

Alma Mater Studiorum – Università di Bologna

DOTTORATO DI RICERCA IN

Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali

Ciclo XXIX

Settore Concorsuale di afferenza: 08/B3

Settore Scientifico disciplinare: ICAR/09

**Analisi numeriche del comportamento meccanico
del rinforzo di murature con FRCM: dall'aderenza
al problema strutturale**

Presentata da: Francesco Saverio Murgò

Coordinatore Dottorato

Prof. Ing. Luca Vittuari

Relatore

Prof. Ing. Claudio Mazzotti

Esame finale anno 2018

ABSTRACT

Gli ultimi eventi sismici in Italia hanno evidenziato un problema già noto da tempo ma che è riemerso a seguito dei danni provocati dai terremoti recenti, quello della vulnerabilità di gran parte degli edifici storici e quindi la necessità di intervenire migliorando il loro comportamento strutturale andando ad incrementare la resistenza alle azioni orizzontali.

In questo contesto si pone sempre più attenzione al consolidamento strutturale realizzato con tecniche sia tradizionali che innovative.

Tra queste ultime sicuramente il rinforzo di edifici esistenti con materiali compositi ha avuto un grande impiego sia in Italia che all'estero.

L'obiettivo di questa ricerca in particolare è stato quello di studiare il comportamento meccanico dei rinforzi FRCM applicati alle murature attraverso dapprima lo studio del fenomeno sulla base di prove sperimentali e poi mediante la realizzazione di modelli di calcolo più o meno complessi.

Attraverso l'analisi critica di fenomeni propri dei rinforzi di murature con materiali compositi quali l'aderenza ed il confinamento si è giunti alla comprensione di aspetti più macroscopici come la fessurazione di pannelli in muratura di piccole o medie dimensioni fino al contributo che questi rinforzi possono garantire al sistema strutturale.

Prendendo in considerazione quindi il contesto attuale della letteratura scientifica in cui sono ancora pochi i casi di applicazione su murature di materiali compositi a matrice cementizia, si è deciso di iniziare il percorso partendo dalle già più consolidate conoscenze sugli FRP, studiando quindi in primis il problema della loro delaminazione su supporti in muratura.

Lo studio del debonding degli FRCM di fatti risulta molto più complesso in quanto, data la geometria stessa del rinforzo, può dare luogo a diverse possibilità di scorrimento (malta-supporto, fibra-malta ecc.).

Passando per la comprensione del comportamento meccanico a trazione degli FRCM si è valutato il loro contributo in termini di confinamento su colonne in muratura, analizzando inoltre quelli che potevano essere gli effetti in direzione trasversale al rinforzo.

Si è quindi giunti all'obiettivo principale della mia ricerca ovvero quello di analizzare il problema strutturale nel senso macroscopico del termine, studiando quindi il comportamento di pareti in muratura rinforzate con FRCM soggette a azioni nel piano.

Sono stati quindi sviluppati modelli numerici seguendo approcci standard a cui sono stati applicati alcuni concetti originali che saranno esposti in ogni singolo capitolo.

Sommario

1. Introduzione	11
1.1 Organizzazione della tesi	12
2. I materiali compositi e le loro applicazioni.....	14
2.1 Compositi in FRP.....	14
2.2 Compositi in FRCM.....	16
2.3 Applicazioni comuni	18
3. Delaminazione degli FRP dal supporto.....	21
3.1 Modelli numerici.....	23
3.2 Prova di bond mattone singolo.....	24
3.2.1 Leggi di interfaccia	27
3.2.2 Caso studio.....	28
3.2.3 Risultati	31
3.3 Prova di bond prismi in muratura	40
3.3.1 Leggi dell'interfaccia.....	42
3.3.2 Risultati	43
3.4 Conclusioni	54
4. Confinamento di colonne in muratura.....	56
4.1 Proposta di formulazione analitica 1D.....	57
4.2 Descrizione generale del modello 3D	64
4.3 Caso studio.....	71
4.4 Risultati sperimentali	74
4.5 Confronto dei risultati	77
4.5.1 Pilastrini non rinforzati	77
4.5.2 Pilastrini rinforzati	78
Analisi parametrica sul rinforzo.....	86
4.6 Caso studio presente in letteratura	88
4.7 Conclusioni	92

5. Pareti rinforzate a taglio.....	93
5.1 Introduzione	93
5.2 Panorama numerico.....	100
5.3 Prove di taglio per compressione diagonale	105
5.3.1 Provini non rinforzati.....	105
5.3.2 Provini rinforzati	108
5.4 Modello Non rinforzato	112
5.4.1 Interfacce non lineari	113
5.4.2 Definizione dei parametri.....	116
5.4.3 Condizioni di vincolo, di carico e analisi non lineare.....	120
5.4.4 Risultati Numerici	121
5.4.5 Analisi parametriche	126
5.5 Modello rinforzato	133
5.5.1 Calibrazione legge bond slip.....	137
5.5.2 Risultati modello rinforzato	152
5.5.3 Tensioni tangenziali d'interfaccia	160
5.5.4 Analisi parametriche pannello rinforzato.....	166
5.5.5 Confronti tra tensioni tangenziali di interfaccia.....	180
5.6 Conclusioni	184
6. Conclusioni e considerazioni finali	186
7. Bibliografia	189

Elenco Figure

Fig. 1 – Terremoto Emilia 2012: Municipio di Sant’Agostino	11
Fig. 2 – Rinforzo di una volta in muratura con FRP	15
Fig. 3 – Composizione rinforzo in FRCM	16
Fig. 4 – Legame tensione-deformazione FRCM.....	17
Fig. 5 – Confinamento di pilastri in muratura con FRCM	19
Fig. 6 – Rinforzo a taglio di pareti in muratura con FRCM.....	20
Fig. 7 – Setup prove sperimentali mattone singolo.....	22
Fig. 8 – Setup prove: particolare applicazione carico	22
Fig. 9 – Elementi tetraedrici della mesh	23
Fig. 10 – Dimensioni geometriche del mattone singolo rinforzato	25
Fig. 11 – Mesh del mattone singolo rinforzato	25
Fig. 12 – Proprietà meccaniche dei materiali.....	27
Fig. 13 – Risultati sperimentali confronti mattone/muretto	30
Fig. 14 – Curve forza-allungamento sperimentali dei mattoni singoli.....	31
Fig. 15 – Legge d’interfaccia singola	31
Fig. 16 – Curve forza spostamento mattone singolo B3A confronti risultati sperimentali/numerici	32
Fig. 17 – Curve forza spostamento mattone singolo B4A confronti risultati sperimentali/numerici	32
Fig. 18 – Andamento tensioni tangenziali lungo il rinforzo al crescere del carico	33
Fig. 19 – Calibrazione doppia legge d’interfaccia	35
Fig. 20 – Distribuzione delle deformazioni mattone B3A	36
Fig. 21 – Distribuzione delle deformazioni mattone B4A	37
Fig. 22 – Tensioni di peeling.....	37
Fig. 23 – Provino B4A: tensioni principali di compressione	38
Fig. 24 – Direzione delle tensioni nel mattone	39
Fig. 25 – Provino B4A: crescita delle tensioni principali di compressione	39
Fig. 26 – Dimensioni geometriche provino in muratura	40
Fig. 27 – Discretizzazione malta-mattone del muretto	41
Fig. 28 – Mesh muretto.....	41
Fig. 29 – Diversi scenari delle leggi d’interfaccia	43
Fig. 30 – Curva forza-allungamento risultati sperimentali/numerici con scenario 1	44
Fig. 31 – Scenario 1, le interfacce hanno la stessa legge: mesh.....	44
Fig. 32 – Scenario 2: mesh	44
Fig. 33 – Calibrazione singola legge d’interfaccia	45
Fig. 34 – Calibrazione doppia legge d’interfaccia	46
Fig. 35 – Curve forza allungamento valori sperimentali/numerici scenari 2 e 3, provino B3A.....	47
Fig. 36 – Confronto curve sperimentali/numeriche provino B4A	48
Fig. 37 – Spiegazione dei salti nella curva forza-allungamento	49
Fig. 38 – Andamento tensioni tangenziali lungo i letti di malta	50
Fig. 39 – Tensioni principali di compressione sul muretto	51
Fig. 40 – Andamento delle deformazioni provino B3A.....	52

Fig. 41 – Andamento delle deformazioni provino B4A.....	53
Fig. 42 – Colonne in muratura confinate: modello 1D	59
Fig. 43 – Struttura modello iterativo di Spoelstra Monti	62
Fig. 44 – Sezioni del pilastro in muratura rinforzato, zone confinate e non confinate	63
Fig. 45 – Legami a compressione disponibili nel programma FEM	65
Fig. 46 – Legame a compressione parabolico confronti numerico-sperimentali	65
Fig. 47 – Legame a compressione Thorenfeldt confronti numerico-sperimentali	66
Fig. 48 – Legame a compressione multilineare con legge cubica confronti numerico-sperimentali	66
Fig. 49 – Leggi costitutive della muratura	67
Fig. 50 – FE mesh, con FRCM i elementi tetraedrici	68
Fig. 51 – FE mesh dei pilastri non rinforzati e rinforzati.....	69
Fig. 52 – Leggi costitutive del FRCM	70
Fig. 53 – Setup provini non rinforzati e rinforzati	71
Fig. 54 – Dimensioni geometriche dei pilastro	73
Fig. 55 – Risultati sperimentali per pilastri non rinforzati e rinforzati: RC170	74
Fig. 56 – Risultati sperimentali per pilastri non rinforzati e rinforzati: RV320	75
Fig. 57 – Modalità di rottura pilastro non rinforzato	75
Fig. 58 – Confronto risultati sperimentali/numerici pilastri non rinforzati.....	77
Fig. 59 – Confronto modelli 1D/3D pilastri rinforzati/non rinforzati: RC170.....	78
Fig. 60 – Confronto modelli 1D/3D pilastri rinforzati/non rinforzati: RV320.....	79
Fig. 61 – Confronti pilastri rinforzati: RC170	80
Fig. 62 – Confronti pilastri rinforzati: RV320	81
Fig. 63 – Sezione pilastro confinato	81
Fig. 64 – Rottura del rinforzo per instabilità.....	82
Fig. 65 – Andamento delle fessure nella muratura e nel rinforzo: modello numerico	83
Fig. 66 – Curva tensione-deformazione orizzontale pilastro non rinforzato.....	84
Fig. 67 – DIC provino non rinforzato: deformazioni orizzontali al crescere del carico.....	84
Fig. 68 – Curva tensione-deformazione orizzontale pilastro rinforzato RV320	85
Fig. 69 – DIC provino rinforzato: deformazioni orizzontali al crescere del carico	85
Fig. 70 – Analisi parametrica pilastro con $f_c=12.5\text{Mpa}$	86
Fig. 71 – Analisi parametrica pilastro con $f_c=7\text{Mpa}$	87
Fig. 72 – Realizzazione del pilastro rinforzato	88
Fig. 73 – Geometria dei pilastri e sezioni	89
Fig. 74 – Confronti curve forza-allungamento malta M1	90
Fig. 75 – Confronti curve forza-allungamento malta M3	90
Fig. 76 – Modalità di rottura.....	91
Fig. 77 – Rottura parete fuori dal piano.....	93
Fig. 78 – Rotture pareti nel piano	94
Fig. 79 – Prove sperimentali, parete non rinforzata e rinforzata [90].....	95
Fig. 80 – Prove sperimentali, parete non rinforzata e rinforzata [91].....	96
Fig. 81 – Prove sperimentali, parete non rinforzata e rinforzata [92].....	96
Fig. 82 – Prove sperimentali, parete non rinforzata e rinforzata [93].....	97

Fig. 83 – Prove sperimentali, parete non rinforzata e rinforzata [94]	97
Fig. 84 – Prove sperimentali, parete non rinforzata e rinforzata [95]	98
Fig. 85 – Prove sperimentali, parete non rinforzata e rinforzata [96]	98
Fig. 86 – Prove sperimentali, parete non rinforzata e rinforzata [97]	99
Fig. 87 – Prove sperimentali, parete non rinforzata e rinforzata [98]	99
Fig. 88 – Topologie di modelli per la muratura	101
Fig. 89 – Modellazioni numeriche pareti in muratura rinforzate con FRCM, macromodello: [112].....	103
Fig. 90 – Modellazioni numeriche pareti in muratura rinforzate con FRCM, macromodello: [114].....	103
Fig. 91 – Modellazioni numeriche pareti in muratura rinforzate con FRCM, micromodello: [115]	104
Fig. 92 – Dimensioni geometriche e configurazione parete	106
Fig. 93 – Setup parete non rinforzata.....	107
Fig. 94 – Prova parete non rinforzata.....	107
Fig. 95 – Forza – allungamento risultati sperimentali per parete non rinforzata	108
Fig. 96 – Parete rinforzata con FRCM.....	109
Fig. 97 – Fibra RC 170	110
Fig. 98 – Curva forza – allungamento valori sperimentali per pareti rinforzate	110
Fig. 99 – Confronto risultati sperimentali pannelli non rinforzati e rinforzati	111
Fig. 100 – Modellazioni interfacce	112
Fig. 101 – Dominio di resistenza interfaccia crack-shear-crush e modalità di rottura.....	113
Fig. 102 – Legami interfaccia crack-shear-crush.....	114
Fig. 103 – Definizione della dilatanza	115
Fig. 104 – Legame a trazione crack nel mattone	116
Fig. 105 – Dimensioni maggiorate dei mattoni nel modello FEM.....	116
Fig. 106 – Composizione rinforzo in FRCM	119
Fig. 107 – Discretizzazione dei mattoni e delle interfacce	119
Fig. 108 – Mesh parete non rinforzata, vincolamenti e carico.....	120
Fig. 109 – Interfaccia culla-parete	121
Fig. 110 – Parete non rinforzata: confronto tra risultati sperimentali e modello numerico	122
Fig. 111 – Maggiori compressioni in prossimità delle culle.....	123
Fig. 112 – Fessura principale nella parete	124
Fig. 113 – Interfaccia giunti di malta: $\delta v=0.75$	124
Fig. 114 – Interfaccia giunti di malta: $\delta v=0.85$	125
Fig. 115 – Interfaccia crack del mattone: $\delta v=0.85$	126
Fig. 116 – Analisi parametrica: modulo elastico.....	127
Fig. 117 – Tensioni verticali prova 1 $E_m=E_m/4$	128
Fig. 118 – Tensioni verticali prova 2 $E_m=4 E_m$	128
Fig. 119 – Analisi parametrica: resistenza a trazione.....	129
Fig. 120 – Analisi parametrica: tensione di compressione.....	130
Fig. 121 – Analisi parametrica: prova 2 $\sigma_u=2 \sigma_u$	131
Fig. 122 – Analisi parametrica: prova 2 $\sigma_u=\sigma_u/2$	131
Fig. 123 – Analisi parametrica: parametro δ legato indirettamente alla dilatanza	132
Fig. 124 – Analisi parametrica: energia di frattura del secondo modo.....	132

Fig. 125 – Discretizzazione malta FRCM ed interfaccia con la parete	134
Fig. 126 – Spaziatura delle fibre	136
Fig. 127 – Composizione delle fibre sopra la malta FRCM	136
Fig. 128 – Composizione delle fibre sopra la malta FRCM, e direzioni normali e trasversali	137
Fig. 129 – Prove di calibrazione leggi di interfaccia: geometria	138
Fig. 130 – Prove di calibrazione leggi di interfaccia: geometria FEM e mesh	139
Fig. 131 – Leggi tau-slip tra fibra e substrato	140
Fig. 132 – Risultati forza-spostamento modello mattone-mattone	140
Fig. 133 – Prove di calibrazione leggi di interfaccia inserimento fibre orizzontali: geometria FEM	141
Fig. 134 – Influenza delle fibre orizzontali e loro rigidezza	142
Fig. 135 – Prove di bond, geometria del problema	143
Fig. 136 – Prove di bond: geometria FEM e mesh	144
Fig. 137 – Sovrapposizione risultati sperimentali e numerici prove di bond Carbonio 2	144
Fig. 138 – Sovrapposizione risultati sperimentali e numerici prove di bond Carbonio 4	146
Fig. 139 – Sovrapposizione risultati sperimentali e numerici prove di bond Basalto	146
Fig. 140 – Calibrazioni leggi tau slip	147
Fig. 141 – Esempi di contatto tra fibre orizzontali e verticali	147
Fig. 142 – Influenza della saldatura tra fibre orizzontali e verticali: scorrimento consentito	148
Fig. 143 – Influenza della saldatura tra fibre orizzontali e verticali: perfetta aderenza	148
Fig. 144 – Influenza della saldatura tra fibre orizzontali e verticali	149
Fig. 145 – Mini parete non rinforzata tensioni verticali	149
Fig. 146 – Mini parete, Rinforzato A, scorrimento consentito: tensioni tangenziali	150
Fig. 147 – Mini parete, Rinforzato B, perfetta aderenza: tensioni tangenziali	150
Fig. 148 – Risultati numerici parete mini	151
Fig. 149 – Geometria pannello rinforzato, parete, matrice, fibre	152
Fig. 150 – Zoom geometria	152
Fig. 151 – Confronti risultati sperimentali/numerici per la parete rinforzata	153
Fig. 152 – Curva forza-allungamento numerica, parete non rinforzata/rinforzata	154
Fig. 153 – Zoom curva numerica forza-spostamento pannello rinforzato	154
Fig. 154 – Pannello rinforzato, Punto A, curva forza-allungamento, tensioni nella malta FRCM	155
Fig. 155 – Pannello rinforzato, Punto A, curva forza-allungamento, tensioni tangenziali	156
Fig. 156 – Pannello rinforzato, Punto C, curva forza-allungamento, tensioni nella malta FRCM	157
Fig. 157 – Pannello rinforzato, Punto D, curva forza-allungamento, tensioni nelle fibre	158
Fig. 158 – Modello non rinforzato crack concentrata, tensioni verticali nel pannello	159
Fig. 159 – Modello rinforzato, crack diffuse, tensioni nella malta FRCM	159
Fig. 160 – Posizione delle fibre su cui estrapolare le tensioni tangenziali di interfaccia	160
Fig. 161 – Diagramma forza spostamento del modello base e identificazione degli step di carico	161
Fig. 162 – Tensioni tangenziali lungo la fibra 170 per il modello base	162
Fig. 163 – Tensioni tangenziali lungo la fibra 170 per il modello base: ZOOM	162
Fig. 164 – Tensioni tangenziali lungo la fibra 174 per il modello base	163
Fig. 165 – Tensioni tangenziali lungo la fibra 174 per il modello base: ZOOM	164
Fig. 166 – Tensioni tangenziali lungo la fibra 63 per il modello base	165

Fig. 167 – Tensioni tangenziali lungo la fibra 63 per il modello base: ZOOM	165
Fig. 168 – Analisi parametrica: modulo elastico malta FRCM.....	167
Fig. 169 – Analisi parametrica: modulo elastico malta FRCM, carico sulla parete e sul rinforzo.....	169
Fig. 170 – Analisi parametrica: modulo elastico malta FRCM.....	171
Fig. 171 – Analisi parametrica: tensione tangenziale massima.....	172
Fig. 172 – Analisi parametrica: tensione tangenziale massima (ZOOM)	172
Fig. 173 – Analisi parametrica: slip al picco legame tau-slip	174
Fig. 174 – Analisi parametrica: slip ultimo legame tau-slip	175
Fig. 175 – Analisi parametrica: modifiche geometriche alle fibre.....	177
Fig. 176 – Analisi parametrica: modifiche geometriche alle fibre: ZOOM	178
Fig. 177 – Apertura delle fessure e messa in carico delle fibre in modelli differenti di Fig. 176: 1) C, 2) E, 3) G.....	179
Fig. 178 – Diagramma forza spostamento dei vari modelli e identificazione degli step di carico.....	181
Fig. 179 – Leggi tau-slip dei diversi modelli e legenda Step di carico, per i successivi diagrammi.....	181
Fig. 180 –Tensioni tangenziali fibra 170 modello base di Fig. 178, ZOOM	182
Fig. 181 – Confronti tensioni tangenziali fibra 170 modelli 17 e 19 di Fig. 178, ZOOM	182
Fig. 182 – Confronti tensioni tangenziali fibra 170 modelli 21 e 22 di Fig. 178, ZOOM	183
Fig. 183 – Confronti tensioni tangenziali fibra 170 modelli 23 e 24 di Fig. 178, ZOOM	183
Fig. 184 – Confronti tensioni tangenziali fibra 170 modelli con fibre dimezzate e con fibre triplicate di Fig. 175	184

Elenco Tabelle

Tab. 1 – Proprietà meccaniche materiali	29
Tab. 2 – Calibrazione della doppia interfaccia per i mattoni	35
Tab. 3 – Proprietà meccaniche muretti	42
Tab. 4 – Parametri per calibrazione doppia interfaccia muretto	45
Tab. 5 – Risultati prove di trazione su FRCM	70
Tab. 6 – Proprietà meccaniche dei materiali	73
Tab. 7 – Risultati sperimentali	76
Tab. 8 – Risultati numerici dell’analisi parametrica	87
Tab. 9 – Proprietà meccaniche costituenti parete in muratura	106
Tab. 10 – Proprietà meccaniche fibra	109
Tab. 11 – Parametri utilizzati per l’interfaccia malta-mattone.....	118
Tab. 12 – Analisi parametrica pannelli non rinforzati.....	127
Tab. 13 – Parametri di interfaccia malta-malta FRCM (Fig. 125)	135
Tab. 14 – Proprietà geometriche e meccaniche per le prove di bond.....	143
Tab. 15 – Risultati calibrazioni leggi tau-slip	147
Tab. 16 – Analisi parametrica modulo elastico	166
Tab. 17 – Analisi parametrica resistenza a trazione interfaccia malta-malata FRCM.....	170
Tab. 18 – Analisi parametrica tensione tangenziale massima legame tau-slip.....	171
Tab. 19 – Analisi parametrica: slip al picco legame tau slip	173
Tab. 20 – Analisi parametrica: slip ultimo legame tau slip	174
Tab. 21 – Analisi parametrica: modifiche geometriche del rinforzo in FRCM.....	176
Tab. 22 – Risultati e confronti in termini di forza(*valore di picco preso a 0.9mm).....	179
Tab. 23 – Risultati e confronti in termini di abbassamento.....	180

1. Introduzione

I danni causati dai più recenti terremoti hanno riportato a galla il problema della grande vulnerabilità del patrimonio storico architettonico, costituito in gran numero di edifici in muratura.

Di qui pertanto si è resa sempre più forte la necessità di operare mediante un consolidamento strutturale garantendo un adeguato livello di sicurezza alle costruzioni, sia per quanto riguarda sollecitazioni verticali ma tanto più per azioni agenti in direzione orizzontale.

Si sono sviluppate nel corso degli ultimi anni numerose tecniche innovative che se da un lato sono volte al ripristino dei danni causati dai terremoti dall'altro sono soprattutto atte a migliorare la risposta sismica dei fabbricati esistenti.

In questo contesto ha preso piede l'utilizzo dei materiali compositi nel rinforzo strutturale, sia per edifici in c.a. ma soprattutto in edifici in muratura.

Questa tipologia di materiali grazie alle elevate proprietà meccaniche, alla grande leggerezza e reversibilità consente di garantire una certa affidabilità in termini di aumento della resistenza.

Si tratta di materiali composti da una matrice e da fibre, in generale a seconda del tipo di matrice utilizzata possono distinguersi materiali in FRP a matrice polimerica e materiali in FRCM a matrice cementizia. Per quanto riguarda la natura delle fibre invece ci sono varie tipologie largamente utilizzate in campo strutturale quali fibre di carbonio, aramide, di basalto, di acciaio ecc..



Fig. 1 – Terremoto Emilia 2012: Municipio di Sant'Agostino

1.1 Organizzazione della tesi

L'attività di ricerca svolta e riassunta in questa tesi si inserisce in questo contesto storico, in cui si ha sempre più la necessità dal punto di vista della conoscenza scientifica di analizzare e cercare di comprendere sino in fondo quelli che sono i meccanismi principali che governano la resistenza alle azioni sismiche e di qui quelle che sono le capacità di prevenire attraverso una serie di interventi di consolidamento strutturale la perdita del nostro patrimonio storico edilizio.

Nella prima parte di questa tesi verranno richiamate alcune delle principali caratteristiche geometriche-meccaniche dei materiali compositi, sia a matrice polimerica che a matrice cementizia e di conseguenza le loro applicazioni più comuni nel mondo dell'Ingegneria civile.

Verrà inoltre indicata la strada che è stata seguita durante questo periodo di ricerca, in cui a partire dallo studio microscopico dell'interazione rinforzo-substrato si è passati all'analisi più macroscopica del problema.

Nel *Capitolo 3* viene dapprima descritto e successivamente studiato nello specifico, uno dei principali meccanismi di crisi dei materiali compositi ovvero la delaminazione della fibra dal supporto, che sia esso in muratura oppure in c.a..

Attraverso quindi lo studio di questo fenomeno, sono stati sviluppati modelli numerici sulla base di una campagna sperimentale basata su prove di bond FRP-muratura, nello specifico prima su mattoni singoli e successivamente su prismi in muratura. A partire quindi da alcune evidenze sperimentali, lo strumento numerico ha consentito un approccio molto più dettagliato andando da un lato a confermare alcune valutazioni già note, dall'altro a sviluppare una conoscenza più approfondita del problema permettendo così di proporre nella parte finale una considerazione importante sul ruolo dei letti di malta nel processo di debonding.

Il *Capitolo 4* invece riprende lo studio dei materiali compositi che utilizzano una matrice cementizia come base del rinforzo, appunto gli FRCM.

L'obiettivo è stato quello di studiare il comportamento di colonne in muratura confinate con compositi a matrice cementizia, andando a valutare il loro contributo in termini di resistenza e deformazione ultima.

In particolare in una prima parte è stato proposto un modello analitico 1D per descrivere il legame tensione-deformazione di una colonna in muratura sottoposta ad uno stato triassiale

di tensione. Sulla base di un modello già sviluppato e consolidato per colonne in c.a. confinate con FRP sono state quindi apportate alcune modifiche che hanno consentito di validarne l'efficacia anche per elementi in muratura rinforzati con FRCM. Per validare il modello proposto sono state utilizzate sia prove sperimentali che modelli numerici 3D che hanno consentito anche attraverso un'analisi parametrica di confermarne l'efficacia.

Il *Capitolo 5* rappresenta sicuramente la parte più corposa dell'attività di ricerca in quanto ha consentito di passare all'analisi strutturale macroscopica. Sono stati analizzati i problemi più comuni degli edifici in muratura ed in particolare delle pareti soggetti ad azioni orizzontali, studiando i diversi meccanismi di crisi. Successivamente è stata esposta una carrellata di proposte presenti in letteratura dal punto di vista dell'approccio numerico del problema ed in particolare sulla discretizzazione della muratura come materiale "composto". Vengono poi riportati alcuni risultati derivati da una campagna sperimentale presa come caso studio, nello specifico di pareti in muratura non rinforzate soggette a compressione diagonale. Applicando un rinforzo in FRCM poi vengono confrontati i risultati ottenuti. Si passa quindi a rappresentare tutto nel mondo numerico, in cui viene passando da alcuni modelli semplici che consentissero di valutare la bontà del modello e calibrarne alcune leggi costitutive viene fornito un approccio originale per discretizzare il rinforzo in FRCM realizzato con matrice e fibre.

Infine per consolidare la conoscenza dello strumento adottato viene effettuata un'analisi parametrica per principali parametri costituenti.

2. I materiali compositi e le loro applicazioni

Con il termine materiale composito si intende la combinazione di due o più materiali distinti in modo tale che le loro proprietà fisiche e chimiche siano superiori di quelle del componente singolo. I principali costituenti di tale materiale sono la matrice (o materiale) base che agisce da legante ed il materiale di rinforzo (o carica) che viene aggiunto sotto forma di particelle, fibre corte o fibre lunghe.

Le matrici a loro volta possono essere di natura polimerica (resine termoindurenti o resine termoplastiche) oppure cementizia, di qui la differenza tra materiali in Fiber-Reinforced Polymers (FRP) oppure Fiber-Reinforced-Cementitious Materials (FRCM).

Il materiale di rinforzo invece possiede generalmente elevate proprietà meccaniche (rigidezza e resistenza) ed una bassa densità.

Per quanto riguarda le loro proprietà meccaniche il materiale composito si comporta sostanzialmente in modo elastico lineare fino ad arrivare a rottura.

2.1 Compositi in FRP

L'utilizzo dei materiali compositi FRP per rinforzare le strutture in muratura ed in cemento armato negli ultimi anni è divenuto molto popolare a discapito delle tradizionali tecniche di rinforzo a causa di diverse ragioni ma principalmente per le elevate proprietà meccaniche e la loro leggerezza.

I compositi FRP sono costituiti da fibre ad alta resistenza applicati ad una matrice di resina. Le fibre più comunemente utilizzate sono di carbonio, vetro, basalto e aramide e solitamente la resina è di tipo epossidico. Gli FRP vengono applicati sotto forma di fogli preimpregnati o fogli impregnati in situ e possono essere prodotti anche in strisce poltruse, tendini, barre di rinforzo o maglie.

Il comportamento meccanico dei compositi FRP è caratterizzato da un ramo elastico fino alla rottura). In strisce, tendini e barre d'armatura le fibre sono allineate in una direzione e questa

conferisce le proprietà composte anisotropiche, quando invece sono realizzati in fogli possono essere prodotti con tutte le fibre allineate in una direzione (uniassiale), allineate ortogonalmente

(bidirezionale), o in modo casuale, in questo caso il composito presenta proprietà ortotropiche.

L'utilizzo degli FRP pone rimedio a tanti problemi legati al mondo del settore civile tra cui il degrado di strutture in c.a., la necessità di provvedere al miglioramento sismico di strutture progettate non secondo criteri antisismici, l'urgenza di ripristinare strutture che sono state danneggiate da eventi sismici o adeguare ponti e viadotti.

I vantaggi dell'utilizzo di FRP per rafforzare una struttura esistente derivano soprattutto dalle elevate proprietà meccaniche, resistenza chimica, impermeabilità all'acqua, reversibilità e l'elevata leggerezza. Il peso leggero è anche vantaggioso dal punto di vista sismico, come un aumento di massa corrisponde un aumento delle forze sismiche all'interno di un edificio. Per questi motivi gli FRP sono materiali sempre più utilizzati nel restauro di interesse storico ed architettonico.

Tra i maggiori svantaggi nell'impiego degli FRP sono da considerare la loro scarsa resistenza al fuoco, la sensibilità di alcune resine alla luce del sole e l'impatto estetico sulla struttura ma senza ombra di dubbio il principale svantaggio è costituito dalla loro modalità di rottura fragile.



Fig. 2 – Rinforzo di una volta in muratura con FRP

2.2 Compositi in FRCM

Negli ultimi anni è stato sviluppato un nuovo tipo di rinforzo strutturale in cui vengono impiegate fibre ad alta resistenza annegate in matrici inorganiche, tipicamente malte cementizie, le quali sono piuttosto compatibili con supporti quali c.a. e muratura.

La matrice è costituita da malta per muratura a base di cemento portland e con un basso dosaggio di polimeri organici (meno del 5% del peso) ed altri additivi come visto mentre le fibre possono essere sotto forma di rete aperta o in tessuto. Spesso le proprietà meccaniche della matrice vengono migliorate con l'utilizzo di additivi e fibre corte che ne incrementano la resistenza, diventando quindi una valida alternativa alle tipiche resine epossidiche ma soprattutto compatibili dal punto di vista chimico, fisico e meccanico con le caratteristiche dei supporti da rinforzare ed in particolare con le murature. La matrice, svolge un importante ruolo dal punto di vista della resistenza al fuoco, la facilità di applicazione pertanto non necessita di personale specializzato, la riduzione dei costi, la permeabilità, la traspirabilità, a mancata emissione di sostanze nocive ed infine la facilità di applicazione su superfici scabre ed irregolari senza una necessaria prima rasatura. Tutti questi vantaggi pongono i compositi FRCM come una validissima alternativa all'utilizzo dei cugini più conosciuti FRP.

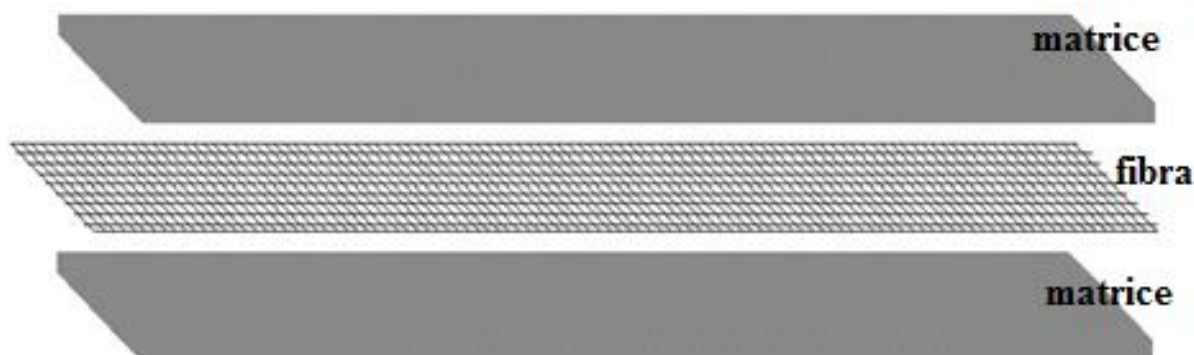


Fig. 3 – Composizione rinforzo in FRCM

Per quanto riguarda le fibre utilizzate nel composito FRCM, esse sono caratterizzate da fibre lunghe bidirezionali organizzate in trama e ordito. Le loro proprietà meccaniche influiscono non poco sulla risposta complessiva del composito ed hanno il compito di assorbire gli sforzi di trazione generati lungo l'asse del rinforzo, per questa ragione le fibre vengono disposte nella direzione delle tensioni. Per quanto appena detto le fibre sono caratterizzate da alti valori di modulo elastico, molto maggiori rispetto quelli delle matrici. I tessuti più

largamente utilizzati sono costituiti da fibre di carbonio, di vetro, di aramide, acciaio, basalto, PBO ecc.

La risposta a trazione degli FRCM dipende quindi oltre che dal comportamento complessivo del composito, dall'adesione tra matrice e fibra, tra matrice e supporto e dalla fessurazione della matrice stessa. Come detto sopra l'aggiunta di fibre corte nell'impasto della matrice comporta numerosi vantaggi: riduce la possibilità che la fessura aumenti, lo scorrimento della matrice stessa, la quasi assenza del ritiro della malta eliminando la microfessurazione dovuta alla presa.

L'andamento idealizzato della curva tensione deformazione di un campione di FRCM è caratterizzato da tre differenti fasi. In un primo momento il provino è elastico lineare con una pendenza che dipende dalla rigidità della matrice e della fibra, fino ad arrivare alla formazione della prima fessura nella matrice. Questo punto rappresenta l'inizio della seconda fase, caratterizzata da un comportamento quasi duttili, in cui si creano molte fessure all'interno della matrice. La terza fase inizia quando le fessure iniziano ad ampliarsi ed il carico di trazione cresce fino a rottura. Si arriva quindi ad avere una rottura di tipo fragile in quanto la fibra non presenta una capacità plastica. La curva può essere semplificata riducendola ad una bilineare in cui il punto di transizione corrisponde al punto di intersezione ottenuto continuando i segmenti lineari iniziale e secondario della curva di risposta, il primo caratterizzato dal modulo elastico non fessurato E_f^* , il secondo corrispondente al modulo elastico fessurato E_f , in accordo con l'ACI 549.4R-13 Bibliografia [1].

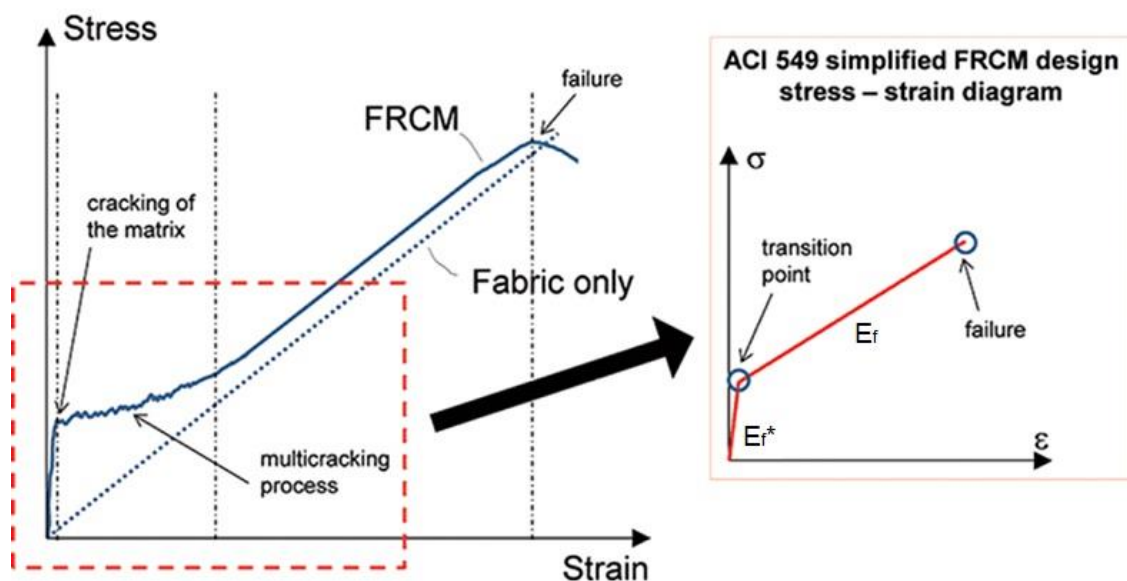


Fig. 4 – Legame tensione-deformazione FRCM

In letteratura non sono ancora tanti i contributi relativi al comportamento dei rinforzi con matrice cementizia, sia dal punto di vista sperimentale e ancora più dal lato numerico ed analitico.

Utilizzato come materiali di rinforzo per elementi strutturali, almeno per quanto riguarda fibre altamente performanti, la resistenza a trazione del tessuto non viene mai raggiunta in quanto la modalità di rottura più frequente riguarda lo slittamento delle fibre rispetto alla matrice.

2.3 Applicazioni comuni

Sono diversi gli articoli che per via sperimentale, numerica o analitica hanno dimostrato l'efficacia del rinforzo con materiali compositi FRP, gli interventi più frequenti riguardano il rinforzo a flessione di travi in c.a. realizzato applicando al lembo teso dell'elemento da rinforzare lamine o strati di tessuto, il rinforzo a taglio, mediante applicazione in aderenza sulla superficie esterna dell'elemento da rinforzare di compositi fibrorinforzati applicate ad U o in avvolgimento, confinamento di elementi soggetti a pressoflessione, tipicamente pilastri in c.a. oppure colonne in muratura, mediante fasciatura esterna, rinforzo di pannelli murari, rinforzo di elementi curvi come archi e volte, fasciatura o incatenatura dell'edificio in modo da garantirne la scatolarità ed infine il rinforzo di solai in legno.

Per quanto riguarda l'uso nell'ingegneria strutturale dei compositi FRCM senza ombra di dubbio la modalità di rinforzo più comune riguarda l'aumento di resistenza a taglio dei pannelli in muratura, realizzato applicando su entrambi i lati della parete il composito a matrice cementizia. Altri casi di applicazione riguardano il confinamento di pilastri in c.a. e colonne in muratura, il rinforzo di volte ed archi.

Più nello specifico le modalità applicative che sono state trattate in questa tesi riguardano gli interventi di più largo utilizzo per gli FRCM ovvero il confinamento di colonne in muratura ed il rinforzo per pannelli murari con l'obiettivo comune di incrementare la capacità di assorbire sollecitazioni ma soprattutto di migliorare le capacità di subire spostamenti e quindi di dissipare energia prima di arrivare al collasso.

Per gli elementi compressi, l'idea di base consiste nella limitazione delle deformazioni trasversali e nella capacità di aumentarne la resistenza a subire aumento di carichi verticali, tale miglioria si ottiene applicando un o più strati di rinforzo, avvolgendo completamente la colonna. In questo modo nel nucleo interno della colonna viene ad innescarsi un complesso fenomeno di sollecitazioni. Spesso le tecniche di rinforzo più comuni necessitano di un

aumento della massa ed un conseguente crescita delle sollecitazioni sismiche, al contrario il confinamento delle colonne in muratura comporta un aumento trascurabile della sezione trasversale.

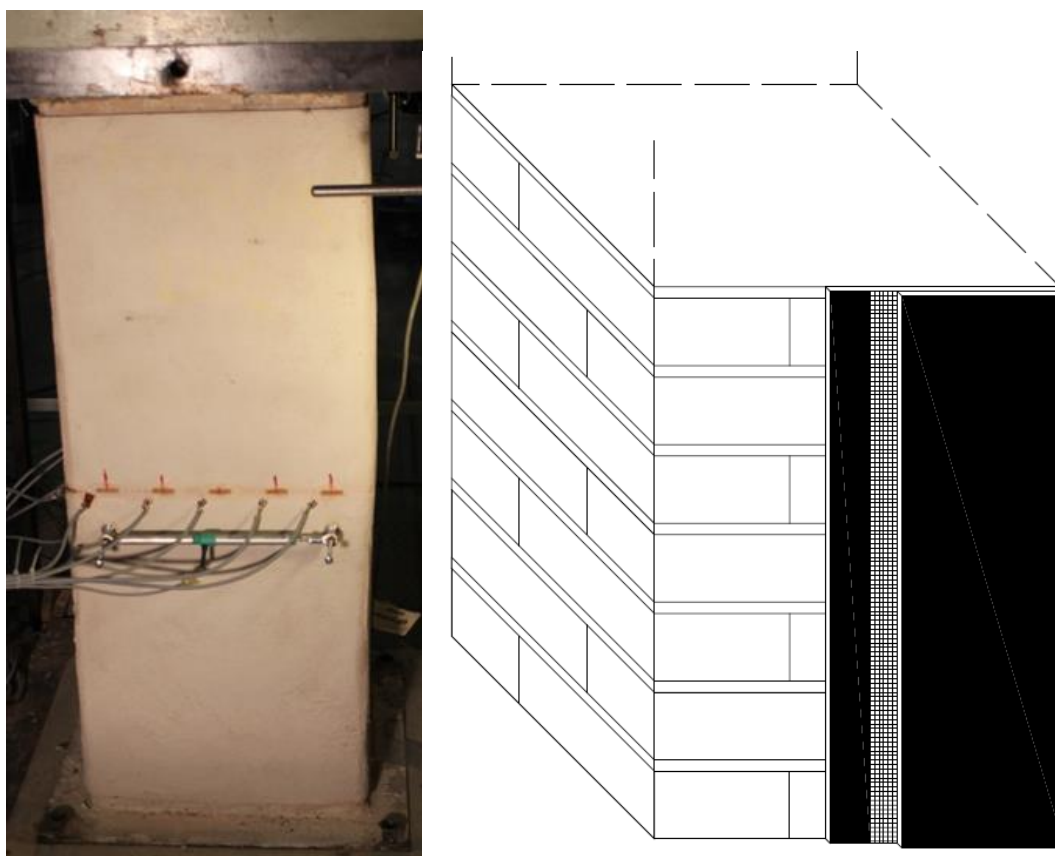


Fig. 5 – Confinamento di pilastri in muratura con FRCM

I danni causati dai terremoti hanno evidenziato la grande vulnerabilità del patrimonio storico di edifici in muratura non progettati secondo criteri antisismici, i motivi della scarsa performance di tali strutture sono da ricercare nella fragilità dei materiali costituenti, nel peso di tali edifici, nella scarsa realizzazione dei dettagli costruttivi ecc.

Diverse sono le tecniche che possono comportare un aumento della resistenza ai carichi orizzontali, come le iniezioni di malta, l'inserimento di tirantini antiespulsivi, o barre di acciaio, tutte tecniche efficaci ma che comportano anche numerosi svantaggi: costi, richiedono molto tempo e manodopera, influiscono negativamente sull'estetica dell'edificio ed aumentano la massa.

La tecnica di incollare uno strato di FRCM ad una muratura è un'alternativa piuttosto nuova. I pannelli in muratura vengono preparati rimuovendo danni precedenti, e puliti per non avere detriti, viene poi prima applicato un sottile strato di malta (matrice cementizia) alla superficie dell'elemento strutturale da rinforzare, quindi applicato il rinforzo di tessuto, con

l'orientamento primario in direzione del carico ed infine uno strato di finitura di malta completando il composito FRCM

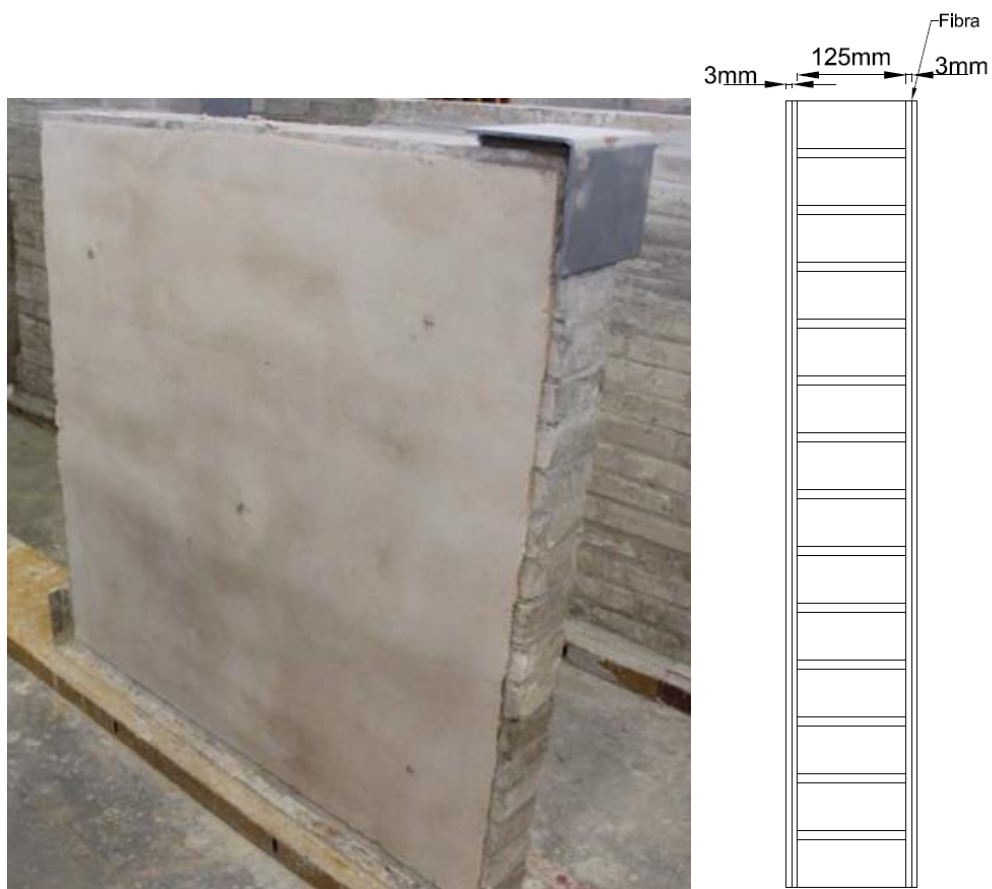


Fig. 6 – Rinforzo a taglio di pareti in muratura con FRCM

3. Delaminazione degli FRP dal supporto

Dopo la grande diffusione, negli ultimi decenni, dei compositi in FRP come strumento efficace per rafforzare le strutture in cemento armato, più recentemente gli FRP hanno iniziato a essere utilizzati per rinforzare e adeguare molti edifici esistenti in muratura. Le numerose campagne sperimentali condotte a riguardo su elementi strutturali rinforzati con FRP hanno evidenziato che il meccanismo di rottura più comune è la perdita di contatto tra le fibre e il substrato, che influenza fortemente l'efficacia dell'intervento di rinforzo [2]-[9]. Tale fenomeno viene descritto con il nome di perdita di ancoraggio per delaminazione.

La forza di trazione nel FRP è trasferito attraverso l'adesivo al supporto tramite taglio, quando la resistenza al taglio dell'adesivo o dello strato superficiale del mattone è superata, si verifica la delaminazione.

Questa tipologia di rottura è di natura fragile da cui ne conseguono comportamenti non duttili e collassi immediati. Tuttavia poiché le pareti in muratura sono intrinsecamente fragili, l'aggiunta di FRP aumenta non solo la forza, ma anche la duttilità anche se potrebbe avvenire la rottura di tipo fragile per delaminazione.

Numerosi studi sia sperimentali che analitici e numerici hanno indagato questo fenomeno ed in particolare negli anni la ricerca si è spostata anche sull'aderenza tra FRP e muratura, tuttavia c'è da dire che il campo è molto vasto soprattutto a causa dell'eterogeneità del patrimonio esistente. Le prove condotte hanno mostrato che non solo le proprietà meccaniche dei materiali costituenti influiscono nella crisi per delaminazione, ma anche la geometria può avere un ruolo non trascurabile.

Nonostante la sua importanza, soltanto recentemente il meccanismo di delaminazione muratura-FRP ha iniziato ad essere studiato, la maggioranza di tali campagne sperimentali riguardano singoli mattoni [10]-[18] e soltanto pochi test sono stati realizzati su pezzi di muratura costituiti da più mattoni collegati da letti di malta [13], [19]-[22]. In questo secondo caso di applicazione la variabilità delle geometrie dei letti di malta, della loro disposizione e del numero di mattoni rendono ancora più complicato lo studio di tale fenomeno.

Ancor meno chiaro è il mondo dell'analisi numerica sviluppato attorno a tale problema, infatti si possono trovare soltanto alcuni articoli che trattano con maggior rilievo il fenomeno, in particolare tali contributi possono essere suddivisi in due macro-categorie [23] a seconda che il legame tra FRP e muratura sottostante sia considerato come un'interfaccia a spessore nullo ([22], [24]) oppure come uno strato avente spessore definito ([9], [25]). Nel

primo caso tutta la non linearità è concentrata nell'interfaccia mentre nel secondo ogni materiale ha le proprie caratteristiche fisiche e meccaniche. Poiché questa seconda trattazione richiederebbe un numero di parametri elevato per essere correttamente studiato, solitamente il primo approccio è quello ancora più diffuso. Tuttavia anche questo caso numericamente comporta una certa complessità, ed è per questo motivo che spesso viene utilizzato un legame di perfetta aderenza tra il composito ed il substrato [26],[27].

In questa tesi sono state sviluppate alcune simulazioni numeriche agli elementi finiti sulla base di una campagna di prove sperimentali condotte in passato dall'Università di Bologna, l'obiettivo di tali analisi è stato quello di verificare l'attendibilità dello strumento numerico per poi procedere con successive analisi alla determinazione di considerazioni di rilievo, difficilmente rilevabili sperimentalmente.



Fig. 7 – Setup prove sperimentali mattone singolo

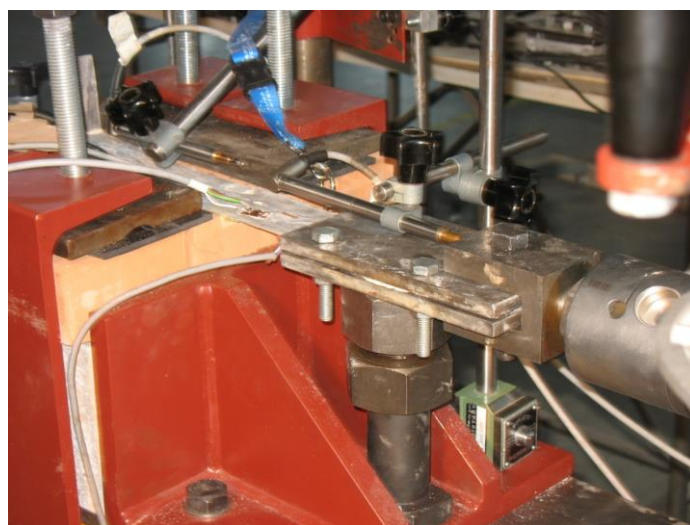


Fig. 8 – Setup prove: particolare applicazione carico

Più nel dettaglio verranno in prima battuta fornite indicazioni circa il modello numerico realizzato e successivamente presentando i casi studio presi a supporto verranno mostrati i risultati ottenuti per poi scendere nel dettaglio con le considerazioni finali di raffronto.

3.1 Modelli numerici

Sono state sviluppate due differenti modellazioni prima su dei singoli mattoni rinforzati con FRP e successivamente su provini realizzati con più mattoni intervallati da letti di malta, al di sopra dei quali è stato incollato un rinforzo in FRP.

Per tenere conto dell'effetto volumetrico della diffusione dello stress all'interno del substrato in muratura sono state adottate mesh 3D, per modellare i campioni utilizzando il codice commerciale MIDAS FEA. Dopo un'adeguata calibrazione delle leggi costitutive, i risultati numerici sono stati confrontati con i risultati sperimentali desunti dal caso studio.

Entrambi i modelli sopra esposti hanno alcuni aspetti comuni, descritti nel seguito:

- considerando che dai risultati sperimentali si è potuto notare che la rottura del legame si è sempre verificata all'interno del primissimo strato del substrato, sono stati collocati elementi di interfaccia a spessore zero tra la FRP e il substrato, che descrivono il comportamento dello strato adesivo e il primo strato di mattoni;
- il substrato è stato utilizzato come materiale non lineare al fine di verificare se questo comportamento più realistico potesse modificare la risposta generale. Solitamente infatti quello che viene studiato è il legame non lineare di interfaccia, lasciando il materiale sottostante come elastico lineare fino a rottura;
- elementi solidi tetraedrici a quattro nodi di primo ordine sono stati utilizzati per creare le mesh dei mattoni, della malta e degli FRP;

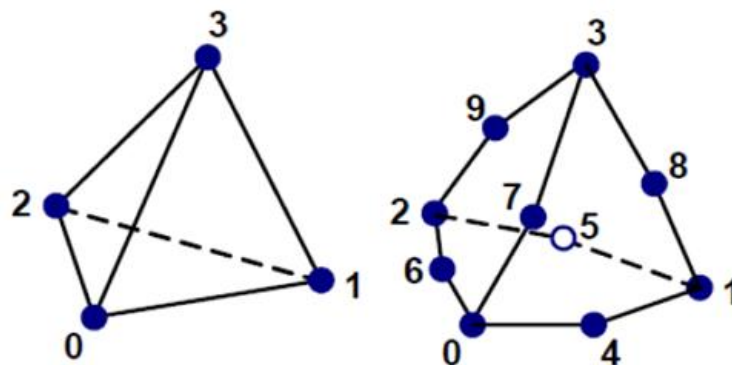


Fig. 9 – Elementi tetraedrici della mesh

- anche la parte non collegata del rinforzo è stata modellata potendo in questo modo prendere in considerazione le sollecitazioni di peeling prodotte dal rinforzo all'inizio della parte incollata, a causa della deformazione flessionale della sua parte libera;
- l'interfaccia tra FRP e substrato è stata introdotta mediante elementi di interfaccia non lineari a tre nodi a spessore zero (etichettati come plane interface in MIDAS-FEA);
- tutti i modelli sono caratterizzati da una dimensione massima della maglia di circa 6 mm;
- le analisi sono condotte in controllo di spostamento, in particolare lo spostamento viene imposto all'estremità libera della fibra in modo incrementale, con incrementi di 0,01 mm, seguendo il metodo iterativo di Newton Raphson;
- è stato utilizzato un doppio criterio di convergenza, la norma di spostamento ed energia 0,001 per il primo e 0,001 per il successivo.

3.2 Prova di bond mattone singolo

Le dimensioni geometriche dei mattoni sono riportate in Fig. 10 in particolare, l_x e l_y sono le dimensioni del mattone lungo le direzioni longitudinale e trasversale, rispettivamente, e h è lo spessore del mattone. I tipi di elementi finiti adottati per modellare componenti diversi sono descritti nel capitolo precedente; le loro piccole dimensioni hanno portato a un totale di circa 23700 elementi finiti e 5500 nodi con 6 gradi di libertà ciascuno. La mesh numerica Fig. 11 è stata modellata per descrivere con precisione la configurazione sperimentale reale. Nei modelli numerici è stato introdotto un sistema vincolante molto simile al caso reale (Fig. 7). La superficie inferiore del mattone era caratterizzata da un supporto unilaterale verticale (attivo solo in compressione) per impedire lo sviluppo di trazione indesiderata in quella parte. Infine, un vincolo verticale è stato posto all'estremità libera del foglio di fibre in modo che fosse impedito il suo spostamento verticale.

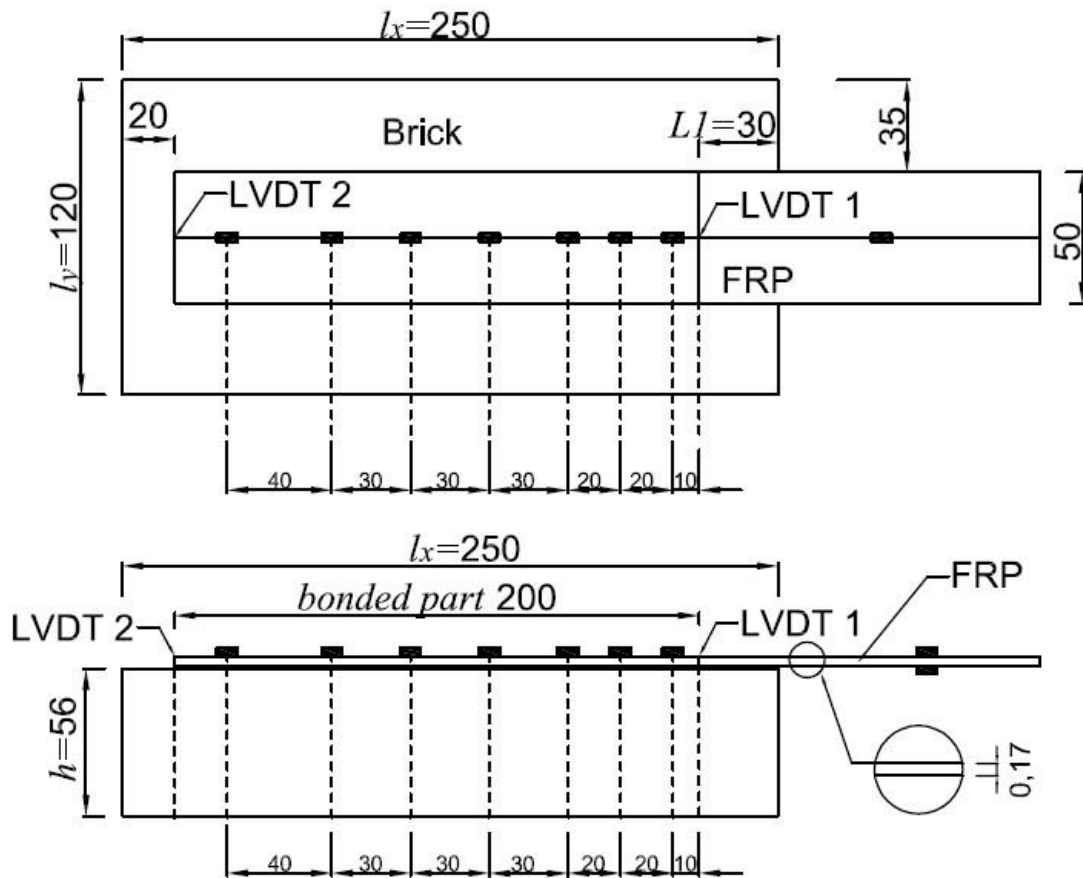


Fig. 10 – Dimensioni geometriche del mattone singolo rinforzato

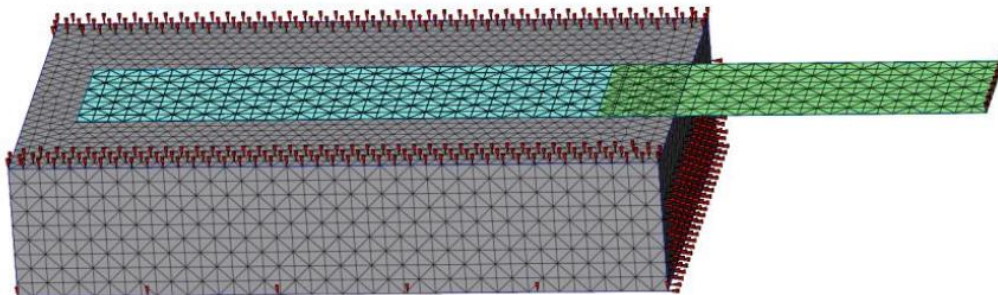


Fig. 11 – Mesh del mattone singolo rinforzato

Per modellare il mattone, è stato utilizzato il modello Total Strain Crack che descrive il comportamento di trazione e compressione con una relazione sforzo-deformazione (Fig. 12). Il modello costitutivo basato sul Total strain è sviluppato sulla falsariga della Teoria del Campo a Compressione Modificata, originariamente proposta da Vecchio & Collins come il modello con fessure multi direzionali fisse, anche il total strain segue l'approccio di diffondere l'energia di frattura.

Sotto l'ipotesi del Total strain crack model [31], è stato utilizzato il concetto di sforzo-deformazione fisso in cui gli assi delle fessure rimangono invariati una volta definita la fessura e non sono stati considerati l'effetto di frattura laterale e di confinamento.

Per il legame a compressione del mattone è stata utilizzata la legge fornita da Midas Fea e proposta da Thorenfeldt et al. (1987), già largamente utilizzata per il calcestruzzo

$$\sigma = f_p \frac{n \left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_0} \right)}{n-1 + \left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_0} \right)^{nk}} \quad (1)$$

dove:

$$n = \frac{E_{ci}}{E_{ci} - E_s} \quad (2)$$

$$k = \begin{cases} 1 & \text{se } \varepsilon_p \leq \varepsilon_0 \\ 0.67 + \frac{f_p}{77.5} & \text{se } \varepsilon_p > \varepsilon_0 \end{cases} \quad (3)$$

$\sigma, f_p, \varepsilon_0, \varepsilon_p$ sono lo sforzo di compressione, la resistenza alla compressione al picco (in MPa), la deformazione effettiva e la deformazione al picco, rispettivamente. E_{ci} ed E_s sono il modulo tangente iniziale e il modulo secante al picco, e il rapporto tra f_p e ε_p per il modulo secante.

Questa curva può essere modificata inserendo alcuni parametri che possono incrementare o ridurre il valore di resistenza, in particolare il contributo alla resistenza dovuto al confinamento e quello riduttivo della presenza di fessure laterali.

L'andamento di tale curva, segue un comportamento non lineare in entrambe le zone quella di risalita e quella di discesa. Gli unici tre parametri necessari all'identificazione del legame a compressione sono la forza massima l'influenza del confinamento e delle fessure laterali.

Il comportamento a trazione invece del mattone è stato modellato utilizzando una curva bi-lineare con il ramo elastico governato dallo stesso modulo che in compressione.

Dopo aver raggiunto la resistenza a trazione, è stata utilizzata una pendenza negativa di un terzo di quella elastica; questa era una decisione arbitraria, necessaria per consentire al programma numerico di convergere.

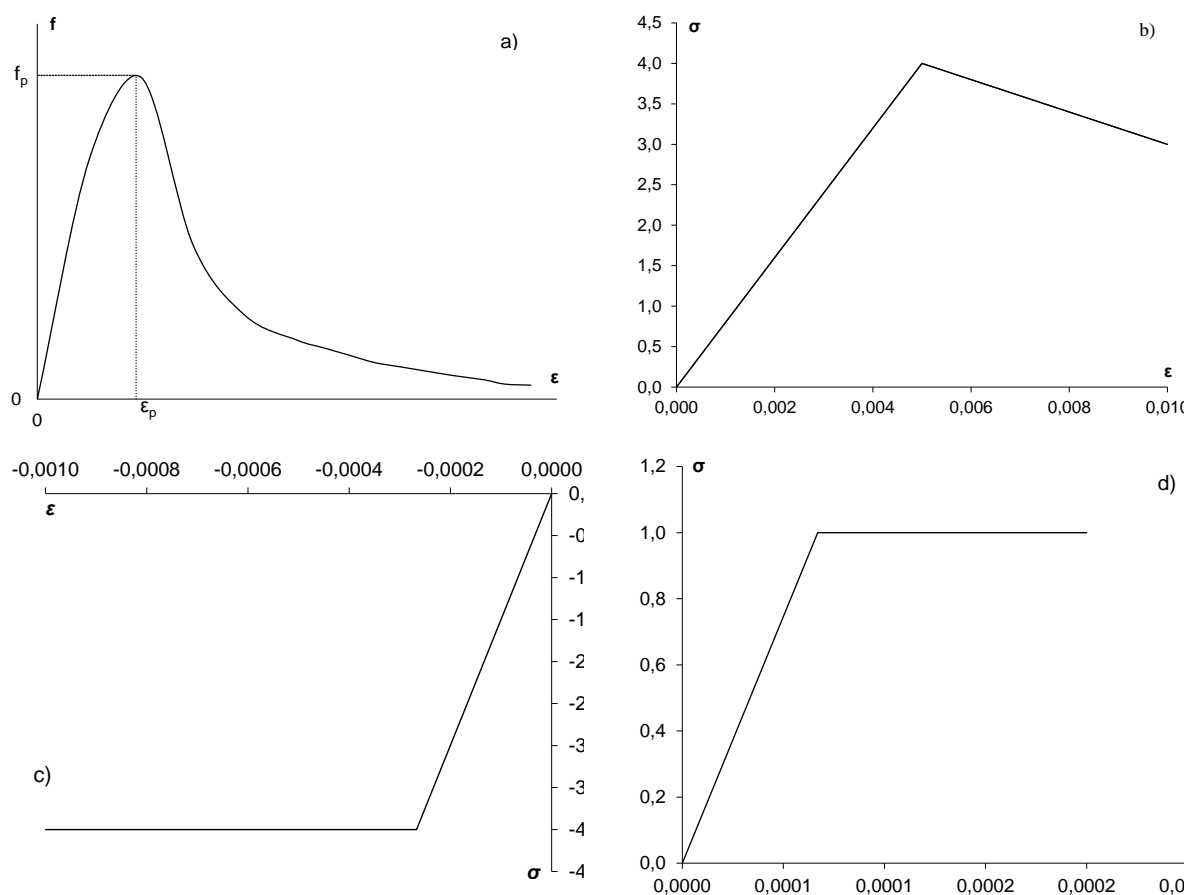


Fig. 12 – Proprietà meccaniche dei materiali

3.2.1 Leggi di interfaccia

Un problema chiave nella modellazione numerica dei test di aderenza mattoni-FRP è la corretta definizione della legge dell'interfaccia di taglio corrispondente. La previsione della forza di legame e la descrizione del comportamento non lineare richiedono infatti una legge di interfaccia adeguata ed il relativo processo di calibrazione.

Allo stato attuale, le leggi esistenti sono quelle per la descrizione del comportamento dell'interfaccia FRP-calcestruzzo [33]-[34] le quali sono applicate anche al caso della muratura in FRP con una buona precisione [13]-[15]. I due problemi, infatti, sono caratterizzati da una simile modalità di rottura coesiva del legame (all'interno del substrato) e da una relazione di taglio-scivolamento. Di conseguenza, anche per gli elementi murari il comportamento del legame dipende principalmente dalle proprietà meccaniche e geometriche dei mattoni e dal composito [36].

La legge di interfaccia utilizzata in questo caso è un legame proposto da originariamente da Popovics [39] secondo cui:

$$\tau(s) = \tau_{\max} \frac{s}{s_p} \frac{v}{(v-1) + \left(\frac{s}{s_p}\right)^v} \quad (4)$$

dove τ_{\max} e s_p sono, rispettivamente, la resistenza al taglio e lo slittamento al picco mentre v è un parametro che governa principalmente il ramo di rammollimento della curva. La calibrazione dei parametri liberi τ_{\max} , s_p e v è stata ottenuta per mezzo dello scarto quadrato medio.

Per ogni test, i tre parametri liberi sono stati calibrati a partire dalle curve τ - s ottenute sperimentalmente, in particolare utilizzando le deformazioni relative ai diversi livelli di carico, è possibile costruire ricavare il relativo valore della tensione tangenziale.

Il valore della tensione tangenziale, in funzione del livello di carico, viene calcolato come valore medio delle tensioni valutate tra due sezioni successive sezioni z_i e z_{i+1} .

Dopo aver effettuato questo calcolo, si può assumere che il valor medio rimanga costante all'interno del tratto considerato, cioè quello delimitato dalle sezioni z_i e z_{i+1} .

Come ulteriore vincolo del processo di calibrazione, l'area sotto la curva è stata assegnata uguale all'energia di frattura debonding, strettamente correlata alla forza di legame P_u secondo l'espressione:

$$P_u = 2b_f \sqrt{2E_f t_f G_f} \quad (5)$$

dove b_f , t_f ed E_f sono, rispettivamente, larghezza, spessore ed E_f è valutato a partire da risultati sperimentali in termini di forza di decantazione.

Lungo la direzione ortogonale al piano del foglio GFRP, è stata utilizzata una legge lineare di interfaccia elastica, in grado di descrivere qualitativamente gli effetti del peeling; la sua rigidità era molto ampia al fine di evitare l'interpenetrazione o il distacco macroscopico tra il foglio di fibre e l'elemento di mattoni.

Le due leggi dell'interfaccia sono state disgiunte dal momento che la questione molto complessa della loro interazione, non era l'obiettivo principale del documento, e probabilmente merita un'attività di ricerca dedicata.

3.2.2 Caso studio

Il modello presentato sopra è stato utilizzato per modellare una campagna sperimentale sviluppata dall'Università di Bologna per studiare il comportamento dei legami tra il rinforzo in fibre di vetro (GFRP) e il substrato in muratura. In particolare, sono stati sviluppati test sia su singoli mattoni che su prismi in muratura (con presenza di giunti di malta tra i mattoni).

Ulteriori dettagli sono disponibili in [15] dove è stata eseguita la valutazione meccanica dei materiali secondo [28]-[30].

Tutti i campioni sono stati preparati utilizzando quattro diversi tipi di mattoni di argilla: i primi tre tipi (1-3) erano nuovi elementi prodotti con processi industriali standard, mentre il tipo 4 era un vecchio mattone (già utilizzato) proveniente dalla demolizione di edifici in muratura esistenti.

Nei nomi dei provini sono state introdotte lettere B o M per mattoni o prismi in muratura e numeri da 1 a 4 a seconda dei tipi di mattoni. In particolare per le successive modellazioni sono stati considerati solo i provini fatti di mattoni di tipo 3 e 4. La dimensione geometrica dei mattoni singoli è riportata in Fig. 10.

Le proprietà meccaniche dei mattoni sono state misurate sperimentalmente e riportate nella Tab. 1.

Provino	E [GPa]	$F_{c,max}$ [kN]	f_c [kN]	$f_{c(mean)}$ [kN]	$f_{t(mean)}$ [kN]
B3A1	126.78	57.85	32.67	32.90	7.14
B3A2	131.90	58.65	33.12		
B4A1	112.21	87.55	34.57	29.18	9.71
B4A2	112.84	62.20	23.80		

Tab. 1 – Proprietà meccaniche materiali

Tutti i campioni sono stati rinforzati applicando un singolo strato di fibra unidirezionale in GFRP con spessore $t_f = 0,172 \text{ mm}$ e larghezza $b_f = 50 \text{ mm}$. Secondo i dati tecnici forniti dal produttore, la fibra ha una densità di 430 g/m^2 e una resistenza minima alla trazione di 2300 MPa . Il valore medio misurato del modulo elastico è di 123767 MPa .

Le fibre sono state incollate ai mattoni di argilla e ai prismi in muratura usando una resina epossidica bicomponente; la sua resistenza a trazione e il modulo elastico sono rispettivamente di 30 MPa e 4500 MPa (secondo i dati del produttore). Non è stato utilizzato alcun primer prima di incollare. Il periodo di indurimento di tutti i campioni è stato di almeno 7 giorni prima del test.

Nella presente indagine sperimentale, per tutti i campioni la lunghezza del legame GFRP è uguale a 200 mm . La lunghezza del GFRP inizia a 30 mm (L1) lontano dal lato anteriore dei campioni di laterizio.

I prismi in muratura considerati erano fatti di sei mattoni di argilla separati da giunti di malta. Lo spessore dei giunti era di circa 10 mm (per tutti i campioni in muratura, ad eccezione del tipo 4, dove la forma irregolare dei mattoni richiedeva uno spessore di circa 15 mm). La

malta utilizzata per i prismi era di tipo commerciale, caratterizzata da una resistenza a compressione e trazione di $4,13 \text{ MPa}$ e $1,05 \text{ MPa}$, rispettivamente.

Le forze massime registrate durante tutte le prove sono riportate in Fig. 13, dove i valori dei prismi in muratura e dei mattoni corrispondenti sono posizionati uno accanto all'altro.

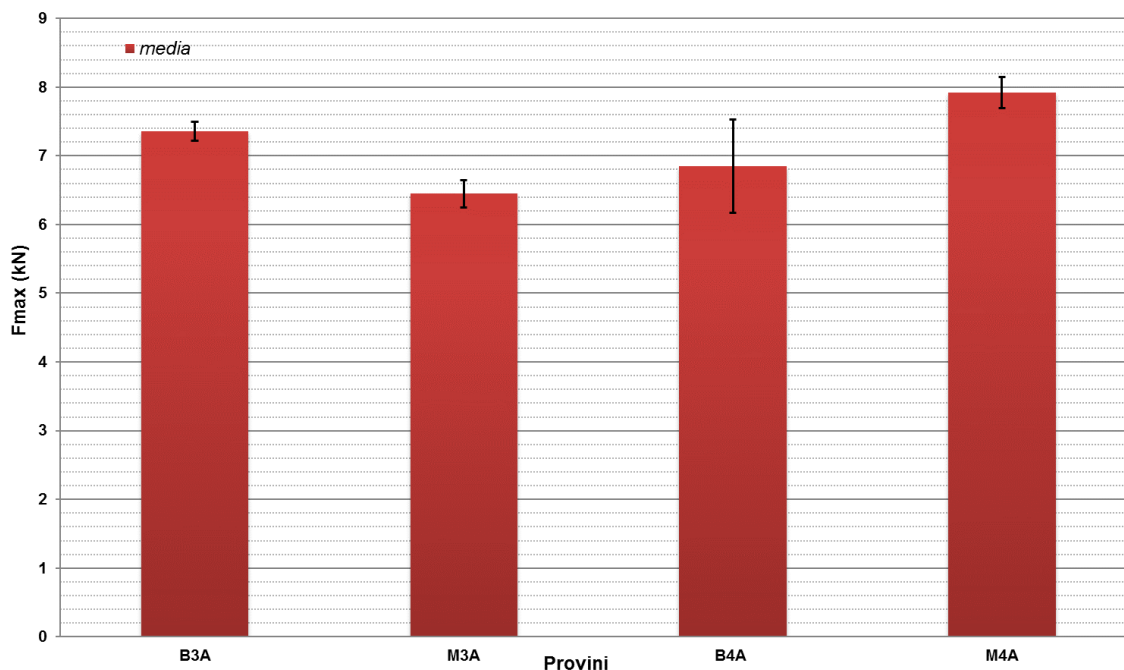


Fig. 13 – Risultati sperimentali confronti mattone/muretto

Ogni barra verticale di Fig. 13 contiene il valore medio tra tutti i valori di forza di legame omogeneo disponibili (in genere oltre tre test), mentre le barre di errore indicano le deviazioni standard. Per la maggior parte dei tipi di mattoni, la forza di adesione dei prismi in muratura era leggermente superiore a quella dei corrispondenti campioni di mattoni. Una spiegazione di questo fenomeno è che la superficie laterale e superiore dei mattoni aveva una rugosità molto diversa inoltre l'interblocco meccanico che si verificava tra la porzione di malta rimasta attaccata al rinforzo (come un dente) e il bordo del mattone poteva anche giocare un ruolo meno importante.

Per quanto riguarda i risultati ottenuti sperimentalmente sui campioni di mattoni, è possibile notare come l'andamento della curva carico-allungamento abbia un ramo iniziale quasi lineare fino al raggiungimento del 60-70% della forza di adesione; per carichi più elevati, un comportamento non lineare porta al livello massimo della forza trasmissibile, quando si verifica il debonding. Nella maggior parte dei casi, questo processo è caratterizzato da una forza variabile, a causa della sua fragilità. La pendenza del primo ramo è simile per tutti i tipi di mattoni considerati.

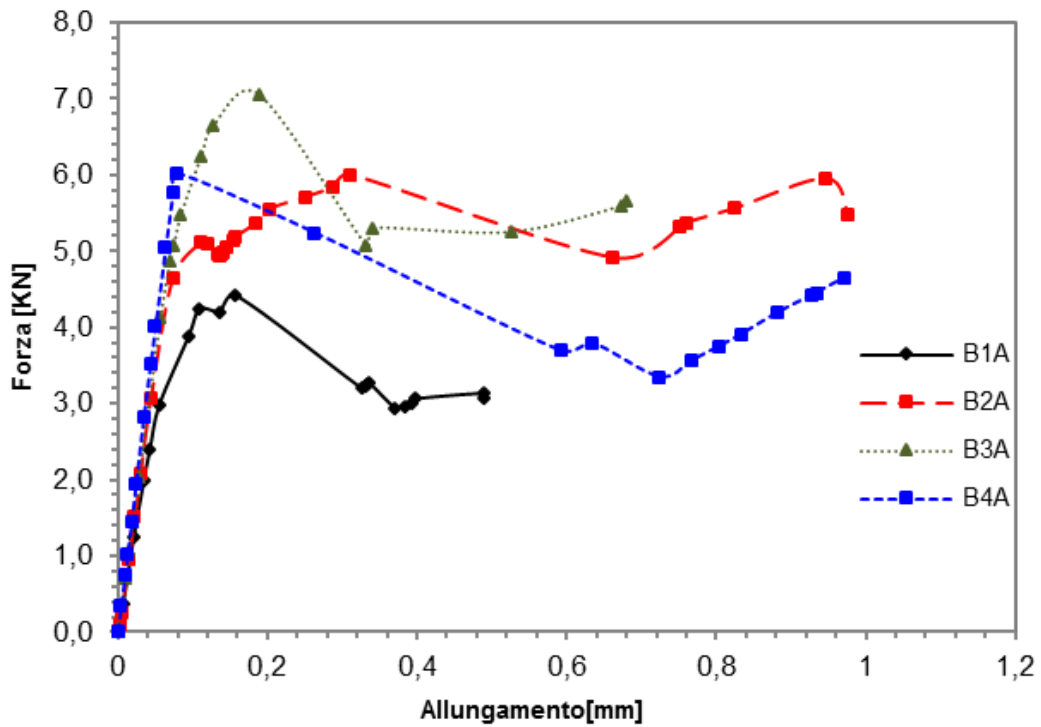


Fig. 14 – Curve forza-allungamento sperimentali dei mattoni singoli

3.2.3 Risultati

Per fittare i dati sperimentali della curva tau-slip, è stata utilizzata una procedura consolidata nei problemi di aderenza calcestruzzo-FRP, utilizzando l' Eq.4.

Un esempio delle curve calibrate, sovrapposto ai dati sperimentali, è riportato in Fig. 15 per il campione B3A.

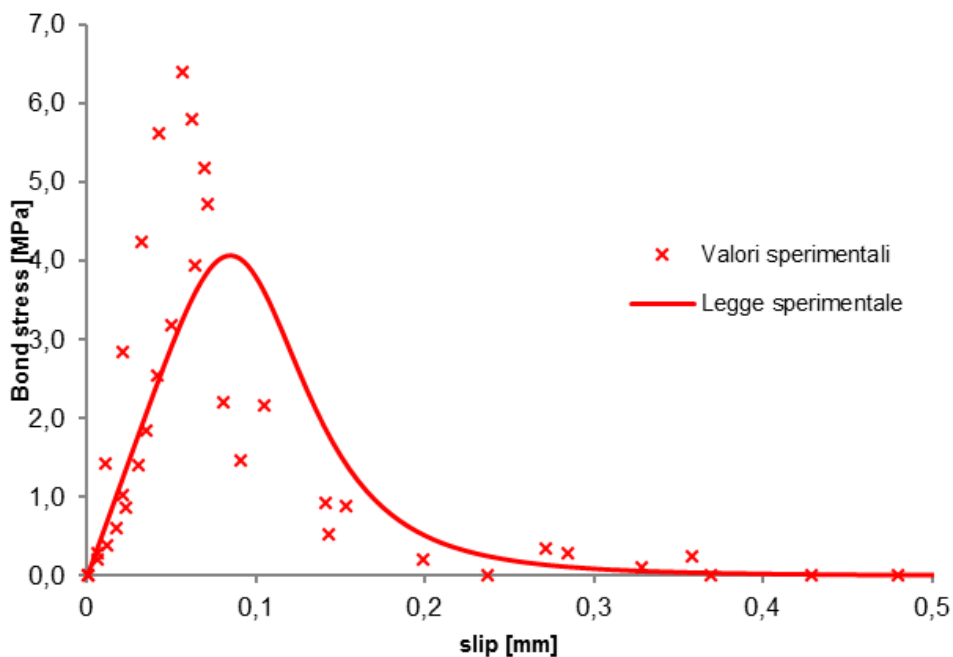


Fig. 15 – Legge d'interfaccia singola

Introducendo questa e altre leggi simili all'interno dei modelli numerici precedentemente descritti, sono state ottenute le corrispondenti curve forza-allungamento (singola interfaccia) riportate in Fig. 16 e Fig. 17 (linee punteggiate blu), rispettivamente per i campioni B3A e B4A.

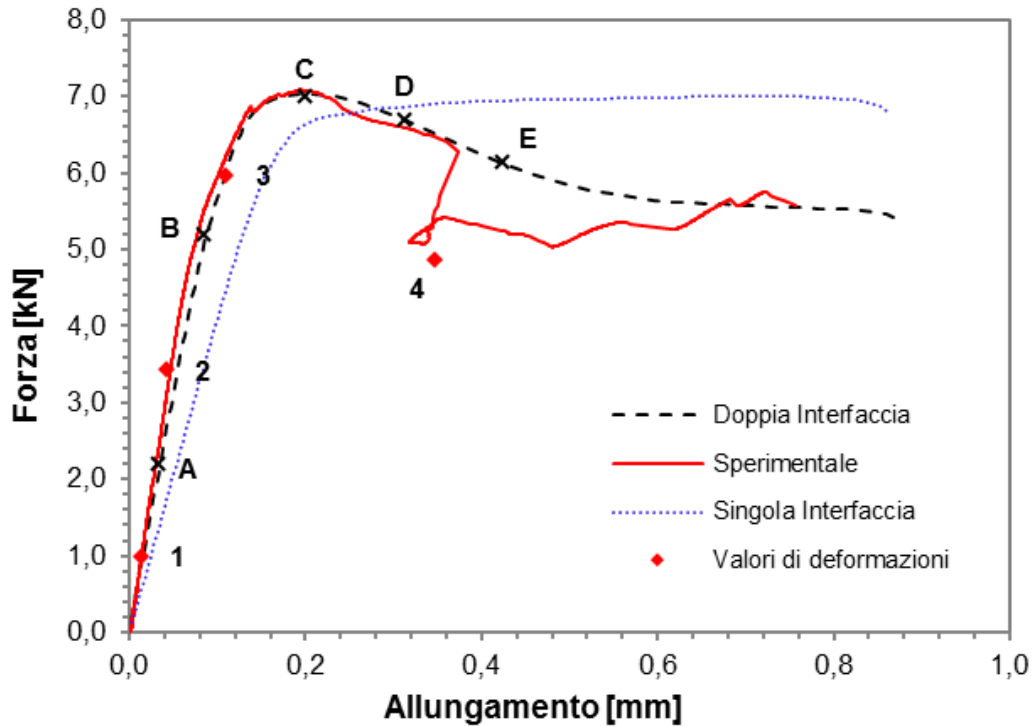


Fig. 16 – Curve forza spostamento mattone singolo B3A confronti risultati sperimentali/numerici

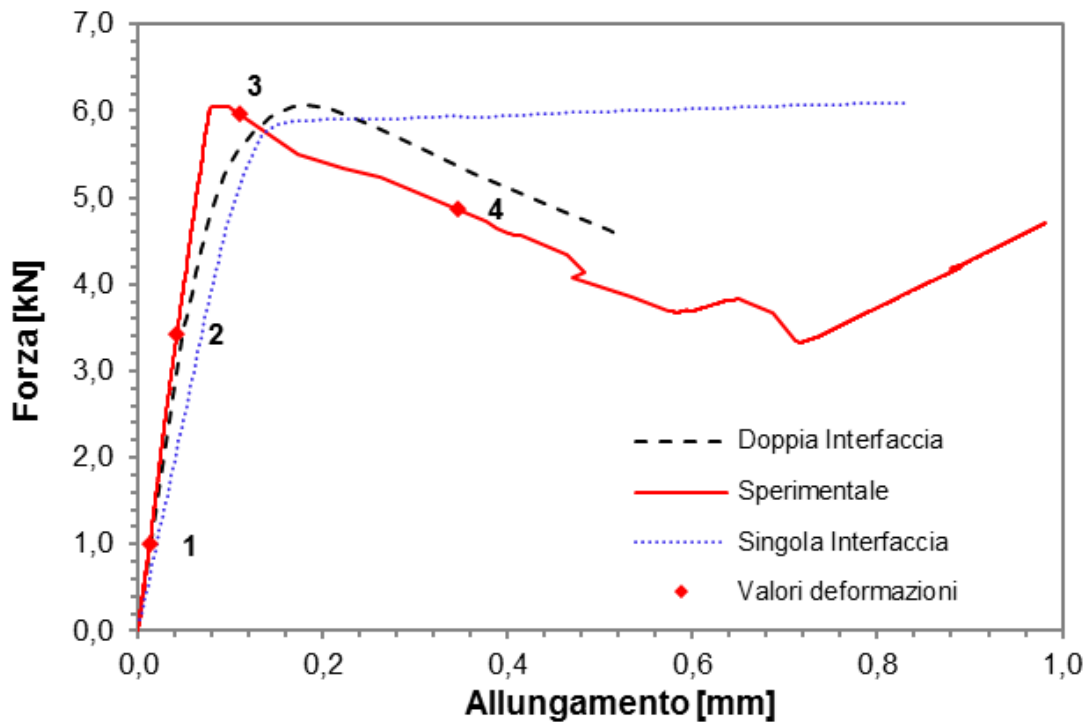


Fig. 17 – Curve forza spostamento mattone singolo B4A confronti risultati sperimentali/numerici

Le Fig. 16 e Fig. 17 mostrano anche che seguendo la procedura di calibrazione convenzionale si ottiene una buona corrispondenza della forza massima di debonding, ma il ramo iniziale (quasi) lineare è sottostimato in termini di rigidità [43]. Allo stesso tempo, dopo aver raggiunto la forza massima, le curve sperimentali presentano un ramo di rammollimento più o meno pronunciato, durante lo sviluppo della fase di debonding.

Al contrario, le curve numeriche durante quella stessa fase presentano un plateau, con la forza applicata quasi costante fino alla rottura finale; questo tipo di comportamento costante è generato dallo spostamento della distribuzione delle sollecitazioni di taglio lungo la parte legata alle fibre [44].

In questo contesto, il comportamento sperimentale osservato è diverso, come mostrato in Fig. 18 le distribuzioni di sollecitazione di taglio riportate corrispondono a diverse fasi del test meccanico B3A, indicato con lettere che possono anche essere trovate in Fig. 16.

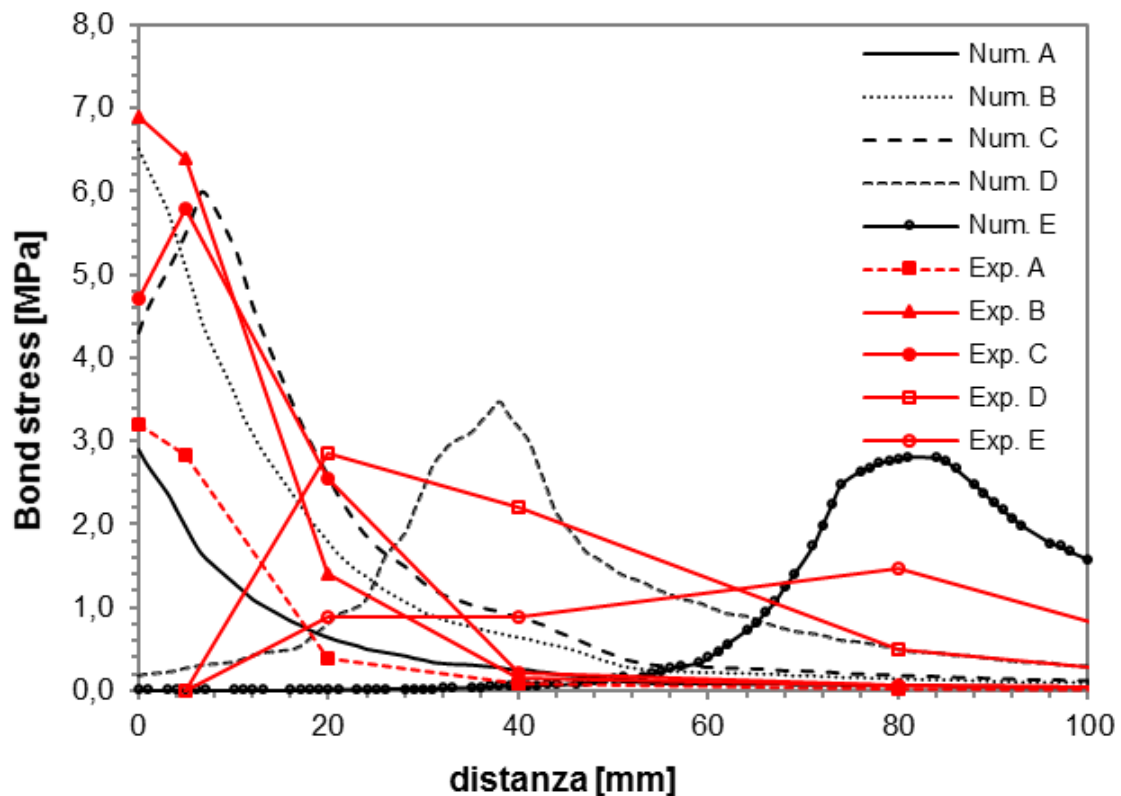


Fig. 18 – Andamento tensioni tangenziali lungo il rinforzo al crescere del carico

Per carichi medio-piccoli di carico applicato, la distribuzione delle sollecitazioni di taglio è di tipo a decadimento esponenziale, portandosi in alto (Num. B) con l'aumentare del carico applicato raggiungendo valori di sollecitazione fino a 7 MPa. Dopo l'inizio del debonding (Num. C), le curve diventano a forma di campana ma con una notevole riduzione dello sforzo di taglio del picco (circa 3 MPa), che continuano a diminuire durante lo sviluppo del

processo di debonding (sono stati ottenuti valori fino a $1,5 \text{ MPa}$); questo tipo di risultato è solitamente piuttosto sparso ed è influenzato dalla spaziatura degli estensimetri (non uniforme lungo il rinforzo), poiché la sollecitazione di taglio è proporzionale alla derivata prima della deformazione rispetto alla distanza

Un'altra importante valutazione è che prima del debonding avviene una forte riduzione dello sforzo di taglio lungo la FRP in una distanza molto breve di circa $30-40 \text{ mm}$; al contrario, nelle fasi successive la distribuzione delle sollecitazioni a campana si sviluppa su una lunghezza maggiore di circa $80-100 \text{ mm}$. Questa lunghezza può essere considerata una misura approssimativa della effettiva lunghezza di ancoraggio (lunghezza oltre la quale la forza di taglio è completamente trasferita dal rinforzo al substrato); in effetti, il legame di bond sembra essere diverso prima ed all'inizio del debonding rispetto al pieno sviluppo del processo di debonding.

In particolare, poiché prima che si sviluppi il debonding è coinvolta principalmente la prima parte del rinforzo mentre durante il processo quella posteriore è fondamentale, per questo motivo potrebbero essere identificate due zone caratterizzate ciascuna da una diversa legge di interfaccia; un comportamento simile si può trovare nella meccanica della frattura del calcestruzzo, quando si tratta di fenomeni di inizio e propagazione delle crepe: l'energia che guida tali processi è diversa [45].

Poiché l'energia di frattura è direttamente correlata alla forza applicata esterna, un cambiamento nel primo, durante il processo di debonding, porta ad una corrispondente variazione di quest'ultimo; come conferma, il ramo post-picco delle curve sperimentali riportato in Fig. 16 e Fig. 17 mostra una notevole riduzione della forza (softening).

Seguendo questo approccio, l'interfaccia FRP-mattone è stata divisa in due parti di 30 e 170 mm (prima e seconda interfaccia) rispettivamente sulla parte anteriore e posteriore. Le corrispondenti leggi di scorrimento sono state calibrate separatamente utilizzando dati di sollecitazione di taglio che provengono solo dagli estensimetri posizionati sopra le due porzioni, identificando un'interfaccia singola e doppia (Fig. 19).

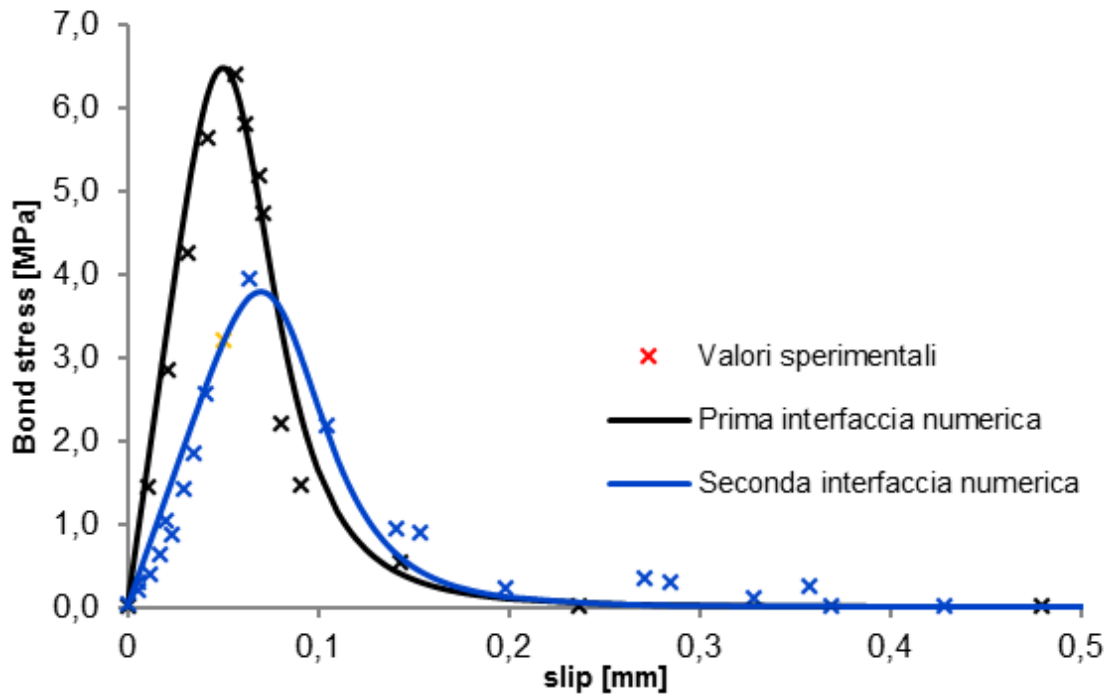


Fig. 19 – Calibrazione doppia legge d'interfaccia

Effettivamente, il comportamento qualitativo osservato da diverse prove sperimentali è piuttosto stabile e ripetibile tale da poter supportare la proposta descritta in precedenza dell'evoluzione delle sollecitazioni di taglio e la divisione dell'interfaccia in due regioni. Ad esempio, la Fig. 19 mostra con simboli diversi le due nuvole di punti sovrapposte alle curve calibrate; i parametri corrispondenti (τ_{max} , s_p e v) sono riportati nella Tab. 2.

Param.	Singola Interfaccia		Doppia Interfaccia			
	B3A	B4A	B3A		B4A	
			1° int.	2° int.	1° int.	2° int.
τ_{max}	4.07	4.79	6.5	3.8	6	4.1
s_p	0.08	0.07	0.05	0.07	0.025	0.04
v	5.3	8.1	5	6	3	4

Tab. 2 – Calibrazione della doppia interfaccia per i mattoni

Come previsto, il comportamento dell'interfaccia ottenuto dalla prima parte ha una maggiore tensione di taglio massima τ_{max} , è più rigido e più fragile dell'altro.

Introducendo all'interno dei modelli FE dei due campioni considerati le due coppie di leggi dell'interfaccia, si ottengono le curve di forza-allungamento (linee tratteggiate) riportate in Fig. 16 e Fig. 17 rispettivamente per i campioni B3A e B4A: il comportamento iniziale è ora più rigido e molto simile a quello sperimentale; inoltre, dopo aver raggiunto la massima forza di adesione è ora possibile seguire il ramo di softening con una buona precisione, tenendo conto della variabilità imprevedibile dei risultati sperimentali.

Solo per il campione B3A, in Fig. 18, le distribuzioni di sforzi di taglio numerici sono state sovrapposte ai corrispondenti dati sperimentali, al livello di allungamento assegnato (A, B, C, D, E di Fig. 16, mostrando una descrizione accurata della transizione delle curve dal tipo di decadimento esponenziale a quello a forma di campana.

Durante le fasi tardive del debonding (curve D ed E) la capacità di far coincidere i risultati numerici a quelli sperimentali è fortemente ridotta, tuttavia gli aspetti chiave del comportamento del legame precedentemente introdotto sono mantenuti: a) la riduzione del picco di taglio nella seconda parte del campione e b) il corrispondente aumento della lunghezza incollata effettiva (qui approssimativamente considerata come la larghezza della campana).

Infine, le Fig. 20 e Fig. 21 mostrano le distribuzioni di deformazione lungo il rinforzo per un numero di valori di allungamento assegnati, riportati in Fig. 16 e Fig. 17 rispettivamente per i campioni B3A e B4A; in particolare, viene presentato il confronto tra i valori sperimentali, i risultati del modello a interfaccia singola e il modello a doppia interfaccia.

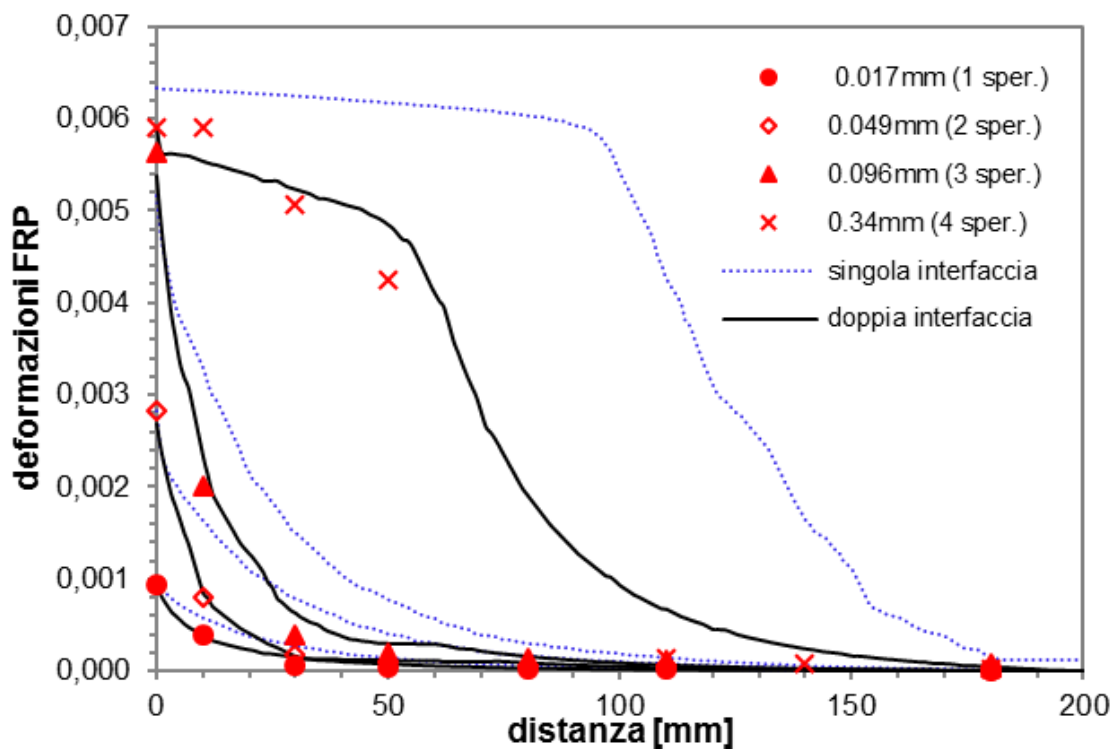


Fig. 20 – Distribuzione delle deformazioni mattoni B3A

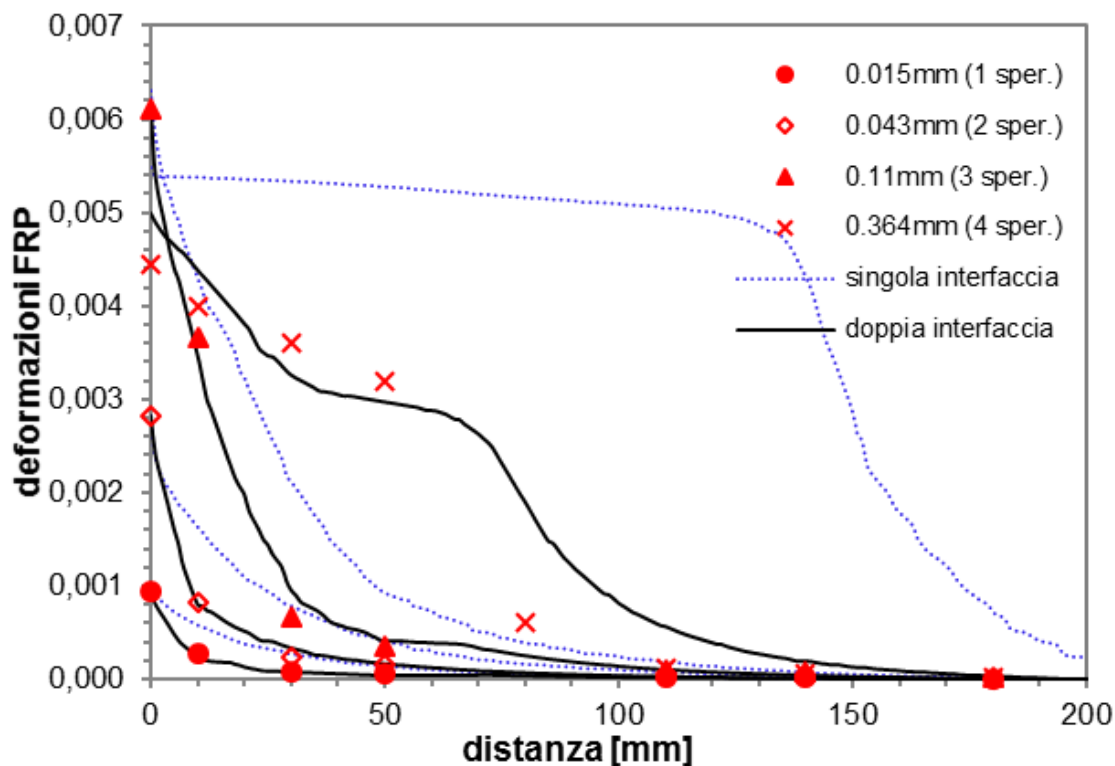


Fig. 21 – Distribuzione delle deformazioni mattone B4A

Solo il secondo modello è in grado di descrivere correttamente la distribuzione della deformazione durante le prove sperimentali; il modello ad interfaccia singola, infatti, mostra una cattiva corrispondenza già dai primi valori della forza applicata.

La Fig. 22 mostra la distribuzione della sollecitazione del peeling, ottenuta dal modello FE nel caso del campione B3A, lungo i primi 50 mm della parte legata al FRP.

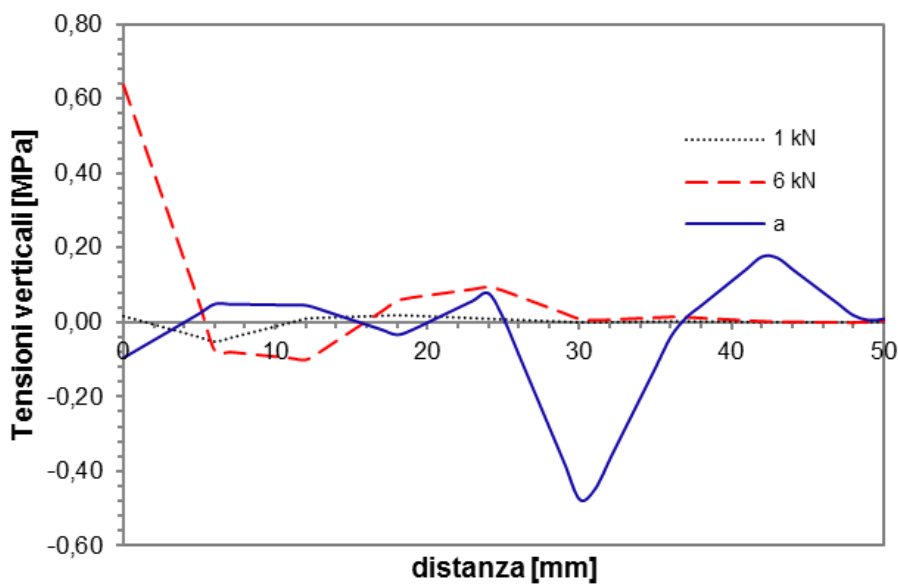


Fig. 22 – Tensioni di peeling

Per distanze maggiori dall'applicazione del carico, lo stress del peeling è trascurabile nei casi considerati, diverse curve corrispondono a valori crescenti di forza applicata e allungamento, in particolare, si considerano tre condizioni tipiche: a) per un piccolo livello di forza applicata (1 kN), lo stress è trascurabile lungo tutto il rinforzo; b) prima del distacco (6 kN), le tensioni verticali iniziano ad aumentare nella prima parte del rinforzo per poi diminuire rapidamente cambiando segno lontano da quella sezione; durante le prove di adesione la parte anteriore del campione è soggetta a importanti sollecitazioni di compressione inclinate, a causa di condizioni di equilibrio, queste sollecitazioni producono un accorciamento verticale del campione di mattoni in muratura, che si traduce in un movimento verticale del FRP; poiché l'estremità libera del rinforzo è impedita dagli spostamenti verticali, questo movimento imposto crea importanti sollecitazioni di distacco all'interfaccia del substrato FRP; c) durante il debonding (a), la porzione di substrato interessata da stress rilevanti si sposta verso l'estremità scarica.

L'analisi numerica conferma che lo stress del peeling può avere un ruolo importante nella definizione della forza del legame, poiché possono interagire con gli sforzi di taglio e il loro valore non è sempre trascurabile, in particolare al di sotto della porzione di rinforzo interessata da quel fenomeno.

Infine, la Fig. 23 mostra la distribuzione delle principali tensioni di compressione, rispettivamente, sulla superficie superiore e su una sezione verticale che divide i campioni nel mezzo.

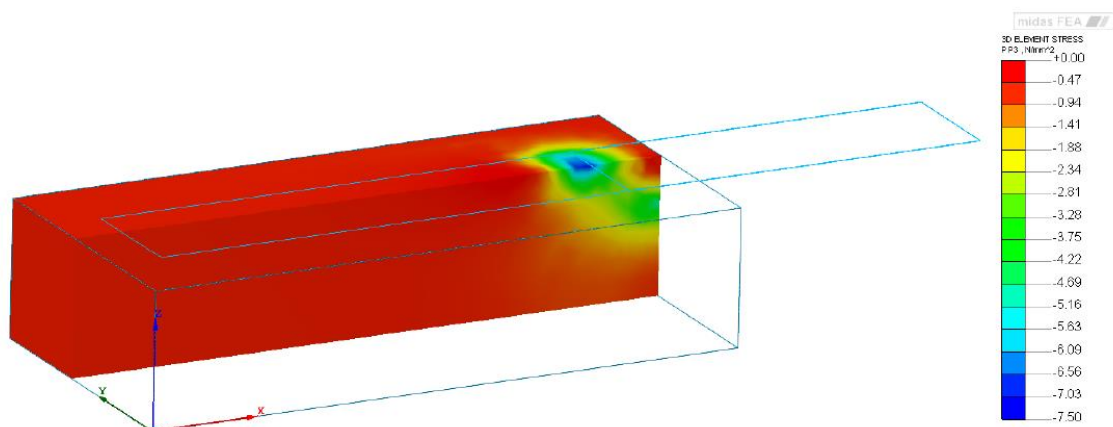


Fig. 23 – Provino B4A: tensioni principali di compressione

Gli screenshot sono stati presi nelle prime fasi del debonding; come previsto, un puntone di compressione inclinato può essere trovato sotto la parte di debonding raggiungendo il

vincolo orizzontale posto davanti al campione e iniziando 20 mm sotto la superficie superiore.

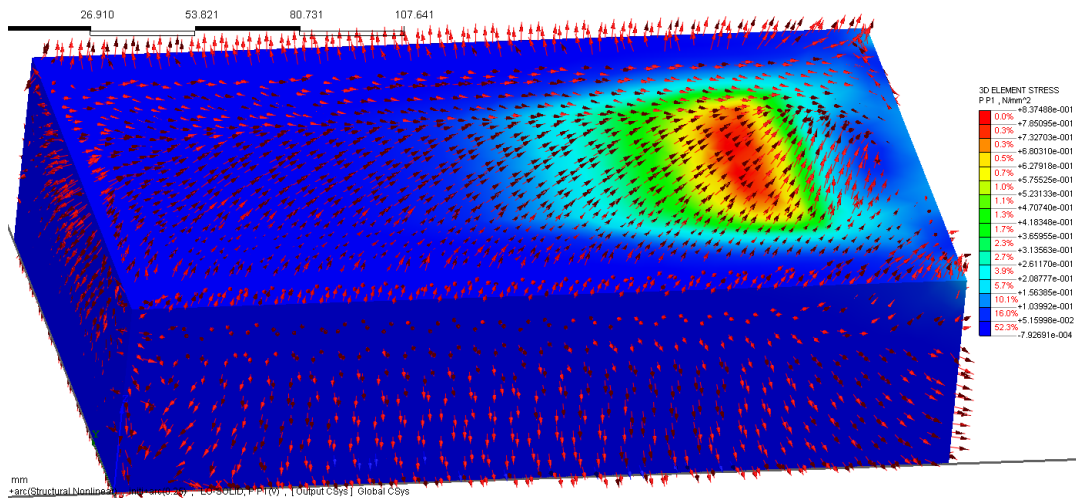


Fig. 24 – Direzione delle tensioni nel mattone

Al crescere del carico, e quindi dal punto di vista numerico degli step, la zona compressa anteriore tende ad aumentare e a prendere porzione sempre più ampie di mattone.

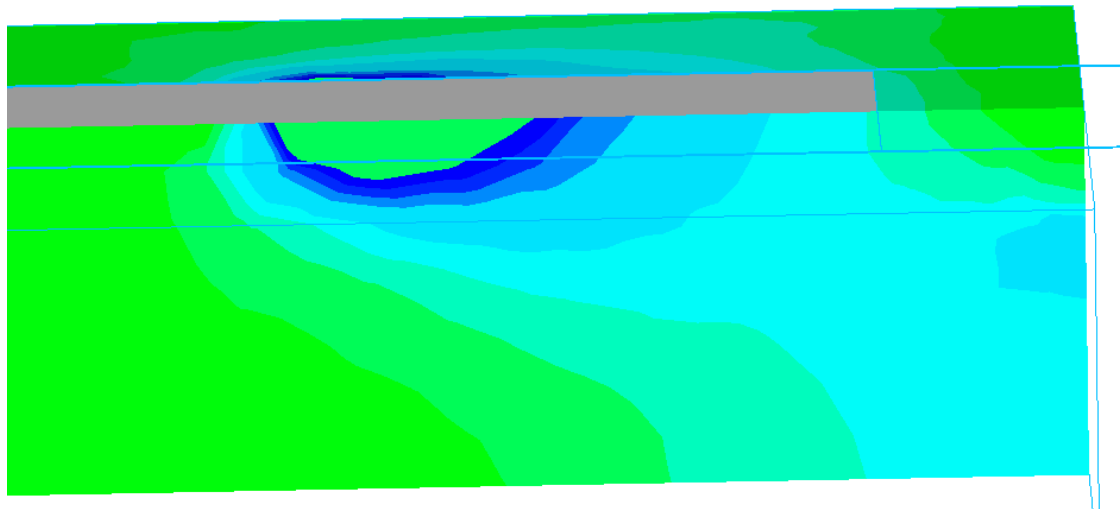


Fig. 25 – Provino B4A: crescita delle tensioni principali di compressione

Allo stesso tempo, le sollecitazioni di trazione più elevate si possono trovare appena sotto la stessa parte di rinforzo; la loro rapidissima diffusione attraverso lo spessore del mattone suggerisce che solo uno strato molto sottile di esso sarà interessato da pericolosi sforzi di taglio. Questo può anche essere trovato sperimentalmente, poiché nella maggior parte dei casi si verifica un cedimento del legame all'interno del mattone con il distacco di un sottile strato di substrato [20].

3.3 Prova di bond prismi in muratura

Le prove di bond precedentemente descritte effettuate su mattoni singoli sono state ripetute su provini in muratura costituiti da alternanza di mattoni e letti di malta come mostrato in Fig. 26.

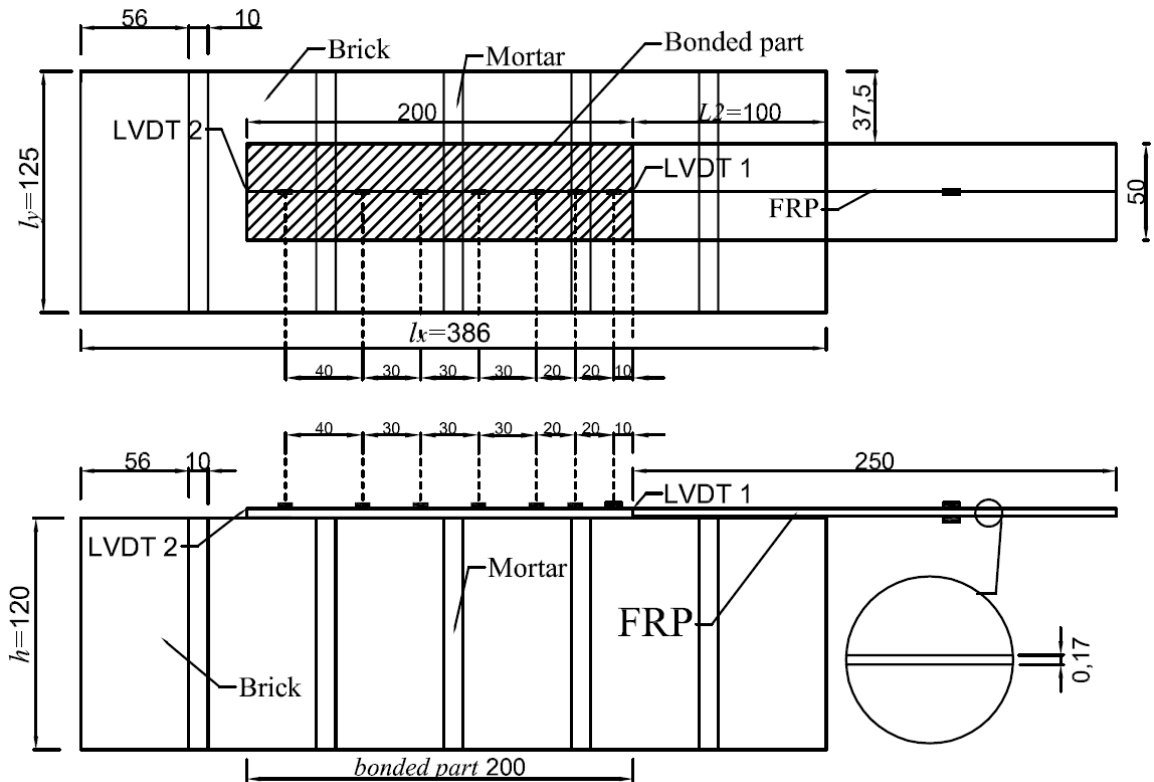


Fig. 26 – Dimensioni geometriche provino in muratura

I prismi in muratura considerati sono realizzati con gli stessi tipi di mattoni precedentemente descritti (tipi 3 e 4). Ogni prisma è composto da sei mezzi mattoni ($120 \times 120 \times 56$ mm, lunghezza \times larghezza \times altezza) separate da cinque giunti di malta dello spessore di 10 mm. Sono stati rinforzati utilizzando gli GFRP come prima (spessore di 0,172 mm), incollati per una lunghezza di 200 mm.

I tipi di elementi finiti adottati per modellare componenti diversi sono gli stessi descritti nel capitolo precedente; anche la malta è stata modellata usando elementi di mattoni pieni tetraedrici a quattro nodi con una lunghezza laterale di 6 mm. Solo al di sotto dell'interfaccia in muratura FRP, è stata utilizzata una mesh più raffinata (Fig. 27), in grado di descrivere meglio la forte diffusione di stress prevista in quell'area.

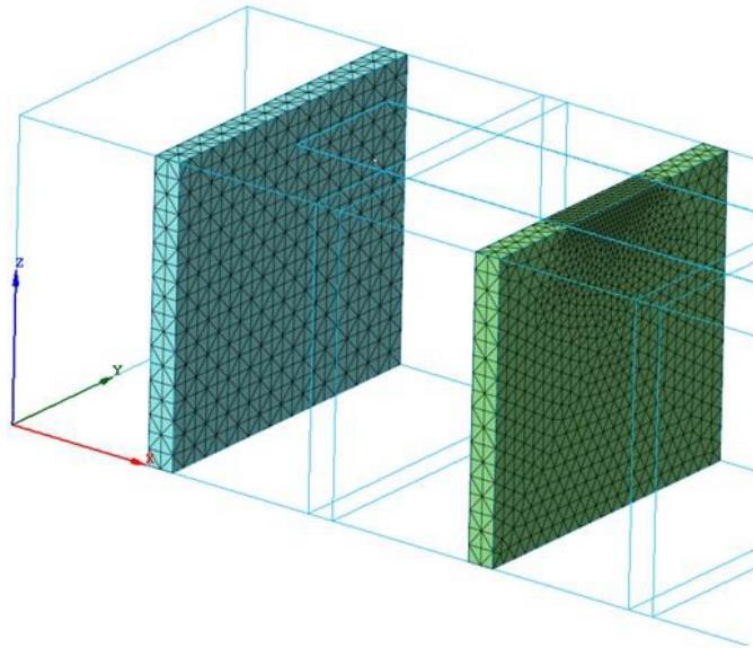


Fig. 27 – Discretizzazione malta-mattone del muretto

L'utilizzo di piccole dimensioni per gli elementi hanno portato a un totale di 171175 elementi e 33304 nodi con 6 gradi di libertà, ciascuno. Tra mattoni e giunti di malta è stata considerata la perfetta aderenza. La mesh (Fig. 28) è stata sagomata per descrivere con precisione la geometria del campione.

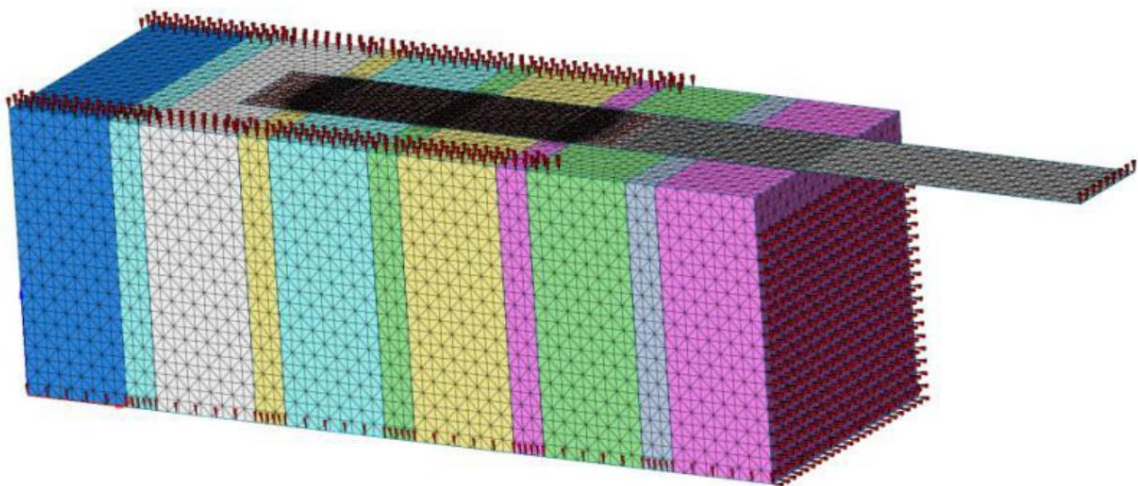


Fig. 28 – Mesh muretto

Grande attenzione è stata data anche all'introduzione di un sistema di vincoli molto simile al caso reale; in particolare, al fine di evitare spostamenti orizzontali, il lato anteriore del prisma è stato vincolato con una piastra di acciaio rigida fino a un'altezza di 20 mm dalla superficie del prisma superiore (come per i campioni di mattoni); per quanto riguarda i movimenti

verticali, sulla superficie del prisma orizzontale superiore sono state disposte due strette strisce di vincoli verticali lungo i bordi laterali. La superficie inferiore del prisma era caratterizzata da un supporto unilaterale verticale in grado di produrre solo reazioni di compressione e impedire lo sviluppo di trazione indesiderata in quella parte. Infine, un vincolo verticale è stato posto all'estremità libera della fibra in modo che fosse impedito il suo spostamento verticale.

I due tipi di mattoni utilizzati per produrre i prismi avevano le stesse proprietà già descritte nella sezione 3.2.2 e riportate nella Tab. 1. Anche gli GFRP erano identici a quelli usati per i test su mattone singolo. Il comportamento della malta è stato preso in considerazione introducendo una legge costitutiva bilineare in compressione e un comportamento elasto-softening a trazione (Fig. 12), con una pendenza negativa post-picco di un decimo di quella iniziale; questo valore si è reso necessario necessario per evitare l'instabilità numerica. I parametri meccanici rilevanti che descrivono il comportamento della malta sono riportati nella Tab. 3 e sono i risultati del test meccanico descritto nella sezione 3.2.2. In effetti, il comportamento non lineare è stato introdotto in entrambi i materiali che costituiscono il substrato.

Malta	E [GPa]	$F_{c,max}$ [kN]	f_c [kN]	$f_t(media)$ [kN]
BM1	-	4.41	4.41	1.19
BM2	-	3.88	3.84	0.91

Tab. 3 – Proprietà meccaniche muretti

3.3.1 Leggi dell'interfaccia

La superficie GFRP legata al prisma in muratura può essere suddivisa in due categorie: quella più grande contenente tutte le parti di GFRP a contatto con i mattoni ed una più piccola contenente quelle parti incollate ai giunti di malta [21], [23]-[24]. Dal momento che potevano avere un comportamento di legame diverso, nell'analisi numerica venivano considerati separatamente, in modo da investigare il loro ruolo nell'analisi numerica [47]. In particolare, le leggi dell'interfaccia di taglio tra malta- GFRP e mattone-GFRP sono state entrambe introdotte in base all'Eq. 4; ulteriori dettagli sul tipo di legge possono essere trovati nel paragrafo corrispondente.

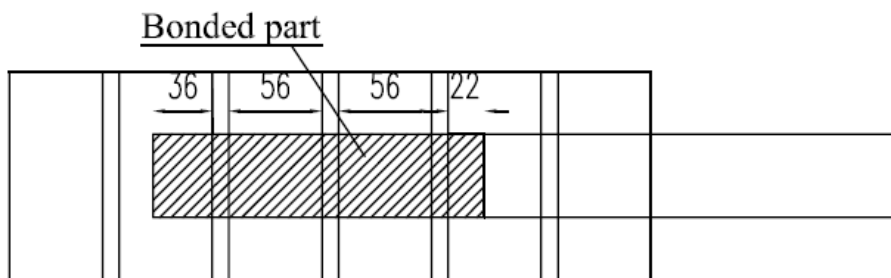
3.3.2 Risultati

Le curve di forza-allungamento ottenute su prismi di muratura hanno mostrato, durante la fase di debonding, un percorso tipico caratterizzato da notevoli variazioni locali sub-verticali (salti) che portano a una rottura finale. Questo aspetto non è stato osservato con la stessa frequenza dalle prove svolte sui mattoni singoli.

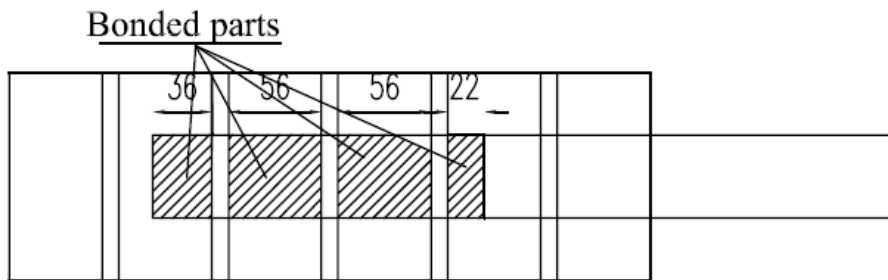
Al fine di verificare la spiegazione e chiarire il ruolo svolto dalle singole componenti coinvolte nelle prove di bond, a partire dalla situazione limite in cui l'interfaccia nella malta ha le stesse proprietà di quella del mattone, sono stati considerati tre possibili scenari di legame:

Scenario 1) Tutti i componenti (mattoni e giunti di malta) sono caratterizzati dalla stessa legge dell'interfaccia, rendendo così non importante il ruolo dei diversi elementi, considerati come appartenenti ad un mattone "equivalente" di grandi dimensioni (Fig. 29).

a) Scenario 1



b) Scenario 2



c) Scenario 3

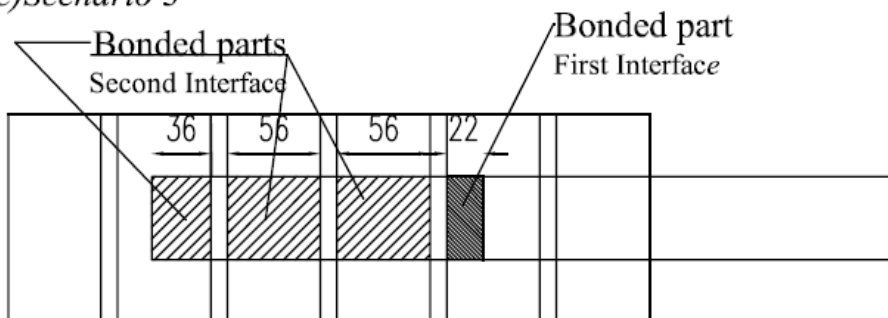


Fig. 29 – Diversi scenari delle leggi d'interfaccia

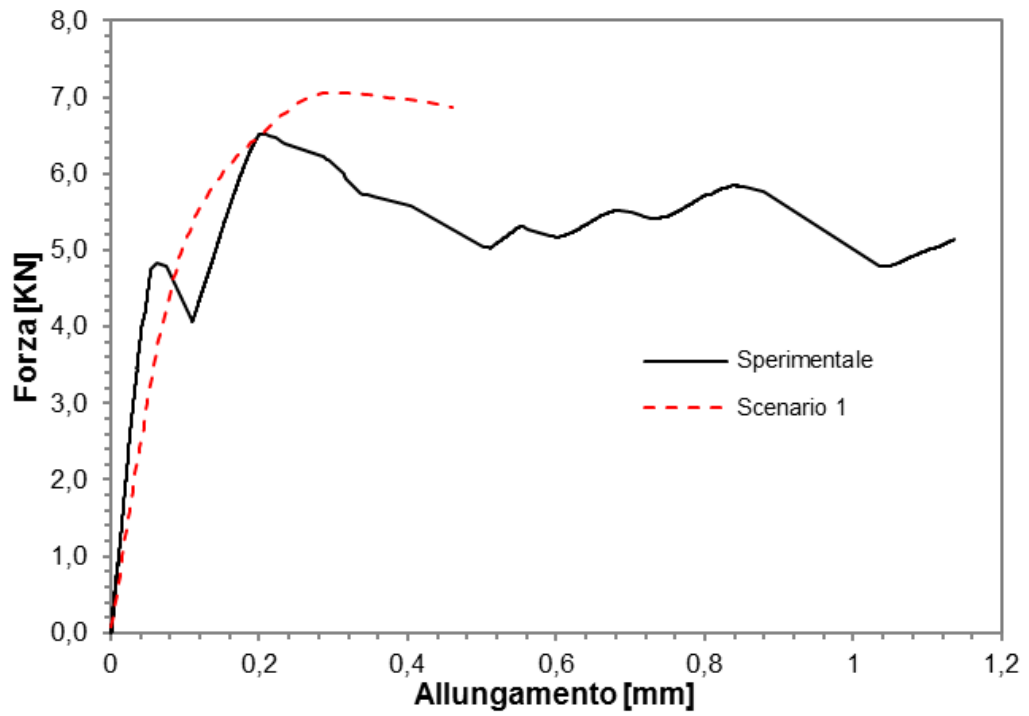


Fig. 30 – Curva forza-allungamento risultati sperimentali/numerici con scenario 1

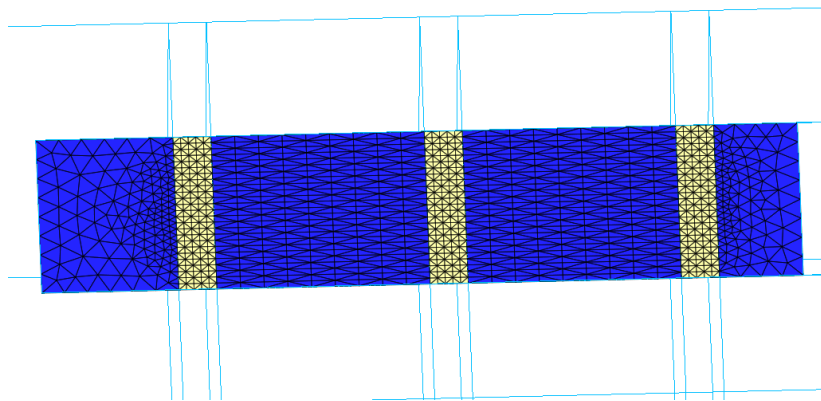


Fig. 31 – Scenario 1, le interfacce hanno la stessa legge: mesh

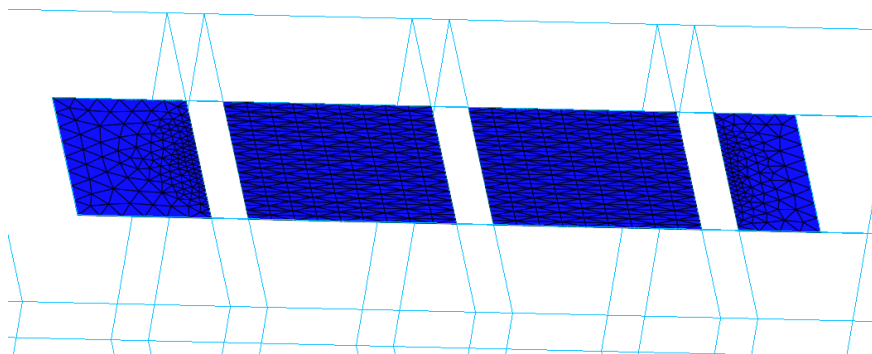


Fig. 32 – Scenario 2: mesh

La calibrazione della legge corrispondente ha seguito la stessa procedura descritta in precedenza per le prove dei singoli mattoni ed è stata ottenuta considerando tutti i dati di taglio insieme, disponibili da prove su prismi. Questi dati sono stati sovrapposti alla legge analitica in Fig. 33 e i corrispondenti parametri sono riportati nella Tab. 4

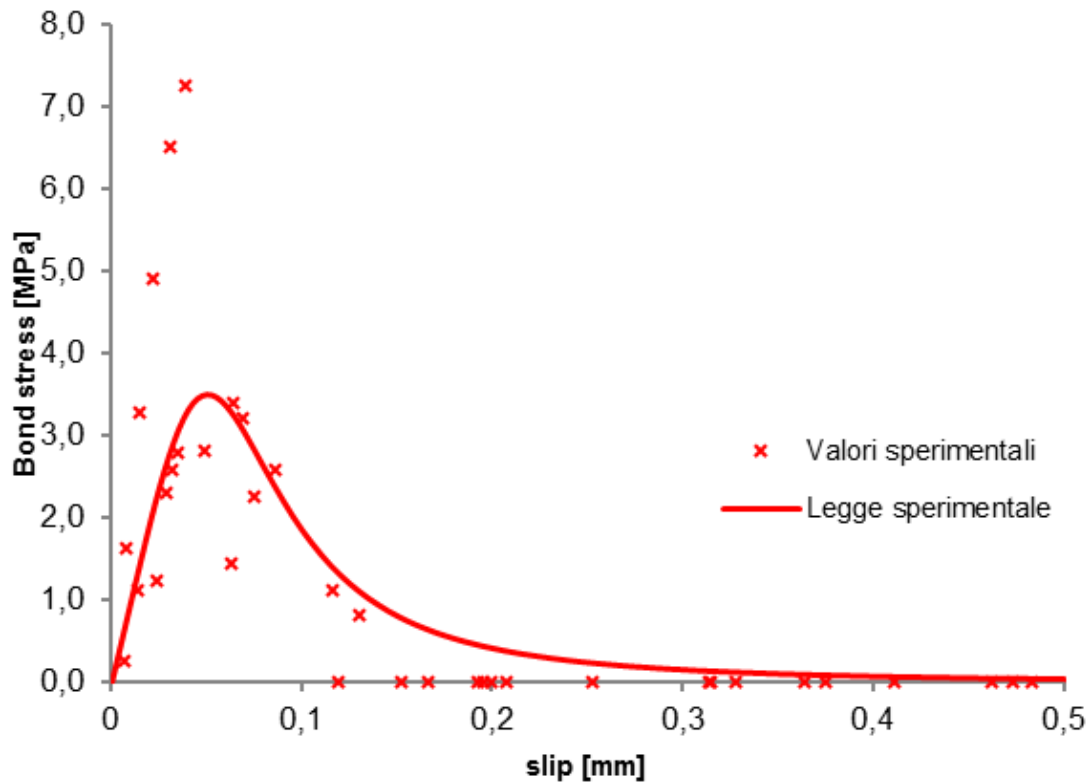


Fig. 33 – Calibrazione singola legge d'interfaccia

Param.	Singola Interfaccia		Doppia Interfaccia			
	M3A	M4A	M3A		M4A	
			1° int.	2° int.	1° int.	2° int.
τ_{max}	4.07	4.79	7	3.5	6	4
s_p	0.08	0.07	0.028	0.05	0.025	0.07
ν	5.3	8.1	7	4	3	3

Tab. 4 – Parametri per calibrazione doppia interfaccia muretto

Lo scenario 1 è una delle situazioni limite utilizzate per la calibrazione dell'interfaccia, ma solo come primo tentativo per valutare il reale legame bond-slip.

Scenario 2) A partire dallo scenario 1 in cui la malta ha le stesse proprietà del mattone e dall'osservazione che la malta ha delle proprietà meccaniche più scadenti (ad es. $f_c = 4$ MPa), sono state eseguite varie analisi che attribuiscono leggi all'interfaccia malta-fibra, riducendo sempre più i valori dei parametri corrispondenti dell'Eq.4 che governa il bond-slip e di conseguenza l'energia della frattura. È stato possibile notare che anche un consistente cambiamento della legge e una considerevole riduzione dell'energia della frattura, la curva

forza-allungamento non varia in modo significativo, si è deciso pertanto di eliminare l'interfaccia malta-fibra.

A questo scopo è stata utilizzata anche la stessa legge dell'interfaccia precedentemente calibrata in base allo scenario 1, ma è stata applicata solo ai mattoni, indipendentemente dalle loro posizioni (Fig. 29).

Scenario 3) Prima della rottura, la superficie incollata attiva è soltanto la prima porzione, che solo per motivi di convenienza numerica è stata applicata al primo tratto (30 mm) poiché nella parte posteriore l'interfaccia non è efficace.

Al contrario, dopo il debonding la parte centrale dell'interfaccia è quella che agisce mentre la prima porzione è già staccata dal supporto; di nuovo, numericamente, la seconda interfaccia è stata applicata solo sul retro del campione. La scelta della lunghezza di ciascuna parte è stata arbitraria ma basata sull'osservazione sperimentale di quale porzione di FRP era efficace prima del debonding.

Di conseguenza, la prima porzione di area legata al muretto (vale a dire l'intero primo mattone, incollato solo per 22 mm) avrebbe dovuto avere una legge di interfaccia diversa rispetto a quella della parte rimanente; la calibrazione del primo è stata effettuata utilizzando valori di taglio sperimentale provenienti solo dalla prima coppia di estensimetri, risultando in una curva piuttosto rigida con elevata resistenza e fragilità. Tutte le altre misurazioni sono state utilizzate per calibrare la seconda legge (Fig. 18b), caratterizzata da una minore capacità e una forma più attenuata.

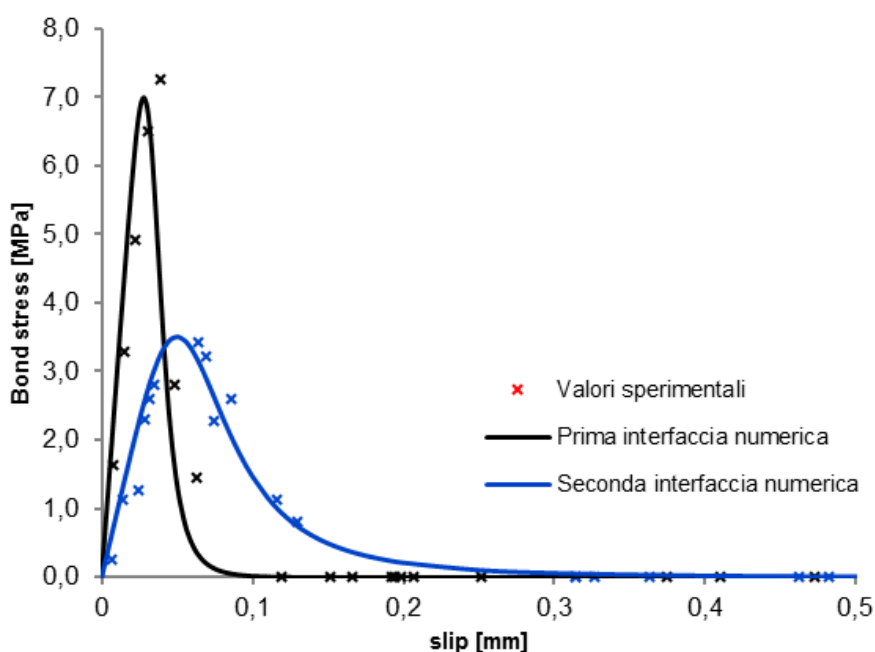


Fig. 34 – Calibrazione doppia legge d'interfaccia

I parametri di calibrazione ottenuti sono riportati nella Tab. 4. Infine, così come per lo scenario 2, anche in questo caso soltanto i mattoni avevano capacità di trasferimento di carico dalla fibra al supporto (Fig. 29).

La Fig. 35 mostra, per il muretto M3A, il confronto tra le curve forza-allungamento ottenute da prove meccaniche e dal modello numerico definito e calibrato secondo lo scenario 1: la previsione numerica sottostima leggermente la rigidità iniziale e, cosa più importante, è completamente incapace di descrivere le variazioni locali (salti), raggiungendo infine una forza di bond superiore seguita da un softening rapido. Anche se il percorso complessivo numerico non è così lontano dai risultati sperimentali, il comportamento dettagliato non può essere riprodotto, nemmeno qualitativamente, dal modello attuale.

Rimuovendo la capacità di legame dei giunti di malta (scenario 2), la qualità di predizione migliora (linea punteggiata in Fig. 35) producendo una curva forza-allungamento che è in grado di descrivere le variazioni locali, anche se in una versione non perfetta a causa dell'incapacità del modello di predire l'improvviso e discreto distacco del GFRP.

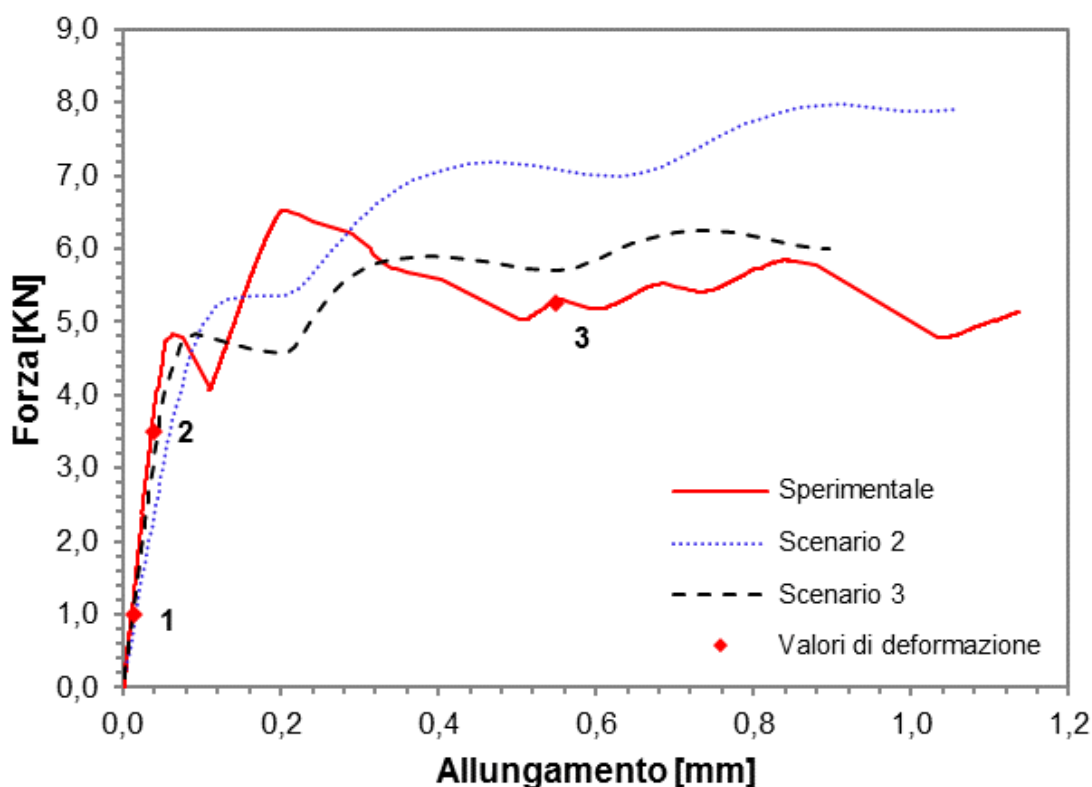


Fig. 35 – Curve forza allungamento valori sperimentali/numerici scenari 2 e 3, provino B3A

Il primo debonding numerico si è verificato con una forza inferiore a quella osservata durante il suo ulteriore sviluppo dal momento che il primo mattone è stato incollato a GFRP solo per circa 22 mm (una lunghezza inferiore alla lunghezza effettiva del legame) mentre i successivi

avevano 56 mm ciascuno di lunghezza incollata. Tuttavia, l'adozione della stessa legge dell'interfaccia durante il rinforzo ha portato ad un aumento monotono della forza anche durante il debonding, in contrasto con i risultati sperimentali.

Infine, l'adozione di due leggi di interfaccia indipendenti (scenario 3) ha mostrato le curve migliori (linea tratteggiata in Fig. 35, mantenendo una buona previsione di debonding precoce (a causa dell'insufficiente superficie di contatto del primo mattone lunghezza) ma migliorando la rigidità iniziale e la forma, infatti, sono ora caratterizzate da un ramo ascendente e un ramo (relativamente) discendente, che porta ad un aumento minore della forza applicata durante il debonding, come osservato dai test meccanici.

La lunghezza dei salti in termini di allungamento non è sempre molto accurata, ma questo aspetto è strettamente correlato alle eterogeneità del substrato incontrate lungo la parte legata al FRP, che è impossibile da spiegare con accuratezza numerica.

Gli ultimi due scenari sono stati sviluppati numericamente anche per le prove sperimentali M4A; i risultati corrispondenti (linee punteggiate e tratteggiate) e il confronto con i risultati sperimentali sono riportati in Fig. 35.

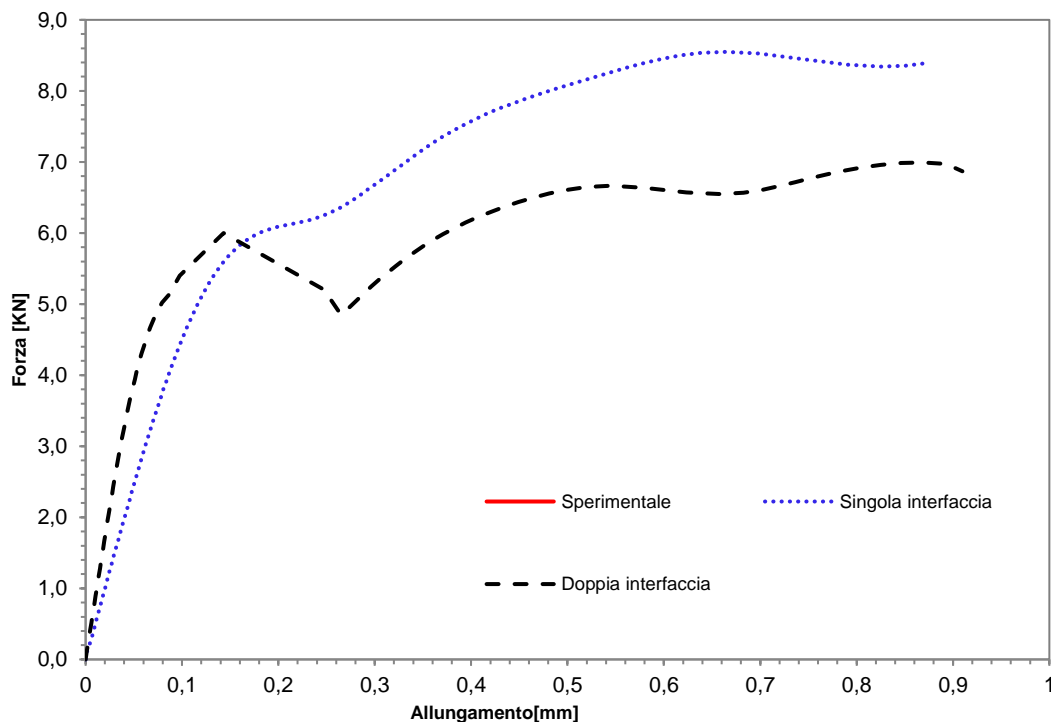


Fig. 36 – Confronto curve sperimentali/numeriche provino B4A

La qualità della corrispondenza tra la curva dello scenario 3 e quella sperimentale è persino migliore rispetto al caso precedente.

In conclusione, solo differenziando l'interfaccia e trascurando il contributo del legame dei giunti di malta, si può ottenere una descrizione accurata delle curve sperimentali.

Per meglio spiegare il significato dei salti osservati durante la fase di debonding, il confronto tra le curve sperimentali e di allungamento della forza numerica, relative al campione M4A, è stato riportato di nuovo in Fig. 36 associando a ciascun salto nel diagramma forza-allungamento il relativo giunto di malta in cui è già avvenuto debonding.

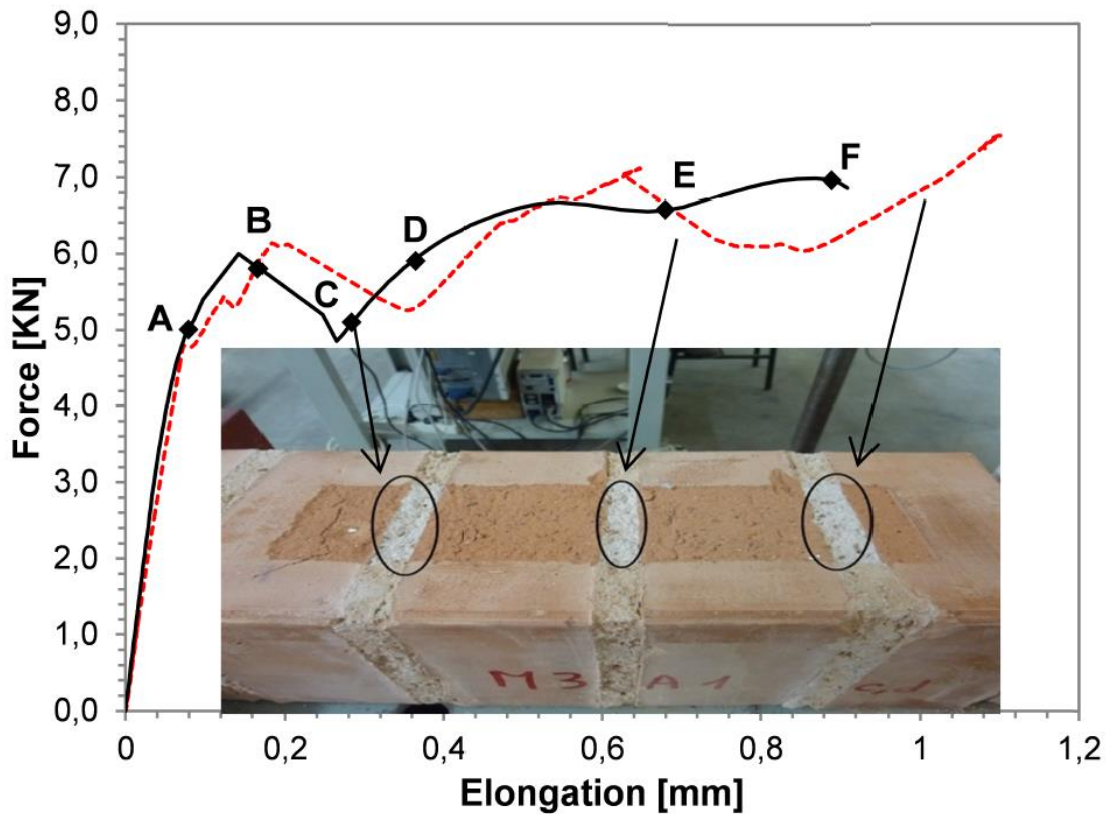


Fig. 37 – Spiegazione dei salti nella curva forza-allungamento

Lungo la curva numerica, le lettere maiuscole da A a F identificano un numero di condizioni di riferimento, le cui corrispondenti distribuzioni di sollecitazione di taglio sono state riportate in Fig. 37 in funzione della posizione longitudinale.

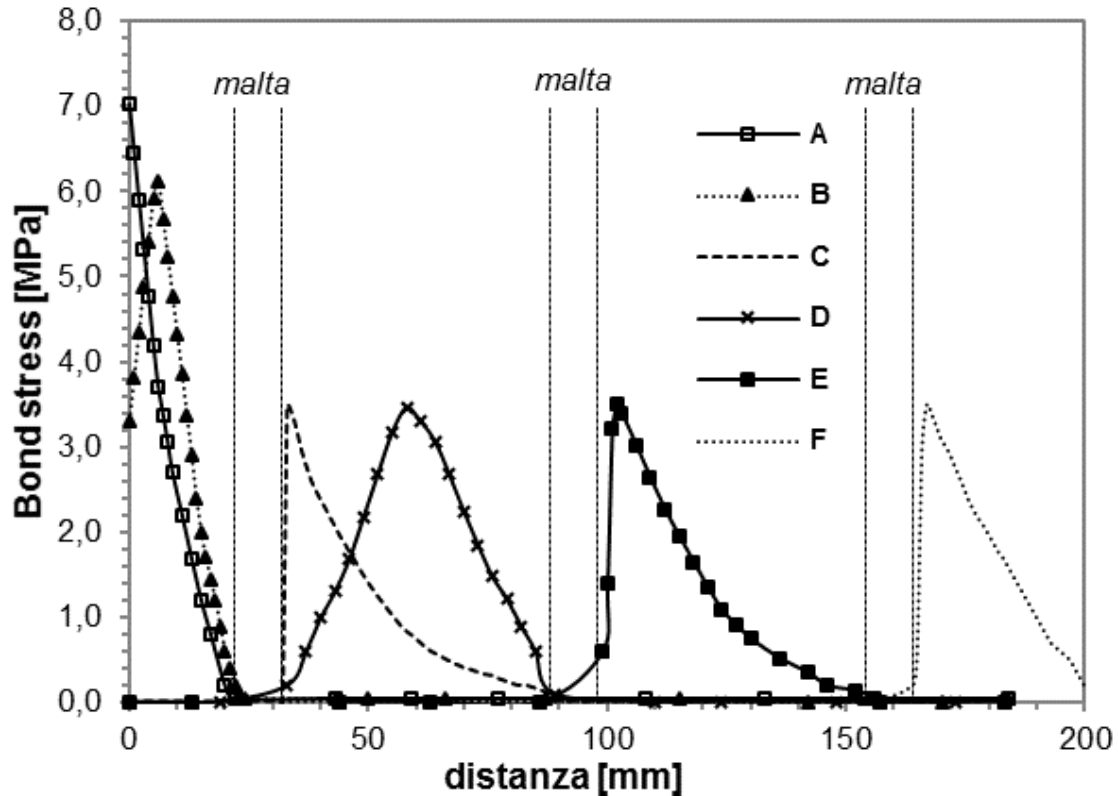


Fig. 38 – Andamento tensioni tangenziali lungo i letti di malta

Considerando insieme le informazioni provenienti da entrambe le figure (Fig. 37 Fig. 38), è possibile estrapolare alcune importanti considerazioni riguardo il fenomeno del debonding: fino al primo picco di forza (punto A in Fig. 37) solo il primo mattone è interessato dalla trasmissione della forza di taglio al substrato (curva A in Fig. 38) con la classica distribuzione a decadimento esponenziale vanificandosi al primo giunto di malta; poco prima del picco (punto B in Fig. 37) il processo di debonding inizia e si produce lo spostamento della distribuzione a campana della sollecitazione di taglio (curva B in Fig. 38). Per mantenere l'equilibrio del carico applicato, le sollecitazioni di taglio dovrebbero essere trasferite al secondo mattone, ma la conformazione debole della malta impedisce loro di attraversarlo; per questo motivo, si verifica una caduta di forza (punto C in Fig. 37) che porta al completo debonding del rinforzo dal primo mattone, mentre il secondo si fa carico del trasferimento del taglio. Di conseguenza, la curva C in Fig. 21 mostra una nuova distribuzione del tipo di decadimento esponenziale interessando solo il secondo mattone; il picco del valore di taglio è ora inferiore a quello delle curve A e B.

Poiché la larghezza di questo mattone è maggiore di quella del primo e comparabile l'effettiva lunghezza di ancoraggio, la forza applicata può aumentare, superando il picco

precedente. Durante questo processo, si sviluppa nuovamente debonding (punto D in Fig. 37) facendo slittare la distribuzione a campana (curva D in Fig. 38) fino a quando si verifica un nuovo salto (punto E in Fig. 37), con le stesse conseguenze precedentemente descritte (curva E in Fig. 38). Il terzo mattone uguale al secondo in modo che la forza aumenta solo fino a una soglia simile al picco precedente; al contrario, quando si è verificato l'ultimo salto (punto F in Fig. 37) il quarto mattone avendo una lunghezza di ancoraggio minore rispetto a quelli precedenti (curva F in Fig. 38) non potendo sostenere il valore alto di forza applicata porta ad una rottura improvvisa.

La presenza di deboli giunti di malta ha modificato il processo di debonding osservato nei singoli mattoni: i corrispondenti livelli di forza cambiano con la larghezza di ciascun elemento. La localizzazione del meccanismo di trasferimento a taglio può essere anche osservata in Fig. 39, dove la distribuzione delle tensioni principali di trazione è riportata per il muretto M3A (mattoni e malta), in corrispondenza della fase iniziale di debonding.

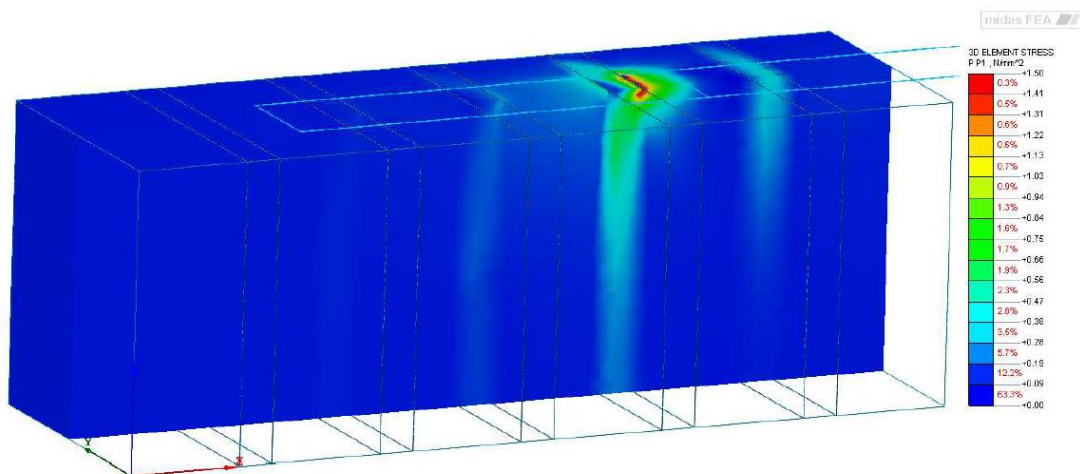


Fig. 39 – Tensioni principali di compressione sul muretto

Lo strato superficiale del primo mattone è fortemente sollecitato, insieme con l'adiacente giunto di malta; tuttavia, le trazioni non sono state in grado di attraversare la seconda interfaccia del mattone-malta, lasciando il primo quasi privo di attrito. A conferma, in alcuni casi, dopo il test sperimentale è stato osservato un distacco tra mattoni e giunti di malta, simile a una fessura verticale che probabilmente previene il trasferimento diretto dello stress da taglio.

In caso di giunti di malta con elevate caratteristiche meccaniche (non così comuni nella muratura esistente) questo meccanismo potrebbe essere significativamente differente, ma non è stato studiato nel presente documento.

Un'altra verifica della solidità della descrizione precedente deriva dal confronto tra risultati sperimentali e numerici in termini di distribuzioni di deformazione lungo la lunghezza del legame GFRP (Fig. 40 Fig. 41) più in dettaglio, queste figure mostrano le distribuzioni di deformazione provenienti dai test sperimentali e dai modelli numerici con legge di interfaccia singola (linee punteggiate) e doppia (linee tratteggiate) (senza contributo di giunti di malta), per un numero di valori prestabiliti di allungamento longitudinale.

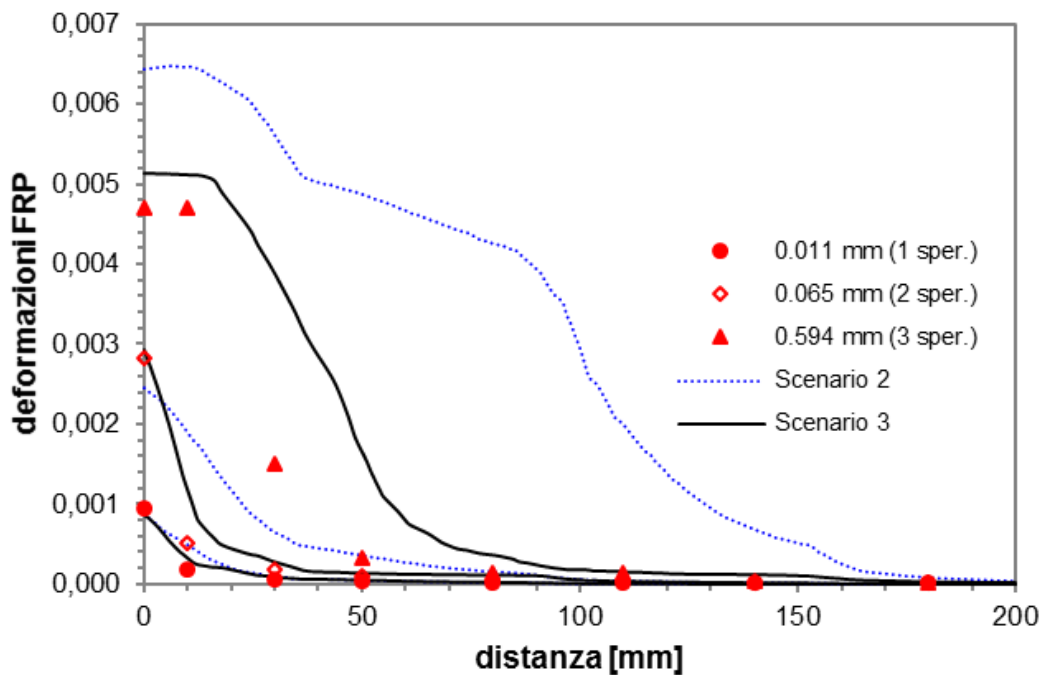


Fig. 40 – Andamento delle deformazioni provino B3A

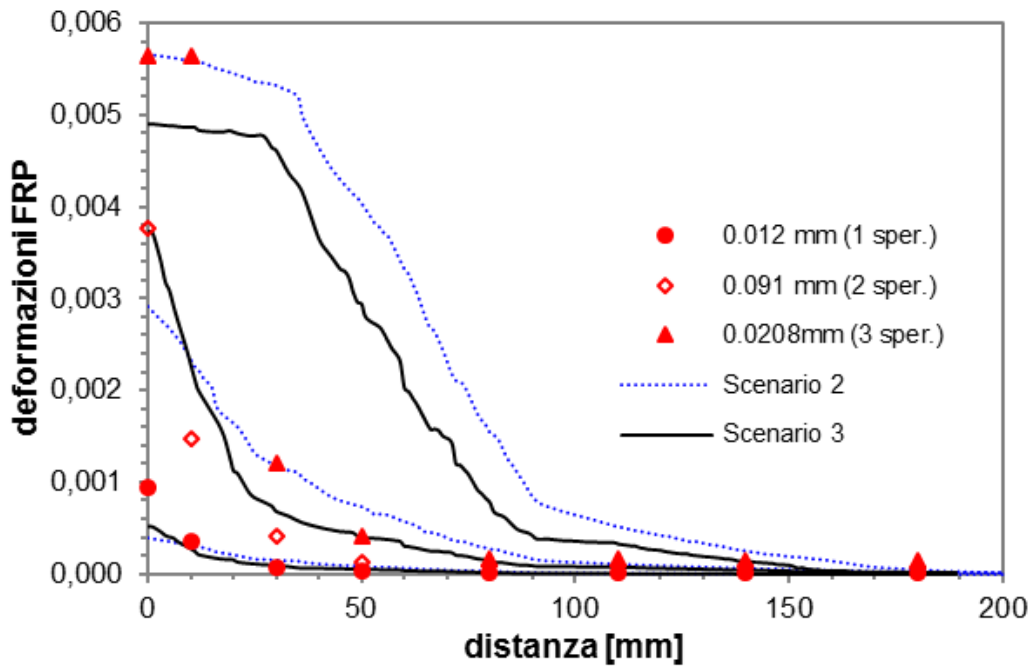


Fig. 41 – Andamento delle deformazioni provino B4A

Sono stati considerati entrambi i campioni M3A e M4A e i loro risultati riportati in Fig. 40 e Fig. 41rispettivamente. Fino a quando il trasferimento delle sollecitazioni di taglio coinvolge principalmente solo il primo mattone (slip sotto $0,02\text{ mm}$), le due leggi dell'interfaccia hanno fornito risultati molto simili. Quando i mattoni successivi hanno iniziato ad essere interessati dal trasferimento di forza, anche prima del debonding, il modello a interfaccia singola ha mostrato una scarsa capacità di seguire la rapida riduzione delle deformazioni allontanandosi dalla parte anteriore del campione. Durante il debonding il modello con doppia interfaccia ha mostrato prestazioni migliori anche se a livello locale il confronto non è sempre del tutto soddisfacente.

3.4 Conclusioni

In questa sezione è stato studiato il legame bond-slip tra GFRP ed elementi in muratura. Nello specifico si sono ripresi gli aspetti fondamentali desunti da una campagna di prove sperimentali (prove di bond) su mattoni singoli e su muretti (mattoni e malta), concentrandosi principalmente sulle proprietà meccaniche e geometriche dei componenti e sui vincolamenti adottati. Successivamente utilizzando come caso studio la suddetta campagna sperimentale sono state effettuate una serie di analisi numeriche. In particolare, è stata utilizzata una legge di interfaccia non lineare, precedentemente proposta, tra il rinforzo e il substrato. Sono state descritte diverse strategie di calibrazione della legge ed è stata discussa la loro efficacia confrontandone i risultati sperimentali e numerici.

In conclusione è possibile trarre le seguenti considerazioni:

- Il processo di debonding tra FRP e mattone non è uniforme lungo il suo sviluppo: prima dell'inizio del debonding, l'interfaccia è in grado di trasferire la forza di taglio utilizzando sollecitazioni di taglio più elevate e un comportamento più rigido, questo fenomeno coinvolge solo la prima parte del rinforzo, mentre il resto rimane scarico. Durante il debonding, al contrario, il comportamento dell'interfaccia cambia, essendo caratterizzato da minori sforzi di taglio e una maggiore lunghezza efficace.
- Per catturare correttamente il comportamento sperimentale osservato, è necessario introdurre due leggi di interfaccia separate all'interno di modelli numerici; queste leggi devono essere calibrate utilizzando i dati locali. La differenziazione del comportamento dell'interfaccia consente di ottenere un ramo di softening post-picco nel diagramma forza-allungamento.
- Le variazioni di carico, nei muretti in muratura, durante la fase di debonding sono associate ai salti della parte incollata efficace di FRP attraverso i giunti di malta. I modelli numerici, infatti, hanno dimostrato che la distribuzione delle sollecitazioni di taglio FRP era confinata alla superficie di un mattone alla volta, poiché la presenza di una malta debole impediva che tali sollecitazioni fossero trasferite anche ai mattoni successivi. In caso di forti giunti di malta, il processo di debonding potrebbe essere influenzato da alcuni cambiamenti e da salti più piccoli, ma in questo contesto sono necessarie ulteriori indagini.
- I risultati numerici hanno dimostrato che anche lo strato più superficiale del substrato può essere modellato utilizzando un comportamento elastico lineare, poiché tutta la non linearità è concentrata all'interfaccia FRP-mattone. Ciononostante, in questo modo non sarebbe

possibile descrivere il distacco di questo primo strato di mattoni, come accade durante i test di debonding.

- Per comprendere la capacità di un modello numerico di acquisire correttamente il comportamento sperimentale, è necessario utilizzare sia i risultati sperimentali globali che locali confrontandoli con quelli numerici.

4. Confinamento di colonne in muratura

L'uso di materiali compositi per confinare colonne in muratura esistenti è diventato molto popolare negli ultimi anni soprattutto grazie al rapporto peso / resistenza estremamente basso, alla facile applicazione e alla capacità di mantenere inalterata la rigidità rispetto al provino non rinforzato. Infatti, questo sistema di rinforzo consente di ottenere un forte miglioramento nell'assorbire il carico assiale e, ancora più importante, incrementare notevolmente il valore della deformazione ultima senza aumentare il valore delle forze dinamiche derivanti da un possibile aumento di rigidità [49].

Ci sono diversi studi sull'efficacia del confinamento realizzato con FRP su colonne in calcestruzzo [50]-[54] e colonne in muratura [55]-[62] sotto l'azione di compressione assiale. Tuttavia, occorre considerare alcuni inconvenienti quando si utilizzano resine organiche come legante tra cui: bassa permeabilità del rinforzo, forte degradazione delle prestazioni meccaniche già a temperature medio-alte, incompatibilità di resine epossidiche con diversi substrati e ridotta reversibilità dell'intervento. Queste ragioni hanno portato, in particolare per gli elementi in muratura, all'introduzione e alla diffusione di sistemi realizzati con matrici inorganiche rinforzate con fibre (FRCM) come valida alternativa agli FRP [63]-[65]. Tale tecnologia combina i vantaggi sopra menzionati dei sistemi FRP e quelli relativi all'uso di matrice inorganica quali reversibilità, compatibilità, sostenibilità dell'intervento e smaltimento del materiale eccedente.

In letteratura, si possono trovare diversi documenti riguardanti prove sperimentali, modelli analitici e numerici su colonne in muratura confinate con FRP [66]-[74], i quali prendono in considerazione diversi tipi di muratura (pietra naturale, tufo, laterizio) e fibre (carbonio, vetro, basalto). Al contrario, pochissimi lavori indagano sul comportamento assiale di colonne in calcestruzzo [75]-[78] o muratura confinate con FRCM [68]-[80].

L'analisi numerica di questo problema è anche piuttosto complessa e certamente, la questione critica del processo di modellazione è la descrizione accurata dell'effetto delle tensioni trasversali sul comportamento longitudinale della muratura; poiché l'effetto di confinamento è prodotto da un materiale elastico fessurato, le tensioni trasversali sono variabili durante l'analisi. In questo caso, il bond tra il composito e il substrato non è così rilevante se si considera una corretta sovrapposizione del rinforzo.

In questo capitolo per valutare il contributo di confinamento del rinforzo FRCM su colonne in muratura soggette a sforzi assiali, viene proposto un approccio analitico che si basa su

delle formulazioni già predisposte da Spoelstra-Monti [26] e dall'equazione di Mander. Successivamente per integrare e migliorare lo studio viene utilizzato un modello numerico 3D, utilizzando il codice commerciale MIDAS FEA, basandosi su un macro-modello in cui la muratura e il sistema di rinforzo sono stati considerati come materiali omogenei con comportamento costitutivo non lineare.

I due modelli sono stati confrontati per comprendere le capacità e i limiti del modello 1D. Per calibrare i modelli, sono state prese in considerazione alcune prove effettuate dall'Università di Bologna su colonne in muratura rinforzate con materiali compositi a matrice cementizia, infine per poter ulteriormente convalidare il modello si sono prese in conto ulteriori prove presenti in letteratura.

4.1 Proposta di formulazione analitica 1D

Diverse leggi costitutive possono essere trovate in letteratura per colonne di calcestruzzo confinate con FRP soggette a compressione assiale, e molti autori hanno anche proposto modelli analitici per la predizione della resistenza a compressione della muratura confinata con FRP.

In questa sezione viene descritto un approccio analitico ormai consolidato per colonne in calcestruzzo confinate con FRP e riadattato per essere utilizzato nelle colonne in muratura rinforzate con materiali compositi a matrice cementizia.

Per l'appunto uno degli approcci più popolari per il calcestruzzo confinato è il modello di Mander [49], basato sul presupposto che la pressione di confinamento trasversale sul calcestruzzo sarebbe costante e corrispondente al suo valore massimo, fornito dalle staffe snervate.

Al contrario, in caso di confinamento realizzato con FRP oppure FRCM, la pressione di confinamento aumenterebbe con la dilatazione trasversale, a causa del comportamento elastico del composito fino a rottura. Di conseguenza, la pressione di confinamento sul provino confinato dal composito è sempre variabile e, in particolare, aumenta con l'incremento dello sforzo assiale sul provino stesso.

Spoelstra e Monti [73], per pilastri in calcestruzzo confinati con FRP, hanno proposto una modifica del modello di Mander in grado, appunto per quanto detto sopra, di tenere conto della crescente azione di confinamento attraverso un processo iterativo-incrementale; ciò avviene combinando l'equazione di Popovics-Mander con un modello che esprime la deformazione laterale in funzione della deformazione assiale del calcestruzzo [74].

La presente proposta segue l'approccio di Spoelstra-Monti [73], che utilizza come legge costitutiva della muratura quella introdotta da Mander per il calcestruzzo (Fig. 42):

$$\sigma_c = \frac{f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (6)$$

dove

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (7)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (8)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (9)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \cdot \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right] \quad (10)$$

σ_c , ε_c sono rispettivamente lo sforzo e la deformazione nella muratura, f_{cc} è la resistenza massima confinata, ε_{cc} è la tensione corrispondente al picco, f_{co} e ε_{co} sono la resistenza e il corrispondente sforzo assiale della muratura non confinata, E_c è il modulo elastico tangente della muratura ed E_{sec} è il modulo elastico secante nel punto di picco (f_{cc} , ε_{cc}).

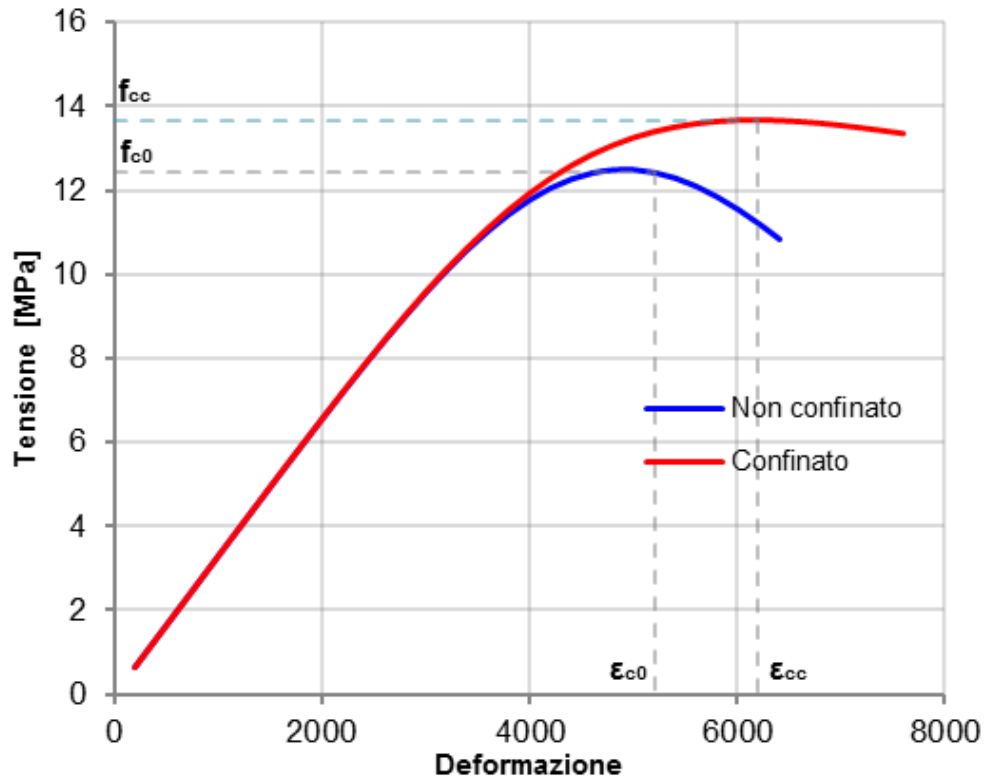


Fig. 42 – Colonne in muratura confinate: modello 1D

Quando si tratta di colonne in muratura, la capacità di deformazione non lineare è solitamente inferiore a quella del calcestruzzo [70]-[74]; per questo motivo, l'espressione della deformazione al picco della muratura confinata ϵ_{cc} riportata nell'Eq. 11 è stata adattata al caso in questione e pertanto ridotta rispetto alla proposta originale di Mander, giungendo alla seguente equazione

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \cdot \left[1 + \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right] \quad (11)$$

dove il rapporto tra la resistenza della muratura confinata e la resistenza non confinata conta meno nella definizione della capacità di deformazione.

Nella formulazione di Mander il picco di tensione per il calcestruzzo confinato f_{cc} è funzione della pressione laterale di confinamento f_l dell'FRP secondo l'equazione che è stata ampiamente verificata con risultati sperimentali:

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 2.354 \cdot \sqrt{1 + 7.94 \cdot \frac{f_l}{f_{co}}} - 2 \cdot \frac{f_l}{f_{co}} - 1.254 \quad (12)$$

Ma come detto in precedenza è necessario adattare tale equazione al caso di interesse di colonne in muratura, quindi allo stesso tempo, anche la definizione della forza del picco confinata deve essere definita correttamente, con una formulazione diversa dalla proposta originale di Mander. In questo quadro, in letteratura si possono trovare diversi articoli a riguardo, spesso proponenti formule predittive analitiche appositamente calibrate [57]-[61]. Molti di questi sono basati sull'espressione generale

$$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + k' \left(\frac{fl}{f_{c0}} \right)^\alpha \quad (13)$$

dove la forza confinata dipende principalmente dalla pressione di confinamento laterale fl mentre k' e α sono coefficienti adimensionali, da calibrare.

Nel presente documento, è stata utilizzata la proposta di Pavan et al [70], in cui i coefficienti $k' = 1,53$ e $\alpha = 0,92$ sono stati determinati applicando l'algoritmo genetico.

La pressione del confinamento per la sezione trasversale circolare avvolta con FRCM è stata considerata secondo la ben nota relazione:

$$f_l = \frac{1}{2} \cdot \rho_j \cdot E_j \cdot \varepsilon_{ju} \quad \text{con} \quad \rho_j = \frac{4 \cdot t_j}{d_j} \quad (14)$$

percentuale geometrica di rinforza e t_j , d_j , E_j sono rispettivamente, spessore, diametro e modulo elastico del rinforzo FRCM.

Infine adottando il modello proposto in [74], la deformazione laterale ε_j può essere ottenuta in funzione della corrente deformazione assiale nella muratura e dello stress, ε_c e σ_c

$$\varepsilon_l = \frac{E_c \cdot \varepsilon_c - \sigma_c}{2 \cdot \beta \cdot \sigma_c} \quad (15)$$

La costante β è una proprietà della muratura non confinata:

$$\beta = \frac{350}{\sqrt{|f_{c0}|}} - 0.1 \cdot f_{c0} \quad (16)$$

in cui i coefficienti dell'Eq. 16 sono stati opportunamente calibrati per il caso della muratura confinata con FRCM, utilizzando alcuni test sperimentali riportati di seguito

Per ogni valore di ε_c quindi viene ripetuta l'intera procedura e vengono ricalcolati tutti i parametri ottenendo alla fine una curva tensione-deformazione che può essere considerata come una curva che interseca una famiglia di curve di Popovics fornite dall'Eq. 6, ognuna

pertinente ad un diverso livello della pressione di confinamento f_{cc} , calcolato con l'equazione di [70] corrispondente alla corrente deformazione laterale ϵ_l .

Lo stress equivalente della muratura confinato con FRCM viene valutato come la somma di due contributi, lo stress della muratura confinata calcolata usando l'Eq. 6 ed il contributo fornito in compressione dalla matrice cementizia (f_m) calcolato secondo l'equazione parabolica fornita da Kent, Park [75]

$$\sigma_c = \sigma + \left(\frac{A_{mortar}}{A_{masonry}} \right) f_m \quad (17)$$

$$f_m = f_{fm} \left[2 \left(\frac{\epsilon_m}{\epsilon_{m,peak}} \right) - \left(\frac{\epsilon_m}{\epsilon_{m,peak}} \right)^2 \right] \quad (18)$$

Per definire la relazione sforzo-deformazione della muratura confinata, è stato applicato l'approccio Spoelstra-Monti: l'algoritmo (Fig. 43) è organizzato come una procedura iterativa passo-passo basata sull'applicazione ricorsiva delle Eq. 13, 6, 15, 14 in particolare, ad ogni passo viene assegnato il valore di deformazione assiale ϵ_c mentre la corrispondente pressione di confinamento ϵ_l e la sollecitazione assiale σ_c sono ottenuti come risultati.

La legge "costitutiva" così ottenuta può essere utilizzata per descrivere il comportamento meccanico di una sezione trasversale circolare in muratura confinata o per sviluppare un modello sezionale a fibre per colonne confinate in FRCM di forma generale in sezione trasversale, soggette a forza assiale concentrica.

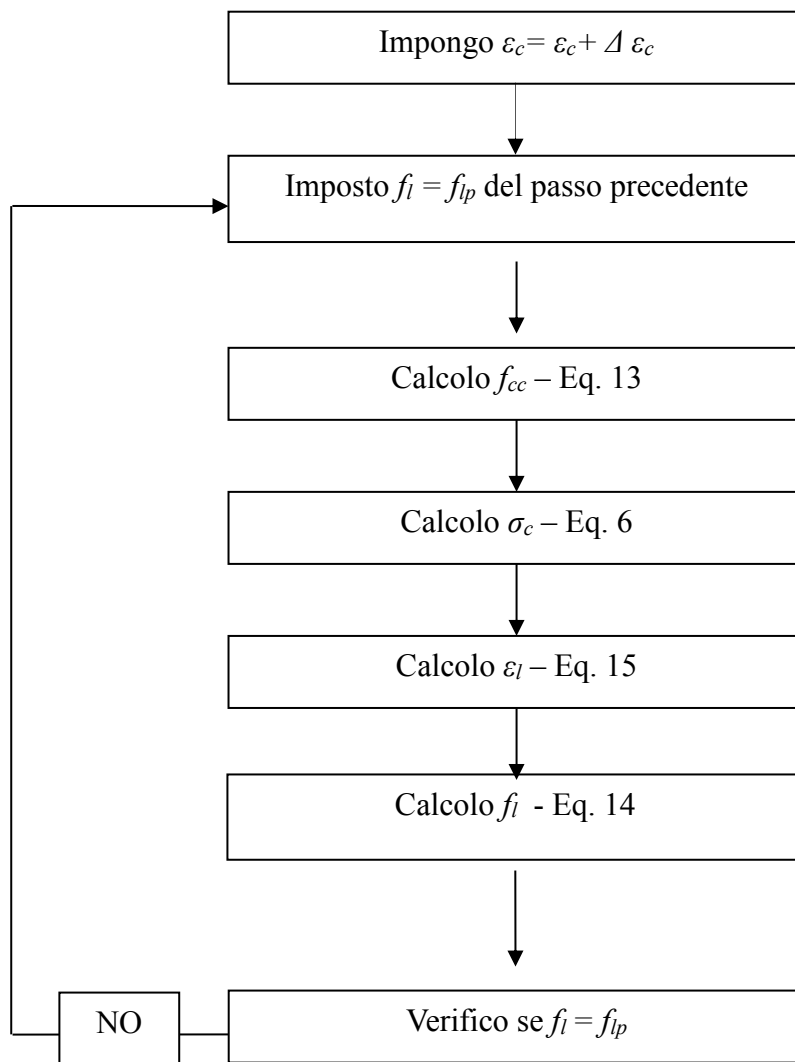


Fig. 43 – Struttura modello iterativo di Spoelstra Monti

Quando si tratta di forme discontinue, l'effetto di confinamento non è uniforme lungo la sezione trasversale, questo è noto per le colonne in calcestruzzo confinate con FRP [75]; in particolare, sono state effettuate una serie di prove di compressione su colonne con diverse sezioni trasversali rettangolari e circolari, utilizzando dei rinforzi GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) con confinamento con tre diversi spessori. Gli autori hanno osservato una riduzione rilevante della capacità massima di una sezione trasversale rettangolare rispetto a quella di una sezione trasversale circolare con la stessa area.

Questo fenomeno è dovuto all'efficacia non uniforme dell'effetto di confinamento fornito dal sistema di confinamento dell'FRP.

Più in dettaglio, il rinforzo genera un confinamento più forte dove ha una curvatura o un angolo mentre il confinamento è più debole lungo i bordi. Semplificando, il fenomeno è stato

modellato dividendo la sezione trasversale in due regioni: una zona completamente confinata ed una non confinata. Tale approccio è stato confermato anche dall'evidenza sperimentale, in particolare il calcestruzzo meno confinato ha subito un distacco maggiore rispetto quello confinato.

È possibile individuare il perimetro di queste due regioni le quali vengono descritte da un andamento parabolico [78] seguendo la formulazione analitica:

$$y = \pm \left(\frac{1}{W_x} \cdot x^2 + \frac{1}{4} \cdot (2H - W_x) \right) \quad (19)$$

$$x = \pm \left(\frac{1}{W_y} \cdot y^2 + \frac{1}{4} \cdot (2H - W_y) \right) \quad (20)$$

dove B e H sono dimensioni della sezione trasversale e $W_x = H - 2r_c$, $W_y = B - 2r_c$, con r_c che è raggio di curvatura degli angoli rettangolari della sezione trasversale, che vengono arrotondati per evitare un precoce distacco del rinforzo.

Nel caso della muratura confinata, è stato usato un approccio simile ma con alcune modifiche specifiche. Infatti, la muratura non è "un materiale" ma un sistema eterogeneo e discreto composto da mattoni e giunti di malta. I risultati sperimentali hanno suggerito che gli angoli dei mattoni potevano essere utilizzati come punto di partenza delle parabole, fungendo da punti "forti" della sezione trasversale. Di conseguenza, nel caso delle colonne in muratura l'efficacia del confinamento non dipende solo dalle dimensioni della sezione trasversale ma anche dalla disposizione dei mattoni. A causa del numero limitato di risultati disponibili in letteratura, sono necessari ulteriori studi per rafforzare questo approccio.

Queste considerazioni hanno portato a una riformulazione delle curve paraboliche descritte attraverso le Eq. 19 e 20 disponendole secondo la Fig. 44.

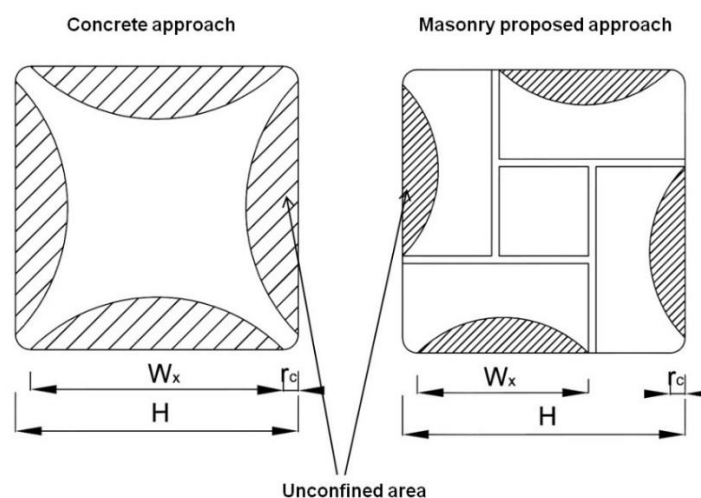


Fig. 44 – Sezioni del pilastro in muratura rinforzato, zone confinate e non confinate

La pressione laterale di confinamento fornita dal rinforzo è esplicitamente proporzionale al suo modulo elastico (Eq. 14) nel caso specifico, poiché l'FRCM è un sistema non omogeneo composto da fibre e malta, che contribuiscono entrambi alla sua rigidità, è necessario utilizzare un modulo elastico omogeneo opportunamente adeguato.

Poiché le colonne in muratura considerate sono soggette solo a forza assiale concentrica (sforzo longitudinale uniforme imposto in tutta la sezione trasversale), il numero di fibre da utilizzare può essere ridotto a due: muratura confinata e non confinata. Ad ogni step di carico (applicazione della deformazione longitudinale) la procedura iterativa descritta viene applicata a entrambe le fibre, ottenendo infine la forza assiale di conseguenza dell'area confinata e non confinata.

Nella descrizione delle leggi costitutive della muratura non confinata vengono applicate esattamente le stesse equazioni utilizzando la seguente uguaglianza $f_{cc} = f_{c0}$.

4.2 Descrizione generale del modello 3D

Utilizzando il codice di calcolo MIDAS FEA, è stato sviluppato un modello tridimensionale ad elementi finiti per simulare il comportamento non lineare di colonne in muratura confinate con FRCM, tale procedura si è resa utile per convalidare la proposta analitica esposta in precedenza.

È stato utilizzato un approccio basato sul macro-modello sia per quanto riguarda la muratura che per l'FRCM; in particolare, non c'è distinzione tra malta e mattoni, ma è stata utilizzata un unico legame a compressione.

Per scegliere opportunamente la legge a compressione che meglio si adattasse alla problematica in questione e che tenesse in conto la variabilità spaziale e quindi anche del confinamento sono state effettuate numerose prove e sperimentazioni numeriche, valutando alcune delle leggi che il programma FEM dispone in libreria.

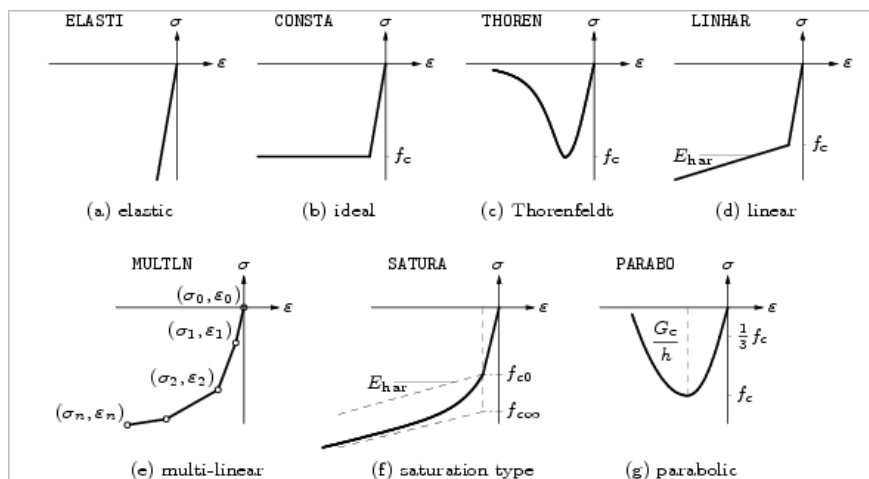


Fig. 45 – Legami a compressione disponibili nel programma FEM

Sono state quindi prese in considerazione tre diverse leggi ed applicate al materiale muratura nel modello di calcolo 3D ottenendo le curve che sono riportate nelle figure in basso.

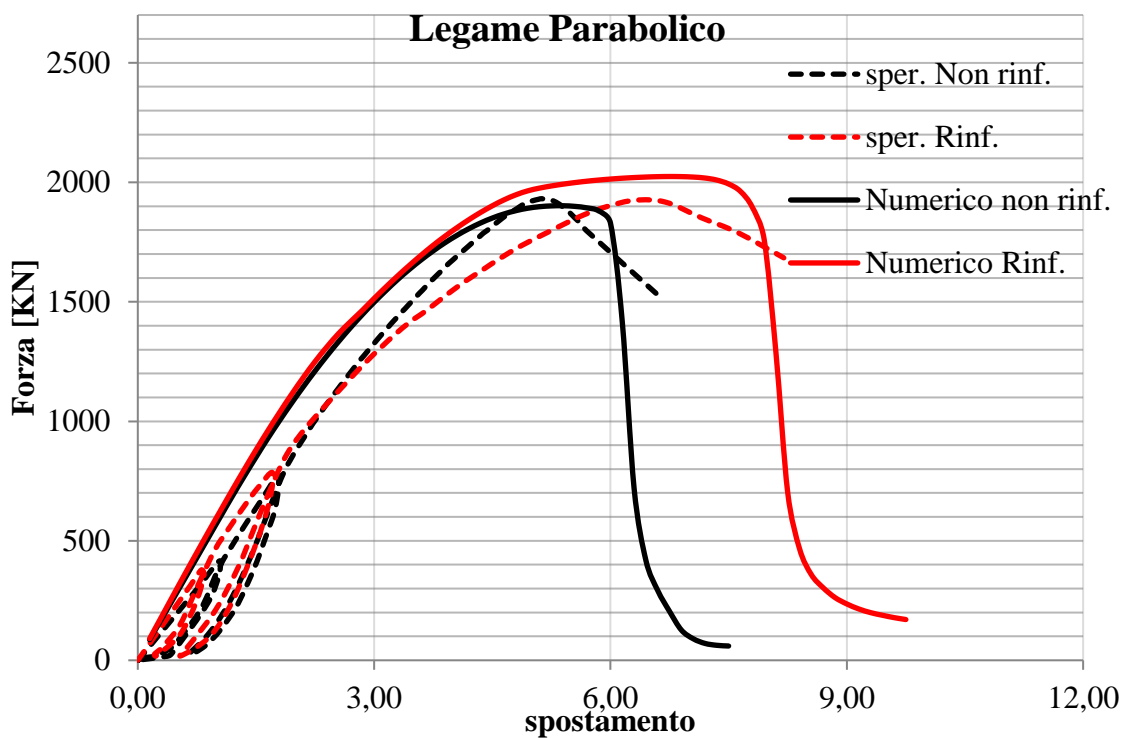


Fig. 46 – Legame a compressione parabolico confronti numerico-sperimentali

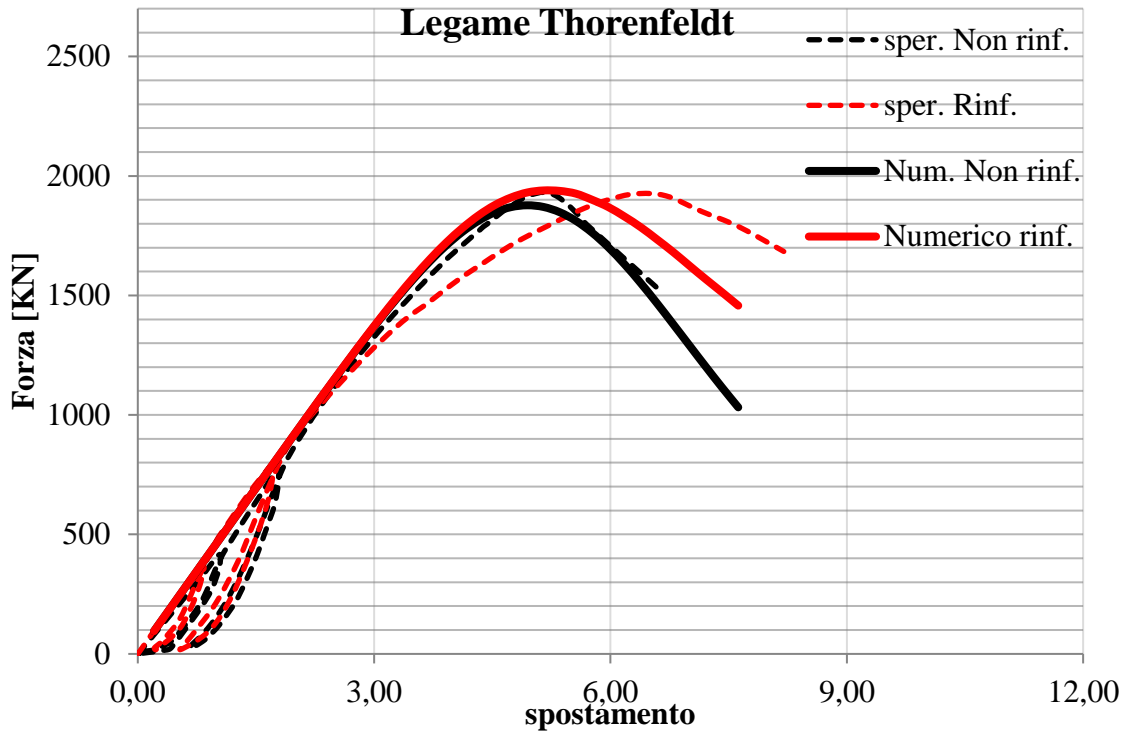


Fig. 47 – Legame a compressione Thorenfeldt confronti numerico-sperimentali

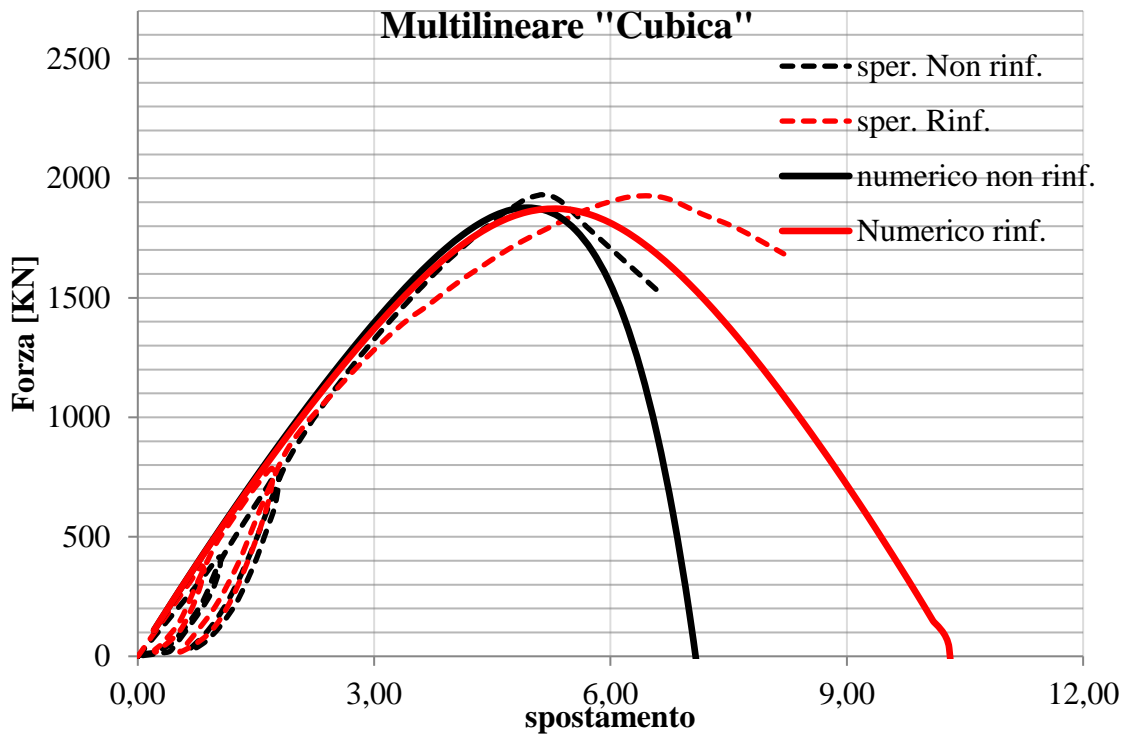


Fig. 48 – Legame a compressione multilineare con legge cubica confronti numerico-sperimentali

Tra le varie leggi costitutive utilizzate, quella che meglio descrive il reale comportamento sia per i pilastri non rinforzati che per quelli rinforzati è quella parabolica, in quanto le altre due anche se nel pilastro non rinforzato seguono con molta accuratezza la curva

sperimentale, non riescono a tenere in conto dell'ulteriore strato di rinforzo applicato alla superficie, riscontrando di fatti incongruenze con le prove sperimentali o in riferimento al valore di forza al picco oppure in termini di rigidità iniziale.

La legge costitutiva parabolica si basa sulla curva suggerita da Feenstra [79] (Fig. 49a) ed è stata calibrata sulla base di alcuni dati sperimentali da prove su muratura non rinforzata (descritta nel seguito).

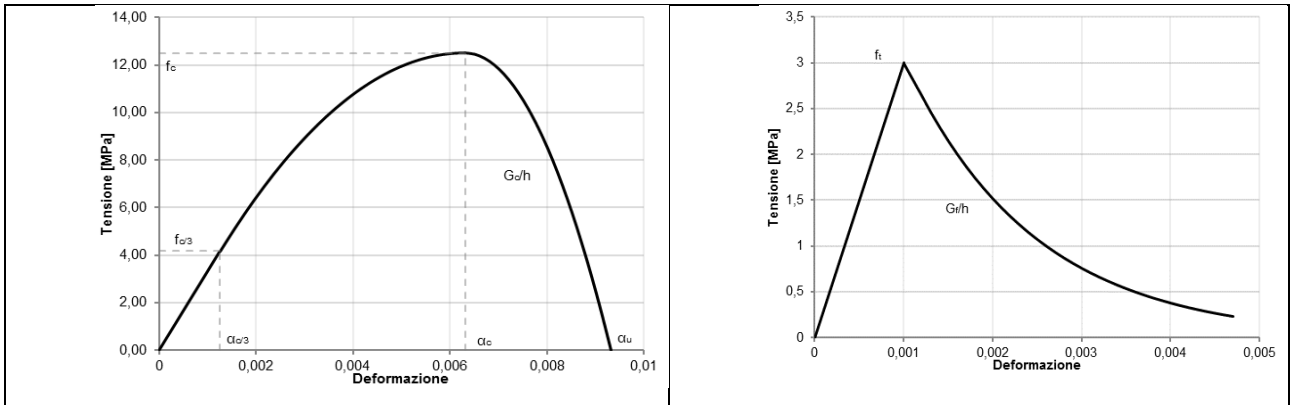


Fig. 49 – Leggi costitutive della muratura

In particolare come è possibile notare dalla Fig. 49a il ramo discendente di questa curva è governato dall'energia di frattura.

La formulazione analitica di tale curva viene suddivisa in tre regioni descritte ciascuna da un'equazione differente:

$$\left\{ \begin{array}{ll} -f_c \frac{1}{3} \frac{\alpha_j}{\alpha_c} & \text{if } \alpha_{c/3} < \alpha_j \leq 0 \\ -f_c \frac{1}{3} \left(1 + 4 \left(\frac{\alpha_j - \alpha_c}{\alpha_c - \alpha_c/3} \right) - 2 \left(\frac{\alpha_j - \alpha_c}{\alpha_c - \alpha_c/3} \right)^2 \right) & \text{if } \alpha_c < \alpha_j \leq \alpha_{c/3} \\ -f_c \left(1 - \left(\frac{\alpha_j - \alpha_c}{\alpha_u - \alpha_c} \right)^2 \right) & \text{if } \alpha_u < \alpha_j \leq \alpha_c \end{array} \right\} \quad (21)$$

dove

$$\alpha_{c/3} = -\frac{1}{3} \frac{f_c}{E}, \quad (22)$$

$$\alpha_c = -\frac{5}{3} \frac{f_c}{E}, \quad (23)$$

$$\alpha_u = \alpha_c - \frac{3}{2} \frac{G_c}{h f_c} \quad (24)$$

sono i valori di deformazione che delimitano le tre regioni.

Per quanto riguarda il comportamento a trazione della muratura, è stato usato l'approccio della macromodellazione con l'ausilio della teoria riguardante la fessurazione diffusa.

In maniera corrispondente, la muratura mantiene la sua continuità anche dopo la fessurazione ed è caratterizzata da un comportamento elasto-softening (Fig. 49b).

MIDAS FEA (2009) utilizza il *total strain crack model* quando si affronta l'approccio della fessurazione diffusa.

Per quanto riguarda la discretizzazione della mesh, inizialmente sono state prese in considerazione differenti tipi di mesh, in particolare per il rinforzo in FRCM, in un primo momento utilizzando elementi tetraedrici.

Questo tipo di discretizzazione tuttavia, a causa del ridotto spessore del rinforzo provocava problemi di convergenza nel programma di calcolo in quanto se da un lato il programma era obbligato ad utilizzare elementi 3D tetraedrici, dall'altro lo spessore non consentiva di definire compiutamente l'elemento stesso, per questo motivo solo in un secondo momento si è pensato di modificare la mesh ed introdurre elementi plate 2D.

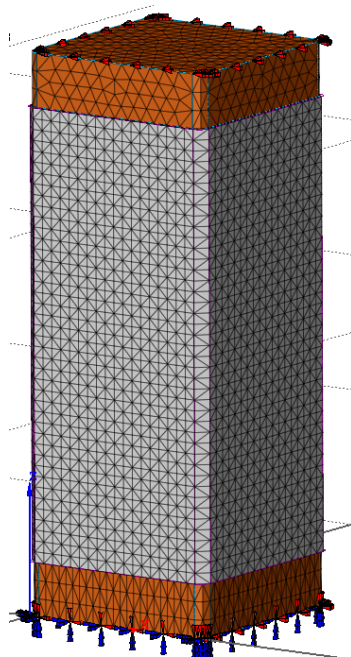


Fig. 50 – FE mesh, con FRCM i elementi tetraedrici

La discretizzazione numerica dei modelli sia rinforzati che non rinforzati è stata riportata in Fig. 51: sono stati utilizzati 1415 elementi solidi tetraedrici a quattro nodi (primo ordine) per la muratura mentre il composito FRCM è stato modellato con 192 shell rigidamente connessi ai nodi della colonna.

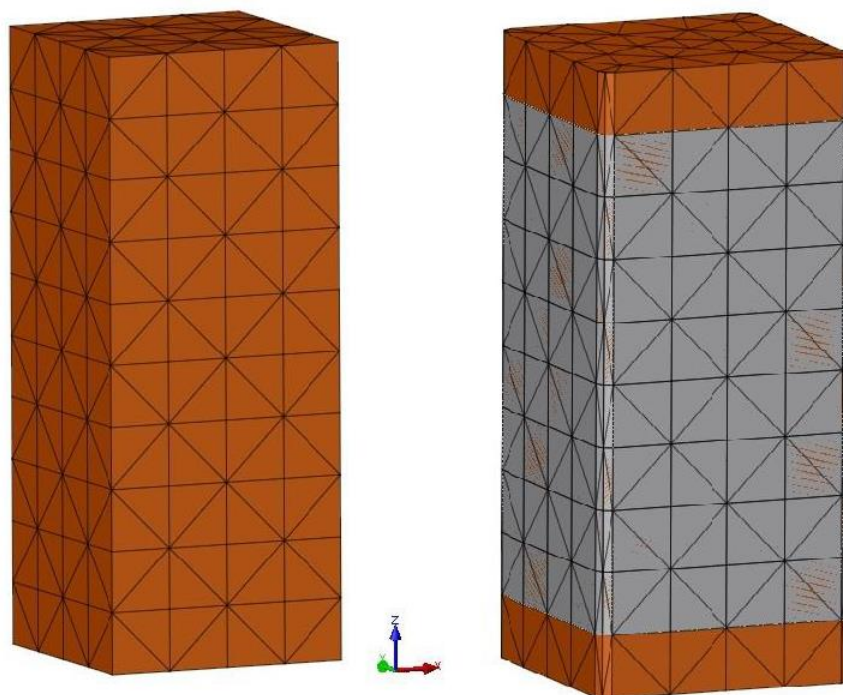


Fig. 51 – FE mesh dei pilastri non rinforzati e rinforzati

Infatti in questa applicazione, il legame tra muratura e FRCM non è stato considerato fondamentale, così come confermato da un certo numero di prove effettuate su colonne confinate con FRP [62]-[70].

Per quanto riguarda la discretizzazione del modello ed il suo legame a compressione è stato necessario identificare la lunghezza caratteristica h definita dalla consolidata formula:

$$h = \sqrt[3]{\text{Volume of the mesh}}$$

Per considerare la riduzione della resistenza a compressione della muratura a causa delle grandi deformazioni perpendicolari alla direzione principale di compressione è stato preso in conto il fattore del lateral cracking, secondo quanto proposto da Vecchio and Collins [80]. Al contrario l'aumento della resistenza stessa dovuto alla muratura confinata è stato valutato seguendo l'approccio di Selby and Vecchio [82].

Il sistema composito FRCM è in grado di lavorare sia in compressione che in trazione [81]: le leggi costitutive corrispondenti introdotte nel modello sono descritte in Fig. 52 a e b.

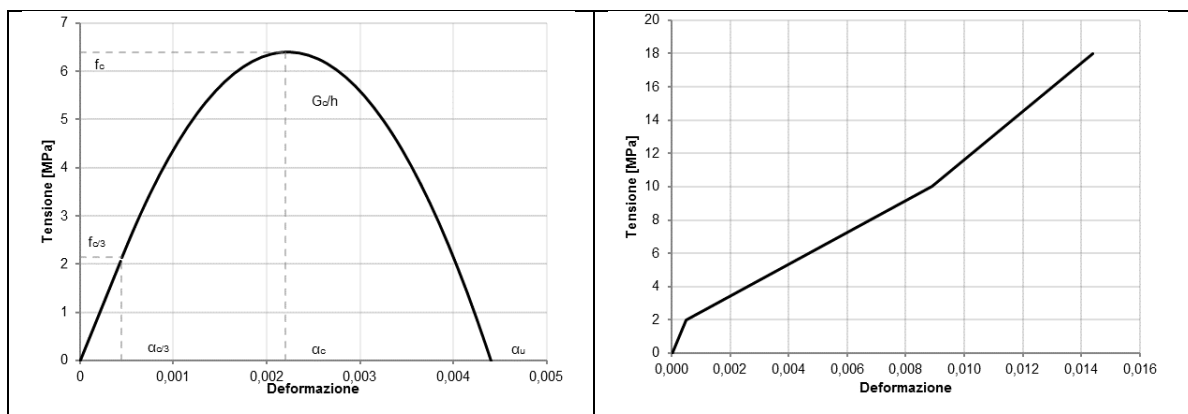


Fig. 52 – Leggi costitutive del FRCM

Il composito FRCM è stato modellato con elementi piatti 2D, con uno spessore nominale pari a quanto riscontrato nelle prove sperimentali. Il rinforzo è stato applicato solo sulla parte centrale delle colonne, lasciando *10 cm* di spaziatura nella parte superiore e inferiore per impedire la trasmissione diretta del carico verticale dal sistema di vincolo al rinforzo FRCM. Il sistema composito (fibre e malta) è stato omogeneizzato come nel modello 1D e considerato come un unico materiale.

Poiché la modalità di rottura prevista del rinforzo è caratterizzata dalla rottura delle fibre a trazione, particolare attenzione è stata dedicata alla scelta del comportamento costitutivo corrispondente.

In particolare, la curva trilineare adottata di Fig. 52b è stata ottenuta da prove sperimentali a trazione svolte su provini di FRCM.

Il tipico comportamento tensione-deformazione osservato è una curva tri-lineare: la prima fase lineare non fessurata è caratterizzata dal modulo di Young della malta, nella seconda fase si formano delle crepe nella malta e nell'ultimo ramo la malta è completamente fessurata e la curva assume la stessa pendenza della rigidità delle sole fibre (Fig. 52b)

T_1		T_2 matrice	T_2 fibra		T_3		E_1	E_2	E_3
σ [Mpa]	ε	ε	σ [Mpa]	ε	σ [Mpa]	ε	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
2.171	0.0005	0.0089	1261.65	0.0089	2455.82	0.0144	4341	935	217131
2.448	0.001	0.0089	1366.42	0.0089	2526.95	0.0141	2448	1021	223178
1.899	0.0004	0.0079	1246.63	0.0079	2107.66	0.0118	4748	1005	220779

Tab. 5 – Risultati prove di trazione su FRCM

Le superfici superiore e inferiore delle mesh (inferiore e superiore delle colonne) sono rigide nel loro piano, per simulare l'attrito delle macchine di prove ed inoltre è stata bloccata l'espansione laterale. I modelli numerici sono stati svolti in controllo di spostamento applicando una deformazione verticale.

Tutte le simulazioni numeriche sono state eseguite mediante un'analisi iterativa non lineare, seguendo il metodo di Newton Raphson. Sono stati usati incrementi di spostamento di $0,01\text{ mm}$, mentre per soddisfare i criteri di convergenza è stata considerata la norma dell'energia con una tolleranza di $0,001$ e una norma di spostamento di $0,001$.

4.3 Caso studio

Per validare i modelli numerici precedentemente descritti, sono state prese in considerazione come caso prova una serie di prove sperimentali svolte dall'Università di Bologna, in particolare prove a compressione centrata di colonne in muratura non rinforzate prima e poi rinforzate con materiali compositi a matrice cementizia.



Fig. 53 – Setup provini non rinforzati e rinforzati

Dettagli specifici sulla campagna sperimentale sono disponibili in [84], in questa sezione verranno riportate soltanto le indicazioni utili ai fini della definizione univoca del modello numerico.

Un totale di dodici colonne quadrate in muratura sono state costruite usando mattoni di argilla cotta ($250 \times 120 \times 55\text{ mm}$) e malta cementizia (spessore medio del giunto di 12 mm). Ogni colonna aveva una sezione trasversale di circa $380 \times 380\text{ mm}^2$ e un'altezza media di circa 1000 mm , corrispondente a 15 corsi di mattoni.

Prima dell'applicazione dei rinforzi, gli angoli dei campioni sono stati opportunamente arrotondati con un raggio di curvatura di 20 mm , per cercare di evitare la concentrazione di tensione e rottura fragile anticipata.

In particolare, l'applicazione del sistema FRCM ha richiesto in primis una bagnatura del substrato, seguito dall'applicazione della malta in un primo strato di $3\text{-}4\text{ mm}$ di spessore, la posa della griglia ed infine la posa di un secondo strato di malta.

Un promotore di adesione è stato anche applicato alla griglia per migliorare il suo legame con la matrice inorganica. Il promotore di adesione è un prodotto bicomponente, a base d'acqua, costituito da due resine su una matrice inorganica, microcristallina, tixotropica che ne aumenta la permeabilità.

Lo spessore complessivo dello strato di rinforzo esterno quindi è risultato di circa 7 mm .

La malta utilizzata come matrice con i compositi FRCM è una malta fibrorinforzata a base di calce, pozzolanica, particolarmente indicata per interventi in edifici storici in muratura.

La caratterizzazione meccanica dei componenti della muratura è stata eseguita effettuando dei test sia distruttivi che leggermente distruttivi, in particolare le prove a compressione sui mattoni e sulla malta hanno fornito valori di resistenza rispettivamente di $44,5\text{ MPa}$ e $8,1\text{ MPa}$.

L'elenco completo delle proprietà della muratura e dei compositi è riportato nella Tab. 6. Anche per la malta utilizzata come rinforzo dell'FRCM è stata effettuata una prova a compressione con il risultato di una resistenza pari a $f_{fm} = 6,52\text{ MPa}$.

Le proprietà geometriche dei pilastri sono riportati nella Fig. 54 mentre le proprietà meccaniche nella Tab. 6.

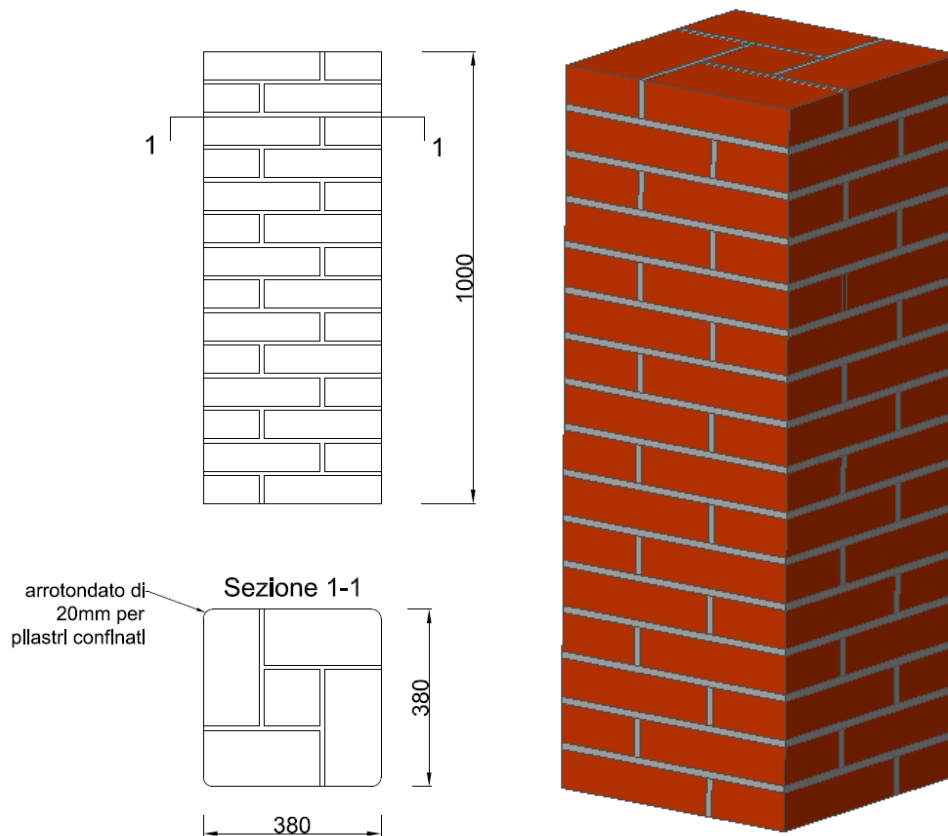


Fig. 54 – Dimensioni geometriche dei pilastro

Mattone	
Resistenza a compressione [Mpa]	$f_{b,m} = 44.5$
Malta	
Resistenza a compressione [Mpa]	$f_{m,m} = 8.1$
Muratura	
Resistenza a compressione [Mpa]	$f_0 = 12.5$
Resistenza a trazione [MPa]	$f_t = 3$
Modulo elastico [Mpa]	$E_c = 3300$
FRCM: fibra RC170	
Spessore [mm]	$t = 0.047$
Resistenza a trazione [N/cm]	$f_{i,f} = 2800$
Modulo elastico [Gpa]	$E_f = 210$
FRCM: fibra RV320	
Spessore [mm]	$t = 0.064$
Resistenza a trazione [N/cm]	$f_{i,f} = 1200$
Modulo elastico [Gpa]	$E_f = 60$
FRCM: matrice	
Resistenza a compressione [Mpa]	$f_{fm} = 6.5$

Tab. 6 – Proprietà meccaniche dei materiali

In particolare, per la muratura è stato utilizzato un modulo elastico $E = 3300 \text{ MPa}$, un coefficiente di Poisson $\nu = 0,15$ e una densità di 17 kN/m^3 . Per quanto riguarda le colonne confinate con l'FRCM, le uniche differenze sono gli angoli delle colonne che sono stati arrotondati con un raggio di curvatura di 20 mm , come nei test sperimentali, per evitare picchi di tensione.

I valori dei parametri inclusi nell'equazioni precedenti sono stati definiti a partire da test sperimentali; in particolare, l'energia di frattura $G_c = 8 \text{ N/mm}$ è definita come l'area sotto il ramo di softening.

Il comportamento a trazione della muratura è stato descritto da una curva elasto-ammorbidente suggerita da Hordijk [81] e governata da tre parametri: la resistenza alla trazione $f_t = 3 \text{ MPa}$, l'energia di frattura $G_f = 0,001 \text{ N/mm}$ e la lunghezza dell'elemento caratteristico $h = 40 \text{ mm}$.

Per quanto riguarda i materiali di rinforzo sono stati utilizzati due tipi di fibre: Carbon-FRCM e Glass-FRCM.

4.4 Risultati sperimentali

Le Fig. 55 e Fig. 56 mostra le curve di allungamento della forza ottenute da tutte le prove considerate: l'allungamento positivo significa un accorciamento della colonna.

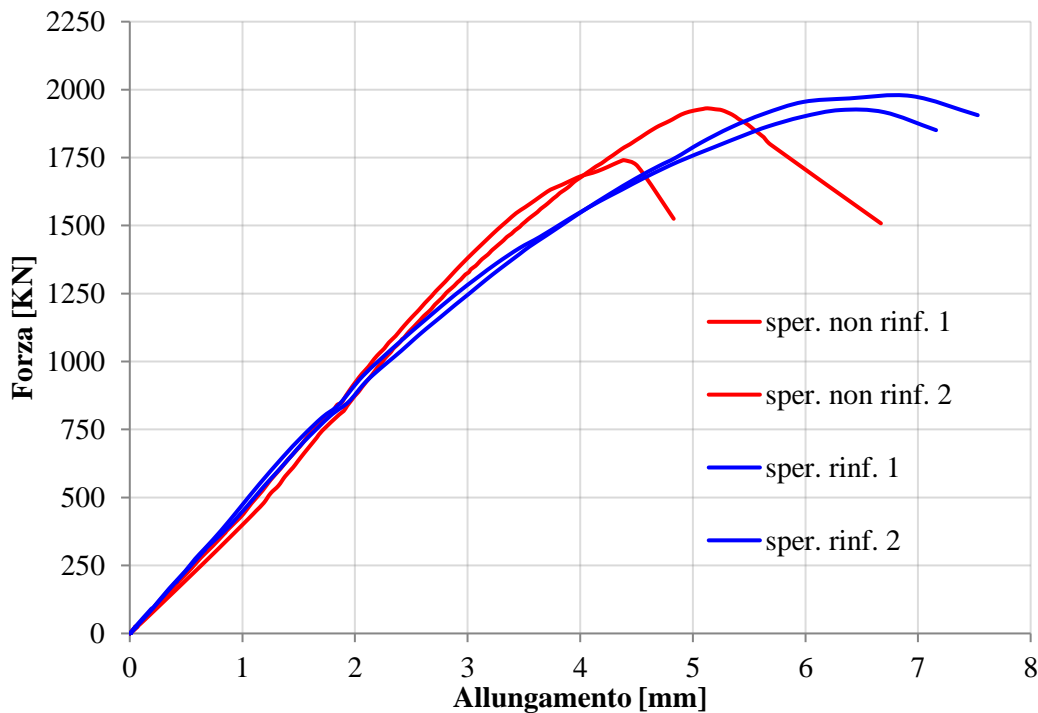


Fig. 55 – Risultati sperimentali per pilastri non rinforzati e rinforzati: RC170

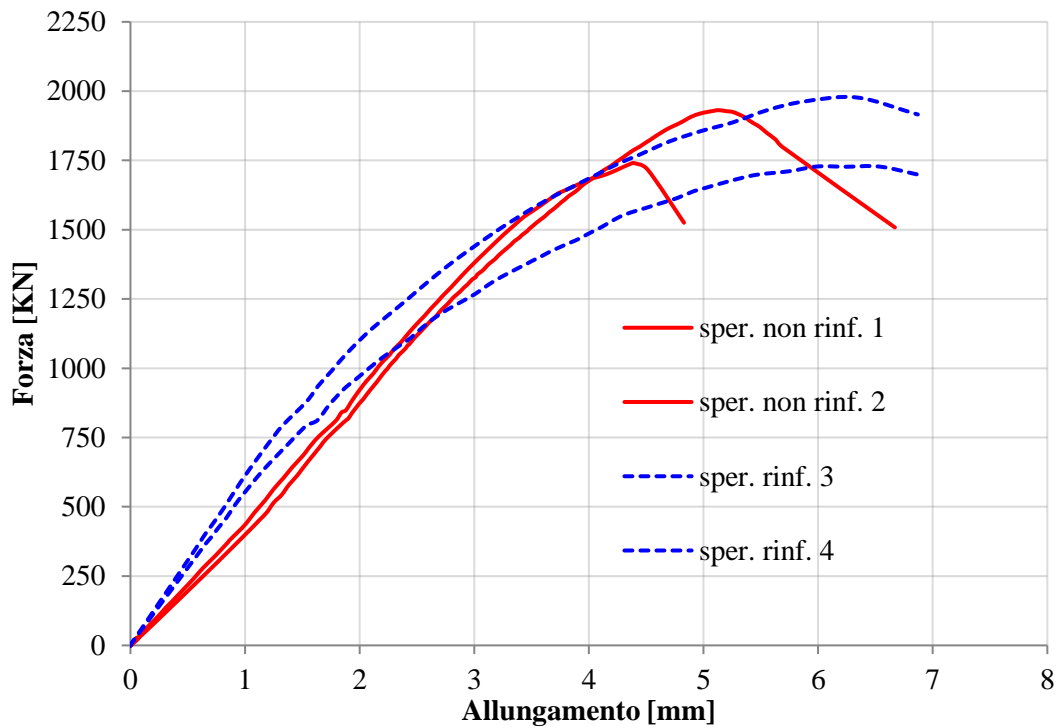


Fig. 56 – Risultati sperimentali per pilastri non rinforzati e rinforzati: RV320

Le colonne in muratura non rinforzate hanno fornito un comportamento quasi lineare fino a circa il 75% del carico finale, seguito da un breve ramo non lineare fino ad arrivare alla forza di picco ed infine un ramo di softening.

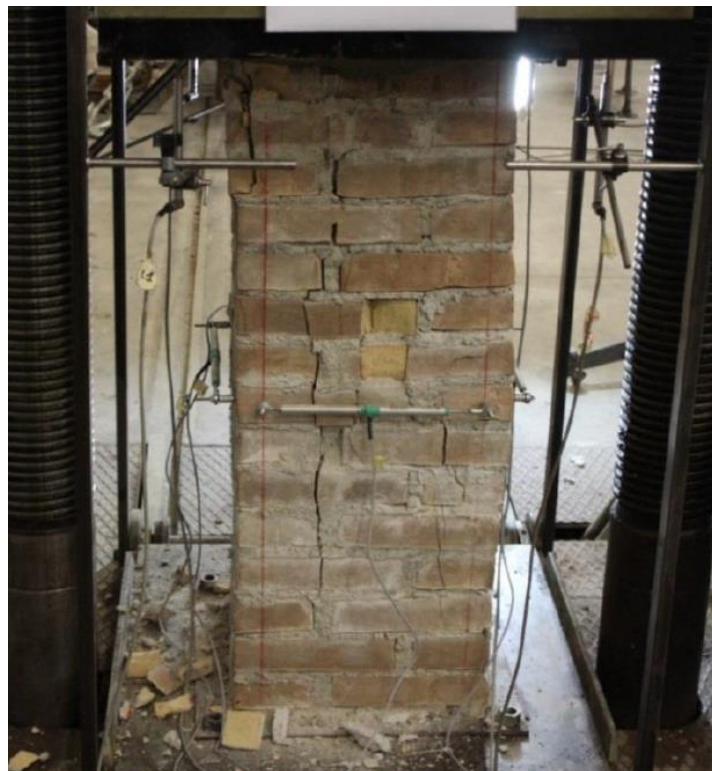


Fig. 57 – Modalità di rottura pilastro non rinforzato

I provini rinforzati con FRCM, come è possibile notare dai diagrammi hanno comportato soltanto un leggero aumento in termini di resistenza massima al picco, quantificabile in un 10% circa. Al contrario hanno fornito una rigidità iniziale più alta, ma il comportamento non lineare è iniziato prima, a circa il 40% del carico di punta. Dopodiché, con un maggior andamento non lineare arrivando al picco i provini rinforzati si sono caratterizzati per un incremento di deformazione ultima rispetto a quelli nudi.

Tra i vari provini rinforzati, quelli confinati con fibre di carbonio hanno mostrato una capacità media del 5% superiore a quella ottenuta dalle reti in fibra di vetro; la piccola differenza non può essere direttamente correlata alla differenza in realtà molto più elevata tra la rigidità assiale (EA) dei due tipi di fibre secche (circa 250% in più per il carbonio), ma deve essere anche tenuta in conto la rigidità della malta (uguale nei due sistemi); in questo caso, la rigidità omogenea dei due tipi di strati (malta + fibre) è molto simile. (Tab. 6).

I valori dei principali risultati sperimentali sono riportati nella Tab. 7 carico di picco (F_{cc}), resistenza alla compressione (f_{cc}), allungamento al picco (e_{l0}) e corrispondente deformazione verticale (ε_v, u), deformazione orizzontale al picco (ε_h, u) e i rapporti tra queste quantità e i corrispondenti valori provenienti da colonne non rinforzate: ($\varepsilon_v, u / \varepsilon_0$) e ($\varepsilon_h, u / \varepsilon_0$)

Tipo	F_{cc} [kN]	f_{cc} [MPa]	$\varepsilon_{v,u}$ [$\mu\varepsilon$]	$\varepsilon_{h,u}$[$\mu\varepsilon$]	f_{mc}/f_{m0}	$\varepsilon_h/\varepsilon_0$	$\varepsilon_v/\varepsilon_0$
<i>Non rinforzato</i>							
PIL_01	1740.47	12.05	4315.07	3333.69	1	1	1
PIL_02	1931.37	13.20	5127.65	1848.20	1	1	1
<i>Rinforzato</i>							
CP_RC170_01	1978.13	13.17	7018.27	2187.55	1.09	1.63	0.66
CP_RC170_02	1928.88	13.01	6518.86	1785.37	1.08	1.51	0.54
CP_RV320_01	1728.68	11.97	6069.77	1051.31	0.99	1.41	0.32
CP_RV320_02	1978.33	13.53	6165.59	1183.36	1.12	1.43	0.35

Tab. 7 – Risultati sperimentali

4.5 Confronto dei risultati

In questo paragrafo vengono riassunti i risultati ottenuti dai modelli analitici 1D e numerici 3D e confrontati con i casi prova sperimentali presi in considerazione, sia per i pilastri non rinforzati che per i pilastri rinforzati.

Lo scopo del confronto è quello di convalidare l'approccio 1D proposto, comprendere meglio il contributo del sistema di confinamento in termini di resistenza dei pilastri, duttilità e per valutare in maggiore dettaglio il meccanismo che porta alla rottura finale.

4.5.1 Pilastri non rinforzati

La Fig. 11 mostra il confronto tra le curve forza-allungamento ottenute da prove sperimentali e quelle da modelli numerici 1D e 3D. Il carico di picco medio sperimentale era di circa 1800 kN , raggiunto con un allungamento medio di $4,8\text{ mm}$, che portava a una corrispondente resistenza a compressione $f_{m0} = 12,5\text{ MPa}$ e ad un ceppo assiale finale $\varepsilon_0 = 0,48\%$.

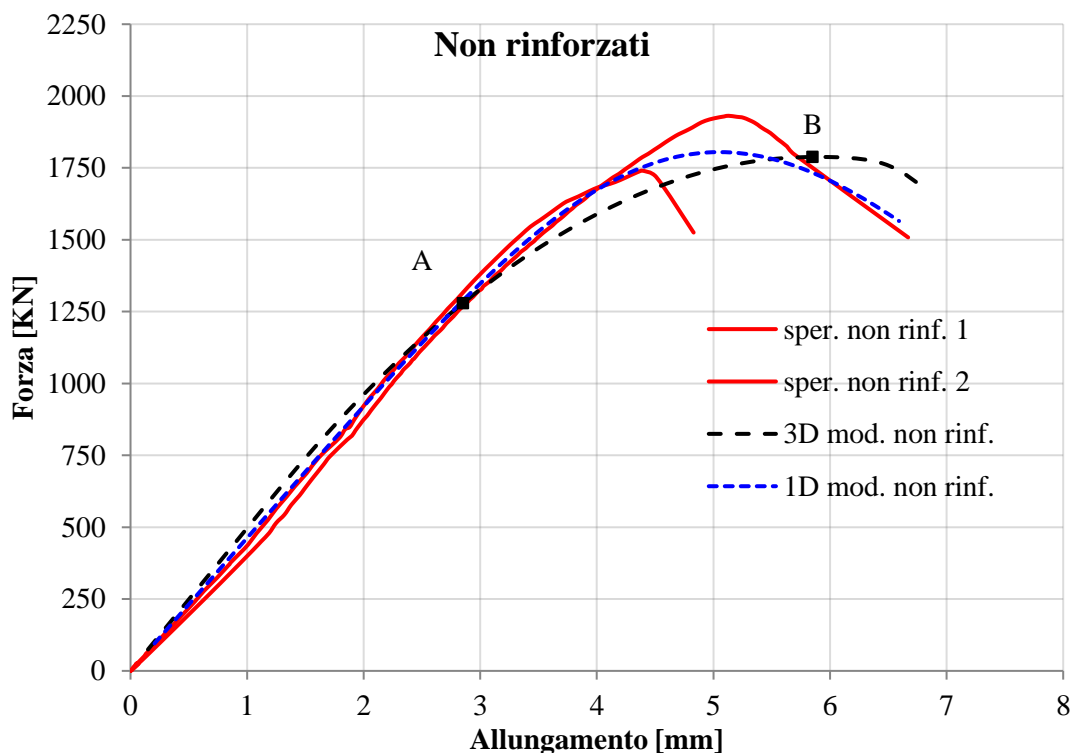


Fig. 58 – Confronto risultati sperimentali/numerici pilastri non rinforzati

Le curve numeriche sono quasi coincidenti fino al valore di 1300 kN , dove il modello 3D mostra una riduzione più accentuata della rigidezza (non linearità) rispetto le altre due curve, raggiungendo inoltre un maggiore allungamento al picco.

Al contrario, il modello 1D risulta essere praticamente corrispondente ai risultati sperimentali fino a rottura, anche in termini di rigidezza, dimostrando che l'equazione di

Mander [49] è adatta a descrivere anche il comportamento meccanico della muratura in compressione. Le curve sperimentali hanno un ramo discendente post-picco più rapido fino al collasso finale rispetto a entrambi i modelli numerici, tuttavia è necessario specificare che il ramo di softening non è stato correttamente controllato fino a rottura.

In sintesi è possibile confermare che entrambi i modelli numerici colgono in maniera abbastanza soddisfacente il valore della forza di picco cadendo al centro dell'intervallo delle prove sperimentali.

4.5.2 Pilastri rinforzati

Le figure Fig. 59 e Fig. 60 mostrano il confronto tra le curve forza-allungamento ottenute dai modelli numerici 1D e 3D per le colonne confinate con RC 170 e RV320, rapportate alle relative colonne non confinate.

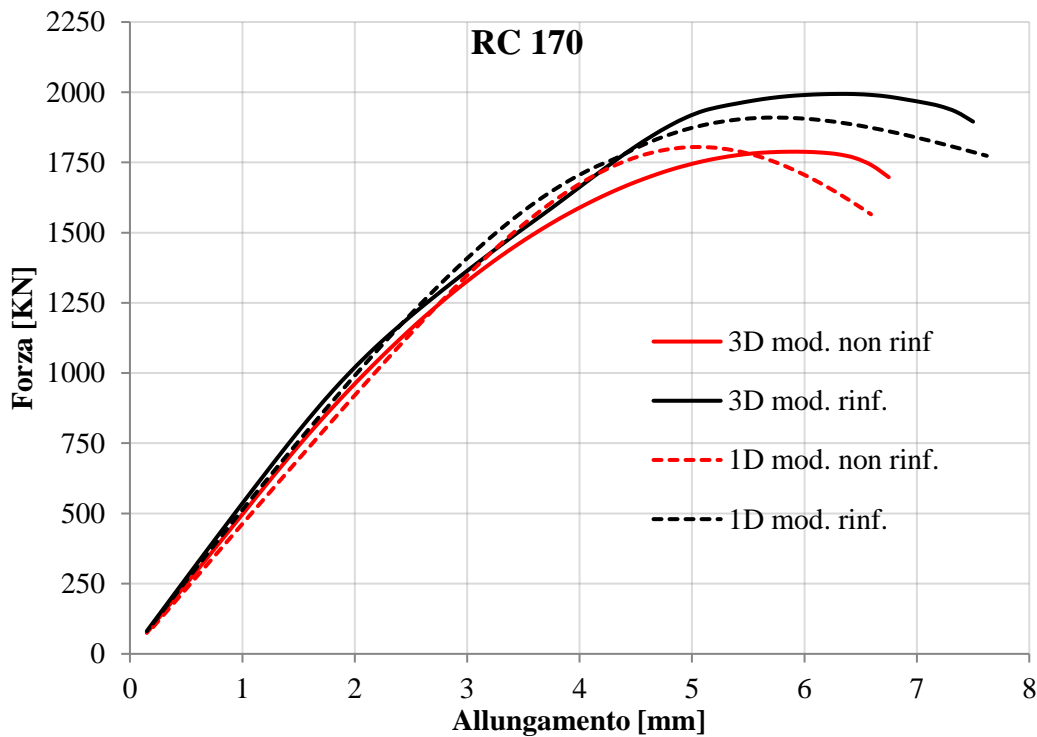


Fig. 59 – Confronto modelli 1D/3D pilastri rinforzati/non rinforzati: RC170

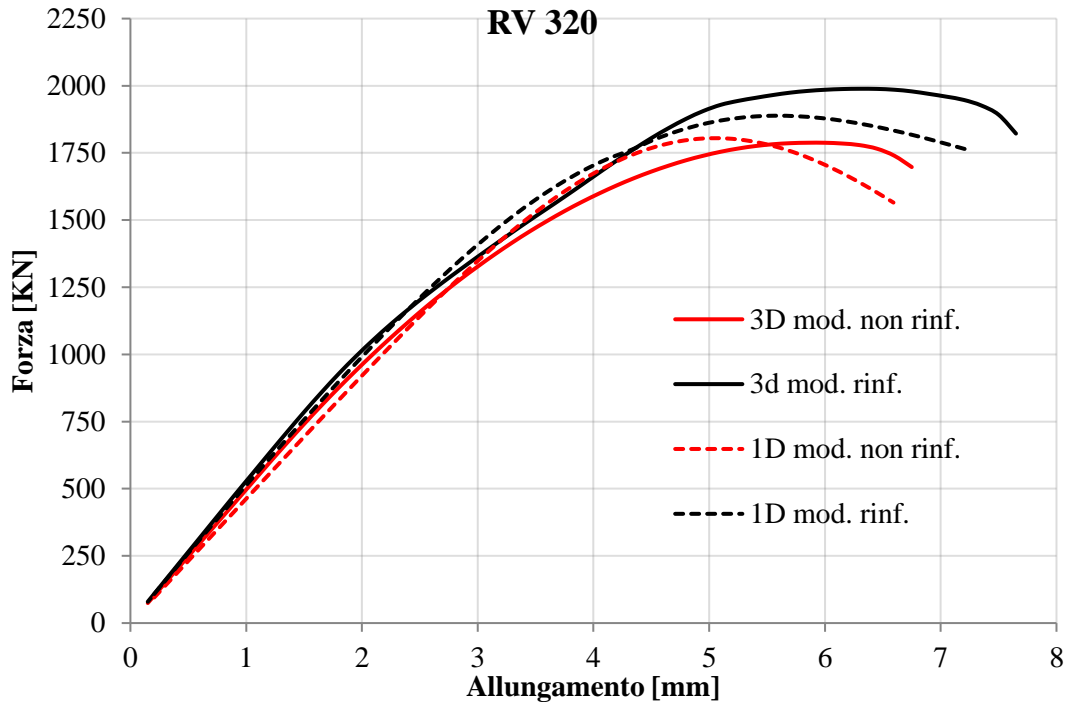


Fig. 60 – Confronto modelli 1D/3D pilastri rinforzati/non rinforzati: RV320

Le curve sono quasi coincidenti fino al 50% del valore di picco dopo cui i modelli 3D mostrano un ramo non lineare più accentuato che raggiunge quindi un valore più elevato di deformazione al picco e dopo il valore di picco sono caratterizzati da un plateau con forza pressochè costante.

Al contrario, i modelli 1D mostrano una tendenza lineare fino al valore di picco e un ramo post picco leggermente più ripido nel modello non rinforzato piuttosto che in quello rinforzato.

Tutti i modelli raggiungono quasi lo stesso valore al picco, rispettivamente 1800kN e 2000kN per la muratura non confinata e confinata.

Il confronto tra muratura non rinforzata e armata con modelli numerici, in Figg. 13 mostrano la stessa considerazione del test sperimentale: un po 'più rigido e un contributo in compressione del modello rinforzato di circa il 10%. Nel primo ramo lineare è chiaramente evidente il contributo in compressione dovuto alla presenza della malta che a 1500 kN ha iniziato a essere fessurata, il contributo della matrice può essere trascurato e la curva torna a seguire la curva non definita fino all'inizio del non- ramo lineare dove la pressione di confinamento consente di raggiungere una forza di picco maggiore di circa il 10%.

La Fig. 61 mostra che esiste una buona corrispondenza tra il valore di picco e l'allungamento relativo, seppur entrambi i modelli risultano essere più rigidi dei dati sperimentali, questo è

dovuto ad una caratteristica distintiva della legge costitutiva utilizzata nei modelli numerici, e in questo caso una legge parabolica che dopo il primo ramo quasi lineare è caratterizzato da un ramo non lineare poco pronunciato rispetto a quello sperimentale.

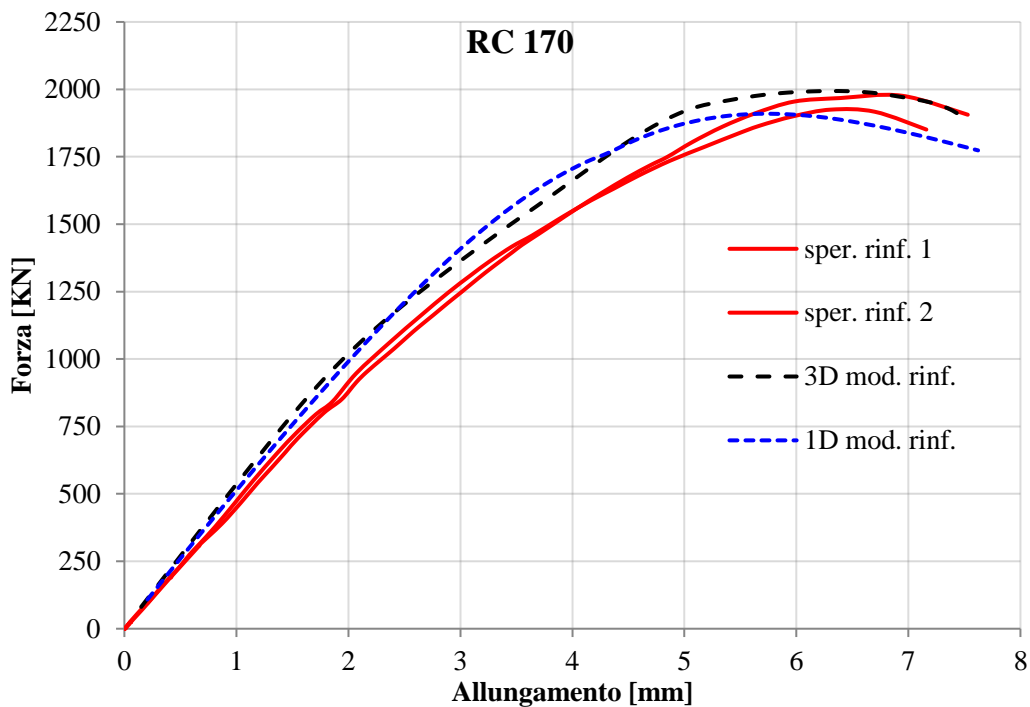


Fig. 61 – Confronti pilastri rinforzati: RC170

In Fig. 62 le curve numeriche si posizionano all'interno della nuvola delle due curve sperimentali e presentano un comportamento quasi totalmente non lineare.

Il valore del carico di punta era di circa 2000 kN e il relativo valore di allungamento è di $6-7 \text{ mm}$.

È chiaro che l'applicazione di involucri rinforzati strutturali delle colonne consente di raggiungere una maggiore resistenza alla compressione mediante la pressione di confinamento laterale fornita dal rinforzo.

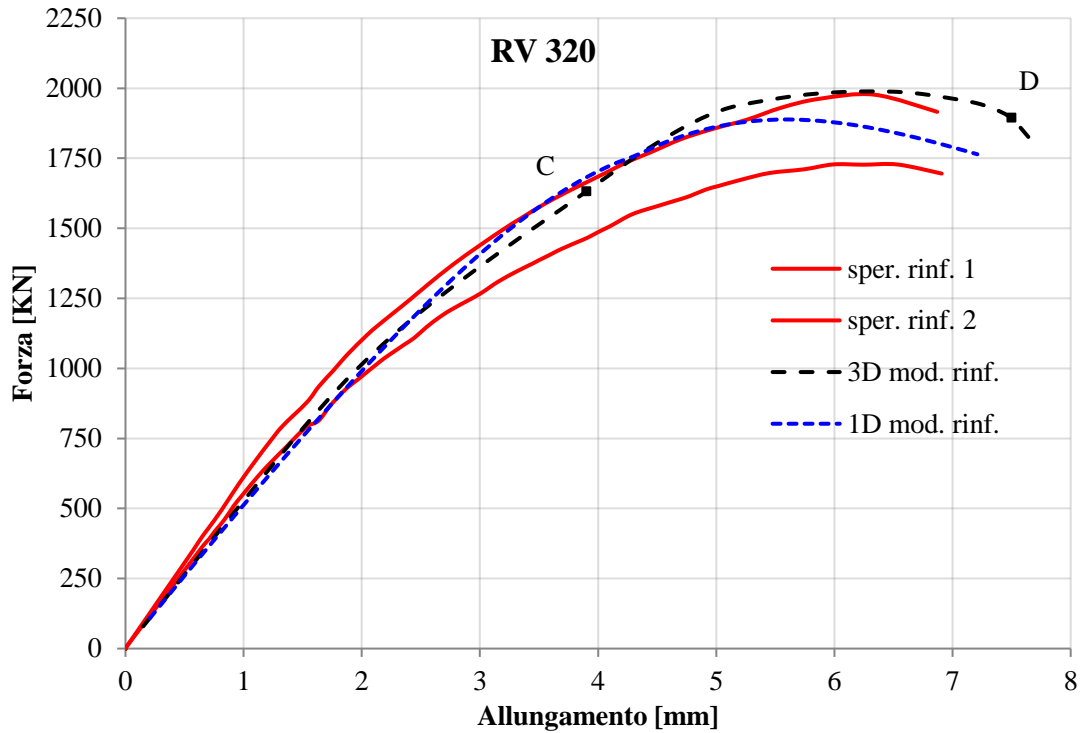


Fig. 62 – Confronti pilastri rinforzati: RV320

La figura riportata in basso riporta le tensioni principali di compressione in cui si può notare come le zone maggiormente sollecitate siano oltre agli spigoli, il nucleo centrale, riprendendo il concetto che ci sono delle zone che risentono maggiormente del rinforzo ed altre meno.

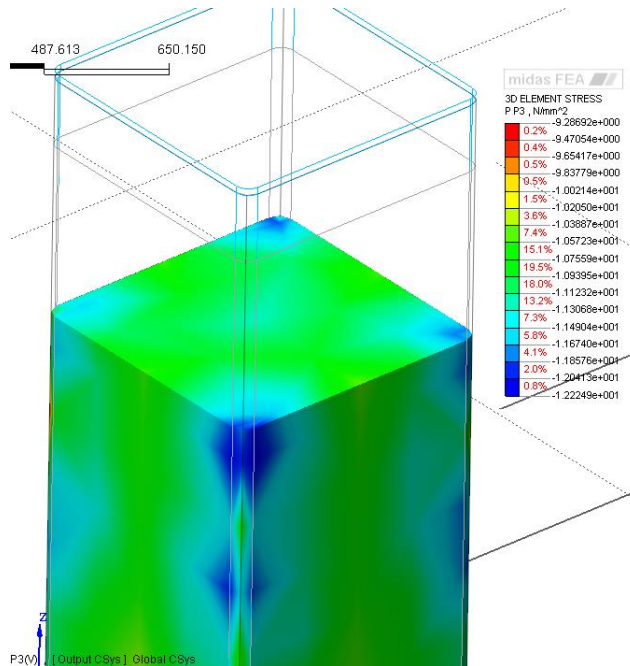


Fig. 63 – Sezione pilastro confinato

Dalle prove sperimentali è possibile notare che la rottura avviene per instabilità del composito Fig. 64 in prossimità degli angoli dei pilastri, che seppur arrotondati rimangono il punto debole del rinforzo, in cui si generano valori alti delle tensioni.

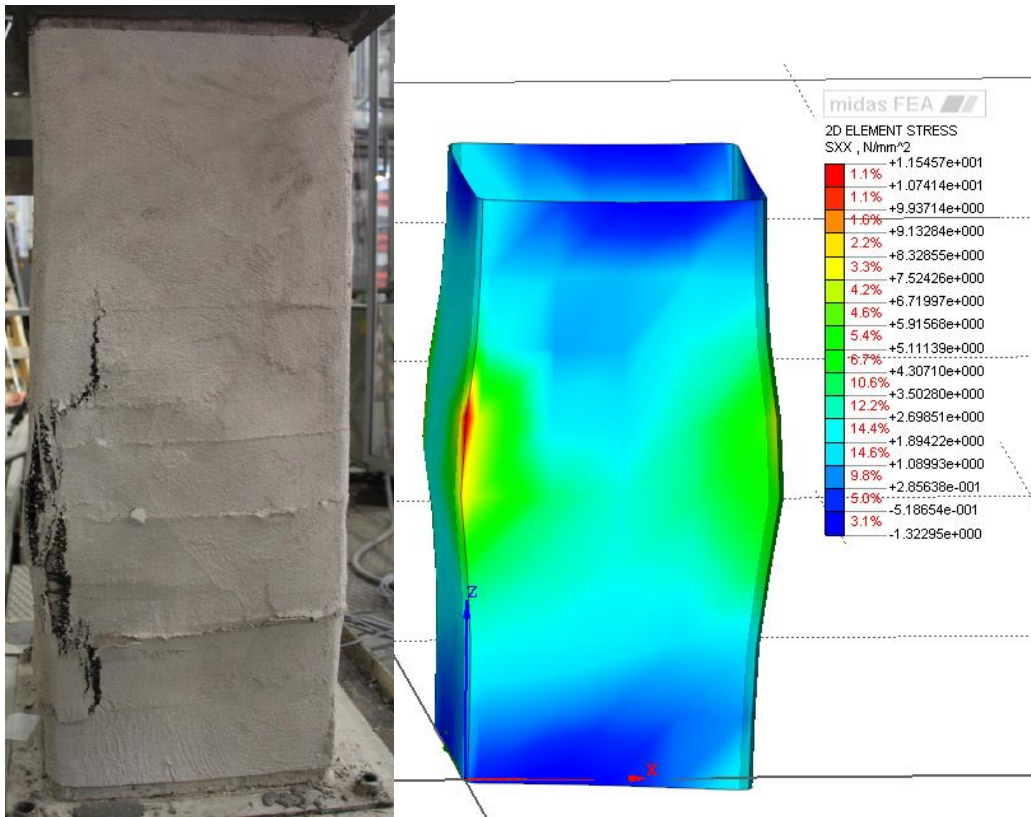


Fig. 64 – Rottura del rinforzo per instabilità

Tale aspetto trova riscontro anche numericamente, poiché nella maggior parte dei casi la rottura si verifica a seguito della formazione di numerose fessure proprio in prossimità degli angoli.

La Fig. 65 mostra le tensioni longitudinali nella fibra e nel pilastro e lo stato delle fessure : nella Fig. 65a è stato riportato lo stato fessurativo del pilastro in muratura allo stato di sollecitazione identificato dal punto C della Fig. 62, è possibile notare come siano già sopraggiunte le prime fessure alcune delle quali già completamente aperte, tali condizione si concentra in corrispondenza degli angoli del pilastro.

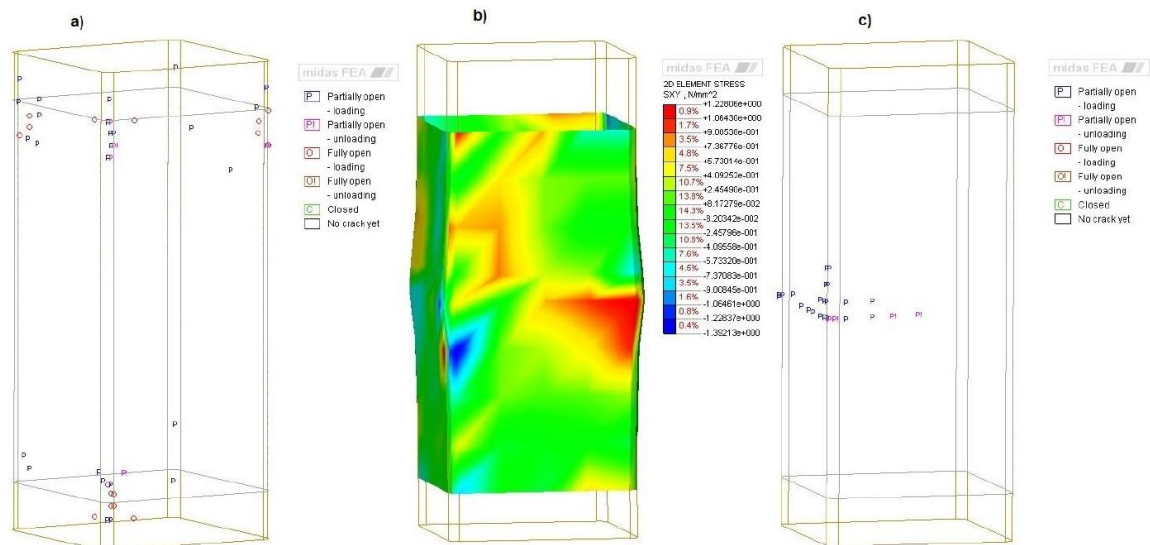


Fig. 65 – Andamento delle fessure nella muratura e nel rinforzo: modello numerico

La Fig. 65b mostra la distribuzione delle tensioni principali nel piano xy della fibra nel punto D, identificato nel diagramma in Fig. 62 in cui si nota, parallelamente alla Fig. 64, lo stato deformativo dovuto all'instabilità del rinforzo; infine la Fig. 65c che rappresenta il suo relativo stato fessurativo.

È stato inoltre estrapolato sia dalle prove sperimentali che dai modelli numerici l'andamento delle deformazioni orizzontali in corrispondenza della sezione di mezzeria del pilastro, per i pilastri rinforzati e non rinforzati, riportato in Fig. 66 e Fig. 68.

Dal punto di vista sperimentale queste informazioni sono state desunte da misurazioni effettuate con l'utilizzo della DIC (digital image correlation).

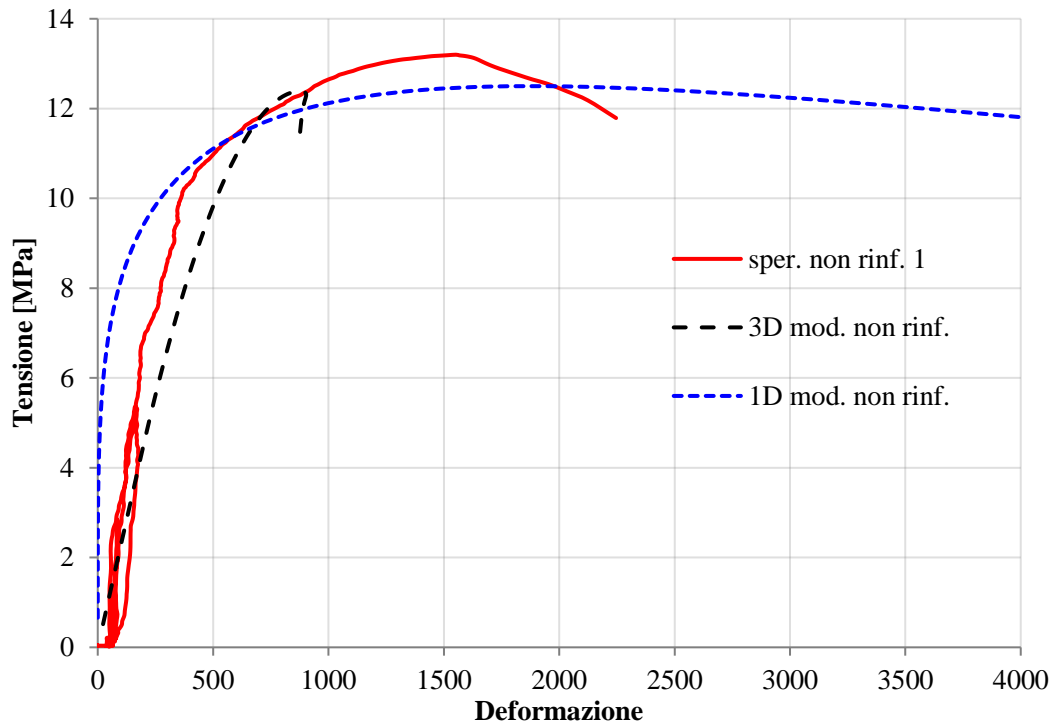


Fig. 66 – Curva tensione-deformazione orizzontale pilastro non rinforzato

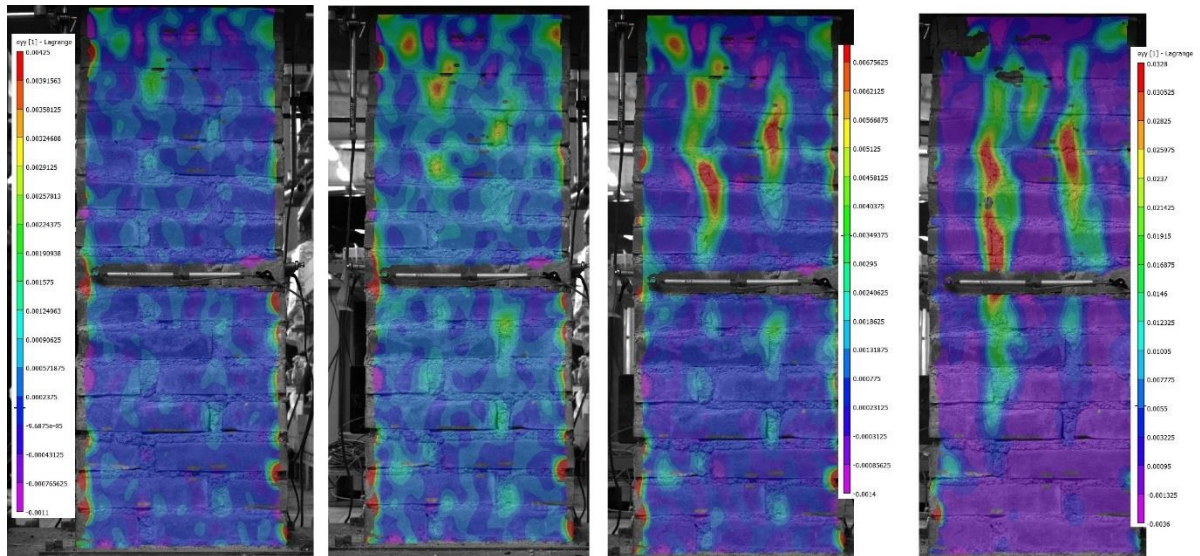


Fig. 67 – DIC provino non rinforzato: deformazioni orizzontali al crescere del carico

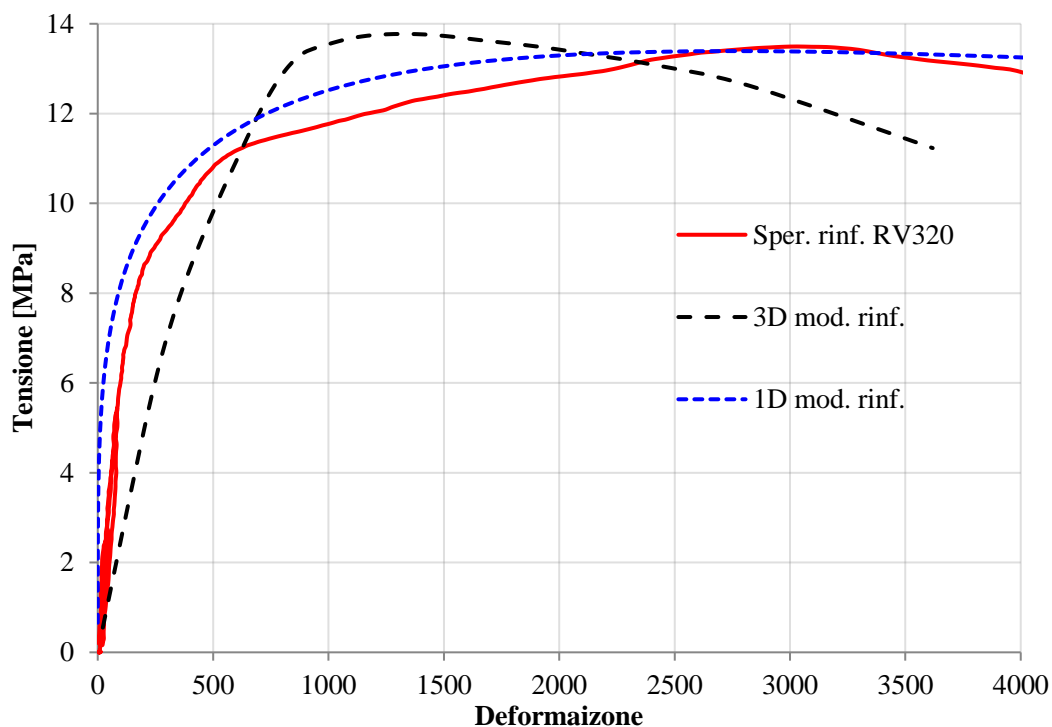


Fig. 68 – Curva tensione-deformazione orizzontale pilastro rinforzato RV320

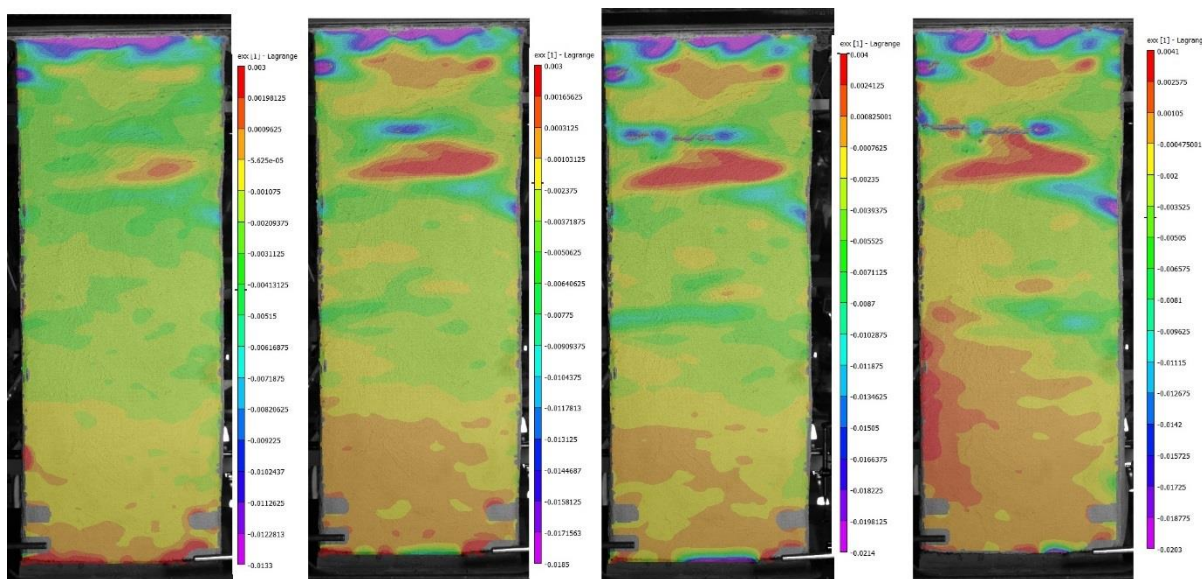


Fig. 69 – DIC provino rinforzato: deformazioni orizzontali al crescere del carico

Il modello 1D è in perfetta sintonia con i risultati sperimentali nella colonna non rinforzata e rinforzata, mentre il modello 3D sovrastima la deformazione orizzontale, cosa che potrebbe essere dovuta all'incapacità del modello di predire l'espansione laterale del pilastro a causa dell'utilizzo di un modello isotropico e pertanto l'incapacità di prevedere il giusto effetto di confinamento.

Analisi parametrica sul rinforzo

Per valutare l'affidabilità del modello nel simulare l'efficacia del rinforzo, è stato eseguito uno studio parametrico considerando differenti combinazioni di rinforzo.

Si sono valutati due pilastri in muratura caratterizzati da una resistenza a compressione differente, rispettivamente per il modello 1 e per il modello 2 pari a 12.5 Mpa e 7 Mpa , ad ognuno sono stati applicati rinforzi FRCM realizzati con fibre di carbonio e spessore complessivi che variavano da 7 a 15 fino a 30mm ; i risultati corrispondenti sono stati riportati nelle Fig. 70 e Fig. 71 in termini di curve forza-allungamento.

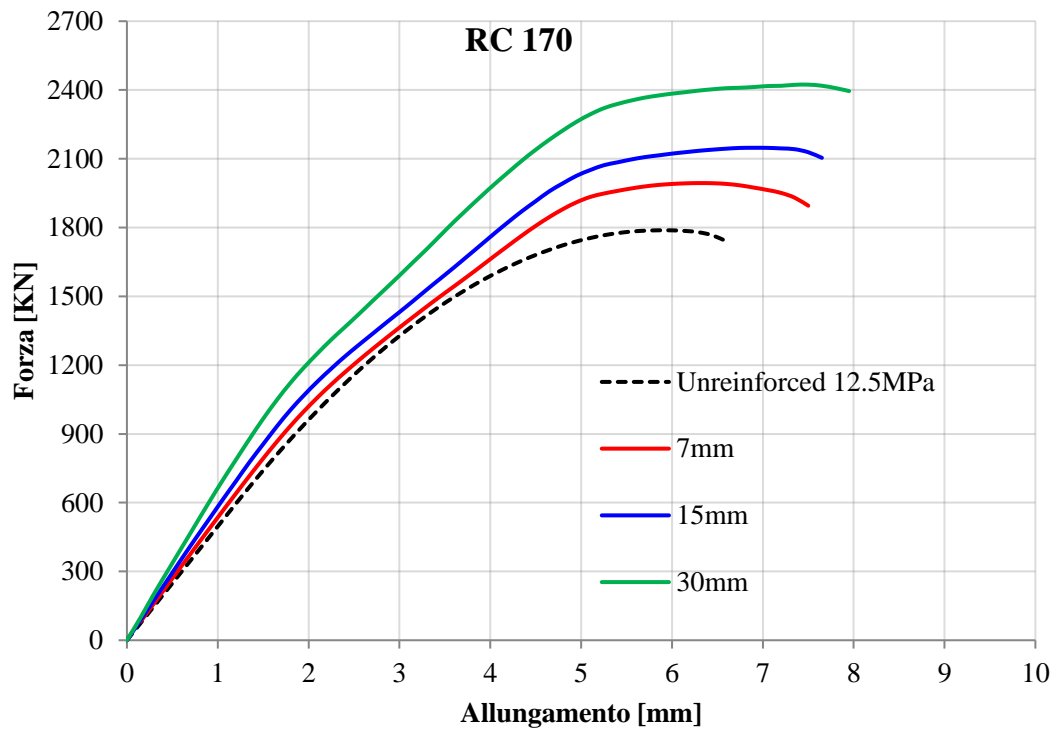


Fig. 70 – Analisi parametrica pilastro con $f_c=12.5\text{Mpa}$

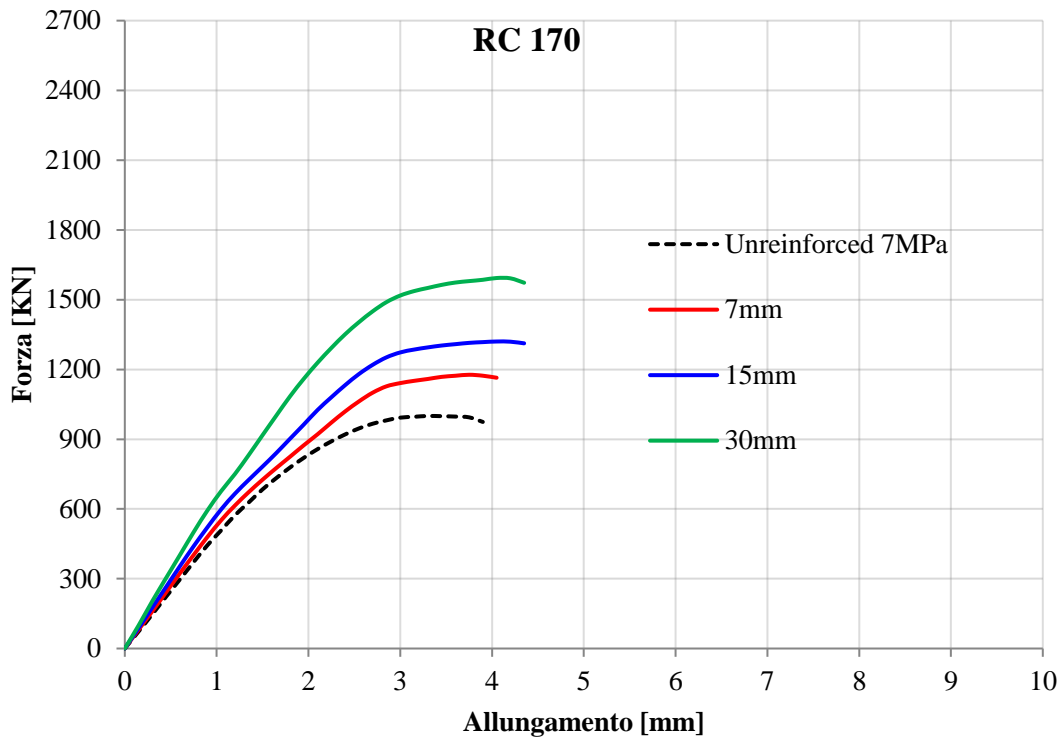


Fig. 71 – Analisi parametrica pilastro con $f_c=7\text{MPa}$

In particolare, la Fig. 70 mostra il confronto tra la curva relativa alla muratura non rinforzata e non rinforzata con di resistenza a compressione di $12,5\text{MPa}$ ed. Come previsto, le curve relative a un maggiore spessore del rinforzo FRCM mostrano una maggiore rigidezza iniziale e raggiungono un valore maggiore di forza massima; tuttavia, anche raddoppiando o usando quattro volte lo spessore iniziale del rinforzo, si è riscontrato soltanto un ridotto aumento in termini di forza massima (Tab. 8) (+ 35%). Ciò è dovuto principalmente all'elevata resistenza a compressione della sola muratura.

	<i>Modello 1: 12.5MPa</i>				<i>Modello 2: 7MPa</i>			
	<i>Non rinf.</i>	<i>7mm</i>	<i>15mm</i>	<i>30mm</i>	<i>Non rinf.</i>	<i>7mm</i>	<i>15mm</i>	<i>30mm</i>
F_{max} [kN]	1787.9	1993.9	2147.8	2423.2	999.97	1177.1	1320.2	1593.2
Δ%	-	11%	20%	35%	-	17%	32%	59%

Tab. 8 – Risultati numerici dell'analisi parametrica

Valori crescenti della sezione trasversale dell'armatura producono valori maggiori di deformazione al picco e un miglior softening, con pendenza negativa ridotta.

La Fig. 71 mostra le curve provenienti da un pilastro in muratura caratterizzato da un minor valore di resistenza a compressione della pari a 7 MPa e gli stessi tipi di rinforzo. I risultati sono qualitativamente simili al caso precedente (aumento della rigidezza e della forza, migliore comportamento di softening) ma quantitativamente (Tab. 8) gli aumenti sono molto più alti, raggiungendo anche un incremento di forza di circa il 60% .

In conclusione, è possibile riscontrare come il confinamento con FRCM di pilastri in muratura sia più efficace per provini caratterizzati da un valore inferiore di resistenza a compressione rispetto agli stessi provini ma con proprietà meccaniche superiori.

4.6 Caso studio presente in letteratura

Ad oggi in letteratura non esistono tanti lavori che investigano attraverso prove sperimentali il comportamento a compressione di colonne in muratura confinate con FRCM, e uno di questi è [89].

In questo articolo vengono riportate numerose prove effettuate su pilastri in muratura prima non confinati e successivamente rinforzati con diverse tecniche di consolidamento tra cui appunto l'FRCM che prenderemo in considerazione in questa sezione per valutare l'attendibilità del modello che è stato proposto.



Fig. 72 – Realizzazione del pilastro rinforzato

Con l'ausilio delle proprietà meccaniche riportate in tale campagna sperimentale è stato ricalibrato il modello 1D proposto in precedenza e sono stati confrontati i risultati di qui ottenuti in termini di curve forza-spostamento.

I pilastri utilizzati erano alti 960 mm , caratterizzati da una sezione quadrata di $230 \times 230\text{ mm}$, in particolare sono state eseguite due differenti prove a seconda del tipo di malta che è stata utilizzata per i giunti del pilastro: M1 e M3, con rispettivamente una resistenza alla compressione media di $0,55\text{ MPa}$ e $4,51\text{ MPa}$.

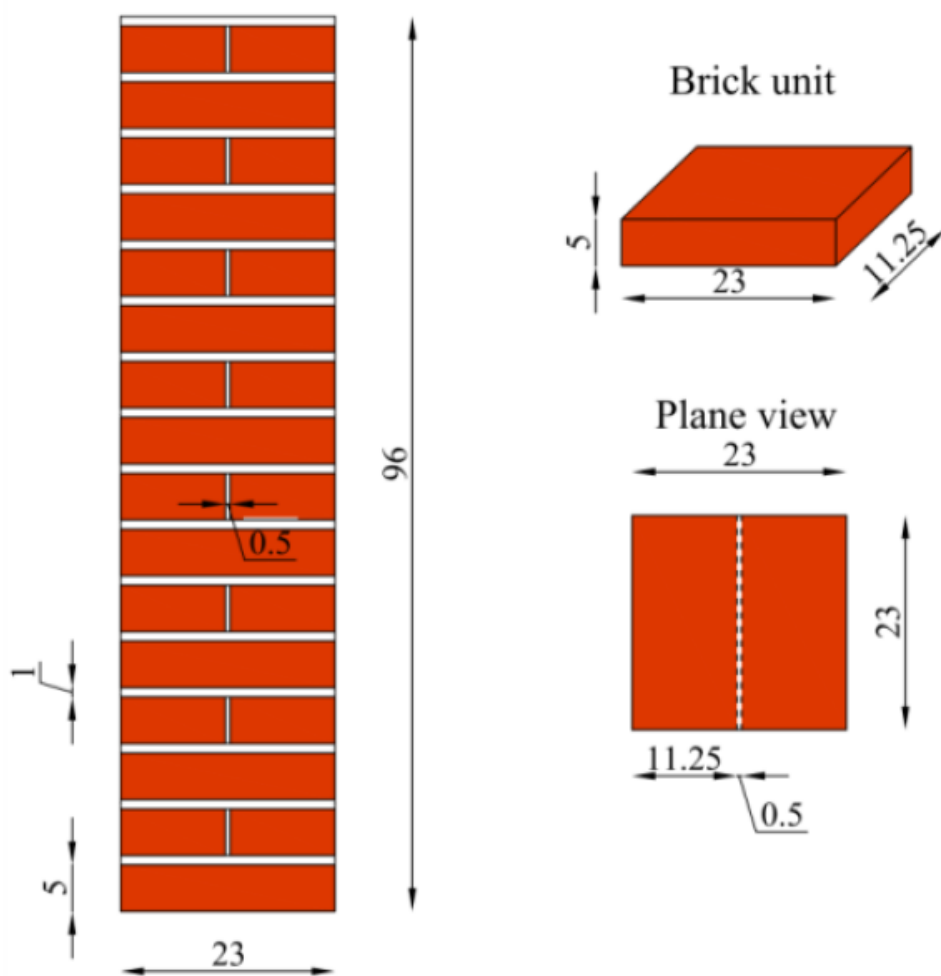


Fig. 73 – Geometria dei pilastri e sezioni

Le colonne sono state rinforzate avvolgendo le fibre di basalto con una deformazione finale dell' $1,8\%$ e un modulo elastico pari a 89 GPa , incollate in una malta cementizia ad alta resistenza. Lo spessore del rinforzo (griglia + malta) era di circa 10 mm ; le proprietà meccaniche considerate per la matrice sono: resistenza a compressione di 10 MPa , modulo elastico di 5000 MPa e deformazione al picco dell' $1,5\%$.

Le figure Fig. 74 e Fig. 75 mostrano i confronti tra risultati sperimentali e numerici dei pilastri oggetto delle simulazioni.

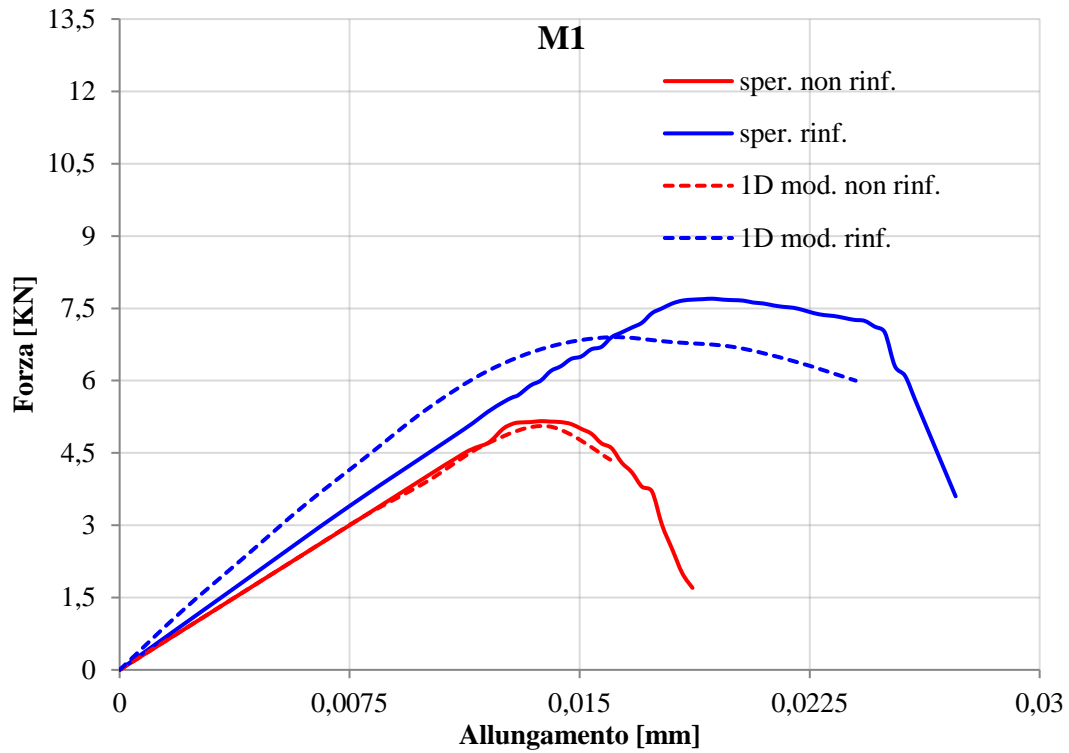


Fig. 74 – Confronti curve forza-allungamento malta M1

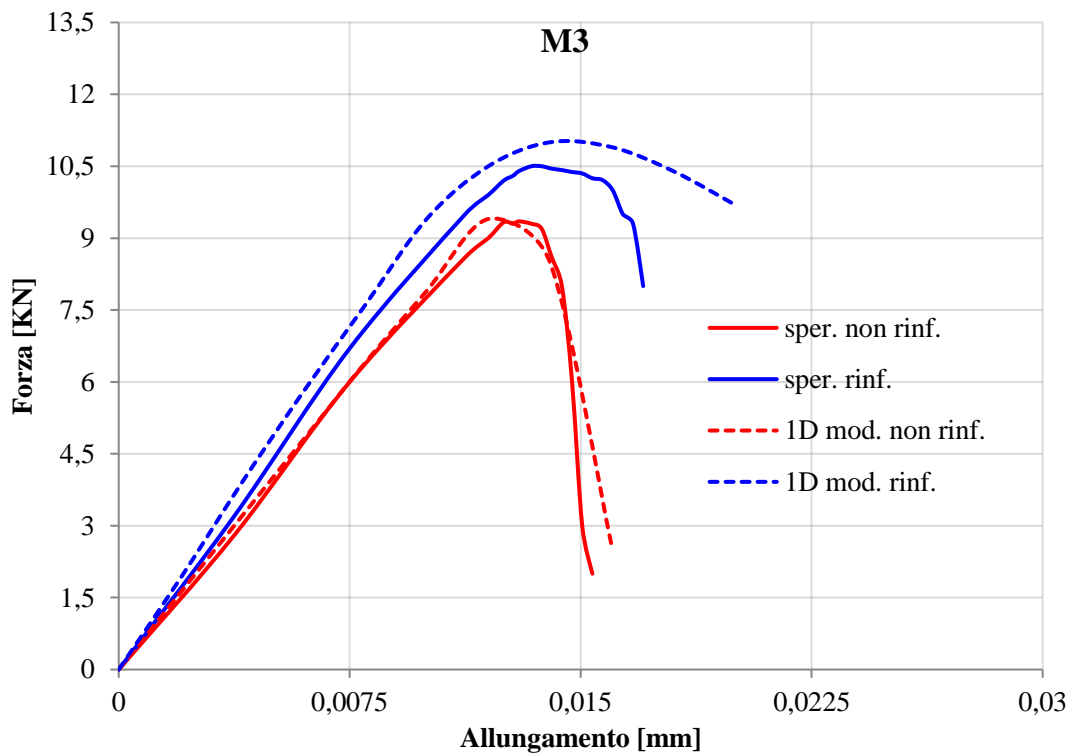


Fig. 75 – Confronti curve forza-allungamento malta M3

Come si può bene vedere le curve numeriche ottenute sono in buon accordo con i risultati sperimentali soprattutto per i pilastri non confinati, in particolare si ha un sostanziale valore coincidente di sollecitazione di picco e relativa deformazione.

I modelli rinforzati mostrano una maggiore rigidezza nel primo ramo raggiungendo un valore soddisfacente di sollecitazione massima e relativa deformazione.

In dettaglio le colonne realizzate con malta M1 sono caratterizzate da un debole valore del modulo elastico della muratura rispetto a quello della malta, questa circostanza produce la differenza evidenziata in Fig. 74.



Fig. 76 – Modalità di rottura

Nella figura in alta viene infine mostrata la modalità con cui si è giunti alla crisi del pilastro rinforzato, molto simile a quanto già avvenuto nei provini della campagna sperimentale svolta in precedenza (Fig. 64).

4.7 Conclusioni

In questa sezione, dopo aver introdotto il ruolo dei rinforzi FRCM nel panorama attuale in termini di rinforzo strutturale, si è passati allo studio del loro contributo in pilastri in muratura. In particolare è stato proposto un approccio analitico per valutare il contributo dei rinforzi stessi, adottando un modello iterativo già largamente validato per provini in calcestruzzo rinforzati con FRP.

Attraverso l'utilizzo di un calcolatore numerico è stato predisposto un modello 3D adottato determinati legami costitutivi presenti, e con l'ausilio di una campagna di prove sperimentali effettuata dall'Università di Bologna è stata valutata la bontà di tali modelli. Nello specifico i risultati sono stati confrontati in termini di diagrammi forza-spostamento, tensione verticale/orizzontale-deformazione e sono stati valutati gli stati fessurativi.

I principali aspetti che sono emersi da questo studio si possono riassumere in alcuni punti:

- In tutte le colonne in muratura rinforzate con FRCM il confinamento ha comportato un beneficio in termini di resistenza, sia in termini di capacità di carico che di deformazione finale. Tuttavia tutte le colonne confinate considerate hanno comportato un aumento della forza di compressione, che variava solo dal 5 al 10%.
- Buone prestazioni meccaniche della muratura originale insieme alla quantità limitata, ma realistica, di rinforzo trasversale adottata impedivano di ottenere un aumento di forza maggiore.
- Anche con le applicazioni FRCM, il problema di arrotondare gli angoli delle colonne rimane critico, portando infine ad una rottura precoce vicino all'angolo dei provini.
- La rottura generale delle colonne si verifica con l'instabilità del FRCM.
- il modello analitico modificato utilizzato per prevedere il comportamento delle colonne in muratura confinate era accurato nella maggior parte dei casi.

5. Pareti rinforzate a taglio

5.1 Introduzione

Il patrimonio storico architettonico italiano è ricco di edifici in muratura di costruzione non poco recente. Tali edifici hanno evidenziato nel corso degli anni, una grande vulnerabilità se non dal punto di vista dei carichi orizzontali, soprattutto per forze orizzontali che si sono manifestate in maniera improvvisa ed imprevedibile abbastanza frequentemente nell'ultimo decennio.

Questi edifici, spesso costituiti da pareti realizzate con spessori elevati, presentano una serie di aspetti che se dal punto di vista dei carichi verticali non destano preoccupazioni, risultano essere delle carenze significative se soggetti a forze orizzontali per le quali non sono stati progettati.

In particolare le azioni orizzontali possono tradursi a seconda della direzione delle pareti costituenti l'edificio, in azioni nel piano e fuori dal piano della parete. Per quanto riguarda queste ultime i meccanismi ricorrenti sono rotture per ribaltamento semplice, per ribaltamento composto, flessione verticale e flessione orizzontale.

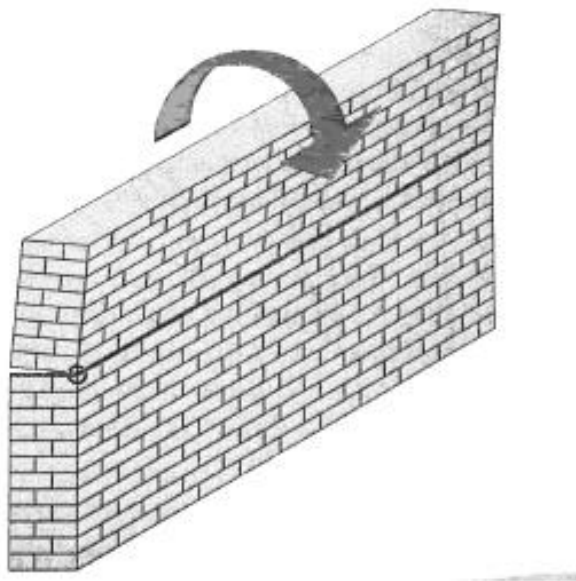


Fig. 77 – Rottura parete fuori dal piano

In merito alle azioni agenti nel piano della parete le modalità di rottura sono dipendenti dai fenomeni di taglio e flessione, in particolare è possibile avere rotture per scorrimento tra i giunti, per rocking e per fessurazione diagonale.

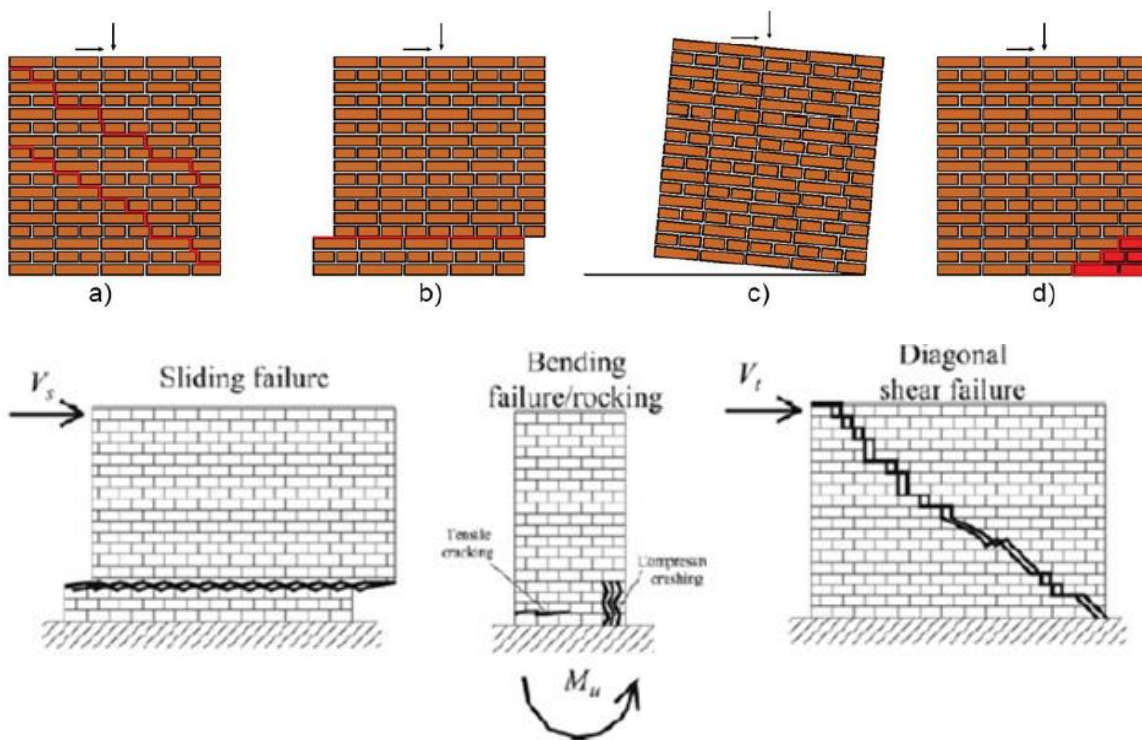


Fig. 78 – Rotture pareti nel piano

La prima tipologia di rottura si verifica solitamente quando le pareti sono soggette ad un valore esiguo di compressione verticale, cosa assai poco frequente per gli edifici in muratura tanto che tale modalità di rottura raramente si verifica. La seconda modalità di rottura, è quella caratteristica per pressoflessione, che può avvenire secondo due meccanismi differenti a seconda del livello del carico verticale. Nello specifico nel caso in cui il carico di compressione sia basso, le azioni orizzontali producono fessurazioni per trazione localizzate in un punto del pannello che viene a comportarsi come un unico corpo rigido ruotando intorno all'estremo compresso inferiore (rocking). La seconda possibilità è identificata da un valore più elevato del carico verticale, in questo caso la fessurazione avviene con andamento sub verticale in direzione dell'angolo più compresso (crushing).

L'ultimo caso riguarda la rottura per fessurazione diagonale, caratterizzata dalla nascita di una lesione principale che normalmente si propaga dal centro del pannello verso gli angoli. Le fessure diagonali possono formarsi lungo i giunti di malta oppure rompere i blocchi costituenti il pannello stesso.

Le principali cause che producono le modalità di rottura sopra evidenziate sono associabili alla fragilità del materiale muratura ed il degrado dovuto alla ciclicità dell'azione sismica, al peso, alla grande rigidità ma soprattutto alla modalità di realizzazione dei dettagli costruttivi quali le connessioni tra le varie pareti trasversali.

Una delle tecniche più utilizzate per rinforzare e migliorare le caratteristiche delle pareti in muratura rimane l'applicazione di strati fibre direttamente sulle facce delle pareti.

Il rinforzo in fibre è progettato per fornire resistenza a trazione ad una parete in muratura, ciò ne aumenta la resistenza e la duttilità.

Negli ultimi anni sono state realizzate numerose campagne sperimentali riguardanti la valutazione dell'efficacia dei rinforzi a matrice cementizia applicati su pareti in muratura, tali da consentire un miglioramento in termini di resistenza e deformabilità ([90]-[98]) che sono state raccolte in un database evidenziandone le peculiarità di ciascuna [99].

Di seguito verranno riportate alcune immagini delle più recenti prove effettuate.

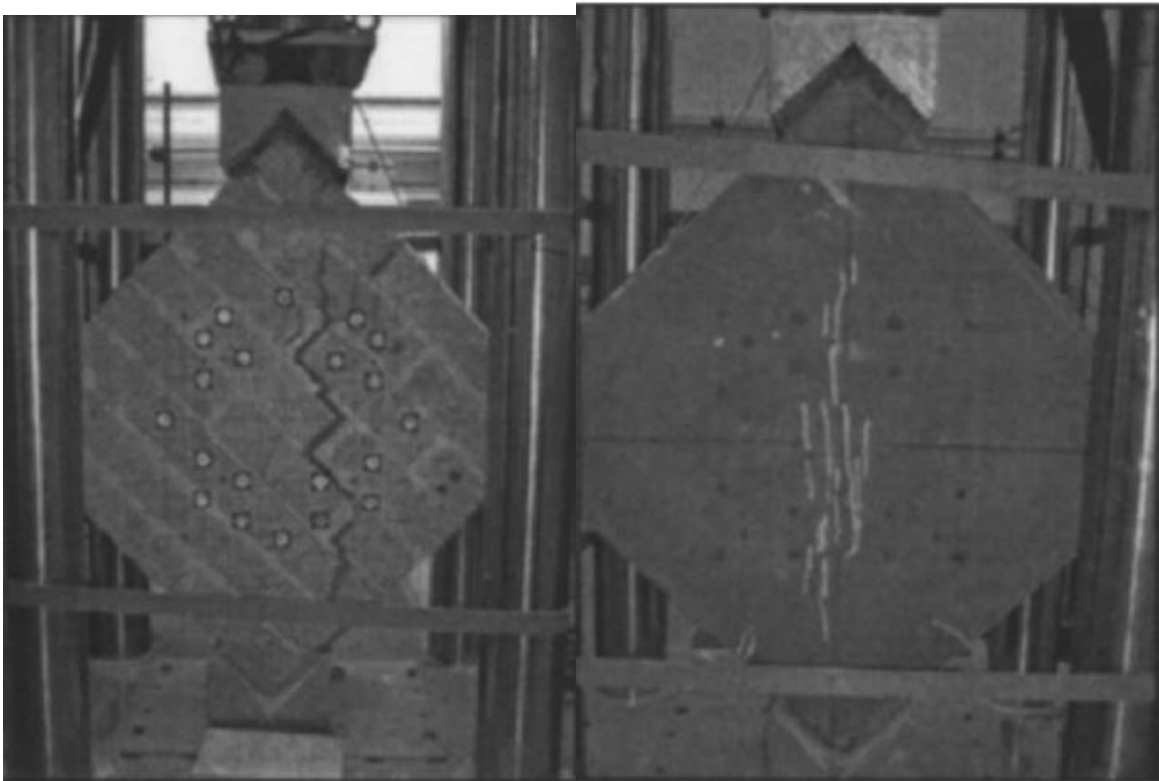


Fig. 79 – Prove sperimentali, parete non rinforzata e rinforzata [90]



Fig. 80 – Prove sperimentali, parete non rinforzata e rinforzata [91]



Fig. 81 – Prove sperimentali, parete non rinforzata e rinforzata [92]

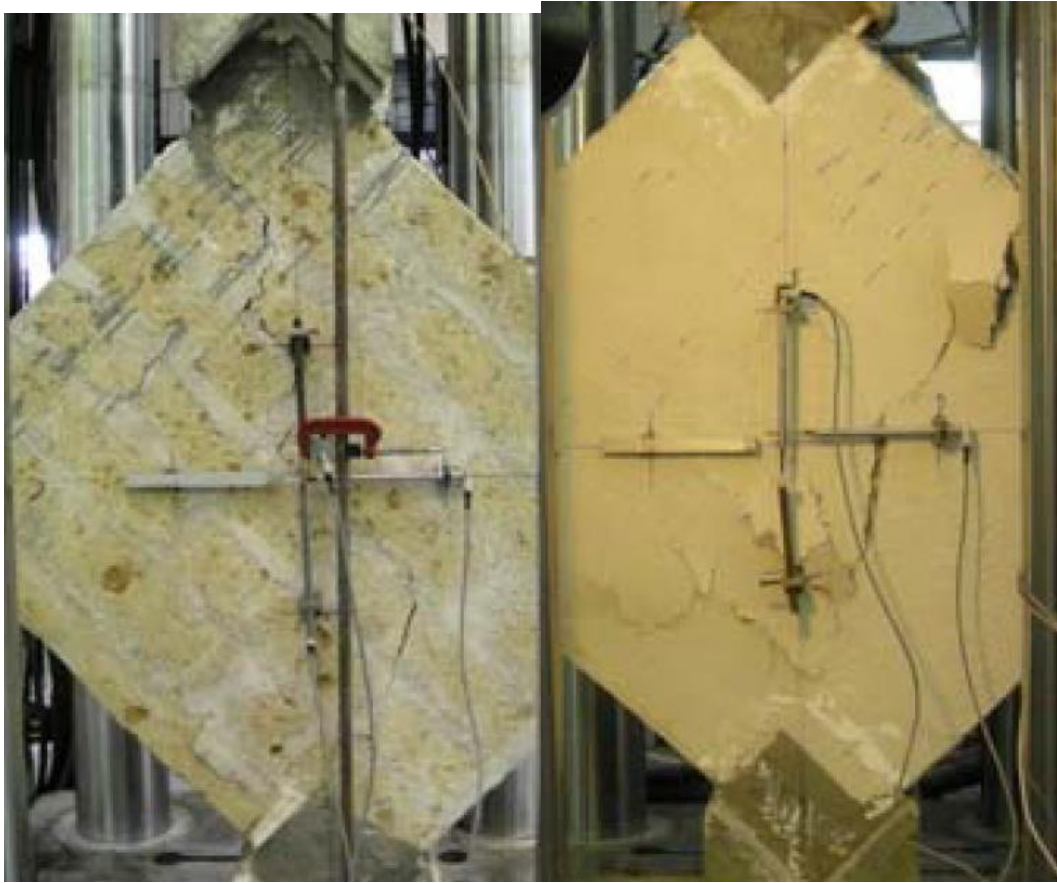


Fig. 82 – Prove sperimentali, parete non rinforzata e rinforzata [93]



Fig. 83 – Prove sperimentali, parete non rinforzata e rinforzata [94]



Fig. 84 – Prove sperimentali, parete non rinforzata e rinforzata [95]



Fig. 85 – Prove sperimentali, parete non rinforzata e rinforzata [96]

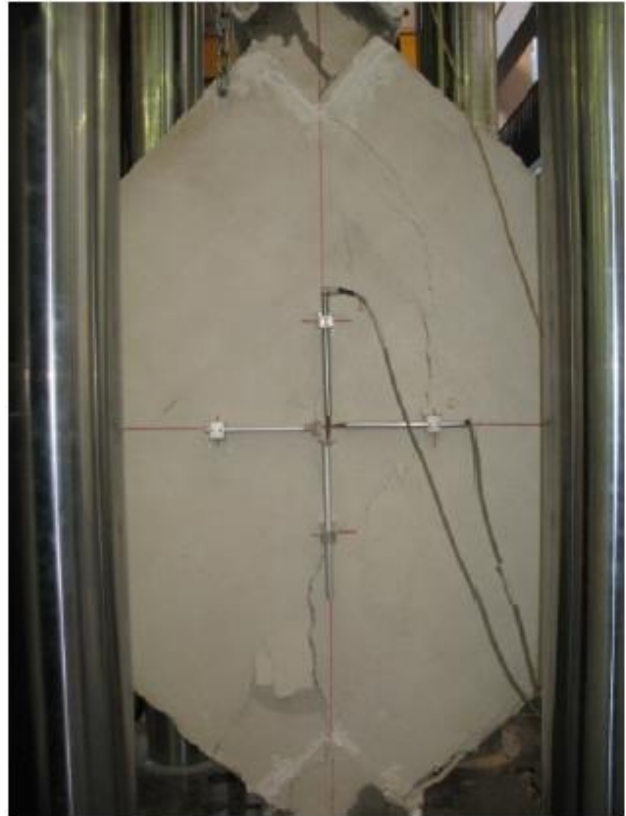


Fig. 86 – Prove sperimentali, parete non rinforzata e rinforzata [97]



Fig. 87 – Prove sperimentali, parete non rinforzata e rinforzata [98]

5.2 Panorama numerico

Solo recentemente la comunità scientifica ha iniziato a mostrare interesse per lo sviluppo di modelli numerici per la muratura. La difficoltà sta nel fatto di cercare di adottare gli strumenti numerici esistenti provenienti da settori di ricerca più avanzati, come la meccanica del calcestruzzo, ostacolati dalle particolari caratteristiche della muratura.

Per questo motivo per la comprensione del reale comportamento è necessario l'utilizzo di sofisticati modelli numerici in grado di prevedere l'andamento della struttura dallo stato lineare, a quello della fessurazione fino alla rottura.

La muratura è un materiale che possiede proprietà meccaniche differenti a seconda della direzione in cui viene applicata la forza, ciò a causa della presenza dei giunti di malta che rappresentano gli elementi più deboli.

In generale a seconda del livello di precisione che si vuole ottenere dai risultati, è possibile modellare la muratura attraverso diversi approcci: micromodellazione ovvero il modello più dettagliato, in cui i mattoni e la malta sono rappresentati in maniera separata e caratterizzati da differenti proprietà meccaniche, micromodellazione semplificata in cui i mattoni sono modellati come un continuo mentre i giunti di malta sono discretizzati con delle interfacce in cui sono concentrate le caratteristiche meccaniche, ed infine il macromodello ovvero il caso più semplice dove blocchi e malta sono modellati come un continuo.

Nel primo caso ogni elemento è discretizzato con definite proprietà meccaniche e l'interfaccia presente tra i due rappresenta un potenziale piano di fessura, ciò consente di studiare in maniera separata i due componenti.

La seconda soluzione invece vede concentrata in un'unica interfaccia media quello che prima era rappresentato dalla malta e dalle due interfacce con i singoli mattoni, mentre i mattoni stessi vengono discretizzati con una geometria maggiore per tenere in conto delle reali dimensioni. In questo modo la muratura viene ad essere caratterizzata da mattoni solitamente considerati elastici ed interfacce potenzialmente costituenti le linee di fessura.

L'ultima possibilità è quella di utilizzare un macromodello, in cui le leggi costitutive per la muratura, derivate da prove sperimentali, sono basate senza fare distinzione tra mattoni, malta ed interfacce varie, tali modelli tuttavia non sono in grado di descrivere alcuni micromeccanismi che si verificano nell'evoluzione del danno sulla muratura, ma sono efficaci soltanto da un punto di vista computazionale per analisi strutturali. Solitamente il

continuo muratura viene modellato come un materiale ortotropo per tenere in conto delle proprietà direzionali.

La tecnica della macromodellazione è molto utilizzata quando si vogliono modellare grandi sezioni in muratura, dove viene richiesto un comportamento d'insieme e le modalità di rottura locali non sono importanti.

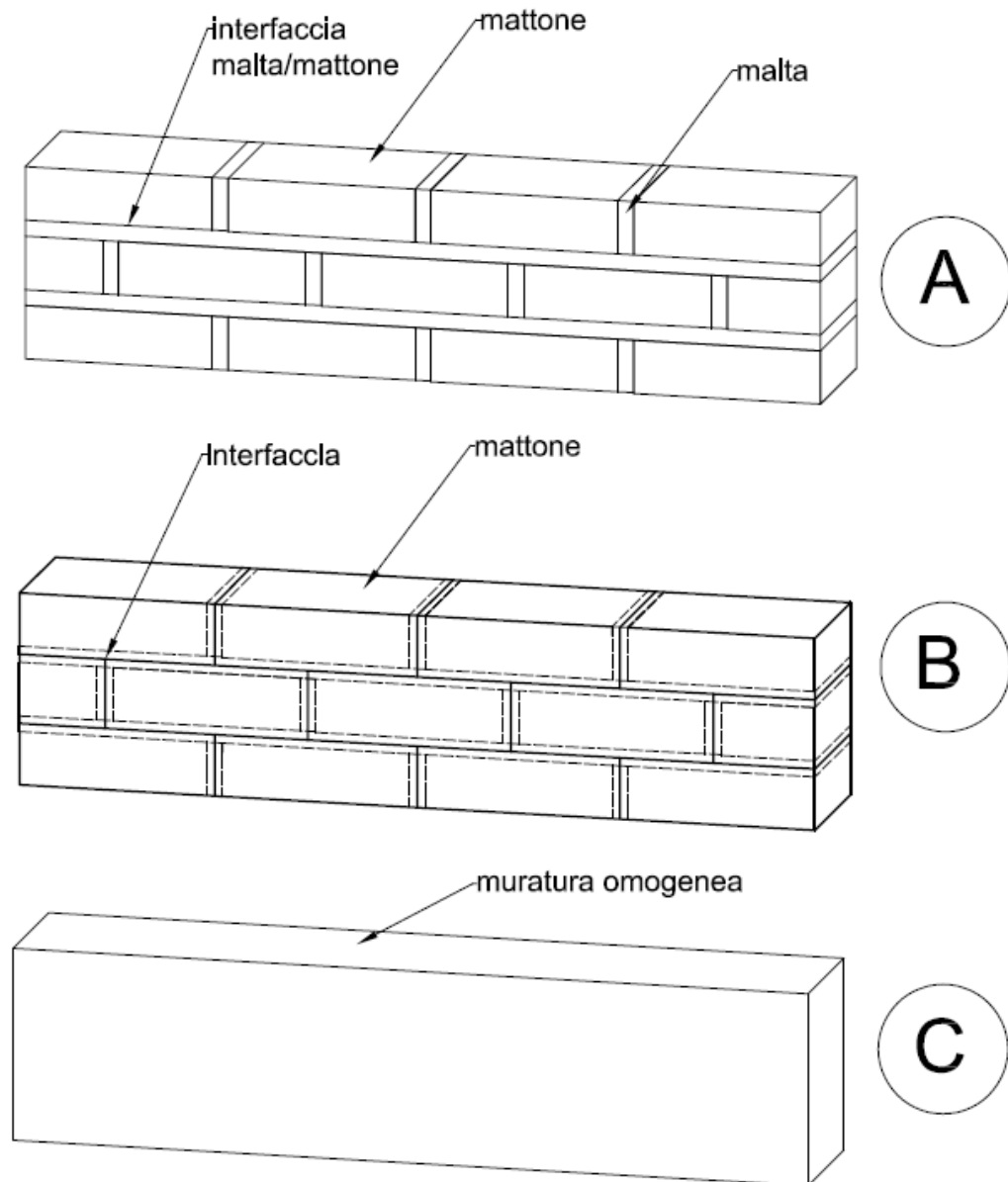


Fig. 88 – Topologie di modelli per la muratura

Per strutture rinforzate con materiali compositi, i fenomeni di rottura locale della muratura sono di fondamentale interesse in quanto il debonding delle fibre inizia proprio sdalle aperture delle prime fessurazioni, per questo motivo un macromodello non sarebbe in grado

di simulare il debonding locale. Ciò ha condotto l'attenzione allo studio dei micromodelli in grado di cogliere aspetti rilevanti di fondamentale interesse nello studio in questione.

Nella micromodellazione le interfacce rappresentanti i giunti di malta sono solitamente modellate con elementi di interfaccia a spessore nullo.

Tuttavia è importante rilevare che un micromodello completo deve includere tutti i possibili meccanismi di rottura della muratura come erano stati riportati in precedenza: scorrimento tra i giunti, per rocking e per fessurazione diagonale.

Micro-modelli che incorporano questi meccanismi di rottura sono in grado di riprodurre la formazione delle fessure ed il percorso completo forza-spostamento fino ed oltre il carico massimo.

Una completa descrizione delle prove necessarie ai fini dell'identificazione delle proprietà meccaniche necessarie alla descrizione di un micromodello sono ricavabili da [100].

Mentre Lourenço ([101],[102],[103]) fornisce alcune indicazioni sui valori tipici da adottare per le proprietà meccaniche.

Se da un lato sono presenti diverse pubblicazioni scientifiche riguardanti la modellazione di pannelli in muratura, dall'altro il problema dell'incollaggio di materiali compositi a pareti in muratura non è stato ancora approfondito adeguatamente, tanto meno risultano pochissimi i contributi dal punto di vista numerico che riguardano pareti in muratura rinforzate con FRCM.

Tra i diversi autori che hanno trattato dal punto di vista numerico il problema delle pareti in muratura rinforzate con FRP vi sono: Ascione et al. [104], Van Zijl e de Vries [105], Verhoef e van Zijl [106], Grande et al. [107], Gabor et al. [108], [109], Petersen masia [110], [111]. Nello specifico ad esempio Grande et al. [107] hanno utilizzato un macromodello per definire il comportamento di pareti in muratura rinforzate con FRP, in cui gli elementi in composito sono stati considerati perfettamente aderenti alla muratura.

Gabor et al. [108], [109] hanno utilizzato un approccio basato sulla di micromodellazione per la muratura, discretizzando separatamente mattoni e giunti di malta, i primi come elastici lineari, gli ultimi utilizzando un modello elasto-plastico.

Petersen masia [110], [111] hanno utilizzato un micromodello-semplificato per la muratura sguendo l'approccio fornito da Lourenco, discretizzando gli FRP come dei truss ancorati al substrato con delle leggi bond slip calibrate direttamente da prove sperimentali.

Per quanto riguarda la letteratura presente su analisi numeriche di pareti in muratura rinforzate con materiali compositi a matrice cementizia, solo recentemente si sono succeduti

alcuni articoli scientifici a riguardo: Ghiassi et al. [112], Wang et al. [113] e Basili et al. [114] che hanno utilizzato un macromodello sia per la parete in muratura che per lo strato di malta del TRM (incollato perfettamente), all'interno del quale è stata inserita, perfettamente aderente, una griglia in materiale composito.

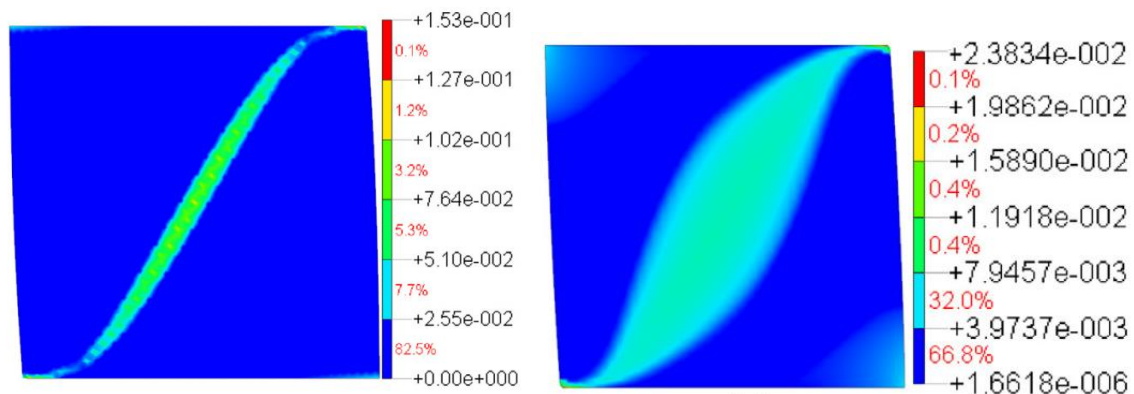


Fig. 89 – Modellazioni numeriche pareti in muratura rinforzate con FRCM, macromodello: [112]

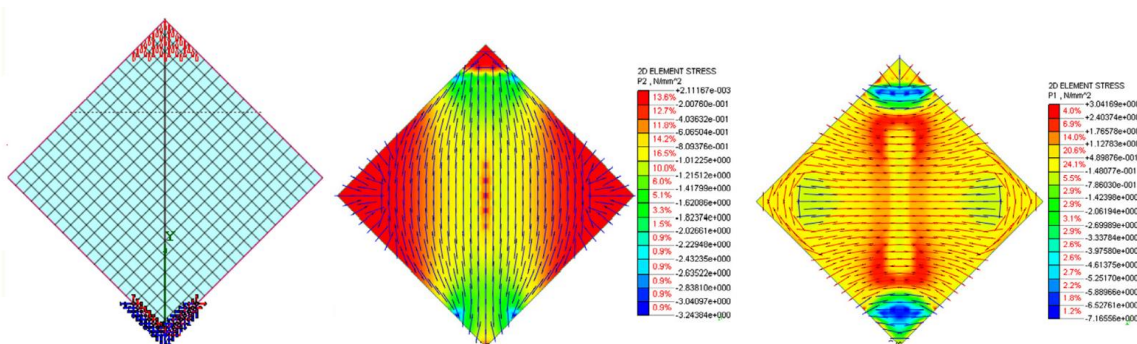


Fig. 90 – Modellazioni numeriche pareti in muratura rinforzate con FRCM, macromodello: [114]

Bertolesi et al. [115] hanno utilizzato per la muratura due approcci differenti basati il primo su una nuova tecnica di omogenizzazione il secondo su un micromodello sofisticato, tuttavia in entrambe le situazioni il composito in FRCM è stato reso perfettamente aderente al substrato in quanto il debonding del rinforzo dalla muratura non è avvenuto sperimentalmente.

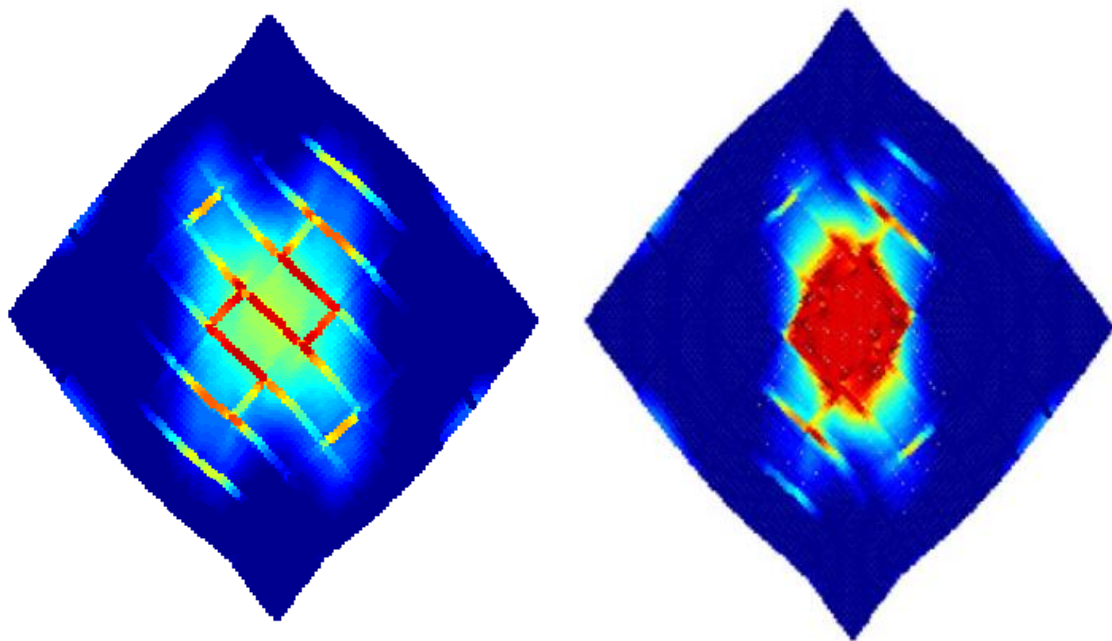
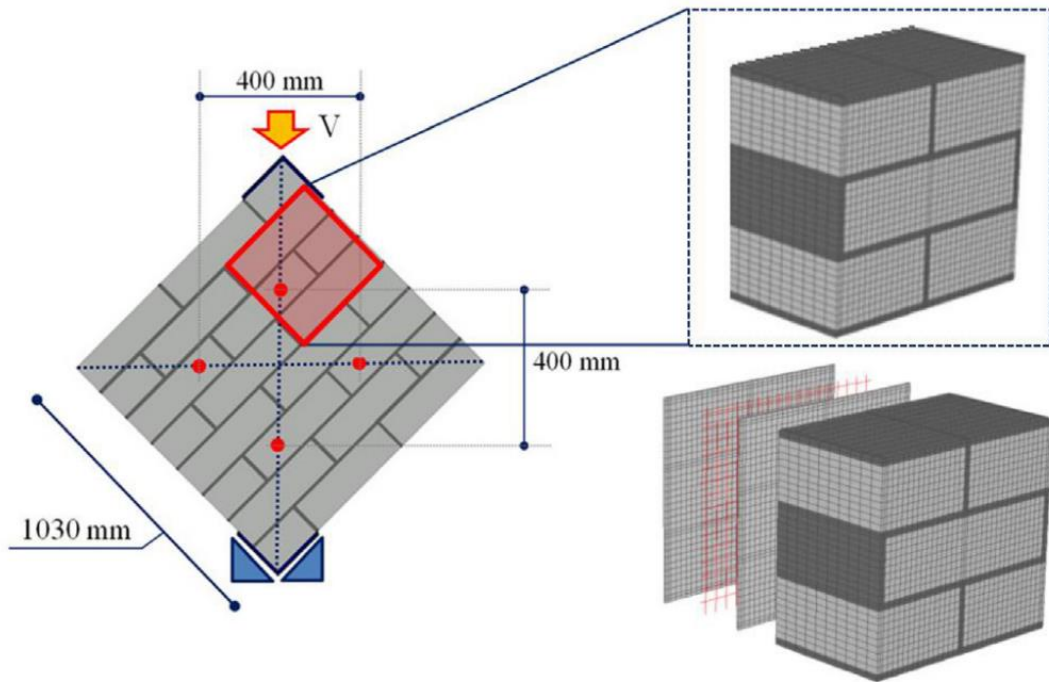


Fig. 91 – Modellazioni numeriche pareti in muratura rinforzate con FRCM, micromodello: [115]

Sono presenti in letteratura anche alcuni articoli che sviluppano diverse analisi parametriche per valutare l'influenza dei differenti parametri come le dimensioni delle pareti, moduli elastici e area dei rinforzi [116].

5.3 Prove di taglio per compressione diagonale

In questa sezione verranno riassunte soltanto alcune prove estratte dell'estesa campagna sperimentale effettuata dall'Università di Bologna su pannelli in muratura, che sono alla base dei modelli numerici sviluppati successivamente. Per dettagli specifici su tutte le prove e sulle configurazioni di rinforzo utilizzate si può fare riferimento a [117].

Sono state effettuate prove di taglio per compressione diagonale su pareti in muratura non rinforzate e rinforzate con FRCM per valutare l'efficacia del rinforzo in termini di capacità resistente e deformativa.

Le prove sono state condotte secondo gli standard definiti da ASTM E519-2010 in pannelli in muratura di dimensioni di circa *1200x1200mm* con uno spessore di 120mm.

Per quanto riguarda i pannelli rinforzati sono stati applicati due strati di malta cementizia ed una griglia di materiale composito a formare uno spessore complessivo di 6mm per lato.

I test sperimentali sono stati utilizzati per determinare: l'efficacia dello schema di rinforzo (in termini di forza e duttilità), la modalità di rottura e per valutare il bond tra materiale composito e supporto in muratura.

5.3.1 Provini non rinforzati

Le prove di taglio per compressione diagonale sono state effettuate su provini aventi dimensioni geometriche riportate in Fig. 92 applicando un carico di compressione verticale lungo una diagonale principale.

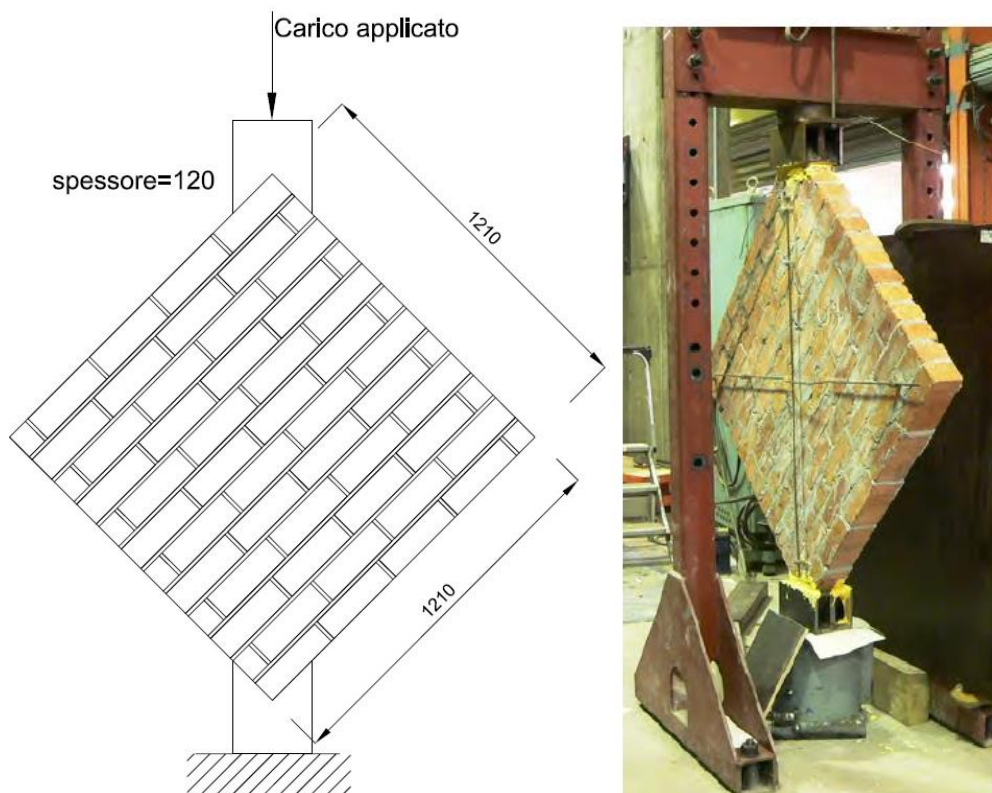


Fig. 92 – Dimensioni geometriche e configurazione parete

I pannelli sono costituiti da mattoni pieni e malta cementizia le cui proprietà meccaniche riportate in Tab. 9, sono state ricavate da apposite prove sperimentali [117].

Proprietà	
Mattone	Valori
E [MPa]	14000
fc [MPa]	44
ft [MPa]	5
Malta	
E [MPa]	7000
fc [MPa]	8
ft [MPa]	3

Tab. 9 – Proprietà meccaniche costituenti parete in muratura

I giunti di malta sia verticali che orizzontali risultano essere dello spessore di circa 10mm e lo spessore della parete di 120mm.

Il carico verticale è stato applicato per mezzo di un dispositivo meccanico avente la capacità massima di 6000 kN, ad intervalli di 0.2 kN/s fino a rottura, ed i risultati in termini di

deformazione sono stati desunti dalla presenza di 4LVDT e 4 potenziometri installati così come mostrato in Fig. 93 e Fig. 94

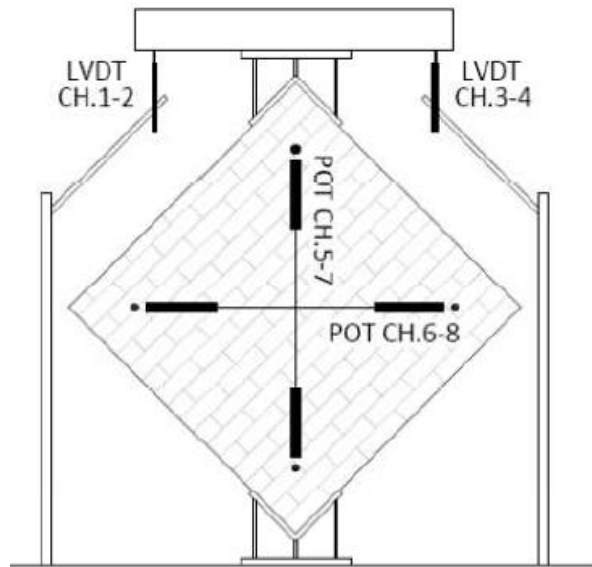


Fig. 93 – Setup parete non rinforzata



Fig. 94 – Prova parete non rinforzata

I risultati così ottenuti sono stati diagrammati in termini di curve forza-allungamento, in cui per allungamento si intende l'accorciamento verticale, in particolare sono state effettuate due differenti prove per i pannelli in questione.

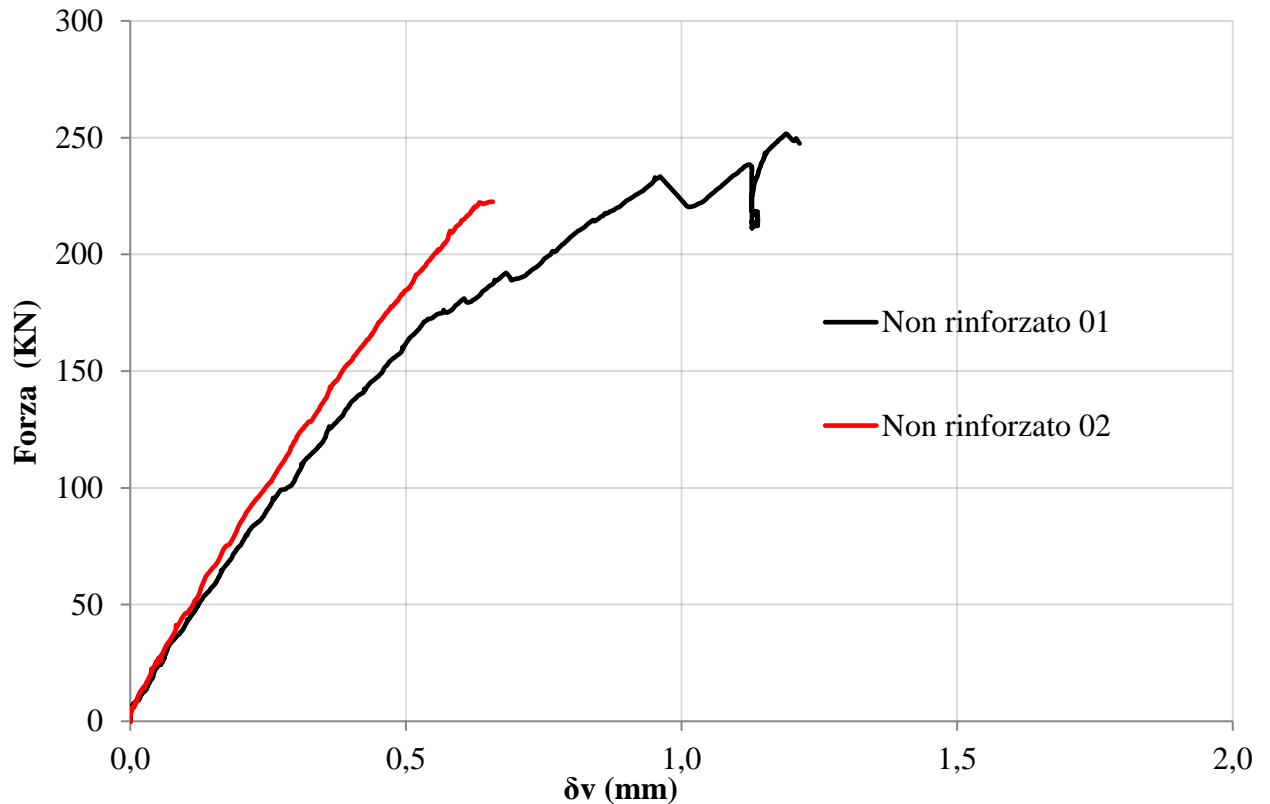


Fig. 95 – Forza – allungamento risultati sperimentali per parete non rinforzata

In generale, entrambi i pannelli hanno mostrato un comportamento elastico lineare fino a rottura, caratterizzata dalla formazione di una fessura principale lungo la diagonale.

Il raggiungimento del carico limite pertanto è definito proprio dal nascere della prima fessura, dopo cui prosegue un ramo discendente molto ripido, tipico della fragilità di questo materiale.

Il pannello e in particolare è caratterizzato da una non linearità a circa il 70% del carico di rottura, questo fenomeno è associabile alla nascita di altre fessure che tuttavia non hanno provocato la perdita totale del carico massimo sopportabile dalla parete stessa.

I carichi finali misurati sui pannelli Pannello 1 e Pannello 2 sono stati rispettivamente a 251 kN e 222 kN.

5.3.2 Provini rinforzati

Successivamente con gli stessi materiali utilizzati per le prove appena descritta, sono stati realizzati ulteriori pannelli che tuttavia sono stato rinforzati con del materiale composito.

La modalità del rinforzo è indicata in Fig. 96, in particolare applicato su entrambe le facce del provino ad una distanza di circa 20mm dal perimetro per evitare l'applicazione diretta del carico sul rinforzo.



Fig. 96 – Parete rinforzata con FRCM

Per quanto riguarda invece le proprietà meccaniche del materiale composito, come matrice è stata utilizzata una malta cementizia con una resistenza a compressione pari a 8Mpa mentre come composito, la fibra di carbonio, i cui valori caratteristici sono stati desunti dalla scheda tecnica del produttore Tab. 10.

<u>Proprietà</u>	<i>Valori</i>
<i>E [GPa]</i>	200
<i>f_t [MPa]</i>	2.8
<i>peso [g/m²]</i>	170
<i>dim. griglia [mm]</i>	10 x 10

Tab. 10 – Proprietà meccaniche fibra

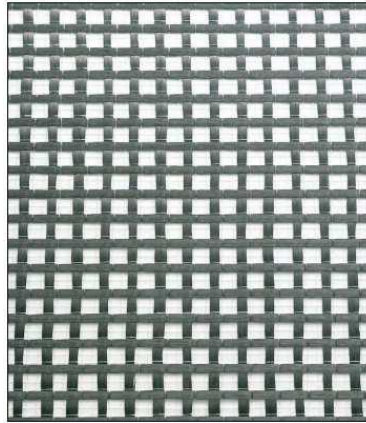


Fig. 97 – Fibra RC 170

Anche in questo caso i risultati sono stati diagrammati in termini di forza-allungamento e le relative curve sono state riportate in Fig. 98.

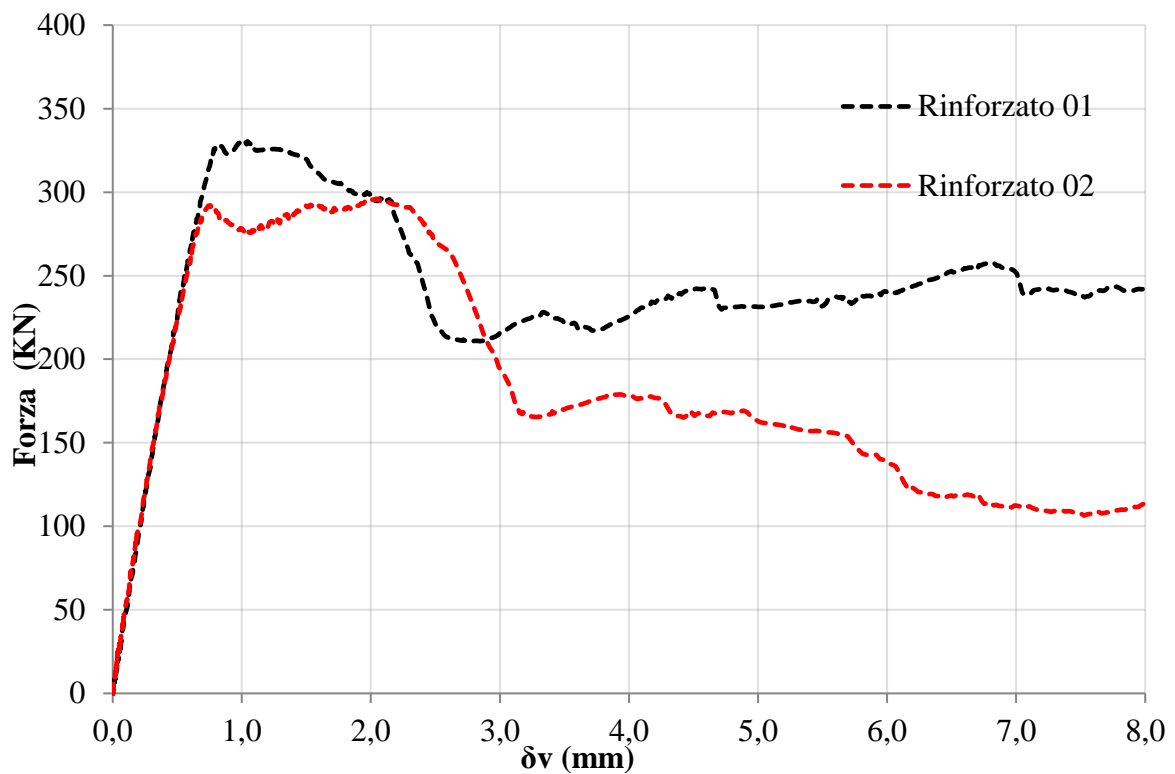


Fig. 98 – Curva forza – allungamento valori sperimentali per pareti rinforzate

È possibile notare per entrambe le prove rinforzate come l'andamento delle curve sia caratterizzato da un ramo elastico fino al valore di picco pari a 330 kN e 280 kN rispettivamente per il pannello 1 e 2, seguito da un ramo discendente più o meno brusco e poi da un andamento a forza costante. Dopo aver raggiunto il valore di picco si riscontra infine un aumento progressivo di deformazione verticale.

È possibile inoltre riscontrare come in entrambe le curve relative ai pannelli rinforzati sia presente subito dopo il raggiungimento del valore di picco in termini di forza, una repentina perdita di carico e successiva ripresa, come un salto, per poi raggiungere nuovamente il valore di picco, ma questa volta con una deformazione maggiore.

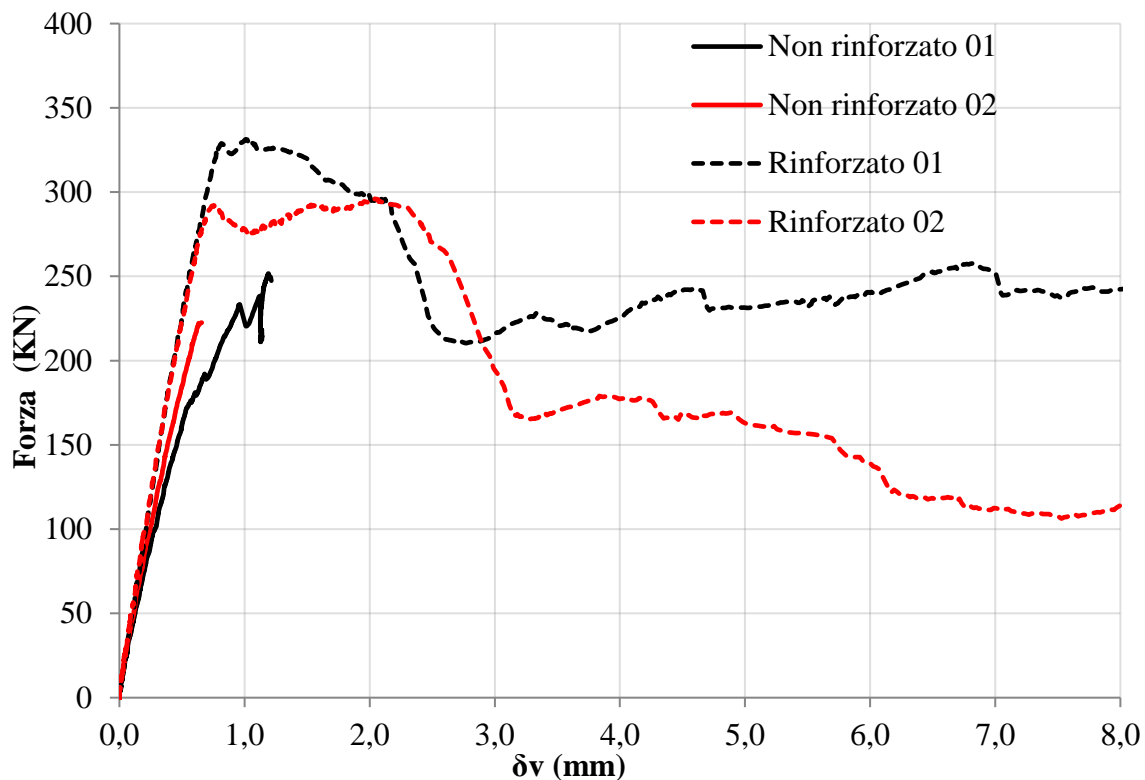


Fig. 99 – Confronto risultati sperimentali pannelli non rinforzati e rinforzati

La Fig. 99 invece mostra il confronto tra le curve relative ai pannelli non rinforzati e quelle dei rispettivi pannelli rinforzati con FRCCM.

Nel complesso è possibile affermare che sperimentalmente il rinforzo in materiali compositi a matrice cementizia ha comportato sicuramente un incremento in termini di rigidità e resistenza del pannello, con un aumento di circa il 20-30% in termini di valore al picco, associato inoltre ad un aumento di capacità deformativa dei pannelli stessi, che anche dopo la nascita della fessura principale seppur con una sostanziale perdita di carico continuano a mantenere una certa capacità.

5.4 Modello Non rinforzato

Le prove sperimentali sopra esposte sono state alla base delle valutazioni numeriche che seguono, pertanto tutte le proprietà geometriche e meccaniche utilizzate nella modellazione FEM, prendono spunto dai valori ottenuti dalle prove sperimentali, oppure da formulazioni analitiche opportunamente calibrate.

L'analisi numerica è stata effettuata utilizzando il software DIANA, attraverso l'approccio descritto in precedenza nel paragrafo 5.2 della micromodellazione semplificata.

I giunti di malta e le interfacce malta-mattone infatti, sono stati concentrati in un'unica interfaccia a spessore nullo, le cui caratteristiche verranno descritte successivamente, i mattoni invece sono stati considerati come elementi continui e ne è stata adattata la geometria per mantenere la dimensione complessiva della parete, nello specifico la dimensione del mattone è stata allungata ed aumentata in altezza per tenere in conto ad ogni lato di metà spessore del giunto di malta, che ora invece assume spessore nullo Fig. 105.

Come conseguenza dell'aumento geometrico è stata inserita una variazione in percentuale delle proprietà meccaniche dei materiali costituenti il modello.

Ogni singolo mattone è stato suddiviso a sua volta in due elementi collegati tra di loro per mezzo di un'ulteriore interfaccia a spessore nullo, tale da modellare la potenziale rottura del mattone stesso.

Tutti i mattoni sono stati considerati come materiali elastici lineari mentre le non linearità del problema sono state concentrate negli elementi di interfaccia.

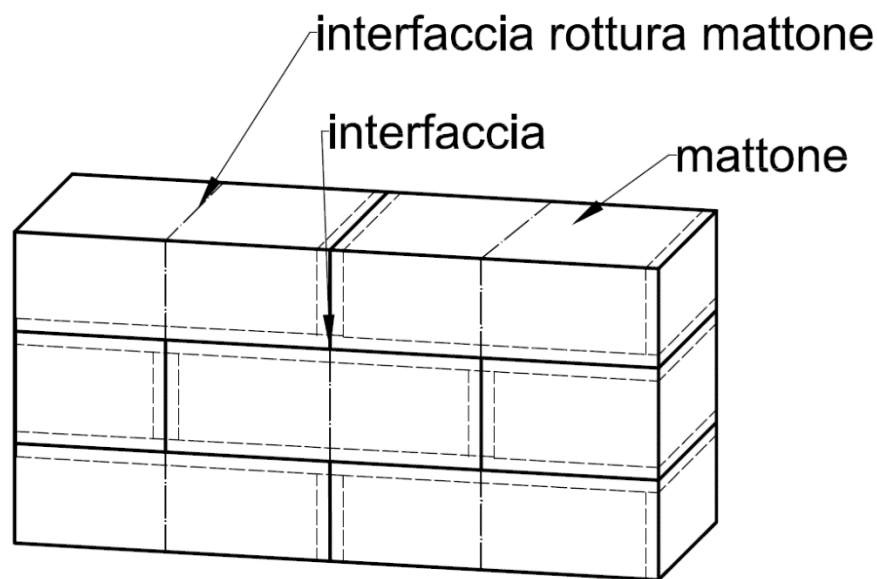


Fig. 100 – Modellazioni interfacce

Il motivo per cui si è deciso di adottare l'approccio della micromodellazione è che questo tipo di analisi è in grado di riprodurre molto fedelmente la fessurazione locale e ripercorrere la curva forza-allungamento ed è considerato un modello più attendibile rispetto ad altri nel caso dell'applicazione di rinforzi in materiali compositi.

L'approccio specifico e la divisione dei vari elementi è stata riportata in Fig. 100.

I mattoni sono stati modellati con elementi quadratici a otto nodi con uno spessore di 120 mm, come per le prove sperimentali. Le interfacce dei giunti di malta e quelle delle potenziali fessurazioni dei mattoni sono state modellate con elementi quadratici a sei nodi.

5.4.1 Interfacce non lineari

Il comportamento non lineare delle interfacce dei giunti di malta è stato modellato utilizzando il modello *crack-shear-crush* sviluppato da Lourenco e Rots [102] e Van Zijl [105] già presente nel catalogo di DIANA.

Il modello in questione è caratterizzato da una superficie multipla di rottura ed incorpora le tre possibili modalità di rottura quella a trazione, a compressione e a taglio come riportate in Fig. 101.

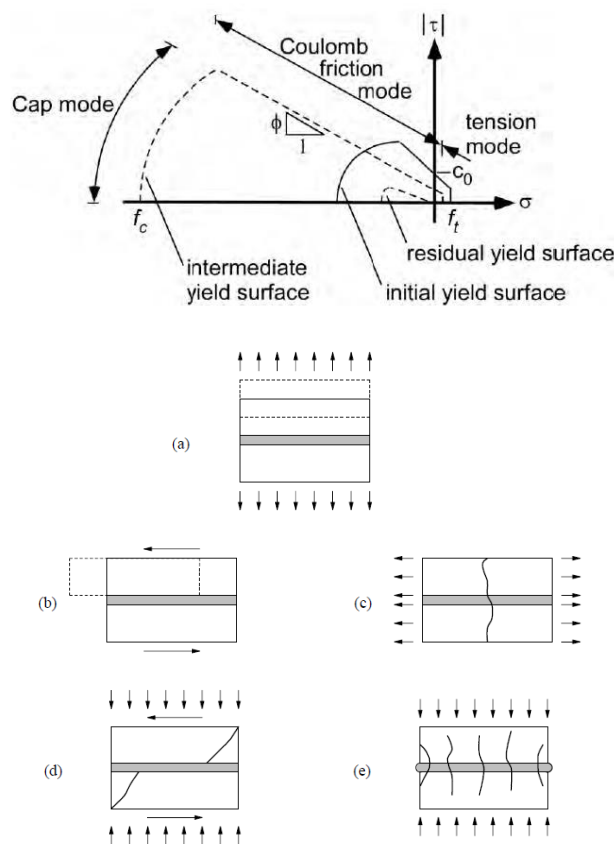


Fig. 101 – Dominio di resistenza interfaccia crack-shear-crush e modalità di rottura

Per la rottura a taglio caratterizzata da uno slittamento dei mattoni dovuto ad un basso livello di compressione è stato adottato il criterio attritivo di Coulomb secondo cui:

$$|\tau| \leq c - \sigma_n \Phi \quad (25)$$

$$c = c_0 e^{-\frac{c_0}{G_f''} k_2} \quad (26)$$

$$\Phi = \Phi_0 + (\Phi_r - \Phi_0) \frac{c_0 - c}{c_0} \quad (27)$$

Dove c rappresenta la coesione, Φ l'angolo di frizione e σ_n la tensione di compressione negativa, k_2 la deformazione plastica equivalente. Sia la coesione che l'angolo di frizione si riducono con lo slittamento.

La coesione passa da un valore iniziale c_0 a zero, mentre Φ passa da un valore iniziale Φ_0 ad uno residuale Φ_r .

Il rapporto tra coesione e angolo di frizione dipende dall'energia di frattura G_f'' che rappresenta l'area sottesa dalla curva tensione di taglio -spostamento di Fig. 102.

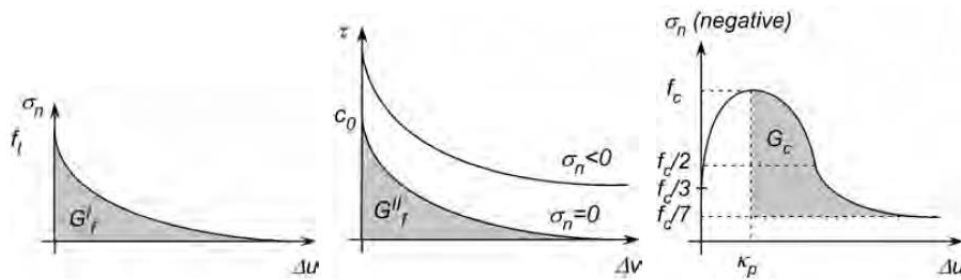


Fig. 102 – Legami interfaccia crack-shear-crush

Diversi risultati sperimentali hanno dimostrato che c'è una relazione di tipo lineare tra l'energia di frattura e la pressione normale di confinamento:

$$G_f'' = \begin{cases} a\sigma + b & \text{se } \sigma < 0 \\ b & \text{se } \sigma \geq 0 \end{cases} \quad (28)$$

in cui a e b rappresenta due costanti determinate da risultati sperimentali.

Il criterio che regola il legame a compressione invece è descritto dalla seguente relazione:

$$\sigma_n^2 + C_s \tau^2 \leq \sigma_c^2 \quad (29)$$

Dove C_s rappresenta un parametro che controlla il contributo del taglio fino alla rottura e σ_c è la resistenza a compressione.

Il legame a compressione viene descritto da un andamento parabolico, raggiungendo il valore di resistenza f_c in corrispondenza della deformazione plastica k_p . Dopo il valore di picco, l'andamento della curva è governato dall'energia di frattura G_c .

Infine il legame a trazione che è definito dalla seguente relazione:

$$\sigma_n \leq \sigma_t \quad (30)$$

In cui σ_t rappresenta la tensione di trazione oppure la resistenza a trazione dell'interfaccia malta-mattone, che ha un andamento esponenziale dal valore di resistenza f_i fino a zero dopo che la fessura si è aperta. La curva esponenziale dipende dall'energia di frattura G_f^I che rappresenta l'area sottesa dalla curva Fig. 102.

Prendendo in considerazione tutte le tre diverse possibilità di rottura si ottiene il dominio di resistenza mostrato in Fig. 101.

Il modello non lineare di interfaccia consente di tenere in considerazione anche della dilatanza valutata come lo spostamento verticale di un mattone su di un altro sotto un'azione di taglio applicata.

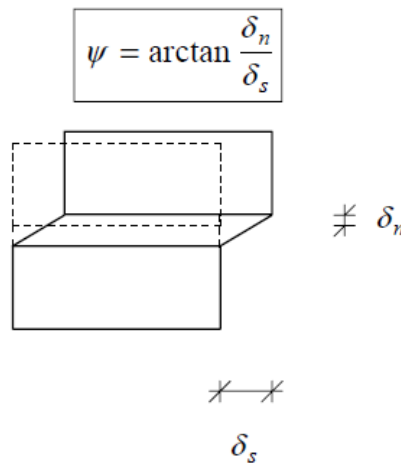


Fig. 103 – Definizione della dilatanza

La dilatanza viene descritta come da Van Zijl in [118] dall'equazione:

$$u_p = \frac{\psi_0}{\delta} \left[1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_u} \right] (1 - e^{-\delta v_p}) \quad (31)$$

In cui ψ_0 rappresenta il gradiente di dilatanza quando la pressione normale di confinamento e lo slip sono pari a zero, σ_u la tensione di compressione alla quale la dilatanza diventa zero, δ un coefficiente associato alla degradazione del rapporto taglio-slittamento ed infine u_p e v_p rappresentano le componenti plastiche di spostamento normale e trasversale rispettivamente. Per quanto riguarda l'interfaccia rappresentante la possibile rottura a trazione del mattone, inserita in corrispondenza della mezzeria, è stata utilizzata una legge lineare con una softening dopo il picco.

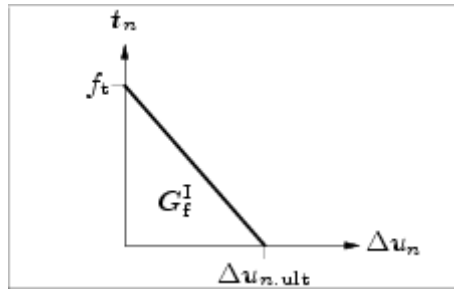


Fig. 104 – Legame a trazione crack nel mattone

Non sono state invece tenute in conto possibili rotture a taglio e a compressione.

Questi elementi di interfaccia sono stati modellati con una grande rigidezza per garantire da un lato la continuità e dall'altro la non compenetrazione.

5.4.2 Definizione dei parametri

In questa sezione verranno riportate tutte le considerazioni alla base della determinazione dei parametri meccanici e geometrici dei materiali costituenti il problema in questione. Nello specifico verranno definiti i parametri usati nella modellazione delle interfacce non lineari e del mattone elastico.

Mattoni:

Il mattone è stato modellato come un elemento elastico lineare, le cui proprietà meccaniche sono state ricavate da prove sperimentali apposite.

Come già anticipato nella prima parte, in relazione alle dimensioni geometriche, poiché i giunti di malta (10mm) sono stati condensati in un'interfaccia a spessore nullo, sia l'altezza che la larghezza dei mattoni è stata incrementata come riportato nella figura sotto.

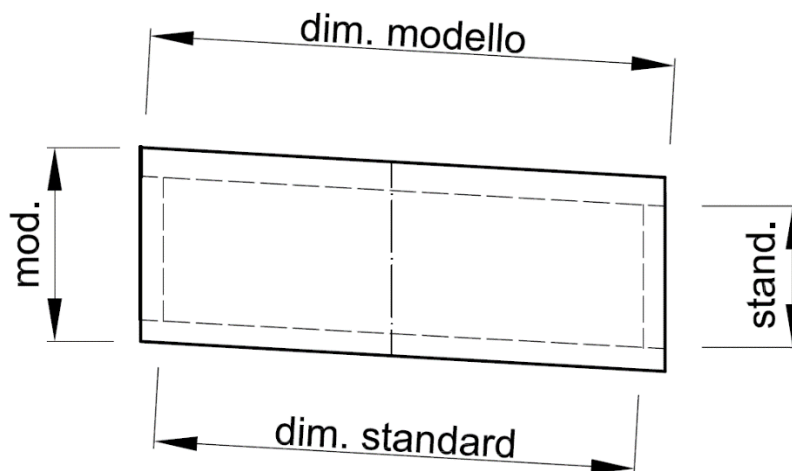


Fig. 105 – Dimensioni maggiorate dei mattoni nel modello FEM

Essendo stata necessaria una modifica alle dimensioni geometriche, anche le proprietà meccaniche, desunte in prima battuta dalle prove sperimentali, sono state riadattate arrivando quindi a definire una resistenza a compressione ed un modulo elastico, pari rispettivamente a 44MPa e 17GPa.

Interfacce giunto di malta:

Per quanto riguarda l'interfaccia rappresentante i giunti di malta le proprietà meccaniche sono state desunte in parte dalla letteratura presente ed in parte da formulazioni analitiche sulla base dei parametri disponibili.

In particolare come formulato da Lourenco i parametri di rigidezza normale e trasversale si possono desumere dalle seguenti equazioni:

$$k_n = \frac{E_u E_m}{h_m(E_u - E_m)} \quad (32)$$

$$k_s = \frac{G_u G_m}{h_m(G_u - G_m)} \quad (33)$$

In cui E_u ed E_m rappresentano rispettivamente i moduli di elasticità longitudinale del mattone e della malta, G_u e G_m i relativi moduli di elasticità tangenziale, mentre h_m rappresenta lo spessore dei giunti di malta, già indicato in Fig. 105.

Da prove sperimentali sulla malta i valori della resistenza a compressione e del modulo elastico sono risultati pari rispettivamente a 8MPa e 7GPa.

Per quanto riguarda i moduli di elasticità tangenziale sia per i mattoni che per i giunti di malta è stata utilizzata la nota formula:

$$G = 0.4 E \quad (34)$$

Il valore della deformazione plastica al picco è stato calcolando utilizzando l'eq. 35 e considerando una deformazione totale per la muratura al picco pari allo 0.4%, valore che è stato ottenuto da prove di compressione su pilastri in muratura, e nello specifico dalle prove sperimentale poi anch'esse modellate, riportate nel paragrafo 4.3

$$\kappa_p = f_c \left(0.004 - f_c \left(\frac{1}{E_u} + \frac{1}{k_n(h_u + h_m)} \right) \right) \quad (35)$$

in cui h_u e h_m rappresentano rispettivamente l'altezza del mattone e del letto di malta, pari a 55mm e 10mm, mentre f_c rappresenta la resistenza a compressione del sistema mattone-giunto, definita da Atkinson and Nolan [119]:

$$f_c = f_u \frac{(f_{tu} + \alpha f_m)}{U_u(f_{tu} + \alpha f_u)} \quad (36)$$

$$\text{con } \alpha = \frac{h_m}{4.1 h_u} \quad (37)$$

f_u, f_{tu}, f_m rappresentano rispettivamente la resistenza a compressione e trazione del mattone, e a compressione della malta e U_u un coefficiente di uniformità pari a 1.5.

L'energia di frattura G_c a compressione viene valutata in accordo con l'equazione parabolica fornita per il calcestruzzo dal CEB-FIP, 1993 [120]:

$$G_{f,c} = 15 + 0.43f_c - 0.0036f_c^2 \quad (38)$$

Per quanto riguarda il parametro della coesione, si è preso in considerazione un valore pari a 0.4 che è risultato essere coerente con i materiali provati sperimentalmente.

In merito ai parametri che definiscono l'eq. 31 ed in particolare sono strettamente collegati alla dilatanza, non sono state effettuate delle prove per calibrare direttamente i loro valori, ma tenendo in considerazione quanto testato da Petersen ([110]) e studiando i modelli numerici forniti da Van Zijl ([118]) sono stati presi in considerazione i valori in Tab. 11.

Per quanto riguarda tutti gli altri parametri che definiscono l'interfaccia, di cui non è riportata una specifica trattazione, sono stati valutati in accordo ai range forniti da [101], [103], [105] sulla base delle prove sperimentali effettuate da [122]-[125] e vengono riportati nella Tab. 11.

Parametri	Valore	Unità
k_n	1350	N/mm ³
k_s	550	N/mm ³
f_t	0.25	Mpa
G_f^I	0.001	N/mm
c	0.4	MPa
Φ_i	0.85	rad.
Φ_i	0.75	rad.
Ψ_0	0.85	rad.
σ_u	-2	Mpa
δ	5	-
f_c	17	Mpa
C_s	9	-
G_c	21	N/mm
κ	0.044	mm
G_f^{II}	0.05	N/mm

Tab. 11 – Parametri utilizzati per l'interfaccia malta-mattone

Interfacce potenziale fessura

Per i motivi riportati nel paragrafo 5.2i valori di k_n e k_s sono stati volutamente tenuti molto alti pari entrambi a 10^6 .

Come valore di resistenza a trazione si è valutato credibile un valore pari a $3MPa$ con un'energia di frattura pari a $0.025N/mm^3$.

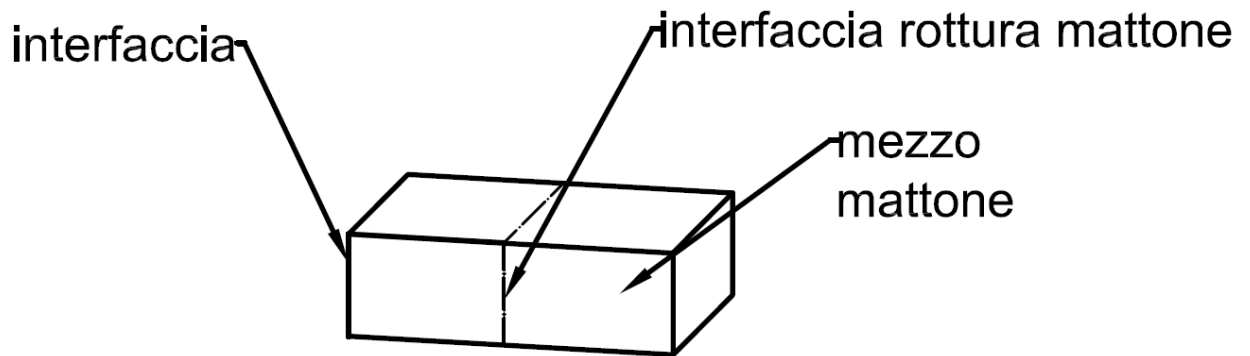


Fig. 106 – Composizione rinforzo in FRCM

Dopo aver raggiunto la rottura per trazione si è ipotizzato che tale elemento interfaccia abbia una resistenza a taglio pari a zero.

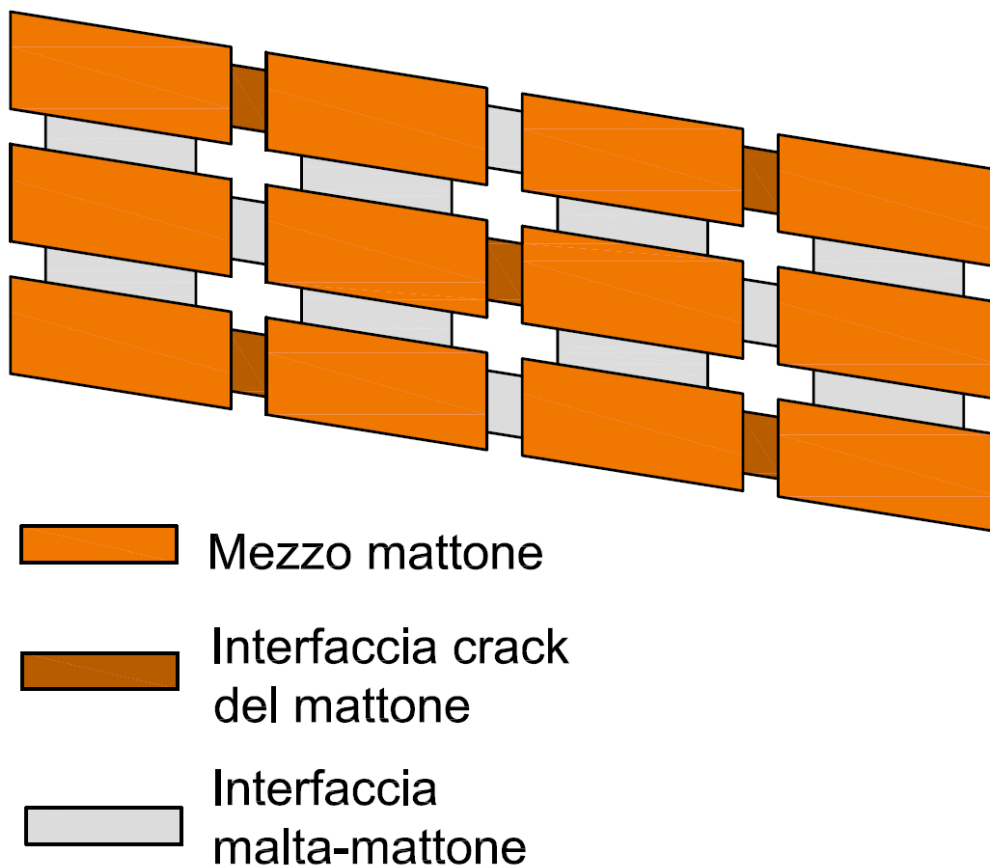


Fig. 107 – Discretizzazione dei mattoni e delle interfacce

5.4.3 Condizioni di vincolo, di carico e analisi non lineare

Per simulare le prove sperimentali sulla testa e ai piedi della parete sono state inserite due culle in acciaio su cui viene ad appoggiarsi la parete in muratura, la prima in grado di diffondere il carico applicato, la seconda per vincolare a terra il provino e per evitare rotazioni parassite.

Nello specifico entrambe le culle poggiano per 150mm sulla parete ad ogni lato, e per simulare la possibilità di scorrimento in senso longitudinale al pannello sono state inserite delle interfacce elastiche lineari tra le culle stesse e la parete.

Tali interfacce possiedono un'elevata rigidezza in direzione normale ed un valore più modesto in direzione trasversale, queste considerazioni si sono rese necessarie per tenere in conto del possibile scivolamento della parete che tuttavia non può penetrare la culla (k_n elevato).

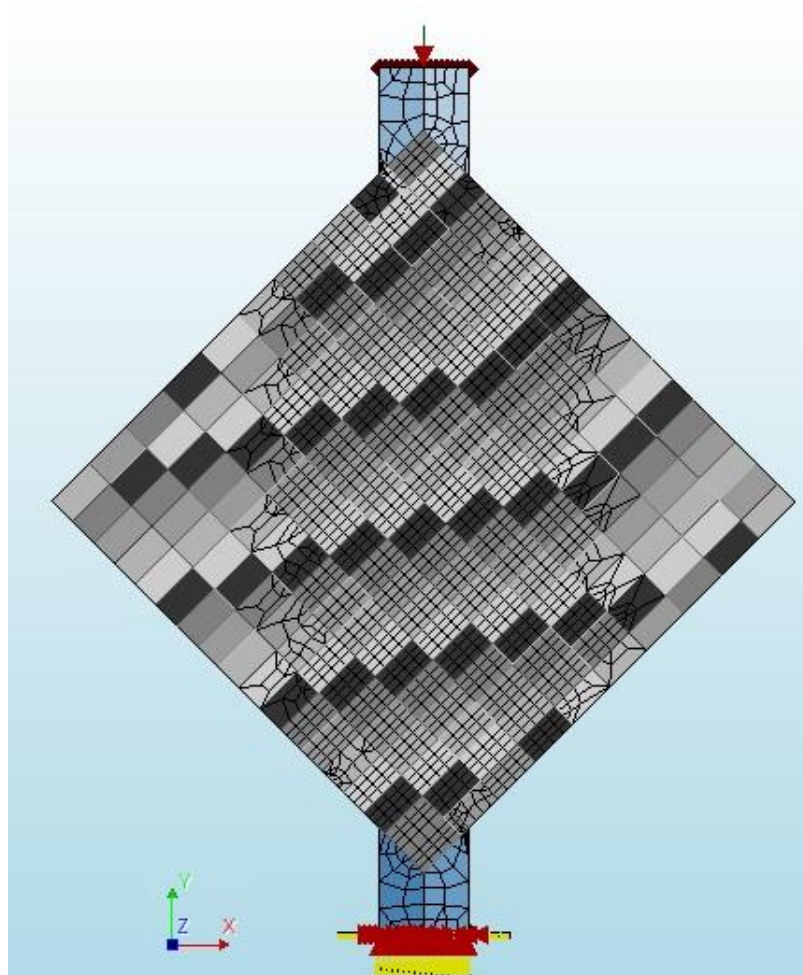


Fig. 108 – Mesh parete non rinforzata, vincolamenti e carico

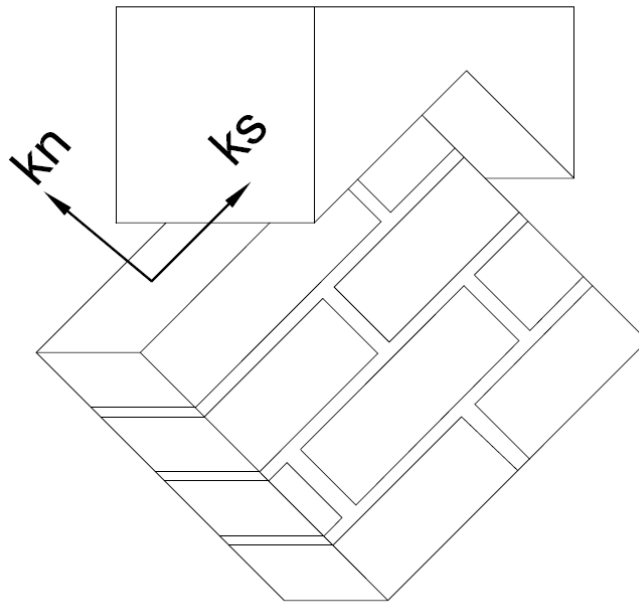


Fig. 109 – Interfaccia culla-parete

A loro volta alle culle sono state applicate le condizioni di vincolo ovvero un incastro alla base ed un carrello in sommità per evitare gli spostamenti in direzione x.

È stata infine applicata una storia di spostamento in direzione verticale direttamente sulla testa della culla.

Il valore del carico è stato applicato utilizzando il controllo di spostamento a step di $0.032mm$, applicando il metodo iterativo di Newton Rapshon con l'ausilio del criterio di convergenza basato sul controllo dei parametri di forza e di energia.

5.4.4 Risultati Numerici

L'obbiettivo principale di quest'analisi numerica è quello di verificare se il modello realizzato è in grado di catturare gli aspetti principali del comportamento meccanico di pareti in muratura e di valutare i parametri ottimali che riproducono al meglio le curve forza-spostamento ottenute sperimentalmente.

Il comportamento numerico in termini di curva forza-spostamento è stato plottato in Fig. 110 confrontandolo con le relative prove sperimentali.

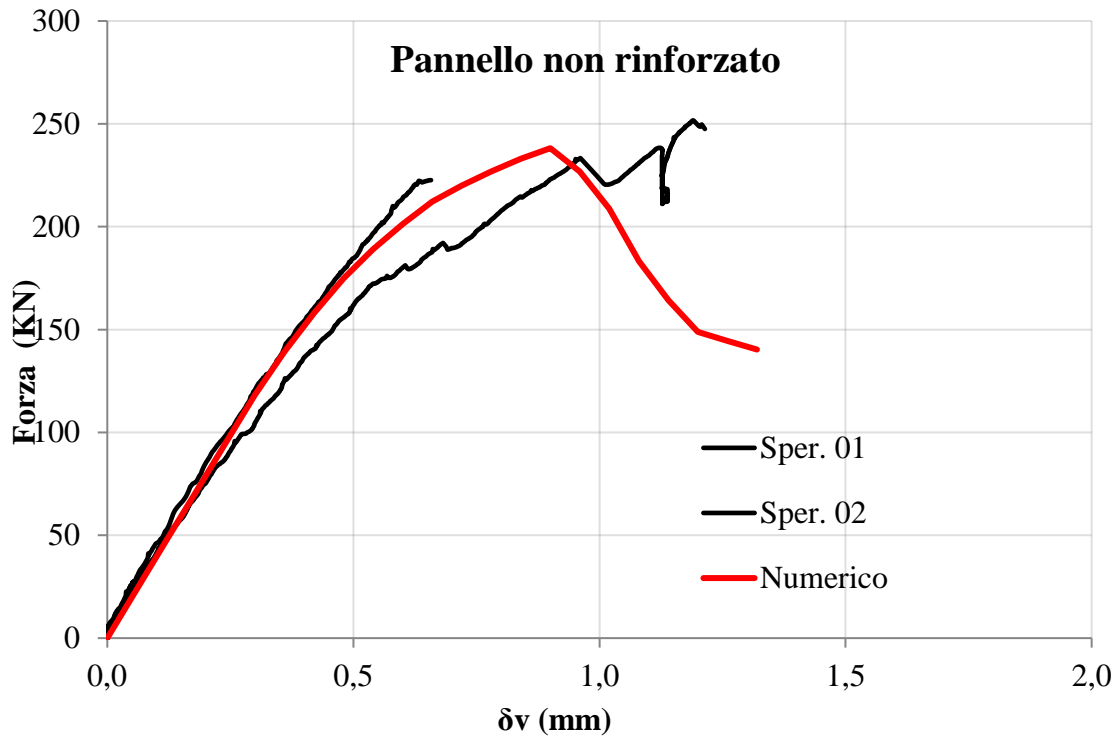


Fig. 110 – Parete non rinforzata: confronto tra risultati sperimentali e modello numerico

Come è possibile notare dal grafico, per tutto il ramo elastico la curva del modello numerico è del tutto coincidente con la relativa sperimentale, soltanto intorno al 85% del valore di picco la curva numerica riduce il suo valore di rigidezza.

Il valore di picco in termini di forza si pone circa in mezzo alle due curve ottenute sperimentalmente e subito dopo aver raggiunto il carico massimo la curva numerica risulta essere piuttosto fragile mantenendo comunque della capacità residua a differenza invece delle prove sperimentali in cui il valore della forza arriva di colpo a zero.

In termini numerici per le prove sperimentali, in particolare per la curva sperimentale 01, si ottiene un valore di forza al picco e relativa deformazione pari rispettivamente a $220kN$ e $0.56mm$, confrontati con i relativi valori numerici di $238kN$ e $0.9mm$, ottenendo quindi un errore di circa il 3%.

È possibile notare, come era del tutto presumibile, che in prossimità della zona di contatto tra la parete e le due culle si concentrano le maggiori compressioni.

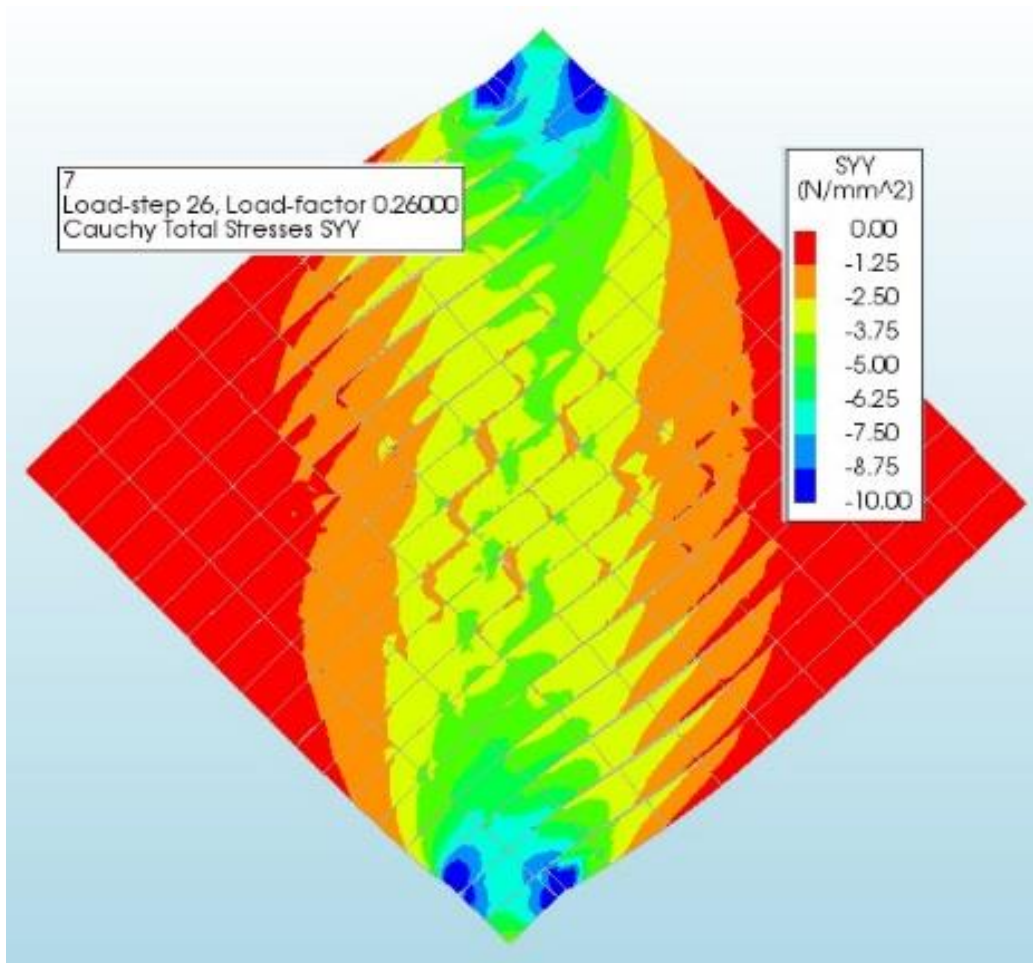


Fig. 111 – Maggiori compressioni in prossimità delle culle

Tuttavia il meccanismo predominante dal punto di vista del comportamento globale del pannello è governato dalla nascita di una lesione principale in corrispondenza della diagonale, in cui i letti di malta raggiungono il loro valore limite di resistenza a trazione per cui i mattoni iniziano a scorrere.

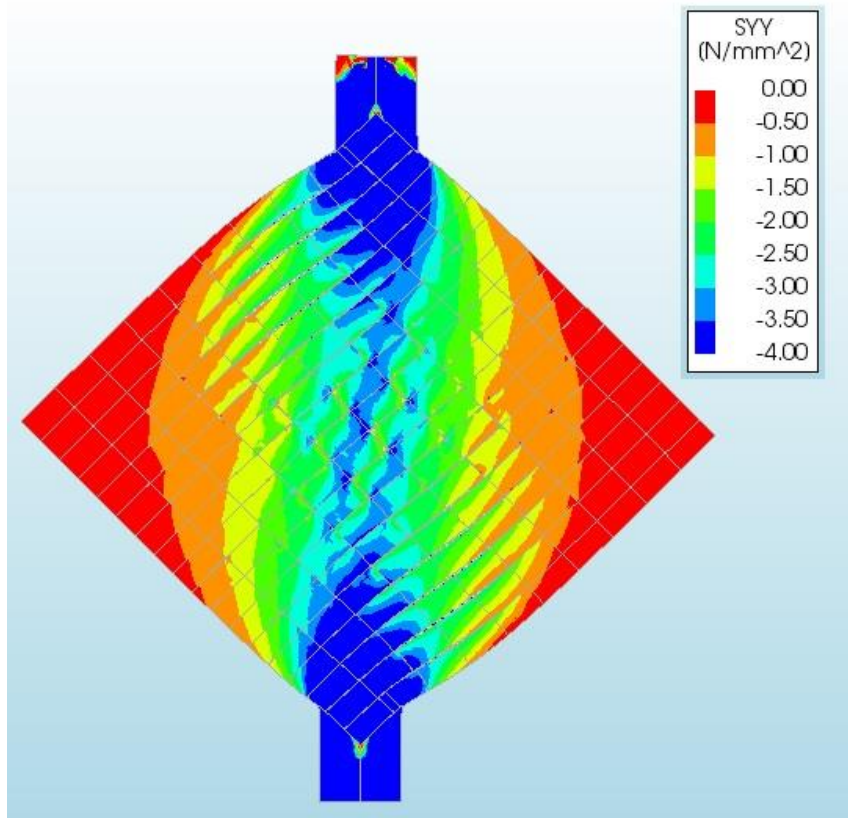


Fig. 112 – Fessura principale nella parete

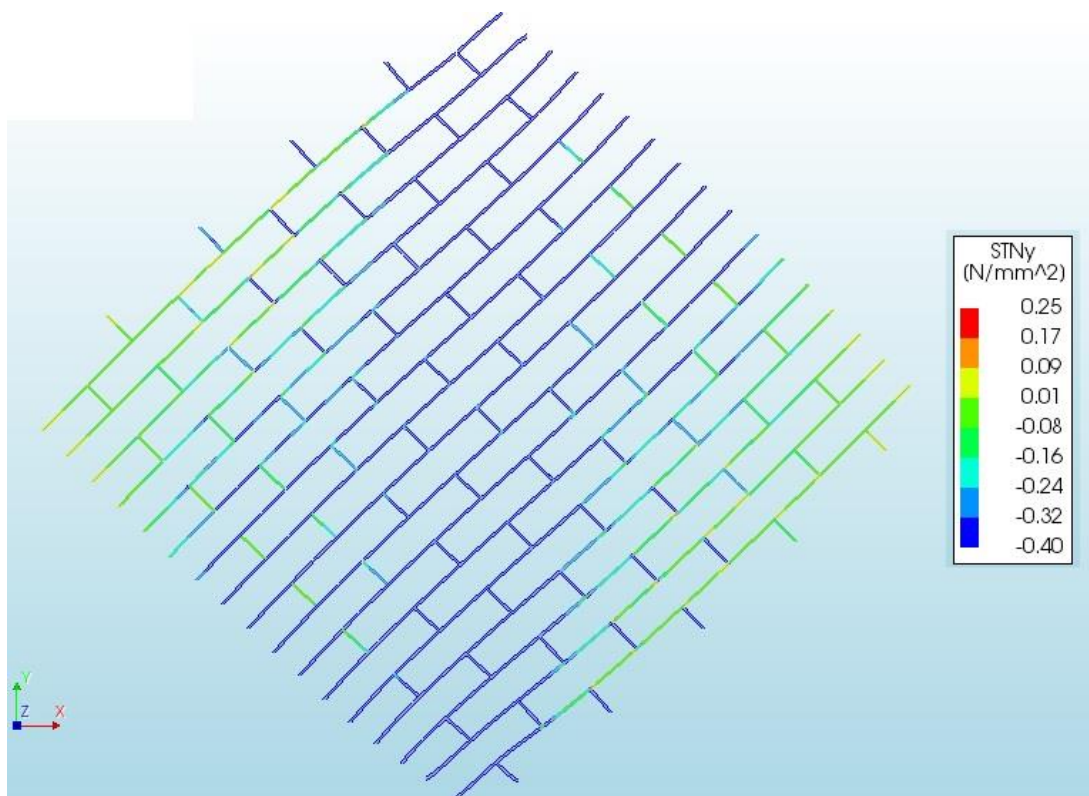


Fig. 113 – Interfaccia giunti di malta: $\delta v=0.75$

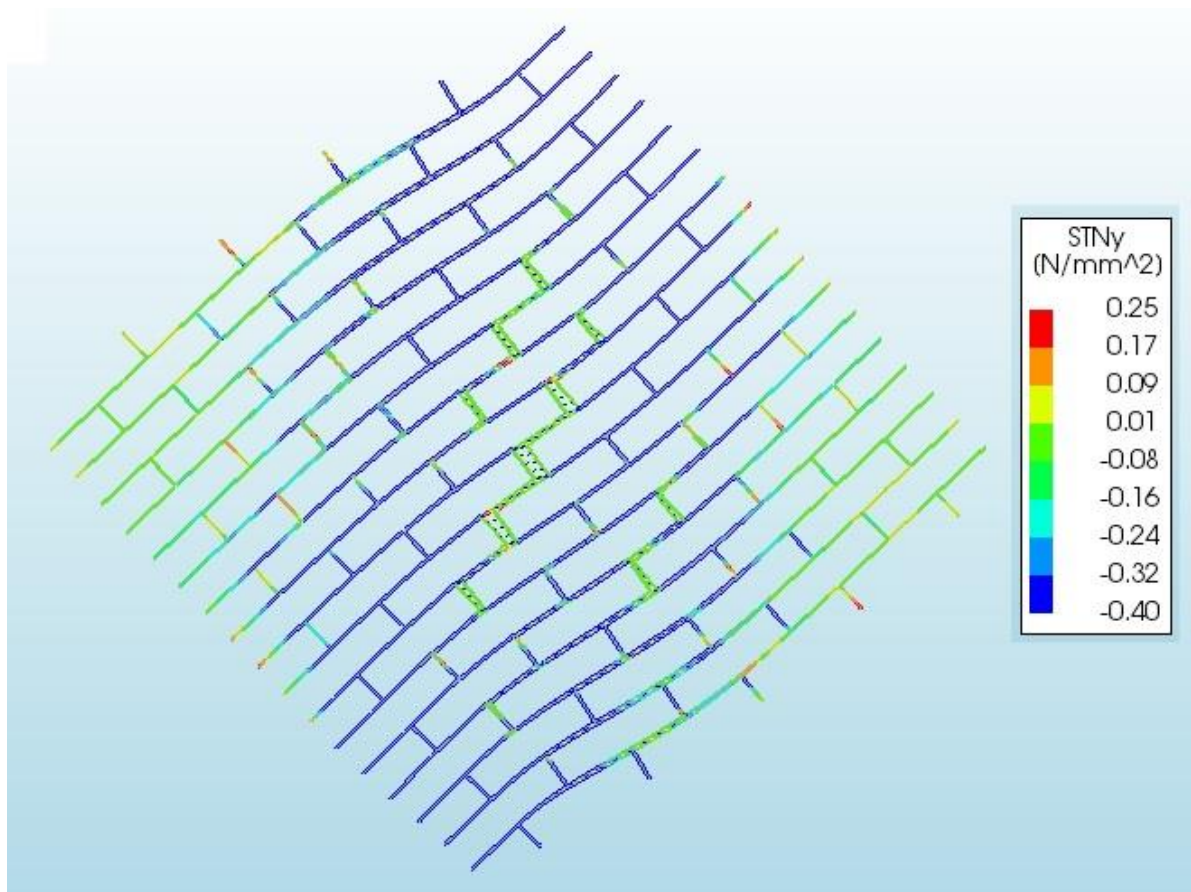


Fig. 114 – Interfaccia giunti di malta: $\delta v=0.85$

Le Fig. 113 e Fig. 114 rappresentano in termini di tensioni verticali lo stato fessurativo della parete nei punti con un accorciamento pari a $\delta v=0.75$ e $\delta v=0.85$ rispettivamente.

In particolare è possibile notare come nella prima figura non sia raggiunto ancora il valore di picco delle trazioni di interfaccia, in contrapposizione invece al $\delta v=0.85$ in cui si è già formata la lesione principale ed i valori tensionali risultano aver raggiunto il loro valore di picco in termini di valori di trazione.

È possibile notare inoltre, dal diagramma in basso che rappresenta lo stato dell'interfaccia di possibile fessurazione del mattone, come al picco della curva in Fig. 110 non si è ancora raggiunto il valore di resistenza, pertanto non si riscontrano rotture locali nei mattoni ma soltanto rotture dei giunti di malta.

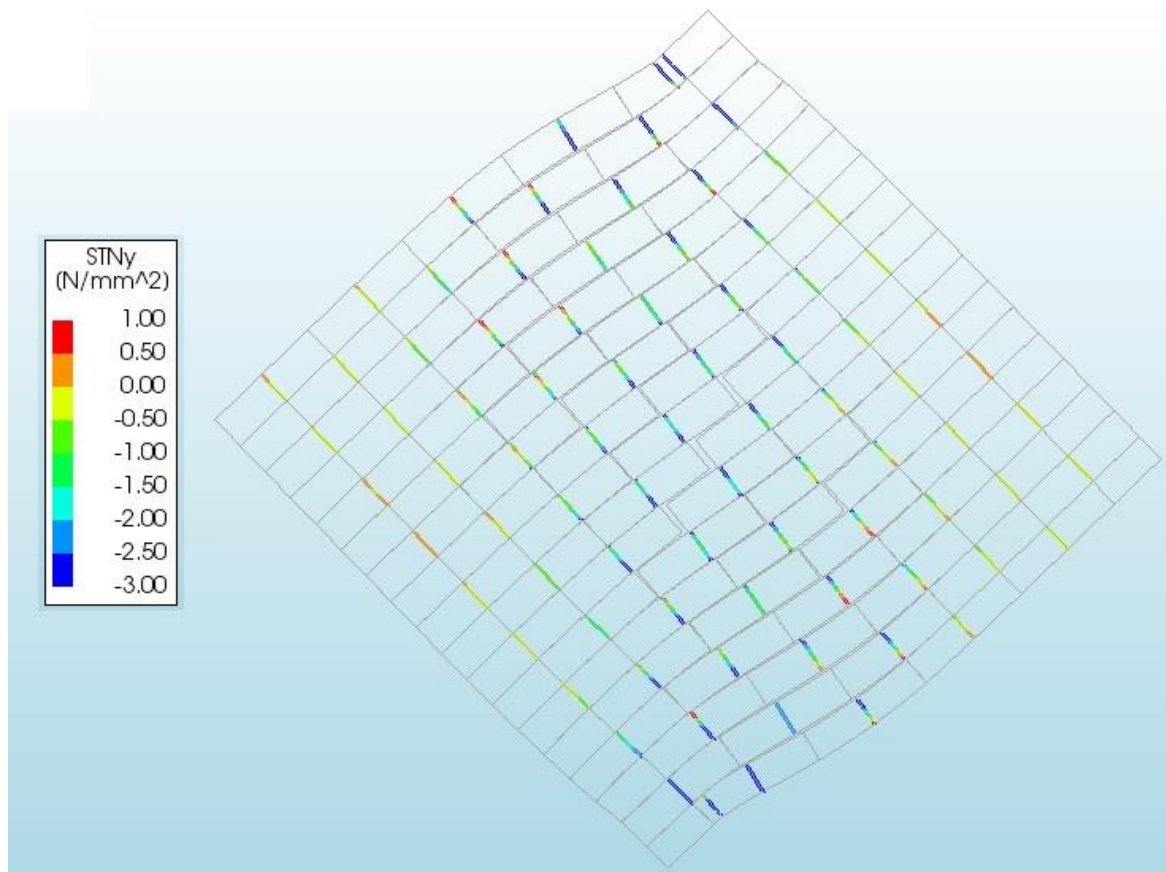


Fig. 115 – Interfaccia crack del mattone: $\delta v=0.85$

5.4.5 Analisi parametriche

Un aspetto fondamentale per valutare l'affidabilità dell'analisi numerica e del modello di calcolo realizzato è quello di conoscere l'importanza dei parametri utilizzati nella definizione dei materiali e capire la loro influenza nella risposta strutturale globale. Questa considerazione è alla base dell'analisi parametrica svolta in questa sezione, dove si sono sviluppate una serie di analisi numeriche sui parametri che definiscono i materiali.

I parametri che sono stati presi in considerazione per tale studio sono: il modulo elastico del mattone E_u a cui sono direttamente legati i parametri di interfaccia k_n e k_s , la resistenza a trazione dell'interfaccia rappresentante i giunti di malta f_t , la tensione di compressione alla quale la dilatazione diventa zero σ_u , l'energia di frattura del secondo modo G_f^{II} , il coefficiente δ legato indirettamente alla dilatazione come riportato nell'eq. 31 ed infine la deformazione plastica al picco κ_p .

I valori base dei parametri ed i loro moltiplicatori utilizzati nelle analisi parametriche sono riportati nella Tab. 12.

Parametri	<i>Valore base</i>	<i>Prova 1</i>	<i>Prova 2</i>
E_u [GPa]	14	3.5	56
f_t [MPa]	0.25	0.083	1.25
σ_u [MPa]	-2	-1	-4
δ	5	1.25	10
G_f^H [N/mm]	0.05	0.0166	0.15

Tab. 12 – Analisi parametrica pannelli non rinforzati

I risultati relativi alle analisi svolte sono riportati nelle figure seguenti, in cui vengono confrontate le diverse curve, con i parametri di base ed i loro valori modificati.

Alcune delle analisi riportate in basso sono state appositamente effettuate amplificando anche di non poco determinati parametri proprio per desumerne la loro influenza nell'andamento globale del problema:

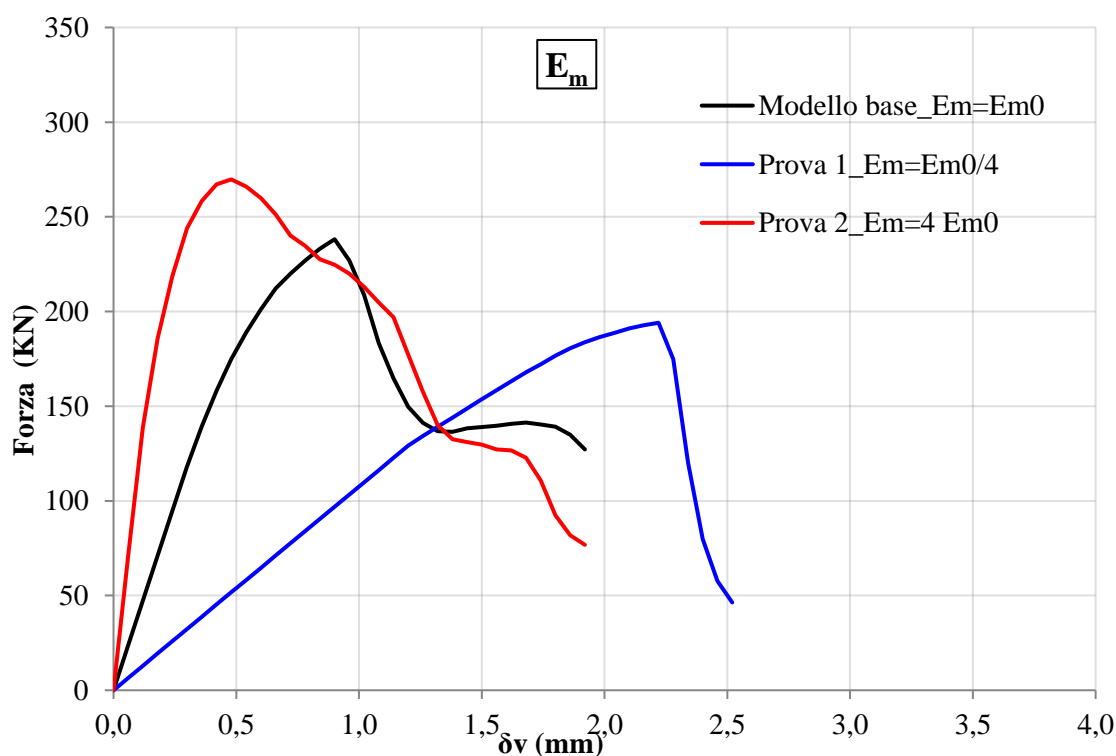


Fig. 116 – Analisi parametrica: modulo elastico

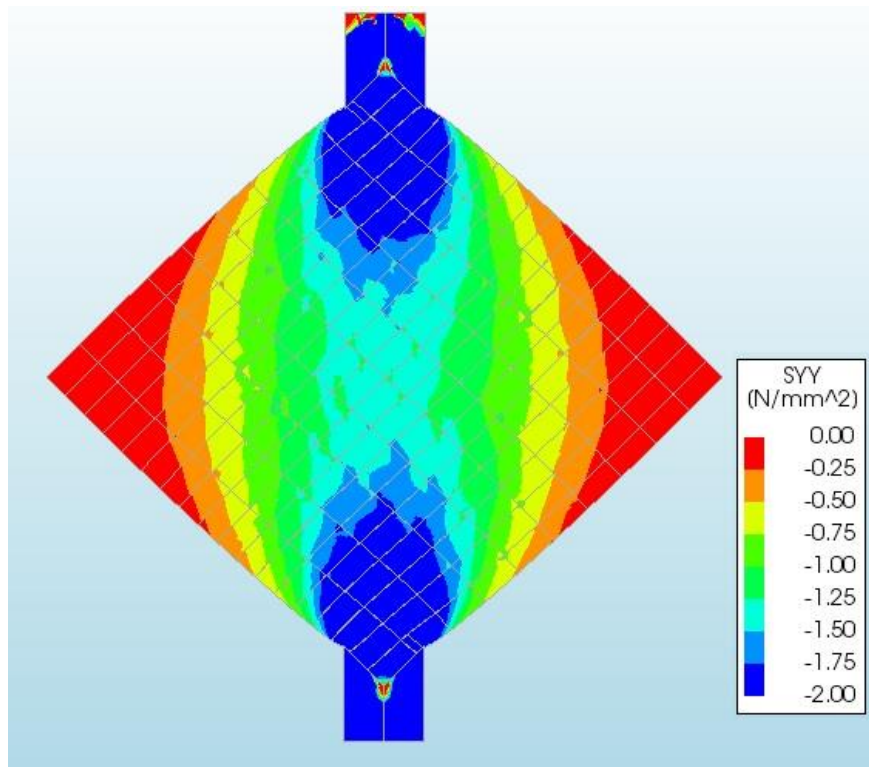


Fig. 117 – Tensioni verticali prova 1 $Em=Em0/4$

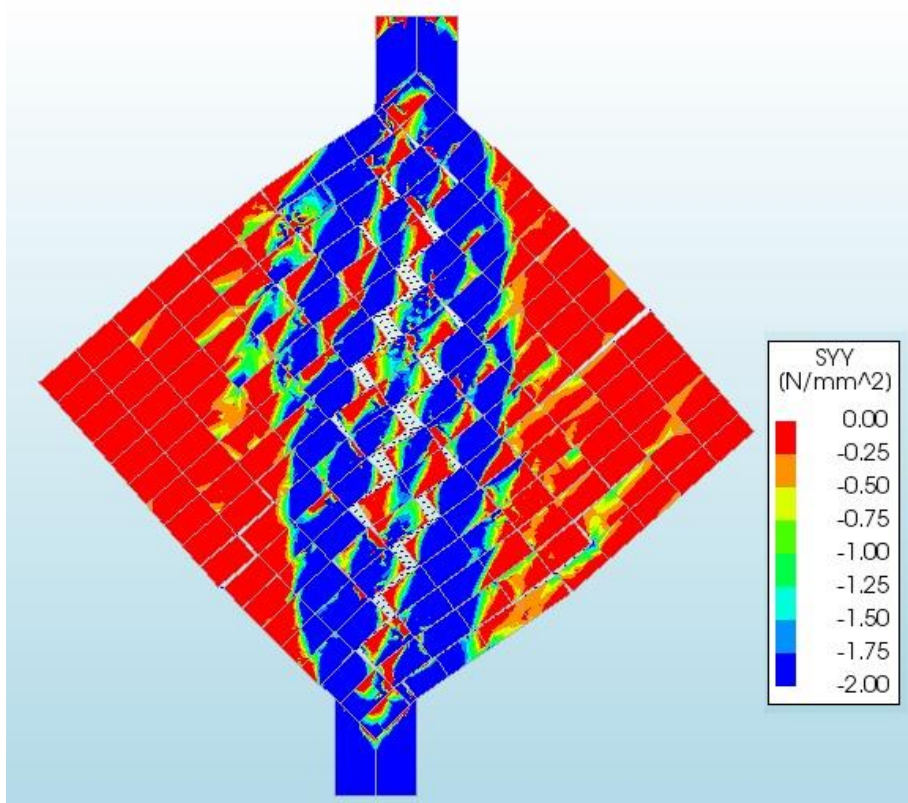


Fig. 118 – Tensioni verticali prova 2 $Em=4 Em0$

Come è possibile vedere da queste prime due analisi effettuate, modificando sensibilmente il modulo elastico del mattone e di conseguenza delle relative rigidità dell'interfaccia malta-mattone a causa dell'eq.5, il sistema nel complesso diventa molto più rigido nel primo caso e molto più deformabile nel secondo, anche in termini di carico si ha un aumento ed una diminuzione più o meno del 10%.

Sono stati inoltre riportati due screenshot che mostrano come, a parità di carico applicato, la zona centrale sia già totalmente compromessa per il pannello più deformabile, a differenza di quello invece più rigido in cui non si è ancora formata la fessura principale.

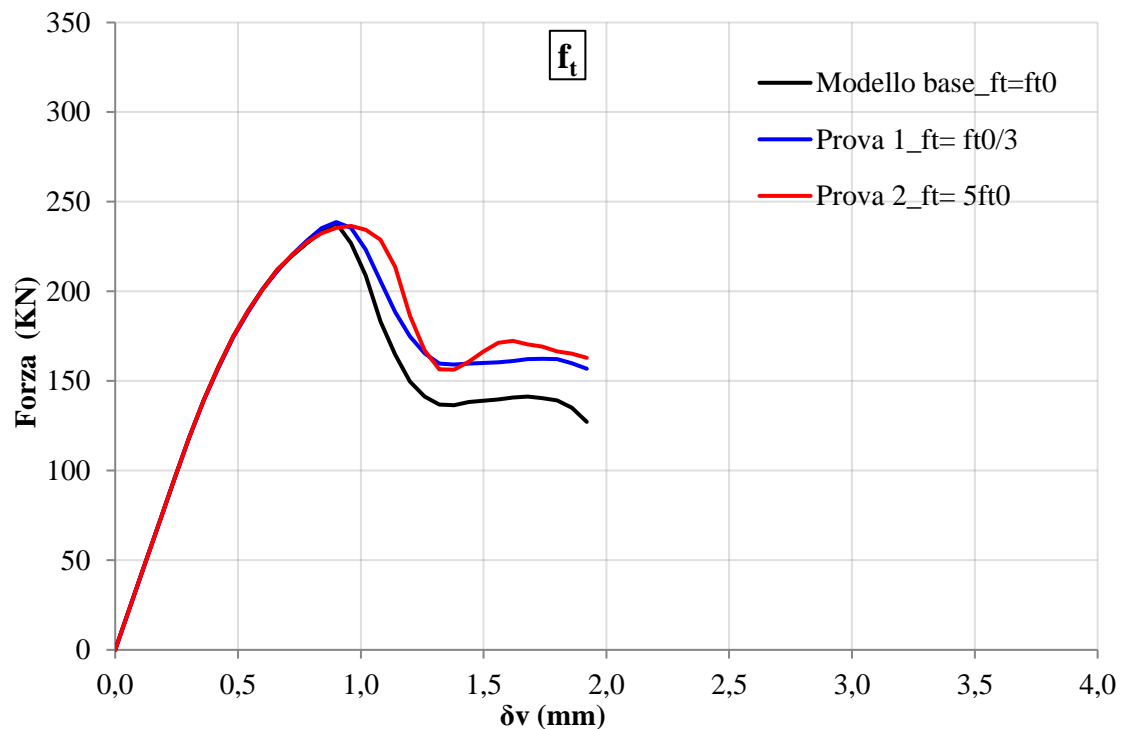


Fig. 119 – Analisi parametrica: resistenza a trazione

Queste seconde analisi invece mostrano l'influenza della resistenza a trazione dell'interfaccia malta-mattone, che come è possibile notare non riveste un ruolo di fondamentale importanza in termini di carico massimo sopportabile dalla parete, anche per incrementi sostanziali.

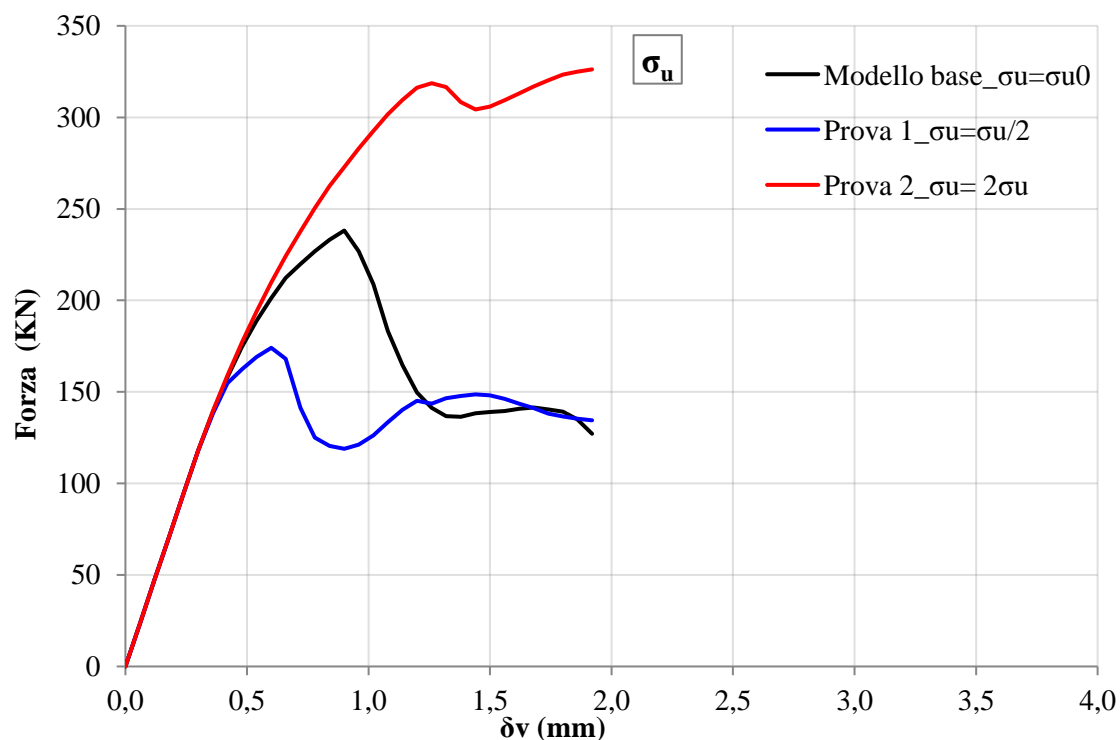


Fig. 120 – Analisi parametrica: tensione di compressione

Come era possibile immaginare invece, ridurre o incrementare la tensione di compressione alla quale la dilatanza diventa zero assume un ruolo rilevante, in sostanza assumere un valore troppo elevato di questo parametro equivale a considerare un zione di confinamento che comporta una rottura della parete senza la nascita di alcuna fessura predominante secondo il fenomeno chiamato locking, viceversa avere una pressione troppo bassa fa fessurare il muro prima della sua reale capacità resistente, nascono sin da subito grandi fessure.

Il valore utilizzato nel modello di calcolo è stato desunto dalla letteratura ed in particolare da [111],[126] dove sono state effettuate specifiche prove di torsione sui giunti di malta per identificare i parametri che governano l'eq. 31.

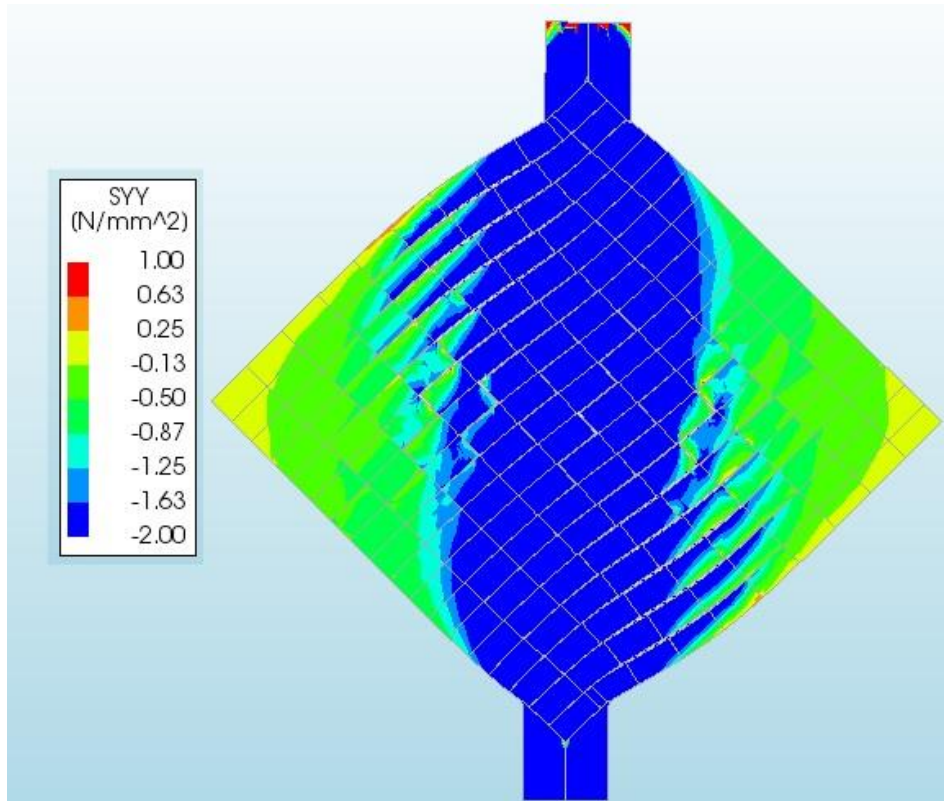


Fig. 121 – Analisi parametrica: prova 2_ $\sigma_u = 2 \sigma_u$

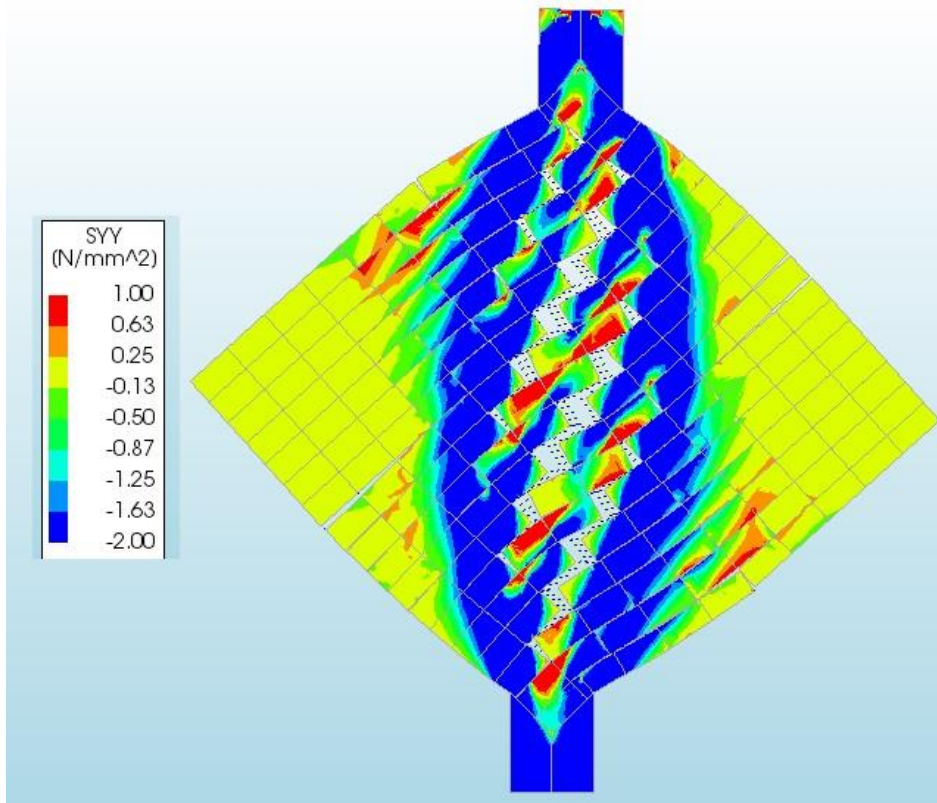


Fig. 122 – Analisi parametrica: prova 2_ $\sigma_u = \sigma_u/2$

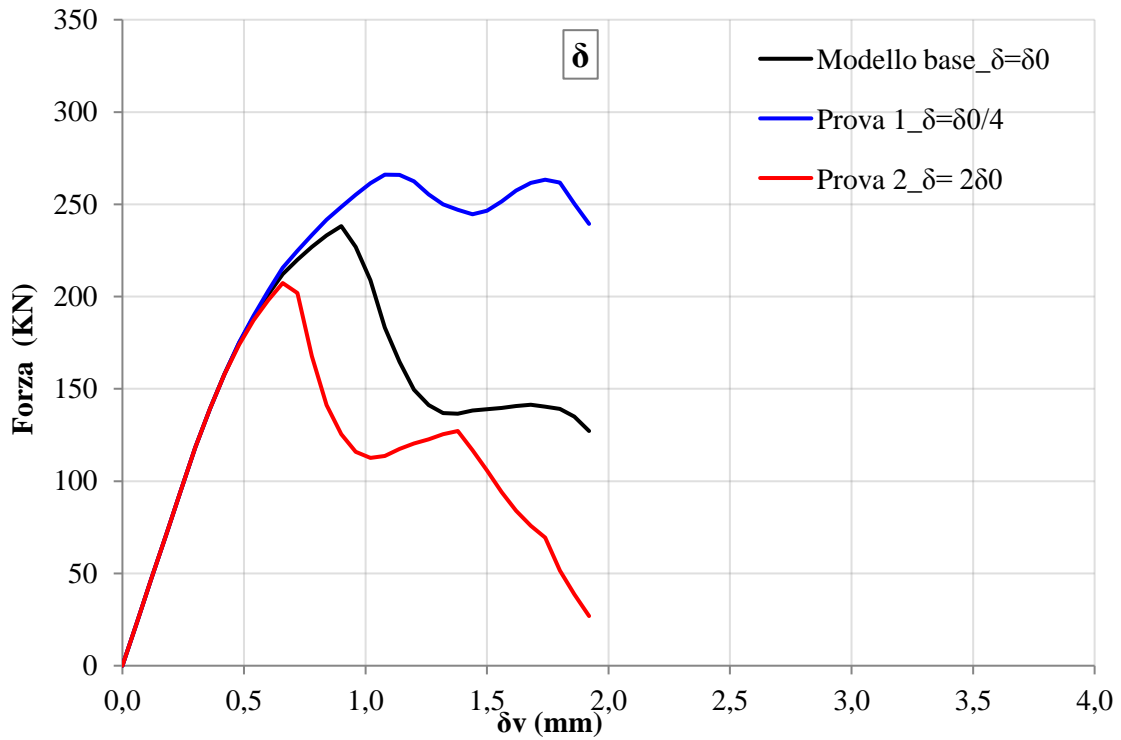


Fig. 123 – Analisi parametrica: parametro δ legato indirettamente alla dilatanza

Anche il coefficiente δ è strettamente legato alla dilatanza sempre secondo l'eq. 31 ed in particolare è stato possibile notare come governi il ramo post picco della curva.

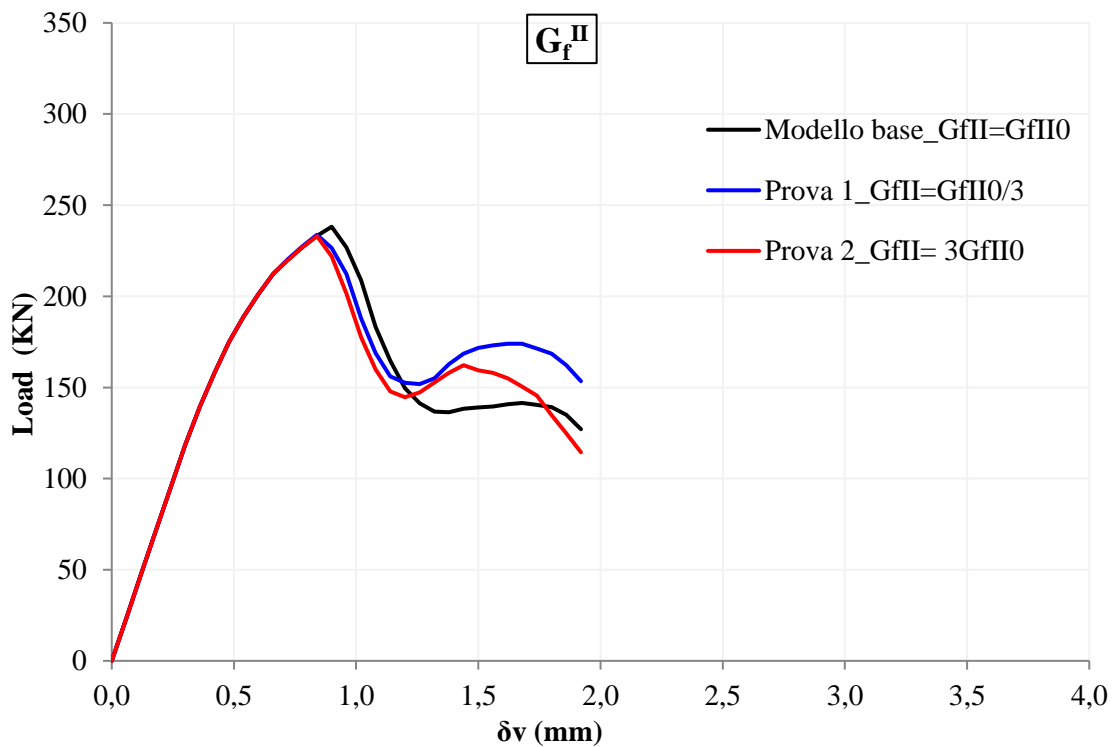


Fig. 124 – Analisi parametrica: energia di frattura del secondo modo

Anche l'ultimo parametro relativo all'energia di frattura del secondo modo governa la fase post fessurazione ed in sostanza la capacità di carico.

5.5 Modello rinforzato

Sulla base della modellazione effettuata per le pareti in muratura prive del rinforzo, è stato sviluppato un approccio numerico del tutto analogo anche in questo secondo caso in cui si deve tenere in conto del contributo del rinforzo in FRCM sia per quanto riguarda la malta che per le fibre presenti all'interno della matrice.

I parametri del pannello non rinforzato sono stati utilizzati anche per questo modello, a cui sono stati applicati due strati di FRCM ciascuno di $6mm$, che se nella realtà corrispondono ciascuno ad una faccia della parete, nel modello di calcolo 2D sono sovrapposti l'uno con l'altro.

L'FRCM è composto quindi da uno strato di malta al cui interno è annegata una griglia in carbonio.

Dal punto di vista della produzione scientifica numerica a riguardo, alcuni autori hanno contribuito sviluppando modelli numerici di pareti rinforzate con materiali compositi a matrice cementizia alla cui base c'era l'utilizzo della macromodellazione della parete, a cui poi successivamente veniva applicato un elemento 2D perfettamente aderente al substrato a rappresentare la malta. Anche le fibre presenti all'interno della matrice a loro volta venivano discretizzate per mezzo di elementi grid presenti in tanti cataloghi di programmi numerici, anch'essi elementi 2D. In sostanza quindi si tratta di tre plate sovrapposti tra di loro, in cui tutti gli strati sono considerati perfettamente aderenti tra loro [127], [128].

Soltanto alcuni autori hanno intrapreso lo studio dei compositi in FRCM con l'utilizzo di micromodelli, o micromodelli semplificati, tra cui [115] che hanno proposto l'utilizzo di elementi truss per le fibre perfettamente aderenti al supporto.

In questo contesto scientifico si è deciso di proporre un nuovo approccio alla modellazione dei rinforzi a matrice cementizia, che verrà discusso successivamente ma che in sostanza riguarda la possibilità di suddividere l'FRCM in malta + fibre assegnando ad esse una certa legge tau-slip, consentendo quindi lo slittamento.

Nello specifico quindi lo strato di malta è stato discretizzato con elementi shell ad 8 nodi perfettamente aderenti alla parete sottostante, mentre per le fibre si sono utilizzati elementi truss, elastici lineari, collegati con il substrato per mezzo di interfacce non lineari bond-slip opportunamente calibrate (Fig. 127 e Fig. 128).

L'idea di utilizzare un legame elastico lineare per gli elementi truss è stato verificato e supportato dal fatto che durante le analisi non lineari effettuate le tensioni nelle fibre non hanno mai superato la loro resistenza a trazione, per questo motivo, per non aggiungere ulteriori non linearità, si è scelto di utilizzare un legame elastico lineare.

Per quanto riguarda le proprietà meccaniche degli elementi, il modulo elastico della malta è stato valutato in $17GPa$ ed è stato utilizzato un coefficiente di Poisson pari a 0.2 .

In particolare la geometria della malta, considerata come un materiale elastico lineare, segue perfettamente la geometria dei mattoni e dei mezzi mattoni sottostanti (Fig. 125) e in corrispondenza del perimetro di ciascuno di questi elementi sono state poste delle interfacce non lineari che rappresentassero la fessurazione della malta stessa. Ogni singolo elemento malta è perfettamente aderente al rispettivo mattone sottostante secondo lo schema riportato in Fig. 125.

Questa semplificazione volta a localizzare la nascita delle fessure della malta del rinforzo in corrispondenza della geometria sottostante è stata utilizzata anche per evidenze sperimentali, di fatti le principali fessurazioni della malta superiore, che comportano la crisi, sono poste in corrispondenza dei giunti di malta. Quello che si può notare infatti è che seppur la fessurazione nella malta del rinforzo sia più diffusa di quella della parete sottostante, la crisi avviene per la formazione di fessure principali che seguono sostanzialmente la geometria della parete sottostante.

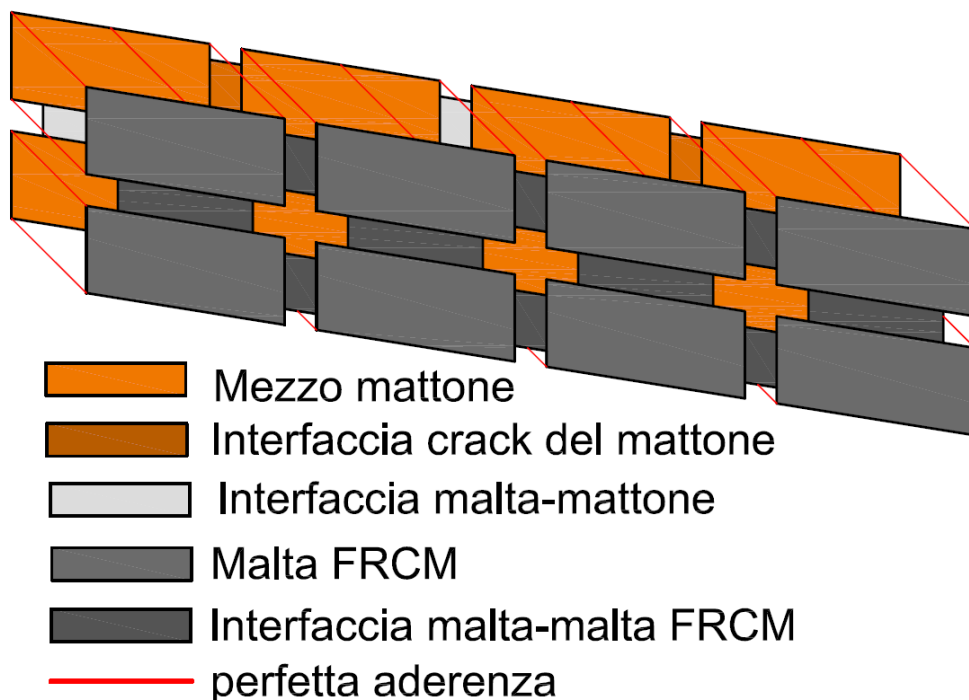


Fig. 125 – Discretizzazione malta FRCM ed interfaccia con la parete

Tali interfacce sono state ipotizzate avere lo stesso comportamento *crack-shear-crush* dei giunti di malta, già discusse in precedenza, in cui però sono state effettuate delle modifiche su alcuni parametri, come esposti in Tab. 13, sulla base delle proprietà della malta stessa.

Parametri	<i>Valore</i>	<i>Unità</i>
k_n	2000	N/mm ³
k_s	800	N/mm ³
f_t	3	Mpa
G_f^I	0.025	N/mm
c	0.55	MPa
Φ_i	0.85	rad.
Φ_i	0.75	rad.
Ψ_0	0.85	rad.
σ_u	-2	Mpa
δ	9	-
f_c	17	Mpa
C_s	9	-
G_c	21	N/mm
κ	0.44	mm
G_f^{II}	0.1	N/mm

Tab. 13 – Parametri di interfaccia malta-malta FRCM (Fig. 125)

Per quanto riguarda i coefficienti k_n e k_s che identificano la rigidezza dell'interfaccia, essi sono stati valutati seguendo le equazioni:

$$k_n = \frac{E}{t} \quad (39)$$

$$k_s = \frac{G}{t} \quad (40)$$

In cui E e G rappresentano rispettivamente il modulo di elasticità longitudinale e tangenziale della malta del rinforzo e t lo spessore della malta.

Le fibre invece sono state discretizzate come delle bielle a due nodi aventi modulo elastico pari a $240GPa$, un perimetro pari a $4mm$, una area sezionale pari a $0.46mm^2$, ed una spaziatura pari a $10mm$, parametri desunti dalla scheda tecnica del produttore e direttamente dalla misurazione delle singole fibre (Fig. 126).

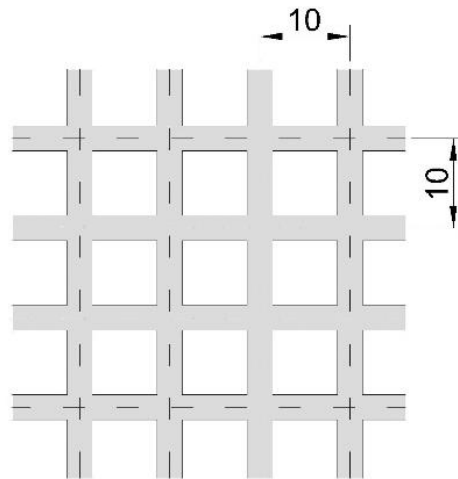


Fig. 126 – Spaziatura delle fibre

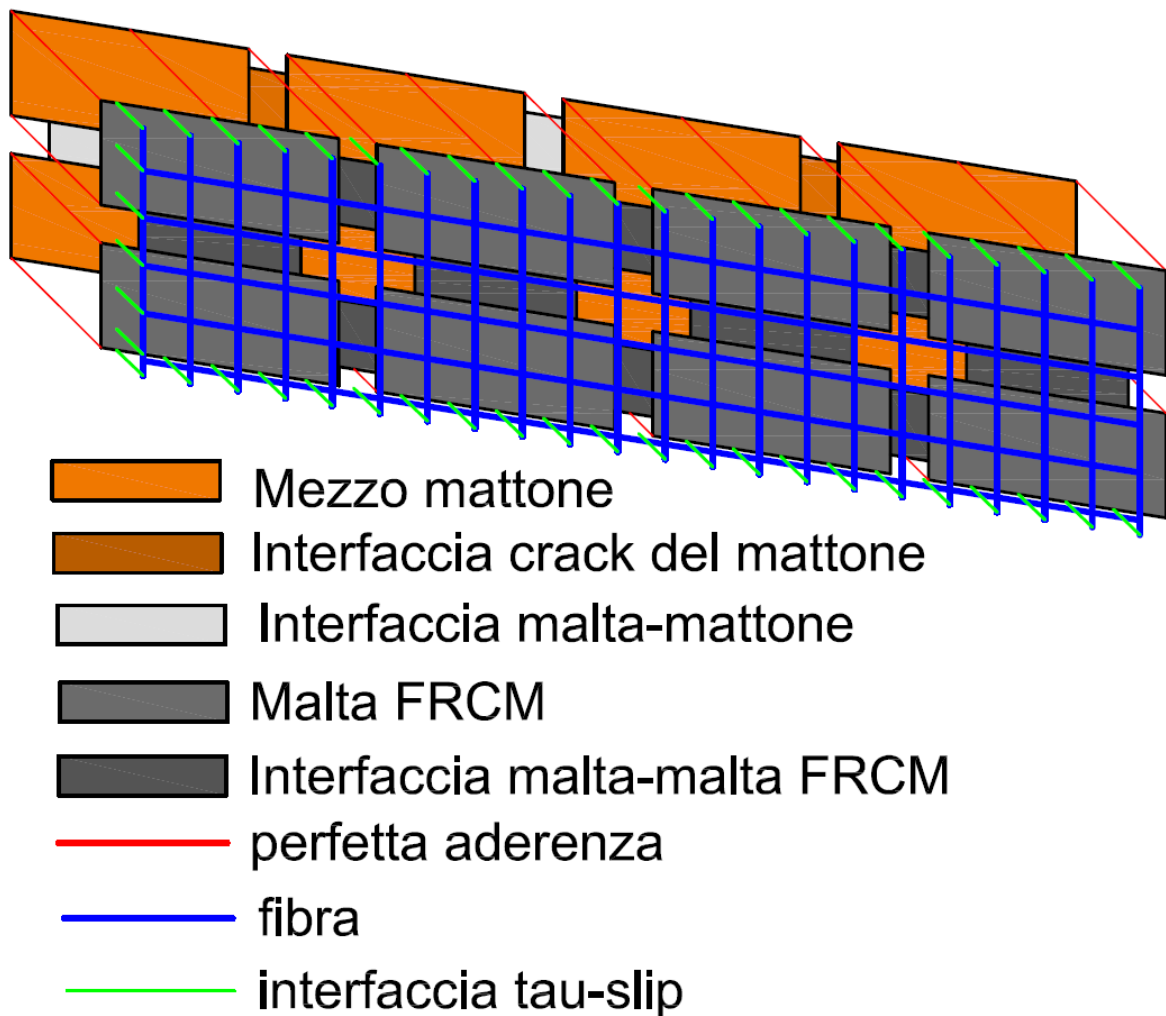


Fig. 127 – Composizione delle fibre sopra la malta FRCM

Le fibre sono legate al substrato per mezzo di un'interfaccia bond slip opportunamente calibrata di cui si parlerà al paragrafo successivo.

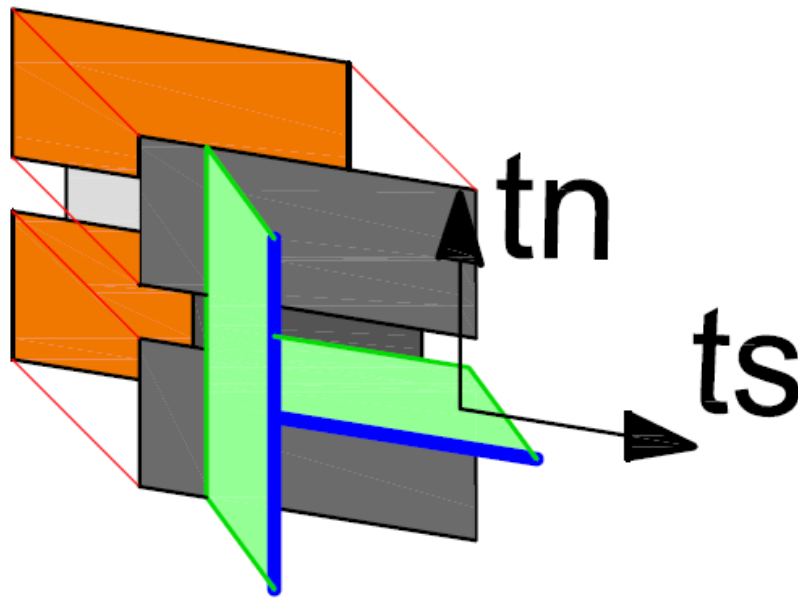


Fig. 128 – Composizione delle fibre sopra la malta FRCM, e direzioni normali e trasversali

L'ipotesi di considerare la perfetta aderenza tra malta del rinforzo e mattoni sottostanti è dettata dal fatto che il programma di calcolo utilizzato non dava la possibilità in un modello 2D di poter creare delle interfacce tra due elementi bidimensionali appunto, se non lungo il perimetro (interfacce 1D); stessa considerazione per la modellazione delle fibre, discretizzate una per volta, infatti anche se in DIANA si ha la possibilità di inserire delle griglie di armatura, esse vengono considerate come elemento bidimensionale a cui quindi non è possibile in un modello 2D associare delle interfacce con il substrato.

Utilizzare questo tipo di modellazione attraverso le grid, potrebbe essere sicuramente efficace in una modellazione tridimensionale in cui però sarebbe necessario effettuare ulteriori valutazioni sul micromodello sottostante della parete.

5.5.1 Calibrazione legge bond slip

In questa sezione verranno presentate tutte le valutazioni effettuate per determinare l'opportuna legge tau-slip associata al contatto tra fibre e parete sottostante.

Sulla base di prove di bond effettuate dall'Università di Bologna su provini in FRCM con fibra di carbonio della stessa natura di quelli utilizzati per le prove di compressione diagonale, sono stati messi appunto alcuni modelli numerici in grado di consentire la più verosimile rappresentazione del legame tau-slip presente tra FRCM e supporto murario.

Prima di giungere alla calibrazione vera e propria del legame, sono stati creati dei modelli semplificati che passo dopo passo consentissero di capire le funzionalità del programma FEM e se le ipotesi utilizzate fossero corrette.

Il primo modello realizzato è stato utilizzato per poter analizzare l'efficacia dell'ipotesi utilizzata nella discretizzazione del rinforzo, come descritto in precedenza mediante tanti elementi elastici lineari rappresentanti la matrice in malta, collegati tra loro con delle interfacce non lineari e superiormente le fibre collegate con un certo legame bond slip.

Questa prima fase è stata necessaria per valutare la coesistenza di una doppia interfaccia in corrispondenza di un giunto di malta (interfaccia malta-mattone e interfaccia malta-malta FRCM, Fig. 125).

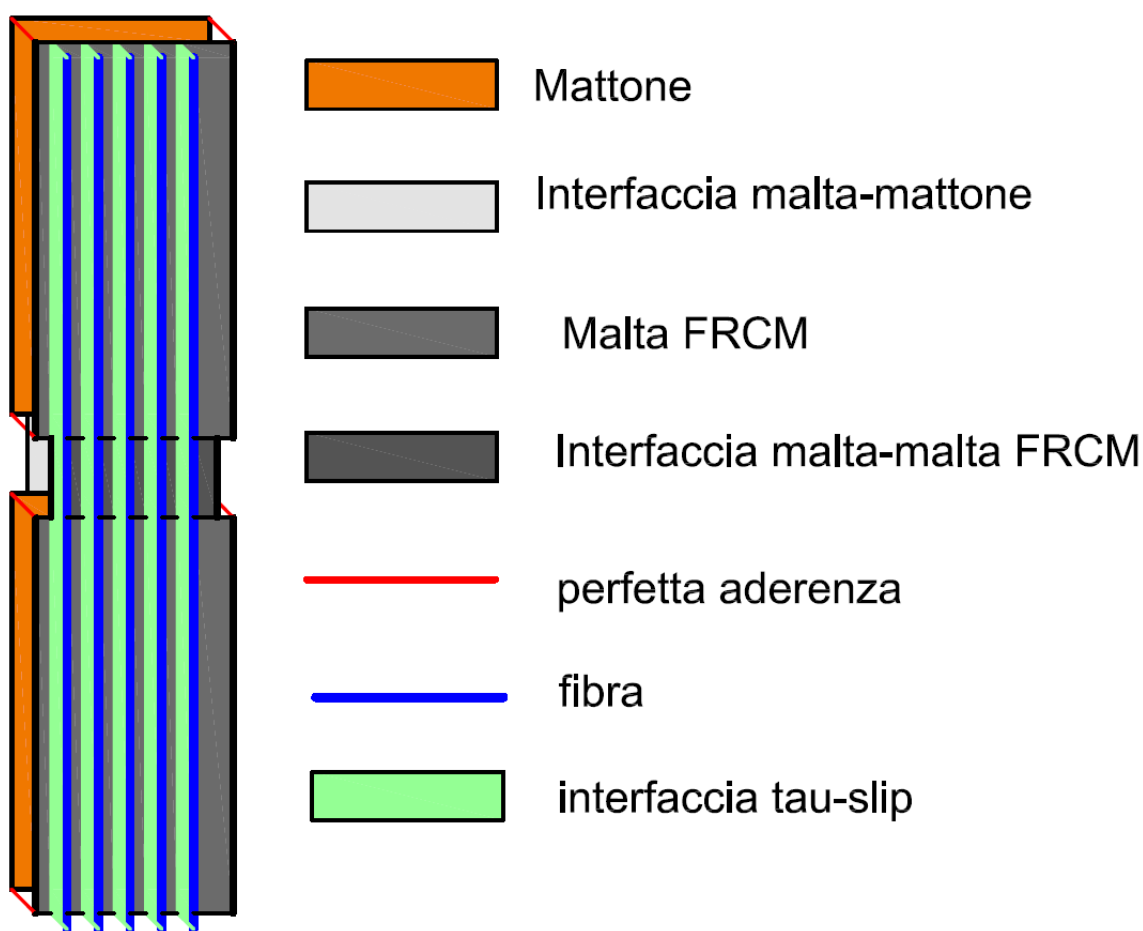


Fig. 129 – Prove di calibrazione leggi di interfaccia: geometria

Sono stati quindi discretizzati due mattoni singoli, collegati tra di loro per mezzo dell'interfaccia giunto di malta (interfaccia malta-mattone) sulla cui parte superiore, per mezzo della perfetta aderenza sono stati incollati due elementi elastici lineari a rappresentare la malta dell'FRCM, anch'essi collegati, come detto nella sezione precedente da

un'interfaccia non lineare (interfaccia malta-malta FRCM, Tab. 13) sopra questi due materiali è stata posta la fibra, collegata con una legge tau-slip al substrato. Applicando quindi per incrementi di carico uno spostamento monotono è stato valutato il contributo del rinforzo in termini di forza-spostamento e l'andamento delle tensioni tangenziali di interfaccia.

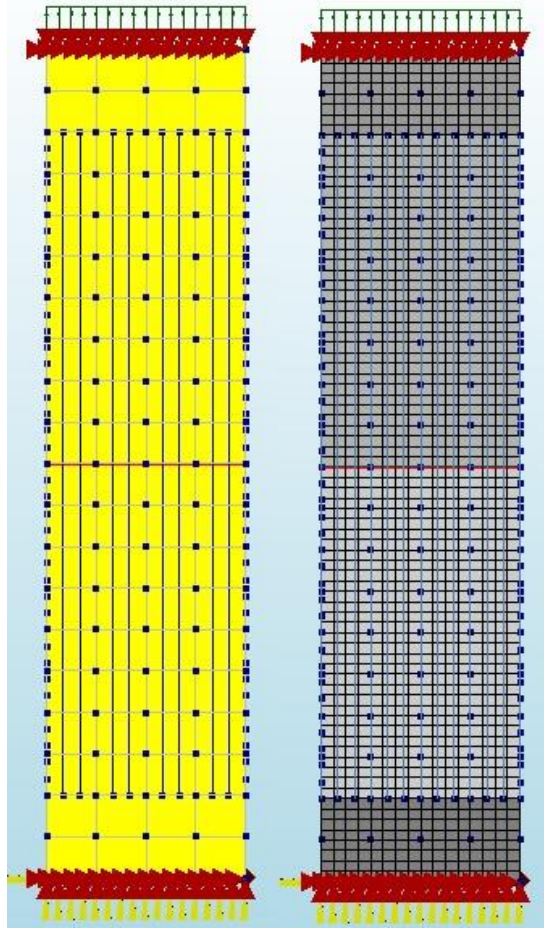


Fig. 130 – Prove di calibrazione leggi di interfaccia: geometria FEM e mesh

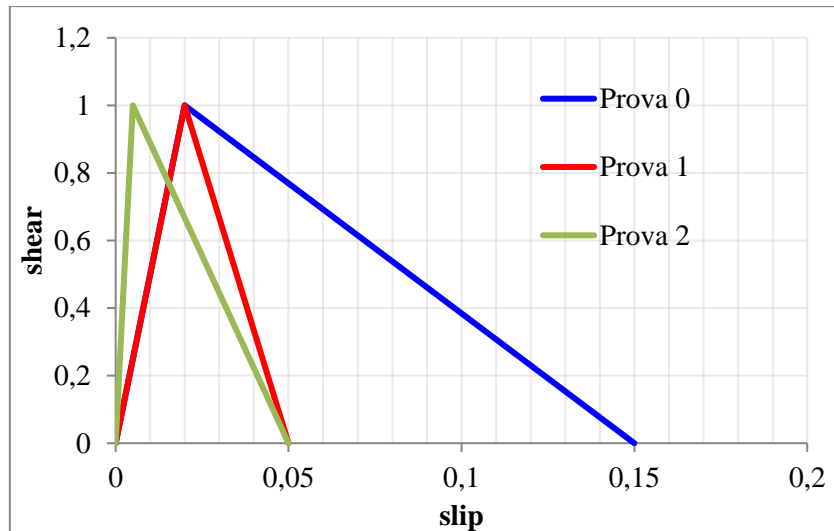


Fig. 131 – Leggi tau-slip tra fibra e substrato

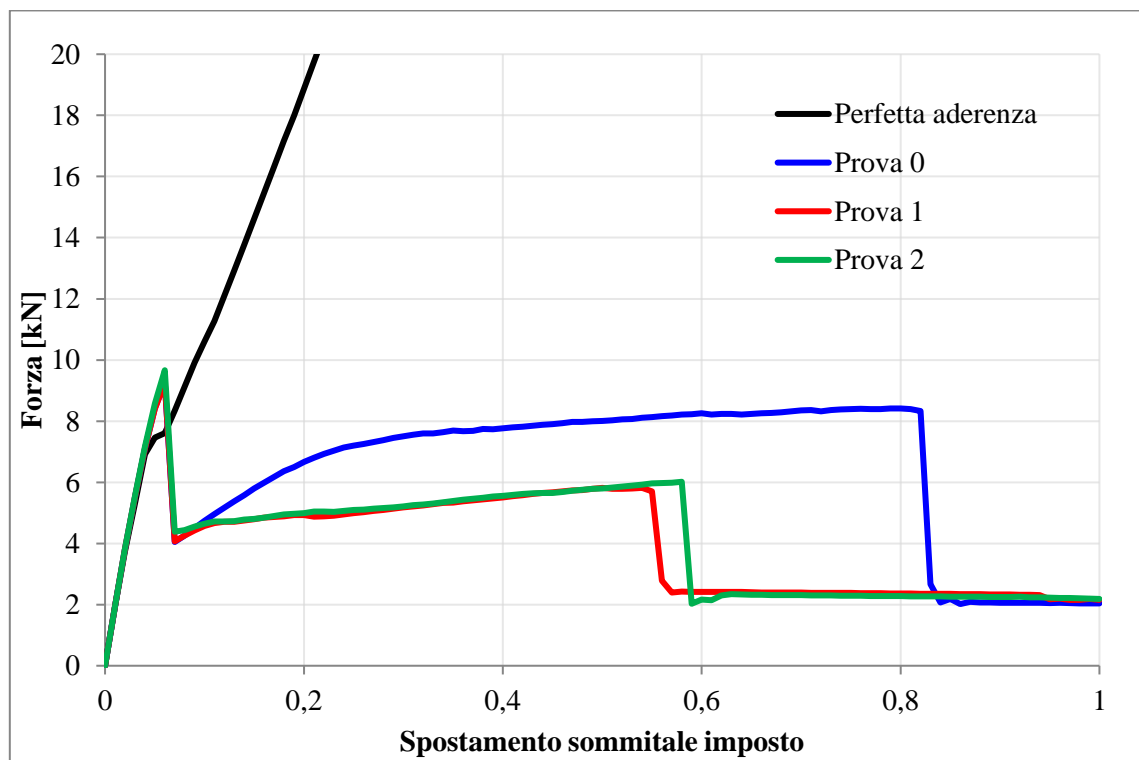


Fig. 132 – Risultati forza-spostamento modello mattone-mattone

I risultati mostrano come avendo perfetta aderenza tra fibra e substrato anche dopo la nascita della fessura il provino è in gradi di avere un incremento continuo in termini di forza, cosa che non accade invece quando si impone un certo legame tau-slip, dove una volta raggiunto il valore massimo della tensione di interfaccia si ha un brusco salto in termini di forza che rimane quasi costante fino a che il debonding avviene lungo tutto il mattone e non si ha più possibilità di mantenere del carico applicato.

Una volta valutata realisticamente la soluzione adottata di legame tra le differenti interfacce, si è posta l'attenzione sul contributo più o meno efficace che le fibre poste in direzione trasversale al carico applicato avrebbero potuto generare in termini di resistenza.

Nello specifico l'interfaccia bond-slip utilizzata nel software DIANA consente di tenere in conto della non linearità soltanto in direzione tangenziale (Fig. 128) mentre la relazione tra tensioni normali e spostamenti è assunta con un legame elastico lineare.

$$t_n = k_n \Delta u \quad (41)$$

$$t_t = f_t(dt) \quad (42)$$

Per questo motivo i parametri k_n e k_s legati alle rigidità in senso normale e tangenziale rivestono un ruolo non di poco conto, in quanto se per il coefficiente k_s il valore risulta facilmente calcolabile dal legame tau-slip inserito nell'interfaccia, per quanto riguarda la rigidità normale, essa può avere un ruolo di grande importanza nella descrizione complessiva del fenomeno, soprattutto per quanto riguarda le fibre in direzione trasversale al carico imposto.

Sulla base di queste considerazioni è stata apportata una leggera modifica al semplice modello precedente, aggiungendo anche fibre in direzione ortogonale, cercando di valutare in che modo il valore della loro rigidità normale potesse influenzare il trasferimento del carico.

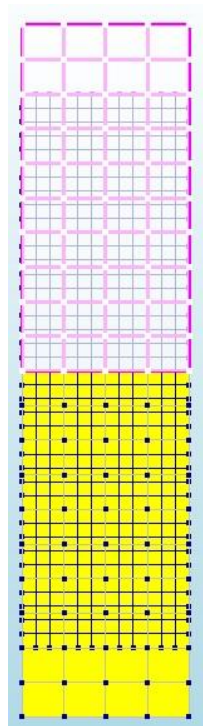


Fig. 133 – Prove di calibrazione leggi di interfaccia inserimento fibre orizzontali: geometria FEM

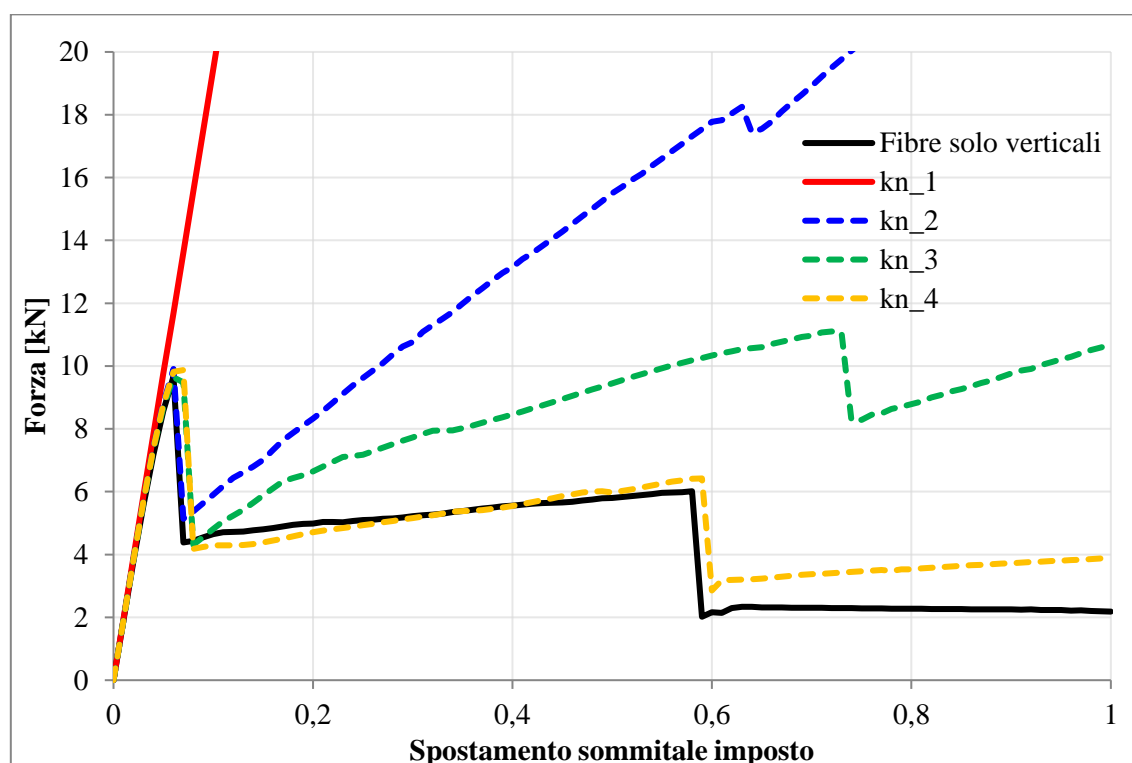


Fig. 134 – Influenza delle fibre orizzontali e loro rigidezza

La Fig. 134 mostra l'andamento della curva forza spostamento imposto al diminuire del valore della rigidezza normale delle fibre orizzontali.

Quello che si è notato è che utilizzando dei valori superiori all'unità per il valore del k_n delle fibre orizzontali, questo creava un incremento di rigidezza complessivo che andava in contrasto con il reale comportamento del fenomeno, in particolare le fibre di traverso opponevano una certa resistenza allo scorrere delle fibre verticali.

La trattazione di questo particolare comportamento in prove di bond e di trazione può rivestire un ruolo più o meno rilevante, che però risulta essere tanto legato alla geometria delle fibre ed in particolare al legame presente in corrispondenza del punto di contatto tra fibre verticali e orizzontali, mentre nel modello generale di un pannello soggetto a compressione diagonale, in cui si intrecciano centinaia di fibre questo aspetto è di difficile comprensione e forse assume un ruolo più marginale rispetto a quello che avviene in direzione longitudinale.

Pertanto l'ipotesi adottata anche successivamente nella modellazione complessiva è stata quella di trascurare l'eventuale contributo in termini di rigidezza normale delle fibre utilizzando un valore di k_n basso (k_n_4).

Dopo aver studiato il ruolo delle fibre orizzontali si è passati alla calibrazione vera e propria del legame tau-slip proprio dell'interfaccia tra fibre e malta.

È stato messo appunto un modello che descrivesse il comportamento di prove di bond di FRCM su di un substrato murario.

Come base per la valutazione delle proprietà meccaniche e geometriche dei diversi materiali, il setup e le modalità di applicazione del carico, si sono utilizzate le prove sperimentali presenti in [129].

È stato preso in considerazione un mattone di dimensioni $125 \times 125 \times 315 \text{ mm}$ al di sopra del quale è stato attaccato uno strato di malta nella quale è immersa la fibra di carbonio.

Le geometrie sono riportate in Fig. 135 ed il riassunto delle proprietà meccaniche e geometriche dei materiali costituenti in Tab. 14.

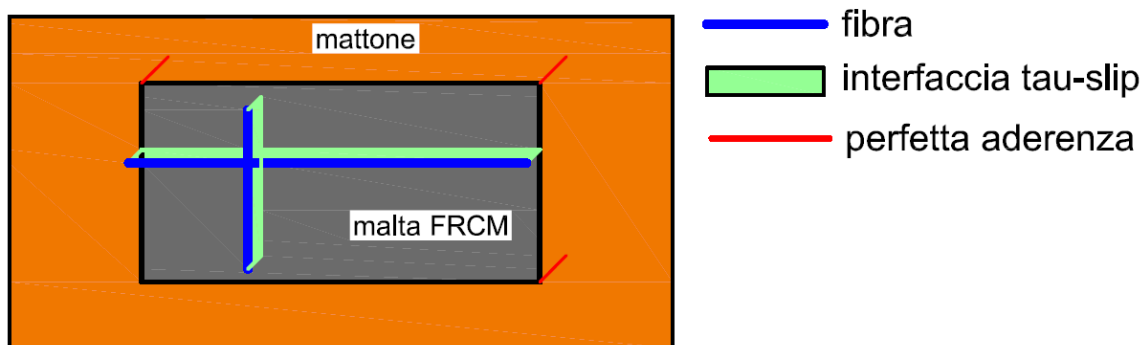


Fig. 135 – Prove di bond, geometria del problema

	UniBO	UniRM3	PoliMi	UniPD	
Materiale	Carbonio 2	Carbonio 4	Carbonio 4a	Basalto	
Supporto	$125 \times 120 \times 315$	$125 \times 120 \times 315$	$250 \times 120 \times 315$	$125 \times 120 \times 400$	mm
Bond length	260	260	260	260	mm
Bond width	54	50	100	75	mm
numero yarn	6	5	10	3	num.
numro weft	29	25	26	25	num.
spess. malta	12	10	9	10	mm
E_{fibra}	240	197	203	81	Gpa
E_{malta}	8	7	7	8	GPa
yarn sez.	0,47	0,47	0,47	1,45	mm ²
parn per.	4	8	8	11	mm

Tab. 14 – Proprietà geometriche e meccaniche per le prove di bond

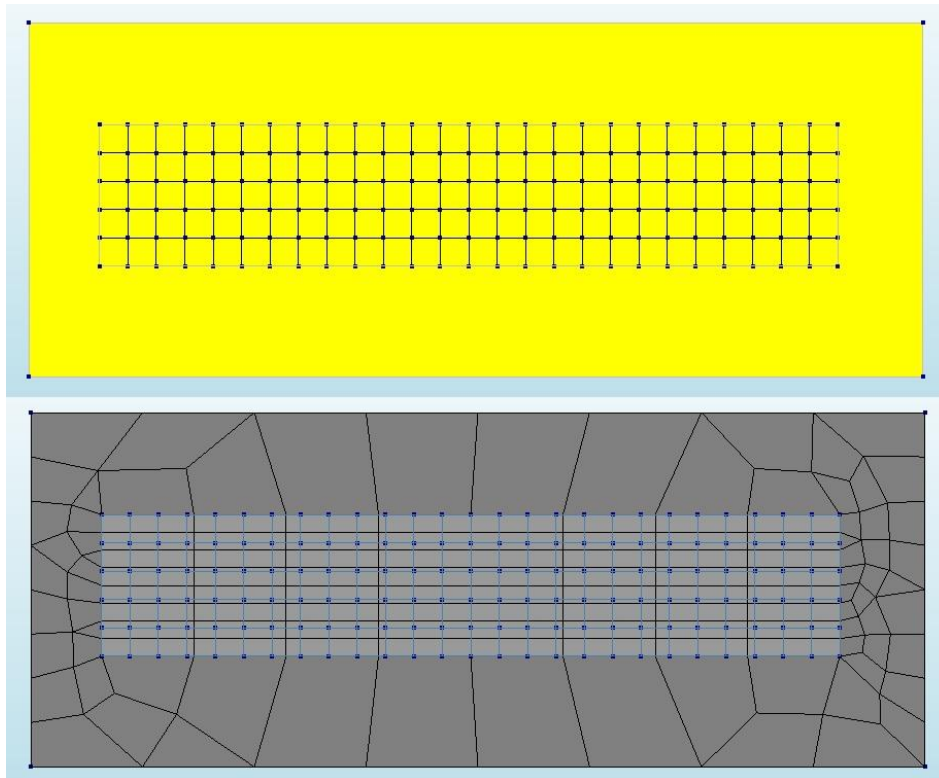


Fig. 136 – Prove di bond: geometria FEM e mesh

È stato quindi applicato per via incrementale uno spostamento monotono all'estremità delle fibre e i risultati sono stati diagrammati in termini di tensione-allungamento confrontandoli con quanto ottenuto sperimentalmente. Ulteriori informazioni e risultati dal punto di vista sperimentale sono desumibili dal [129].

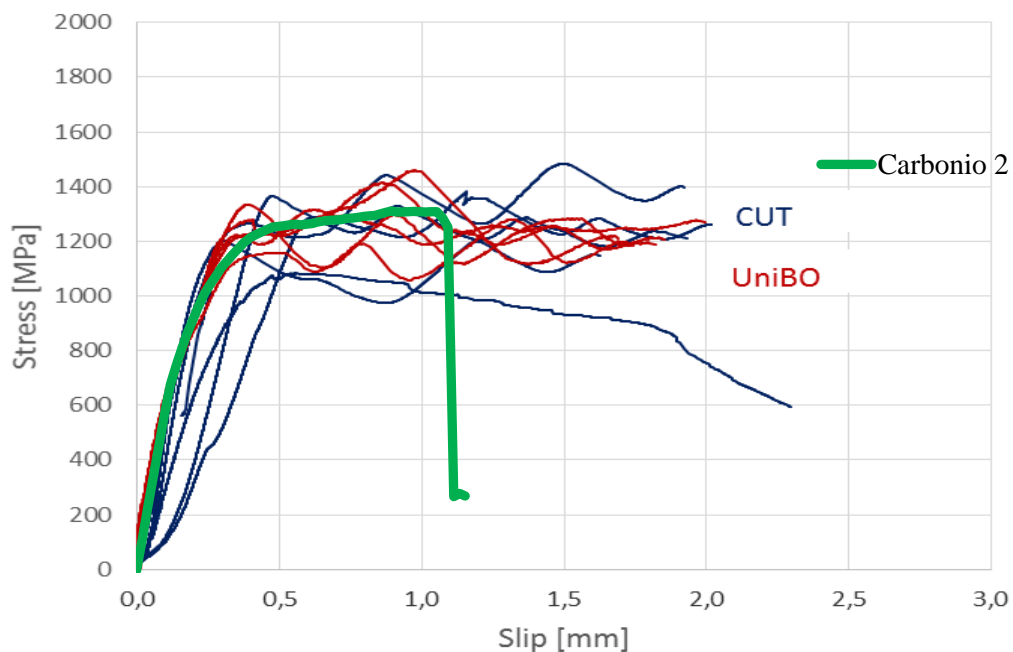


Fig. 137 – Sovrapposizione risultati sperimentali e numerici prove di bond Carbonio 2

Come è possibile notare la curva numerica ricalca abbastanza fedelmente i risultati ottenuti sperimentalmente sia in termini di rigidità iniziale che di carico limite massimo. È stato possibile quindi ottenere una curva bilineare tau-slip da adottare come interfaccia fibra-malta nel modello complessivo.

Anche in questo caso sono state fatte diverse considerazioni e analisi considerando un contributo più o meno significativo per l'influenza della rigidità normale delle fibre orizzontali, arrivando alla stessa conclusione di quanto ribadito in precedenza ovvero che seppur le fibre orizzontali in determinate condizioni rappresentano un vincolo alla resistenza del sistema, nel caso in questione si può ritenere piuttosto verosimile trascurarne il suo contributo.

A prova dell'efficacia del modello, sono state modellate ulteriori prove di bond in particolare altre due prove realizzate su FRCM con fibra di carbonio ed una in cui si è utilizzata la fibra di basalto [130].

Un aspetto molto rilevante da dire è che le prove di bond realizzate sperimentalmente avevano l'obiettivo di valutare lo scorrimento presente tra il pacchetto completo FRCM ed il substrato, quindi con possibili scorrimenti anche tra malta e mattone sottostante.

Nel modello invece tale scorrimento è impedito in quanto c'è la perfetta aderenza tra matrice del rinforzo ed il substrato, tale assunzione è stata presa in conto in quanto le uniche prove che sono state utilizzate in questa modellazione sono quelle che sperimentalmente hanno visto un esclusivo scorrimento tra fibre e malta, in cui pertanto il primo strato di malta rimaneva attaccato al mattone sottostante, questo pertanto ha consentito effettivamente di calibrare il legame bond-slip presente tra fibre e malta da inserire successivamente nel modello.

Tutti i legami utilizzati sono del tipo bilineari caratterizzati dalla tensione massima, deformazione al picco e deformazione ultima.

La Tab. 14 riassume le principali proprietà geometriche e meccaniche utilizzate nella modellazione FEM.

Tra le diverse prove sperimentali sono state utilizzate in particolare un differente numero di fibre orizzontali e verticali, con dei moduli elastici quasi uguali per ogni tipologia.

Nei diagrammi sottostanti invece vengono riportati i confronti in termini di tensione allungamento tra risultati numerici ed evidenze sperimentali in cui è possibile notare una buona stima del modello di calcolo.

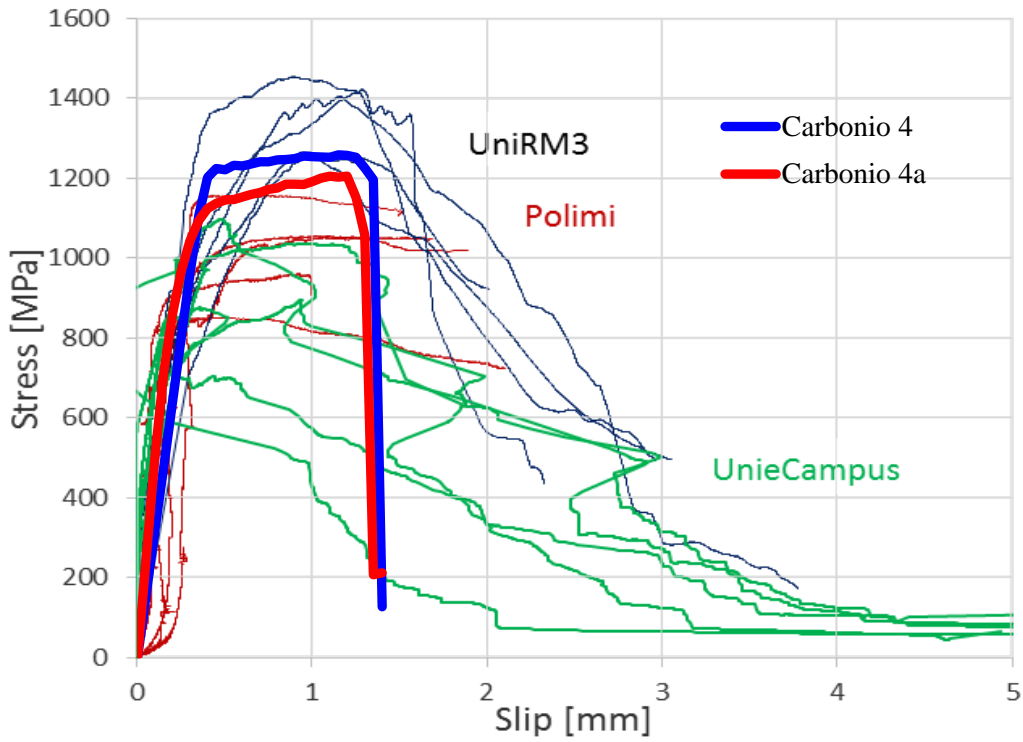


Fig. 138 – Sovrapposizione risultati sperimentali e numerici prove di bond Carbonio 4

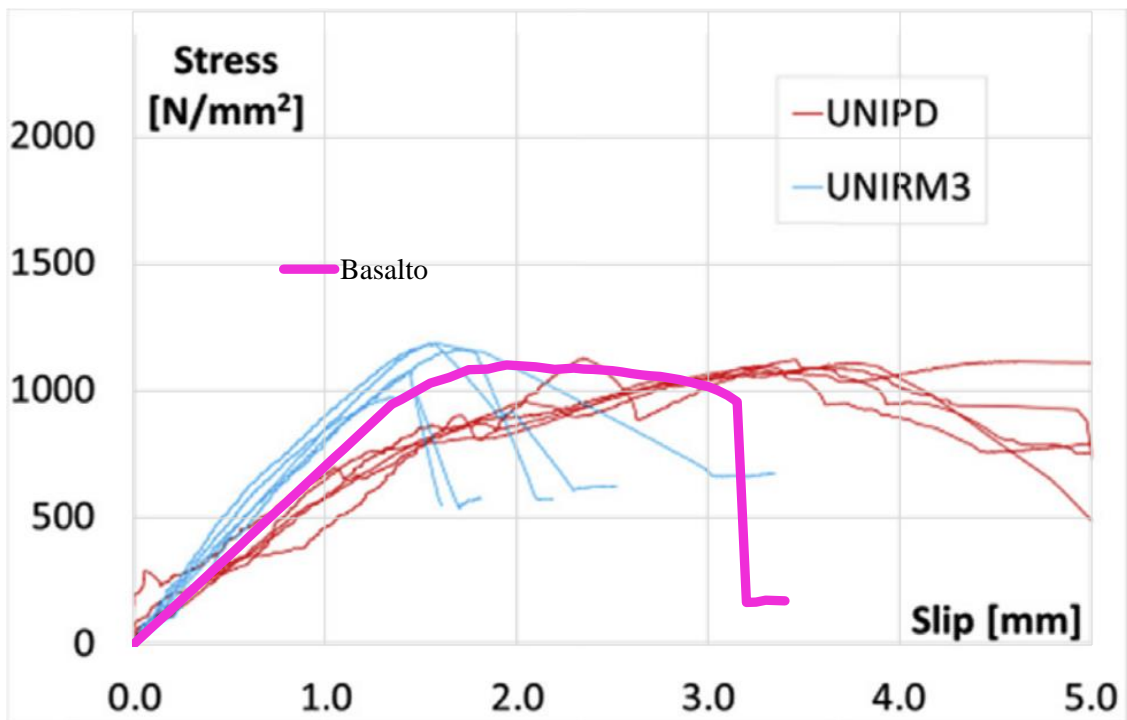


Fig. 139 – Sovrapposizione risultati sperimentali e numerici prove di bond Basalto

	<i>tau max</i>	<i>slip peack</i>	<i>slip ultimo</i>
UniBo	1.6	0.03	0.25
UniRM3	1.1	0.17	0.25
PoliMi	0.9	0.04	0.25
UniPD	1	1.2	2

Tab. 15 – Risultati calibrazioni leggi tau-slip

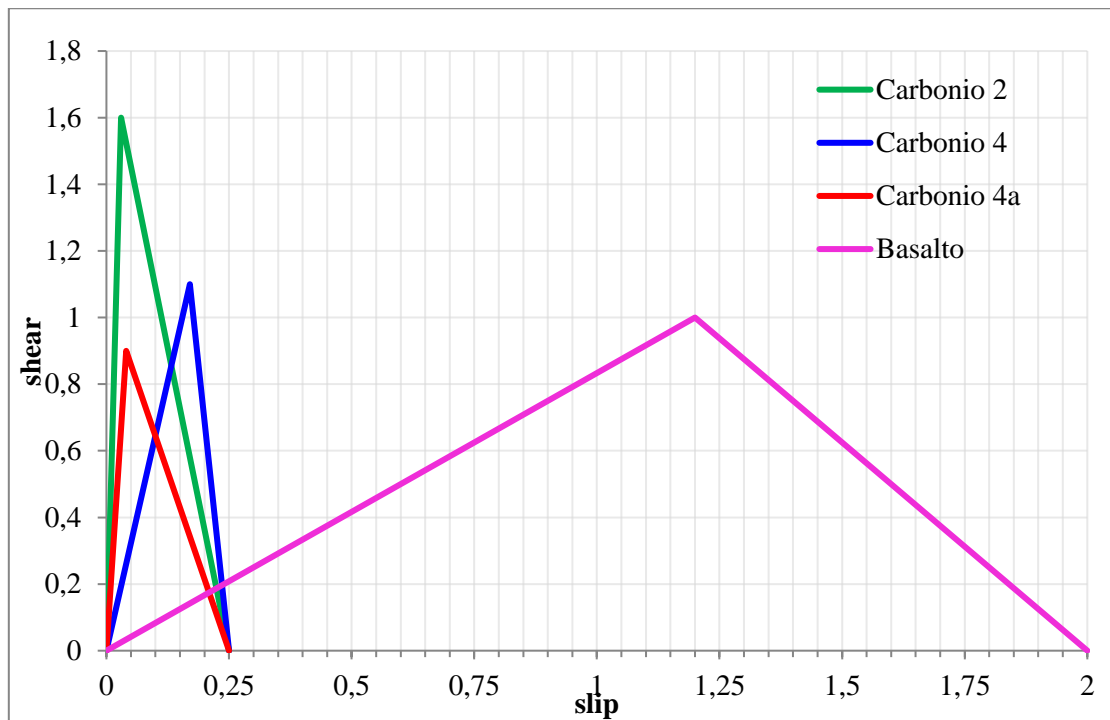


Fig. 140 – Calibrazioni leggi tau slip

L'ultima importante valutazione necessaria ai fini di una corretta implementazione nel modello di calcolo è stata quella relativa alla possibile interazione tra fibre verticali e orizzontali, ovvero la presenza o meno di una termosaldatura in corrispondenza dei loro punti di contatto.

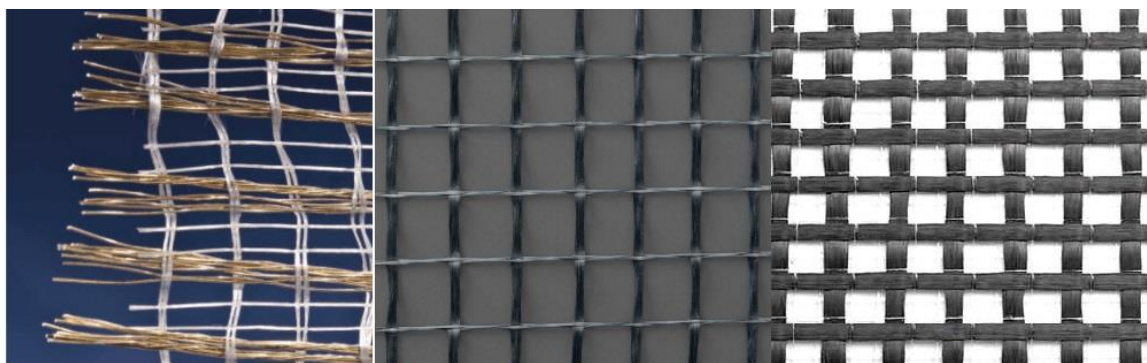


Fig. 141 – Esempi di contatto tra fibre orizzontali e verticali

Questa valutazione è da fasi per ogni singolo caso, in base alla natura del rinforzo stesso vi è la possibilità in alcune griglie che ci sia scorrimento relativo tra fibre poste in direzioni ortogonali, come è possibile che in corrispondenza del loro punto di contatto siano realizzati dei punti di saldatura tali da creare una perfetta aderenza.

C'è da dire tuttavia che anche nel caso in cui non vi sia alcun tipo di collegamento tra fibre orizzontali e verticali, la tipologia costruttiva stessa del rinforzo, annegato in un certo spessore di matrice cementizia, non consente per bassi valori di carico elevati spostamenti relativi, che invece possono essere significativi dopo la fessurazione della malta stessa e magari il distacco del rinforzo.

Si è cercato pertanto di valutare in che modo questo comportamento possa influenzare il modello di calcolo, creando per l'appunto due modelli differenti in cui in uno è stata tenuta in conto la perfetta aderenza, e nell'altro invece no.



Fig. 142 – Influenza della saldatura tra fibre orizzontali e verticali: scorrimento consentito

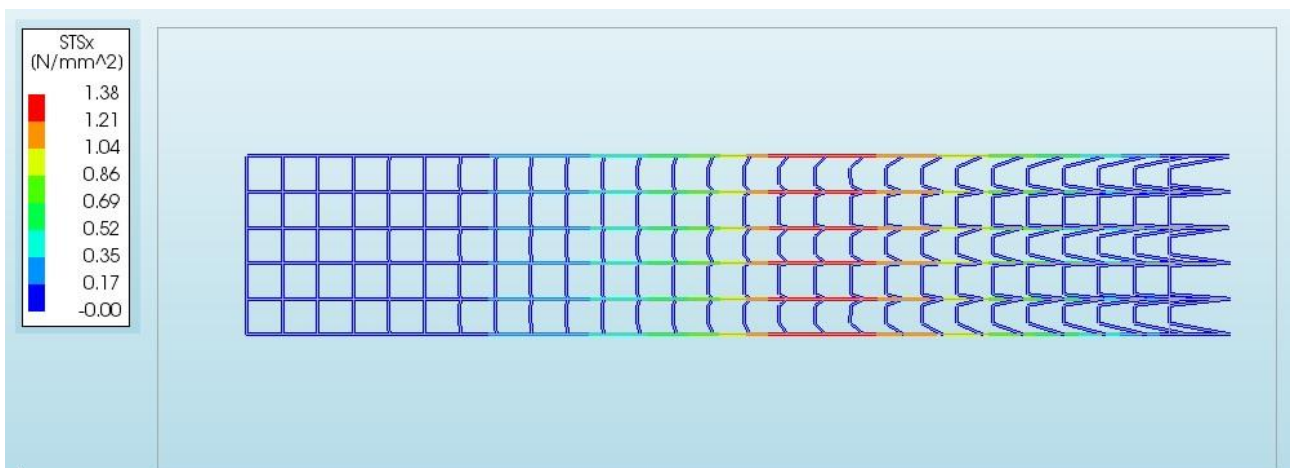


Fig. 143 – Influenza della saldatura tra fibre orizzontali e verticali: perfetta aderenza

Da un punto di vista numerico quello che si è notato è che si hanno delle differenze in termini di deformata delle fibre stesse (Fig. 142 e Fig. 143), che tuttavia non trovano riscontro né guardando i reali spostamenti delle fibre orizzontali, né in termini complessivi di diagramma tensione-allungamento (Fig. 144).

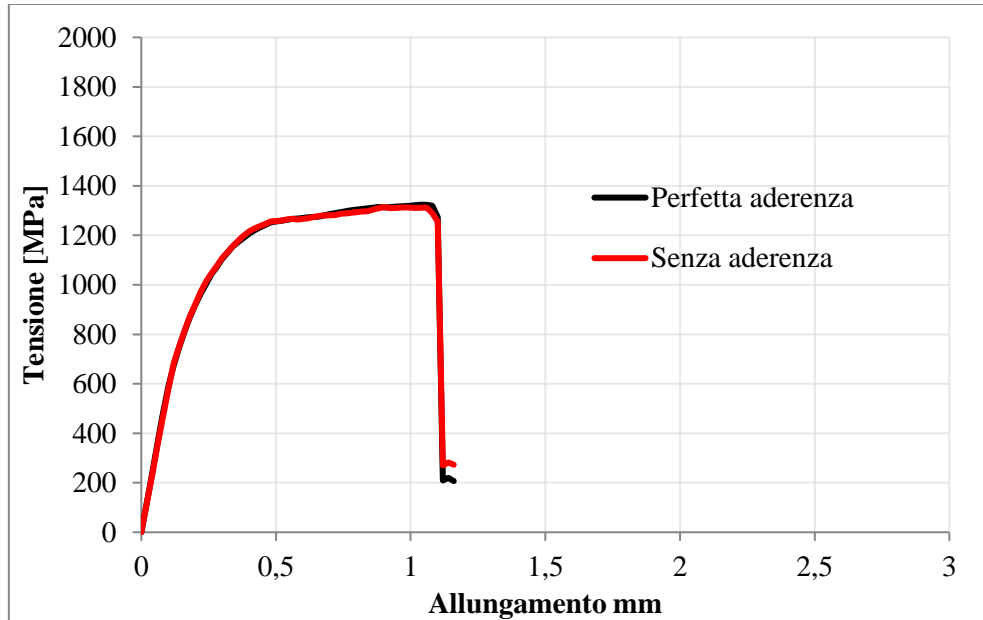


Fig. 144 – Influenza della saldatura tra fibre orizzontali e verticali

Per avere una maggior sicurezza dell'ipotesi utilizzata ai fini numerici è stato creato un modello in dimensioni ridotte che andasse a evidenziare tale comportamento nella prova vera e propria di compressione diagonale che si vuole studiare.

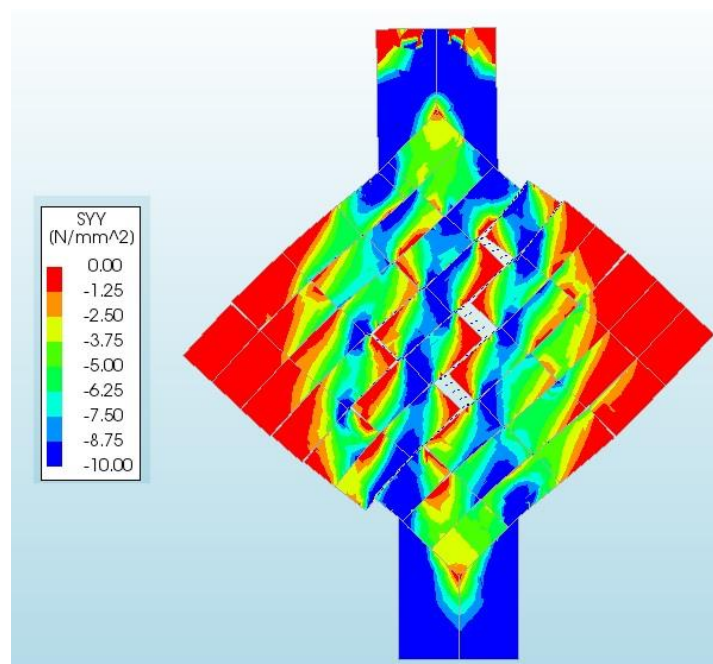


Fig. 145 – Mini parete non rinforzata tensioni verticali

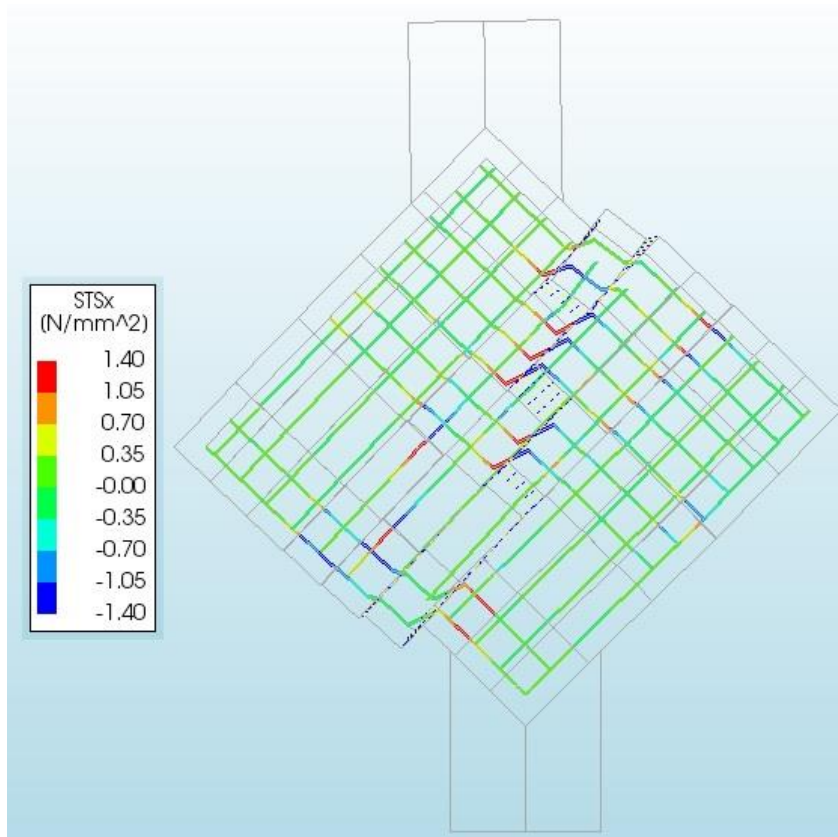


Fig. 146 – Mini parete, Rinforzato A, scorrimento consentito: tensioni tangenziali

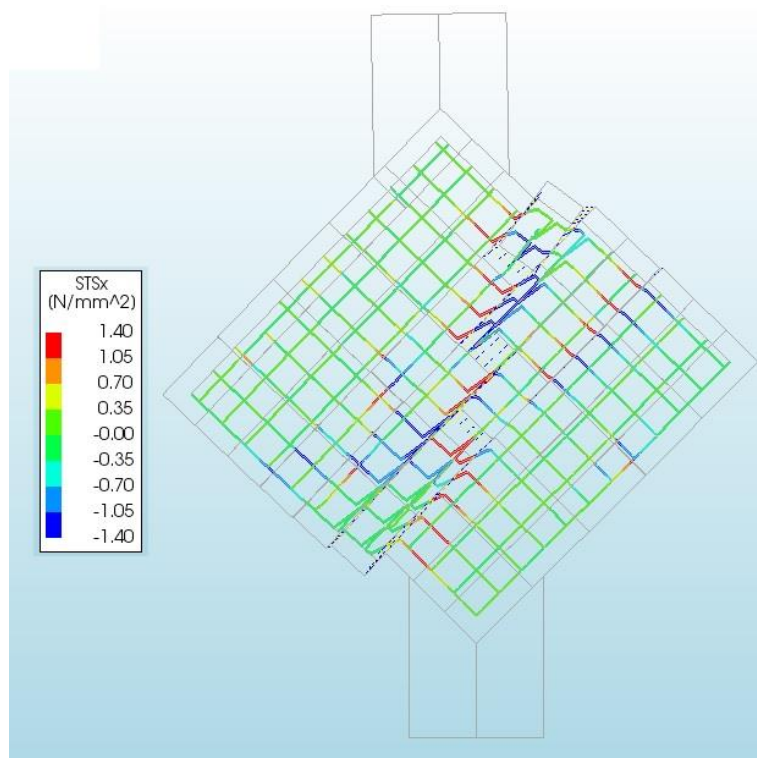


Fig. 147 – Mini parete, Rinforzato B, perfetta aderenza: tensioni tangenziali

Sono stati pertanto diagrammati i risultati in termini di forza-spostamento valutando anche in questo caso che l'ipotesi di non avere la perfetta aderenza (Rinforzato A) non porta a significativi differenze in termini globali.

Tale assunzione, validata anche dai risultati sopra esposti, si è anche resa necessaria da un punto di vista computazionale, in quanto modellare la perfetta aderenza tra fibre ortogonali avrebbe significato un onere numerico non gestibile dal software di calcolo a causa della nascita di innumerevoli interfacce non lineari.

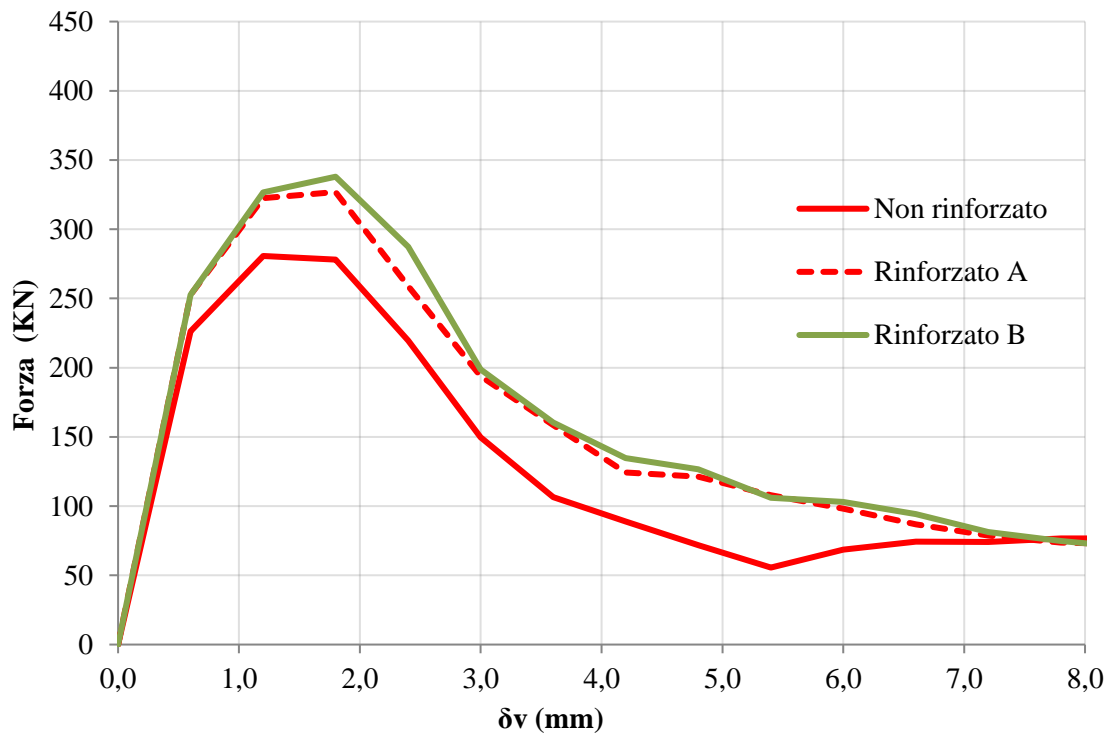


Fig. 148 – Risultati numerici parete mini

5.5.2 Risultati modello rinforzato

Sulla base delle considerazioni effettuate nel paragrafo precedente è stato messo a punto il modello per quanto riguarda la parete rinforzata con FRCM soggetta a compressione diagonale.

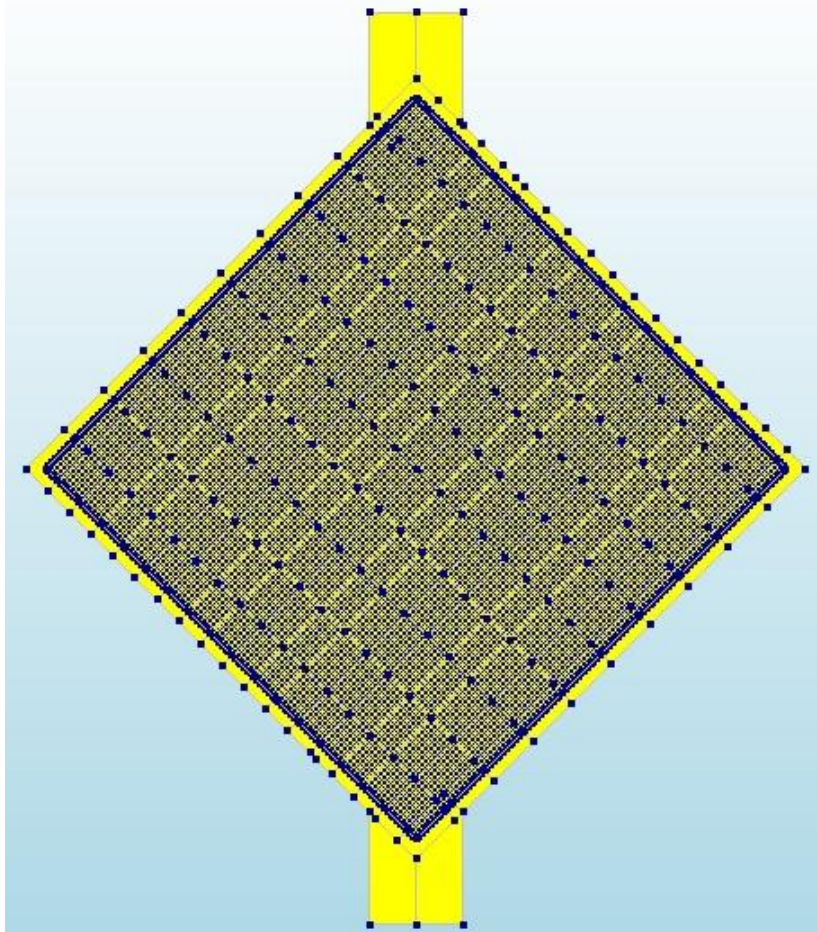


Fig. 149 – Geometria pannello rinforzato, parete, matrice, fibre

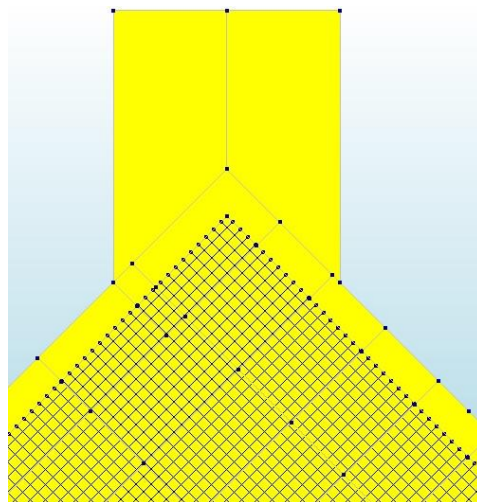


Fig. 150 – Zoom geometria

I risultati ottenuti in termini di curva forza allungamento sono riportati in Fig. 151.

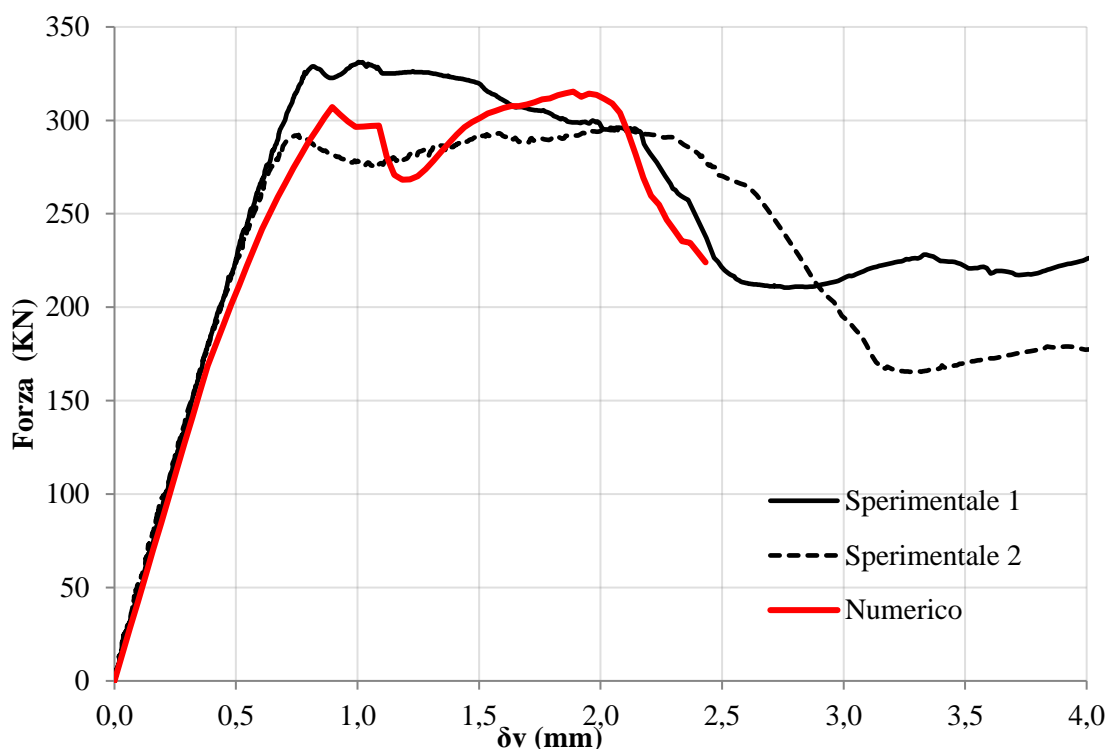


Fig. 151 – Confronti risultati sperimentali/numerici per la parete rinforzata

Come è possibile notare dalla Fig. 151 la curva numerica segue abbastanza fedelmente le rispettive sperimentali nel primo tratto lineare almeno fino a circa 200kN, dove mentre i risultati delle prove continuano nel ramo elastico lineare, nel modello iniziano ad instaurarsi fenomeni non lineari, questo comporta che la deformazione al picco per i risultati sperimentali sia inferiore della rispettiva numerica.

Il valore della forza di picco è abbastanza soddisfacente in quanto si pone in mezzo ai risultati ottenuti dalle due prove sperimentali.

In termini di raffronto delle due curve numeriche (Fig. 152), relative al pannello nudo e a quello rinforzato, si può vedere come la modalità di consolidamento consente di ottenere un buon incremento in termini di rigidità iniziale ma soprattutto di forza al picco e deformazione ultima.

Effettivamente l'incremento di rigidità è dovuto sostanzialmente alla presenza dei due strati di malta, che avendo una certa resistenza a compressione ed un modulo elastico non piccolissimo, si fanno carico di una quota parte di carico, scaricando di conseguenza la parete stessa.

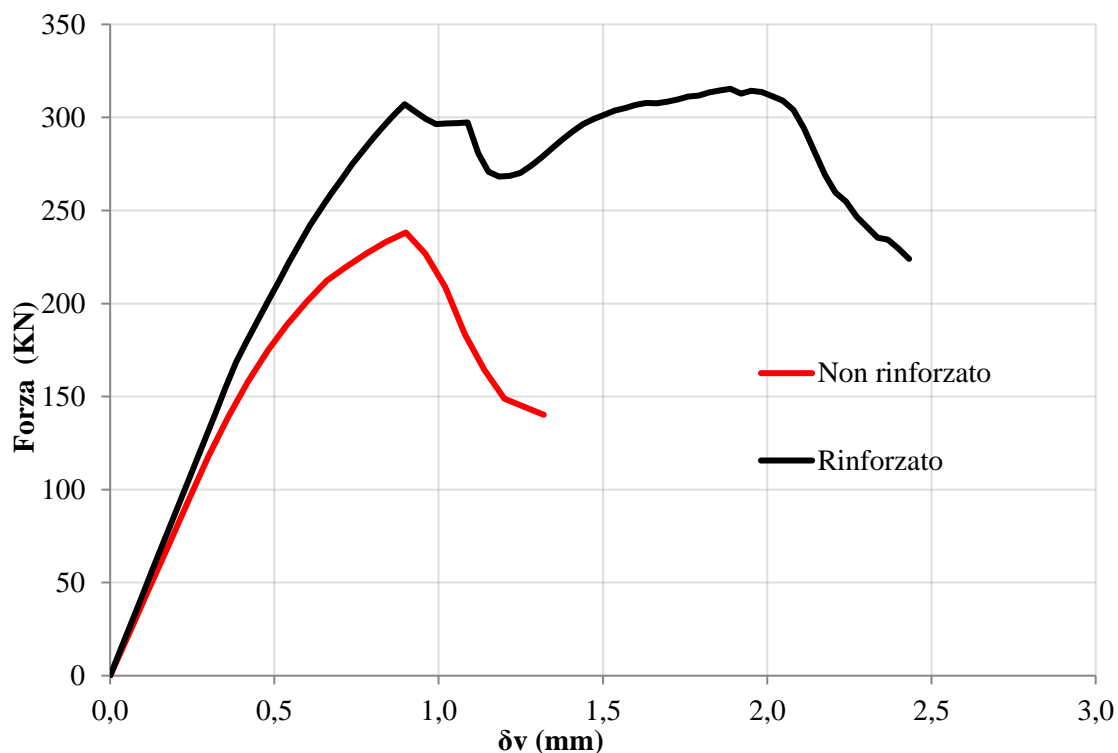


Fig. 152 – Curva forza-allungamento numerica, parete non rinforzata/rinforzata

Analizzando un po' più nello specifico i risultati ottenuti nel modello della parete rinforzata con FRCM è possibile identificare alcuni momenti chiave nel percorso di formazione delle fessure e crisi compressiva del pannello stesso, tali punti sono rappresentati nella curva zoom in Fig. 153.

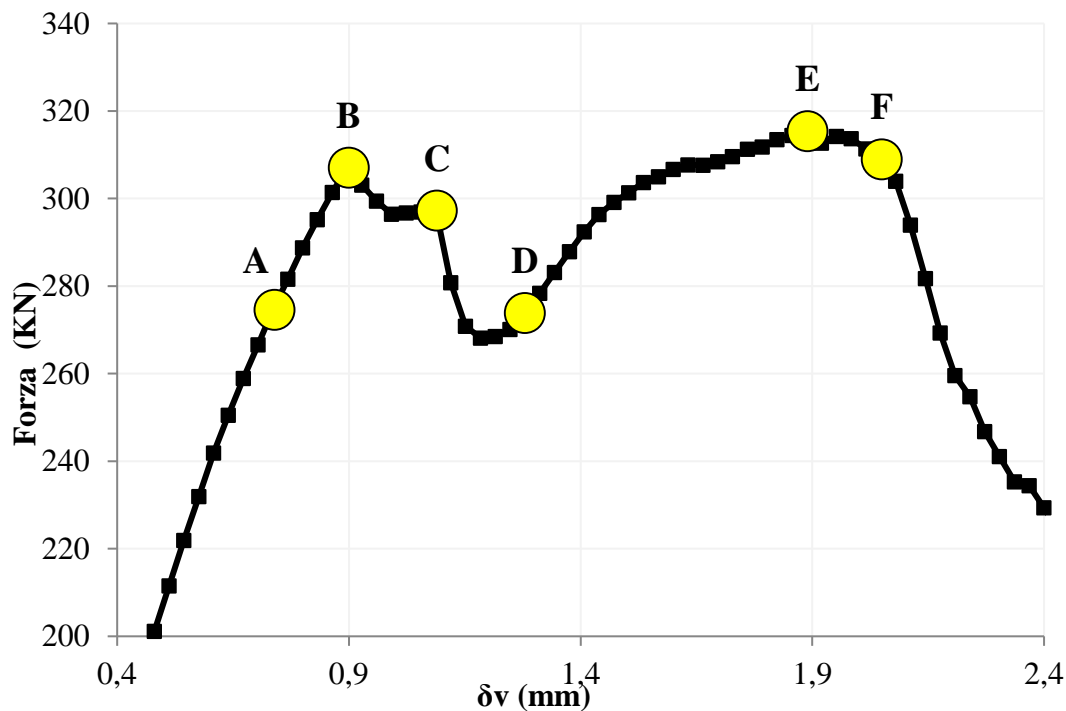


Fig. 153 – Zoom curva numerica forza-spostamento pannello rinforzato

Nel punto A della curva forza spostamento come si può ben notare dallo screen shot del programma FEM, la parete seppur con rigidezza inferiore rispetto al primo ramo, risulta ancora in una fase elastica, in cui iniziano ad instaurarsi le prime fessurazioni che si localizzano in maniera speculare ai lati della parete.

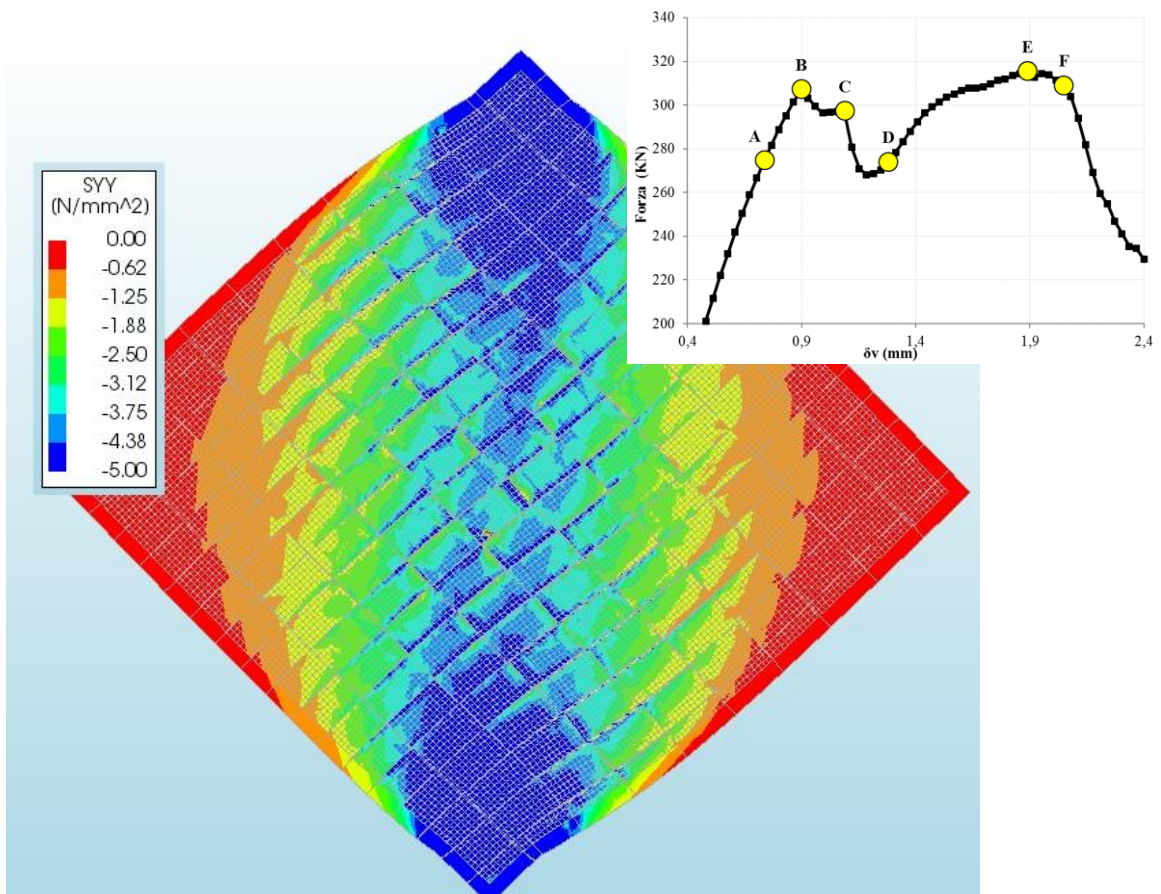


Fig. 154 – Pannello rinforzato, Punto A, curva forza-allungamento, tensioni nella malta FRCM

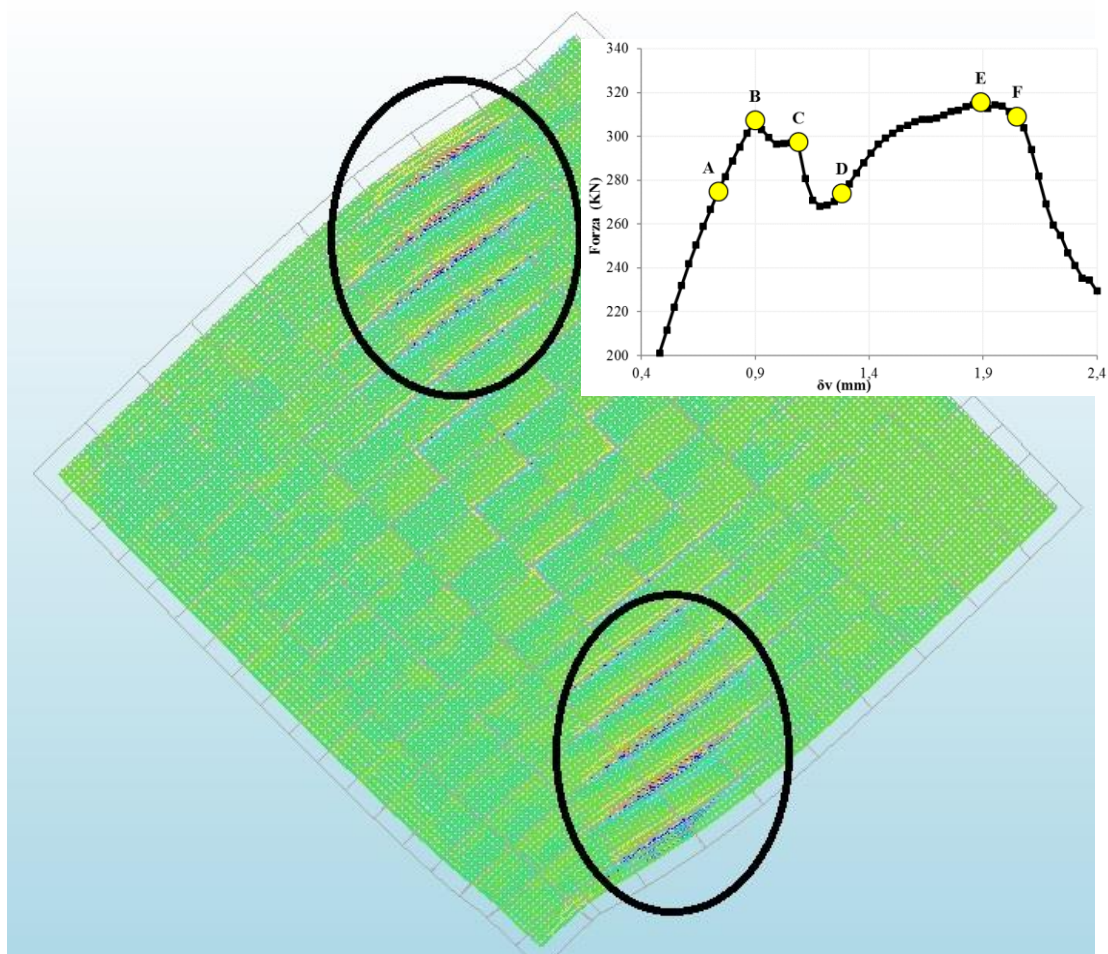


Fig. 155 – Pannello rinforzato, Punto A, curva forza-allungamento, tensioni tangenziali

Queste microfessurazioni, presenti sia sulla parete sottostante (visibili anche nel modello non rinforzato) che sulla malta superiore del rinforzo, non compromettono la stabilità della parete che continua a sopportare incrementi di carico fin quando si arriva al punto B. Questo valore di picco di forza identifica la formazione di una fessura preponderante nella parete sottostante tale per cui ho subito un brusco salto in termini di forza che tuttavia viene tempestivamente bloccato dalla presenza della malta sovrastante che continua a mantenere il carico costante fino ad arrivare al punto C, in cui anche quest'ultima inizia a fessurarsi sensibilmente.

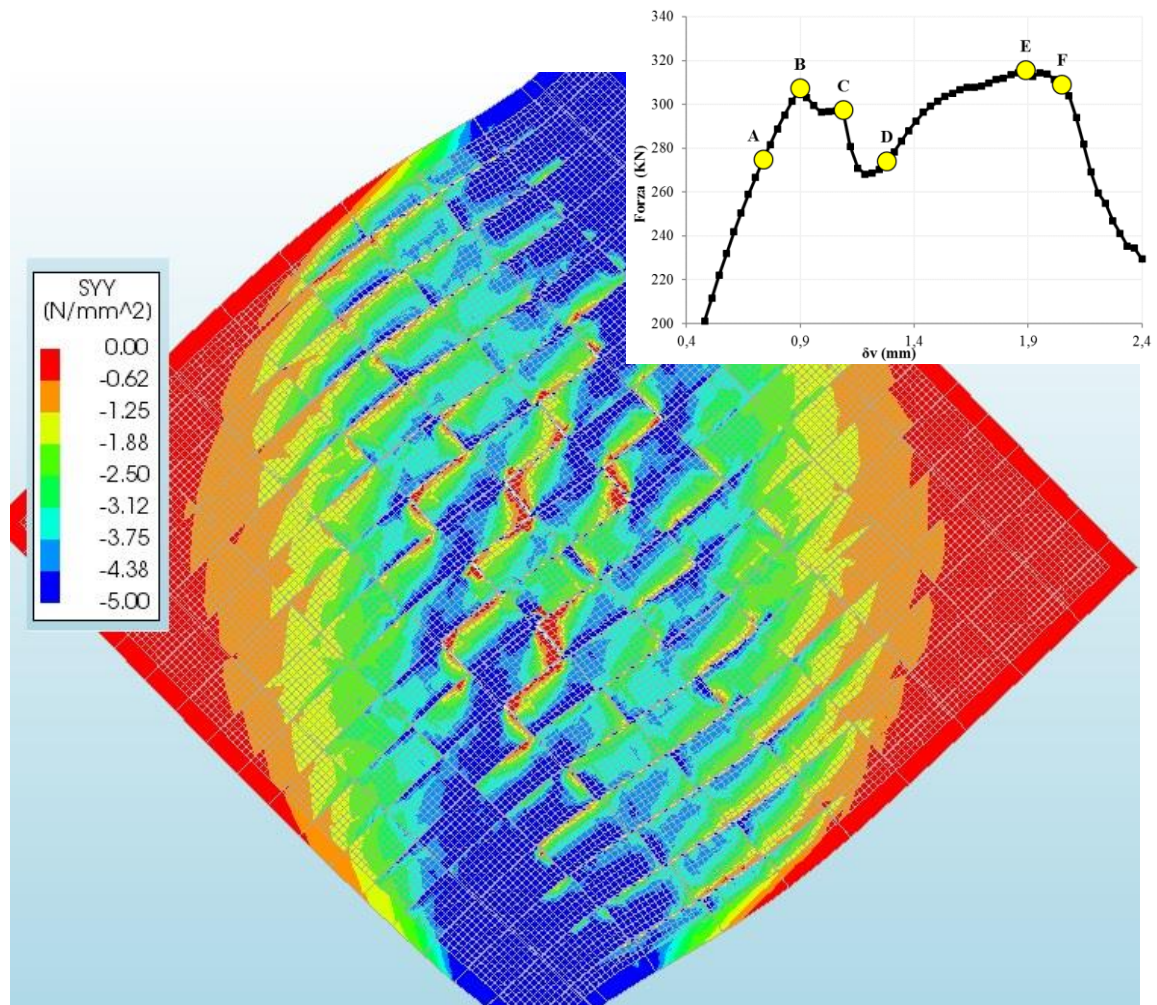


Fig. 156 – Pannello rinforzato, Punto C, curva forza-allungamento, tensioni nella malta FRCM

In questa prima fase alcune fibre entrano già in tiro ed in particolare al punto C alcune raggiungono il loro valore di picco in termini di massima tensione tangenziale trasmissibile, in questo caso $1,6\text{MPa}$.

Per questo motivo subito dopo il punto C, in cui ho entrambi i materiali fessurati e le fibre in corrispondenza delle fessure principali già in fase di debonding, avviene una caduta in termini di forza, che tuttavia viene ripresa nel punto D.

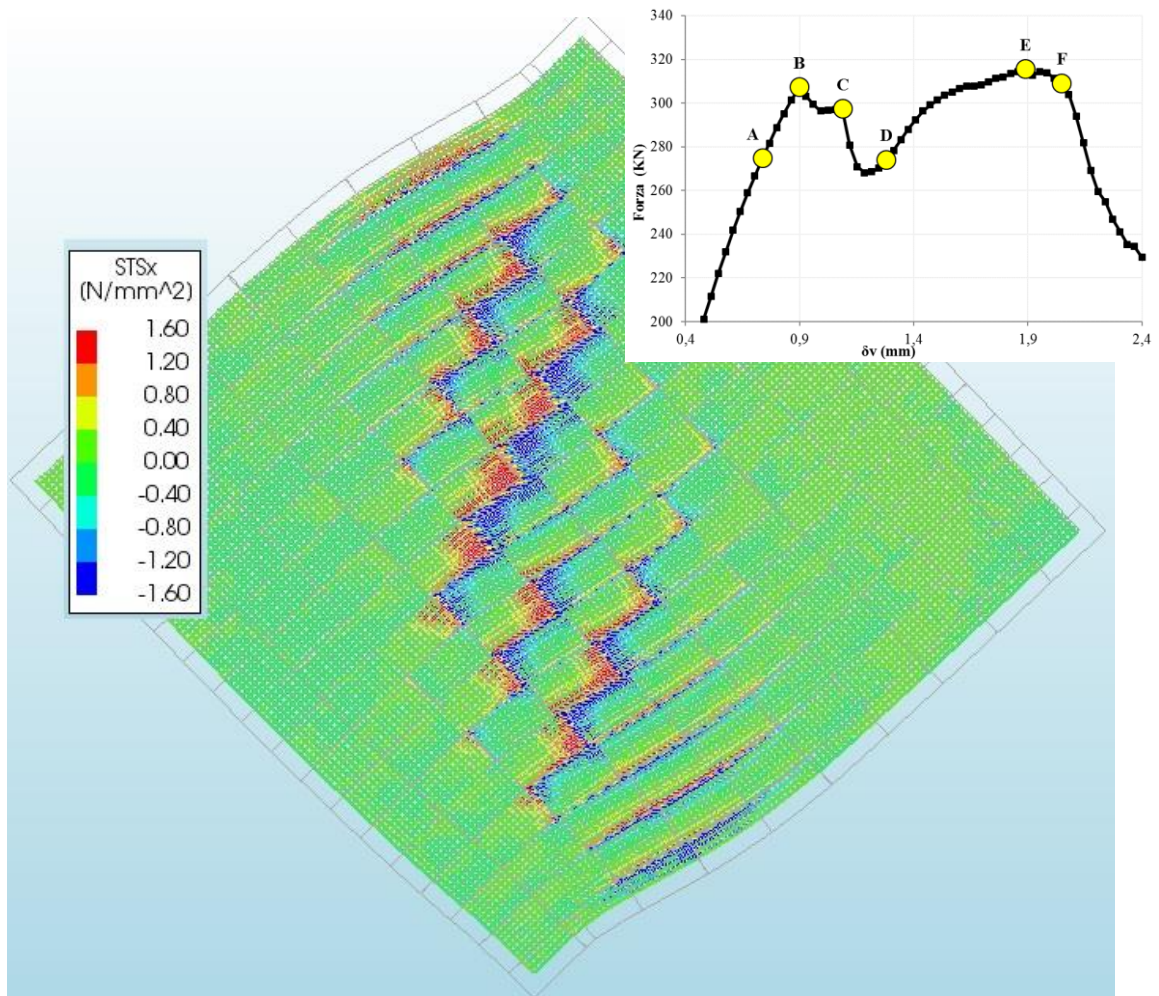


Fig. 157 – Pannello rinforzato, Punto D, curva forza-allungamento, tensioni nelle fibre

Grazie alla presenza di una maglia piuttosto diffusa, con un passo di 10mm sia in senso longitudinale che trasversale, le trazioni generate dalla formazione delle fessure, di cui in un primo momento si erano fatto carico le fibre poste proprio al di sopra delle stesse, vengono trasferite a fibre poste subito prima e subito dopo quelle che già sono delaminate, in sostanza le tensioni vengono spalmate sulle fibre adiacenti, fino a che anch'esse arrivano a delaminare e così via.

Questo passaggio di tensioni consente alla parete nel complesso di continuare a riprendere carico, ed arrivare ad un carico più o meno uguale (punto E) a quello raggiunto in precedenza nel punto B, a seconda della disposizione delle fibre, della loro dimensioni e proprietà meccaniche.

Successivamente quello che succede è che nel secondo valore di picco della forza sono state coinvolte un gran numero di fibre, molte delle quali sono già delaminate e di conseguenza il valore della forza tende a diminuire raggiungendo una fase di softening più o meno ripido (punto F).

Un'altra ulteriore considerazione che è possibile effettuare è che mentre nella parete non rinforzata la crisi si circoscrive sostanzialmente in una fessura principale, la presenza del rinforzo permette appunto di spalmare lo stato tensionale in più fessure, generando quindi una rottura più diffusa e non localizzate.

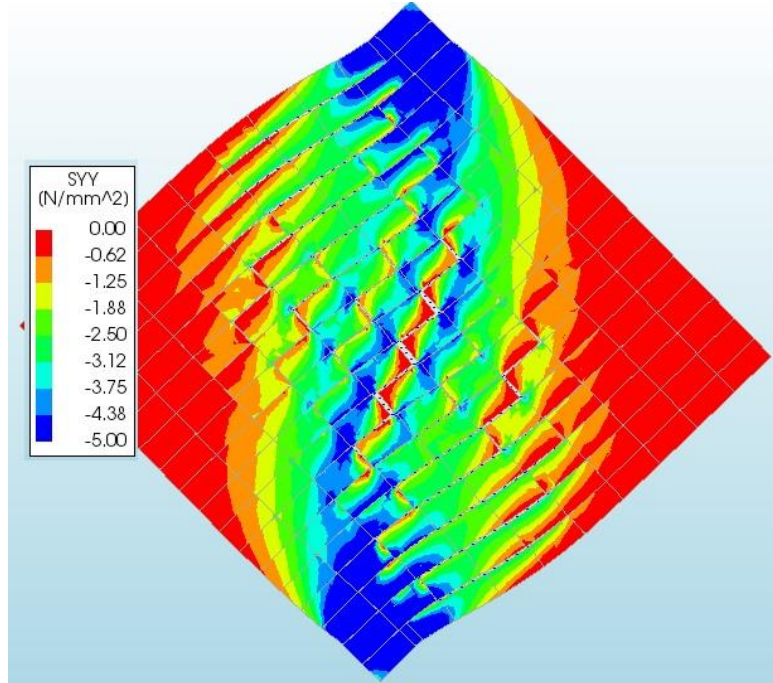


Fig. 158 – Modello non rinforzato crack concentrata, tensioni verticali nel pannello

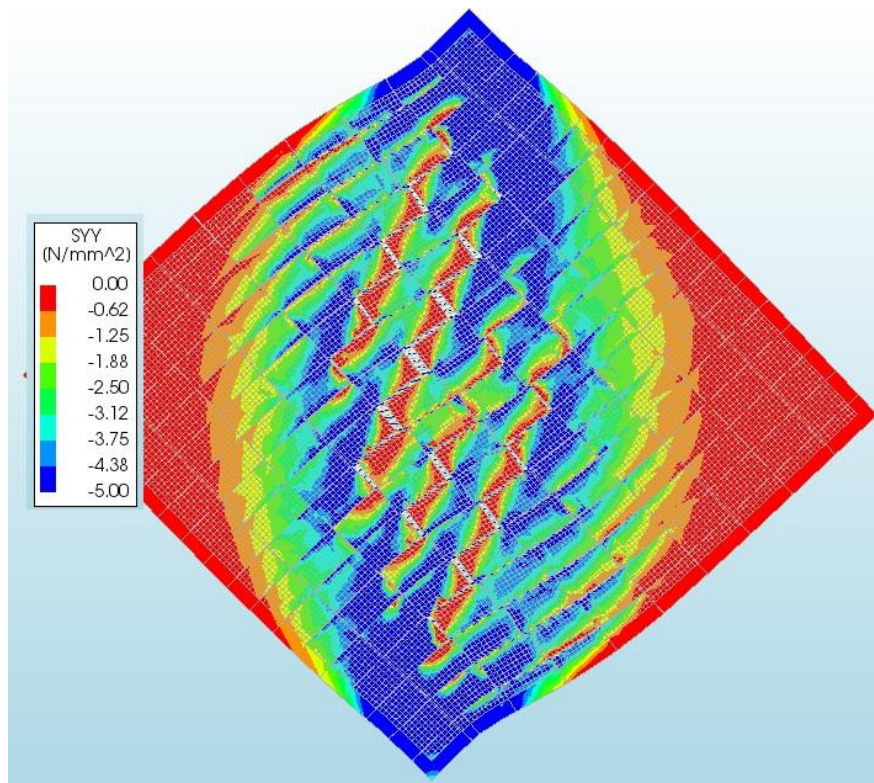


Fig. 159 – Modello rinforzato, crack diffuse, tensioni nella malta FRCM

5.5.3 Tensioni tangenziali d'interfaccia

Per comprendere meglio il ruolo delle fibre all'interno del sistema creato sono state indagate le tensioni tangenziali di interfaccia presenti tra le fibre stesse ed il supporto, in particolare si è deciso di soffermare l'attenzione soltanto su alcune fibre ovvero, due in senso longitudinale a cavallo delle principali fessure (170 e 174) ed una in senso trasversale (63) identificate nella geometria complessiva così come riportate nella figura sottostante.

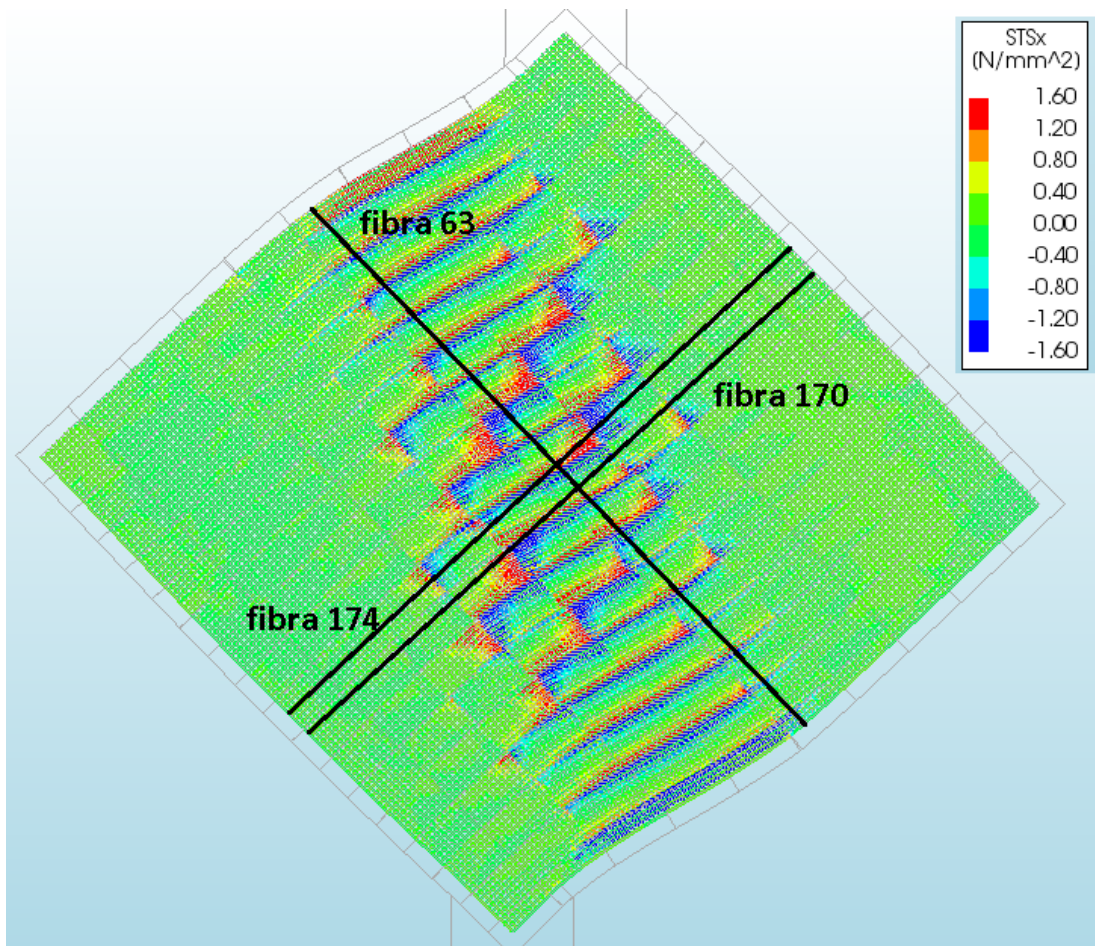


Fig. 160 – Posizione delle fibre su cui estrapolare le tensioni tangenziali di interfaccia

Nella fig. 6 invece viene riportato oltre al diagramma forza-spostamento relativo al modello base su cui appunto si andranno a fare le prime considerazioni in termini di tensioni tangenziali e la posizione del relativo step preso in considerazione.

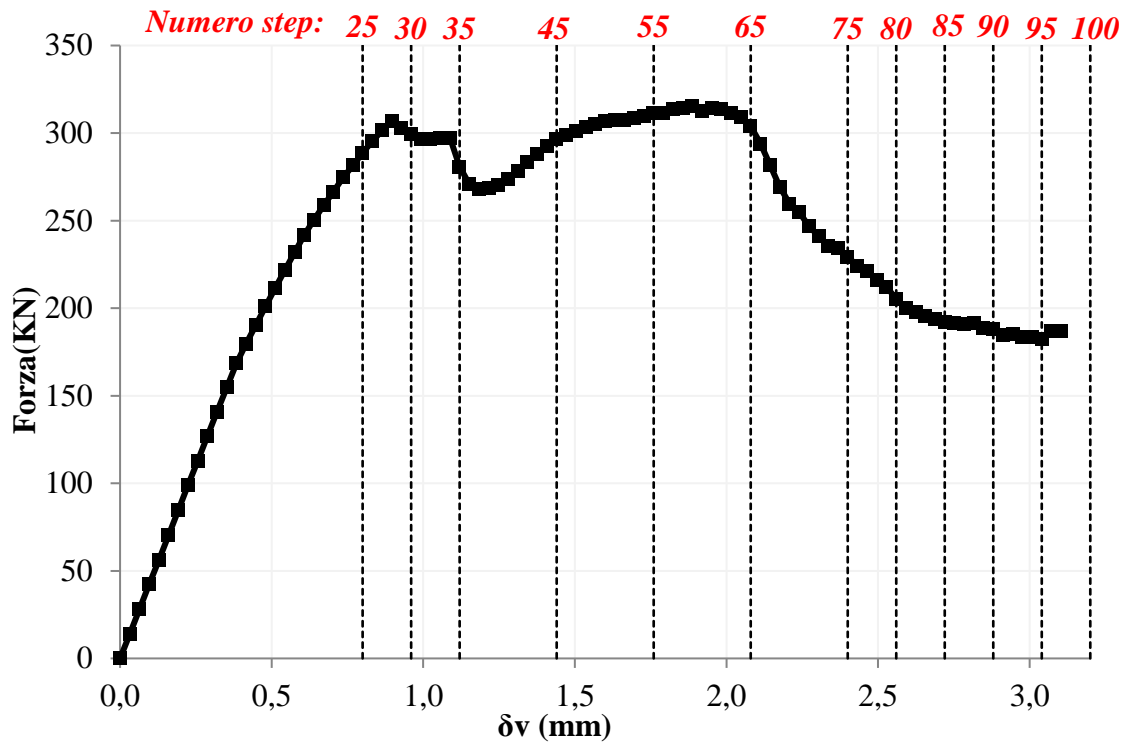


Fig. 161 – Diagramma forza spostamento del modello base e identificazione degli step di carico

Viene riportato quindi nella fi. 13 il diagramma delle tensioni tangenziali di interfaccia lungo la fibra numero 170, già individuata nella Fig. 160, in funzione della sua posizione sul muro. In particolare il diagramma inizia dalla quota 93.8 mm in quanto il primo mattone (tagliato dalla geometria del rinforzo in FRCM) non viene preso in considerazione.

Le linee continue verticali rappresentano la presenza di un'interfaccia che può essere rappresentata dal giunto di malta oppure dalla crack nel mezzo mattone, quindi ogni 125mm ne è presente una, la sua identificazione è desumibile dal richiamo in basso alla posizione dei diversi mattoni. Nello specifico ad esempio è presente un mezzo mattone, poi 3 mattoni ed infine un altro mezzo mattone.

Analizzando nello specifico le curve ai diversi step di carico vediamo come il valore di picco della tensione viene raggiunto intorno allo step 35 che corrisponde più o meno al punto C della Fig. 153, oltre cui le tensioni propagano.

Si può notare come inizialmente soltanto la zona centrale viene interessata dalla nascita di tensioni tangenziali mentre i lati rimangono sostanzialmente scarichi, così come si vede anche in Fig. 157.

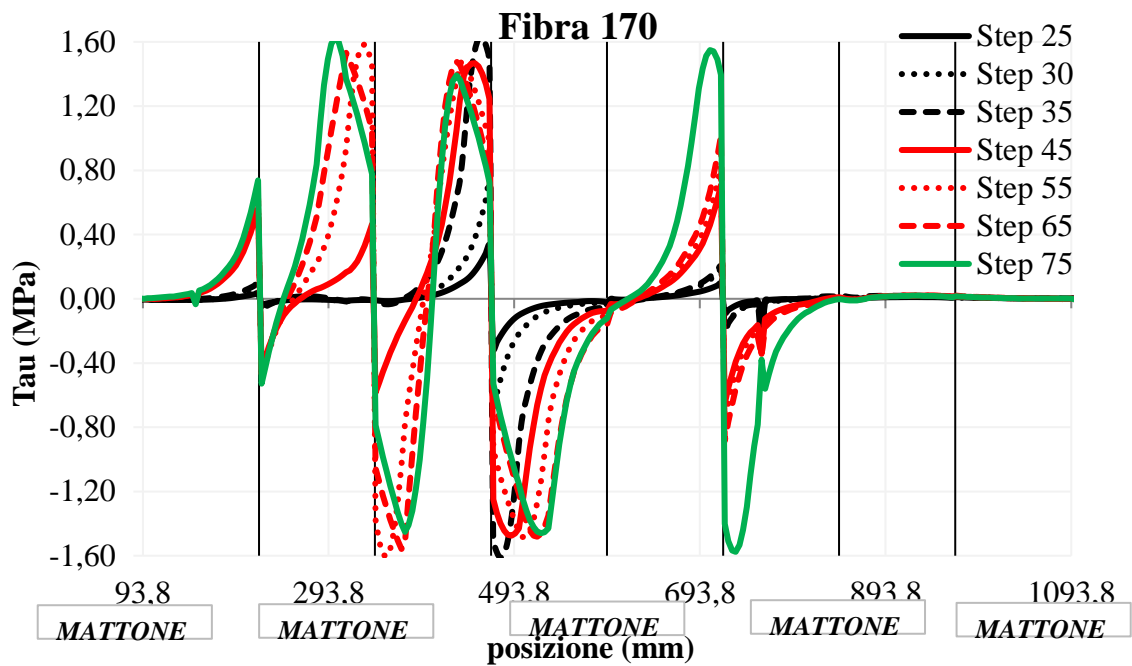


Fig. 162 – Tensioni tangenziali lungo la fibra 170 per il modello base

La nascita di tensioni tangenziali presuppone la messa in carico delle fibre, dovuta quindi all'apertura di una certa fessura, che come si può ben vedere dallo zoom di Fig. 163 avviene inizialmente in corrispondenza di un letto di malta ma che poi successivamente (step 45) interessa anche i mattoni stessi, per questo motivo all'interno di un mezzo mattone, sono presenti due curve, una in senso positivo e l'altra nel senso negativo, dovute alla nascita di due fessure ai lati dello stesso.

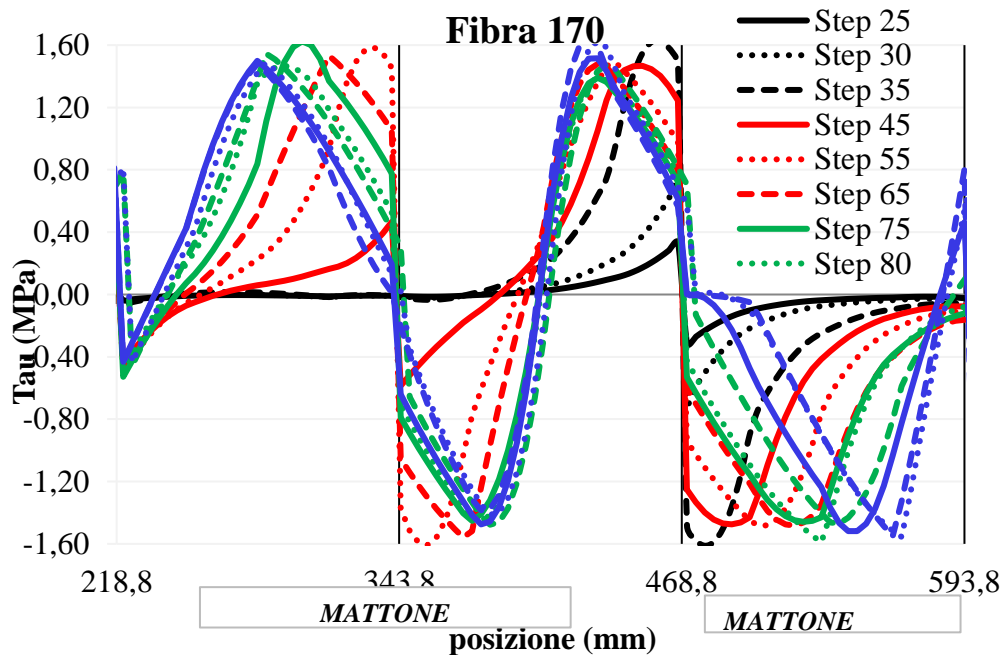


Fig. 163 – Tensioni tangenziali lungo la fibra 170 per il modello base: ZOOM

La Fig. 164 mostra l'andamento delle tensioni tangenziali di interfaccia lungo la fibra numero 174 indentificata nella Fig. 160. A differenza della fibra 170, in questo caso, a parte il primo mezzo mattone che viene sempre tralasciato, sono presenti 4 mattoni completi.

Si può ben notare come in questo caso allo step 35, a differenza della fibra 170 non si è ancora raggiunto il picco, infatti la massima tensione arriva a circa $0.8MPa$, ma soltanto intorno allo step di carico numero 45, e soltanto allo step 75 si creano fessure nei mattoni.

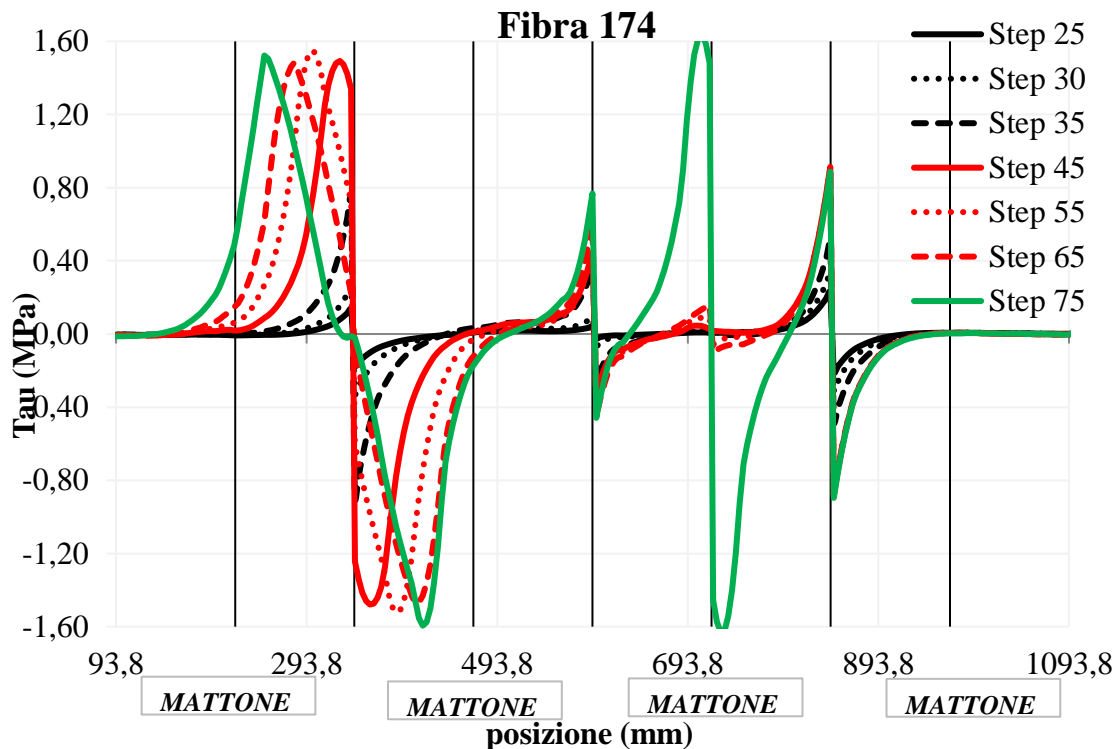


Fig. 164 – Tensioni tangenziali lungo la fibra 174 per il modello base

Inoltre è ben visibile che in questo caso le tensioni tangenziali riescono a oltrepassare l'interfaccia crack del mezzo mattone, scorrendo quindi lungo il mattone intero.

I diversi meccanismi tra le due fibre poste abbastanza vicine tra loro mostrano come a parità di legge tau slip applicata alle fibre e a parità delle altre proprietà meccaniche ogni fibra si comporta in un modo differente, in quanto se in una di esse può essere stata raggiunta la delaminazione, in un'altra di fianco magari ancora non si è raggiunta la massima tensione tangenziale di interfaccia.

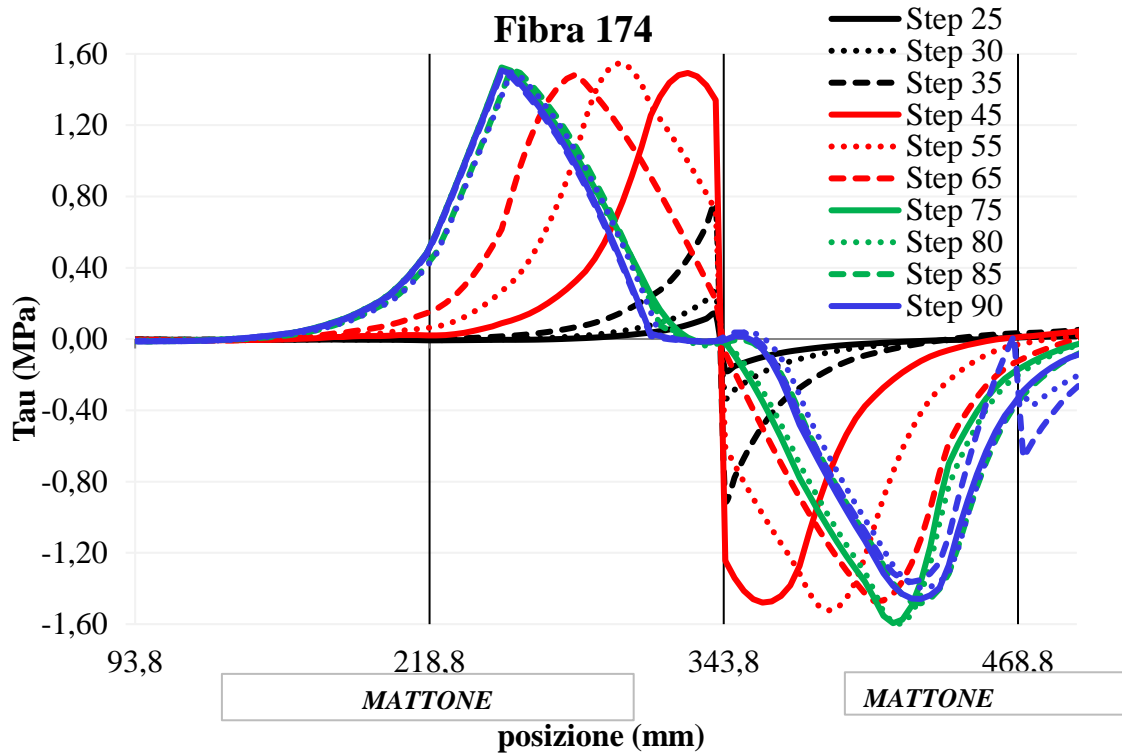


Fig. 165 – Tensioni tangenziali lungo la fibra 174 per il modello base: ZOOM

La Fig. 166 invece mostra l'andamento delle tensioni tangenziali di interfaccia lungo la fibra numero 63 ovvero una fibra posta in direzione trasversale (Fig. 160).

Questa fibra ovviamente vede ogni 70mm la presenza di un letto di malta, così come evidente dalla geometria complessiva della parete.

Anche in questo caso il fenomeno di trasferimento delle tensioni risulta piuttosto evidente, così come la questione che in alcune fessure le fibre sono più sollecitate che in altre.

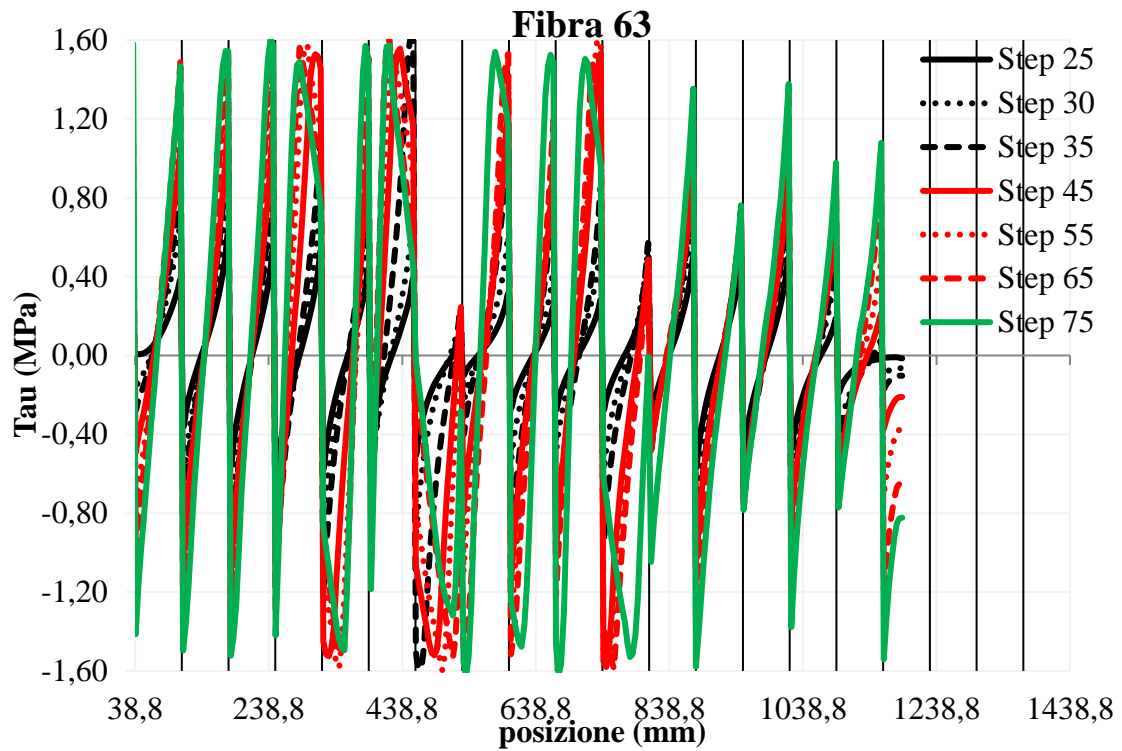


Fig. 166 – Tensioni tangenziali lungo la fibra 63 per il modello base

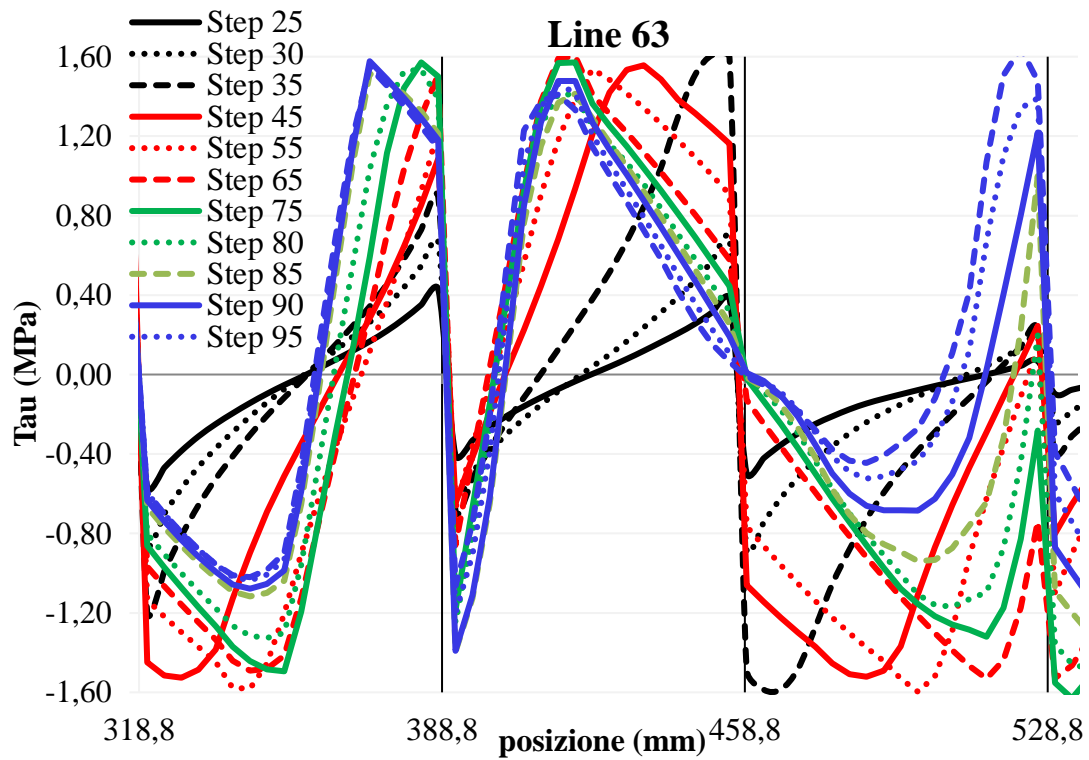


Fig. 167 – Tensioni tangenziali lungo la fibra 63 per il modello base: ZOOM

5.5.4 Analisi parametriche pannello rinforzato

Come già fatto in precedenza per il pannello in muratura non rinforzato, anche in questo caso è stato effettuato uno studio specifico dei parametri caratterizzanti i diversi materiali ed interfacce, e come si rispecchiano nel modello complessivo.

Pertanto ancora più rilevanza assume in questo caso l'analisi parametrica, in quanto le non linearità diventano ancora più evidenti a causa della presenza di numerose interfacce.

Un riassunto delle analisi che sono state effettuate viene riportato nelle varie tabelle riportate, in cui sono riportati i parametri base utilizzati per il modello precedentemente descritto e le rispettive amplificazioni o riduzioni sviluppate nell'analisi parametrica.

Per il raffronto parametrico sono stati valutati soltanto alcuni parametri, ovvero quelli che si ritiene possano avere il ruolo più significativo nell'identificazione del fenomeno globale.

Per ciascun parametro vengono riportate le rispettive curve in termini di forza-allungamento e discussi i risultati ottenuti.

Modulo elastico malta FRCM, E_m :

Le prime valutazioni sono state effettuate modificando il modulo elastico della malta del rinforzo dell'FRCM, il cui valore del modello base è di $17000MPa$.

Viene riportato nella figura in basso uno zoom del confronto in termini di forza-spostamento delle analisi parametriche riferite alla Tab. 16.

		E_m		
	<u>Modello Base</u>	<u>7</u>	<u>26</u>	<u>8</u>
Parametro	y	$y / 3$	$y \times 2$	$y \times 3$
E_m	17000	5500	34000	51000

Tab. 16 – Analisi parametrica modulo elastico

Come si può ben vedere dalla Fig. 168 la rigidezza delle differenti curve segue effettivamente il valore del modulo elastico utilizzato, aumentando il valore di E_m aumenta la rigidezza tuttavia si riscontra che anche triplicando il suo valore (modello 8) ovvero utilizzando un modulo elastico superiore a quello di un calcestruzzo, il valore della pendenza iniziale della curva non si discosta tantissimo rispetto a quella della curva base.

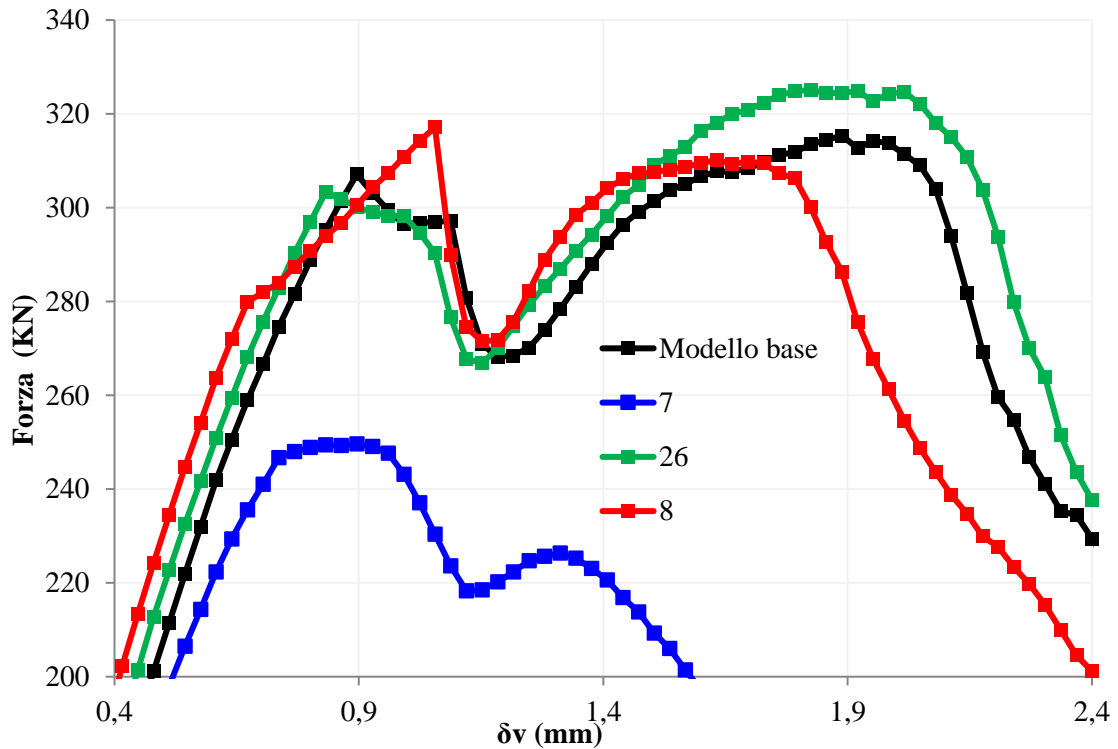


Fig. 168 – Analisi parametrica: modulo elastico malta FRCM

Confrontando questo risultato con quello ottenuto nella Fig. 116 relativamente alla variazione del modulo elastico del mattone si nota quanto a parità di variazione, quello della malta del rinforzo conti meno, questo ovviamente ce lo si poteva aspettare in quanto in termini di spessore la parete risulta essere $120mm$ mentre la malta FRCM $12mm$ quindi $1/10$. Altro richiamo importante riguarda i valori dei parametri k_n e k_s dell'interfaccia presente tra i vari elementi malta (Fig. 125), che sono strettamente legati al modulo elastico della malta FRCM secondo le equazioni:

$$k_n = \frac{E}{t} \quad (43)$$

$$k_s = \frac{G}{t} \quad (44)$$

Quello che si è fatto è, associare al modificato valore del modulo elastico E_m i rispettivi valori dei coefficienti k_n e k_s .

È subito evidente, ed era oltretutto attendibile, una prima considerazione riguardo il modello 7 ovvero quello che utilizza una malta di rinforzo con un modulo elastico molto basso, in questo caso essendo debole la rigidità del rinforzo, la parete si fa carico di gran parte della forza applicata arrivando quindi a rottura molto prima rispetto al caso del modello base in cui come già detto in precedenza la presenza del rinforzo sgrava il pannello da una parte di carico.

Anche la presenza delle fibre, alla luce di una così debole matrice, non comporta dei grossi miglioramenti in termini di carico massimo, ma soltanto di una diffusione delle tensioni come già esposto nel paragrafo 5.5.

Alla luce di queste considerazioni guardando nello specifico le diverse curve è andando più nel dettaglio un altro aspetto che risulta evidente è il differente comportamento del modello numero 8 rispetto a quello base o comunque rispetto tutti gli altri.

Quello che succede è che essendo la malta FRCM molto rigida si fa carico di una grande quota di carico applicato, tuttavia il primo meccanismo di crisi ad instaurarsi è sempre la prima fessurazione della parete sottostante, dopo cui il pannello continua a sopportare ulteriori incrementi di carico fino alla fessurazione della malta del supporto, seguendo un andamento del tipo tension-stiffening.

Si è potuto notare, anche confrontando gli andamenti delle tensioni tangenziali lungo le fibre e comunque nel complesso tanti modelli differenti tra loro, che molto spesso modificare anche soltanto un parametro, può generare una distribuzione degli sforzi differente rispetto a quello che ci si potrebbe aspettare.

Ad ogni modo il modello 8 riesce a superare il carico massimo raggiunto dal modello base. Nella Fig. 167 si può notare come vari carico sulla parete per i modelli base, 7, 8 (*a, c, e*) ed il rispettivo sul rinforzo FRCM (*b, d, f*), in particolare le figure *d* ed *f* mostrano come la malta nel modello con rigidità inferiore sia scaricata, viceversa per il modello con il modulo elastico maggiore.

Il modello 26 invece rappresenta una situazione con un modulo elastico intermedio tra il valore del modello base e quello molto rigido.

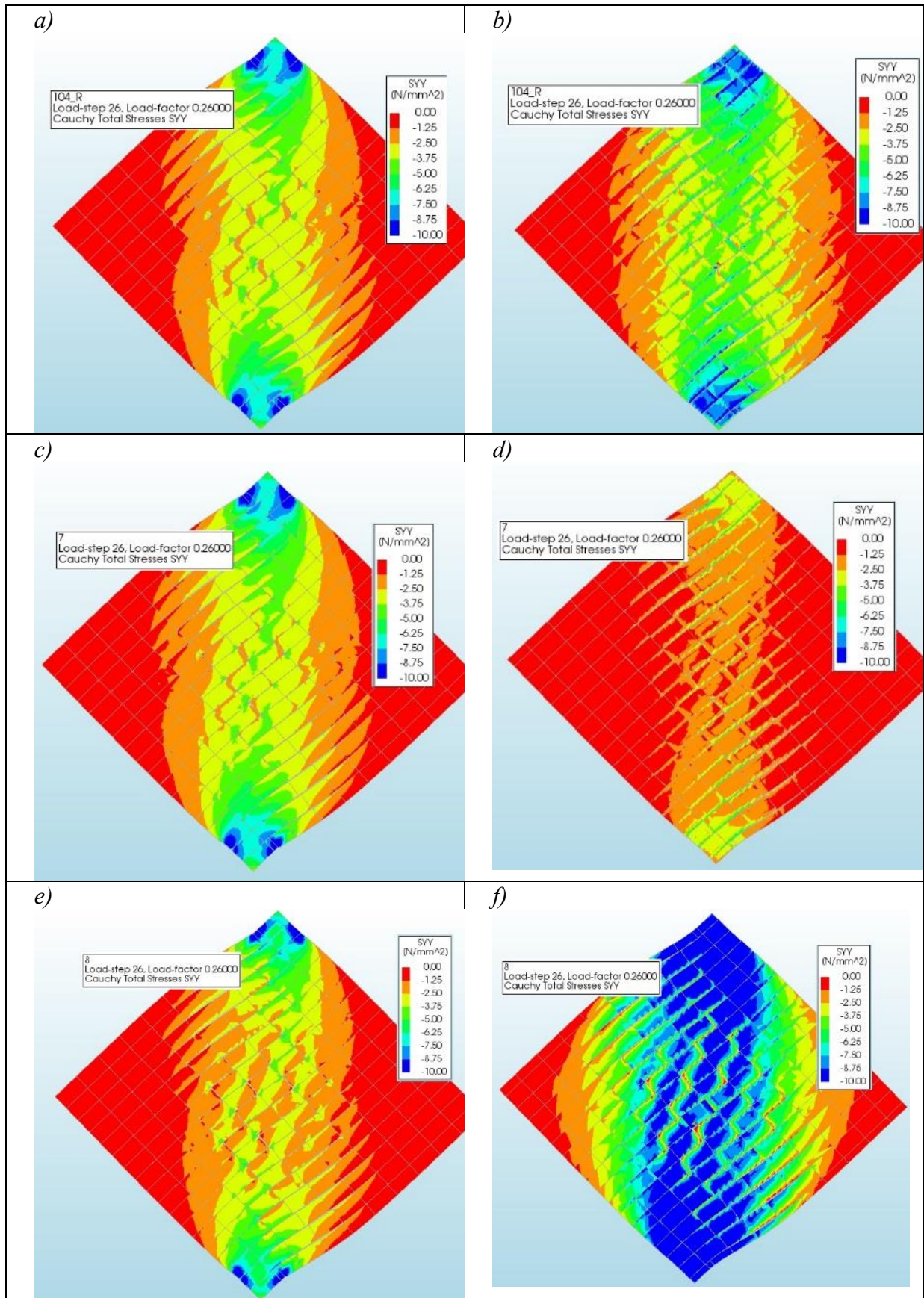


Fig. 169 – Analisi parametrica: modulo elastico malta FRCM, carico sulla parete e sul rinforzo

Resistenza a trazione interfaccia malta FRCM, f_t :

In questa sezione verranno riportate le valutazioni effettuate sulla variazione del parametro di resistenza a trazione dell'interfaccia malta-malta FRCM così come identificata anche in Fig. 125.

Nello specifico si sono effettuate due diverse parametrizzazioni andando in un primo momento (modello 9) a dividere tre volte il valore della resistenza utilizzato nel modello base, e successivamente andando a raddoppiarlo, quello che si è potuto notare è che utilizzando un valore molto basso di resistenza ovviamente il legame forza-spostamento tende a ridurre il proprio valore di picco in quanto arriva prima la rottura della malta del rinforzo piuttosto che quella della parete sottostante come nei casi fino ad ora esposti.

		f_t		
	<u>Modello Base</u>	<u>9</u>	<u>12</u>	<u>11</u>
Parametro	y	$y/3$	$y \times 2$	$y \times 2$
f_t	3	1	6	6
G_f^a	0.025	0.025	0.025	0.125

Tab. 17 – Analisi parametrica resistenza a trazione interfaccia malta-malata FRCM

Viceversa nel modello 12 in cui il valore è stato raddoppiato il primo tratto non va a modificarsi in quanto governato dalla parete nuda, soltanto successivamente si ha una piccola variazione in termini di perdita di carico.

Un ulteriore modello (modello 11) è stato utilizzato per valutare se avendo adottato un valore troppo elevato di resistenza a trazione, e lasciando inalterato il valore dell'energia di frattura del primo modo così come definita anche in Fig. 102, ciò avrebbe generato una fragilità troppo elevata, per questo motivo si è scelto di aumentare conseguentemente anche il valore dell'energia stessa, che effettivamente consente di avere un post picco meno fragile ma nel complesso non si hanno avuti significativi cambiamenti.

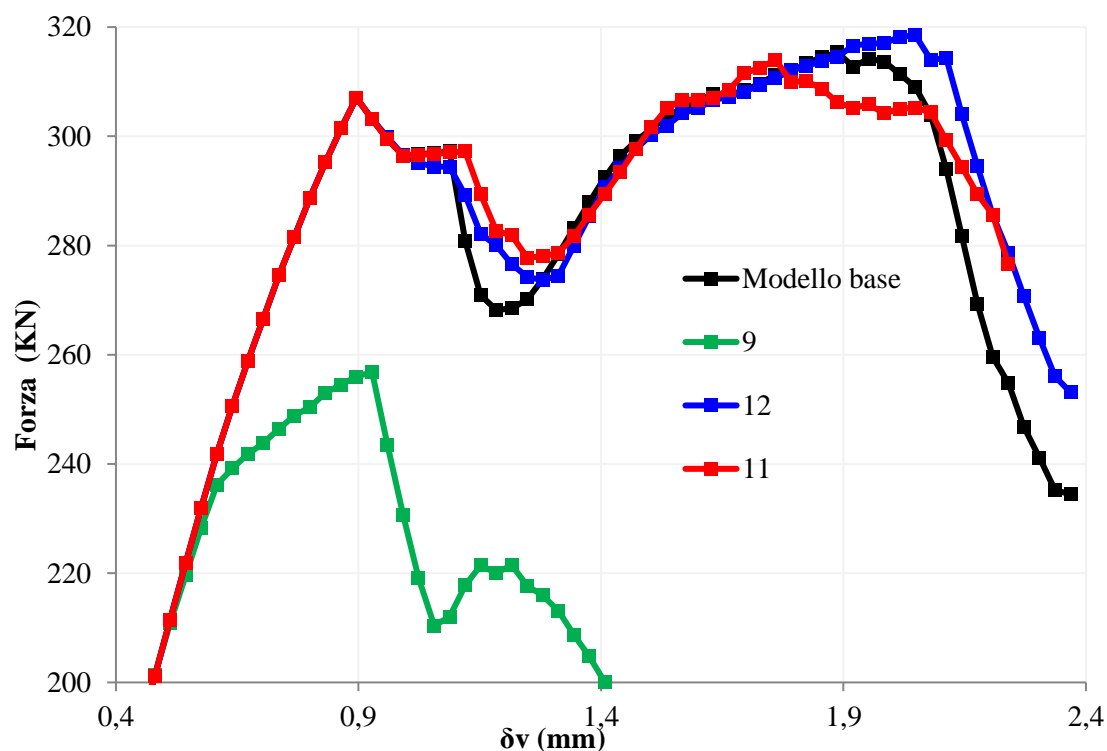


Fig. 170 – Analisi parametrica: modulo elastico malta FRCM

Energia di frattura del secondo modo interfaccia malta FRCM, G_f^{II} :

Per la variazione di questo parametro si è deciso di moltiplicare e dividere per 10 il valore dell’energia del modello base, senza tuttavia ottenere considerazioni di particolare rilevanza.

Tensione tangenziale massima legame shear-slip fibre su malta FRCM, τ_{max} :

Sono state fatte invece numerose considerazioni e variazioni circa il parametro della tensione tangenziale massima del legame tau-slip presente tra le fibre e la malta sottostante del rinforzo, vengono riportati tutte le analisi effettuate nella tabella sottostante.

	tau max			
	<u>Modello Base</u>	17	18	20
Parametro	y	y x 3	y x 1.5	y / 1.5
tau max	1.6	4.8	2.4	1.06

Tab. 18 – Analisi parametrica tensione tangenziale massima legame tau-slip

Il valore della tensione tangenziale è stato sia amplificato che ridotto per opportuni coefficienti.

Ovviamente modificando la resistenza massima del legame tau-slip questo implica di conseguenza delle variazioni nella rigidità del legame stesso (k_s).

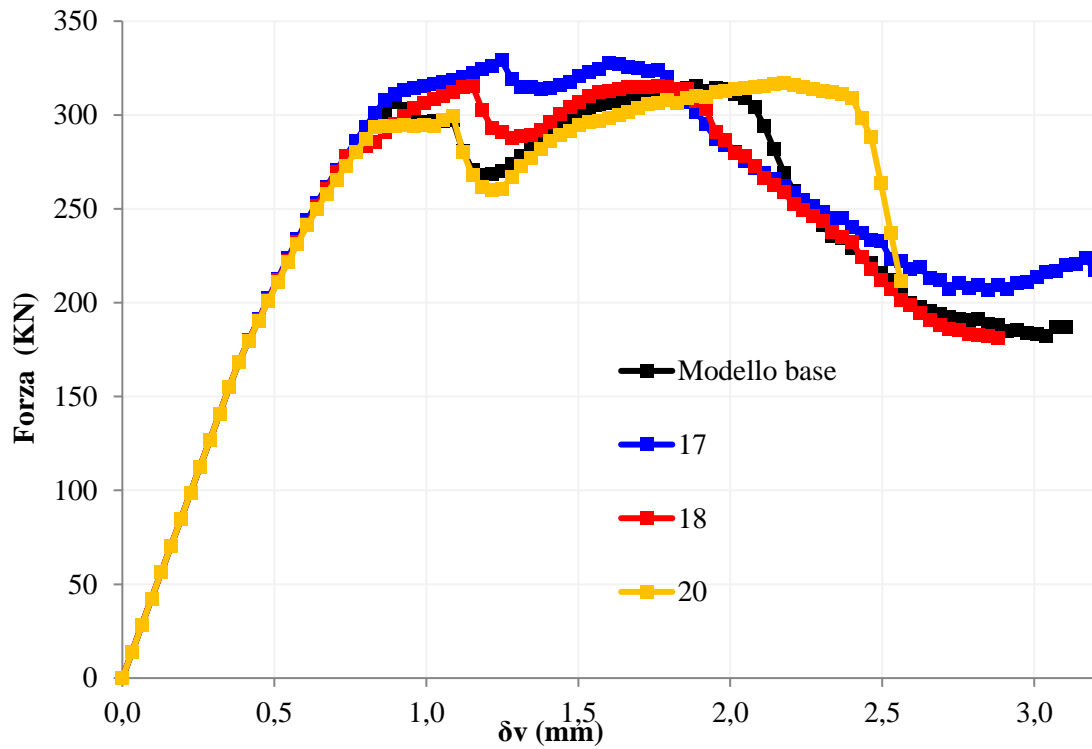


Fig. 171 – Analisi parametrica: tensione tangenziale massima

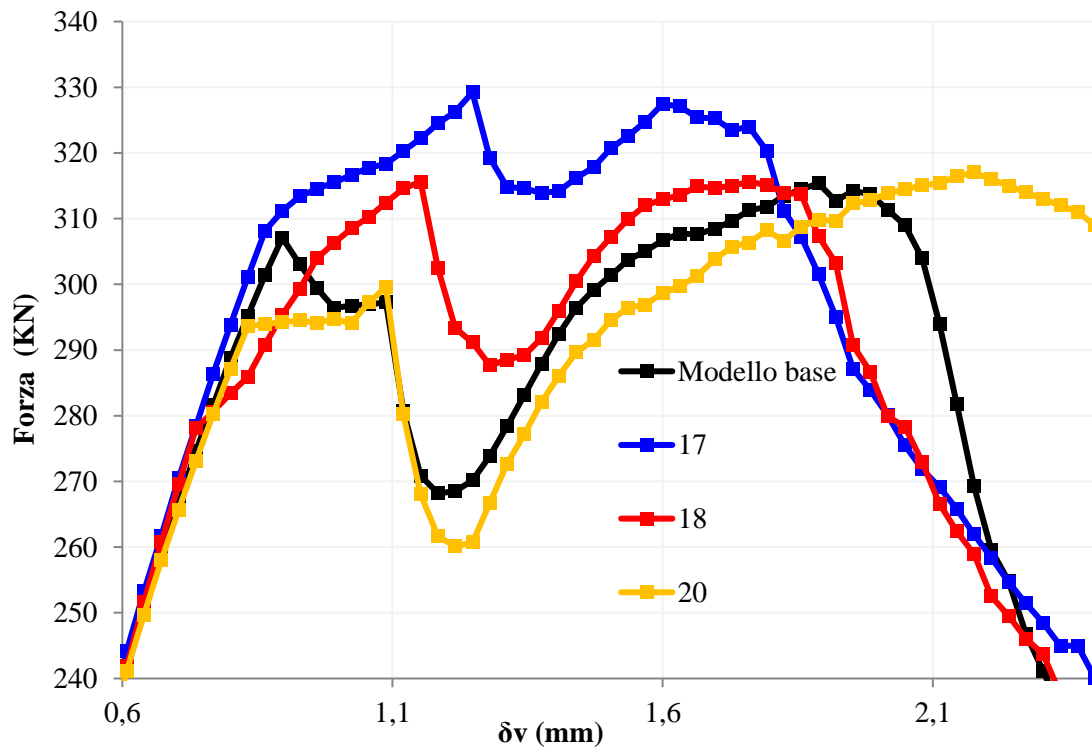


Fig. 172 – Analisi parametrica: tensione tangenziale massima (ZOOM)

La prima evidenza delle Fig. 171 e Fig. 172 è che all'aumentare della tau max aumenta il carico massimo viceversa il contrario.

Si nota inoltre che le curve forza-abbassamento risultano avere un andamento differente tra di loro, questo, così come accadeva anche nelle precedenti analisi parametriche, è dovuto al fatto che le forme, le posizioni e la quantità delle fessure può cambiare; anche se in linea generale il percorso è simile, nello specifico cambiano, così come cambiano i meccanismi di rottura e le sequenze dei meccanismi.

Un ulteriore riscontro è che aumentando la tensione tangenziale massima la perdita di carico post picco (intervallo C-D Fig. 153) si riduce, ciò è dovuto principalmente al fatto che essendo sempre il legame molto più rigido questo comporta che quando una fibra delamina quelle adiacenti essendo molto rigide subito entrano in carico e quindi la caduta complessiva rimane ridotta, viceversa accade invece nel caso di tensioni tangenziali ridotte (modello 20) essendo il legame più deformabile le fibre impiegano più tempo per farsi carico della forza trasmessa dalle fibre poste subito di fianco.

È possibile notare inoltre che al variare della rigidità del legame tau-slip il valore di picco del secondo ramo è posto ad un valore di deformazione sempre minore, quindi per tensioni tangenziali maggiori il picco del secondo ramo è anticipato rispetto al rispettivo delle curve con tau inferiori.

L'idea è che più il legame diventa rigido e più le fibre vengono coinvolte nel fenomeno complessivo in maniera sempre più repentina, arrivando quindi anche a rotture anticipate, viceversa per il contrario, infatti il modello più deformabile (modello 20) raggiunge il valore di picco con più calma consentendo quindi una maggiore deformazione ultima.

Slip al picco legame shear-slip fibre su malta FRCM, s_{peak} :

In questi due modelli si è modificato il valore di slip al picco del legame tau-slip, e di conseguenza la rigidità iniziale.

		slip peak	
	<u>Modello Base</u>	<u>21</u>	<u>22</u>
Parametro	y	y / 2	y x 3
slip peak	0.03	0.015	0.09

Tab. 19 – Analisi parametrica: slip al picco legame tau slip

Quello che si può subito notare è che per entrambi i modelli modificando il valore di picco si riduce il valore di carico massimo trasmissibile alla parete, questo è dovuto al fatto che per il modello 21, essendo il legame troppo rigido, all'aprirsi delle prime fessure iniziano a

caricarsi le fibre, che di conseguenza raggiungendo velocemente il picco iniziano la fase di softening, quello che accade quindi è che tante fibre subito delaminano e quindi non riescono più a tenere il carico massimo raggiunto nel modello base, per lo stesso motivo non è neanche presente il secondo picco.

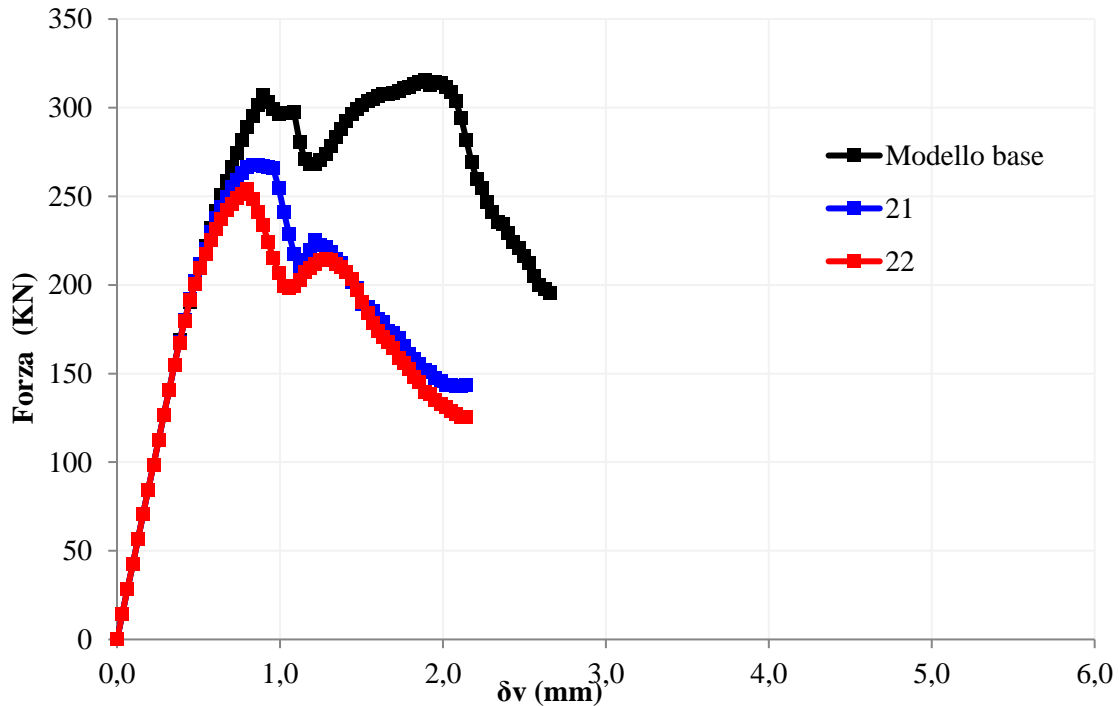


Fig. 173 – Analisi parametrica: slip al picco legame tau-slip

Per quanto riguarda invece il modello 22 accade l'esatto contrario ma con le medesime conseguenze: avendo una rigidità troppo bassa, le fibre con troppo ritardo vengono caricate e comunque la tensione tangenziale raggiunge il valore di picco troppo tardi, di conseguenza vengono prese in gioco meno fibre che di fatto non consentono di portare il carico dovuto.

Slip ultimo legame shear-slip fibre su malta FRCM, *Sultimo*:

In questi ultimi due modelli invece si è modificato il valore dello slip ultimo, non agendo quindi sulla rigidità del sistema ed infatti quello che si nota è che la prima parte della curva rimane sostanzialmente invariata per entrambi, e si possono vedere soltanto delle piccole differenze nel post picco.

Parametro	Modello Base	slip ultimo	
		<u>23</u>	<u>24</u>
	y	$y / 4$	$y \times 2$
<i>slip ultimo</i>	0.25	0.0625	0.5

Tab. 20 – Analisi parametrica: slip ultimo legame tau slip

Quello che succede è che nel modello 23 si anticipa il trasferimento delle tensioni tangenziali molto prima che rispetto al modello 24 in cui l'area sottesa nel ramo di softening è più grande.

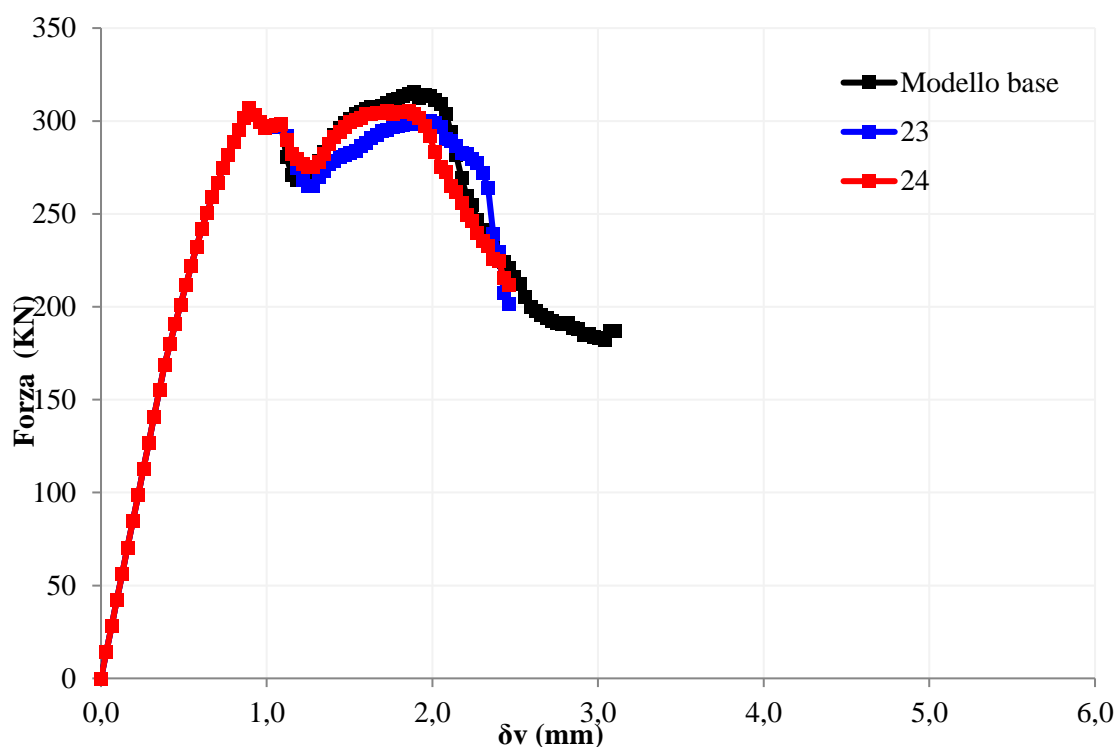


Fig. 174 – Analisi parametrica: slip ultimo legame tau-slip

Modifiche geometriche nella composizione del rinforzo FRCM

Un ulteriore utilissima analisi effettuata è stata quella di andare a modificare le proprietà geometriche del rinforzo ed in particolare delle fibre presente all'interno dell'FRCM, riassunte nella Tab. 21.

Nello specifico il primo modello A viene riportato per avere un utile confronto e rappresenta il modello non rinforzato, il modello B e quello C invece rappresentano rispettivamente un modello rinforzato con solo l'utilizzo della matrice in malta cementizia ed il modello base utilizzato con il confronto sperimentale.

Le proprietà geometriche riportate nella colonna fibre sono quelle rese necessarie per un corretto inserimento nel modello di calcolo che per il modello base sono state desunte da informazioni del produttore.

I successivi modelli quindi vanno a modificare questi valori di fatto cambiando la geometria delle fibre, sono stati quindi effettuati modelli andando a raddoppiare e triplicare l'area delle fibre e a dimezzarla e dividerla per 4, infine è stato anche sviluppato un modello in cui l'area

delle fibre è stata raddoppiata lasciando inalterato il perimetro, come se fossero stati applicati due strati di rinforzo sulla stessa faccia.

Da notare che raddoppiando l'area il perimetro non viene raddoppiato in quanto trattandosi di elementi circolari il perimetro varia con un parametro sotto radice quadrata, lo stesso vale anche per tutti gli altri modelli.

<i>Nome modello</i>	<i>Denominazione</i>	<i>Fibre</i>	
		<i>Area [mm²]</i>	<i>Perimetro [mm]</i>
A	Non rinforzato	-	-
B	Rinforzato con solo malta	-	-
C	Rinforzato Modello Base	0.46	4
D	Rinforzato con Fibre raddoppiate	0.92	5.64
E	Rinforzato con Fibre triplicate	1.38	6.92
F	Rinforzato con 1/2 di Fibre	0.23	2.83
G	Rinforzato con 1/4 di Fibre	0.115	2
H	Rinforzato con doppio strato	0.92	4

Tab. 21 – Analisi parametrica: modifiche geometriche del rinforzo in FRCM

Il primo modello effettuato (B) ovvero quello in cui il rinforzo è costituito soltanto dalla matrice cementizia e quindi sono state totalmente eliminate le fibre vede un incremento di rigidità del tutto simile al modello base o comunque a tutti gli altri modelli che hanno anche le fibre, questo quindi a conferma del fatto che in termini di rigidità iniziale la malta risulta avere il ruolo preponderante.

Il valore del carico massimo è sicuramente inferiore al modello base ma senza grandissime differenze, si tratta di circa un 15% in meno.

Il meccanismo a portare la crisi nel sistema ovviamente è il raggiungimento a parità di carico della fessurazione della parete sottostante e successivamente della malta posta al di sopra.

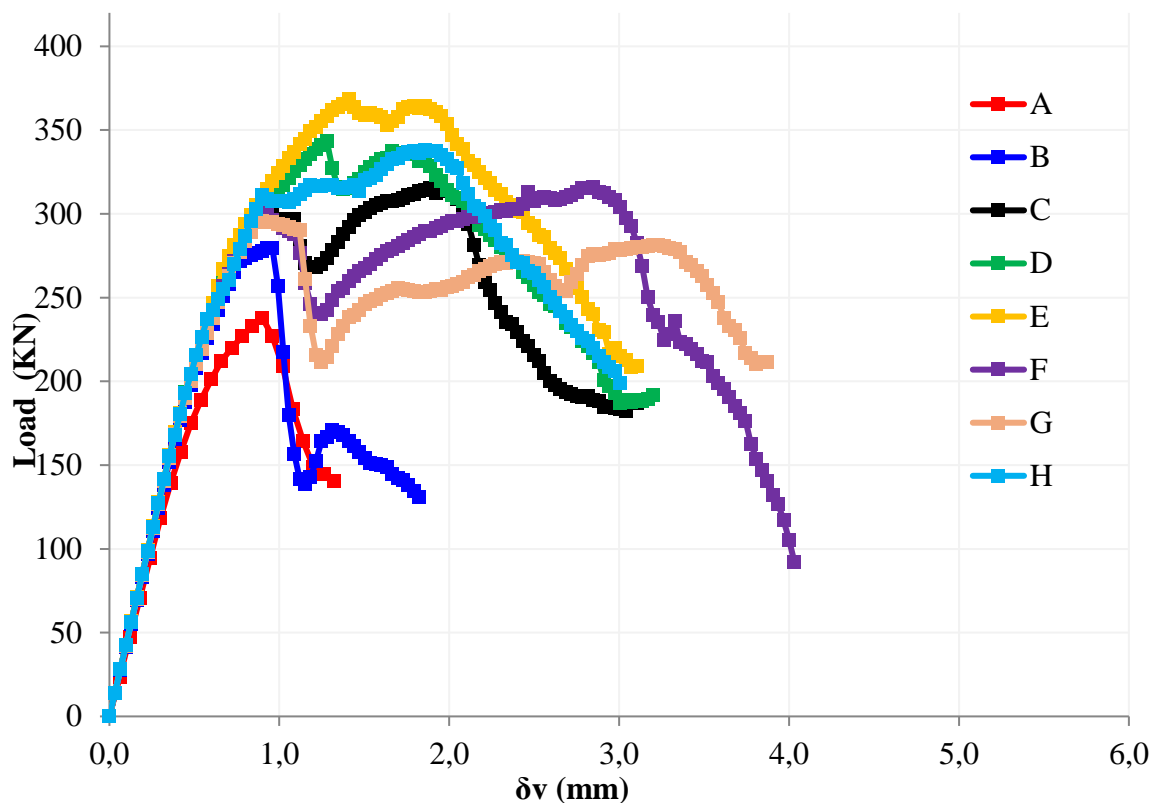


Fig. 175 – Analisi parametrica: modifiche geometriche alle fibre

Andando ad analizzare i due modelli in cui le dimensioni delle fibre sono state aumentate si può notare un incremento significativo in termini di forza massima raggiunta, in particolare guardando nello specifico i diversi meccanismi scatenanti la crisi dei due pannelli, quello che accade è che a differenza del modello base in cui la rottura della parete sottostante provoca una brusca variazione di rigidità (punto B di Fig. 153) in questo caso la presenza di fibre più grandi rende tutto il sistema più compatto, in un certo senso l'area importante delle fibre consente di tenere chiuse le fessure e quindi continuare nel percorso di carico e raggiungere un valore di forza maggiore.

Il primo tratto non lineare quindi prosegue anche dopo la fessurazione sia della parete sottostante raggiungendo il valore di picco quando anche la malta superiore viene fessurata, subendo quindi una perdita di carico (come nel punto C di Fig. 153) per poi riprendersi spalmando le tensioni nelle fibre adiacenti.

Questo percorso di carico vale sia per il modello D che per il modello E, entrambi caratterizzati da fibre più grandi, ovviamente per il modello con una quantità tripla di fibre (modello E) il concetto è ancor più esaltato.

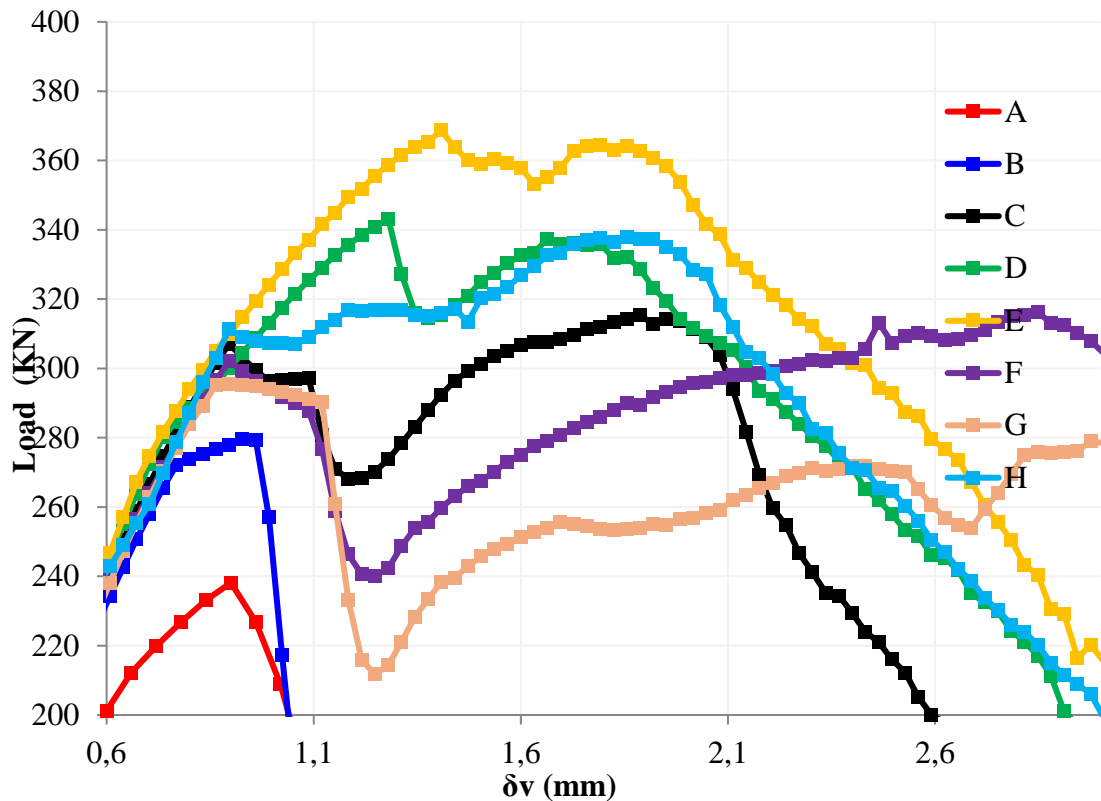


Fig. 176 – Analisi parametrica: modifiche geometriche alle fibre: ZOOM

Per quanto riguarda i modelli in cui le fibre vengono diminuite, in questo caso in contrasto con i modelli precedenti non si ha un'eccessiva diminuzione di carico al picco, anche se sono presenti delle differenze evidenti.

In primo luogo la perdita di carico (come nel punto C di Fig. 153) è molto più evidente rispetto ai modelli precedenti, questo è dovuto principalmente al fatto che essendoci fibre più piccole, una volta che in alcune di esse è stato raggiunto il valore di picco, il processo di trasferimento di carico ad altre fibre adiacenti è molto più lento, le fibre tendono quindi a caricarsi con molta più difficoltà.

Questa evidenza si ripercuote anche nella seconda campana in cui viene, solitamente, raggiunto nuovamente il valore di picco, infatti per i modelli in cui le fibre sono di dimensioni ridotte, per quanto detto sopra, le fibre entrano in carico più lentamente raggiungendo una deformazione maggiore.

La Fig. 177 in basso mostra degli screen shot del programma di calcolo in cui vengono confrontati, a parità di step di carico (step 40), l'andamento delle tensioni tangenziali di interfaccia. Questo confronto è utile a giustificare quanto detto in precedenza con particolare riferimento alla capacità delle fibre di ridurre l'apertura delle fessure.

Infatti confrontando la Fig. 177 2) con la Fig. 177 1) in cui sono riportati i risultati del modello con le fibre triplicate ed il modello base rispettivamente, appare evidente la riduzione dell'apertura di fessura, viceversa per quanto accade nel modello con le fibre ridotte di $\frac{1}{4}$ e riportate in Fig. 177 3).

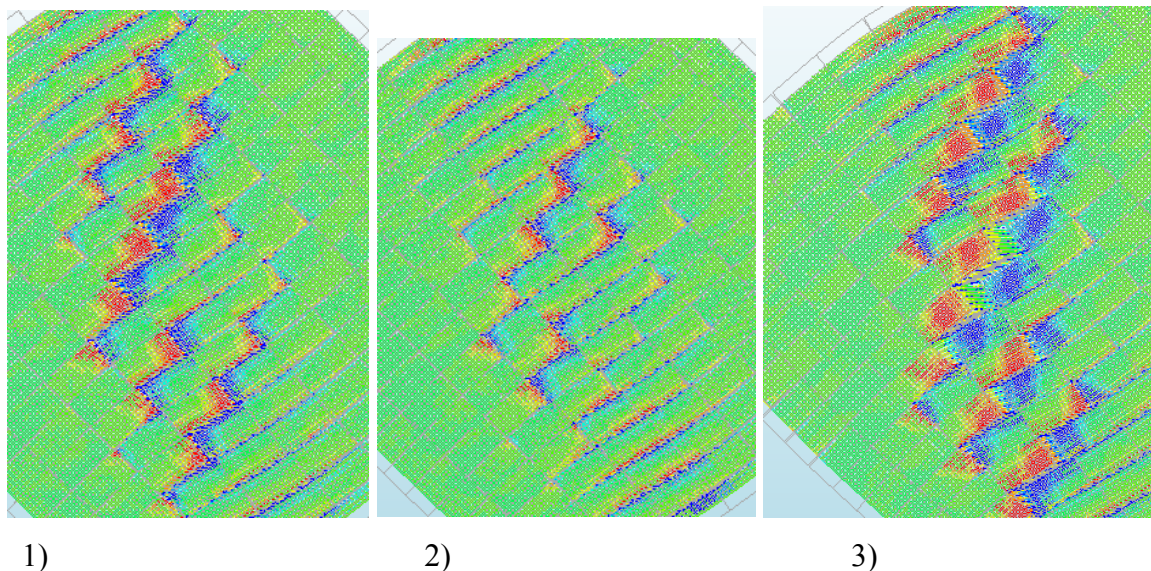


Fig. 177 – Apertura delle fessure e messa in carico delle fibre in modelli differenti di Fig. 176: 1) C, 2) E, 3) G

Sintetizzando quindi i risultati ottenuti in termini di carico al picco e abbassamento della parete si ottengono le differenze riportate nelle Tab. 22 e Tab. 23.

		<i>Valore di picco della forza</i>	<i>Δ modello non rinforzato</i>	<i>Δ modello base</i>
<i>Nome modello</i>	<i>Denominazione</i>	<i>[kN]</i>		
A	Non rinforzato	238	-	-
B	Rinforzato con solo malta	270	13%	-
C	Rinforzato Modello Base	307	29%	-
D	Rinforzato con Fibre raddoppiate	343	44%	15%
E	Rinforzato con Fibre triplicate	368	55%	20%
F	Rinforzato con $\frac{1}{2}$ di Fibre	301	26%	-2%
G	Rinforzato con $\frac{1}{4}$ di Fibre	299	25%	-3%
H	Rinforzato con doppio strato	312	31%*	2%*

Tab. 22 – Risultati e confronti in termini di forza (*valore di picco preso a 0.9mm)

In termini di forza massima si può notare come si possa raggiungere un buon incremento applicando rinforzi in FRCC, tuttavia può non essere utile aumentare in maniera eccessiva le dimensioni degli stessi, viceversa riducendole si ottengono comunque buoni risultati in termini totali ma che nel locale possono ripercuotersi e provocare rotture localizzate.

È possibile inoltre verificare come in termini di resistenza massima garantita dal sistema malta + fibra, la malta assuma un ruolo di non poco conto, questo risulta importante ai fini di una formulazione analitica della resistenza a taglio di pannelli rinforzati con FRCC.

<i>Nome modello</i>	<i>Denominazione</i>	<i>Valore abbassamento massimo</i> [mm]	<i>Δ modello non rinforzato</i>	<i>Δ modello base</i>
A	Non rinforzato	0.90	-	-
B	Rinforzato con solo malta	0.96	6%	-
C	Rinforzato Modello Base	1.95	117%	-
D	Rinforzato con Fibre raddoppiate	1.79	98%	-9%
E	Rinforzato con Fibre triplicate	1.82	102%	-7%
F	Rinforzato con 1/2 di Fibre	2.88	220%	48%
G	Rinforzato con 1/4 di Fibre	3.39	280%	74%
H	Rinforzato con doppio strato	1.89	110%*	-3%*

Tab. 23 – Risultati e confronti in termini di abbassamento

Dal punto di vista delle deformazioni massime raggiunte dalle pareti si può notare come l'intervento di rinforzo agisca in maniera significativa sulla duttilità del sistema incrementando sensibilmente i valori di deformazione, questo ovviamente è legato principalmente alla presenza delle fibre come è possibile vedere nel modello con la sola malta in cui non si riscontra alcun rilevante aumento in termini deformativi.

5.5.5 Confronti tra tensioni tangenziali di interfaccia

In questa sezione verranno riportati vari confronti tra le tensioni tangenziali di interfaccia nei vari modelli di calcolo effettuati, in particolare sulle analisi parametriche che coinvolgono modifiche interne al legame tau-slip inserito nel modello di calcolo (modelli

17-19-21-22-23-24) ed infine confronti nell'analisi volta ad identificare possibili differenze applicando una quantità diversa di fibre nel rinforzo.

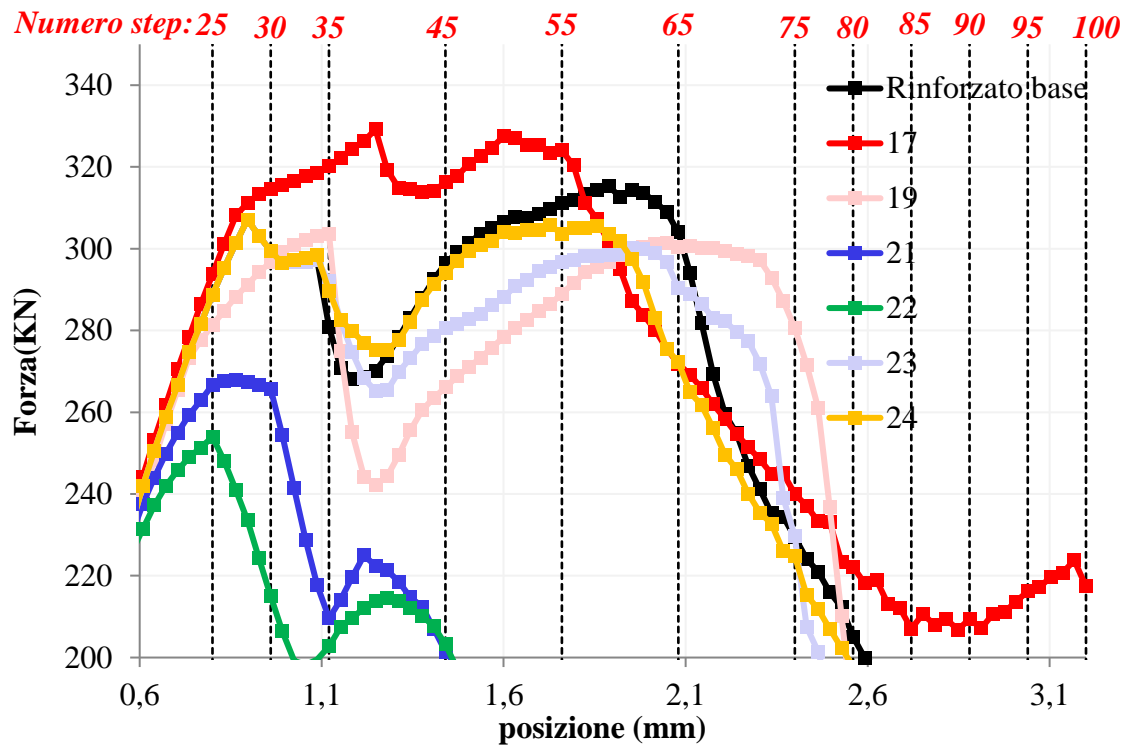


Fig. 178 – Diagramma forza spostamento dei vari modelli e identificazione degli step di carico

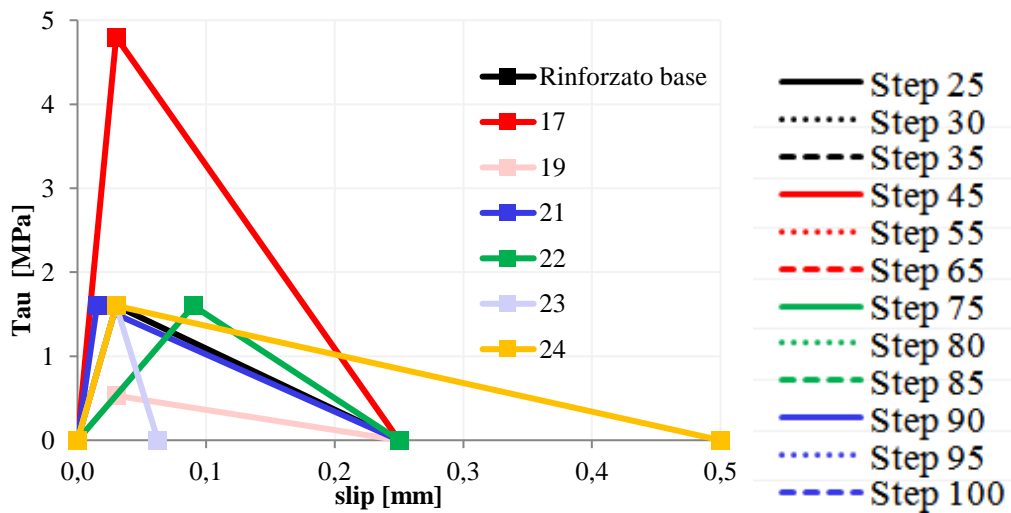


Fig. 179 – Leggi tau-slip dei diversi modelli e legenda Step di carico, per i successivi diagrammi

Un primo confronto effettuato tra il modello base ed il modello 17 caratterizzato da una maggiore tensione tangenziale di interfaccia mostra ad esempio come l'apertura della fessura nel mattone nel caso del modello 17 non genera alcun trasferimento in quanto non viene mai raggiunto il valore massimo di $4.8MPa$.

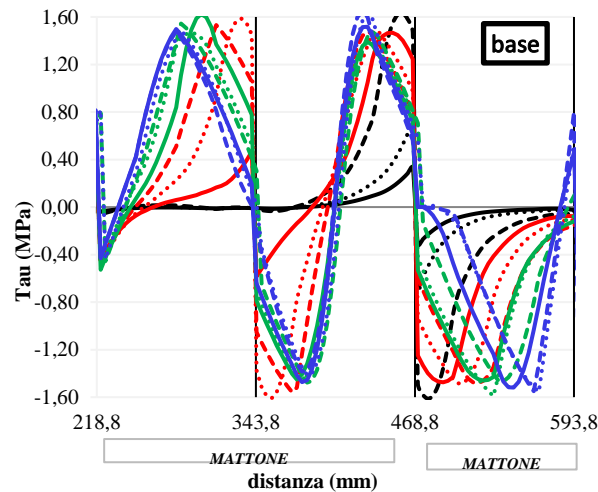


Fig. 180 – Tensioni tangenziali fibra 170 modello base di Fig. 178, ZOOM

Un primo confronto effettuato tra il modello base ed il modello 17 caratterizzato da una maggiore tensione tangenziale di interfaccia mostra ad esempio come l’apertura della fessura nel mattone nel caso del modello 17 non genera alcun trasferimento in quanto non viene mai raggiunto il valore massimo di $4.8MPa$.

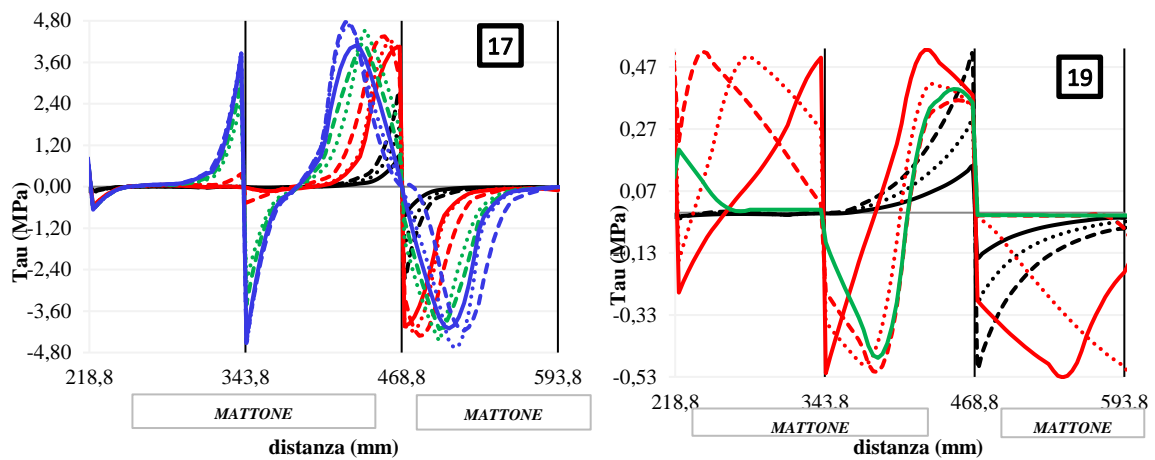


Fig. 181 – Confronti tensioni tangenziali fibra 170 modelli 17 e 19 di Fig. 178, ZOOM

Risulta bene evidente la differenza tra i due risultati mostrati in Fig. 181, infatti nel modello 19 molto più deformabile, caratterizzato da un valore massimo di tau molto basso e nel complesso con un’energia di frattura di tanto inferiore rispetto al modello 17, le tensioni di interfaccia raggiungono molto presto il picco e subito delaminano, a parità di step in alcune zone del modello 17 ancora non si è raggiunto il picco, mentre nel modello 19 siamo già nel ramo di softening.

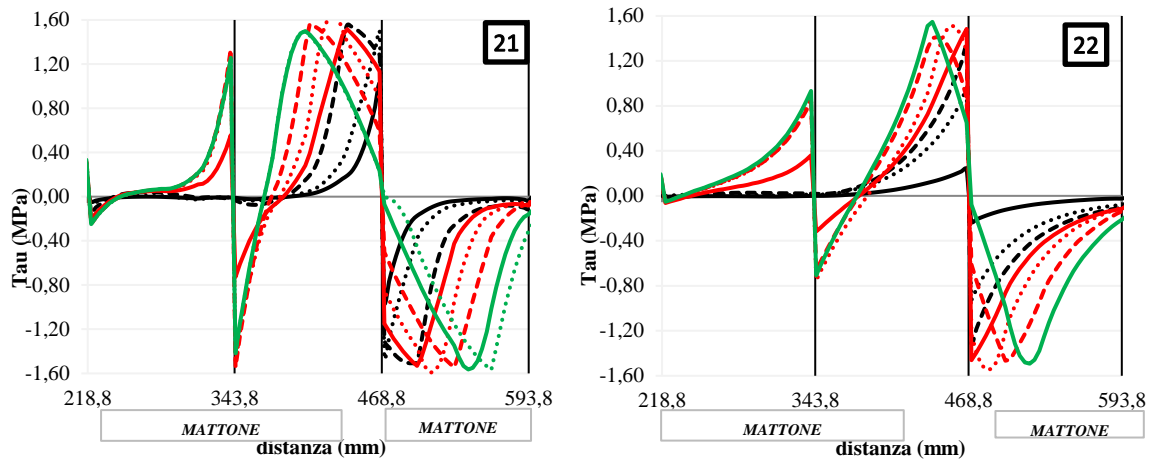


Fig. 182 – Confronti tensioni tangenziali fibra 170 modelli 21 e 22 di Fig. 178, ZOOM

Anche nel modello 21 e 22 si possono ritrovare alcuni aspetti rilevanti, infatti il modello 21 essendo più rigido anticipa il raggiungimento del picco e quindi la delaminazione, viceversa accade invece per il modello 22.

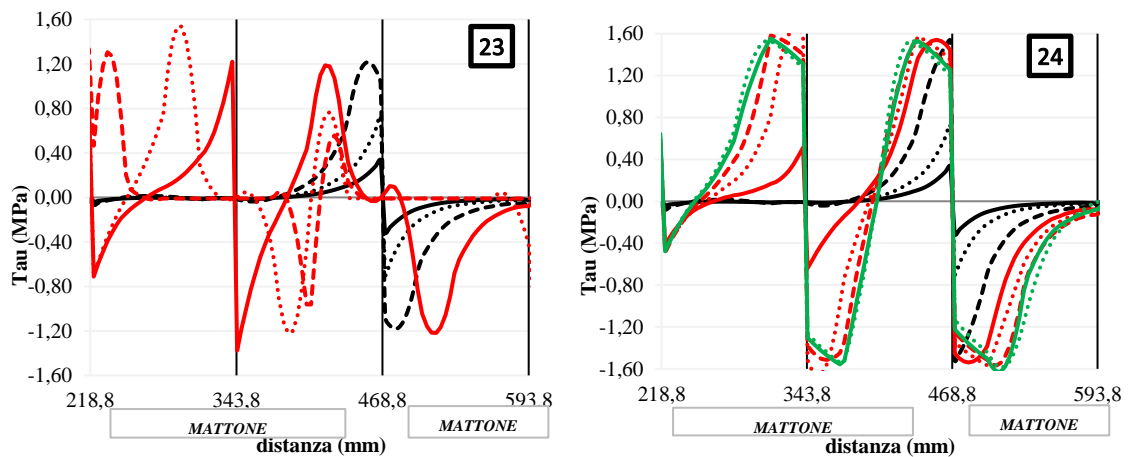


Fig. 183 – Confronti tensioni tangenziali fibra 170 modelli 23 e 24 di Fig. 178, ZOOM

Il modello 23 invece avendo un'area sottesa dalla curva tau-slip molto piccola consente il trasferimento dell'intera campana in maniera molto anticipata, il modello 24 viceversa raggiungerà il valore di slip ultimo con grande ritardo in quanto molto elevato.

Vengono inoltre riportati anche i risultati in termini di tensioni tangenziali per i modelli caratterizzati da fibre dimezzate e fibre triplicate.

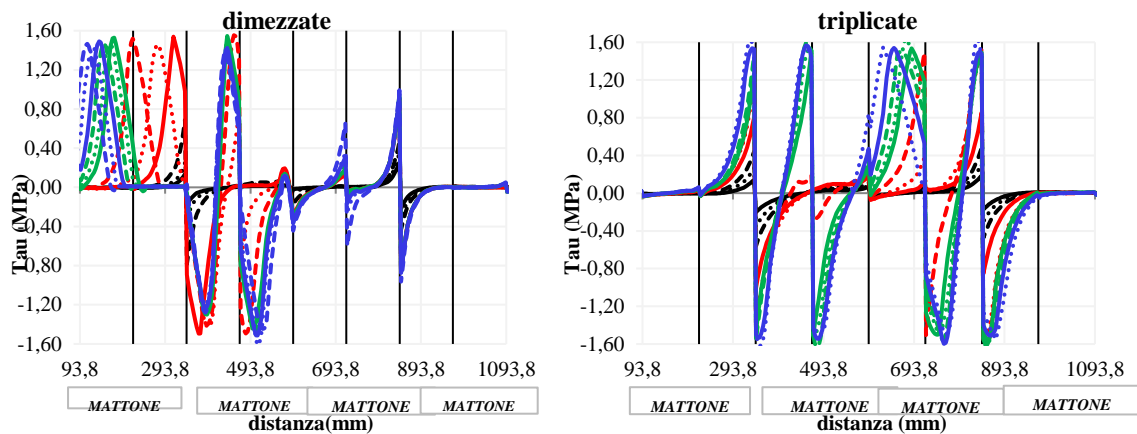


Fig. 184 – Confronti tensioni tangenziali fibra 170 modelli con fibre dimezzate e con fibre triplicate di Fig. 175

Il modello in cui è stata dimezzata l'area delle fibre riprendendo i concetti già espressi in precedenza, mette in carico subito le fibre che iniziano quindi a delaminare, all'opposto del modello in cui la quantità di fibre viene triplicata.

5.6 Conclusioni

In questo capitolo sono stati proposti dei modelli numerici per prove di compressione diagonale per pannelli in muratura priva di alcun rinforzo e successivamente rinforzati con materiali compositi a matrice cementizia.

Si è utilizzato un approccio consolidato per la discretizzazione della parete non rinforzata, sulla base della micromodellazione semplificata proponendo poi un nuovo approccio per la valutazione del materiale composito ed in particolare della sua aderenza con la parete sottostante.

Attraverso l'utilizzo del programma di calcolo e sulla base di prove sperimentali è stata calibrata un'opportuna legge di interfaccia che applicata al modello globale ha consentito lo studio e l'analisi parametrica del problema.

Alcuni aspetti che si sono desunti dallo studio effettuato si possono riassumere in alcuni punti:

- Le prove di compressione diagonale hanno dimostrato che la crisi del pannello in muratura avviene sostanzialmente con un meccanismo di tipo fragile caratterizzato dalla formazione di una fessura principale lungo la diagonale della parete;
- Nelle pareti rinforzate con materiali compositi, la matrice cementizia assume un ruolo importante nell'assunzione della rigidità iniziale, anche se seppur utilizzando della malta

cementizia di ottima qualità ed applicando degli spessori rilevanti, il suo contributo rispetto la rigidità della parete priva di rinforzo si attesta intorno al 5-10%;

- Il valore di picco della resistenza a taglio è da associare in parte alla malta ed in parte alle fibre, in particolare la sola presenza delle fibre anche se di piccole dimensioni consente di avere un incremento di forza;
- Dopo il raggiungimento della crisi della malta sottostante e di quella del rinforzo può avvenire la rottura locale di qualche mattone che genera una redistribuzione delle tensioni;
- La presenza di tante piccole fibre consente di avere una duttilità maggiore a discapito del valore di forza al picco;

6. Conclusioni e considerazioni finali

La ricerca presentata in questa tesi contribuisce ad arricchire il panorama scientifico sul ripristino e consolidamento di edifici storici in muratura mediante l'utilizzo di materiali innovativi come le fibre, immerse in particolare in una matrice cementizia.

Partendo dallo studio del principale meccanismo di rottura nel sistema muratura-rinforzo quale la delaminazione, si è studiato l'apporto in termini di resistenza e duttilità che materiali compositi a matrice cementizia potessero fornire dapprima a pilastri e successivamente a pareti in muratura, analizzando nello specifico le peculiarità del sistema di rinforzo con pregi e difetti.

Per quanto riguarda lo studio numerico delle pareti in muratura rinforzate con FRCM, è stato proposto un approccio innovativo per la discretizzazione del rinforzo, e del suo legame con la muratura sottostante, tale da tenere in conto la variabilità della geometria, delle proprietà meccaniche e del meccanismo di rottura.

I contributi specifici effettuati durante questa tesi sono:

- valutazioni numeriche sul bond presente tra FRP e muratura con specifica trattazione del ruolo fornito dai letti di malta,
- rivisitazione di un già consolidato modello analitico utilizzato per pilastri in c.a. confinati con FRP, adattato al caso di pilastri in muratura rinforzati con FRCM;
- sviluppo di un modello 3D riguardante il confinamento di elementi in muratura;
- proposta di una nuova strategia di discretizzazione agli elementi finiti per pareti in muratura rinforzate con materiali compositi a matrice cementizia, studio delle tensioni tangenziali di interfaccia ed analisi parametriche.

I risultati ottenuti hanno consentito di desumere alcuni principali aspetti:

- Il processo di debonding tra FRP e muratura non è uniforme lungo il suo sviluppo: prima dell'inizio del debonding, l'interfaccia è in grado di trasferire la forza di taglio utilizzando sollecitazioni di taglio più elevate e un comportamento più rigido, questo fenomeno coinvolge solo la prima parte del rinforzo, mentre il resto rimane scarico. Durante il debonding, al contrario, il comportamento dell'interfaccia cambia, essendo caratterizzato da minori sforzi di taglio e una maggiore lunghezza efficace.
- Per catturare correttamente il comportamento sperimentale osservato, è necessario introdurre due leggi di interfaccia separate all'interno di modelli numerici; queste leggi devono essere calibrate utilizzando i dati locali. La differenziazione del

comportamento dell'interfaccia consente di ottenere un ramo di softening post-picco nel diagramma forza-allungamento.

- In tutte le colonne in muratura rinforzate con FRCC il confinamento ha comportato un ridotto beneficio in termini di resistenza, sia in termini di capacità di carico che di deformazione finale valutabile dal 5 al 10%.
- La presenza di murature originali con buone prestazioni meccaniche insieme alla quantità limitata, ma realistica, di rinforzo trasversale adottata impediscono di ottenere un aumento di forza maggiore.
- Anche con le applicazioni FRCC, il problema di arrotondare gli angoli delle colonne rimane critico, portando infine ad una rottura precoce vicino all'angolo dei provini.
- Il modello analitico proposto per prevedere il comportamento delle colonne in muratura confinate era accurato nella maggior parte dei casi.
- Nelle pareti in muratura rinforzate con FRCC la matrice del rinforzo garantisce l'aumento di rigidità iniziale, che tuttavia non va oltre un 5-10%;
- Durante il percorso di carico della curva forza-spostamento di pareti in muratura rinforzate con FRCC si possono identificare alcune importanti situazioni che avvengono in sequenza: la fessurazione della parete sottostante, la fessurazione della malta superiore dell'FRCC, la delaminazione delle prime fibre, il trasferimento delle tensioni alle fibre adiacenti ed infine il raggiungimento nuovamente del carico massimo;
- Il fenomeno del rinforzo di pareti in muratura con FRCC va studiato sicuramente in un quadro complessivo, in quanto le elevate non linearità presenti possono comportare la non immediata comprensione di alcuni fenomeni che nel locale appaiono scontati;
- Anche se il percorso di carico generale risulta definito e chiaro, al variare di alcuni parametri geometrici e/o meccanici le forme delle curve possono cambiare in quanto cambiano le forme delle fessure, i meccanismi e la sequenza dei meccanismi;
- Rinforzi in FRCC garantiscono un buon contributo in termini di aumento di resistenza delle pareti;
- La discretizzazione proposta per le pareti in muratura rinforzate con materiali compositi a matrice cementizia consente di predire in maniera verosimile il reale comportamento.

Studi futuri necessari per consolidare l'approccio fornito dovranno sicuramente prevedere:

- pareti in muratura realizzate con metodologie differenti ad una o più teste, con la presenza di diafani, in stile gotico ecc.;
- la variazione del passo delle fibre;
- considerare che al variare dei parametri la legge tau-slip di legame tra fibra e supporto potrebbe non essere sempre la stessa.

7. Bibliografia

- [1] ACI 549.4R-13 - Guide to Design and Construction of Externally Bonded fabric. Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Systems for repair and Strengthening Concrete and Masonry Structures, American Concrete Institute, 2013.
- [2] Camli U. S., Binici B. Strength of carbon fiber reinforced polymers bonded to concrete and masonry. *Construction and Building Materials* 2007; 21; 1431-1446.
- [3] Casareto M., Oliveri A., Romelli A. Strengthening of masonry: opportunities and challenges in the use of composites. M. S. thesis, University of Genoa and University of Missouri-Rolla, Genoa and Rolla, Mo 2002.
- [4] Shrive N. G. The use of fiber reinforced polymers to improve seismic resistance of masonry. *Construction and Building Materials* 2006; 20; 269-277.
- [5] Borri A, Castori G, Grazini A. Seismic upgrading of historical masonry buildings with steel reinforced grout (SRG). In: *Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures - FRPRCS-8*, Proc. of the 8th Int. Symp., Patras, Greece 2007.
- [6] Basilio I. Strengthening of arched masonry structures with composites materials. Ph. D. thesis, University of Minho, Guimarães, Portugal 2007.
- [7] Cosenza E., Manfredi G., Occhiuzzi A., Pecce M. R. Toward the investigation of the interface behavior between tuff masonry and FRP fabrics. *Mechanics of masonry structures strengthened with FRP materials*, Libreri Cortina, Padova, Italy 2000.
- [8] De Lorenzis L., Zavarise G. Interfacial stress analysis and prediction of debonding for a thin plate bonded to a curved substrate. *International Journal of Non-Linear Mechanics* 2009; 44 (4); 358-370.
- [9] Fedele R., Milani G. A numerical insight into the response of masonry reinforced by FRP strips. The case of perfect adhesion. *Composite Structures* 2010; 92; 2345-2357.
- [10] Ceroni F., Pecce M. Bond tests on concrete and masonry blocks externally bonded with CFRP, Proc. Of CICE 2006, Third International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, 13-15 December, 2006, Miami, Florida, USA, pp. 17-20
- [11] Aiello M.A., Sciolti S.M. Bond analysis of masonry structures strengthened with CFRP sheets. *Construction and Building Materials* 2006;20; 90–100.
- [12] Capozucca R. Experimental FRP/SRP - historic masonry delamination. *Composite Structures* 2010;92; 891-903.
- [13] Valluzzi M.R., Oliveira D.V. , Caratelli A., Castori G., Corradi M., de Felice G., Garbin E., Garcia D., Garmendia L., Grande E., Ianniruberto U., Kwiecień A., Leone M., Lignola G. P., Lourenço P. B., Malena M., Micelli F., Panizza M., Papanicolaou C. G., Prota A., Sacco E., Triantafillou T. C., Viskovic A., Zajac B., Zuccarino G. Round robin test for composite-to-brick shear bond characterization. *Materials and Structures* 2012; 45; 1761-1791.
- [14] Seim, W. , and Pfeiffer, U. Local post strengthening of masonry structures with fiber-reinforced polymers (FRPs) *Constr. Build. Mater.* 2011;25 ; 3393–3403

- [15] Mazzotti C., Ferracuti B., Bellini A. Experimental bond tests on masonry panels strengthening by FRP. Proceedings of the 6th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE 2012), 13-15 June, 2012, Rome, Italy, 03-594.
- [16] Barbieri A, Borri A, Corradi M, Di Tommaso A. Dynamic behavior of masonry vaults repaired with FRP: experimental analysis. In: Proc. of the 6th Int. Conf, British Masonry Society UK 2002; 7-16.
- [17] Garbin, E. , Panizza, M. , and Valluzzi, M. (2010). Experimental assessment of bond behavior of fibre-reinforced polymers on brick masonry. *Struct. Eng. Int.* 2010; 20 (4); 392–399.
- [18] Wu Z., Yuan H., Kojima Y., Ahmed E. Experimental and analytical studies on peeling and spalling resistance of unidirectional FRP sheets bonded to concrete, *Composites Science and Technology*, Elsevier 2005; 65; 1088-1097.
- [19] Oliveira D. V., Basilio I., Lourenço P. B. Experimental Bond Behavior of FRP Sheets Glued on Brick Masonry. *Journal of Composites for Construction* 2011; 15; 1; 32-41.
- [20] Carrara P, Ferretti D, Freddi F. Debonding behavior of ancient masonry elements strengthened with CFRP sheets. *Composites Part B: Engineering*, 45(1), pp. 800-810.
- [21] BriccoliBati S., Rotunno T., Rovero L., Tonietti U. Experimental study on CFRP-brick bonded joints, in: *Conference on Mechanics of composite materials*, Riga, Lettonia, 2006.
- [22] Grande E., Imbimbo M., Sacco E. Bond behavior of CFRP laminates glued on clay bricks: Experimental and numerical study. *Composites: Part B* 2011; 42; 330-340.
- [23] BahmanGhiassi, Marcari G., Daniel V. Oliveira, Paulo B. Lourenço. Numerical analysis of bond behavior between masonry bricks and composite materials . *Engineering Structures* 2012; 43; 210–220.
- [24] Willis C.R., Yang Q., Seracino R., GriffithM.C. Bond behavior of FRP-to-clay brick masonry joints. *Engineering Structures*2009;31(11);2580-2587.
- [25] Fedele R., Milano G. Three-dimensional effects induced by FRP-from-masonry delamination. *Composite structures* 2011;93; 1819–1831.
- [26] Grande E., Imbimbo M. , Sacco E. Finite element analysis of masonry panels strengthened with FRPs. *Composites: Part B* 2013; 45; 1296–1309.
- [27] Lignola, G., Prota, A., and Manfredi, G. Numerical Investigation on the Influence of FRP Retrofit Layout and Geometry on the In-Plane Behavior of Masonry Walls. *J. Compos. Constr.* 2012; 16(6); 712–723.
- [28] UNI EN 772-1. *Metodi di prova per elementi di muratura. Determinazione della resistenza a compressione* 2002.
- [29] UNI EN 772-16 . *Metodi di prova per elementi di muratura. Determinazione delle dimensioni* 2002.
- [30] CNR DT200. *Guide for the design and construction of an externally bonded FRP system for strengthening existing structures.* Italian National Research Council, Rome, Italy 2004.
- [31] de Witte F.C., Kikstra W.P. *DIANA Finite Element User's Manual: Material Library (release 8.1, 1st Ed.):* TNO Building and Construction Research. 2002.
- [32] Thorenfeldt E., Tomaszewicz A., Jensen J. J. Mechanical properties of high strength concrete and applications in design, in *Proc. Symp. Utilization of high-strength concrete 1987*. [1] Ferracuti B, Savoia M, Mazzotti C. Interface law for FRP-concrete delamination. *Composite Structures* 2007; 80; 523-531
- [33] Savoia M, Ferracuti B, Mazzotti C. Nonlinear bond-slip law for FRP–concrete interface. In: Tan KH,

- editor. Proceedings of international conference on FRP reinforcement for concrete structures, FRPRCS-6, vol. 1. Singapore; 2003. p. 163–72.
- [34] Ferracuti B, Savoia M., Mazzotti C. A numerical model for FRP– concrete delamination. *Composite Part B: Eng* 2006; 37(4–5); 356–64.
- [35] Carloni C., Subramaniam V. Investigation of the interface fracture during debonding between FRP and masonry, *advances Structural Engineering* 2009; 1-31.
- [36] Accardi M., La Mendola L., Stress transfer at the interface of bonded joints between FRP and calcarenite natural stone, *IV Int. Seminar of Struct. Analysis of Historical Constructions*. Padova, Italy; 2004; 867-874.
- [37] Mazzotti C, Ferracuti B, Savoia M. An experimental study on FRP–concrete delamination. In: Willam K, et al., editors. *Proceedings of international conference on fracture mechanics of concrete and concrete structures*. FraMCoS–5, vol. 2. Colorado, Vail; 2004. p. 795–802.
- [38] Savoia M, Ferracuti B, Mazzotti C. Delamination of FRP plate/sheets used for strengthening of R/C elements. In: Bontempi F, editor. *Proceedings of ISEC-02, international conference on system based vision for strategic and creative design*, vol. 2. Italy, Rome; 2003; p. 1375–81.
- [39] Popovics S, A numerical approach to the complete stress–strain relation for concrete. *CemConcr Res* 1973; 3(5); 583–99.
- [40] De Lorenzis L., Zavarise G. Modeling of mixed-mode debonding in the peel test applied to superficial reinforcements. *International Journal of Solids and Structures* 2008; 45; 5419-5436.
- [41] Sharma, S.K., Mohamed Ali, M.S., Goldar, D. Sikdar, P.K , Investigation of intermediate crack debonding in FRP plated RC beams, *Journal of Advanced Materials* 2010; 42 (2); 17-23.
- [42] Grande E., Imbimbo M., Sacco E. FRP-strengthening of masonry structures: Effect of debonding phenomenon. *Proc., VI Int. Conf. on Structural Analysis of Historical Construction*, Taylor and Francis, London 2008; 1017-1023.
- [43] Mazzotti C., Murgo F.S., Ceroni F., Pecce M. Effect of Test Set-Up on Bond Strength of Concrete Elements, Externally Bonded with CFRP Plates, in: *Proceedings 11th International Symposium on fiber reinforced polymers for reinforced concrete structures (FRPRCS11)*. Guimarães, Portugal, Joaquim Barros & José Sena-Cruz (Eds) 2013.
- [44] Bažant Z.P.. *Concrete fracture models: testing and practice* 2002; 69(2); 165–205.
- [45] Xu S., Zhang X. Determination of fracture parameters for crack propagation in concrete using an energy approach. *EngFractMech* 2008; 75; 4292-4308.
- [46] BahmanGhiassi, Marcarì G., Daniel V. Oliveira, Paulo B. Lourenço. Numerical study of the role of mortar joints in the bond behavior of FRP-strengthened masonry. *Composites: Part B* 2013; 46; 21–30.
- [47] Fedele R., Milano G. Assessment of bonding stresses between FRP sheets and masonry pillars during delamination tests. *Composites: Part B* 2012; 43; 1999–2011.
- [48] Carloni C., Subramaniam K. V.. FRP/masonry Debonding: Numerical and Experimental Study of Mortar Joints. *Journal of Composites for Construction*, 2012, 16(5), 581-589.
- [49] Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R.. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *J. Struct. Engrg.*, ASCE 1988; 114(8), 1804–1826.
- [50] Balsamo A, Colombo A, Manfredi G, Negro P, Prota A. Seismic behavior of a fullscale RC frame repaired

using CFRP laminates, *Eng Structure* 2005; 27(5): 769-780. 20

- [51] Sheikh SA, Yau G. Seismic behaviour of concrete columns confined with steel and fiber-reinforced polymers. *ACI Structure* 2002; 99: 72-80.
- [52] Lignola GP, Prota A, Manfredi G, Cosenza E. Experimental performance of RC hollow columns confined with CFRP. *J Comp for Construction ASCE* 2007; 11: 42-49.
- [53] De Lorenzis L, Tepfers R. Comparative study of models on confinement of concrete cylinders with fiber-reinforced polymer composites. *J Comp for Construction ASCE* 2003; 7: 219-237.
- [54] Lam L, Teng JG. Design-oriented stress-strain model for FRP– confined concrete. *Construction and Build Mat* 2003; 17: 471-489.
- [55] Faella C., Martinelli E., Paciello S. , Camorani G., Aiello M.A., Micelli F., Nigro E.. Masonry columns confined by composite materials: Experimental investigation. *Composite Part B* 2011; 42; 692-704.
- [56] Bieker C, Seim W, Stürz J. Post-strengthening of masonry columns by use of fiber-reinforced polymers. In: *Proceedings of ICCI'02, proceedings of the 3rd international conference of composites in infrastructure*, San Francisco, CA, USA; 2002.
- [57] Krevaikas TD, Triantafillou T. Masonry confinement with fiber-reinforced polymers. *J Compos Construct* 2005;9(2):128–35.
- [58] Corradi M, Grazini A, Borri A. Confinement of brick masonry columns with CFRP materials. *Compos Sci Technol* 2007;67:1772–83.
- [59] Di Ludovico M, Fusco E, Prota A, Manfredi G. Experimental behavior of masonry columns confined using advanced materials. In: *The 14th world conference on earthquake engineering*, Beijing, China; October 12–7, 2008.
- [60] Micelli F, De Lorenzis L, La Tegola A. FRP-confined masonry columns under axial loads: analytical model and experimental results”. *Masonry International Journal*, Ed. British Masonry Society 2004;17(3):95–108.
- [61] Aiello MA, Micelli F, Valente L. Structural upgrading of masonry columns by using composite reinforcements. *ASCE J Compos Construct* 2007;11(6):650–8.
- [62] Borri A., Castori G., Corradi M.. Masonry Columns Confined by Steel Fiber Composite Wraps. *Materials* 2011;4; 311-326.
- [63] H. Toutanji. Stress-strain characteristics of concrete columns externally confined with advanced fiber composite sheets *ACI Materials Journal* 1999; 96; 3; 397 404 .
- [64] Lam L, Teng JG. Ultimate condition of fiber reinforced polymer-confined concrete. *ASCE J Compos Constr* 2004; 8(6); 539–548.
- [65] Krevaikas, T. D., and Triantafillou, T. C. Masonry confinement with fiber-reinforced polymers. *J. Compos. Constr.* 2005;10.1061/(ASCE)1090-0268(2005)9:2(128), 128–135.
- [66] Corradi, M., Grazini, A., and Borri, A. (2007). “Confinement of brick masonry columns with CFRP materials.” *Compos. Sci. Technol.*, 67(9), 1772–1783.
- [67] Aiello, M. A., Micelli, F., and Valente, L. Structural upgrading of masonry columns by using composite reinforcements. *J. Compos. Constr.*, 2007; 10; 1061/(ASCE)1090-0268(2007)11:6(650), 650–658.
- [68] Aiello, M. A., Micelli, F., and Valente, L. FRP confinement of square masonry columns. *J. Compos.*

- Constr., 2009; 10; 1061/(ASCE) 1090-0268(2009)13:2(148), 148–158.
- [69] Di Ludovico, M. D., Ambra, C., Prota, A., and Manfredi, G. FRP confinement of tuff and clay brick columns: Experimental study and assessment of analytical models. *J. Compos. Constr.* 2010; 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000113, 583–596.
- [70] Rao, K. and Pavan, G. FRP-Confined Clay Brick Masonry Assemblages under Axial Compression: Experimental and Analytical Investigations. *J. Compos. Constr.*,2014; 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000525, 04014068.
- [71] Fossetti m., Minafò G., Strengthening of Masonry Columns with BFRCM or with Steel Wires: An Experimental Study, *Fibers* 2016; 4(2); 15.
- [72] Witzany J., Zigler R., Stress State Analysis and Failure Mechanisms of Masonry Columns Reinforced with FRP under Concentric Compressive Load, *Polymers* 2016; 8(5); 176.
- [73] Spoelstra M, Monti G. FRP-confined concrete model. *J Comp Constr ASCE* 1999; 3; 143-150.
- [74] P Colajanni, F De Domenico, A Recupero, N Spinella Concrete columns confined with fibre reinforced cementitious mortars: experimentation and modelling, 2014, *Construction and Building Materials* 52, 375-384.
- [75] Kent D. C., Park R. Flexural Members with confined concrete, 1969, *Jpurnal of the structural Division, SCE*, 97 (ST7).[76] Pantazopoulou SJ, Mills RH. Microstructural aspects of the mechanical response of plain concrete. *ACI Mat J* 1995; 92; 605-616.[77] Mirmiran A, Shahawy M, Samaan M, El Echary H, Mastrapa JC, Pico O. Effect of column parameters on FRP-confined concrete. *J Comp Constr ASCE* 1998; 2(4); 175-185.
- [78] FIB. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures, *Fib Bulletin* n. 14, 2001.
- [79] Feenstra, P. H. Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete. PhD thesis, Delft University of Technology, 1993.
- [80] Vecchio, F. J., Collins, M. P. The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Journal* 1986;83, 22 , 219-231.
- [81] Hordijk D. A. Local Approach to Fatigue of Concrete. PhD thesis, Delft University of Technology, 1991.
- [82] Selby, R. G., and Vecchio, F. J. Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete. *Tech. Rep. Can. J. Civ. Eng.* 1997; 24; 460-470 .
- [83] ACI. 549.4R-13 Guide to Design and Construction of Externally Bonded Fabric-Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Systems for Repair and Strengthening Concrete and Masonry Structures.
- [84] Incerti a., Vasiliu A., Ferracuti B., Mazzotti C., Uni-axial compressive tests on masonry columns confined by FRP and FRCM, The 12th International Symposium on Fiber Reinforced Polymers for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-12) & The 5th Asia-Pacific Conference on Fiber Reinforced Polymers in Structures (APFIS-2015) Joint Conference, 14-16 December 2015, Nanjing, China.
- [85] CNR-DT 200 R1/2013. “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures”, National Research Council, Rome, Italy. 2013.
- [86] Sassoni E., Mazzotti C., The use of small diameter cores for assessing the compressive strength of clay brick masonries, *Journal of Cultural Heritage* 14S (2013) e95-e101.
- [87] Mazzotti C., Sassoni E., Pagliai G., Determination of shear strength of historic masonries by moderately destructive testing of masonry cores, *Construction and Building Materials* 54 (2014) 421-431.
- [88] EN 772-1:2011. Methods of test for masonry units - Part 1: Determination of compressive strength. CEN.

- [89] Fossetti M., Minafò G., Strengthening of masonry columns with BFRCM or with steel wires: an experimental study, 2016, *Fibers*,4(2), 15.
- [90] Prota, , G. Marcari, G. Fabbrocino, G. Manfredi, C. Aldea (2006). Experimental in-plane behavior of tuff masonry strengthened with cementitious matrix-grid composites. *ASCE - Journal of Composites for Construction* (2006), 10(3), 223-233.
- [91] Faella C., Martinelli E., Nigro E., Paciello S. (2010). Shear capacity of masonry walls externally strengthened by a cement-based composite material: An experimental campaign. *Construction and Building Materials* 24 (2010) 84–93.
- [92] Gattesco N., Dudine A. (2010). Efficacia di una tecnica di rinforzo per murature con intonaco in GFRP. Proceeding of National Conference "sulla Sicurezza e Conservazione nel recupero dei beni colpiti dal sisma: Strategie e tecniche di ricostruzione ad un anno dal terremoto abruzzese", vol. 1, p. 251- 260, IUAV, Venezia, 8-9 aprile 2010.
- [93] Balsamo A., Di Ludovico M, , Prota A., Manfredi G. (2011). Masonry Walls Strengthened with Innovative Composites. Proceedings of the 10th International Research Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete 195 Structures FRPRCS ACI SP-275, Tampa, Florida, USA, April 2-4, 2011, ACI SP-275-44. (ISBN: 0-87031-412-2)
- [94] Parisi F., Iovinella I., Balsamo A., Augenti N., Prota A. (2013). In-plane behaviour of tuff masonry strengthened with inorganic matrix-grid composites. *Composites Part B: Engineering* Volume 45, Issue 1, February 2013, 1657–1666.
- [95] Babaeidarabad S., De Caso F., Nanni A. (2014). URM walls strengthened with fabric-reinforced cementitious matrix composite subjected to diagonal compression. *ASCE - Journal of Composites for Construction*, 2014.18.
- [96] Corradi M., Borri A., Castori G., Sisti R. (2014). Shear strengthening of wall panels through jacketing with cement mortar reinforced by GFRP grids. *Composite Part B* 64 (2014), 33–42.
- [97] Balsamo A., Iovinella I., Morandini G. (2014). FRG strengthening systems for masonry building. Proceeding of NZSEE Conference, Auckland, 21-23 March 2014.
- [98] Menna C., Asprone D., Durante M., Zinno A., Balsamo A., Prota A. (2015). Structural behaviour of masonry panels strengthened with an innovative hemp fibre composite grid. *Construction and Building Materials* 100 (2015) 111–121.
- [99] Maddaloni G., Analisi sperimentale del comportamento di edifici in muratura rinforzati con tecniche e materiali innovativi, PhD Thesis, (2017), Università degli studi di Napoli “Federico II”.
- [100] J G Rots., *Structural masonry: an experimental/numerical basis for practical design rules*. Balkema, Rotterdam, 1997.
- [101] Lourenzo, P B. *Computational strategies for masonry structures*. PhD Thesis, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands, ISBN 90-407- 1221-2, 1996
- [102] P.B. Lourenço and J G Rots. A multi-surface interface model for the analysis of masonry structures.

Journal of Structural Engineering, 123(7):660–668, 1997.

[103] Paulo B. Lourenço, Sensitivity analysis of masonry structures, Department of Civil Engineering University of Minho, Azurém, P-4800 Guimarães, Portugal

[104] L Ascione, L Feo, and F Fraternali. Load carrying capacity of 2D FRP/strengthened masonry structures. *Composites Part B: Engineering*, 36(8):619–626, 2005.

[105] G P A G Van Zijl and P A de Vries. Masonry wall crack control with carbon fiber reinforced polymer. *Journal of Composites for Construction*, 9(1):84–89, 2005.

[106] L G W Verhoef and G P A G van Zijl. Re-strengthening of brickwork to reduce crack width. *Advances in Engineering Software*, 33:49–57, 2002.

[107] E Grande, G Milani, and E Sacco. Modelling and analysis of FRP-strengthened masonry panels. *Engineering Structures*, 30:1842–1860, 2008.

[108] A Gabor, E Ferrier, E Jacquelin, and P Hamelin. Analysis of the in-plane shear behaviour of FRP reinforced hollow brick masonry walls. *Structural Engineering and Mechanics*, 19(3):237–260, 2005.

[109] A Gabor, A Bennani, E Jacquelin, and F Lebon. Modelling approaches of the inplane shear behaviour of unreinforced and FRP strengthened masonry panels. *Composite Structures*, 74:277–288, 2006.

[110] Petersen R.B., Masia M.J., Seracino R., In plane shear behavior of masonry panels strengthened with NSM CFRP strips: finite element model: *Composite construction*, 2010, 14(6):764-774

[111] Petersen R.B., Ismail N., Masia M.J., Ingham J.M., Finite element modelling of unreinforced masonry shear wallets strengthened using twisted steel bars, *Construction and Buildings*, 2012, 33:14-24

[112] Wang, Ghiassi, Oliveira, Lam C.C., Modelling the nonlinear behavior of masonry walls strengthened with textile reinforced mortars, *Engineering Structures* 13, (2017)11-24

[113] Wang C., Forth J.P., Nikitas N., Sarhosis V., Retrofitting of masonry walls by using a mortar joint technique; experiments and numerical validation, *Engineering Structures* 117, (2016), 58-70

[114] Basili, M, Marcari G., Vestroni, F. “Nonlinear analysis of masonry panels strengthened with textile reinforced mortar”. *Engineering Structures*, (2016) 113, pp. 245–258.

[115] Bertolesi E., Milani G., Poggi C., Simple numerical homogenization model for the non-linear static analysis of in-plane masonry walls strengthened with FRCM composites, *Composite Structures* 158, (2016), 291 – 307

[116] Garofano A., Ceroni F., Pecce M., Modelling of the in-plane behavior of masonry walls strengthened with polymeric grids embedded in cementitious mortar layers, *Composite Part B*, 85, (2016), 243-258

[117] Ferretti F., Incerti A., Ferracuti B., Mazzotti C., FRCM strengthened masonry panels: the role of mechanical anchorages and symmetric layouts, *Key Engineering Materials*, (2017), Vol. 747, pp334-341

[118] Van Zijl. Modeling masonry shear-compression: Role of dilatancy highlighted. *Journal of Engineering Mechanics*, 130(11):1289–1296, 2004.

[119] Atkinson R.H. and J.L. Noland, A proposed failure theory for brick masonry in compression, *Proceedings of third Canadian masonry symposium*, Edmonton, Canada, 1983, pp.5-1 to 5-17

[120] CEB-FIP Model code 1990, This design code for concrete structures is the result of a complete revision to the former Model Code 1978, which was produced jointly by CEB and FIP

[121] Petersen R. B, In plane shear behavior of unreinforced masonry panels strengthened with fibre reinforced

polymer strips, PhD Thesis, (2009). University of Newcastle, Australia

[122] R Van der Pluijm. Non-linear behavior of masonry under tension. *Heron*, 42(1): 25–54, 1997.

[123] R Van der Pluijm. Overview of deformation controlled combined tensile and shear tests. Report, rep.tue/cc0/98.20, Eindhoven Univ. of Technology, Eindhoven, The Netherlands, 1998.beLLO

[124] M J Masia, Y Han, and M R S Correa. Torsion testing for the characterization of the shear behavior of mortar joints in masonry. *Journal of the British Masonry Society Masonry International*, 19(2):77–88, 2006.

[125] M J Masia, Y Han, C J Player, M R S Correa, and A W Page. Torsion shear test for mortar joints in masonry: Preliminary experimental results. In *Tenth North American Masonry Conference*, St Louis, Missouri, U.S.A., June 2007.

[126] Claudia Brito de Carvalho Bello, Cecchi A., Meroi E., Oliveira D.V., Experimental and numerical Investigation on the behavior of masonry walls reinforced with an innovative sisal FRCM system, *Key Engineering Materials*, (2017), Vol. 747, pp190-195

[127] Mininno G., Ghiassi B., Oliveira D.V., Modelling of the in plane and out of plane performance of TRM strengthened masonry walls, *Key Engineering Materials*, (2017), Vol. 747, pp.60-68

[128] Mustafaraj, Yardim, Usage of ferrocement jacketing for strengthening of damage unreinforced masonry (URM) walls, *Third International Balkans Conference on challenges of Civil Engineering*, Tirana, 2016

[129] Carozzi F.G., Bellini A., D'Antino T., de Felice G. Focacci F., Hojdys L., Laghi L., Lanoye E., Micelli F., Panizza M., Poggi C., Experimental investigation of tensile and bond properties of Carbon-FRCM composites for strengthening masonry elements, *Composite Part B*, 128, (2017), 100-119.

[130] Lignola G. P., Caggegi C., Ceroni F., De Santis S., Krajewski P., Lourenço P.B., Morganti M., Papanicolaou C., Pellegrino C., Prota A., Zuccarino L., Performance assessment of basalt FRCM for retrofit applications on Masonry, *Composite Part B*, 128, (2017), 1-18