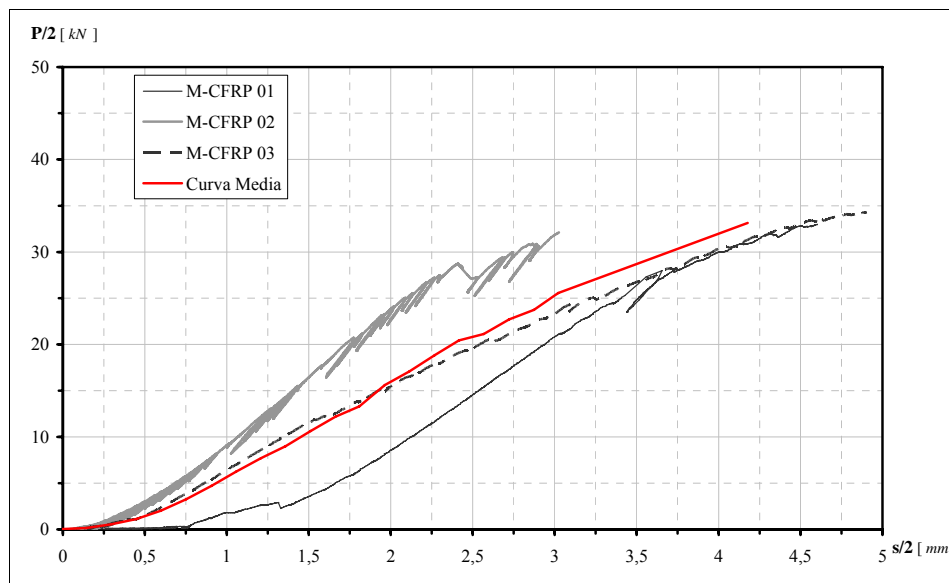
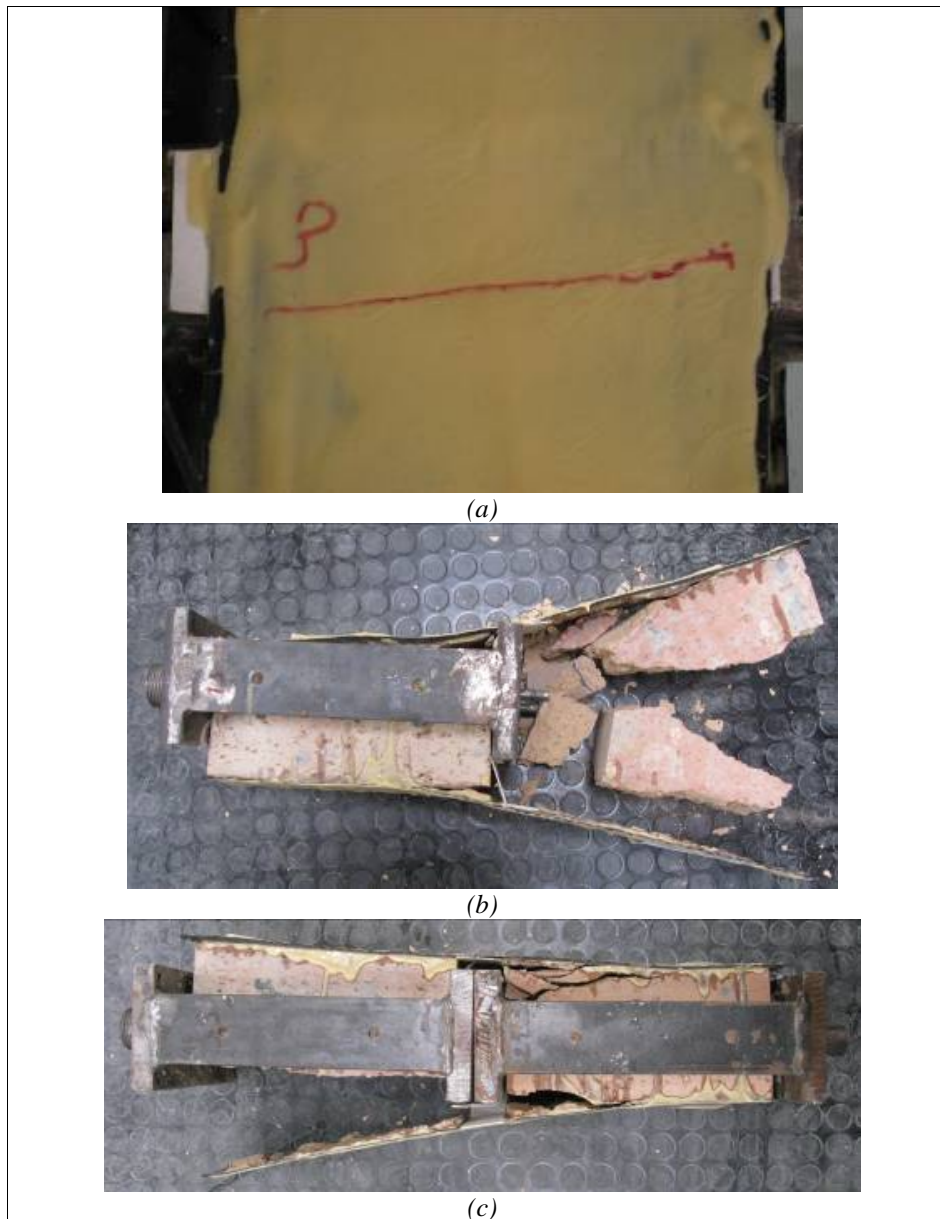


Fig. 4.31 – Provini serie M-CFRP: diagrammi carico-spostamento.

L'andamento lineare del carico con gli spostamenti si perde a circa 25 kN cui corrispondono spostamenti attorno ai 2,5 mm.

In Fig. 4.32 sono riportati i provini al termine della prova, relativamente al provino M-CFRP 02, parallelamente alle lesioni nel supporto al procedere del carico, si è evidenziata e diffusa, a partire da circa 20 kN, una lesione della resina del sistema di rinforzo, chiaramente visibile in Fig. 4.32-a.



*Fig. 4.32 – Provini serie M-CFRP modalità di rottura
(a) lesione nella resina del provino M-CFRP-02; (b) provino M-CFRP-02; (c)
provino M-CFRP-03*

4.4.3 Tufo giallo rinforzato con G-FRP (T-GFRP)

Dai diagrammi carico-spostamento, riportati nella successiva Fig. 4.33 è evidente un comportamento sostanzialmente simile ma carichi di rottura molto diversi tra loro.

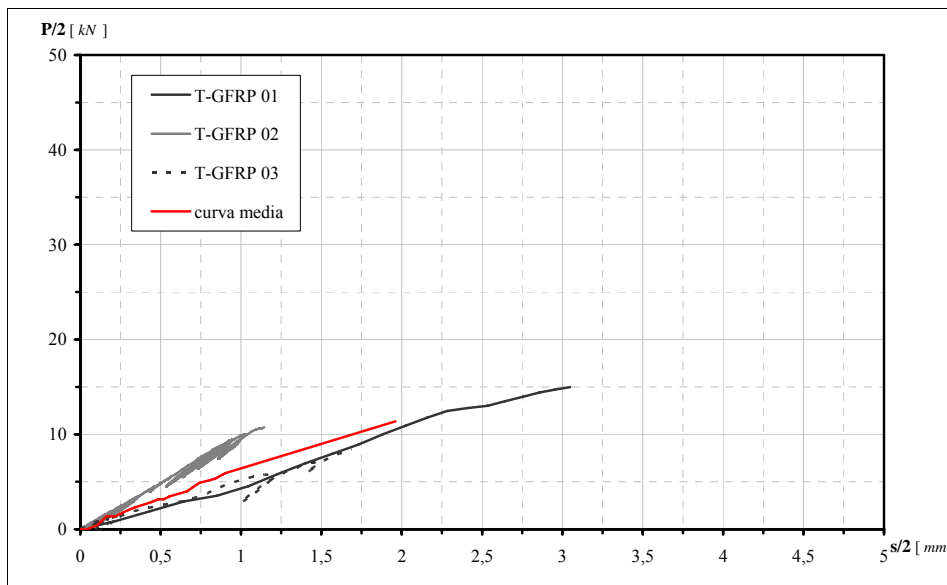


Fig. 4.33 – Provini serie T-GFRP: diagrammi carico-spostamento.

Le prime lesioni dei provini si sono avute per carichi dell'ordine dei 5 kN, mentre, ancor una volta, la crisi è avvenuta per distacco di uno strato di materiale di supporto più o meno esteso adiacente al supporto, Fig. 4.34.

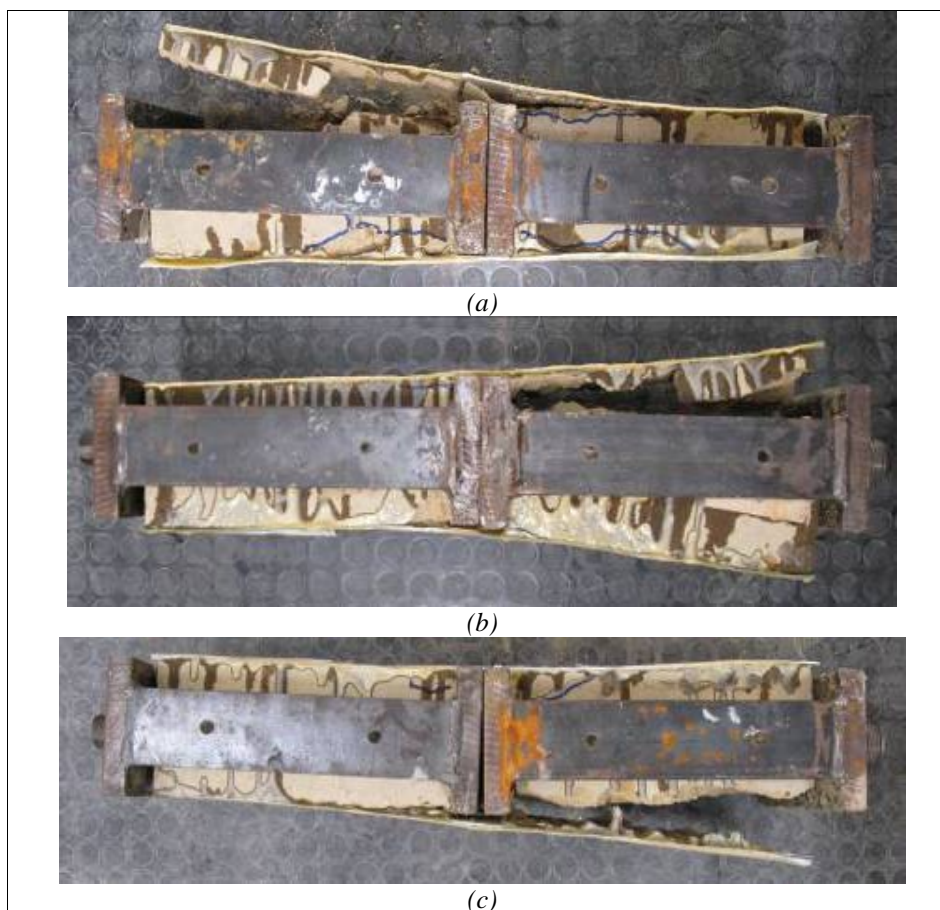


Fig. 4.34 – Provini serie T-GFRP modalità di rottura
(a) provino T-GFRP-01; (b) provino T-GFRP-02; (c) provino T-GFRP-03.

4.4.4 Tufo giallo rinforzato con C-FRP (T-CFRP)

L'andamento dei carichi con gli spostamenti Fig. 4.35 è pressoché lineare fino a circa 10 kN, valore del carico per cui compaiono anche le prime lesioni dei provini.

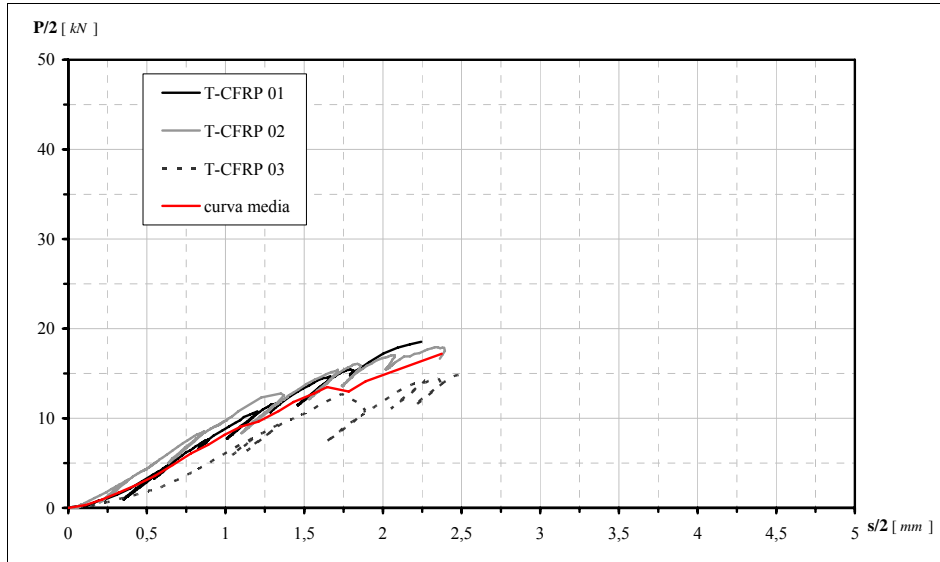
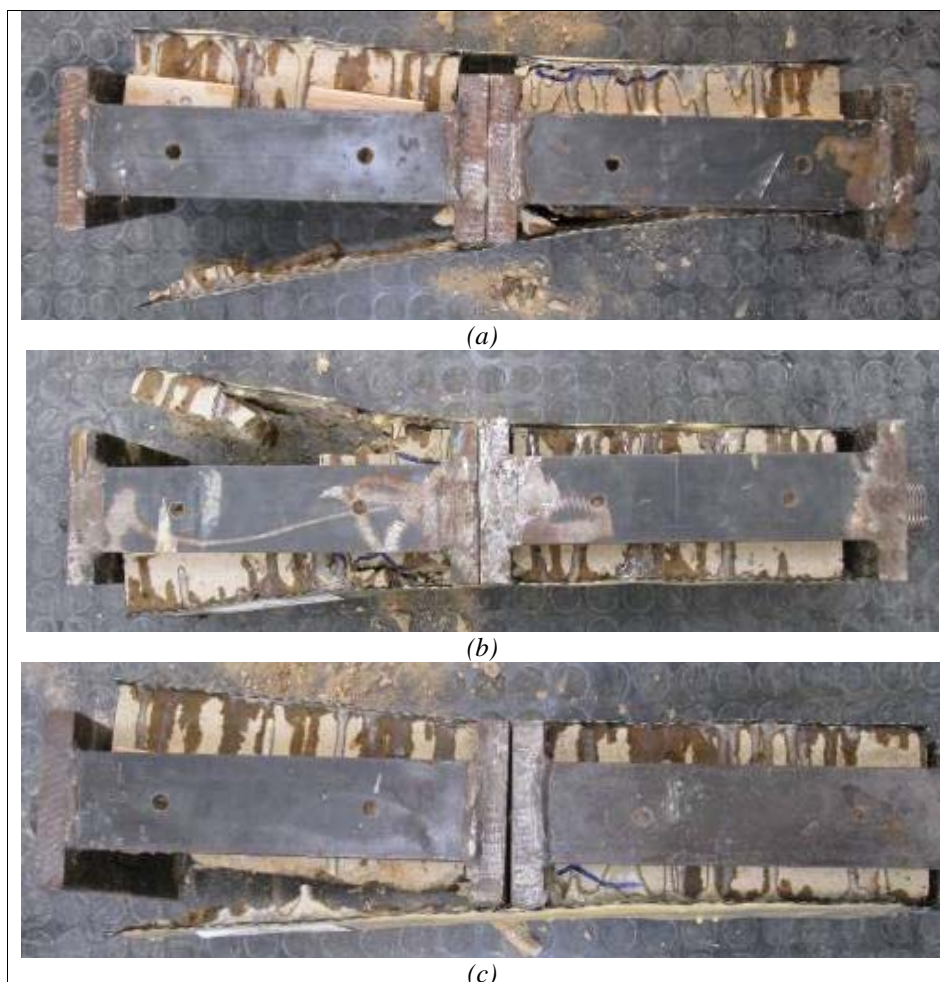


Fig. 4.35 – Provini serie T-CFRP: diagrammi carico-spostamento.

Nella Fig. 4.36 sono riportati i provini al termine della prova, le lesioni, in questo caso, hanno interessato zone di pietra in adiacenza al rinforzo oppure hanno coinvolto quasi l'intero provino.



*Fig. 4.36 – Provini serie T-CFRP modalità di rottura
(a) provino T-GFRP-01; (b) provino T-GFRP-02; (c) provino T-GFRP-03.*

4.4.5 Pietra calcarea rinforzata con G-FRP (PC-GFRP)

Il comportamento dei provini è sostanzialmente analogo fino a rottura, come si evince dai grafici in Fig. 4.37. Le curve presentano un primo tratto approssimativamente lineare fino a valori di 30 kN, dopodiché il carico cresce in modo meno che proporzionale con lo

spostamento. Tale comportamento è motivato, anche in questo caso, dalla progressiva diffusione delle lesioni della pietra, particolarmente compatta e resistente.

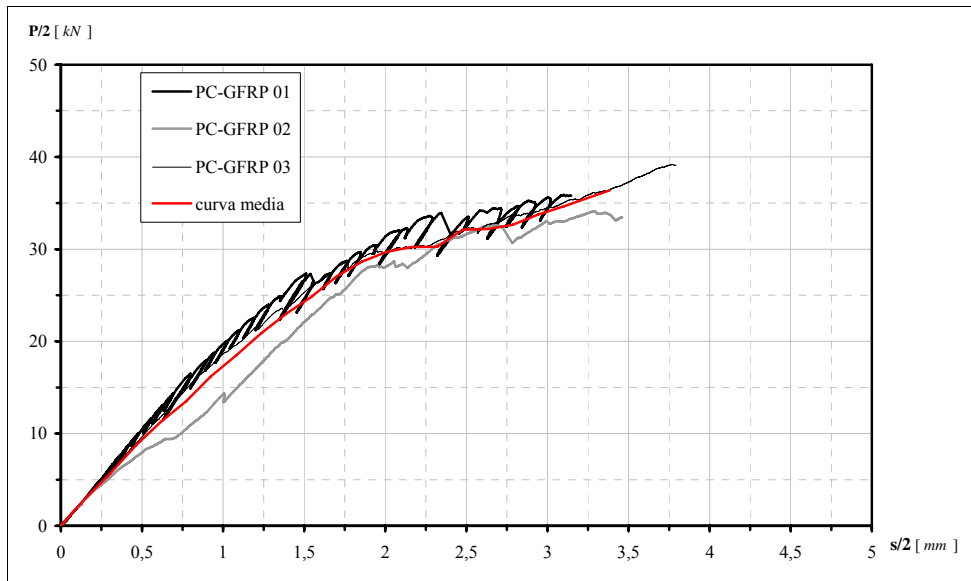
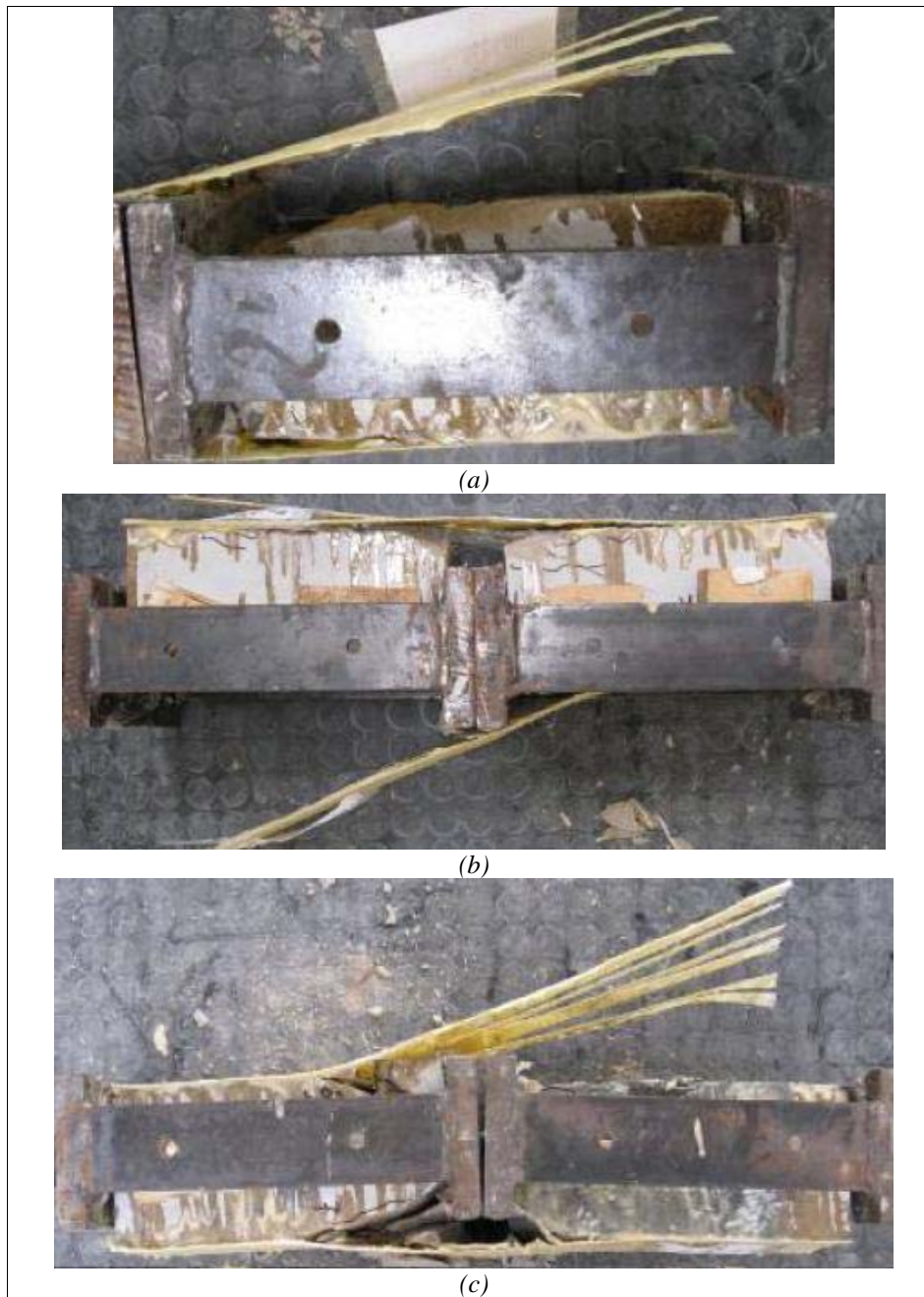


Fig. 4.37 – Provini serie PC-GFRP: diagrammi carico-spostamento.

La rottura dei provini, inoltre è stata preceduta da propagarsi di lesioni nella resina del sistema di rinforzo e decoesione del tessuto per carichi attorno ai 30 kN. Nella successiva Fig. 4.38 sono riportati i provini al termine della prova, la rottura ha coinvolto uno strato molto sottile di pietra.



*Fig. 4.38 – Provini serie PC-GFRP modalità di rottura
(a) provino PC-GFRP -01; (b) provino PC-GFRP -02; (c) provino PC-GFRP -03.*

4.4.6 Pietra calcarea rinforzata con C-FRP (PC-CFRP)

In Fig. 4.39 sono riportati i diagrammi sperimentali di questa serie di prove, il comportamento è stato analogo a quello dei provini in pietra calcarea rinforzati con G-FRP. Il provino PC-CFRP 01 ha evidenziato un carico di rottura notevolmente più basso degli altri provini per la propagazione di una lesione localizzata nel corso della prova.

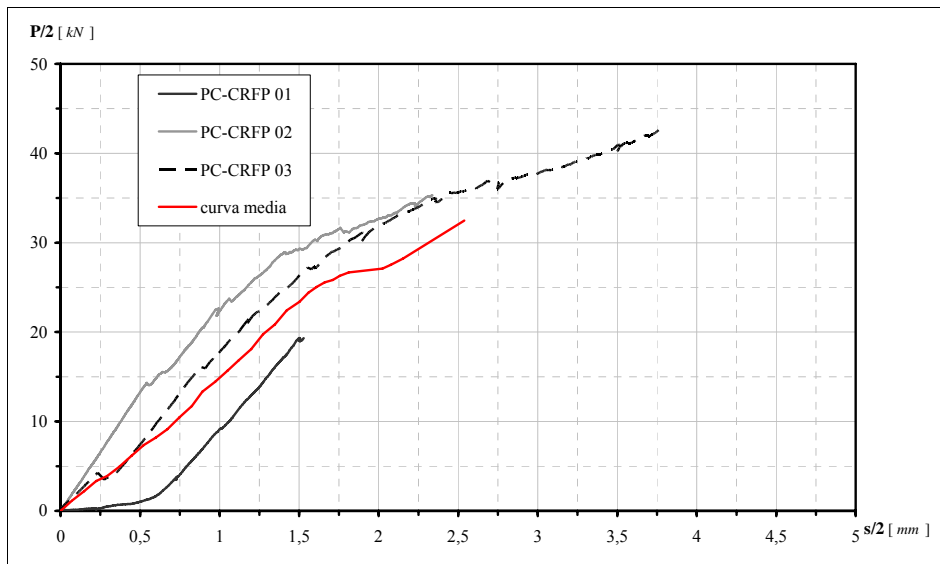


Fig. 4.39 – Provini serie PC-CFRP: diagrammi carico-spostamento.

Le foto dei provini al termine del test sono nella successiva Fig. 4.40 è evidente, anche in questo set, la decoesione nella matrice del sistema di rinforzo dei provini PC-CFRP 02 e PC-CFRP 03 e, relativamente al provino PC-CFRP 01 si nota il piano lungo cui si è propagata la frattura.



Fig. 4.40 – Provini serie PC-CFRP modalità di rottura : (a) provino PC-CFRP-01; (b) provino PC-CFRP-02; (c) provino PC-CFRP-03.

4.5 Confronti preliminari

Le prove hanno portato a risultati abbastanza omogenei nell'ambito di ogni gruppo di test, i valori della forza massima sembrano dipendere dalle caratteristiche meccaniche del supporto più che dal sistema di rinforzo.

In particolare, infatti, i carichi massimi rilevati sono stati, a parità di supporto, solo lievemente più elevati nel caso di rinforzo a base di fibre di carbonio, C-FRP rispetto a quello a base di fibre di vetro G-FRP, mentre variano quasi di un ordine di grandezza passando dalle pietre più tenere, quali calcarenite e tufo giallo, alla ben più resistente pietra calcarea.

Il coinvolgimento di strati più o meno estesi e profondi del supporto sembra dipendere, verosimilmente, dalla rugosità e dalla porosità del materiale di supporto. Come già osservato, infatti, la presenza di irregolarità superficiali, su scala microscopica, permette al primer di meglio spandersi e penetrare nel supporto favorendo l'aggrappaggio meccanico che contribuisce ad incrementare l'aderenza tra i due materiali.

La crisi del sistema di rinforzo evidenziatasi in prossimità della rottura nei provini in pietra calcarea, lascia intendere che le tensioni mobilitate in tal caso, siano prossime alla crisi del sistema di rinforzo (resina e tessuto in fibre di vetro o carbonio).

BIBLIOGRAFIA

Testi e pubblicazioni

- [4.1] Brosens K., Van Germert D. (1997) – Anchoring stresses between concrete and carbon fibre reinforced laminates – Non-metallic (FRP) reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of the 3rd International Symposium, Vol. 1 Japan, pp. 271–278.
- [4.2] Brosens K., Van Germert D. (1999) – Anchorage design for externally bonded carbon fiber reinforced polymer laminate – Proceedings of the 4th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforced for Reinforced Concrete Structures, Baltimore, Maryland, USA, edito da C. W. Dolan, S.H. Rizkallae A. Nanni, American Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, pp. 635–645.
- [4.3] Volkersen O. (1938) – Die nietkraftverteilung in zugbeanspruchtennietverbindungen mit konstanten laschenquerschnitten – Luftfahrtforschung, Vol. 15, pp. 41–47.
- [4.4] Ferrier E., Bigaud D., Hamelin P., Bidindavyi L., Neale K. W. (2005) – Fatigue of CFRPs externally bonded to concrete – Materials and structures, RILEM, Vol 38, pp. 39–46.
- [4.5] Faella C., Martinelli E., Nigro E., Paciello S. (2004) – Tuff masonry wall strengthened with a new kind of CFRP sheet: experimental tests and analysis.– Paper No. 923– 13th World Conference on Earthquake Engineering – Vancouver, B.C., Canada.
- [4.6] Faella C., Martinelli E., Nigro E., Paciello S. (2004) – Experimental tests on masonry walls strengthened with an innovative C-FRP sheet – International Conference on Restoration, Recycling and Rejuvenation Technology for Engineering and Architecture Application, Cesena.

- [4.7] Faella C., Martinelli E., Camorani G., Perri F., Paciello S. (2010) – Adhesion between composite materials and masonry structures: From experimental investigation to numerical modeling – Ohrid 14 ECEE 2010.
- [4.8] Faella C., Martinelli E., Camorani G., Perri F. (2011) – Experimental investigation on the behavior of composite laminates bonded on masonry SMAR 2011 First Middle East Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures.
- [4.9] Camorani G. (2007) Tesi di Laurea – Valutazione sperimentale del legame di aderenza tra murature e rinforzi in FRP – Università degli Studi di Salerno.
- [4.10] Perri F. (2007) – Tesi di Laurea – Indagini sperimentali e modellazione numerica sul legame di adesione tra muratura e materiali compositi – Università degli Studi di Salerno.
- [4.11] Paciello S. O. (2007) – Applicazione di compositi nel rinforzo delle murature – Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture e del Recupero Edilizio ed Urbano V ciclo N.S. (2003–2006).
- [4.12] Faella C., Martinelli E., Paciello S., Perri F. (2009) – Composite materials for masonry structures: the adhesion issue – MuRiCo3, Venezia, 22–24 aprile 2009, Atti del convegno.
- [4.13] Basoenondo A. E. (2008) – Lateral load response of Cikarang brick wall structures, an experimental study – Tesi di Dottorato, Centre for Built Environment and Engineering Research, Queensland University of Technology.
- [4.14] Mapei S.p.A. (2010) – Mapei MapeWrap G–UNI–AX Scheda tecnica – www.mapei.it.
- [4.15] Mapei S.p.A. (2010) – Mapei MapeWrap C–UNI–AX Scheda tecnica – www.mapei.it.
- [4.16] Mapei S.p.A. (2010) – Mapei MapeWrap Primer 1 Scheda tecnica – www.mapei.it.
- [4.17] Mapei S.p.A. (2010) – Mapei MapeWrap 31 Scheda tecnica – www.mapei.it.

- [4.18] Muggeo cave, Canosa di puglia (BA) – www.muggeocave.it.
- [4.19] Dell’Erba L. (1923) - Il tufo giallo napoletano - Casa editrice Libreria Raffaele Pironti.
- [4.20] Bencivenga A., Masciandro G., Mastroioanni D. (2006) – Edifici in muratura – ACCA.

Normativa

- [4.21] D.M.L.L.P.P. 10/11/1987 “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.
- [4.22] UNI 8942 (1986) – Prodotti in laterizio per murature.

Capitolo 5. ADERENZA: VALUTAZIONE SPERIMENTALE DELL'ENERGIA DI FRATTURA

5.1 Introduzione

In questo capitolo i risultati della campagna sperimentale illustrata nel precedente capitolo sono stati integrati con altre prove condotte dallo stesso autore in precedenti sperimentazioni (i cui risultati sono riportati in [5.3], [5.4] e [5.5]) allo scopo, innanzitutto, di effettuare dei confronti diretti con quanto riportato a riguardo nelle Istruzioni C. N. R. [5.20].

Gli stessi risultati, poi, sono stati utilizzati per la calibrazione di una formulazione alternativa dell'energia di frattura del legame di aderenza legata direttamente alla resistenza a compressione del materiale di supporto applicando i concetti generali descritti in [5.22] specializzando al caso in esame quanto presentato in [5.19].

Alcune parti di quanto riportato nel presente capitolo sono oggetto delle memorie [5.1] e [5.2].

5.2 Caratteristiche dei materiali testati

Diverse sono le murature utilizzate come supporto, nelle successive Tab. 5.1 e Tab. 5.2 sono riportati i principali risultati ottenuti dalle prove di compressione e di trazione eseguite sugli elementi di base utilizzati nelle varie campagne sperimentali.

Tab. 5.1 – Caratteristiche meccaniche delle murature di supporto: risultati delle prove di compressione.

Materiale	Numero di prove	$f_{b,m}$ [MPa]	CoV	$E_{b,m}$ [MPa]	$\varepsilon_{m,b}$
Calcarenite (Tipo 1)	12	2,28	0,113	343,71	0,0072
Calcarenite (Tipo 2)	11	2,48	0,13	360,44	0,006
Tufo giallo (Tipo 1)	15	5,03	0,107	382,4	0,0129
Tufo giallo (Tipo 2)	21	4,41	0,264	404,31	–
Laterizio (Tipo 1)	11	24,97	0,068	292,92	0,0857
Laterizio (Tipo 2)	8	25,51	0,084	322,65	0,072
Pietra calcarea	37	70,04	0,135	489,72	0,074

Tab. 5.2 – Caratteristiche meccaniche delle murature di supporto: risultati delle prove di flessione.

Materiale	Numero di prove	$f_{bt,m}$ [MPa]	CoV
Calcarenite (Tipo 1)	–	–	–
Calcarenite (Tipo 2)	4	0,710	0,320
Tufo giallo (Tipo 1)	6	1,940	0,106
Tufo giallo (Tipo 2)	5	0,614	0,160
Laterizio (Tipo 1)	–	–	–
Laterizio (Tipo 2)	5	9,808	0,096
Pietra calcarea	3	11,380	0,195

I sistemi di rinforzo utilizzati sono stati complessivamente tre, oltre a quelli a base di fibra di vetro e di carbonio, le cui caratteristiche sono riportate nelle Tab. 4.16, Tab. 4.17, Tab. 4.18 e Tab. 4.19 riferite, rispettivamente ai tessuti a base di fibra di vetro, di carbonio e a primer e resina, è stato impiegato un rinforzo formato da una rete in fibre di

carbonio messa in opera con malta minerale (CFRCM, Fig. 2.16), dalle caratteristiche riportate in Tab. 5.3.

Tab. 5.3 – Sistemi di rinforzo testati: CFRCM [5.18]

Caratteristiche della rete in C-FRP		Caratteristiche della malta minerale	
t_f [mm]	0,047	f_{cm} [MPa]	38
f_{fu} (per larghezza di 1 cm) [N/cm]	1600	f_{tm} [MPa]	7,05
E_f [GPa]	240	E_c [MPa]	15000

Le prove sono state tutte eseguite utilizzando telaietti di contrasto e modalità descritti nel precedente capitolo, nella successiva Tab. 5.4 sono riportati i risultati ottenuti. Le grandezze riportate sono lunghezza e larghezza della zona incollata (b_f e L_f) il carico di rottura $2P_{max}$ e la massima tensione raggiunta nel rinforzo $\sigma_{f,max}$.

E' riportata, inoltre, la modalità di rottura esibita dai provini, con il seguente significato dei simboli, chiarito dalla Fig. 5.1.

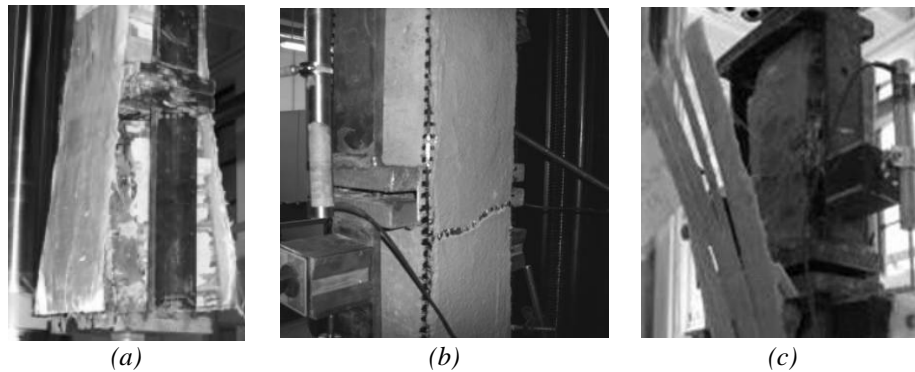
- La modalità "S" è che quella comunemente attesa ed identifica il caso in cui la perdita di aderenza si ha per rottura all'interno della muratura di supporto;
- la modalità "R" è quella per cui si ha decoesione all'interno dello stesso composito;
- la modalità "M" è, infine, il tipo di crisi che coinvolge sia il materiale di supporto che il sistema di rinforzo.

Dal momento che la sperimentazione è finalizzata allo studio della massima forza esplicabile all'interfaccia, nella successiva fase di analisi sono stati presi in considerazione soltanto i provini che hanno avuto rottura di tipo "S" ed "M".

Tab. 5.4 – Risultati di tutte le prove condotte.

#	Test	Muratura	Rinforzo	b_f [mm]	L_f [mm]	h_m	$2P_{max}$ [kN]	Rottura [S/R/M*]	$\sigma_{f,max}$ [MPa]
1	C-CFRCM 02	Calcarenite (Tipo 1)	CFRCM	125	245	121	11,43	S	972,34
2	C-CFRCM 03			128	247	121	8,88	S	737,62
3	C-GFRP 01		G	129	243	121	25,1	S	202,68
4	C-GFRP 02			123	243	121	22,85	S	194,3
5	C-GFRP 03			128	243	121	20,93	S	170,96
6	C-CFRP 01	Calcarenite (Tipo 2)	C	118	242	121	28,03	S	717,01
7	C-CFRP 02			119	241	121	27,58	S	696,62
8	C-CFRP 03			121	242	121	30,13	S	748,35
9	T-CFRCM 01	Tufo giallo (Tipo 1)	CFRCM	123	244	113	9,98	R	863,17
10	T-CFRCM 02			126	247	113	9,28	R	783,52
11	T-CFRCM 03			121	248	113	11,4	R	1002,29
12	T-GFRP 01	Tufo giallo (Tipo 2)	G	123	245	113	30,65	S	259,57
13	T-GFRP 02			120	243	113	25,8	S	224,9
14	T-GFRP 03			121	241	113	17	S	146,96
15	T-CFRP 01		C	119	244	113	37,48	S	950,54
16	T-CFRP 02			121	236	113	38,93	S	972,98
17	T-CFRP 03			120	241	113	30,25	S	757,71
18	M-CFRCM 01	Laterizio (Tipo 1)	CFRCM	116	235	119	9,7	R	889,58
19	M-CFRCM 02			115	235	119	9,93	R	922,14
20	M-CFRCM 03			116	241	119	8,85	R	813,38
21	M-GFRP 01		G	116	235	119	46,9	S	421,16
22	M-GFRP 02			116	226	119	50,63	S	454,61
23	M-CFRP 01	Laterizio (Tipo 2)	C	115	243	119	62,4	S	1630,82
24	M-CFRP 02			116	246	119	64,48	S	1670,58
25	M-CFRP 03			117	245	119	64,7	S	1672,79
26	SB-GFRP 01		G	51	238	119	31,88	S	651,04
27	SB-GFRP 02			57	238	119	30,58	S	562,45
28	SB-GFRP 03			57	236	119	31,15	S	573,03
29	SB-CFRP 01		C	56	237	119	29,8	S	1599,27
30	SB-CFRP 02			55	238	119	30,3	S	1651,86
31	SB-CFRP 03			57	238	119	33,85	S	1777,04
32	PC -GFRP 01	Pietra calcarea	G	122	246	113	71,78	M	614,09
33	PC -GFRP 02			123	243	113	68,15	M	578,33
34	PC -GFRP 03			123	240	113	78,35	M	663,53
35	PC -CFRP 01		C	120	239	113	-	-	-
36	PC -CFRP 02			121	243	113	70,63	M	1765,36
37	PC-CFRP 03			123	240	113	85,55	M	2103,52

* “R”: rottura nel supporto; “R” rottura nel composito; “M” rottura mista (vedi testo)



*Fig. 5.1 – Modalità di rottura osservate
(a) rottura per perdita di aderenza all'interfaccia; (b) rottura per decoesione del sistema di rinforzo; (c) rottura mista.*

La modalità di rottura di tipo “S”, Fig. 5.1–a è anche quella che è stata spesso osservata nel corso di prove di compressione-taglio o di compressione diagonale condotte su pannelli in muratura rinforzati esternamente con FRP per incrementarne la resistenza laterale ([5.6], [5.7] e [5.8]).

Per tale motivo, il tipo di prova di aderenza utilizzata, sembra ben schematizzare il reale stato tensionale che si mobilita nei pannelli murari rinforzati a taglio con tali materiali.

Una rottura di tipo “R” è stata invece esibita dai provini in tufo giallo e laterizio rinforzati con CFRCM. In questo caso, c'è stata una perdita di coesione del rinforzo all'interno della matrice cementizia Fig. 5.1–b, tale tipologia di crisi non è avvenuta per i provini con supporto in calcarenite in quanto, probabilmente, le caratteristiche meccaniche particolarmente scadenti tale materiale (ossia resistenza a compressione ed a trazione) hanno condotto alla rottura del supporto prima della decoesione del composito.

Infine, la modalità di rottura “M”, Fig. 5.1–c, è stata osservata per i provini in pietra calcarea e, probabilmente per le proprietà della pietra particolarmente elevate, coinvolge sia il composito che il supporto.

5.3 Analisi dei risultati sperimentali

A monte di qualsiasi studio analitico dei risultati, è opportuno fare alcune osservazioni qualitative circa la variabilità degli stessi con le caratteristiche meccaniche dei materiali. A tale scopo, poiché c'è una forte variabilità delle proprietà dei materiali, sia murature che rinforzi, si sono diagrammati, in via preliminare, i valori di P_{\max}/b_f per le quattro tipologie di muratura testate. Tale parametro, come si nota, sembra fortemente influenzato dalle proprietà meccaniche della pietra, variando dai circa 90 N/mm per i provini in calcarenite agli oltre 300 N/mm per i provini in pietra calcarea, nel diagramma riportato in Fig. 5.2 dove le murature sono ordinate in base alla resistenza a compressione (dalla più bassa alla più alta) si nota un legame quasi proporzionale tra P_{\max}/b_f e le proprietà meccaniche del supporto.

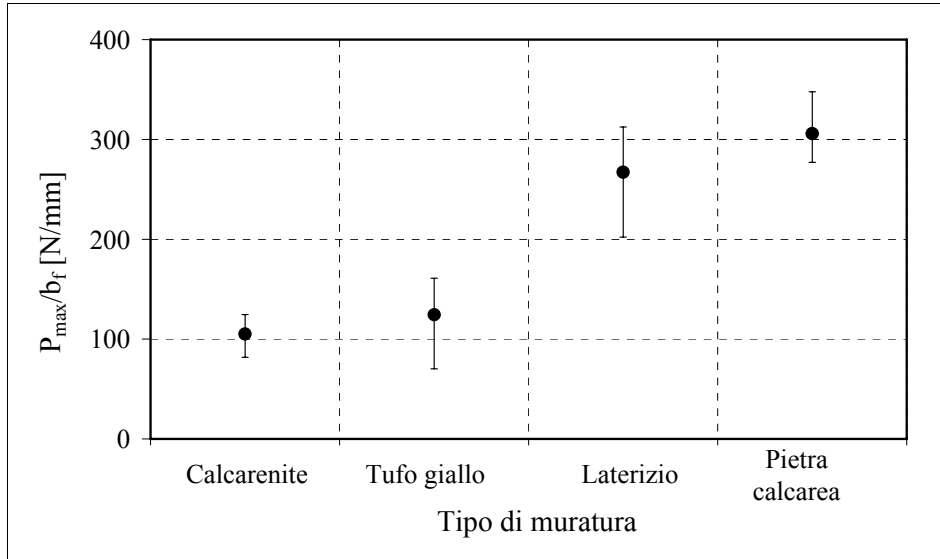


Fig. 5.2 – Variazione di P_{max}/b_f con le tipologie di muratura.

Le barre di variazione minimo-massimo, riportate nella stessa figura, evidenziano la forte variabilità del rapporto P_{max}/b_f anche per provini di caratteristiche analoghe e deriva, in parte, dai diversi sistemi di rinforzo adottati.

Proprio a tale riguardo, nella successiva Fig. 5.3 è riportato lo stesso istogramma riferendosi ai sistemi di rinforzo.

I valori ottenuti dai provini rinforzati con CFRCM sono molto più bassi di quelli ottenuti da quelli rinforzati con fibre di vetro G-FRP (circa 190 N/mm) e fibre di carbonio C-FRP (oltre 200 N/mm). In questo caso il range di variazione è notevolmente elevato evidenziando ancora una forte dipendenza di P_{max}/b_f dalle caratteristiche della muratura più che da quelle del sistema di rinforzo.

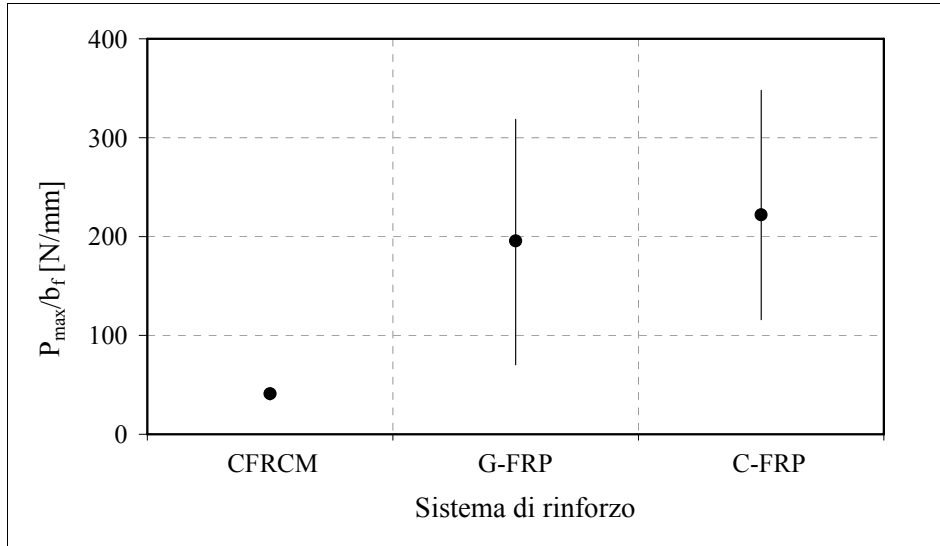


Fig. 5.3 – Variazione di P_{max}/b_f con i sistemi di rinforzo.

5.4 Valutazione dell'energia di frattura del legame di interfaccia

Dalle osservazioni generali del precedente paragrafo, sembra possibile calibrare una formula predittiva. La grandezza, P_{max}/b_f è, tuttavia, una misura diretta per misurare della forza di aderenza trasmissibile tra muratura e rinforzo, ma l'energia di frattura come visto nel capitolo dedicato allo stato dell'arte, è una quantità più rilevante dal punto di vista meccanico.

Assumendo valida l'ipotesi che la lunghezza di incollaggio del rinforzo al supporto, L_f sia maggiore della lunghezza efficace di ancoraggio L_{eff} e nel caso in cui la rottura interessi l'interfaccia o uno strato relativamente sottile di supporto, vale la seguente relazione tra la massima forza di aderenza, energia di frattura e le caratteristiche del rinforzo:

$$P_{\max} = b_f \sqrt{2G_F E_f t_f} \quad (5.1)$$

in cui compaiono lo spessore, il modulo di Young e la larghezza della striscia di composito. L'equazione può essere esplicitata rispetto a G_F :

$$G_F = \left(\frac{P_{\max}}{b_f} \right)^2 \frac{1}{2E_f t_f} \quad (5.2)$$

consentendo di ricavare l'energia di frattura direttamente dai dati sperimentali.

In linea di principio, E_f e t_f dovrebbero essere ricavate in base alla regola delle miscele esposta nel capitolo dedicato ai materiali, a partire dalle proprietà della resina e delle fibre di rinforzo.

Nella pratica però, per i sistemi di tipo wet-lay up, lo spessore dello strato di resina è difficilmente valutabile e fortemente variabile, inoltre le caratteristiche meccaniche del rinforzo sono molto più elevate di quelle della resina, ragion per cui, si sono utilizzati i valori di E_f e t_f relativi alle sole fibre di rinforzo.

L'utilizzo della relazione (5.1) che lega in maniera relativamente semplice la massima forza di aderenza, all'energia di frattura, è motivata da numerosi studi e ricerche (di particolare rilievo a riguardo sono i lavori in [5.10], [5.11] e [5.12]).

Nella successiva Tab. 5.5 sono riportati i valori dell'energia di frattura G_F ottenuti applicando la relazione (5.2) ai risultati sperimentali.

Tab. 5.5 – Valutazione sperimentale dell'energia di frattura.

#	Test	b_f	E_f	t_f	$2P_{max}$	$G_{F,exp}$
		[mm]	[MPa]	[mm]	[kN]	[N/mm]
1	C-CFRM 02	125	240000	0,047	11,4	0,0927
2	C-CFRM 03	128	240000	0,047	8,88	0,0533
3	C-GFRP 01	129	80700	0,480	25,1	0,1222
4	C-GFRP 02	123	80700	0,480	22,9	0,1114
5	C-GFRP 03	128	80700	0,480	20,9	0,0863
6	C-CFRP 01	118	230000	0,167	28	0,1836
7	C-CFRP 02	119	230000	0,167	27,6	0,1748
8	C-CFRP 03	121	230000	0,167	30,1	0,2018
12	T-GFRP 01	123	80700	0,480	30,7	0,2004
13	T-GFRP 02	120	80700	0,480	25,8	0,1492
14	T-GFRP 03	121	80700	0,480	17	0,0637
15	T-CFRP 01	119	230000	0,167	37,5	0,3228
16	T-CFRP 02	121	230000	0,167	38,9	0,3369
17	T-CFRP 03	120	230000	0,167	30,3	0,2068
21	M-GFRP 01	116	80700	0,480	46,9	0,5275
22	M-GFRP 02	116	80700	0,480	50,6	0,6147
23	M-CFRP 01	115	230000	0,167	62,4	0,9582
24	M-CFRP 02	116	230000	0,167	64,5	1,0055
25	M-CFRP 03	117	230000	0,167	64,7	0,9952
26	SB-GFRP 01	51	80700	0,480	31,9	1,2605
27	SB-GFRP 02	57	80700	0,480	30,6	0,9285
28	SB-GFRP 03	57	80700	0,480	31,2	0,9637
29	SB-CFRP 01	56	230000	0,167	29,8	0,9216
30	SB-CFRP 02	55	230000	0,167	30,3	0,9877
31	SB-CFRP 03	57	230000	0,167	33,9	1,1477
32	PC-GFRP 01	122	80700	0,480	71,8	1,1171
33	PC -GFRP 02	123	80700	0,480	68,2	0,9906
34	PC -GFRP 03	123	80700	0,480	78,4	1,3094
35	PC -CFRP 01	120	230000	0,167	38,7	0,3381
36	PC -CFRP 02	121	230000	0,167	70,6	1,1089
37	PC -CFRP 03	123	230000	0,167	85,6	1,5743

I valori dell'energia di frattura ottenuti sperimentalmente sono stati confrontati con la relazione (3.128) riportata nel documento C.N.R. [5.20], tracciando il diagramma riportato nella successiva Fig. 5.4.

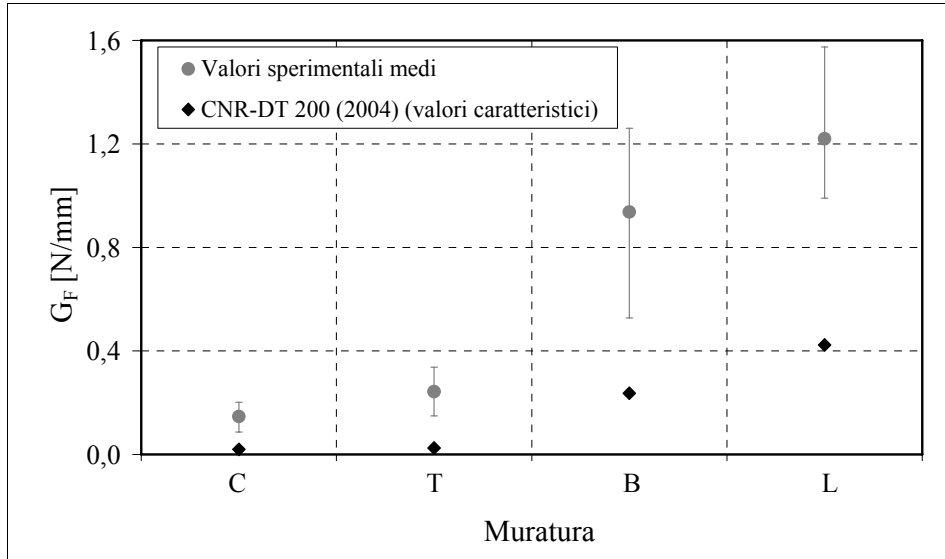


Fig. 5.4 – Valutazione dell'energia di frattura: confronto con la proposta del D.T. C.N.R. 200 [5.20].

Si può notare che, nonostante la relazione (3.128) sia stata applicata utilizzando i valori medi della resistenza a compressione in luogo di quelli caratteristici, i valori che fornisce risultano notevolmente inferiori ai corrispettivi valori sperimentali.

In linea di principio, poiché la (3.128) darebbe un valore caratteristico dell'energia di frattura, ossia il frattile del 5%, ci si aspetta che fornisca valori più piccoli dei valori medi e non molto più piccoli del minimo ottenuto sperimentalmente.

In sintesi, da quanto esposto, sembra che l'energia di interfaccia del legame di aderenza dipenda fortemente, come nel caso del calcestruzzo, dalle caratteristiche del supporto.

5.5 Formulazione alternativa per l'energia di interfaccia

Volendo determinare una formulazione alternativa per l'energia di interfaccia, è importante rilevare che per materiali coesivi quali il calcestruzzo viene spesso proposta una relazione che lega l'energia di frattura alla resistenza a compressione [5.9] secondo una legge del tipo:

$$G_F = a \cdot (f_{b,m})^b, \quad (5.3)$$

dove a e b sono due costanti incognite che possono essere calibrate sulla base valori sperimentali di $G_{F,i}^{\text{exp}}$ ottenuti per il provino i -esimo. A tale scopo può essere utilizzato il metodo dei minimi quadrati trovando i valori di a e b che soddisfano la relazione:

$$(\bar{a}, \bar{b}) = \underset{(a,b)}{\operatorname{argmin}} \sum_{i=1}^{n_s} [G_{F,i}^{\text{exp}} - G_F(f_{b,m,i}; a, b)]^2. \quad (5.4)$$

Prendendo in considerazione anche in questo caso soltanto i provini che hanno esibito una modalità di rottura di tipo "S" e "M" della Tab. 5.4 ed implementando la relazione (5.4) in un foglio di calcolo, sono stati ottenuti i valori $\bar{a}=0,150$ e $\bar{b}=0,516$. La successiva Fig. 5.5 mostra il confronto tra i valori sperimentali dell'energia di frattura e , in linea continua, la curva descritta dalla relazione:

$$G_F = 0,150 \cdot (f_{b,m})^{0,516} \quad (5.5)$$

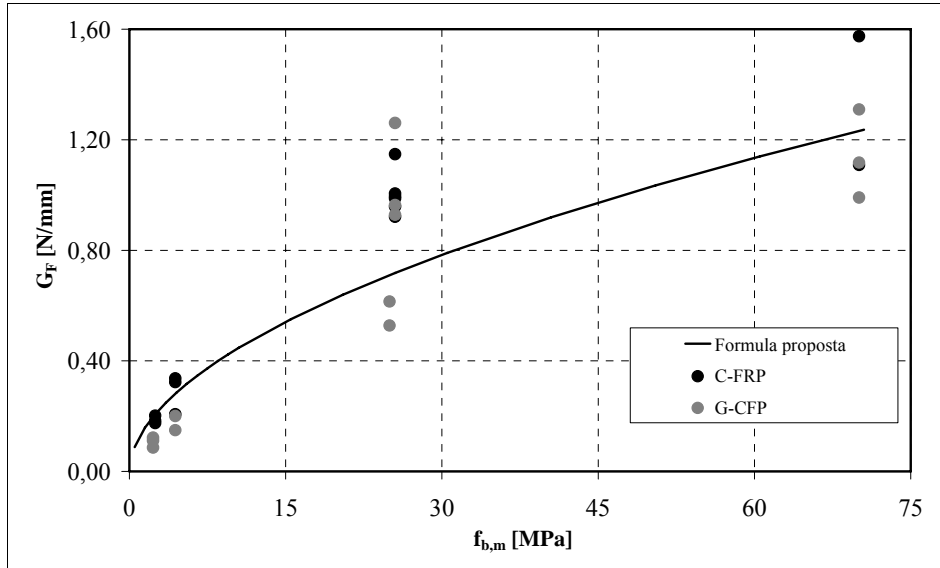


Fig. 5.5 – Legge di variazione di G_F con $f_{b,m}$, prima alternativa.

Si nota che la legge appena trovata tende a sovrastimare i valori dell'energia di frattura quando i valori della resistenza media a compressione sono relativamente bassi (nel caso in esame: per provini in calcarenite e tufo giallo), inoltre, farebbe tendere all'infinito l'energia di frattura del legame di interfaccia, al tendere all'infinito della resistenza a compressione. La struttura formale proposta nella (5.3) non sembra essere quindi completamente soddisfacente, in particolare una sua alternativa può essere fornita dalla seguente relazione:

$$G_F = a \cdot \frac{f_{b,m}}{f_{b,m} + b}, \quad (5.6)$$

nella quale le due costanti assumono ora anche significato meccanico.

Infatti, la costante a può essere vista come un valore limite dell'energia di frattura, mentre b ha le dimensioni di una tensione.

Trovando, anche in questo caso, i valori di a e b che soddisfano la relazione (5.4) si perviene alla seguente relazione:

$$G_F = 1,623 \cdot \frac{f_{b,m}}{f_{b,m} + 20,323}, \quad (5.7)$$

in Fig. 5.6 è diagrammata in linea continua la funzione proposta nella (5.7).

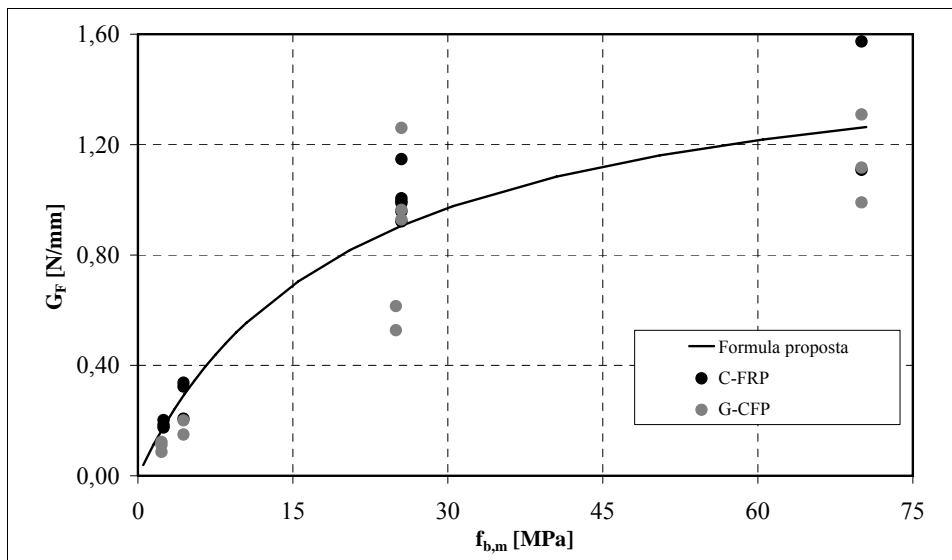


Fig. 5.6 – Legge di variazione di G_F con $f_{b,m}$, seconda alternativa.

Il valore limite che sembra presentare G_F al crescere della resistenza a compressione del supporto è inoltre molto vicino a quello proposto in [5.12].

Il rapporto d'errore, $\delta = \frac{G_{F,exp}}{G_{F,th}}$, valutato su tutte le prove, ha un valor medio di 0,997 ed uno scarto quadratico medio pari a 0,267 (cui corrisponde una varianza pari a 0,0713).

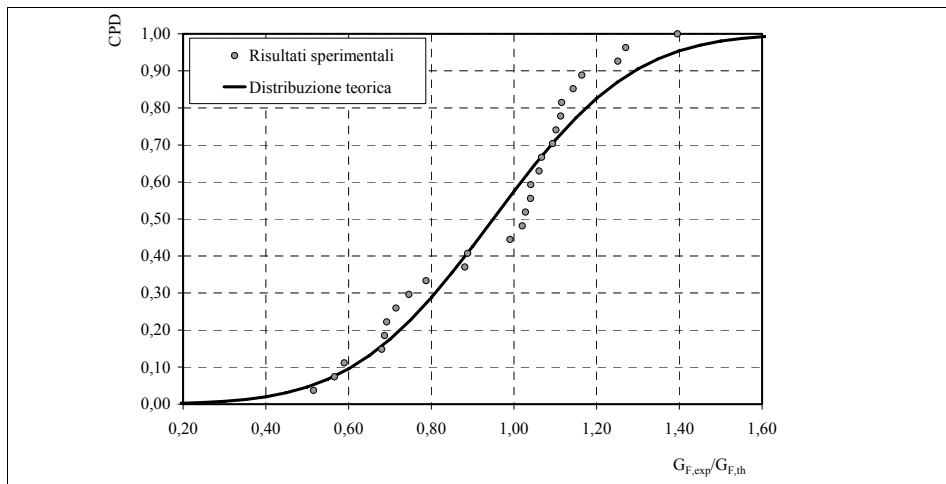


Fig. 5.7 – Formulazione proposta per l'energia di frattura: dispersione del rapporto d'errore.

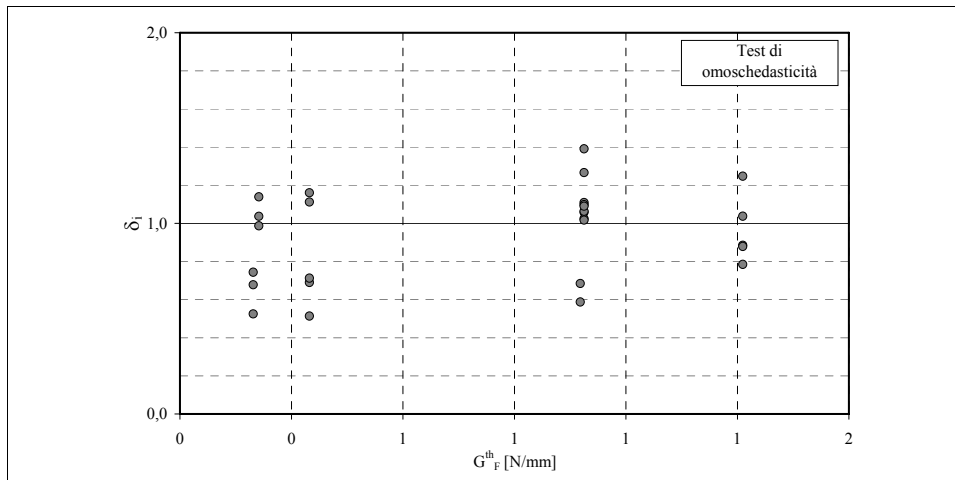


Fig. 5.8 – Formulazione proposta per l'energia di frattura: test di omoschedasticità per il rapporto d'errore.

La dispersione del rapporto d'errore, riportata nella successiva Fig. 5.7 presenta, infine, un andamento molto simile a quello di una distribuzione normale, riportata in linea continua, nella Fig. 5.8, invece, è riportato il test di omoschedasticità, che, sebbene le prove analizzate siano molto poche, mostra una dispersione abbastanza omogenea.

5.5.1 Valore caratteristico dell'energia di frattura

Considerando il modello predittivo per G_F riportato nella relazione (5.7) ed assumta valida l'ipotesi che il rapporto d'errore δ sia distribuito come una variabile normale, può essere dedotto un modello probabilistico per la valutazione dell'energia di frattura partendo dalla relazione:

$$G_F = \delta \cdot a \cdot \frac{f_b}{f_b + b} \quad (5.8)$$

in tale modello l'unica variabile di base è la resistenza a compressione f_b .

Il valor medio di G_F può essere assunto pari a:

$$G_{Fm} = \delta_m \cdot a \cdot \frac{f_{b,m}}{f_{b,m} + b}, \quad (5.9)$$

ed il suo valore caratteristico è ricavabile dalla seguente relazione:

$$G_{Fk} = G_{Fm} - 1,64 \sqrt{\text{Var}(G_F)} \quad (5.10)$$

in cui la varianza di G_F , assumendo che δ ed f_b siano statisticamente indipendenti, è definita dalla formula:

$$\text{Var}(G_F) = \left. \frac{\partial G_F}{\partial \delta} \right|_{f_{b,m}, \delta_m}^2 \cdot \text{Var}(\delta) + \left. \frac{\partial G_F}{\partial f_b} \right|_{f_{b,m}, \delta_m}^2 \cdot \text{Var}(f_b). \quad (5.11)$$

Il termine $\left. \frac{\partial G_F}{\partial f_b} \right|_{f_{b,m}, \delta_m}^2$ a secondo membro della relazione (5.11) indica

la derivata parziale di G_F rispetto ad f_b , il pedice indica che la derivata va calcolata riferendosi ai valori medi, analogamente, $\left. \frac{\partial G_F}{\partial \delta} \right|_{f_{b,m}, \delta_m}^2$ è la derivata parziale di G_F rispetto a δ . Le espressioni delle due quantità, dopo qualche passaggio analitico, sono le seguenti:

$$\left. \frac{\partial G_F}{\partial \delta} \right|_{f_{b,m}, \delta_m}^2 = \left(a \cdot \frac{f_{b,m}}{f_{b,m} + b} \right)^2, \quad (5.12)$$

$$\left. \frac{\partial G_F}{\partial f_b} \right|_{f_{b,m}, \delta_m}^2 = \left[\delta_m a \frac{b}{(f_{b,m} + b)^2} \right]^2, \quad (5.13)$$

e sostituendo nella (5.11) si ottiene, finalmente:

$$\text{Var}(G_F) = \left(a \cdot \frac{f_{b,m}}{f_{b,m} + b} \right)^2 \cdot \text{Var}(\delta) + \left[\delta_m a \frac{b}{(f_{b,m} + b)^2} \right]^2 \cdot \text{Var}(f_b) \quad (5.14)$$

che, in forma più compatta, si può riscrivere come:

$$\text{Var}(G_F) = \frac{a^2 \cdot \left[f_{b,m}^2 \cdot (b+f_{b,m})^2 \text{Var}(\delta) + b^2 \delta_m^2 \cdot \text{Var}(f_b) \right]}{(b+f_{b,m})^4} \quad (5.15)$$

sostituendo nella relazione (5.10) e ponendo $\delta_m=1$:

$$G_{Fk}^{\text{th}} = \frac{a}{f_{b,m} + b} \left(f_{b,m} - \frac{1,64}{f_{b,m} + b} \sqrt{f_{b,m}^2 \cdot (b+f_{b,m})^2 \text{Var}(\delta) + b^2 \cdot \text{Var}(f_b)} \right) \quad (5.16)$$

e mettendo in evidenza G_{Fm} , si perviene, dopo qualche passaggio:

$$G_{Fk}^{\text{th}} = G_{Fm}^{\text{th}} \cdot \left[1 - 1,64 \cdot \sqrt{(b+f_{b,m})^2 \text{Var}(\delta) + b^2 \cdot \text{CoV}(f_b)} \right] \quad (5.17)$$

sapendo che vale:

$$\text{Var}(f_b) = [f_{b,m} \cdot \text{CoV}(f_b)]^2 \quad (5.18)$$

La relazione (5.17) rappresenta, appunto, il valore caratteristico, statisticamente esatto, dell'energia di frattura.

Assumendo: $\text{Var}(\delta) = 0,0713$; $a = 1,623$ e $b = 20,323$; sapendo che varianza, valor medio e coefficiente di variazione sono legati dalla relazione:

$$\text{Var}(f_b) = [f_{b,m} \cdot \text{CoV}(f_{b,m})]^2 \quad (5.19)$$

si possono ricavare i valori caratteristici dell'energia di frattura al variare della caratteristiche meccaniche del supporto, ottenendo la spezzata riportata in nero nella Fig. 5.9.

Nella stessa figura sono rappresentati dalla spezzata in grigio i valori forniti dalla formulazione proposta nel documento tecnico C.N.R. [5.20].

Si nota che la formulazione proposta fornisce, in tutti i casi, valori più vicini all'evidenza sperimentale e ad ogni modo sicuri, dell'energia di interfaccia del legame di aderenza.

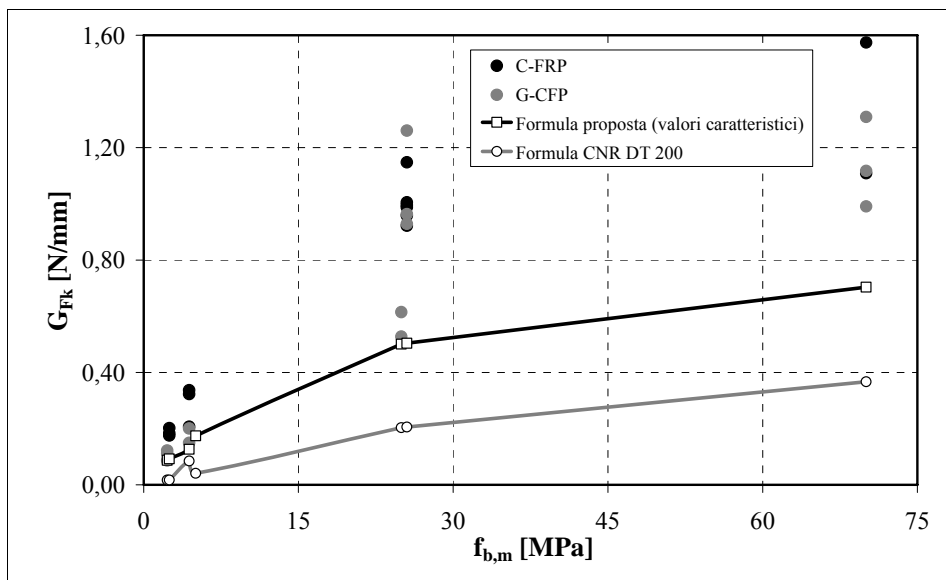


Fig. 5.9 – Valori caratteristici dell'energia di frattura: confronto conclusivo.

Infine, nella Fig. 5.10, è riportato l'andamento del rapporto G_{Fk}/G_{Fm} al variare della muratura di supporto si nota che, tra valori medi e valori caratteristici c'è uno scarto all'incirca del 50% per tutti i tipi di supporto.

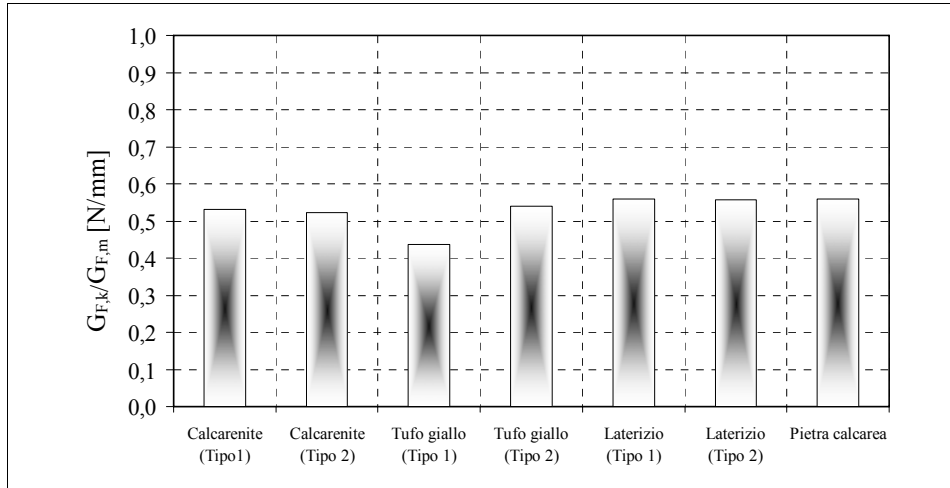


Fig. 5.10 – Variazione del rapporto G_{Fk}/G_{Fm} al variare del tipo di supporto.

5.6 Valutazione della massima forza di aderenza

La forza massima affidabile al supporto prima della perdita di aderenza può essere valutata a questo punto utilizzando la relazione:

$$P_{\max} = b_f \sqrt{2 \cdot E_f t_f G_{Fk}}, \quad (5.20)$$

seguendo in tal modo l'approccio proposto nel D.T. C.N.R. [5.20], oppure, ricalcando la formulazione della versione approvata delle istruzioni normative [5.21] può essere valutata la massima tensione affidabile al rinforzo prima della perdita di aderenza utilizzando la legge:

$$f_{f,\max} = \sqrt{\frac{2 \cdot E_f G_{Fk}}{t_f}}, \quad (5.21)$$

Utilizzando quale valore caratteristico dell'energia di frattura la relazione (5.17).

5.7 Considerazioni conclusive

In questo capitolo, a partire dai risultati della campagna sperimentale condotta, è stato possibile ricavare una formulazione alternativa per il valore caratteristico dell'energia di frattura del legame di aderenza tra compositi FRP e supporto in muratura.

La legge proposta dipende dalla sola resistenza a compressione del supporto e sembra fornire risultati più vicini all'evidenza sperimentale di tale grandezza (ovvero, attraverso la relazione (5.1) della massima forza di aderenza rispetto alla formulazione suggerita nel documento tecnico [5.20].

La formulazione proposta, infine è suscettibile di miglioramenti sia nella struttura formale che nella valutazione dei parametri in previsione di una futura disponibilità di ulteriori prove sperimentali.

BIBLIOGRAFIA

Testi e pubblicazioni

- [5.1] Faella C., Martinelli E., Camorani G., Perri F., Paciello S. (2010) – Adhesion between composite materials and masonry structures: From experimental investigation to numerical modelling – Ohrid 14 ECEE 2010.
- [5.2] Faella C., Martinelli E., Camorani G., Perri F. (2011) – Experimental investigation on the behaviour of composite laminates bonded on masonry SMAR 2011 First Middle East Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures.
- [5.3] Camorani G. (2007) Tesi di Laurea – Valutazione sperimentale del legame di aderenza tra murature e rinforzi in FRP – Università degli Studi di Salerno.
- [5.4] Perri F. (2007) – Tesi di Laurea – Indagini sperimentali e modellazione numerica sul legame di adesione tra muratura e materiali compositi – Università degli Studi di Salerno.
- [5.5] Paciello S. O. (2007) – Applicazione di compositi nel rinforzo delle murature – Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture e del Recupero Edilizio ed Urbano (V ciclo N.S. (2003–2006).
- [5.6] Faella C., Martinelli E., Nigro E., Paciello S. (2004) – Tuff masonry wall strengthened with a new kind of CFRP sheet: experimental tests and analysis.– Paper No. 923– 13th World Conference on Earthquake Engineering – Vancouver, B.C., Canada.
- [5.7] Nardone F., Prota A., Manfredi G. (2009) – Considerazioni sulla valutazione della resistenza a taglio di pannelli murari irnforzati con FRP – MuRiCo3, Venezia, 22–24 aprile 2009, Atti del convegno.

- [5.8] Marcari, G., Manfredi, G., Prota, A., Pecce, M. (2007). In-plane Shear Performance of masonry Panels Strengthened with FRP. *Composites Part B*. Vol.38, Issue 7–8, pp.887–901.
- [5.9] Ueda t., Dai J. (2005) – Mode II fracture energy of FRP–concrete interface: its evaluation and roles in interface modelling and anchorage design – ICF XI – 11th International Conference on Fracture, 2005.
- [5.10] Wu Y., Zhou Z., Qingda Y, Weiqiu C (2010) – On shear bond strength of FRP–concrete structures – *Engineering Structures* 32 (2010), pp. 897–905.
- [5.11] Suo ZG., Hutchinson JW. (1989) – Steady–state cracking in brittle substrates beneath adherent films – *International Journal of Solids Structures* 25(8) 1989, pagg. 1337–1353.
- [5.12] Suo ZG., Hutchinson JW. (1990) – Interface crack between two elastic layers – *International Journal of Fracture* 43(1) 1990 pp. 1–18.
- [5.13] Savoia M., Ferracuti B., Mazzotti C. (2003) – Non linear bond–slip law for FRP–concrete interface – Proc. of 6th international symposium on FRP reinforcement for concrete structures. Singapore: World Scientific Publications; 2003. p. 163–72
- [5.14] Mapei S.p.A. (2010) – Mapei MapeWrap G-UNI-AX Scheda tecnica – www.mapei.it.
- [5.15] Mapei S.p.A. (2010) – Mapei MapeWrap C-UNI-AX Scheda tecnica – www.mapei.it.
- [5.16] Mapei S.p.A. (2010) – Mapei MapeWrap Primer 1 Scheda tecnica – www.mapei.it.
- [5.17] Mapei S.p.A. (2010) – Mapei MapeWrap 31 Scheda tecnica – www.mapei.it.
- [5.18] Ruredil X Mesh C10 M25 Rete di carbonio in matrice inorganica stabilizzata per il rinforzo strutturale delle costruzioni in muratura – Scheda tecnica – www.ruredil.it.

- [5.19] Monti G., Alessandri S., Santini S. (2008) – Design by testing : A procedure for the statistical determination of capacity models – Construction and Building Materials 23 (2009) 1487-1494.

Normativa

- [5.20] C. N. R. – D.T. 200 (2004) – Istruzioni per la progettazione, esecuzione e controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati.
- [5.21] C.N.R. (2009) – Linee guida per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo di interventi di rinforzo di strutture in c.a., c.a.p e murarie mediante FRP – Documento approvato il 24 luglio 2009 dall'assemblea generale del Consiglio Superiore dei LL. PP..
- [5.22] BS EN 1990 (2002) – Eurocode 0 Basis of structural design.

Capitolo 6. ADERENZA: VALUTAZIONE SPERIMENTALE DEL LEGAME DI INTERFACCIA

6.1 *Introduzione*

Il capitolo è dedicato alla calibrazione di una legge di interfaccia del legame di aderenza a partire dai risultati sperimentali.

Solitamente analisi numeriche di questi tipo vengono svolte utilizzando programmi commerciali agli elementi finiti (come presentato nei lavori [6.1] e [6.3]), in questa sede, invece, l'equazione differenziale dell'aderenza è stata impostata e risolta col metodo alle differenze finite centrali, con un algoritmo iterativo agilmente implementabile in un comune foglio di calcolo.

6.2 *Cenni sui metodi alle differenze finite*

I metodi alle differenze finite sono una tipologia di tecniche numeriche per la soluzione di equazioni differenziali ordinarie ed alle derivate parziali che, nel corso degli anni, è divenuta molto nota e consolidata in ambito ingegneristico.

L'idea a base di tali metodi è nell'approssimare il valore delle derivate di una funzione in un punto con un'espressione che ne tenga conto solo in un numero finito. Si passa, in altri termini, dall'operazione di passaggio al limite del rapporto incrementale a quella del rapporto incrementale tra valori discreti della funzione e dei punti in cui viene

calcolata (rapporto incrementale finito). Ciò permette, ad esempio, di trasformare un'equazione differenziale, anche alle derivate parziali, in un problema algebrico [6.5].

I principali vantaggi sono la facilità di implementazione e la buona efficienza computazionale, il principale limite è la scarsa capacità di risoluzione lavorando su domini a geometria irregolare [6.6].

Riguardo all'ultimo punto, infatti, l'utilizzo dei metodi alle differenze finite è direttamente collegato all'utilizzo di griglie di calcolo strutturate, ossia griglie i cui nodi sono identificati in modo univoco da uno, due o tre indici (a seconda che il dominio sia mono- bi- o tridimensionale).

I metodi ad elementi finiti, su cui sono invece basati programmi di calcolo commerciali, hanno la capacità di utilizzare griglie non strutturate, in cui i nodi non hanno particolari vincoli tipologici, con una flessibilità d'uso di gran lunga superiore rispetto alle differenze finite, a fronte, però di un notevole incremento di carico computazionale.

Nella Fig. 6.1 è riportato un esempio di griglia strutturata e non strutturata per un dominio molto semplice (un quadrato).

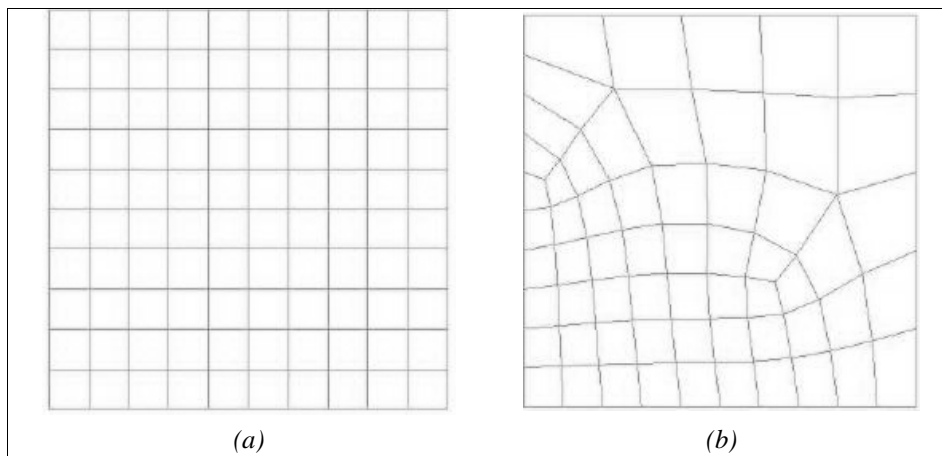


Fig. 6.1 – Esempio di griglia strutturata (a) e non strutturata (b) [6.6].

Volendo risolvere alle differenze finite il seguente problema differenziale:

$$\begin{cases} y''(x) = p(x) \cdot y'(x) + q(x) \cdot y(x) + r(x) \\ y(a) = A; y(b) = B \end{cases} \quad (6.1)$$

si parte col discretizzare l'intervallo $[a, b]$ con punti equidistanti, ponendo:

$$\begin{aligned} x_i &= a + i \cdot h; \\ h &= \frac{b-a}{n+1} \quad \text{con } i = 0, 1, \dots, n+1; \end{aligned} \quad (6.2)$$

indicando con y_i il valore in x_i della soluzione del modello discretizzato.

Il sistema discretizzato consente una soluzione del problema tanto più affidabile quanto più la quantità:

$$\max_{i=1, \dots, n} |y_i - y_i(x_i)| \quad (6.3)$$

è piccola rispetto al livello di approssimazione che si vuole ottenere. Lo schema di discretizzazione alle differenze finite centrali consente, a questo punto di effettuare le seguenti approssimazioni [6.6]:

$$\begin{aligned} y'(x_i) &= \frac{y_{i+1} - y_{i-1}}{2 \cdot h}; \\ y''(x_i) &= \frac{y_{i-1} - 2 \cdot y_i + y_{i+1}}{h^2}. \end{aligned} \quad (6.4)$$

La sostituzione di tali quantità nell'espressione (6.1) comporta che la soluzione del modello discretizzato richiede la risoluzione del seguente sistema lineare di n equazioni in n incognite:

$$\begin{cases} \left(1 + \frac{p_i}{2}h\right)y_{i-1} - (2+h^2q_i)y_i + \left(1 - \frac{p_i}{2}h\right)y_{i+1} = h^2r_i \\ y_0 = A; y_{n+1} = B \end{cases} \quad (6.5)$$

Si dimostra che, sotto ipotesi sufficientemente ampie, il sistema possiede una ed una sola soluzione, qualsiasi siano le condizioni iniziali [6.6].

6.3 Impostazione e soluzione dell'equazione differenziale dell'aderenza alle differenze finite

Un procedimento utile per ricavare la soluzione dell'equazione differenziale dell'aderenza (3.26) evitando laboriosi passaggi analitici è quindi quello di approssimare la derivata seconda dello scorrimento s con un metodo alle differenze finite.

A tale scopo il primo passo da compiere, considerando lo schema di prova riportato in Fig. 6.2 è suddividere la lunghezza L secondo una griglia di calcolo monodimensionale, ossia dividendo l'intervallo da 0 ad L in un certo numero n di sottointervalli, Fig. 6.3.

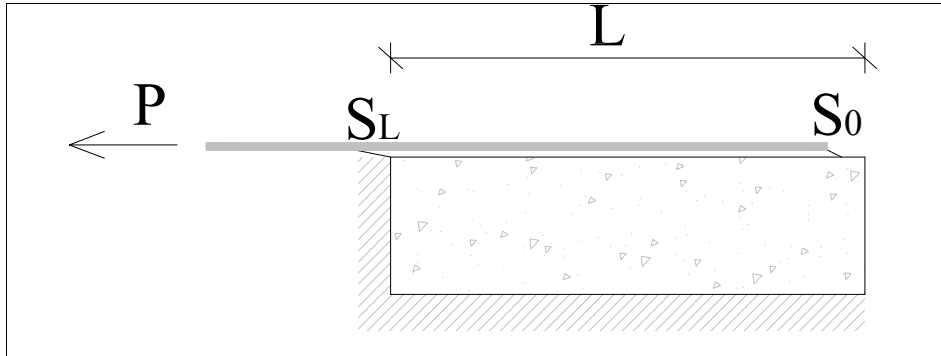


Fig. 6.2 – Schema di prova di aderenza.

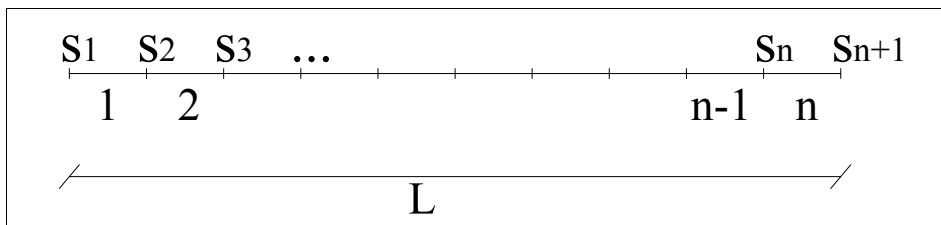


Fig. 6.3 – Soluzione alle differenze finite: generazione della griglia di calcolo.

L'approssimazione del problema sarà numericamente tanto più vicina alla soluzione analitica quanto più fitta sarà la griglia di calcolo.

Applicando la relazione fondamentale delle differenze finite centrali [6.6] è possibile esprimere la derivata seconda dello scorrimento nel tratto i-esimo nella forma seguente:

$$\left. \frac{d^2s}{dz^2} \right|_{\Delta z_i} = \frac{s_{i+1} - 2s_i + s_{i-1}}{\Delta z^2}, \quad (6.6)$$

e sostituendo la relazione si può scrivere, per l'i-esima equazione:

$$\frac{s_{i+1} - 2s_i + s_{i-1}}{\Delta z^2} + \frac{\tau(s_i)}{E_f t_f} = 0 \quad (6.7)$$

esplicitando il termine s_{i+1} :

$$s_{i+1} = -\frac{\tau(s_i)}{E_f t_f} \Delta z^2 + 2s_i - s_{i-1} \quad (6.8)$$

sviluppando lungo la lunghezza L:

$$\left\{ \begin{array}{l} s_0 = 0 \\ s_1 \cong s_0 \\ s_2 = -\frac{\tau(s_2)}{E_f t_f} \Delta z^2 + 2s_1 - s_0 \\ \dots \\ \dots \\ s_i = -\frac{\tau(s_i)}{E_f t_f} \Delta z^2 + 2s_{i-1} - s_{i-2} \\ \dots \\ s_n = -\frac{\tau(s_n)}{E_f t_f} \Delta z^2 + 2s_{n-1} - s_{n-2} \end{array} \right. \quad (6.9)$$

la forza totale sopportata dal composito si può infine scrivere:

$$P = \sum_{i=1}^n \frac{\tau(s_i) - \tau(s_{i-1})}{2} \Delta z \cdot b_f \quad (6.10)$$

In tal modo, definendo una legge per il legame τ - s e impostando le opportune condizioni al contorno, si può risolvere qualsiasi tipo di problema che coinvolge l'aderenza.

Nel caso in esame delle prove di strappo, si è condotta un'analisi step by step per successivi incrementi dello scorrimento all'estremità libera e risolvendo, ad ogni passo, il sistema (6.9) ottenendo altrettanti valori della corrispondente forza tramite la relazione (6.10).

Al crescere dello scorrimento e quindi della forza, le tensioni tangenziali all'interfaccia variano in accordo alla legge τ - s definita interessando dapprima il tratto lineare e successivamente il tratto degradante, fino alla completa delaminazione dal supporto, conseguentemente, la forza ricavata dalla (6.10) crescerà, in maniera approssimativamente lineare, fino al raggiungimento di un valore di picco, per poi decrescere, seguendo l'andamento riportato in Fig. 3.9.

6.4 Identificazione sperimentale del legame di interfaccia

Come accennato nel capitolo precedente, durante le prove condotte non sono stati misurati soltanto gli spostamenti relativi tra le piastre di contrasto dei telaietti, ma anche le deformazioni elastiche della parte di rinforzo compresa tra i due contrasti.

Per tali motivi gli spostamenti effettivamente misurati vanno depurati secondo la seguente relazione:

$$s'_f = \delta_m - \left(\frac{L_f}{E_f t_f b_f} \right) \frac{P}{2} \quad (6.11)$$

per le caratteristiche meccaniche dei rinforzi si è fatto riferimento a quanto dichiarato dai produttori ([6.1] e [6.8]).

I diagrammi così ottenuti sono stati utilizzati per la calibrazione di una legge del legame di interfaccia con il criterio descritto nel paragrafo precedente.

A questo punto, impostata l'equazione differenziale dell'aderenza alle differenze finite, il problema è stabilire una legge che definisca il legame τ - s . A tale scopo, si ipotizza una legge τ - s bilineare (illustrata in Fig. 6.4 ed il cui valore di picco è dato dall'equazione (6.12)), che richiama la legge d'interfaccia proposta per il calcestruzzo rinforzato con lamine in FRP in diversi istruzioni normative ([6.12] e [6.13]).

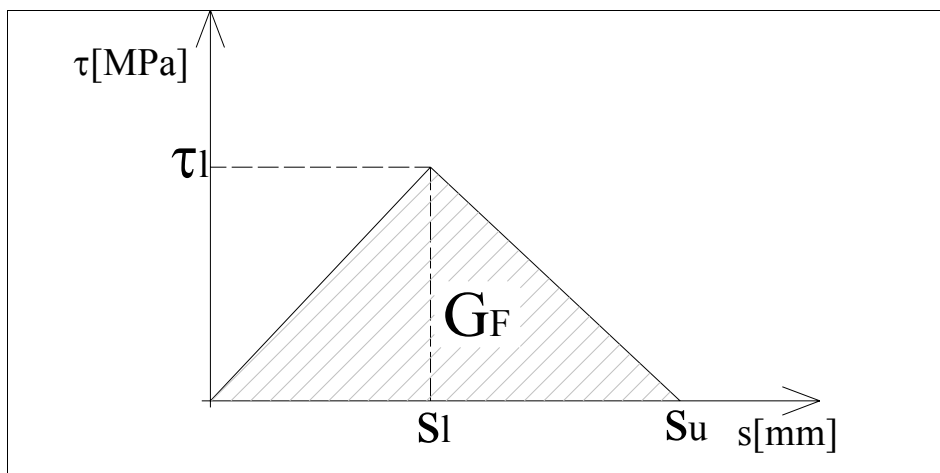


Fig. 6.4 – Legge bilineare proposto

$$\tau_l = c \sqrt{f_{b,m} f_{bt,m}} ; \quad (6.12)$$

$$G_F^{th} = \frac{1}{2} \tau_l s_u . \quad (6.13)$$

Come si nota, il legame è univocamente definito una volta noti lo scorrimento al limite elastico, s_l , lo scorrimento ultimo s_u ed il coefficiente c . L'individuazione di tali quantità si ottiene applicando, ancora una volta, il metodo dei minimi quadrati al confronto tra la massima forza sperimentale e la relazione (6.10) al crescere degli scorrimenti:

$$\left(\bar{c}, \bar{s}_l, \bar{s}_u\right) = \underset{(c, s_l, s_u)}{\operatorname{argmin}} \sum_{i=1}^n \left[P_i^{\text{exp}} - P_i^{\text{th}}(c, s_l, s_u, E_f, t_f) \right]^2, \quad (6.14)$$

imponendo due vincoli, il primo lega gli scorrimenti all'estremo libero del modello a quelli sperimentali:

$$s_{L,i}^{\text{th}} \leq s_{L,i}^{\text{exp}} \quad (6.15)$$

il secondo impone l'uguaglianza dell'energia di frattura del legame di interfaccia ed energia di frattura ricavata sperimentalmente applicando la (5.2):

$$G_F^{\text{th}} = G_F^{\text{exp}}, \quad (6.16)$$

ossia, esplicitando le due grandezze:

$$\frac{1}{2} \tau_l s_u = \left(\frac{P_{\max}}{b_f} \right)^2 \frac{1}{2E_f t_f}. \quad (6.17)$$

Il vincolo imposto dalla disequazione (6.15) è motivato dal fatto che gli spostamenti misurati sperimentalmente, pur se depurati dalla deformazione elastica del composito secondo l'equazione (6.11), portano in conto altre grandezze di difficile valutazione quali le deformazioni per il propagarsi di microfratture nel supporto al progredire del carico e le deformazioni del sistema di contrasto.

Il vincolo imposto dall'uguaglianza (6.16) garantisce invece la congruenza meccanica del legame di interfaccia.

Per ogni set di prove, si è suddivisa la lunghezza L in 100 intervalli e si è proceduta ad un'analisi step-by-step incrementando lo scorrimento di 0,025 mm ad ogni passo, fino al raggiungimento della completa delaminazione dal supporto, minimizzando ad ogni passo, lo scarto tra le coppie (P_i, s_i) teoriche e sperimentali.

Per un gruppo di prove (PC-GFRP, pietra calcarea rinforzata con composito a base di fibre di vetro) non è stato possibile dedurre una legge di interfaccia in buona accordo con i risultati sperimentali.

In tutti gli altri casi è stato possibile ricavare delle leggi locali di interfaccia che approssimano in maniera accettabile i risultati sperimentali.

Nelle successive Fig. 6.5, Fig. 6.6, Fig. 6.7, Fig. 6.8 e Fig. 6.9 sono riportati i diagrammi forniti dal modello teorico ed il corrispondente diagramma sperimentale (in termini di valori medi), la legge di interfaccia ottenuta e i parametri che la caratterizzano.

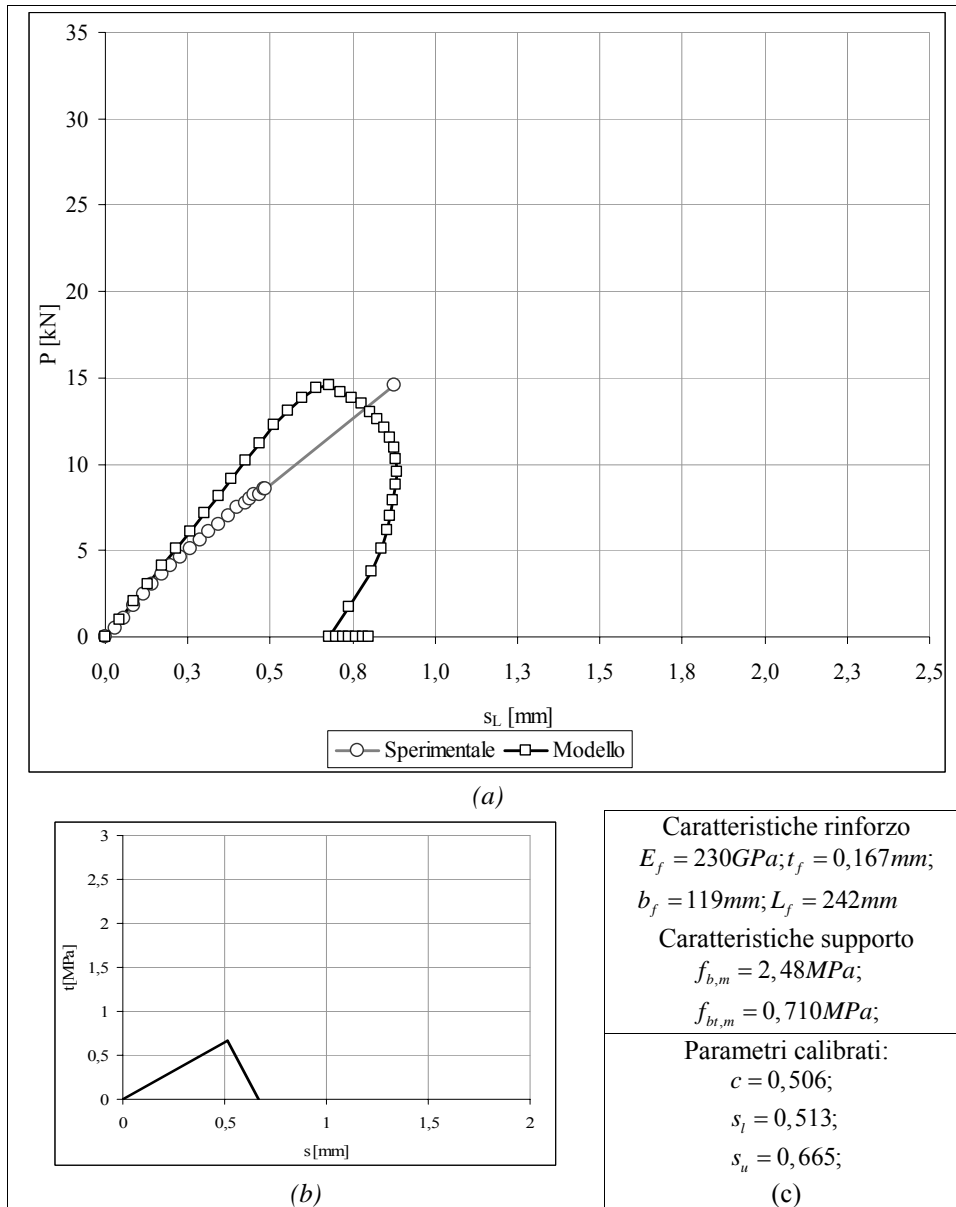


Fig. 6.5 – Serie C-CFRP calibrazione della legge di interfaccia
 (a) confronto teorico-sperimentale; (b) legame τ - s ; (c) caratteristiche provino e parametri calibrati

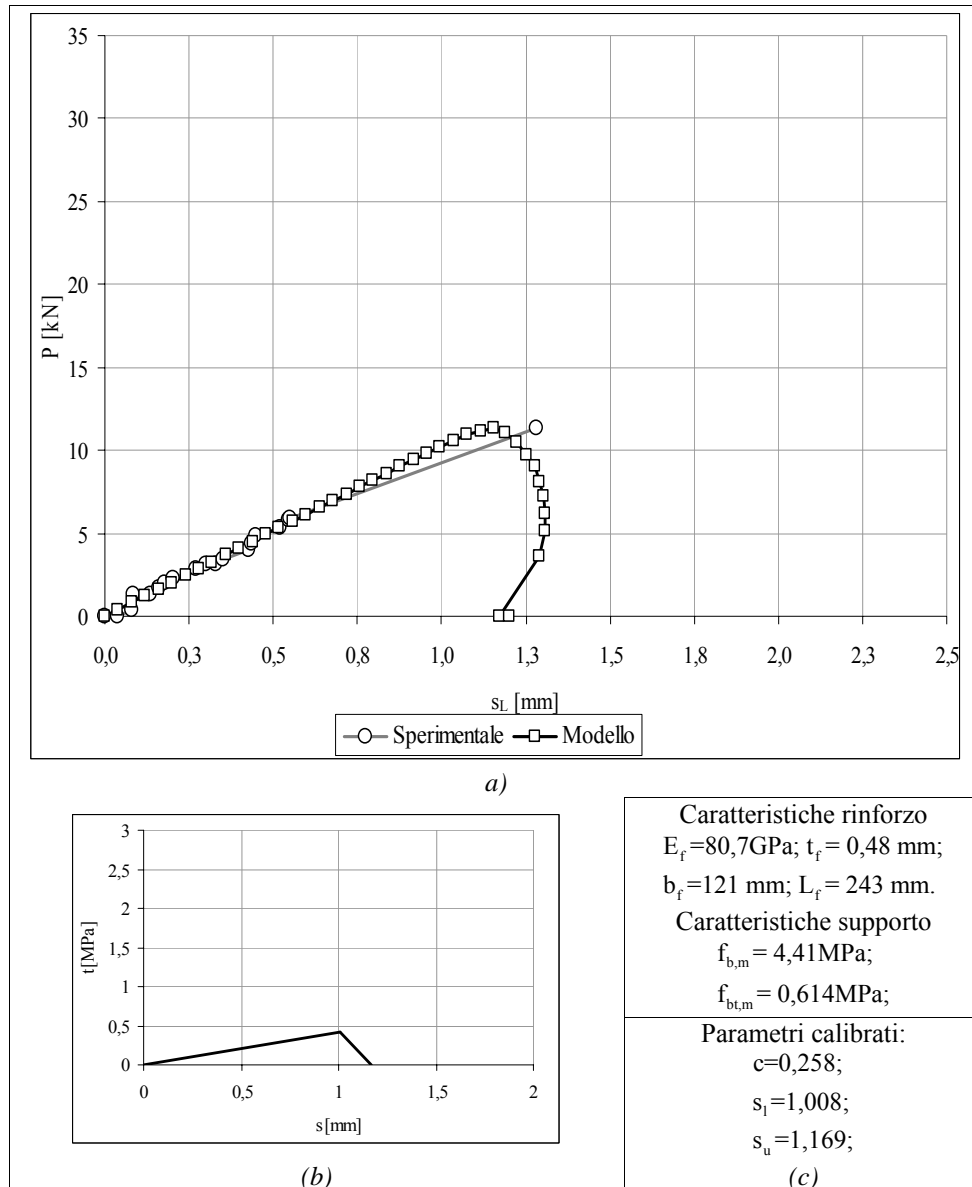


Fig. 6.6 – Serie T-GFRP calibrazione della legge di interfaccia
 (a) confronto teorico-sperimentale; (b) legame τ -s; (c) caratteristiche provino e
 parametri calibrati

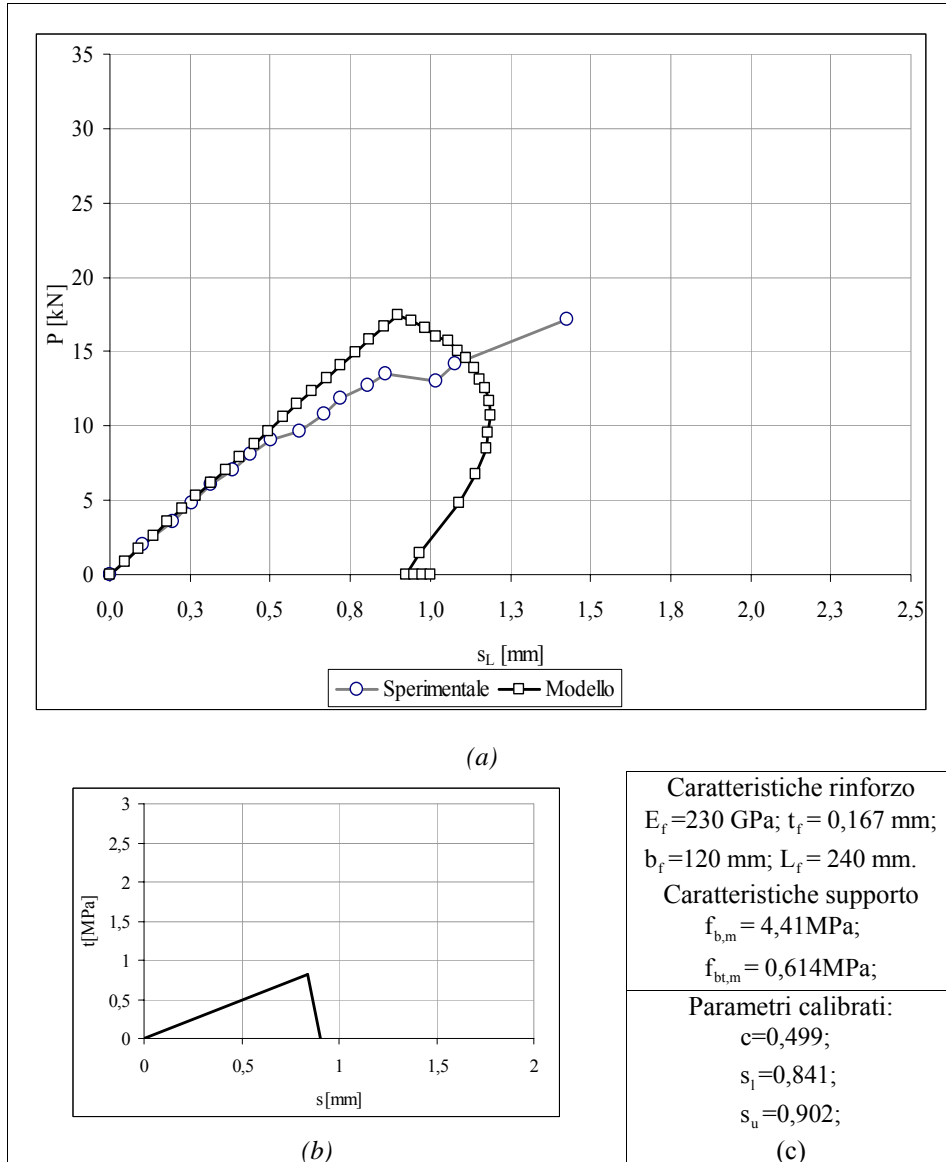


Fig. 6.7 – Serie T-CFRP calibrazione della legge di interfaccia
 (a) confronto teorico-sperimentale; (b) legame τ - s ; (c) caratteristiche provino e parametri calibrati

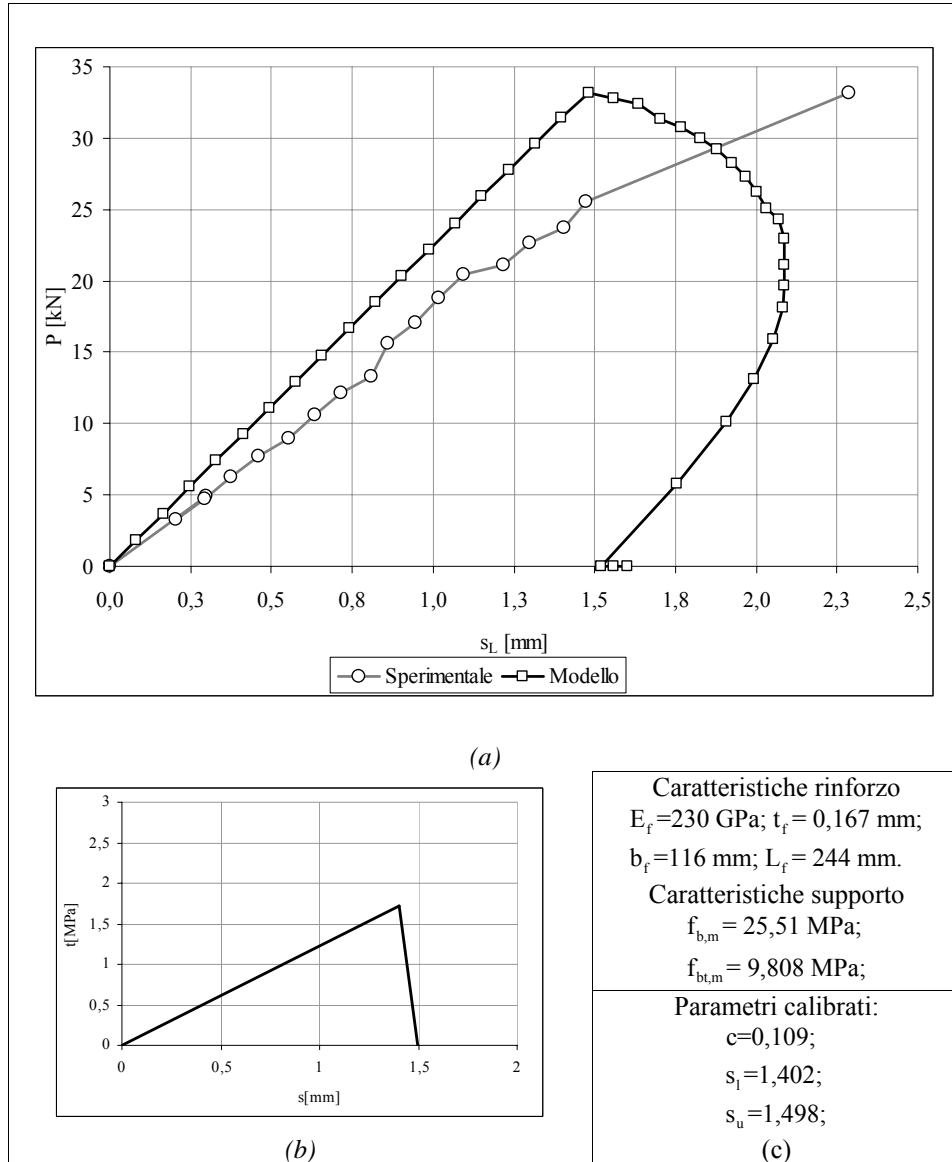


Fig. 6.8 – Serie M-CFRP calibrazione della legge di interfaccia
 (a) confronto teorico-sperimentale; (b) legame τ - s ; (c) caratteristiche provino e
 parametri calibrati

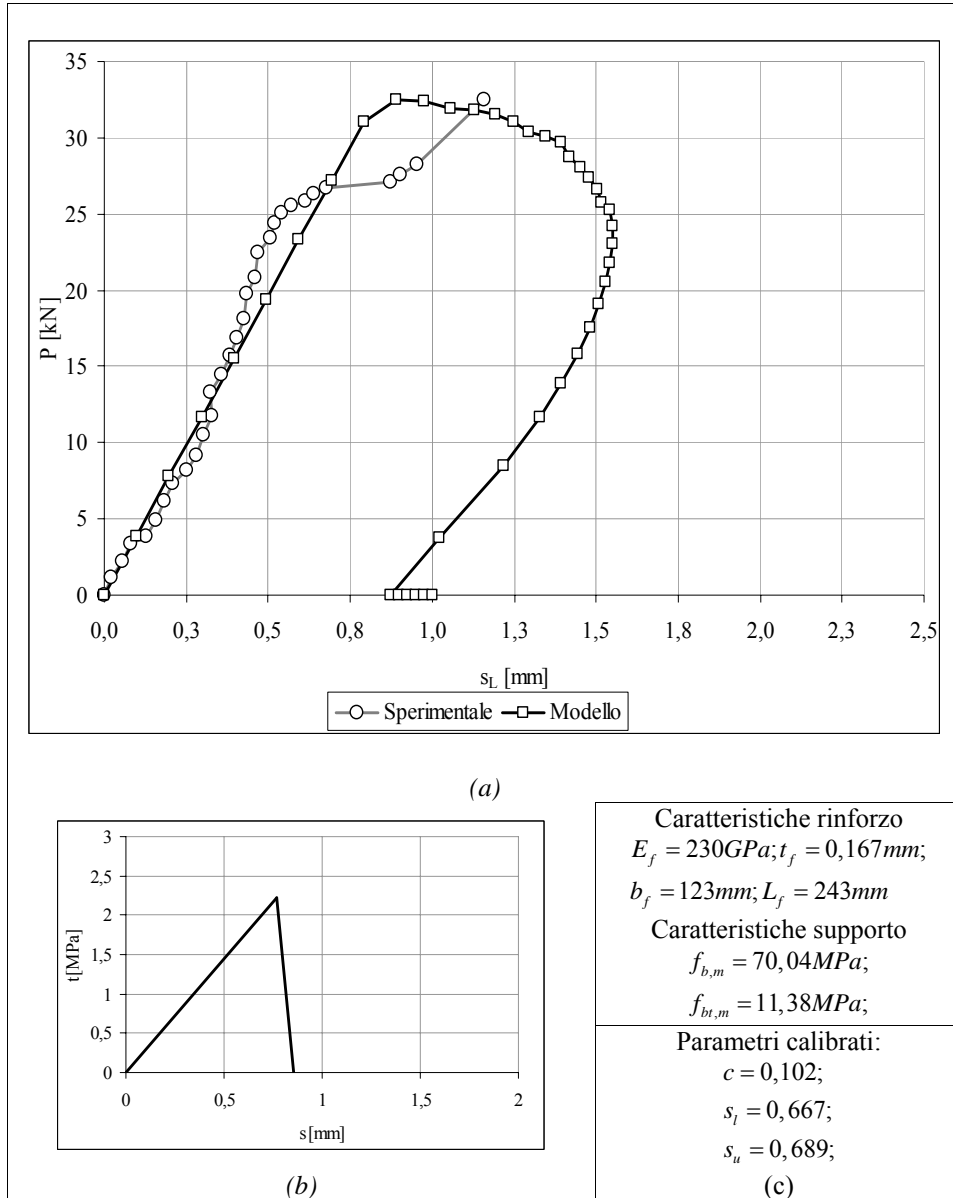


Fig. 6.9 – Serie PC-CFRP calibrazione della legge di interfaccia
 (a) confronto teorico-sperimentale; (b) legame τ - s ; (c) caratteristiche provino e parametri calibrati

6.5 Confronti e considerazioni conclusive

Dall'analisi dei diagrammi ottenuti dai modelli e dal loro confronto con i corrispettivi diagrammi sperimentali, si nota che, in quasi tutti i casi, il primo tratto della curva P-s è seguito in maniera abbastanza fedele dalla simulazione numerica. La perdita di linearità dell'andamento sperimentale dello spostamento con il carico è dovuta, in larga parte, dal progressivo diffondersi nel supporto prima di microfratture e poi, per carichi via via sempre più vicini a quello di rottura, delle vere e proprie lesioni, com'è stato del resto evidente nel corso delle prove.

Nella Tab. 6.1 sono raccolti sinteticamente i valori delle grandezze calibrate. Dalla comparazione dei risultati ottenuti dai vari gruppi di test, sembra evidenziarsi un legame tra la resistenza a compressione del supporto ed il parametro c , che caratterizza la tensione tangenziale di picco. Non sembrano evidenti andamenti simili, invece, analizzando le entità degli scorrimenti al limite elastico ed ultimi. I risultati ricavati sono complessivamente in linea con quanto ottenuto analizzando con un programma di calcolo commerciale agli elementi finiti prove condotte su provini di caratteristiche analoghe ([6.1] e [6.2]).

Tab. 6.1 – Risultati numerici dell'identificazione del legame di interfaccia

Serie	Caratteristiche rinforzo				Caratteristiche supporto		Parametri calibrati		
	B_f [mm]	L_f [mm]	E_f [GPa]	t_f [mm]	$f_{b,m}$ [MPa]	$f_{bt,m}$ [Mpa]	c	s_l [mm]	s_u [mm]
C-CFRP	119	242	230	0,167	2,480	0,710	0,506	0,513	0,665
T-GFRP	121	243	80,7	0,48	4,410	0,614	0,258	1,008	1,170
T-CFRP	120	240	230	0,167			0,500	0,841	0,902
M-CFRP	116	244			25,510	9,808	0,109	1,402	1,498
PC-CFRP	119	242	70,040	11,380	0,079	0,769	0,855		

Tali considerazioni da un lato sembrano suggerire l'idea che possa essere definito un legame univoco della legge di interfaccia, parametrizzando opportunamente le grandezze coinvolte in base alle

caratteristiche di resistenza del supporto, dall'altro, le discrepanze evidenziate dalla valutazione degli scorrimenti, evidenziano la necessità di ulteriori studi in tal senso.

BIBLIOGRAFIA

Testi e pubblicazioni

- [6.1] Faella C., Martinelli E., Paciello S., Perri F. (2009) – Composite materials for masonry structures: the adhesion issue – MuRiCo3, Venezia, 22–24 aprile 2009, Atti del convegno.
- [6.2] Perri F. (2007) – Tesi di Laurea – Indagini sperimentali e modellazione numerica sul legame di adesione tra muratura e materiali compositi – Università degli Studi di Salerno.
- [6.3] Fedele R., Minali G. (2010) – A numerical insight into the response of masonry reinforced by FRP strips. The case of perfect adhesion – Composite Structures 92 (2345-2357).
- [6.4] Rodriguez G. (2008) – Algoritmi numerici – Pitagora Editrice, Bologna 2008.
- [6.5] Natalini R. (2004) – Introduzione ai metodi numerici alle differenze finite per equazioni di evoluzione – Appunti del corso Metodi Numerici per Problemi di Evoluzione, Dottorato di Ricerca in Modelli e Metodi Matematici per la tecnologia e la società, Università di Roma “La Sapienza”.
- [6.6] Zuddas P. (2009) – Appunti del corso di modelli e metodi matematici per l’ingegneria – Università degli Studi di Cagliari http://sorsa.unica.it/RO/Prof/Down_mim.html.
- [6.7] Mapei S.p.A. (2010) – Mapei MapeWrap G–UNI–AX Scheda tecnica – www.mapei.it.
- [6.8] Mapei S.p.A. (2010) – Mapei MapeWrap C–UNI–AX Scheda tecnica – www.mapei.it.
- [6.9] Mapei S.p.A. (2010) – Mapei MapeWrap Primer 1 Scheda tecnica – www.mapei.it.
- [6.10] Mapei S.p.A. (2010) – Mapei MapeWrap 31 Scheda tecnica – www.mapei.it.

- [6.11] Ruredil – X Mesh C10 M25 Rete di carbonio in matrice inorganica stabilizzata per il rinforzo strutturale delle costruzioni in muratura – Scheda tecnica - www.ruredil.it.

Normativa e documenti tecnici

- [6.12] C. N. R. - D. T. 200 (2004) – Istruzioni per la progettazione, esecuzione e controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati. – Linee guida approvate il 24/7/2009.
- [6.13] fib CEB-FIP bulletin 14 (2001) – Externally bonded FRP reinforcement for RC structures – Technical Report.

Capitolo 7. CONFINAMENTO: DATABASE DI PROVE E CONFRONTI

7.1 Introduzione

Tra le varie possibili applicazioni dei materiali FRP, come visto nel capitolo 2, una delle più interessanti è il loro utilizzo per il confinamento di pilastri in calcestruzzo e colonne in muratura. Con riferimento al calcestruzzo, molti sono ormai gli studi e le ricerche condotte, ed è evidente come tale tipo di rinforzo comporti un notevole incremento di resistenza e di duttilità. (si vedano i lavori in [7.6], [7.7], [7.8], [7.10], [7.9], [7.11], [7.12] e [7.13])

Nel corso degli anni sono stati proposti, come descritto nel capitolo dedicato allo stato dell'arte, diversi modelli analitici mirati alla previsione del comportamento meccanico del calcestruzzo confinato con FRP, tali modelli sono sia di natura analitica, sia di genesi empirica, ossia ottenuti per calibrazione di risultati sperimentali, un'ampia disanima di tali modelli e un loro confronto con un database sperimentale è riportato in [7.14].

Con riferimento alla muratura confinata con FRP, invece, le campagne sperimentali non sono ancora molte, così come pochi sono i modelli di confinamento proposti (alcuni dei quali presentati nelle memorie in [7.15], [7.20] e [7.18]).

Il presente capitolo è dedicato alla catalogazione ed organizzazione di dati sperimentali relativi a prove di schiacciamento di colonne in muratura confinate con compositi FRP.

Successivamente, tale database è utilizzato per confrontare i modelli attualmente reperibili in letteratura con l'evidenza sperimentale.

Nel capitolo successivo è poi illustrato il procedimento condotto per calibrare, a partire dal database creato, una serie di formule predittive della resistenza a compressione della muratura confinata con FRP, infine è illustrata nel dettaglio la calibrazione di un modello semplificato per la valutazione della resistenza caratteristica a compressione.

7.2 Il database di prove sperimentali

Allo scopo di realizzare un database di prove a compressione su elementi in muratura confinati con fibrorinforzati, sono state raccolte circa settanta prove da campagne sperimentali condotte da cinque diversi gruppi di ricerca. i cui risultati sono riportati nei lavori in [7.16], [7.17], [7.20], [7.15] e [7.21]

I dati raccolti e riportati nelle successive Tab. 7.1 e Tab. 7.2 sono i seguenti, la definizione delle varie grandezze è chiarita dalle Fig. 7.1 e Fig. 7.2 :

f_{m0} : valor medio della resistenza a compressione esibita sperimentalmente dai provini di controllo (non rinforzati e non riportati nel database);

b , d , r_c : dimensioni della sezione retta e raggio di raccordo degli spigoli (tutti i pilastri sono di sezione rettangolare);

A_m : area della sezione retta;

H : altezza del pilastro;

g_m :densità (apparente) della muratura di base;

n_f , t_f : numero di strati di fasciatura di confinamento e spessore complessivo della fasciatura;

E_f , $\varepsilon_{f,u}$ valori medi del modulo di Young del composito e della deformazione ultima del composito, da notare che, nei casi in cui queste proprietà non sono state determinate da prove sperimentale, sono stati inseriti valori forniti dal produttore, c'è da rilevare che, a volte, i risultati ottenuti dalle prove condotte direttamente sui materiali possono discostarsi sensibilmente da quelli dichiarati nelle relative schede tecniche;

f_{mc}^{exp} : resistenza a compressione di picco esibita sperimentalmente dal provino.

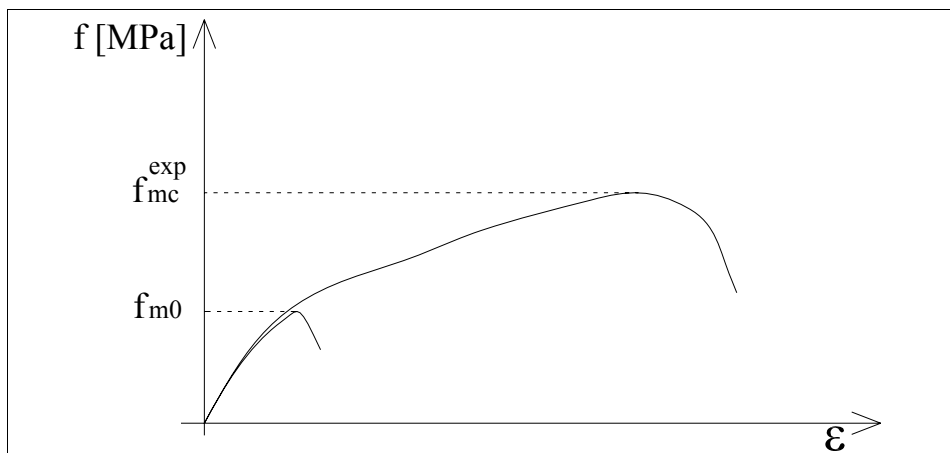
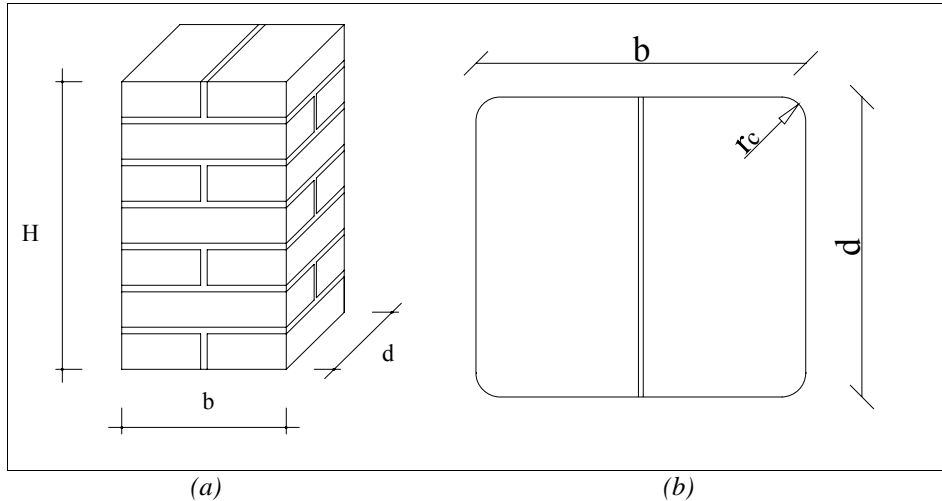


Fig. 7.1 – Lettura sui diagrammi dei valori di f_{mc} ed f_{m0}



*Fig. 7.2 – Definizione delle dimensioni geometriche dei pilastri.
 (a) assonometria del generico provino; (b) sezione retta del generico provino.*

Come si osserva, le dimensioni dei provini sono molto variabili da un minimo di circa 100 mm ad un massimo di circa 400 mm di lato ed alcuni dei provini sono in scala.

La resistenza a compressione dei provini non rinforzati (ossia della muratura di base) varia da un minimo di circa 2 MPa ad un massimo di circa 15 MPa

Tutti i provini sono stati fasciati lateralmente e per tutta l'altezza con fibre unidirezionali ordite perpendicolarmente all'altezza del campione e messe in opera con il sistema wet lay up.

Tab. 7.1 – Caratteristiche geometriche dei provini del database

Fonte	Test		Geometria				
	#	Codice	b [mm]	d [mm]	h [mm]	r _c [mm]	A _m [mm ²]
[7.16]	1	L04G1	250	250	500	10	62414
	2	L05G1	250	250	500	10	62414
	3	L06G1	250	250	500	20	62157
	4	L07G1	250	250	500	20	62157
	5	L08G2	250	250	500	20	62157
	6	B21G1	250	250	500	10	62414
	7	B25G1	250	250	250	10	62414
	8	B26G1	250	250	250	10	62414
	9	B27G2	250	250	250	10	62414
	10	B28G2	250	250	250	10	62414
	11	T04C1	389	391	499	25	151562
	12	T05C1	403	397	499	25	159454
	13	T06C1	397	393	486	25	155484
	14	T07C1	386	394	500	25	151547
	15	T08C2	392	393	492	25	153519
	16	T09C2	394	386	511	25	151547
	17	T13G1	398	400	503	25	158663
	18	T14G1	400	400	490	25	159463
	19	T15G1	400	388	485	25	154663
	20	T16G2	394	389	505	25	152729
	21	T17G2	402	405	486	25	162273
	22	T18G2	395	392	480	25	154303
	23	B04G1	380	383	492	25	145003
	24	B05G1	387	375	485	25	144588
	25	B06G1	377	380	488	25	142723
	26	B07G2	383	378	486	25	144237
	27	B08G2	377	378	481	25	141969
	28	B09G2	383	374	492	25	142705
	29	B13G1	250	248	470	25	61463
	30	B14G1	250	249	470	25	61713
	31	B15G1	250	247	470	25	61213
	32	B16G2	248	247	462	25	60719
	33	B17G2	245	248	471	25	60223
	34	B18G2	246	251	473	25	61209
[7.17]	35	A/1-LC	240	240	500	30	56827
	36	A/2-LC	240	240	500	30	56827
	37	A/2-LG	240	240	500	30	56827
	38	A/3-LG	240	240	500	30	56827
	39	B/1-LC	240	240	500	30	56827

Fonte	Test		Geometria				
	#	Codice	b [mm]	d [mm]	h [mm]	r _c [mm]	A _m [mm ²]
	40	B/2-LC	240	240	500	30	56827
	41	B/2-LG	240	240	500	30	56827
	42	B/3-LG	240	240	500	30	56827
[7.20]	43	S-HT -2 (1)	250	245	500	0	61250
	44	S-HT -2 (2)	250	245	500	0	61250
	45	S-HT -2 (3)	250	245	500	0	61250
	46	S-VHM -2 (1)	250	245	500	0	61250
	47	S-VHM -2 (2)	250	245	500	0	61250
	48	S-VHM -2 (3)	250	245	500	0	61250
[7.15]	49	C1_1_R10	115	115	340	10	13139
	50	C2_1_R10	115	115	340	10	13139
	51	C3_1_R10	115	115	340	10	13139
	52	C1_1_R20	115	115	340	20	12882
	53	C2_1_R20	115	115	340	20	12882
	54	C3_1_R20	115	115	340	20	12882
	55	C2_1.5_R10	172,5	115	340	10	19752
	56	C3_1.5_R10	172,5	115	340	10	19752
	57	C2_2_R10	230	115	340	10	26364
	58	C3_2_R10	230	115	340	10	26364
	59	G5_1_R10	115	115	340	10	13139
	60	G5_1_R20	115	115	340	20	12882
	61	G5_1.5_R10	172,5	115	340	10	19752
	62	G5_2_R10	230	115	340	10	26364
[7.21]	63	G-1	220	220	500	20	48057
	64	G-2	220	220	500	20	48057
	65	G-3	220	220	500	20	48057
	66	C-1	220	220	500	20	48057
	67	C-2	220	220	500	20	48057
	68	C-3	220	220	500	20	48057

Tab. 7.2 – Caratteristiche dei sistemi di rinforzo dei provini del database

Fonte	Test		Muratura		Sistema di rinforzo				Risultato sperimentale
	#	Codice	f_{m0} [MPa]	g_m [kg/m ³]	E_f [GPa]	ϵ_{fu}	t_f [mm]	n_f	f_{mc} [MPa]
[7.16]	1	L04G1	6,92	1600	80,7	0,03	0,48	1	12,48
	2	L05G1	6,92	1600	80,7	0,03	0,48	1	8,03
	3	L06G1	6,92	1600	80,7	0,03	0,48	1	11,97
	4	L07G1	6,92	1600	80,7	0,03	0,48	1	12,03
	5	L08G2	6,92	1600	80,7	0,03	0,48	2	12,99
	6	B21G1	13,71	1700	80,7	0,03	0,48	1	19,26
	7	B25G1	13,97	1700	80,7	0,03	0,48	1	26,19
	8	B26G1	13,97	1700	80,7	0,03	0,48	1	21,18
	9	B27G2	13,97	1700	80,7	0,03	0,48	2	35,13
	10	B28G2	13,97	1700	80,7	0,03	0,48	2	30,48
	11	T04C1	2	1250	230	0,013	0,167	1	4,49
	12	T05C1	2	1250	230	0,013	0,167	1	4,53
	13	T06C1	2	1250	230	0,013	0,167	1	3,69
	14	T07C1	2	1250	230	0,013	0,167	2	4,43
	15	T08C2	2	1250	230	0,013	0,167	2	7,88
	16	T09C2	2	1250	230	0,013	0,167	2	5,52
	17	T13G1	2,28	1250	65	0,025	0,23	1	2,79
	18	T14G1	2,28	1250	65	0,025	0,23	1	3,04
	19	T15G1	2,28	1250	65	0,025	0,23	1	3,03
	20	T16G2	2,28	1250	65	0,025	0,23	2	4,62
	21	T17G2	2,28	1250	65	0,025	0,23	2	4,63
	22	T18G2	2,28	1250	65	0,025	0,23	2	4,33
	23	B04G1	8,49	1650	65	0,025	0,23	1	12,03
	24	B05G1	8,49	1650	65	0,025	0,23	1	12,79
	25	B06G1	8,49	1650	65	0,025	0,23	1	14,15
	26	B07G2	8,49	1650	65	0,025	0,23	2	14,52
	27	B08G2	8,49	1650	65	0,025	0,23	2	16,01
	28	B09G2	8,49	1650	65	0,025	0,23	2	12,64
	29	B13G1	11,22	1650	65	0,025	0,23	1	17,66
	30	B14G1	11,22	1650	65	0,025	0,23	1	16,27
	31	B15G1	11,22	1650	65	0,025	0,23	1	15,95
	32	B16G2	11,22	1650	65	0,025	0,23	2	19,1
	33	B17G2	11,22	1650	65	0,025	0,23	2	20,57
	34	B18G2	11,22	1650	65	0,025	0,23	2	21,45
[7.17]	35	A/1-LC	4,78	2000	230	0,015	0,13	1	11,57
	36	A/2-LC	4,78	2000	230	0,015	0,13	2	14,79
	37	A/2-LG	4,78	2000	70	0,031	0,17	2	9,87
	38	A/3-LG	4,78	2000	70	0,031	0,17	3	13,06
	39	B/1-LC	3,64	900	230	0,015	0,13	1	4,12

Fonte	Test		Muratura		Sistema di rinforzo				Risultato sperimentale
	#	Codice	f_{m0} [MPa]	g_m [kg/m ³]	E_r [GPa]	ε_{fu}	t_r [mm]	n_r	f_{mc} [MPa]
	40	B/2-LC	3,64	900	230	0,015	0,13	2	4,17
	41	B/2-LG	3,64	900	70	0,031	0,17	2	5,67
	42	B/3-LG	3,64	900	70	0,031	0,17	3	5,66
[7.20]	43	S-HT -2 (1)	14,89	1800	417,625	0,00811	0,165	2	23,33
	44	S-HT -2 (2)	14,89	1800	417,625	0,00811	0,165	2	25,01
	45	S-HT -2 (3)	14,89	1800	417,625	0,00811	0,165	2	27,98
	46	S-VHM -2 (1)	14,89	1800	673,2	0,0029	0,143	2	22,92
	47	S-VHM -2 (2)	14,89	1800	673,2	0,0029	0,143	2	23,37
	48	S-VHM -2 (3)	14,89	1800	673,2	0,0029	0,143	2	24,5
[7.15]	49	C1_1_R10	12,07	1800	230	0,015	0,165	1	13,63
	50	C2_1_R10	12,07	1800	230	0,015	0,165	2	16,92
	51	C3_1_R10	12,07	1800	230	0,015	0,165	3	25,42
	52	C1_1_R20	12,07	1800	230	0,015	0,165	1	16,87
	53	C2_1_R20	12,07	1800	230	0,015	0,165	2	23,91
	54	C3_1_R20	12,07	1800	230	0,015	0,165	3	34,69
	55	C2_1.5_R10	6,65	1800	230	0,015	0,165	2	11,9
	56	C3_1.5_R10	6,65	1800	230	0,015	0,165	3	17,29
	57	C2_2_R10	6,21	1800	230	0,015	0,165	2	11,79
	58	C3_2_R10	6,21	1800	230	0,015	0,165	3	12,00
	59	G5_1_R10	12,07	1800	70	0,028	0,17	5	40,00
	60	G5_1_R20	12,07	1800	70	0,028	0,17	5	44,87
	61	G5_1.5_R10	6,65	1800	70	0,028	0,17	5	24,37
	62	G5_2_R10	6,21	1800	70	0,028	0,17	5	17,81
[7.21]	63	G-1	3,67	1530	68	0,02	0,48	1	4,1
	64	G-2	3,67	1530	68	0,02	0,48	1	4,28
	65	G-3	3,67	1530	68	0,02	0,48	1	4,55
	66	C-1	3,67	1530	228	0,015	0,166	1	4,28
	67	C-2	3,67	1530	228	0,015	0,166	1	4,21
	68	C-3	3,67	1530	228	0,015	0,166	1	4,65

La natura delle murature di base raccolte nel database è riportata sinteticamente in Fig. 7.3.

Sono presenti cinque tipologie degli elementi:

- mattoni di laterizio;
- mattoni di laterizio forati;
- tufo giallo;
- tufo grigio;
- pietra leccese.

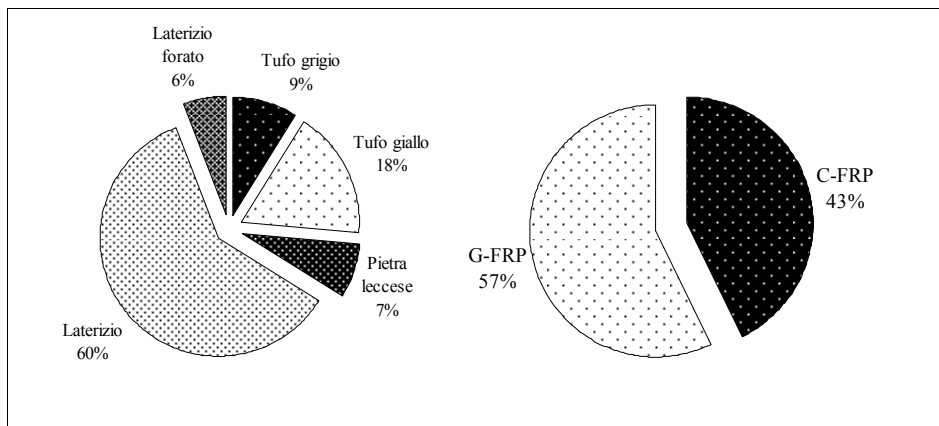


Fig. 7.3 – Murature di base e sistemi di rinforzo raccolti nel database

La muratura in mattoni di laterizio pieno è di gran lunga la più presente, molto probabilmente perché è abbondantemente diffusa nel costruito storico relativamente recente. Le altre tipologie di murature sono rappresentative dei materiali comunemente diffusi in Italia meridionale ed in buona parte del bacino del Mediterraneo. Per brevità non sono riportati i dettagli circa le proprietà meccaniche dei materiali di base (mattoni e malta) e della tessitura dei pilastri che sono reperibili nei lavori originali ([7.15], [7.16], [7.17], [7.20], e [7.21]).

Riguardo i sistemi di rinforzo, 29 sono provini confinati con compositi a base di fibre di carbonio (C-FRP) i rimanenti con compositi a base di fibre di vetro (G-FRP).

Si nota una prevalenza (circa il 60 % dei provini) di compositi a base di fibre di vetro, probabilmente per la maggiore economicità e per le caratteristiche meccaniche che ben si adattano ad un supporto in muratura. La messa in opera delle fasciature è stata eseguita senza applicare una pretensione alle fibre (confinamento passivo).

7.2.1 Altre variabili

Le grandezze che possono influenzare il comportamento di colonne murarie confinate con compositi FRP possono essere raccolti in tre gruppi:

- 1) Grandezze riguardanti il sistema di rinforzo: spessore e numero di strati di fasciatura, resistenza a trazione e deformabilità a rottura, orientamento delle fibre rispetto al carico, tipologia di resina.
- 2) Grandezze relative al nucleo di muratura quali forma, dimensioni, tessitura, spessore dei corsi di malta, caratteristiche meccaniche di malta e mattoni.
- 3) Parametri che si riferiscono alle modalità di applicazione del carico: monotono o ciclico, velocità di incremento del carico e sua eccentricità.

L'attenzione è stata concentrata prevalentemente sulle prime due categorie, ci sono, però ulteriori fattori che non sono stati presi in considerazione, se ne discute nel presente paragrafo per completezza e per motivarne la loro esclusione.

Il tipo di resina

Solo per pochi provini è stato possibile conoscere il tipo di resina dalla scheda tecnica del sistema di rinforzo, ad ogni modo, sembra non

influenzare in maniera determinante l'effetto del confinamento, come mostrato, ad esempio, nel lavoro di Nanni e Bradford [7.28] relativo a cilindri in calcestruzzo confinati con FRP, è comunque verosimile che in tutti i casi sia stata utilizzata una resina di natura epossidica. Nel calcolo della $f_{l,eff}$ andrebbero utilizzati, a rigore, il modulo di Young E_f e lo spessore t_f del composito, seguendo la regola delle miscele, poiché, nel caso di sistemi wet-lay up lo spessore di resina, oltre ad essere di difficile misura, è anche fortemente variabile, e, dato che le caratteristiche della resina sono di gran lunga inferiori a quelle del rinforzo, si sono introdotte nei calcoli le caratteristiche meccaniche del solo tessuto secco.

Lunghezza di sovrapposizione

Un'inadeguata lunghezza di sovrapposizione ai bordi di fasciature adiacenti può comportare debonding nella zona di sovrapposizione ed il conseguente collasso del provino molto prima della rottura delle fibre. In tutti i provini del database non sembra essersi verificata tale circostanza. La lunghezza di sovrapposizione del resto, una volta sufficiente ad evitare il debonding tra due strisce contigue di fasciatura, non pare influenzare in modo sensibile il comportamento dei provini confinati.

Numero di prove.

In alcuni casi sono state condotte più prove con campioni di identiche caratteristiche in presenza di un'eccessiva dispersione dei risultati, si è considerato il valor medio dei valori ottenuti.

Per il trattamento dei dati sperimentale sarebbe in ogni caso conveniente avere quante più prove possibili svolte su provini identici, in quanto il valor medio delle grandezze misurate fornisce una stima più precisa di quanto non lo siano le singole misure.

Modalità di rottura

In tutti i casi, la rottura è stata per sgretolamento della pietra alla crisi del sistema di confinamento. Ciò si è verificato, in particolare, ad elevatissimi livelli di deformazione per i provini in tufo.

Deformazioni

Non si è concentrata l'attenzione sulle deformazioni corrispondenti alle tensioni di picco in quanto sono risultate fortemente variabili anche nell'ambito della stessa tipologia di muratura e tessitura. Tale forte variabilità è dovuta alla forte dipendenza delle deformazioni anche dalle caratteristiche meccaniche della malta e dallo spessore dei giunti, il che rende particolarmente problematico effettuare dei confronti che non siano di massima ed ancor più l'eventuale calibrazione di una formula predittiva univoca.

In linea generale, pietre molto tenere quali il tufo giallo, hanno esibito, in corrispondenza della tensione di picco i livelli di deformazione di gran lunga più elevati.

7.3 Modelli di resistenza per la muratura confinata con FRP

Come si è visto nel capitolo dedicato allo stato dell'arte, le relazioni per valutare la resistenza a compressione della muratura confinata, hanno una struttura molto simile ai corrispettivi modelli per il calcestruzzo ossia del tipo:

$$f_{mc} = f_{m0} + k \cdot f_{l,eff} \quad (7.1)$$

assumendo per il calcolo di $f_{l,eff}$, quanto riportato nelle istruzioni [7.47]. Il parametro k può essere a sua volta una costante oppure funzione di altre

grandezze geometriche o meccaniche (in [7.47] è assunto pari a $g_m/1000$).

Nella Tab. 7.3 sono riportati i modelli che sono stati confrontati col database di prove, per le loro peculiarità si rimanda al paragrafo §3.4.

Tab. 7.3 – Modelli di confinamento confrontati col database di prove.

Modello	Espressione analitica		
C.N.R. 200/2004 [7.47]	$f_{mc} = f_{m0} + k' \cdot f_{l,eff}$	$k' = \frac{g_m}{1000}$ g_m densità (apparente) in [kg/m ³]	(7.2)
Kreivakas e Triantafillou [7.15]	$f_{mc} = f_{m0}$ $f_{mc} = 0,6f_{m0} + 1,65 \cdot f_{l,eff}$	se $\frac{f_{l,eff}}{f_{m0}} \leq 0,24$ se $\frac{f_{l,eff}}{f_{m0}} \geq 0,24$	(7.3)
Corradi et al.[7.20]	$f_{mc} = f_{m0} + k' \cdot f_{l,eff}$	$k' = 2,4 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{m0}}\right)^{-0,17}$	(7.4)
Di Ludovico et al.[7.18]	$f_{mc} = f_{m0} + k' \cdot f_{l,eff}$	$k' = 1,09 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{m0}}\right)^{-0,24}$ per il tufo $k' = 1,53 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{m0}}\right)^{-0,10}$ per il laterizio	(7.5)

7.4 Confronti teorico-sperimentali

Per confrontare i modelli esistenti col database sperimentale sono state analizzate le coppie di valori $(f_{mc,i}^{\text{exp}}, f_{mc,i}^{\text{th}})$, ossia il valore sperimentale ed il corrispettivo valore predetto dal modello per la prova i -esima. In tal modo è possibile stimare qualitativamente l'accuratezza del modello. Per conoscere la tendenza del modello ad essere conservativo o non conservativo rispetto ai risultati sperimentali e nell'ottica del design by testing è stato valutato poi il rapporto d'errore:

$$\delta_i = \frac{f_{mc,i}^{\text{exp}}}{f_{mc,i}^{\text{th}}} . \quad (7.6)$$

Sono stati inoltre calcolati per ogni modello i valori della mediana Δ_δ , della media δ_m dell'asimmetria e della deviazione standard σ_δ della distribuzione del rapporto d'errore, è stato poi calcolato l'errore medio con la relazione:

$$E_m = \sum_{i=1}^n E_{m,i} \cdot \frac{1}{n} , \quad (7.7)$$

in cui il l'errore i -esimo è ricavato dalla:

$$E_{m,i} = \frac{f_{mc,i}^{\text{exp}} - f_{mc,i}^{\text{th}}}{f_{mc,i}^{\text{exp}}} . \quad (7.8)$$

Come ultimo indice di valutazione della concordanza del modello con i risultati sperimentali, è stata calcolata, infine, la quantità:

$$S_n = \sum_{i=1}^n \left[f_{mc,i}^{\text{exp}} - f_{mc,i}^{\text{th}} \right]^2 \quad (7.9)$$

7.4.1 Modello proposto nel C.N. R.-D.T. 200/2004 [7.47]

La formulazione proposta dalle linee guida ha l'espressione seguente:

$$f_{mc} = f_{m0} + \frac{g_m}{1000} \cdot f_{l,\text{eff}} \quad (7.10)$$

il confronto con i risultati sperimentali, riportato nella successiva Fig. 7.4-a, è relativamente accurata sia per muratura in pietra naturale che in mattoni di laterizio, per effetto della presenza del coefficiente k' che tiene conto della densità di massa apparente della muratura.

I diagrammi riportati nella Fig. 7.4-b e Fig. 7.4-c, sottolineano quanto appena esposto, il test di omoschedasticità, in particolare, evidenzia un sufficiente accordo del modello con i dati sperimentali anche al variare della resistenza a compressione della muratura di base.

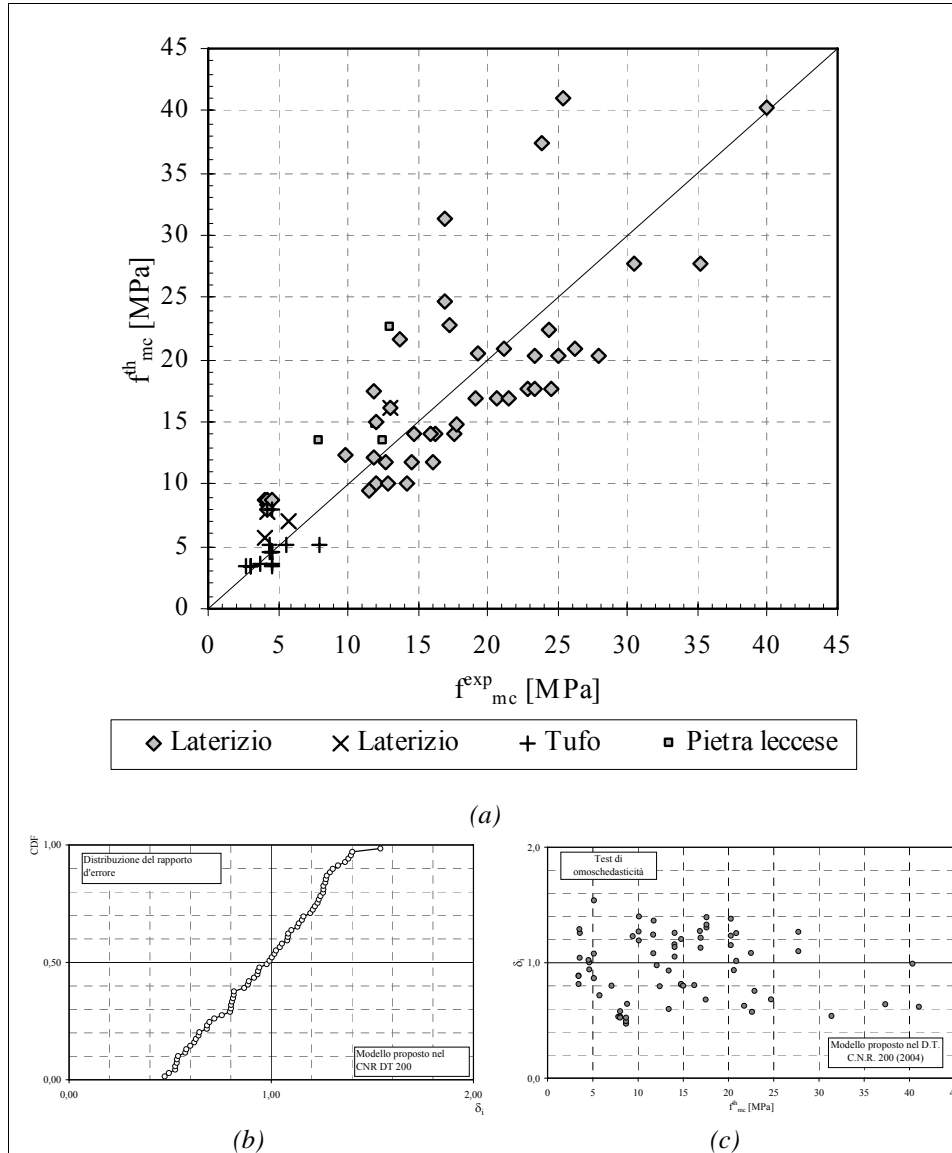


Fig. 7.4 – Modello proposto nel D.T. C.N.R.

(a) confronto teorico sperimentale; (b) dispersione del rapporto d'errore; (c) test di omoschedasticità.

7.4.2 Modello di Krevaikas et al. [7.15]

Il confronto tra la previsione teorica ottenuta utilizzando il modello di Kreivakas e Triantafillou di equazioni:

$$\begin{aligned} f_{mc} &= f_{m0} \text{ se } \frac{f_{l,eff}}{f_{m0}} \leq 0,24 \\ f_{mc} &= 0,6f_{m0} + 1,65 \cdot f_{l,eff} \text{ se } \frac{f_{l,eff}}{f_{m0}} \geq 0,24 \end{aligned} \quad (7.11)$$

ed il confronto con i risultati sperimentali è riportato nella Fig. 7.5–a.

Appare chiaramente che il modello è relativamente accurato per i provini in muratura di laterizio sia pieno che forato, negli altri casi i valori previsti sono generalmente non conservativi, come del resto era intuibile, essendo questo un modello non calibrato su murature in pietra naturale.

Il test di omoschedasticità evidenzia la tendenza del modello a sovrastimare la resistenza delle murature dalle caratteristiche meccaniche più scadenti rispetto al laterizio.

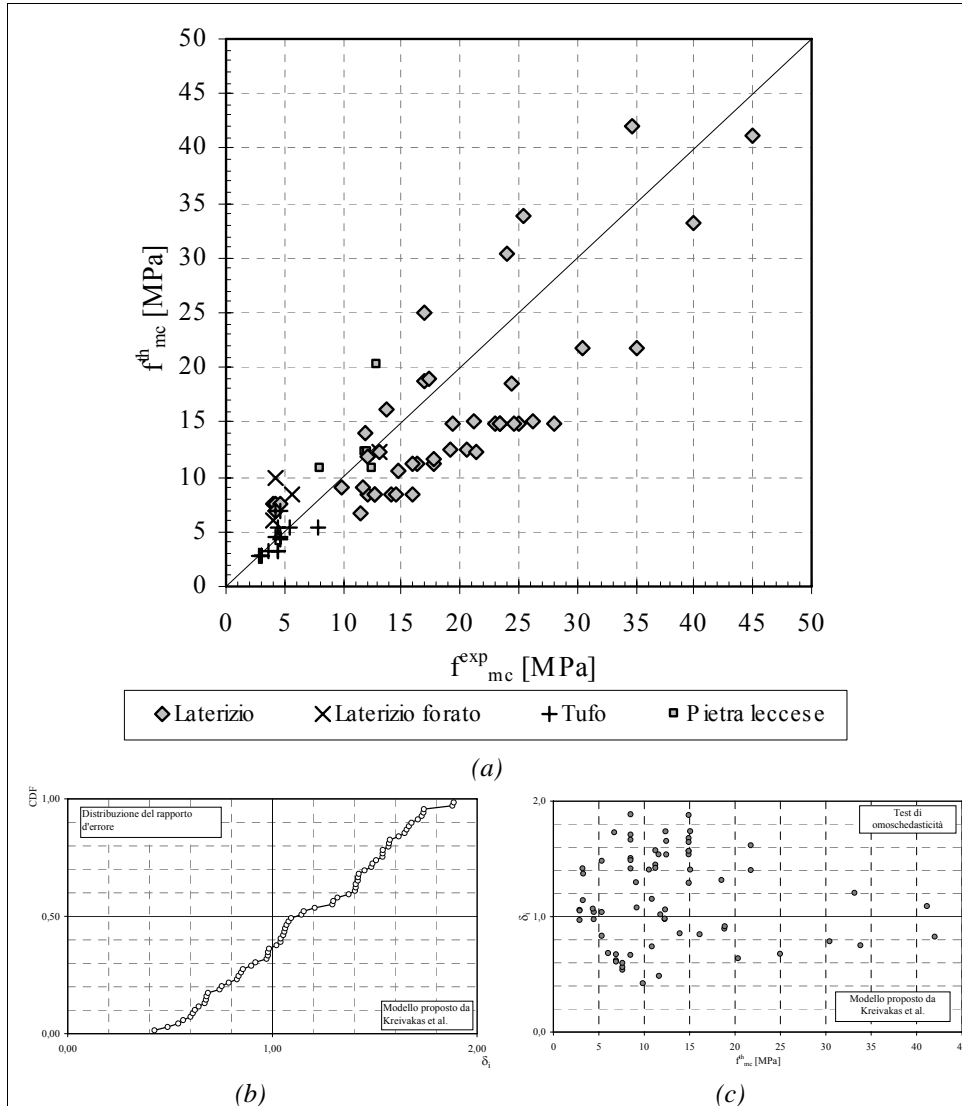


Fig. 7.5 – Modello proposto da Kreavakas et al
 (a) confronto teorico sperimentale; (b) dispersione del rapporto d'errore; (c) test di omoschedasticità.

7.4.3 Modello di Corradi et al. [7.20]

Il modello proposto da Corradi et al. ha equazione:

$$f_{mc} = f_{m0} + 2,4 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{m0}} \right)^{-0,17} \cdot f_{l,eff} \quad (7.12)$$

Tale formulazione, come la precedente, fornisce valori poco cautelativi nel caso di murature in pietra naturale e laterizio forato, come è evidente osservando il confronto teorico-sperimentale Fig. 7.6–a la dispersione del rapporto d'errore Fig. 7.6–b, mentre i risultati sono sufficientemente in accordo con i risultati sperimentali nel caso di muratura in laterizio.

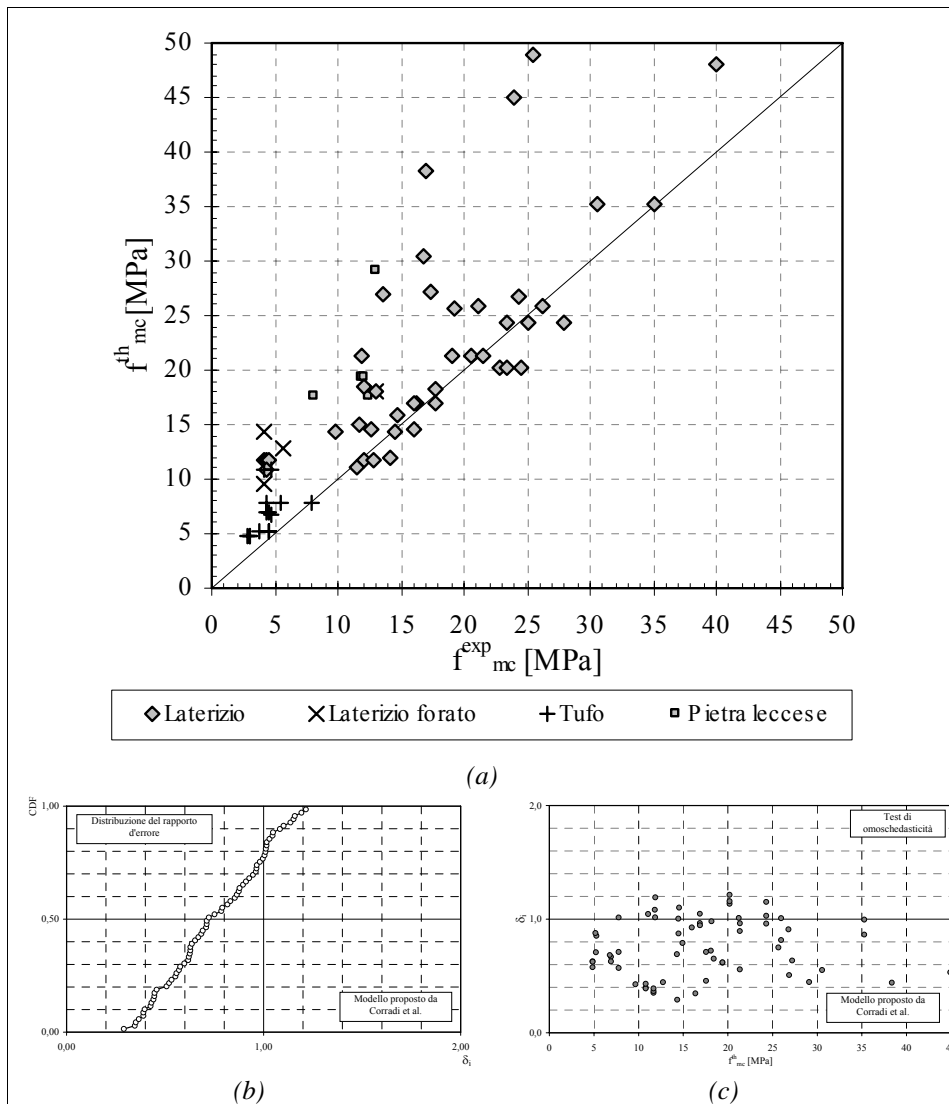


Fig. 7.6 – Modello proposto da Corradi et al.

(a) confronto teorico sperimentale; (b) dispersione del rapporto d'errore; (c) test di omoschedasticità.

7.4.4 Modello di Di Ludovico et al. [7.18]

Il modello proposto da Di Ludovico et al. prevede due formulazioni specifiche per muratura in pietra naturale (tufo, nel caso in esame) e per laterizio, ossia:

$$f_{mc} = f_{m0} + k' \cdot f_{l,eff} \quad \text{per il tufo} \quad (7.13)$$

$$\text{con } k' = 1,09 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{m0}} \right)^{-0,24}$$

$$\text{e } k' = 1,53 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{m0}} \right)^{-0,10} \quad \text{per il laterizio}$$

E' evidente, dai diagrammi riportati in Fig. 7.7, un accordo con i risultati sperimentali nettamente superiore rispetto agli altri modelli.

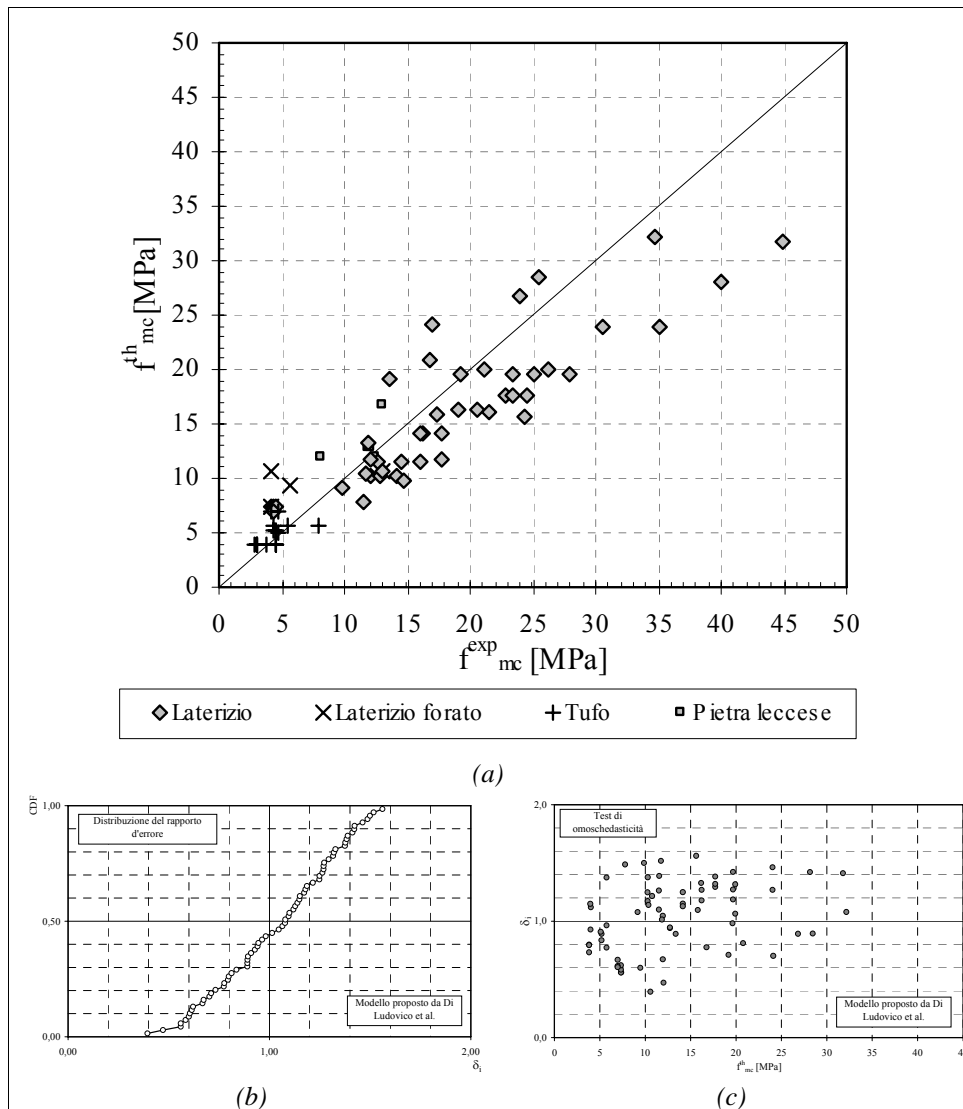


Fig. 7.7 – Modello proposto da Di Ludovico et al.

(a) confronto teorico sperimentale; (b) dispersione del rapporto d'errore; (c) test di omoschedasticità.

7.5 Considerazioni sui modelli esistenti

Il database presentato in questo capitolo ha permesso di confrontare alcuni modelli per la muratura confinata reperibili nella letteratura scientifica.

Tali modelli hanno mostrato un accordo con i risultati sperimentali molto disomogeneo come si può notare esaminando la sintesi dei risultati riportati in Tab. 7.4, in particolare per murature realizzate in pietra naturale, probabilmente per il fatto di essere stati calibrati per uno specifico tipo di muratura (prevalentemente in mattoni di laterizio) o su pochi risultati sperimentali.

Tab. 7.4 – Modelli di confinamento confrontati col database: sintesi dei risultati.

Modello	Δ_d	δ_m	σ_d	Asimmetria	S_n	E_m
C.N.R. 200/2004 [7.47]	0,985	0,962	0,283	-0,072	1801,247	24,345
Corradi et al.[7.20]	0,717	0,752	0,251	0,008	4134,045	28,419
Krevaikas e Triantafillou [7.15]	1,116	1,169	0,396	-0,055	2104,290	35,893
Di Ludovico et al.[7.18]	1,078	1,038	0,298	-0,206	1346,599	25,774

Riguardo la formulazione proposta nel documento tecnico C.N.R. [7.47], l'ipotesi più vincolante sembra essere quella di legame lineare tra muratura confinata, muratura di base, pressione efficace di confinamento, e densità apparente della muratura. Tuttavia data l'estrema semplicità formale dell'espressione ed il fatto che fornisce valori generalmente a vantaggio di sicurezza, comporta che essa è facilmente applicabile nella pratica progettuale.

A partire dal modello proposto nel documento tecnico [7.47], nel prossimo capitolo sono presentate una serie di formulazioni alternative.

BIBLIOGRAFIA

Testi e pubblicazioni

- [7.1] Saadatmanesh H. (1997) – Extending service life of concrete and masonry structures with fiber composites – *Construction and building materials*, 11(5–6), 327-335.
- [7.2] Hollaway L. C., Teng J. G. (2008) – *Strengthening and Rehabilitation of Civil Infrastructures Using Fibre Reinforced Polymer (FRP) Composites* – Taylor & Francis Group.
- [7.3] Richart F. E., Brandtzaeg A., Brown R. L. (1928) – A study of the failure of concrete under combined compressive stresses – Engineering Experiment Station, Bulletin no. 185, University of Illinois, Urbana–Champaign, IL. (USA).
- [7.4] Newman K., Newman J. B. (1971) – Failure theories and design criteria for plain concrete – *Proc. Int. Civil Eng. Mater. Conf. on Struct. Solid Mech. and Eng. Design*, Wiley Interscience, New York (NY), 936-995.
- [7.5] Mander J. B., Priestley M. J. N., Park R. (1988) – Theoretical Stress Strain Model for Confined Concrete – *ASCE Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826.
- [7.6] Fardis M.N., Khalili H.H. (1981) – Concrete Encased in Fiberglass–reinforced Plastic – *ACI Journal*, 78(6), 440-446.
- [7.7] Saadatmanesh H., Ehsani M. R., Li M. V. (1994) – Strength and ductility of concrete columns externally reinforced with fiber composite straps – *ACI Structural Journal*. 91 (4), 434-447.

- [7.8] Karbhari, V. M., Gao, Y. (1997) – Composite jacketed concrete under uniaxial compression – Verification of simple design equations, *J. Mater. Civ. Eng.*, 9(4), 185-193.
- [7.9] Maalej, M., Tanwongsva, S., Paramasivam, P. (2002) – Modeling of rectangular RC columns strengthened with FRP – *Cement and Concrete Composites*, 25(2), 263-276.
- [7.10] Saaman, M., Shahawy, M., Mirmiran, A. (1998) – Model of concrete confined by fiber composites – *Journal of Structural Engineering*, 124(9), 1025-1031.
- [7.11] Shahawy, M., Mirmiran, A., Beitelman, T. (2000) – Tests and modelling of carbon-wrapped concrete columns, *Composites – Part B*, 31(6), 471-480.
- [7.12] Spoelstra, M. R., Monti G. (1999) – FRP-confined concrete model – *J. Compos. Constr.*, 3(3), 143-150.
- [7.13] Youssef, M. N., Feng, M. Q., Mosallam, A. S. (2007) – Stress-strain model for concrete confined by FRP composites. – *Composites, Part B*, 38(5), 614-628.
- [7.14] De Lorenzis L., Tepfers R. (2003) – Comparative study of models on confinement of concrete cylinders with fiber-reinforced polymer composites, *Journal of Composite for Construction*. 7(3), 219–237.
- [7.15] Krevaiakas T. D., Triantafillou T. (2005) – Masonry Confinement with Fiber-Reinforced Polymers – *Journal of Composites for Construction*, Vol. 9 (2), March/April 2005, 128–135.
- [7.16] Faella C., Martinelli E., Paciello S., Camorani G., Aiello M.A., Micelli F., Valente L, Nigro E. (2011) – Masonry columns

confined by Composite Materials: experimental investigation – in pubblicazione su Composite Part B.

- [7.17] Alecci V., Briccoli Bati S., Ranocchiali G. (2009) – Study of brick masonry columns confined with CFRP composite – ASCE Journal of Composites for Construction, 13(3), 179-187, May/June 2009.
- [7.18] Di Ludovico M., D'Ambra C., Prota A., Manfredi G., (2010) – FRP confinement of tuff and clay brick columns: Experimental study and assessment of analytical models – ASCE Journal of Composites for Construction, 14(5), 583-596, September/October 2010.
- [7.19] Bieker C., Seim W., Stürz J. (2002) – Post-strengthening of masonry columns by use of fiber-reinforced polymers – Proceedings of ICCI 2002. Proceedings of the 3rd International Conference of Composites in Infrastructure. San Francisco. CA (USA).
- [7.20] Corradi M., Grazini A., Borri A. (2007) – Confinement of brick masonry columns with CFRP materials – Composites Science and Technology, 67(9), 1772-1783.
- [7.21] Di Ludovico M., Fusco E., Prota A., Manfredi G. (2008) – Experimental behavior of masonry columns confined using advanced materials – The 14th World Conference on Earthquake Engineering. October 12–17. 2008. Beijing. China.
- [7.22] Theofanis D., Krevaikas and Thanasis C., Triantafillou, ASCE M. (2005) – Masonry confinement with Fiber-Reinforced Polymers Journal of composites for construction – ASCE March/April 2005.

- [7.23] Faella C., Martinelli E., Paciello S., Aiello M. A., Micelli F., Valente L. (2007) – Sperimentazione sul confinamento con FRP di pilastri in muratura di pietra naturale ed artificiale – ANIDIS XII Convegno, Pisa, 10-14 giugno 2007.
- [7.24] Bieker C., Seim W., Stürz J. (2002) – Post-strengthening of masonry columns by use of fiber-reinforced polymers (FRP) – Proceedings of ICCI 2002. Proceedings of the 3rd International Conference of Composites in Infrastructure. San Francisco. CA (USA).
- [7.25] M.Corradi, A.Grazini, A.Borri (2007) – Confinement of brick masonry columns with CFRP materials – *Composites Science and Technology* 67 (2007) 1772–1783.
- [7.26] Paciello S. O. (2007) – Applicazione di compositi nel rinforzo delle murature – Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture e del Recupero Edilizio ed Urbano (V ciclo N.S. (2003–2006).
- [7.27] Toutanji H. A., Han M., Matthys S. (2007) – Axial load behavior of rectangular concrete columns confined with FRP composites – FRPRCS 8 University of Patras July 16–18, 2007.
- [7.28] Nanni A., Bradford N. (1985) – FRP jacketed concrete under uniaxial compression – *Constr. And Build Mat*, 9(2), 115–124.
- [7.29] Miyauchi K., Nshibayashi S., Inoue S. (1997) – Estimation of strengthening effects with carbon fiber sheet for concrete column Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures – Proceedings of the 3rd International Symposium Vol. 1 Oct 1997.
- [7.30] Kono K., Mazumi M., Kaku T. (1998) – Evaluation of confining effects of CFRP sheets on reinforced concrete members Proceedings of 2nd Int. Conf. On Constr. In Infr. Tucson Arizona.

- [7.31] Saafi M., Toutanji H.A., Li Z. (1999) – Behavior of concrete columns confined with fiber reinforced polymer tubes *ACI Materials Journal* 96:4.
- [7.32] Xiao Y., Wu H. (2001) – Concrete stub columns confined by various typed of FRP jackets *FRP Composites in Civil Engineering* Vol. 1.
- [7.33] Avramidou N. (2000) – Nuove tecnologie per il rinforzo di pilastri in muratura – *Costruire in Laterizio* n°75.
- [7.34] La Tegola A., De Lorenzis L., Micelli F. (2000) – Applications of materials for repair of masonry structures – Conference on Advanced FRP Materials for Civil Structures Bologna Italy 19.10.2000.
- [7.35] Cigni G. (1978) – Il consolidamento murario: tecniche d'intervento – Edizioni Kappa.
- [7.36] Lin H.J. Liao C.I. (2004) – Compressive strength of reinforced concrete column confined by composite material – *Composite Structures* 65 (2004) 239-250.
- [7.37] Orits M. (1984) – A constitutive theory for the inelasticity behavior of concrete – *Mechanics of Materials* 4 (1985) 67-93 North-Holland.
- [7.38] Li Y. F., Lin C.T., Sung Y.Y. (2003) – A constitutive model for concrete confined with carbon fiber reinforced plastics – *Mechanics of Materials* 35 (2003) 603-619.
- [7.39] Monti G., Alessandri S., Santini S. (2008) – Design by testing: A procedure for the statistical determination of capacity models – *Construction and Building Materials* 23 (2009) 1487–1494.

- [7.40] Di Ludovico M., Fusco E., Prota A., Manfredi G., (2008) – Experimental behavior of masonry columns confined using advanced materials – The 14th World Conferenze on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China CD-ROM.
- [7.41] Aiello M. A., Micelli F., Valente L. (2009) – FRP confinement of square masonry columns – Journal of composites for construction march/april 2009.
- [7.42] Tassios T. P. (1987) – The mechanics of masonry –Athens Simmetria Publishing.
- [7.43] Hendry A.W., Khalaf F. M.(2001) – Masonry wall construction – Spon Press.
- [7.44] Aiello M.A., Micelli F., Valente L (2009) – FRP confinement of square masonry columns – Journal of composites for construction ASCE March/April 2009.
- [7.45] Alecci V., Briccoli Bati S., Ranocchiali G.(2009) – Study of brick masonry columns confined with CFRP composite – Journal of composites for construction May/June 2009 (179-187).
- [7.46] Pande G. N., Kralj B., Middleton J. (1994) – Analysis of the compressive strength of masonry given by the equation $f_k = Kf_b^\alpha f_m^\beta$ – Struct Eng Jan 1994; 72(1):7-12.

Normativa

- [7.47] C. N .R. - D. T. 200 (2004) – Istruzioni per la progettazione, esecuzione e controllo di interventi di consolidamento statico mediante l’utilizzo di compositi fibrorinforzati.
- [7.48] ACI Committee 440 (2002) – Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures (ACI 440.2R–02) – American Concrete Institute, Farmington Hills Michigan USA.
- [7.49] BS EN 1990 (2002) – Eurocode 0 Basis of structural design.
- [7.50] Nuove norme tecniche per le costruzioni e circolare esplicativa – D.M. Infrastrutture 14/1/2008, Circolare 617 2/2/2009 – dei tipografia del genio civile.
- [7.51] FIB TG 9.3 (2001) – Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures, Technical report.
- [7.52] Japan Society of Civil Engineers (2001) – Recommendations for Upgrading of Concrete Structures with Use of Continuous Fiber Sheets – Concrete Engineering series 41, Ed. K. Maruyama.

Capitolo 8. CONFINAMENTO: FORMULAZIONI ALTERNATIVE

8.1 Introduzione

Il capitolo è dedicato alla calibrazione e validazione di formulazioni alternative per il calcolo della resistenza a compressione di colonne in muratura fasciate lateralmente con FRP.

A tale scopo è stato utilizzato il database presentato nel precedente capitolo e già confrontato con le formulazioni attualmente disponibili in letteratura.

Parte di quanto esposto nel capitolo è oggetto delle memorie [8.2] e [8.3].

8.2 Una formulazione generale della resistenza a compressione della muratura confinata

Si è visto nel capitolo 7 che, tra i modelli reperibili in letteratura, quello proposto nel documento tecnico C.N.R. [9.10] e quello proposto da Di Ludovico et al. [8.1] sembrano fornire un accordo con l'evidenza sperimentale sufficientemente accurato sia per muratura in mattoni di laterizio sia per muratura realizzata con elementi naturali.

Le motivazioni risiedono, per il primo, dal portare in conto la densità apparente della muratura, per il secondo, di proporre due diverse formulazioni valide nel caso di muratura in mattoni di laterizio e muratura in tufo.

Tenendo conto della struttura formale anche di modelli analoghi sviluppati per il calcestruzzo confinato con FRP, è possibile ricavare un modello più generale introducendo dei parametri da calibrare sperimentalmente.

In particolare, rimuovendo la dipendenza lineare di f_{mc} da g_m e da $f_{l,eff}$, del modello proposto nel documento tecnico [9.10] si perviene alla seguente relazione:

$$f_{mc}^{th} = f_{m0} \left[K_1 + K_2 \left(\frac{g_m}{1000} \right)^{K_3} \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{m0}} \right)^{K_4} \right]. \quad (8.1)$$

Si è assunta valida, per la $f_{l,eff}$, la relazione proposta nelle istruzioni [9.10] e anche tutto quanto proposto relativamente al calcolo dei coefficienti di efficacia k_H e k_V .

Relativamente al calcolo della deformazione ultima del composito, legata alla f_l dalla relazione (valida nel caso di rinforzo con sola fasciatura laterale):

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_f E_f \varepsilon_f \quad (8.2)$$

$$\text{con } \rho_f = \min \left\{ \frac{4t_f b_f}{h \cdot p_f}, \frac{4t_f b_f}{b \cdot p_f} \right\}$$

si è assunto $\eta_a = \gamma_f = 1$.

Le grandezze K_i che compaiono nell'equazione (8.1) sono da calibrare sui dati sperimentali, applicando la relazione:

$$\bar{\mathbf{K}} = \underset{\mathbf{K}}{\operatorname{argmin}} \sum_{i=1}^n \left[f_{mc,i}^{\text{exp}} - f_{mc,i}^{\text{th}}(\mathbf{K}, \mathbf{X}_i) \right]^2 = \underset{\mathbf{K}}{\operatorname{argmin}} S_n, \quad (8.3)$$

dove $\mathbf{K} = (K_1, \dots, K_4)$ è un vettore che raccoglie i valori delle costanti di calibrazione, ponendo il vincolo che, al variare dei K_i :

$$f_{mc}^{\text{th}} \geq f_{m0}. \quad (8.4)$$

Allo scopo di validare un'eventuale formula predittiva basata sulla relazione (8.1), ed allo stesso tempo, cogliere in maniera più precisa l'influenza delle varie grandezze fisiche coinvolte, si sono condotte una serie di calibrazioni, imponendo il valore unitario ai vari parametri presi uno per volta, in gruppi di due ed in gruppi di tre, calibrando i rimanenti.

In particolare il numero totale di combinazioni possibili (e quindi di modelli) che si può avere, è calcolabile con la relazione:

$$n_s = \sum_{i=1}^m \frac{m!}{i!(m-i)!} \quad (8.5)$$

essendo il numero dei parametri $m = 4$, l'equazione (8.5) fornisce un totale di 15 modelli.

La successiva Tab. 8.1 presenta i risultati delle calibrazioni condotte in termini sia di valori delle costanti K sia dei parametri statistici (come definiti nel precedente capitolo 7) caratterizzanti ogni singolo modello.

Com'era intuibile, il valore minimo della funzione obiettivo S_n definita all'ultimo membro della relazione (8.3) e dell'errore medio calcolato con l'equazione (7.7) si attinge quando sono calibrati tutti i quattro parametri. Nonostante questo, considerando un numero inferiore

di parametri, diversi modelli quali il #2 con tre parametri calibrati ed il #12 con un solo parametro calibrato, presentano un buon accordo con i risultati sperimentali.

Nei paragrafi successivi sono presentati in maniera più dettagliata i modelli che hanno presentato i più bassi valori di S_n .

Tab. 8.1 – Risultati delle calibrazioni del modello generale in (8.1)

#	n_k	K_1	K_2	K_3	K_4	$S_n(X,K)$	Δ_δ	δ_m	σ_δ	γ_δ	E_m
1	4	1,618	0,013	6,325	2,118	733,651	0,963	0,987	0,218	0,383	0,18
2	3	1	0,416	2,064	0,507	894,48	1,004	0,999	0,229	-0,101	0,19
3		0,627	1	0,963	0,353	944,374	1,004	0,968	0,223	-0,212	0,18
4		1,601	0,3	1	2,058	786,337	0,972	0,966	0,232	0,261	0,19
5		1,439	0,094	3,849	1	799,371	0,986	0,984	0,218	0,084	0,18
6		1	1	0,542	0,541	948,139	0,98	0,94	0,23	-0,19	0,19
7	2	1	0,761	1	0,527	916,441	0,993	0,961	0,224	-0,214	0,18
8		1	0,613	1,34	1	1249,102	1,121	1,082	0,278	-0,259	0,25
9		0,591	1	1	0,341	944,463	1,005	0,972	0,223	-0,211	0,18
10		1,357	1	-0,067	1	938,633	0,946	0,929	0,244	-0,153	0,20
11		1,406	0,503	1	1	844,204	0,975	0,95	0,224	-0,086	0,18
12	1	1	1	1	0,622	1355,945	0,901	0,866	0,212	-0,331	0,20
13		1	0,744	1	1	1252,215	1,113	1,068	0,281	-0,248	0,25
14		1	1	0,498	1	1273,359	1,07	1,044	0,289	-0,23	0,25
15		0,953	1	1	1	1781,571	0,984	0,978	0,291	-0,077	0,25

8.2.1 Modello generale #1

La prima delle formulazioni presentate è ottenuta calibrando tutte le quattro costanti, da cui l'espressione seguente:

$$f_{mc}^{th} = f_m \cdot \left[1,618 + 0,013 \left(\frac{\sigma_m}{1000} \right)^{6,324} \left(\frac{f_{l,eff}}{f_m} \right)^{2,119} \right] \quad (8.6)$$

nella successiva Fig. 8.1 sono riportati i confronti tra la relazione (8.6) ed i risultati sperimentali

Il valore calibrato di $K_1 > 1$ è un difetto molto evidente di tale modello e implicherebbe, dal punto di vista fisico, che anche per valori molto bassi della pressione laterale di confinamento, $f_{l,eff}$, ci sarebbero incrementi notevoli della corrispondente resistenza a compressione, altro difetto che presenta il modello è il coefficiente moltiplicativo K_2 , molto più piccolo dell'unità, compensato, parzialmente, dagli esponenti K_3 e K_4 .

Ad ogni modo, la Fig. 8.1-b mostra la distribuzione cumulata del rapporto d'errore calcolato con la (7.6) che sembra evidenziare oltre la forte asimmetria della distribuzione, la generica sovrastima dei risultati sperimentali.

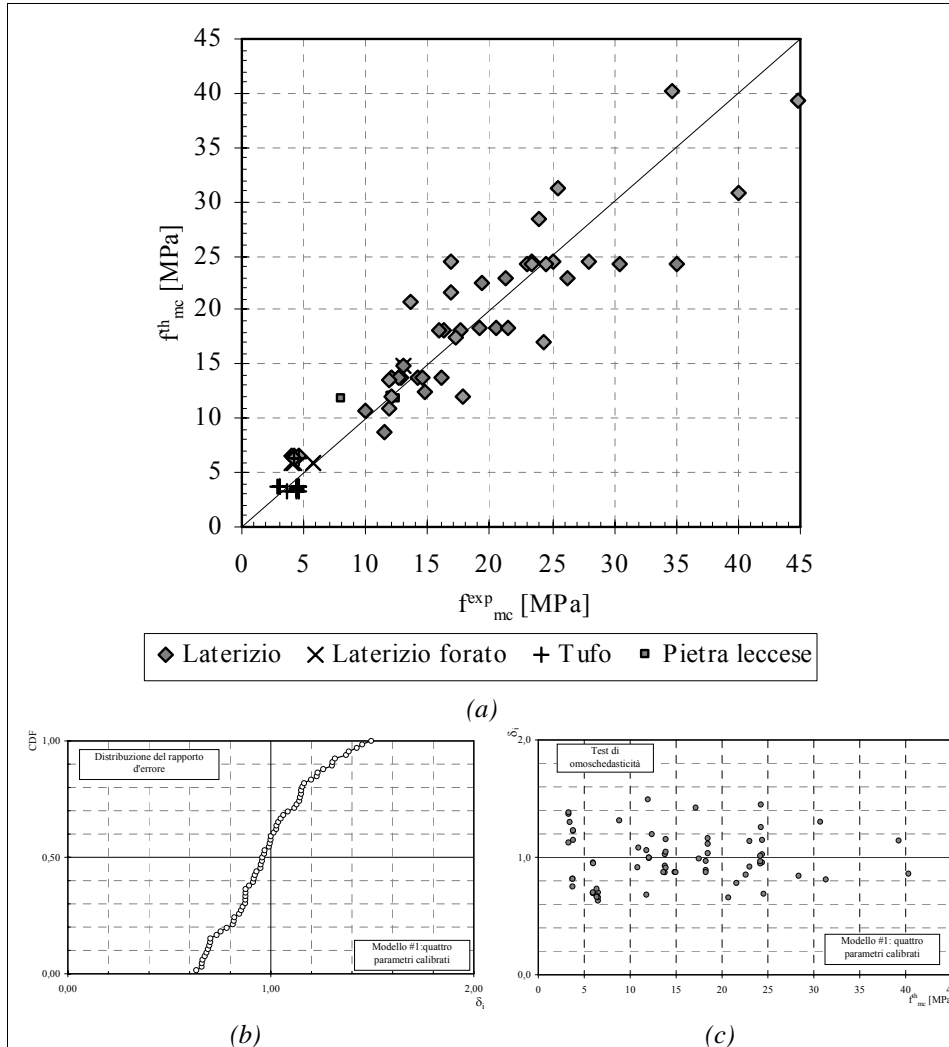


Fig. 8.1 –Modello proposto #1

(a) confronto teorico sperimentale; (b) dispersione del rapporto d'errore; (c) test di omoschedasticità.

8.2.2 Modello col miglior accordo sperimentale #2

Il secondo dei modelli è ottenuto ponendo $K_1=1$ e calibrando gli altri tre parametri, ne deriva l'espressione seguente:

$$f_{mc}^{th} = f_m \cdot \left[1 + 0,416 \left(\frac{g_m}{1000} \right)^{2.064} \left(\frac{f_{l,eff}}{f_m} \right)^{0.507} \right], \quad (8.7)$$

e' da rilevare che i valori ottenuti per i parametri calibrati sono gli stessi che si otterrebbero affiancando alla relazione (8.3) il vincolo $K_1 \leq 1$.

Nella Fig. 8.2-a sono comparati i valori di f_{mc} forniti dal modello con i risultati sperimentali. La distribuzione del rapporto d'errore sembra essere più centrata rispetto al modello (8.6) come risulta osservando la sua Fig. 8.2-b ed il test di omoschedasticità, Fig. 8.2-c.

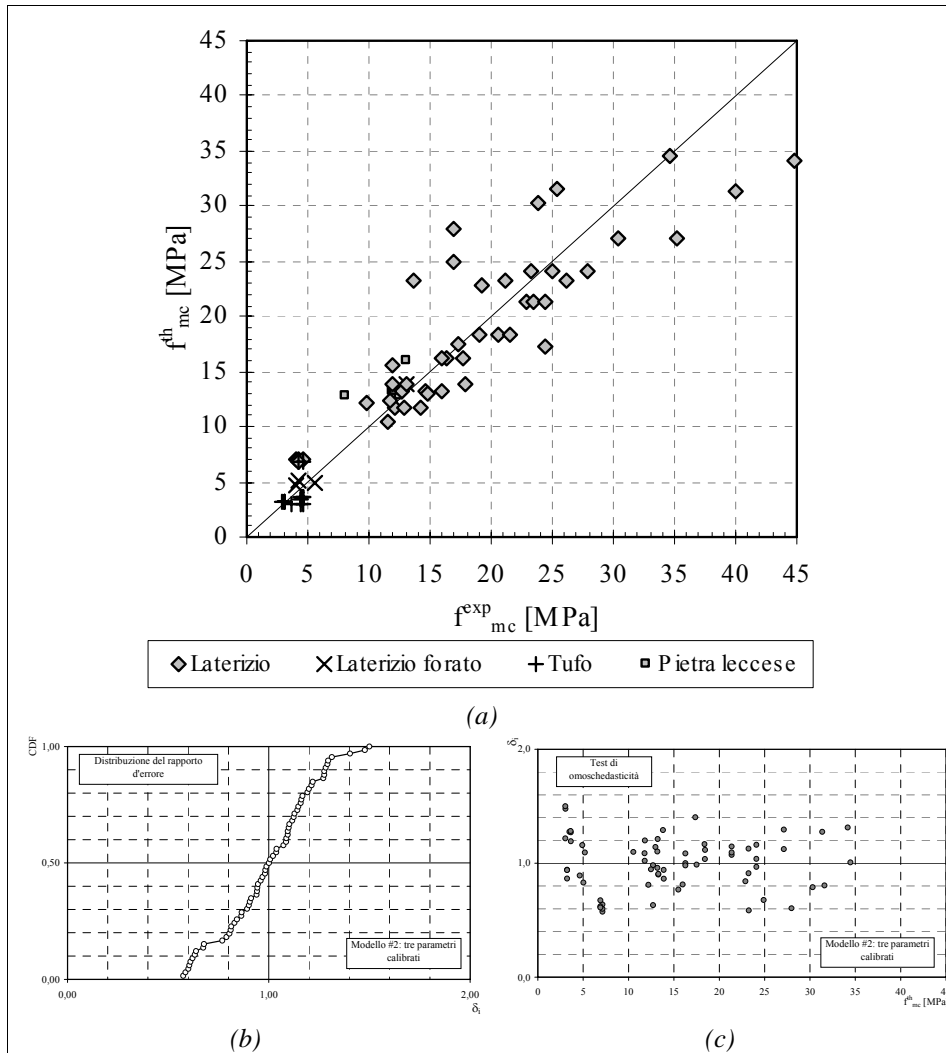


Fig. 8.2 –Modello proposto #2

(a) confronto teorico sperimentale; (b) dispersione del rapporto d'errore; (c) test di omoschedasticità.

8.2.3 Modello formalmente più semplice #12

Il modello che ha fornito il miglior accordo con i dati sperimentali, tra quelli ad un solo parametro calibrato, è fornito dalla seguente relazione:

$$f_{mc}^{th} = f_m \left[1 + \left(\frac{g_m}{1000} \right) \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_m} \right)^{0,662} \right], \quad (8.8)$$

il confronto teorico sperimentale è riportato nella Fig. 8.3 si può notare che tale formula tende a sovrastimare la resistenza a compressione della muratura confinata, consente però, a fronte di una struttura formale relativamente semplice, un soddisfacente accordo con i dati sperimentali.

Si noti, infine, che tale modello, a meno del fattore che tiene conto del peso apparente per unità di volume della muratura, sia molto simile al modello proposto nelle istruzioni [8.4] per il calcestruzzo confinato.

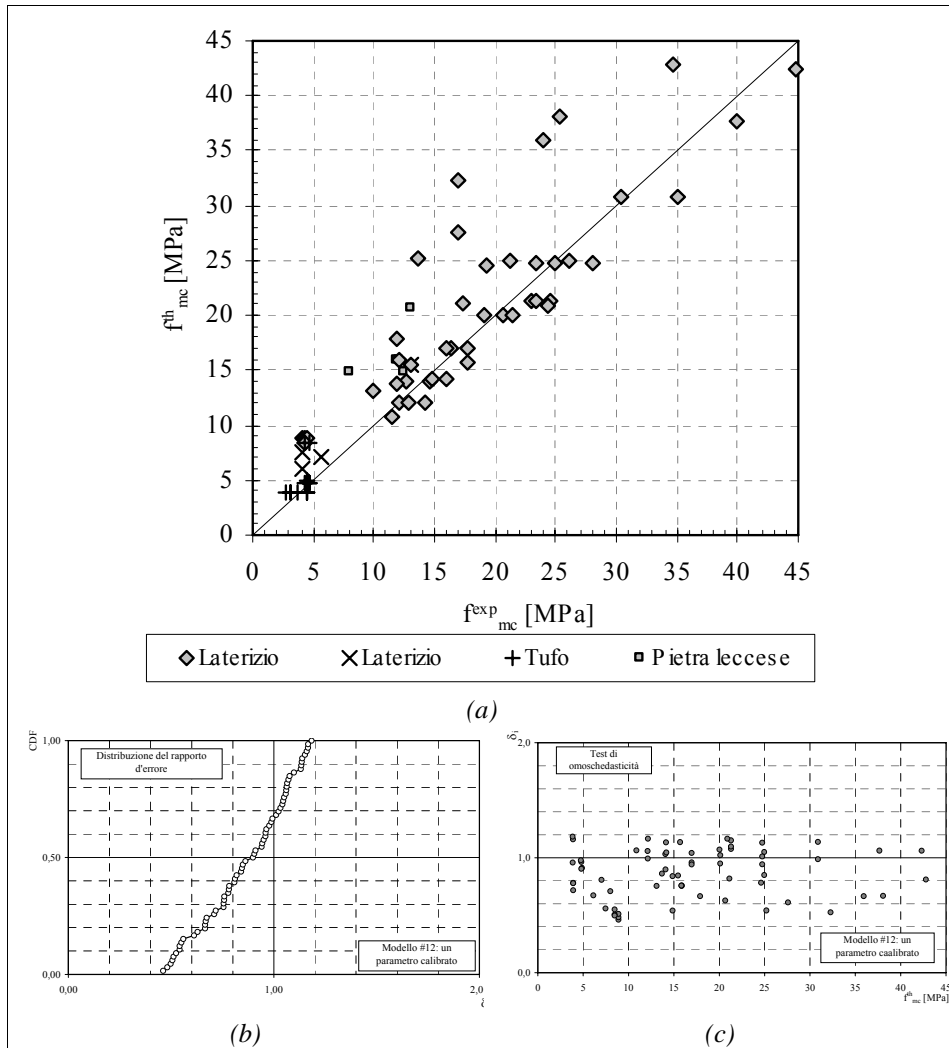


Fig. 8.3 –Modello proposto #12

(a) confronto teorico sperimentale; (b) dispersione del rapporto d'errore; (c) test di omoschedasticità.

8.3 Impostazione del calcolo del valore caratteristico della resistenza a compressione della muratura confinata

A partire dal modello che ha mostrato complessivamente il miglior accordo con i dati sperimentali, ossia il #2, si può impostare il calcolo per risalire al valore caratteristico.

Va rilevato, in via preliminare, che la pressione efficace di confinamento, $f_{l,eff}$, dipende dalle caratteristiche del rinforzo e dalla forma della sezione trasversale della colonna, secondo la relazione (8.2), per cui, il modello definito dalla (8.7), va essere riscritto come:

$$f_{mc,m} = \delta_m f_{m0} \cdot \left[1 + 0,416 \left(\frac{g_m}{1000} \right)^{2,064} \left(\frac{\frac{1}{2} k_H k_V \rho_f E_f \varepsilon_f}{f_{m0}} \right)^{0,507} \right]. \quad (8.9)$$

Assumendo come variabili di base le caratteristiche meccaniche del composito E_f e ε_f , e la resistenza a compressione della muratura f_{m0} , si può definire il valore caratteristico di f_{mc} come:

$$f_{mc,k} = f_{mc,m} - 1,64 \sqrt{\text{Var}(f_{mc})} \quad (8.10)$$

in cui la varianza di f_{mc} , assumendo che δ , f_{m0} , E_f ed ε_f siano statisticamente indipendenti, è definita dalla formula:

$$\text{Var}(f_{mc}) = \left. \frac{\partial f_{mc}}{\partial \delta} \right|_m^2 \cdot \text{Var}(\delta) + \left. \frac{\partial f_{mc}}{\partial f_{m0}} \right|_m^2 \cdot \text{Var}(f_{m0}) + \left. \frac{\partial f_{mc}}{\partial E_f} \right|_m^2 \cdot \text{Var}(E_f) + \left. \frac{\partial f_{mc}}{\partial \varepsilon_f} \right|_m^2 \cdot \text{Var}(\varepsilon_f) \cdot \quad (8.11)$$

Le espressioni analitiche delle derivate parziali che compaiono a secondo membro dell'equazione (8.11) sono particolarmente complesse, ancor più complessa ne risulta poi l'espressione che si ricava del valore caratteristico cercato, ragion per cui, in questa sede, si propone la valutazione semplificata direttamente del valore di progetto, come esposto nel paragrafo successivo.

8.3.1 Formulazione semplificata della resistenza a compressione della muratura confinata

Per risalire dai valori forniti dalla relazione (8.8), ai corrispettivi valori di calcolo si può procedere, in via semplificata, riducendo dapprima il valore di f_m dividendolo per il coefficiente parziale di sicurezza γ_m , variabile, come riportato nella Tab. 8.2 [8.7] tra 2 e 3.

Tab. 8.2 – Valori del coefficiente γ_m in funzione della classe di esecuzione degli elementi resistenti [8.7]

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II ogni tipo di malta	2,5	3,0

Mentre, per la valutazione di $f_{l,eff}$ si considerano valori ridotti della deformazione ultima del composito, utilizzando i coefficienti η_a e γ proposti in [8.4] e riportati nelle Tab. 8.3 e Tab. 8.4.

Tab. 8.3 – Coefficienti parziali di sicurezza per i materiali ed i prodotti [8.4]

Modalità di collasso	Coefficiente parziale	Applicazione tipo A	Applicazione tipo B
Rottura	γ_f	1,10	1,25
Delaminazione	$\gamma_{f,d}$	1,20	1,50

Tab. 8.4 – Fattori di conversione ambientale per varie combinazioni di esposizione e sistemi FRP [8.4]

Condizioni di esposizione	Tipo di fibra/resina	η_a
Interna	Vetro/Epossidica	0,75
	Arammidica/Epossidica	0,85
	Carbonio/Epossidica	0,95
Esterna	Vetro/Epossidica	0,65
	Arammidica/Epossidica	0,75
	Carbonio/Epossidica	0,85
Ambiente aggressivo	Vetro/Epossidica	0,50
	Arammidica/Epossidica	0,70
	Carbonio/Epossidica	0,85

I valori adottati per il coefficiente γ sono quelli relativi alle applicazioni di tipo A, circa il coefficiente η_a , trattandosi di prove di laboratorio, si sono presi i valori corrispondenti alle condizioni di esposizione interna.

Nella successiva Fig. 8.4 si riporta il confronto teorico sperimentale assumendo $\gamma_m = 2$. E' stato tracciato inoltre il diagramma adimensionalizzato rispetto alla resistenza a compressione media della muratura di base Fig. 8.5.

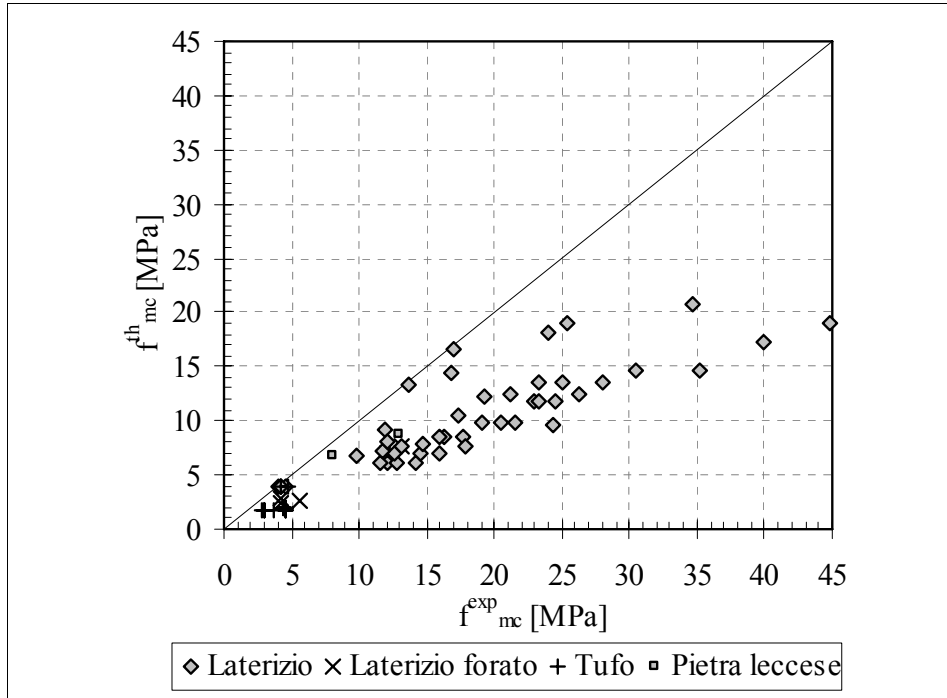


Fig. 8.4 –Modello proposto: confronto teorico sperimentale

Si può notare che già assumendo $\gamma_m = 2$, limite inferiore dell'intervallo proposto nelle Norme Tecniche [8.7] la relazione fornisce, in tutti i casi, valori vantaggio di sicurezza.

I valori meno cautelativi, ma ad ogni modo sicuri, sono stati rilevati per i campioni in tufo ed in laterizio forato.

Dal diagramma adimensionalizzato, infine, Fig. 8.5, si nota la variabilità che lega la resistenza a compressione confinata adimensionalizzata alla tensione di confinamento adimensionalizzata e si nota come la formula proposta preveda un legame non lineare tra le due grandezze.

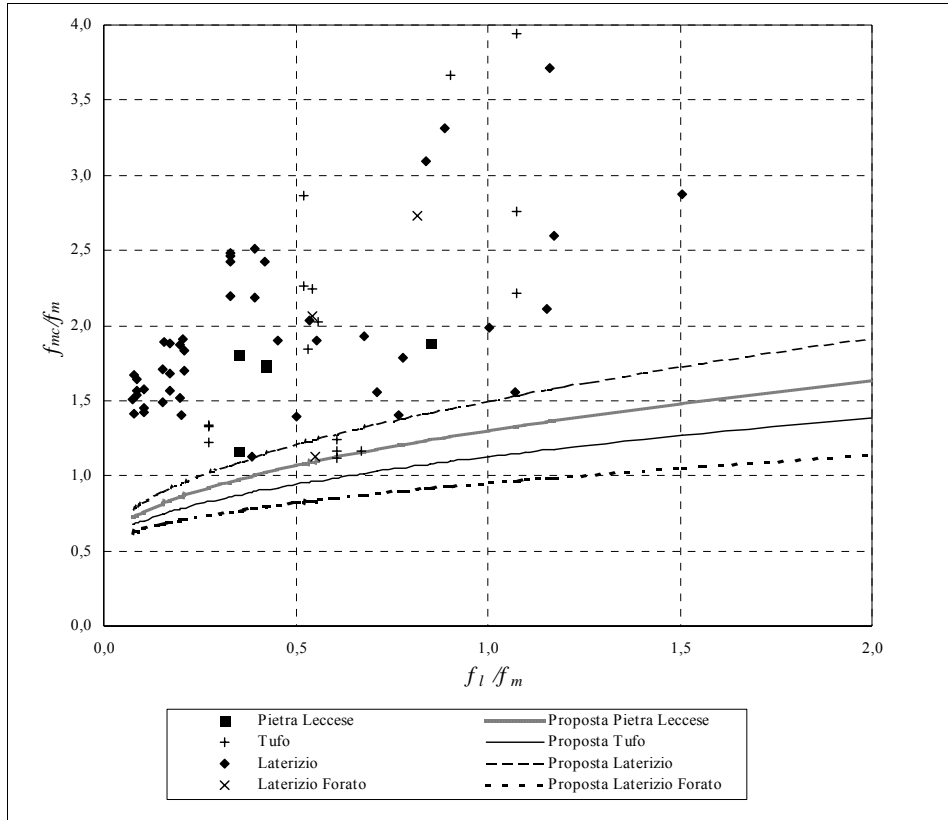


Fig. 8.5 –Modello proposto: diagramma adimensionalizzato f_{mc}/f_m f_1/f_m

8.4 Considerazioni conclusive

In questo capitolo sono state studiate una serie di formulazioni alternative per la valutazione della resistenza a compressione della muratura confinata con FRP introducendo dei parametri da calibrare nel modello proposto nel documento tecnico [8.4].

Per la calibrazione dei parametri è stato usato il database presentato nel precedente capitolo che raccoglie numerose prove di compressione effettuate su varie murature di base e diversi sistemi di rinforzo e svolte, in maniera indipendente da diversi gruppi di ricerca.

I modelli attualmente reperibili in letteratura a tale riguardo sono generalmente calibrati su un numero molto limitato di prove, oppure su una sola tipologia di muratura (generalmente laterizio).

La formulazione proposta, scelta tra le varie possibili alternative in base al miglior accordo complessivo con i risultati sperimentali, a fronte di un'espressione relativamente semplice, consente un valutazione affidabile della resistenza a compressione della muratura confinata in un range piuttosto ampio di caratteristiche dei materiali di base (muratura e sistema di rinforzo).

BIBLIOGRAFIA

Testi e pubblicazioni

- [8.1] Di Ludovico M., D'Ambra C., Prota A., Manfredi G., (2010) – FRP confinement of tuff and clay brick columns: Experimental study and assessment of analytical models – *ASCE Journal of Composites for Construction*, 14(5), 583–596, September/October 2010.
- [8.2] Faella C., Martinelli E., Paciello S., Camorani G., Aiello M. A., Micelli F., Valente L, Nigro E. (2009) – Validazione sperimentale di modelli teorici per il confinamento di colonne murarie con materiali compositi – A.N.I.D.I.S. 2009, l'Ingegneria Sismica in Italia Bologna, 29 giugno-2 luglio 2009, Atti del XIII Convegno.
- [8.3] Faella C., Martinelli E., , Camorani G, Aiello M. A., Nigro E., (2011) – Masonry Columns Confined by Composite Materials: Design Formulae – in pubblicazione su "Composite Part B".

Normativa

- [8.4] C. N .R. – D. T. 200 (2004) – Istruzioni per la progettazione, esecuzione e controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati.
- [8.5] ACI Committee 440 (2002) – Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures – ACI 440.2R-02.
- [8.6] BS EN 1990 (2002) – Eurocode 0 Basis of structural design.
- [8.7] Nuove norme tecniche per le costruzioni e circolare esplicativa – D.M. Infrastrutture 14/1/2008, Circolare 617 2/2/2009 – dei tipografia del genio civile.

Capitolo 9. CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

9.1 Introduzione

In quest'ultimo capitolo è esposta una sintesi del lavoro svolto e dei risultati raggiunti, sono presentate infine considerazioni e suggerimenti circa eventuali studi e ricerche da condurre in vista di eventuali sviluppi futuri.

9.2 L'aderenza

Nel lavoro è stata svolta un'ampia campagna sperimentale su provini realizzati con quattro tipologie di muratura (calcarenite, tufo giallo, pietra calcarea, laterizio) e rinforzati con C-FRP e G-FRP. I risultati delle prove sono state raccolte in un database relativamente ampio raccogliendo prove condotte in precedenza dallo stesso autore (i cui risultati sono riportati in [9.1] e [9.2]) su provini di costituzione analoga.

Tali prove sono state utilizzate per la calibrazione di una formulazione generale per prevedere la massima forza di aderenza tra rinforzo e muratura, pervenendo alle seguenti conclusioni.

- Il valore dell'energia di frattura del legame di aderenza è profondamente influenzato dalla natura e proprietà meccanica del supporto più che del sistema di rinforzo.

- E' stata proposta una formulazione per il valore caratteristico dell'energia di frattura applicando quanto esposto in [9.12] e calibrata direttamente sui dati sperimentali, alternativa a quella proposta nelle istruzioni [9.10] Tale formula lega direttamente l'energia di frattura alla solo resistenza a compressione della muratura.
- Tale formulazione è suscettibile di miglioramenti sia nella struttura formale sia nella precisione prendendo in considerazione, in futuro, un più ampio database di risultati sperimentali di prove condotte su murature e sistemi di rinforzo di diversa natura.
- Circa la legge che caratterizza il legame di interfaccia τ - s , sembra che gli scorrimenti mobilitati siano notevolmente più elevati rispetto ad i corrispettivi modelli di aderenza reperibili per il calcestruzzo rinforzato con lamine o tessuti in compositi FRP. Le tensioni tangenziali di interfaccia, come è intuibile, sembrano essere collegate alle caratteristiche meccaniche della muratura di supporto (resistenza media a compressione ed a trazione).

Eventuali sviluppi in tal senso possono essere mirati alla parametrizzazione di un legame di interfaccia univoco nel caso di supporto in muratura, che porti in conto la variabilità delle caratteristiche meccaniche del supporto.

Parallelamente può essere valutata sperimentalmente e confrontata con le formulazioni disponibili in letteratura, la lunghezza efficace di ancoraggio, pervenendo, in questo modo, ad un modello univoco di aderenza tra muratura e compositi fibrorinforzati.

Quanto esposto in questa parte del lavoro è oggetto delle memorie [9.3] e [9.4] e degli articoli [9.8] e [9.9] di prossima pubblicazione.

9.3 Il confinamento

I modelli analitici attualmente reperibili per il calcestruzzo confinato con acciaio o compositi fibrorinforzati non consentono generalmente di prevedere in maniera sufficientemente accurata la resistenza a compressione di colonne murarie confinate con FRP, è inoltre rilevabile che, nel caso della muratura, vengono forniti risultati solitamente a svantaggio di sicurezza ([9.6] e [9.7]).

D'altra parte i modelli attualmente reperibili in letteratura per la muratura molto spesso sono riferiti ad una specifica tipologia di muratura e non generalizzabili oppure confrontati con un numero molto limitato di prove. Le linee guida [9.10] propongono, ad ogni modo un modello formalmente molto semplice che prevede con apprezzabile accuratezza i risultati sperimentali, ma migliorabile. Conseguentemente, nel lavoro svolto, sono stati sviluppati i seguenti punti.

- E' stato realizzato un database di prove di compressione, significativamente più ampio rispetto a quelli utilizzati fin'ora per la calibrazione di modelli di confinamento per la muratura, suscettibile di ampliamenti in caso di eventuali sviluppi futuri lungo questa linea di ricerca. Sono stati poi proposti alcuni modelli calibrandoli sui dati sperimentali a partire da una formulazione il più possibile generale.
- Tra le formulazioni alternative calibrate e che raggiungono diversi livelli di accuratezza nella previsione dei risultati sperimentali, tre di queste sono state discusse nel dettaglio perché caratterizzate dal miglior riscontro sperimentale e da espressioni analitiche molto semplici.
- Di queste, infine, quella che meglio sembra approssimare i dati sperimentali, è stata utilizzata per definire, in maniera

semplificata, la resistenza a compressione di progetto della muratura confinata con compositi fibrorinforzati.

Ulteriori sviluppi di questa linea di ricerca andrebbero finalizzati ad ampliare il database di prove per coprire un range più ampio di variabilità della resistenza a compressione della muratura.

Al fine, poi, di definire il valore caratteristico in maniera statisticamente rigorosa, le difficoltà nascono da due fattori. Il primo è il numero di variabili di base coinvolte, che comporta, come accennato nel capitolo 9, un notevole onere di calcolo. Il secondo dalla varianza della resistenza a compressione della muratura, che è ben lungi dall'essere costante, ponendo un grosso ostacolo ad una formulazione unitaria valida sia per colonne in pietra naturale che in laterizio.

Oggetto di quanto esposto è la memoria [9.5] e gli articoli [9.6] e [9.7].

BIBLIOGRAFIATesti e pubblicazioni

- [9.1] Camorani G. (2007)– Valutazione sperimentale del legame di aderenza tra murature e rinforzi in FRP – Tesi di Laurea Università degli Studi di Salerno.
- [9.2] Perri F. (2007) — Indagini sperimentali e modellazione numerica sul legame di adesione tra muratura e materiali compositi – Tesi di Laurea Università degli Studi di Salerno.
- [9.3] Faella C., Martinelli E., Camorani G., Perri F., Paciello S. (2010) – Adesion between composite materials and masonry structures: From experimental investigation to numerical modelling – Ohrid 14 ECEE 2010.
- [9.4] Faella C, Martinelli E., Camorani G., Perri F. (2011) – Experimental investigation on the behaviour of composite laminates bonded on masonry SMAR 2011 First Middle East Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures.
- [9.5] Faella C., Martinelli E., Paciello S., Camorani G., Aiello M. A., Micelli F., Valente L, Nigro E. (2009) – Validazione sperimentale di modelli teorici per il confinamento di colonne murarie con materiali compositi – A.N.I.D.I.S. 2009, l’Ingegneria Sismica in Italia Bologna, 29 giugno–2 luglio 2009, Atti del XIII Convegno.
- [9.6] Faella C., Martinelli E., Camorani G, Aiello M. A., Nigro E. (2011) – Masonry Columns Confined by Composite Materials: Experimental Investigation – in pubblicazione su "Composite Part B".
- [9.7] Faella C., Martinelli E., Camorani G, Aiello M. A., Nigro E. (2011) – Masonry Columns Confined by Composite Materials: Design Formulae – in pubblicazione su "Composite Part B".



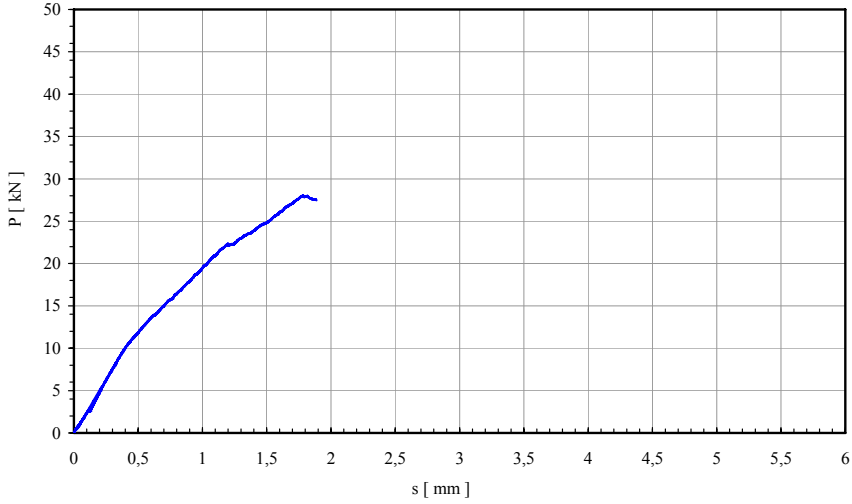
- [9.8] Faella C., Martinelli E., Camorani G., Perri F., Paciello S. – Adhesion between Composite Materials and Masonry Members: Part I Experimental Investigation – in lavorazione per richiesta di pubblicazione su "Composite Part B".
- [9.9] Faella C., Martinelli E., Camorani G., Perri F., Paciello S. – Adhesion between Composite Materials and Masonry Members: Part II Design Formulae – in lavorazione per richiesta di pubblicazione su " Composite Part B".



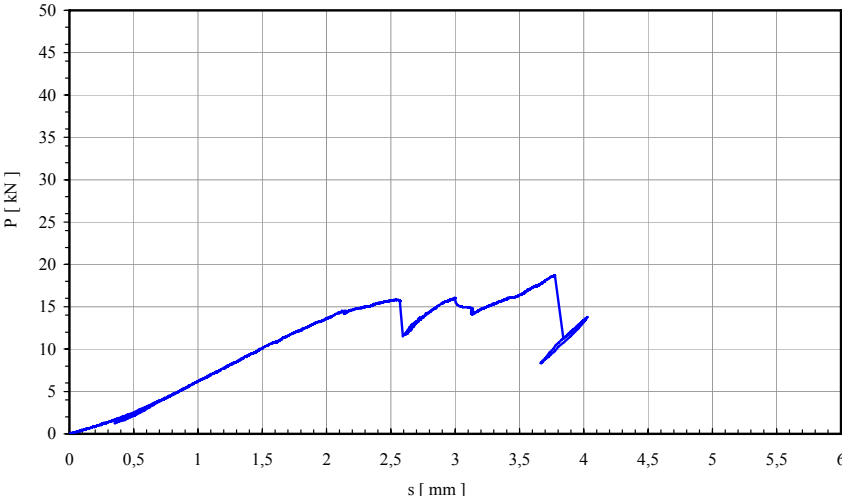
Normativa e documenti tecnici



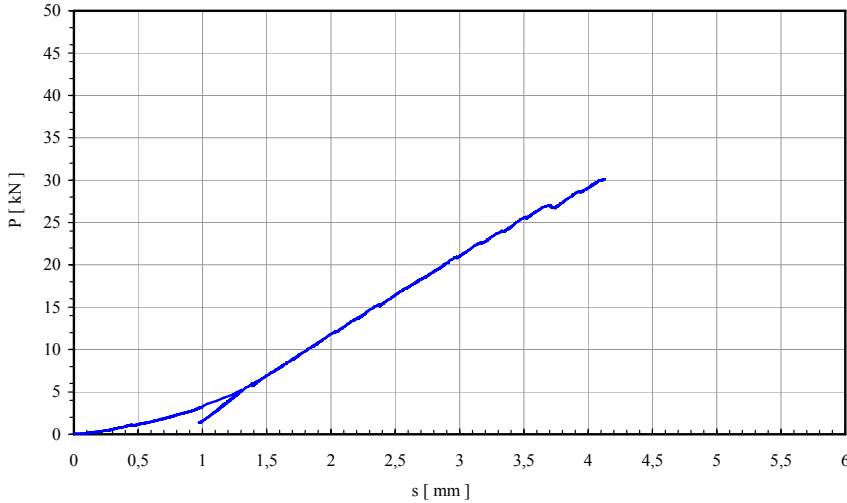
- [9.10] C. N .R. D. T. 200 (2004) Istruzioni per la progettazione, esecuzione e controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati.
- [9.11] ACI Committee 440 (2002) – Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures – ACI 440.2R-02.
- [9.12] BS EN 1990 (2002) – Eurocode 0 Basis of structural design.
- [9.13] Nuove norme tecniche per le costruzioni e circolare esplicativa – D.M. Infrastrutture 14/1/2008, Circolare 617 2/2/2009 - dei tipografia del genio civile.



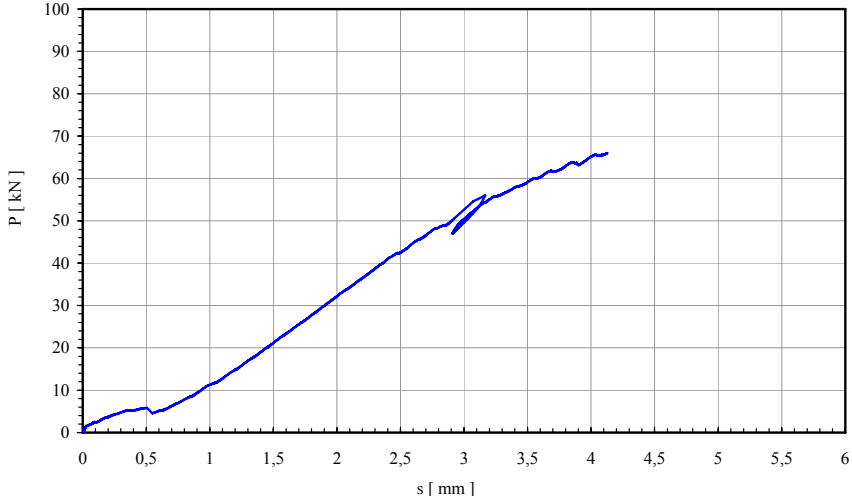
APPENDICE.



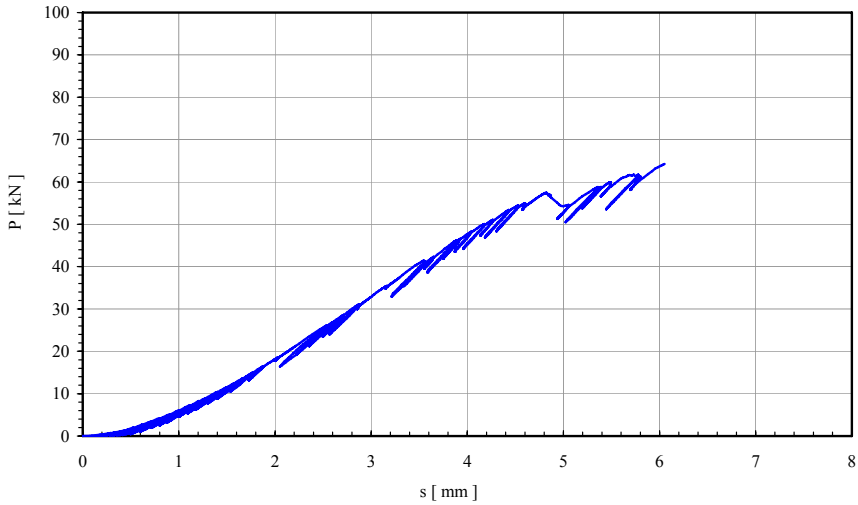
Nelle pagine successive sono presentate le schede sintetiche delle prove di aderenza condotte. In ogni scheda sono riportate le caratteristiche geometriche del provino, una sua breve descrizione, data della prova e le foto del provino prima ed al termine del test. Nella parte inferiore della scheda, infine, è riportato il diagramma sperimentale (carichi-spostamenti) ed una breve descrizione della modalità di rottura.



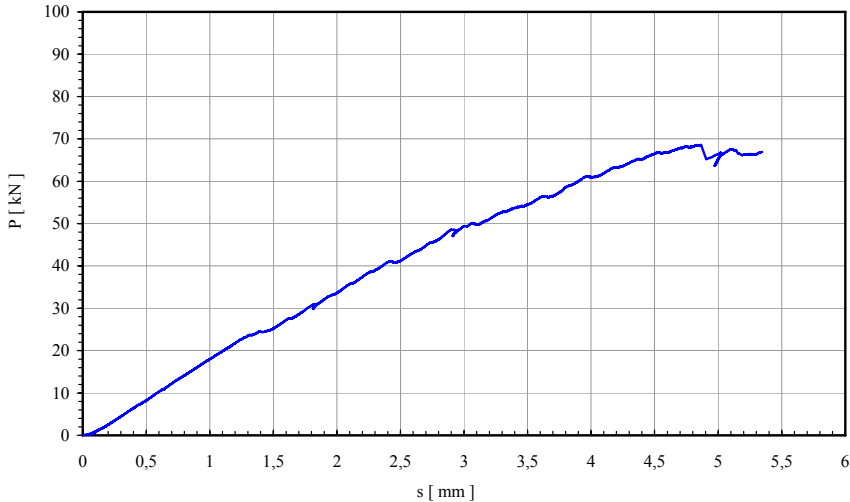
PROVINO:	C-CFRP #01		
Dimensioni:	$B_{m,sup}$ [mm] = 116	$H_{m,sup}$ [mm] = 121	$L_{m,sup}$ [mm] = 242
	$B_{m,inf}$ [mm] = 119	$H_{m,inf}$ [mm] = 121	$L_{m,inf}$ [mm] = 242
Descrizione:	Coppia di elementi in calcarenite rinforzati con C-FRP		
Data della prova:	12 giugno 2009		
Velocità di avanzamento del carico:	0,05 mm/sec		
Carico di rottura [kN]:	28,03		
			
<i>Aspetto del campione prima della prova</i>		<i>Aspetto del provino dopo la prova</i>	
Note:	La rottura è avvenuta lungo un'estesa fessurazione formatasi durante la prova, che ha portato al distacco di un'ampia porzione di supporto.		
			



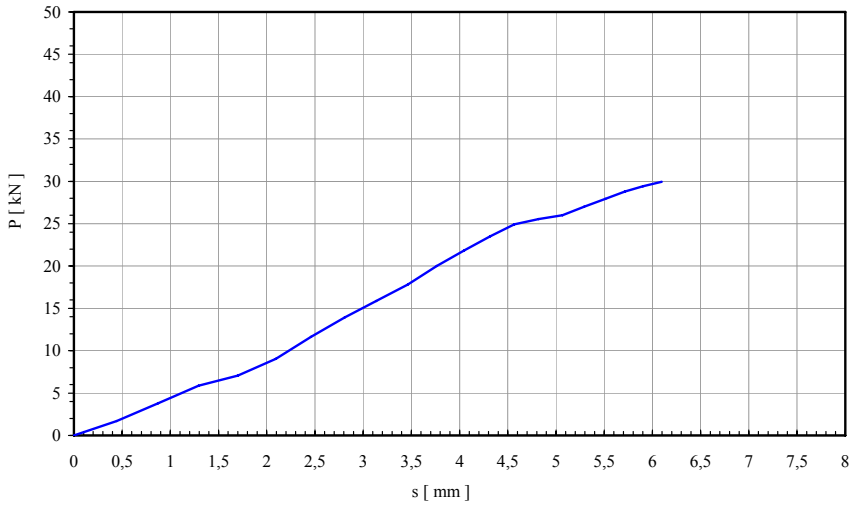
PROVINO:	C-CFRP #02		
Dimensioni:	$B_{m,sup}$ [mm] = 119	$H_{m,sup}$ [mm] = 121	$L_{m,sup}$ [mm] = 240
	$B_{m,inf}$ [mm] = 119	$H_{m,inf}$ [mm] = 122	$L_{m,inf}$ [mm] = 242
Descrizione:	Coppia di elementi in calcarenite rinforzati con C-FRP		
Data della prova:	11 giugno 2009		
Velocità di avanzamento del carico:	0,05 mm/sec		
Carico di rottura [kN]:	27,58		
			
<i>Aspetto del campione prima della prova</i>		<i>Aspetto del provino dopo la prova</i>	
Note:	La rottura è avvenuta lungo un'estesa fessurazione formatasi durante la prova, che ha portato ad un distacco di un'ampia porzione di supporto.		
			



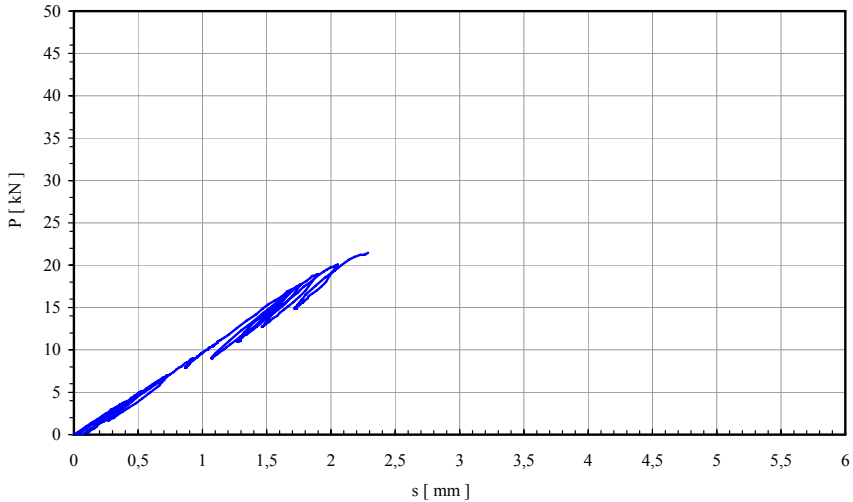
PROVINO:	C-CFRP #03		
Dimensioni:	$B_{m,sup}$ [mm] = 121	$H_{m,sup}$ [mm] = 120	$L_{m,sup}$ [mm] = 241
	$B_{m,inf}$ [mm] = 121	$H_{m,inf}$ [mm] = 121	$L_{m,inf}$ [mm] = 243
Descrizione:	Coppia di elementi in calcarenite rinforzati con C-FRP		
Data della prova:	11 giugno 2009		
Velocità di avanzamento del carico:	0,05 mm/sec		
Carico di rottura [kN]:	30,13		
			
<i>Aspetto del campione prima della prova</i>		<i>Aspetto del provino dopo la prova</i>	
Note:	La rottura è avvenuta lungo un'estesa fessurazione formatasi durante la prova, che ha portato ad un distacco di un'ampia porzione di supporto.		
			



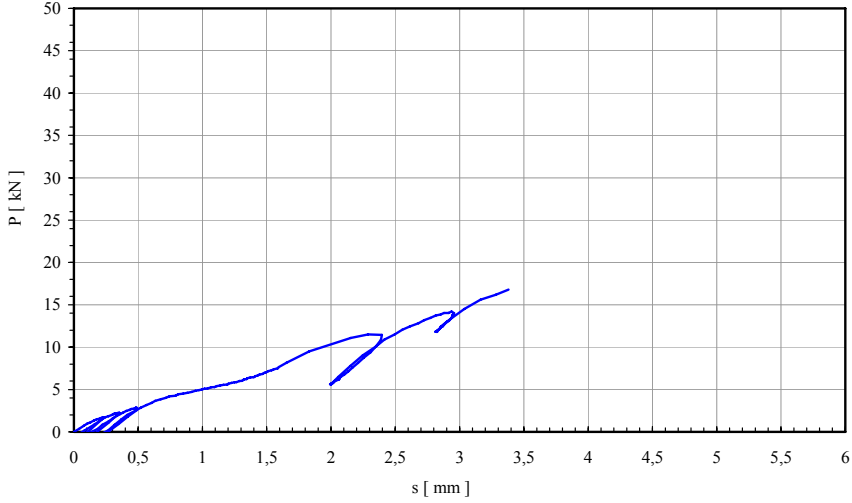
PROVINO:	M-CFRP #01		
Dimensioni:	$B_{m, sup}$ [mm] = 114	$H_{m, sup}$ [mm] = 119	$L_{m, sup}$ [mm] = 239
	$B_{m, inf}$ [mm] = 116	$H_{m, inf}$ [mm] = 118	$L_{m, inf}$ [mm] = 246
Descrizione:	Coppia di mattoni in laterizio rinforzati con C-FRP		
Data della prova:	30 giugno 2009		
Velocità di avanzamento del carico:	0,01 mm/sec		
Carico di rottura [kN]:	62,40		
			
<i>Aspetto del campione prima della prova</i>		<i>Aspetto del provino dopo la prova</i>	
Note:	la rottura è avvenuta per frattura di uno strato di supporto adiacente al rinforzo (rottura per delaminazione).		
			



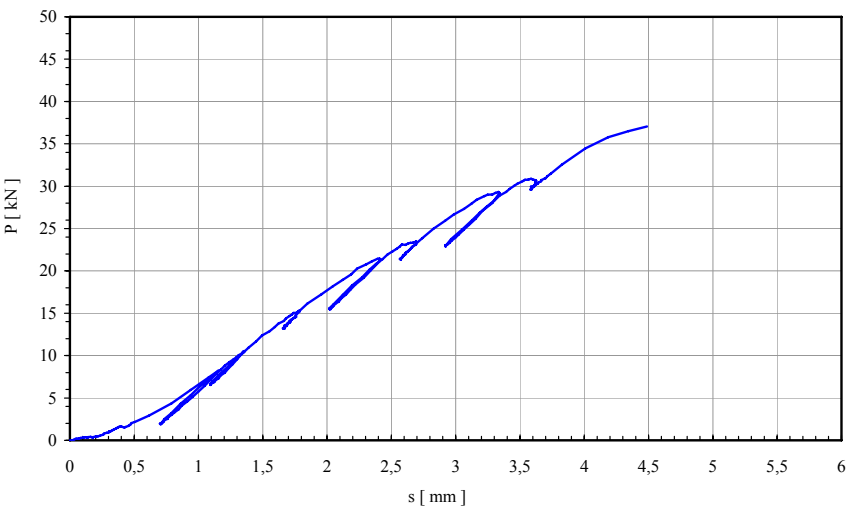
PROVINO:	M-CFRP #02		
Dimensioni:	$B_{m,sup}$ [mm] = 115	$H_{m,sup}$ [mm] = 119	$L_{m,sup}$ [mm] = 248
	$B_{m,inf}$ [mm] = 117	$H_{m,inf}$ [mm] = 119	$L_{m,inf}$ [mm] = 243
Descrizione:	Coppia di mattoni in laterizio rinforzati con C-FRP		
Data della prova:	30 giugno 2009		
Velocità di avanzamento del carico:	0,01 mm/sec		
Carico di rottura [kN]:	64,45		
			
<i>Aspetto del campione prima della prova</i>		<i>Aspetto del provino dopo la prova</i>	
Note:	La rottura è avvenuta a seguito delle schiacciamento del provino superiore, nel corso della prova si sono evidenziate ampie lesioni in adiacenza al rinforzo..		
			



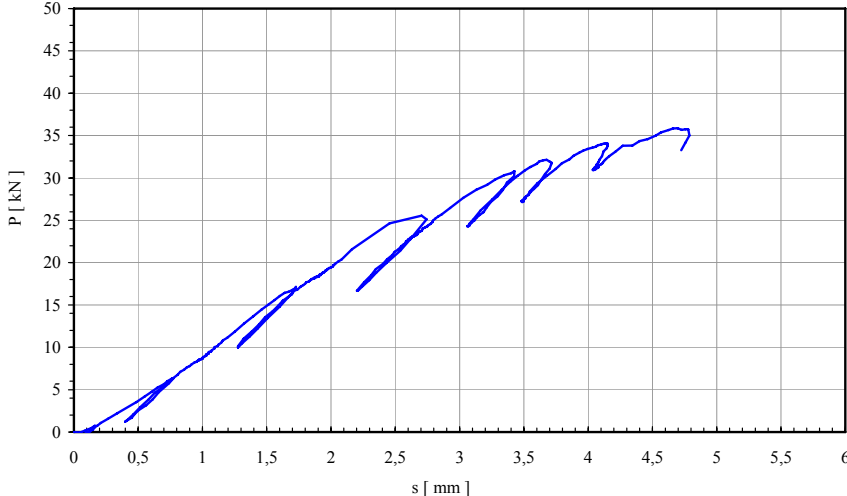
PROVINO:	M-CFRP #03		
Dimensioni:	$B_{m, sup}$ [mm] = 118	$H_{m, sup}$ [mm] = 118	$L_{m, sup}$ [mm] = 243
	$B_{m, inf}$ [mm] = 116	$H_{m, inf}$ [mm] = 118	$L_{m, inf}$ [mm] = 246
Descrizione:	Coppia di mattoni in laterizio rinforzati con C-FRP		
Data della prova:	30 giugno 2009		
Velocità di avanzamento del carico:	0,01 mm/sec		
Carico di rottura [kN]:	64,70		
			
<i>Aspetto del campione prima della prova</i>		<i>Aspetto del provino dopo la prova</i>	
Note:	La rottura è avvenuta lungo estese fessurazioni in adiacenza al rinforzo.		
			



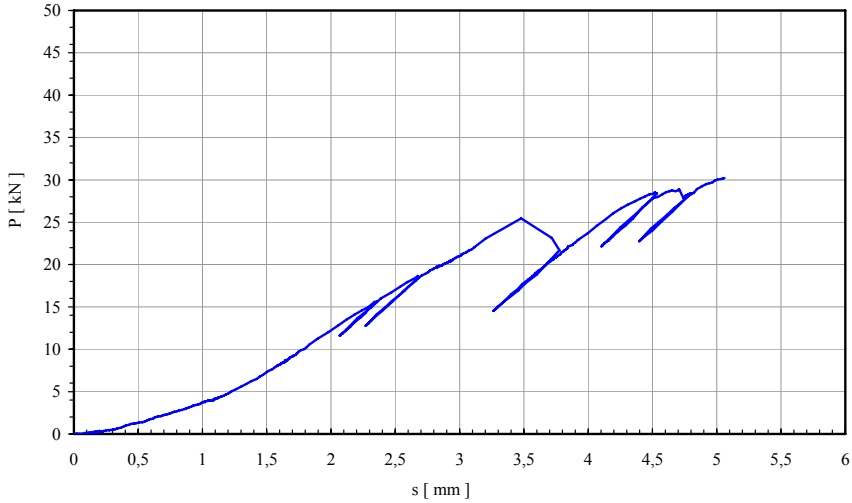
PROVINO:	T-GFRP #01		
Dimensioni:	$B_{m,sup}$ [mm] = 124	$H_{m,sup}$ [mm] = 114	$L_{m,sup}$ [mm] = 247
	$B_{m,inf}$ [mm] = 122	$H_{m,inf}$ [mm] = 112	$L_{m,inf}$ [mm] = 242
Descrizione:	Coppia di elementi in tufo giallo rinforzati con G-FRP		
Data della prova:	15 luglio 2009		
Velocità di avanzamento del carico:	0,5 mm/sec		
Carico di rottura [kN]:	29,95		
			
<i>Aspetto del campione prima della prova</i>		<i>Aspetto del provino dopo la prova</i>	
Note:	La rottura è avvenuta a causa di estese fessure apertesi all'incirca simmetricamente rispetto al carico e successivo schiacciamento del provino..		
			


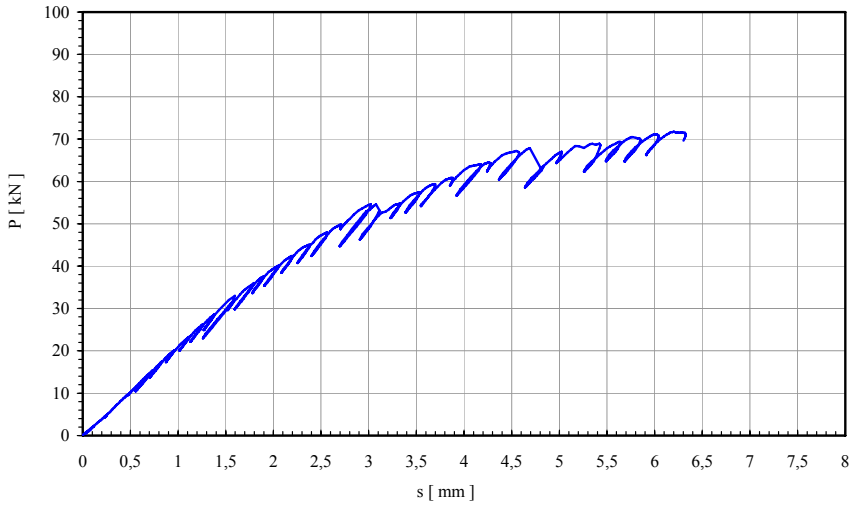
PROVINO:	T-GFRP #02		
Dimensioni:	$B_{m,sup}$ [mm] = 121	$H_{m,sup}$ [mm] = 113	$L_{m,sup}$ [mm] = 243
	$B_{m,inf}$ [mm] = 118	$H_{m,inf}$ [mm] = 113	$L_{m,inf}$ [mm] = 242
Descrizione:	Coppia di elementi in calcarenite rinforzati con C-FRP		
Data della prova:	15 luglio 2009		
Velocità di avanzamento del carico:	0,01 mm/sec		
Carico di rottura [kN]:	21,48		
			
<i>Aspetto del campione prima della prova</i>		<i>Aspetto del provino dopo la prova</i>	
Note:	La rottura è avvenuta lungo un'estesa fessurazione formatasi durante la prova, che ha portato ad un distacco di un'ampia porzione di supporto.		
 <p>The graph plots Load (P) in kN on the y-axis (0 to 50) against Displacement (s) in mm on the x-axis (0 to 6). The data points form a blue line that is linear until approximately 21.48 kN and 2.2 mm, after which it curves downwards, indicating failure.</p>			



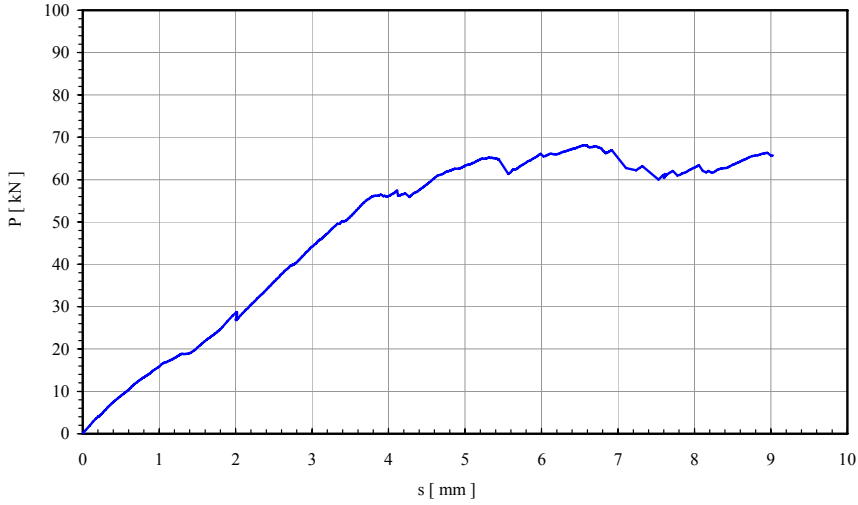
PROVINO:	T-GFRP #03		
Dimensioni:	$B_{m,sup}$ [mm] = 121	$H_{m,sup}$ [mm] = 116	$L_{m,sup}$ [mm] = 245
	$B_{m,inf}$ [mm] = 119	$H_{m,inf}$ [mm] = 117	$L_{m,inf}$ [mm] = 236
Descrizione:	Coppia di elementi in calcarenite rinforzati con C-FRP		
Data della prova:	15 luglio 2009		
Velocità di avanzamento del carico:	0,025 mm/sec		
Carico di rottura [kN]:	16,80		
			
<i>Aspetto del campione prima della prova</i>		<i>Aspetto del provino dopo la prova</i>	
Note:	La rottura è avvenuta per distacco di una sottile superficie di supporto.		
			



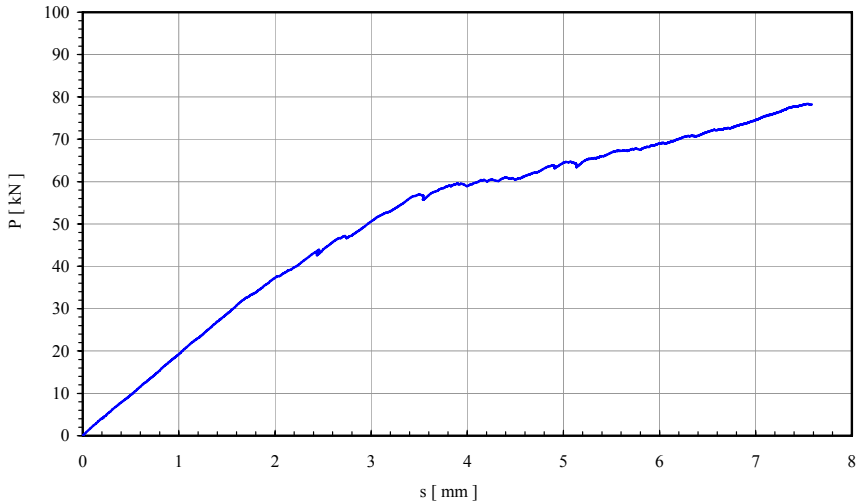
PROVINO:	T-CFRP #01		
Dimensioni:	$B_{m,sup}$ [mm] = 118	$H_{m,sup}$ [mm] = 114	$L_{m,sup}$ [mm] = 243
	$B_{m,inf}$ [mm] = 119	$H_{m,inf}$ [mm] = 116	$L_{m,inf}$ [mm] = 244
Descrizione:	Coppia di elementi in tufo giallo rinforzati con C-FRP		
Data della prova:	15 luglio 2009		
Velocità di avanzamento del carico:	0,025 mm/sec		
Carico di rottura [kN]:	37,05		
			
<i>Aspetto del campione prima della prova</i>		<i>Aspetto del provino dopo la prova</i>	
Note:	La rottura è avvenuta per distacco di uno strato di supporto innescato dal propagarsi di lesioni durante la prova.		
			



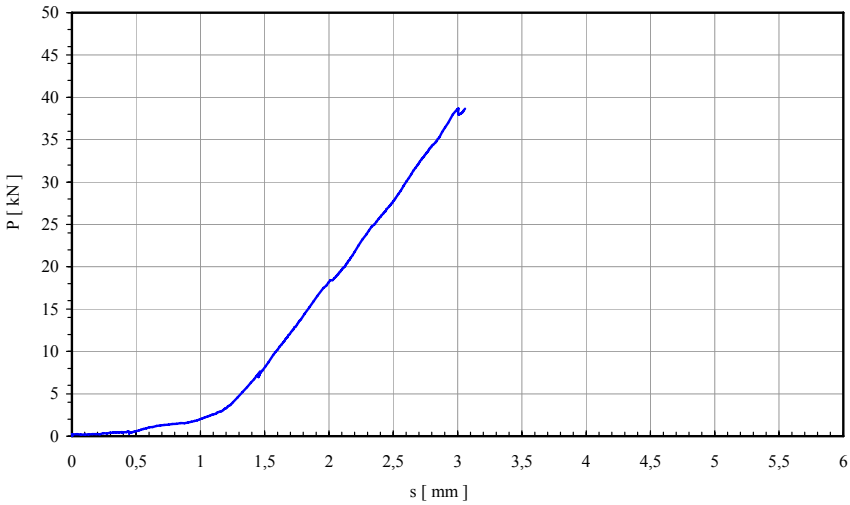
PROVINO:	T-CFRP #02		
Dimensioni:	$B_{m,sup}$ [mm] = 121	$H_{m,sup}$ [mm] = 108	$L_{m,sup}$ [mm] = 234
	$B_{m,inf}$ [mm] = 120	$H_{m,inf}$ [mm] = 107	$L_{m,inf}$ [mm] = 237
Descrizione:	Coppia di elementi in calcarenite rinforzati con C-FRP		
Data della prova:	15 luglio 2009		
Velocità di avanzamento del carico:	0,025 mm/sec		
Carico di rottura [kN]:	38,93		
			
<i>Aspetto del campione prima della prova</i>		<i>Aspetto del provino dopo la prova</i>	
Note:	La rottura è avvenuta per distacco di un sottile strato di supporto.		
			



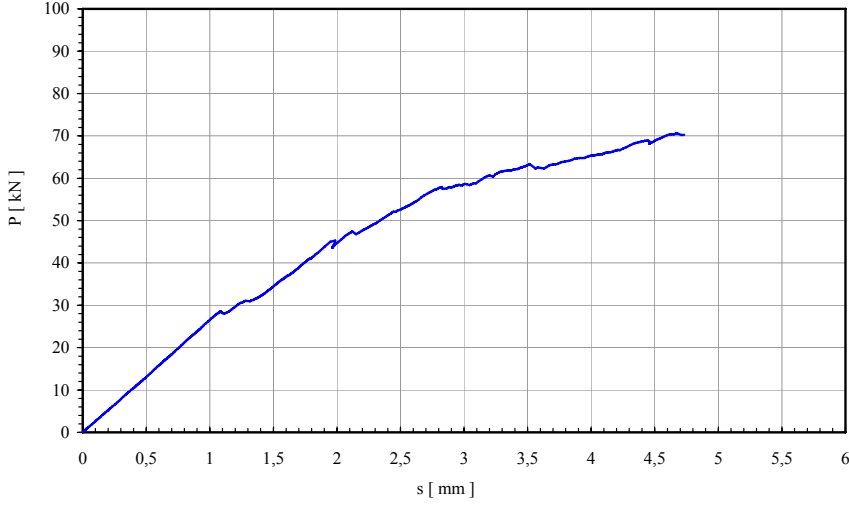
PROVINO:	T-CFRP #03		
Dimensioni:	$B_{m,sup}$ [mm] = 120	$H_{m,sup}$ [mm] = 111	$L_{m,sup}$ [mm] = 237
	$B_{m,inf}$ [mm] = 121	$H_{m,inf}$ [mm] = 112	$L_{m,inf}$ [mm] = 244
Descrizione:	Coppia di elementi in tufo giallo rinforzati con C-FRP		
Data della prova:	15 luglio 2009		
Velocità di avanzamento del carico:	0,025 mm/sec		
Carico di rottura [kN]:	30,20		
			
<i>Aspetto del campione prima della prova</i>		<i>Aspetto del provino dopo la prova</i>	
Note:	La rottura è avvenuta per il propagarsi di lesioni nel supporto vicino al rinforzo.		
			



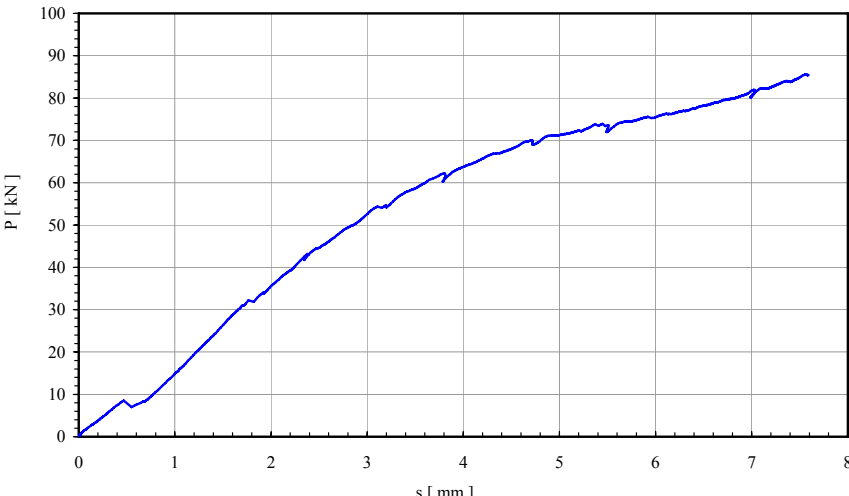
PROVINO:	PC-GFRP #01		
Dimensioni:	$B_{m,sup}$ [mm] = 118	$H_{m,sup}$ [mm] = 114	$L_{m,sup}$ [mm] = 243
	$B_{m,inf}$ [mm] = 125	$H_{m,inf}$ [mm] = 115	$L_{m,inf}$ [mm] = 247
Descrizione:	Coppia di elementi di pietra calcarea rinforzati con G-FRP		
Data della prova:	24 luglio 2009		
Velocità di avanzamento del carico:	0,025 mm/sec		
Carico di rottura [kN]:	71,78		
			
<i>Aspetto del campione prima della prova</i>		<i>Aspetto del provino dopo la prova</i>	
Note:	La rottura è avvenuta per rottura della fibra e distacco di un sottile strato di supporto.		
			

PROVINO:	PC-GFRP #02		
Dimensioni:	$B_{m,sup}$ [mm] = 123	$H_{m,sup}$ [mm] = 109	$L_{m,sup}$ [mm] = 245
	$B_{m,inf}$ [mm] = 122	$H_{m,inf}$ [mm] = 112	$L_{m,inf}$ [mm] = 240
Descrizione:	Coppia di elementi di pietra calcarea rinforzati con G-FRP		
Data della prova:	24 luglio 2009		
Velocità di avanzamento del carico:	0,05 mm/sec		
Carico di rottura [kN]:	68,15		
			
<i>Lesioni nel corso della prova</i>		<i>Aspetto del provino dopo la prova</i>	
Note:	La rottura è avvenuta per rottura della fibra e distacco di un sottile strato di supporto.		
			

PROVINO:	PC-GFRP #03		
Dimensioni:	$B_{m,sup}$ [mm] = 122	$H_{m,sup}$ [mm] = 115	$L_{m,sup}$ [mm] = 242
	$B_{m,inf}$ [mm] = 123	$H_{m,inf}$ [mm] = 114	$L_{m,inf}$ [mm] = 238
Descrizione:	Coppia di elementi in calcarenite rinforzati con C-FRP		
Data della prova:	24 luglio 2009		
Velocità di avanzamento del carico:	0,05 mm/sec		
Carico di rottura [kN]:	78,35		
			
<i>Aspetto del campione prima della prova</i>		<i>Aspetto del provino dopo la prova</i>	
Note:	La rottura è avvenuta per rottura della fibra e distacco di un sottile strato di supporto.		
			

PROVINO:	PC-CFRP #01		
Dimensioni:	$B_{m,sup}$ [mm] = 116	$H_{m,sup}$ [mm] = 114	$L_{m,sup}$ [mm] = 242
	$B_{m,inf}$ [mm] = 123	$H_{m,inf}$ [mm] = 108	$L_{m,inf}$ [mm] = 246
Descrizione:	Coppia di elementi di pietra calcarea rinforzati con C-FRP		
Data della prova:	24 luglio 2009		
Velocità di avanzamento del carico:	0,05 mm/sec		
Carico di rottura [kN]:	38,68		
			
<i>Aspetto del campione prima della prova</i>		<i>Aspetto del provino dopo la prova</i>	
Note:	La rottura è avvenuta per scorrimento lungo un piano di sedimentazione della pietra..		
			

PROVINO:	PC-CFRP #02		
Dimensioni:	$B_{m,sup}$ [mm] = 123	$H_{m,sup}$ [mm] = 106	$L_{m,sup}$ [mm] = 244
	$B_{m,inf}$ [mm] = 118	$H_{m,inf}$ [mm] = 117	$L_{m,inf}$ [mm] = 245
Descrizione:	Coppia di elementi di pietra calcarea rinforzati con C-FRP		
Data della prova:	24 luglio 2009		
Velocità di avanzamento del carico:	0,05 mm/sec		
Carico di rottura [kN]:	70,63		
			
<i>Aspetto del campione prima della prova</i>		<i>Aspetto del provino dopo la prova</i>	
Note:	La rottura è avvenuta per rottura della fibra e distacco di uno strato di supporto.		
			

PROVINO:	PC-CFRP #03		
Dimensioni:	$B_{m, sup}$ [mm] = 123	$H_{m, sup}$ [mm] = 115	$L_{m, sup}$ [mm] = 243
	$B_{m, inf}$ [mm] = 121	$H_{m, inf}$ [mm] = 118	$L_{m, inf}$ [mm] = 240
Descrizione:	Coppia di elementi di pietra calcarea rinforzati con C-FRP		
Data della prova:	24 luglio 2009		
Velocità di avanzamento del carico:	0,05 mm/sec		
Carico di rottura [kN]:	85,55		
			
<i>Aspetto del campione prima della prova</i>		<i>Aspetto del provino dopo la prova</i>	
Note:	La rottura è avvenuta per crisi del rinforzo ed estesa fessurazione nella pietra.		
 <p>Il grafico mostra la relazione tra il carico P in kN (asse Y, da 0 a 100) e lo spostamento s in mm (asse X, da 0 a 8). La curva è caratterizzata da un comportamento elastico iniziale, seguito da una fase di crescita non lineare con piccoli picchi e valli, fino a raggiungere un valore massimo di carico di rottura di 85,55 kN a uno spostamento di circa 7,5 mm.</p>			