



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE

DOTTORATO DI RICERCA IN  
ARCHITETTURA

Curriculum

Strutture e Restauro dell'Architettura e del Patrimonio Culturale

CICLO XXXIII

COORDINATORE Prof. Giuseppe De Luca

Soluzioni tradizionali in legno per strategie innovative  
di protezione sismica del patrimonio costruito diffuso

Settore Scientifico Disciplinare ICAR/08

Dottoranda

Dott.ssa Miele Maria Teresa

Maria Teresa Miele

(firma)

Tutore

Prof. Tonietti Ugo

\_\_\_\_\_  
(firma)

Co-Tutore

Prof.ssa Rovero Luisa

\_\_\_\_\_  
(firma)

Coordinatore

Prof. De Luca Giuseppe

\_\_\_\_\_  
(firma)

Anni 2017/2020



XXIX

*Caminante, son tus huellas  
el camino, y nada mas;  
caminante, no hay camino,  
se hace camino al andar.[...]*

*Viandante, sono le tue impronte  
il cammino, e niente più,  
viandante, non c'è cammino,  
il cammino si fa andando.[...]*

Antonio Machado, Campos de  
Castilla, Extracto de Proverbios y  
Cantares, 1912



# Indice

Indice	iv
Lista delle figure	x
Lista delle tabelle	xxvi
<b>Capitolo 1</b>	<b>1</b>
<b>Introduzione</b>	<b>1</b>
1.1 Motivazione	1
1.2 Obiettivi e metodologia	2
1.3 Struttura della tesi	4
<b>Capitolo 2</b>	<b>7</b>
<b>La dorsale appenninica e le identità culturali a rischio</b>	<b>7</b>
2.1 Introduzione	7
2.2 L'Appennino	10
2.2.1 Geomorfologia	10
2.2.2 Sismicità	12
2.3 I borghi appenninici	15
2.3.1 Un patrimonio materiale e immateriale	15
2.3.2 Elementi di fragilità	17
2.4 La risorsa legno e le opportunità di sviluppo	22
2.4.1 Opportunità per la decarbonizzazione	22
2.4.2 Le opportunità per le filiere	24
2.5 Conclusioni	26

<b>Capitolo 3</b>	27
<b>Le Culture Sismiche Locali</b>	27
3.1 Introduzione	27
3.2 Il ruolo delle Culture Sismiche Locali: approccio reattivo e approccio preventivo	29
3.3 Provvedimenti sismo-resistenti	36
3.4 Le culture sismiche nel mondo: i dispositivi antisismici lignei	42
3.4.1 Muratura con inserti di legno	43
3.4.2 Muratura in pietrame o mattoni con cordoli in legno	44
3.4.3 Intelaiatura lignea con muratura in pietrame o mattoni	51
3.4.4 I sistemi ibridi	55
3.4.5 Intelaiatura lignea e muratura in fango o terra	61
3.5 Le Culture Sismiche Locali in Italia: i presidi antisismici lignei	64
3.6 I presidi antisismici lignei nei regolamenti emanati dopo i terremoti storici	67
3.6.1 Le “Reali Istruzioni per la Ricostruzione di Reggio” del 1783	68
3.6.2 Il Regolamento edilizio di Norcia del 24 aprile 1860	72
3.6.3 Regolamento edilizio di Casamicciola del 1884	73
3.6.4 Regio Decreto 18 aprile 1909	75
3.7 Conclusioni	77
<b>Capitolo 4</b>	
<b>Progettare un rinforzo sostenibile anche per l’identità dei luoghi</b>	79
4.1 Introduzione	79
4.2 Le varianti locali degli edifici in muratura: la distribuzione nell’Appennino	81
4.3 Le criticità fondamentali degli edifici in muratura	91
4.3.1 La risposta strutturale e i meccanismi di danno nelle murature storiche	93
4.4 Le tipologie di rinforzo esistenti: criticità e risorse	100
4.4.1 Strategie di rinforzo in legno: le proposte contemporanee	107
4.5 Conclusioni	115

<b>Capitolo 5</b>	116
<b>Il caso studio: il borgo rurale di Castelvetero sul Calore (AV)</b>	116
5.1 Il tracciato metodologico: i codici di pratica	116
5.2 Criteri per la selezione del caso studio	120
5.2.1 Legge di ricostruzione n.219/1981	121
5.2.2 Il codice di pratica di Castelvetero sul Calore	122
5.2.3 La sismicità storica e la geologia di sito	123
5.3 I caratteri costruttivi e loro evoluzione	127
5.4 La caratterizzazione meccanica delle murature locali	138
5.4.1 Il giudizio della qualità muraria attraverso metodo IQM	139
5.5 Analisi su campioni di malta e pietra locale	151
5.5.1 Le malte: composizione mineralogica, sezioni sottili e prove penetrometriche	150
5.5.2 Le pietre: composizione mineralogica, sezioni sottili	154
5.6 Conclusioni e valutazione dell'efficacia del rinforzo ligneo su una porzione di muro rappresentativo della tecnica costruttiva locale: il progetto sperimentale	156
<b>Capitolo 6</b>	161
<b>La sperimentazione: valutazione del comportamento a flessione verticale di un pannello murario</b>	161
6.1 Introduzione	161
<b>PARTE A - Il muro non rinforzato</b>	163
6.2 La caratterizzazione meccanica dei materiali: la malta, le pietre ed il legno	165
6.2.1 La malta	165
6.2.1.1 La malta: prove a flessione su tre punti	167
6.2.1.2 La malta: prove di compressione	180
6.2.3 La pietra: prove di compressione	204
6.2.4 Il legno	208
6.2.4.1 La caratterizzazione a macchina degli elementi lignei	210
6.2.4.2 Prove a flessione su quattro punti	213

6.3 Il pannello murario: geometrie e valutazione delle proprietà meccaniche	219
6.3.1 Il piano di prova	219
6.3.2 Le indagini soniche	223
6.4 Il programma sperimentale	233
6.4.1 Valutazione sperimentale del comportamento flessionale	234
6.4.2 Applicazione della Correlazione Digitale di Immagini (CDI)	242
<b>PARTE B - Il muro rinforzato con un telaio ligneo</b>	247
6.5 Il rinforzo ligneo	248
6.6 Il programma sperimentale	251
6.6.1 Valutazione sperimentale del comportamento flessionale	251
6.6.2 Applicazione della correlazione digitale di immagini	263
6.7 Valutazione e sintesi dei risultati sperimentali	267
<b>Capitolo 7</b>	267
<b>Analisi e interpretazioni dei risultati sperimentali tramite modellazioni analitiche e numeriche</b>	271
7.1 Introduzione	271
7.2 Formulazioni analitiche	272
7.2.1 Il giudizio della qualità muraria attraverso il metodo Indice di qualità murario (I.Q.M.)	273
7.2.2 Il muro non rinforzato	276
7.2.3 Il muro rinforzato con un telaio ligneo	291
7.3 Valutazioni tramite modellazione numerica FEM	295
7.4 Conclusioni	310
<b>Capitolo 8</b>	311
8.1 Valutazione e sintesi dei risultati ottenuti	311
8.2 Osservazioni conclusive e sviluppi futuri	314
<b>Riferimenti bibliografici</b>	318
<b>Ringraziamenti</b>	340
<b>Annesso A - Le culture sismiche locali nel mondo: l'utilizzo del legno</b>	





## Lista delle figure

Figura 2.1 - Distribuzioni di PGA (con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni). A sinistra: mappa di pericolosità sismica MPS04. A destra: mappa pericolosità sismica SHARE (da GSHAP).

Figura 2.2 - Terremoto Irpinia 1980. Lioni (AV). La sopraelevazione in cemento armato ha causato la totale disgregazione del sottostante edificio in muratura (immagini dall'archivio personale dell'autrice).

Figura 2.3 - Mappa del rischio sismico e dell'accelerazione sismica nel territorio italiano e datazione del patrimonio italiano (da Bellicini, 2012; elaborazione G. Torretta, L. Senziani).

Figura 3.1 - Il grafico esprime il rapporto tra la frequenza di un terremoto e la diffusione delle culture sismiche locali (CLS): a) terremoto endemico; b) terremoto isolato (rielaborata da Touliatos, 1992).

Figura 3.2 - Culture sismiche locali in funzione della frequenza e intensità dei terremoti (rielaborata da Ferrigni et al., 2005).

Figura 3.3 - Tipologia di approccio in funzione della frequenza di un terremoto.

Figura 3.4 - Cultura di risposta passiva in Indonesia (da Gruber, 2007).

Figura 3.5 - Isolatori sismici tradizionali Iran (da Michiels, 2015).

Figura 3.6 - Sistema costruttivo dell'isola di Lefkada (da Touliatos, 1992).

Figura 3.7 - Tessiture murarie con pietre ben lavorate a Cuzco, Perù (da Tonietti U.).

Figura 3.8 - Bilancieri pagode giapponesi (da Ferrigni et al., 2017).

Figura 3.9 - I diatoni nella compagine muraria permettono di aumentare la monoliticità di una parete (da Giuffrè, 1991).

Figura 3.10 - Contrafforti nella provincia di Evora, Portogallo (da Ortega et al., 2017).

Figura 3.11 - A sinistra: archi di contrasto Palermo (da Dipasquale, 2014); a destra: schema dell'incremento sismoresistente dato da speroni, archi di contrasto e corpi aggiunti (da Lagormarsino, Ugolini, 2005).

Figura 3.12 - A sinistra: muratura listata, Lamezia, Calabria (da Dipasquale 2014); a destra: radiciamenti lignei, Algeri (da Abdessemed- Foufa, 2005).

Figura 3.13 - Borgo in galleria, Lunigiana (da Pierotti, Uliveri, 2001).

Figura 3.14 - A sinistra: catena metallica e radiciamento ligneo (da Ing. Penna); a destra: in alto collegamenti in legno Nuwakot Durbar, Nepal (da Liberatore D.).

Figura 3.15 - A sinistra: Elementi lignei, Palazzo del Dey, Cittadella di Algeri (da Abdessemed-Foufa, 2005, 2016); a destra: elementi lignei nella medina di Fes (da Stefanini, 2020).

Figura 3.16 - A sinistra: radiciamenti lignei nell'aquilano (da Carocci, 2012); a destra: radiciamenti lignei rinvenuti dopo il terremoto del 2016 ad Accumoli (RI) (da D. Liberatore).

Figura 3.17 - Elemento di rinforzo tradizionale ligneo: la cerchiatura (da Ortega et al., 2017).

Figura 3.18 - A sinistra: sistema costruttivo Hatil, Turchia (da Inan, 2013); a destra: sistema costruttivo Cator e Cribbage (da Hughes, 2000).

Figura 3.19 - Sistema Koti Banal nella regione di Uttarakhand (da Rautela, Joshi 2007).

Figura 3.20 - Sistema costruttivo Taq, Srinagar (da Langenbach).

Figura 3.21 - Casa tradizionale del Nuristan, Afghanistan (da Szabo, Barfield 1991).

Figura 3.22 - A sinistra: tecnica costruttiva Bhatar (da Schacher 2007); a destra: Besham Fort, Pakistan (da Schacher 2007).

Figura 3.23 - Dettaglio angolare della tecnica costruttiva

Dugmeli, Turchia (da scheda Meda Corpus).

Figura 3.24 - Tracce di montanti lignei nella Villa di Ayia Triada (da Tsakanika, 2006).

Figura 3.25 - Tipica casa Dhajji dewari (da Ali et al., 2012).

Figura 3.26 - Tipica casa "Paianta", Romania (da Dutu et al. 2018).

Figura 3.27 - A sinistra: Sistema Pombalino, Portogallo (da Polletti, Vasconcelos 2015); a destra: in alto, frontal wall; in basso: dettaglio assonometrico del sistema pombalino (da Stellacci et al. 2018).

Figura 3.28 - In alto a sinistra e a destra: schema casa tradizionale di Lefkada; dettaglio del sistema costruttivo (da Vintzileou, Touliatos, 2005); in basso a sinistra: il ruolo del sistema ligneo (da Touliatos et al., 1995); in basso a destra: sistema costruttivo al piano terra di un edificio tradizionale di Lefkada (da Makarios, Demosthenous, 2005).

Figura 3.29 - Schema costruttivo casa tradizionale Maharashtra (da Revi, 1994).

Figura 3.30 - Sistema costruttivo Himis in Safranbolu, Karabük, Turchia (da Correia et al., 2014).

Figura 3.31 - Casa tradizionale Ohrid (da Tomovska, Radivojević 2017).

Figura 3.32 - Sistema costruttivo Maso, Cibiana di Cadore, Veneto (da: <http://rete.comuni-italiani.it/blog/14539>)

Figura 3.33 - A sinistra: sistema costruttivo Quincha, Lima, Perù (da Quinn, D'ayala 2014); a destra: sistema costruttivo Cile (da Palazzi, 2019).

Figura 3.33 - Sovrapposizione delle tipologie miste legno-muratura su mappa GSHAP, Global Seismic Hazard Assessment Program (GSHAP) (mappa da Giardini et al., 1999).

Figura 3.34 - A sinistra: opus craticium a Ercolano (NA); a destra: opus craticium a Pompei (NA) (immagini dell'autrice).

Figura 3.35 - A sinistra: casa rurale Vitulano (BN), tramezzatura di fustelli intrecciati; a destra: Palazzo Angelini a Buonalbergo (BN), porzione di muratura "alla beneventana" (da Ceniccola, 2014).

Figura 3.36 - Progetto di casa antisismica (da Vivienzo, 1783).

Figura 3.37 - Intelaiatura lignea Palazzo Vescovile di Mileto

(da Ruggieri, 2015).

Figura 3.38 - A sinistra: dettaglio baraccatura di una parete (da Reluis, 2017). A destra: modalità di connessione dei telai lignei.

Figura 3.39 - Piazza Maio, Ischia, Intelaiatura lignea (da ReLuis, 2017).

Figura 3.40 - Il grafico esprime la perdita di conoscenza delle culture sismiche locali in relazione ai processi industriali dal 1900. In ordinata sono riportate le culture sismiche locali (CSL), in ascissa il tempo in anni in cui si verifica un evento sismico.

Figura 4.1 - Schema riassuntivo delle tipologie lignee riscontrate in letteratura in relazione alle aree appenniniche.

Figura 4.2 - Mappa di pericolosità sismica MPS04 con sovrapposizione delle aree di studio selezionate. Distribuzioni di PGA (con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni) (da INGV).

Figura 4.3 - Archi di contrasto Liguria Occidentale (da Lagomarsino).

Figura 4.4 - Arco di contrasto, Aiola (MS), (da Niglio, Ulivieri 2005).

Figura 4.5 - Tecniche storiche di prevenzione sismica, Città di Castello (da Giovanetti, 1998).

Figura 4.6 - Speroni e archi di contrasto nella Valle dell'Aterno, Aquilano (da Carocci, 2012).

Figura 4.7 Esempi di baraccato aquilano rinvenuti a seguito del terremoto del 2009 (da Aloisio et al., 2019).

Figura 4.8 - A sinistra: arco di contrasto pre-terremoto Irpino, Lioni (AV); a destra: macerie post-terremoto Irpinia 1980. Testimonianza di cantonale con pietre squadrate (immagini dall'archivio personale dell'autrice).

Figura 4.9 - A sinistra: sistema baraccato nella provincia di Reggio Calabria (da Margagni, 2009); a destra: esempio di sistema Borbonico (da Ruggieri, 2016).

Figura 4.10 - Camera di sicurezza in "casa accapannata", Aci Catena. (da Margagni, 2009).

Figura 4.11 - Meccanismo di primo modo per inefficacia delle ammorsature d'angolo e sfilamento degli orizzontamenti (da Cangì, Giovanetti, 2012).

Figura 4.12 - Schema a sinistra: disgregazione muraria (da Giuffrè, 1993); al centro: comportamento a flessione verticale nel caso di pessima qualità muraria (Borri (a cura di) 2011); a destra: comportamento disgregativo, Accumoli (da Borri, De Maria 2019).

Figura 4.13 - A sinistra: Ribaltamento semplice di parete, schema (rielaborato da Beolchini) et al.2005; a destra: Ribaltamento semplice di parete, Lioni (AV) 1980.

Figura 4.14 - Ribaltamento composto di parete, Aquilano. Schema a sinistra (rielaborato da Beolchini et al., 2005).

Figura 4.15 - Flessione verticale di parete (da Reluis 2010). Schema a sinistra (rielaborato da Beolchini et al., 2005).

Figura 4.16 - Ribaltamento flessione orizzontale, S. Eusanio Forconese, Aquila. Schema a sinistra (rielaborato da Beolchini et al., 2005).

Figura 4.17 - Intervento di scuci e cuci (da Castori G.).

Figura 4.18 - A sinistra: diatoni artificiali a fiocco, Geosteel (da Kerakoll); a destra, in alto: tirantini antiesplulsivi (da Donà,(a cura di) 2011); a destra, in basso: Diatonos, Bossong (da Castori).

Figura 4.19 - A sinistra: inserimento di tiranti (da Mariani, 2006); a destra: trasformazione di travi lignee in catene (da Donà (a cura di), 2011).

Figura 4.20 - Controventature metalliche (da Cangì, Giovanetti, 2012).

Figura 4.21 - A sinistra: cerchiature realizzate con funi metalliche inseriti nei giunti di malta (da Claudio Modena et al., 2011); a destra: cerchiatura con SRG (steel reinforced grout) (da Castori).

Figura 4.22 - A sinistra: Muratura armata (da Donà (a cura di) 2011); a destra: muratura armata con rete di GFRP (da Borri et al., 2016).

Figura 4.23 - A sinistra: iniezioni di miscele leganti (da Donà (a cura di)2011); a destra: pareti armate con rete di GFRP (da Fibernet).

Figura 4.24 - A destra: tecnica reticulatus (da Castori); a sinistra: rinforzo mediante placcaggio con rete in fibra naturale di basalto e acciaio (da Kerakoll).

Figura 4.25 - Dettaglio del sistema C.A.M, (da Dolce et al.,

2001).

Figura 4.26 - Sistemi di prevenzione sismica: tiranti in ferro, casa baraccata e camera di sicurezza (da Pessa, 1895).

Figura 4.27 - A sinistra: particolare del telaio ligneo della chiesa di Maria SS. Assunta a Marcellinara (CZ); a destra: pianta della chiesa parrocchiale di Soranello (CZ) dall'archivio di stato di Catanzaro, Cassa Sacra, da cui si evince la griglia del rinforzo ligneo (da Ruggieri, 2021).

Figura 4.28 - Intelaiatura lignea come rinforzo muri di controvento, Palermo (da Giuffrè; Carocci, 1999).

Figura 4.29 - Rinforzo ligneo di muratura in mattoni (da Dizhur et al., 2017).

Figura 4.30 - Test diagonale di un pannello murario rinforzato con la tecnica reticolatus e legno lamellare CLT (da Borri et al., 2020).

Figura 4.31 - Prove cicliche quasi statiche su pannello rinforzato con telaio ligneo (da Guerrini et al. 2020).

Figura 4.32 - Prove sperimentali semi cicliche per azioni fuori dal piano con legno estradosso (a sinistra) e intradosso (a destra) (da Cassol et al., 2020).

Figura 5.1 - Criteri di selezione del caso studio: il borgo di Castelvete sul Calore (AV).

Figura 5.2 - Scenario post-sismico Lioni (AV). Parte del patrimonio costruttivo - e quindi identità culturale del paese - era ancora parzialmente integro e recuperabile (immagine dall'archivio personale dell'autrice).

Figura 5.3 - Affioramenti arenacei nel borgo storico di Castelvete sul Calore (AV) (immagini dell'autrice).

Figura 5.4 - In alto: spettri di risposta elastici per categoria di sottosuolo B (da PUC 2018); a sinistra: mappa di pericolosità sismica: accelerazioni spettrali di sito (INGV).

Figura 5.5 - Fasi di sviluppo del borgo di Castelvete sul Calore rielaborato da Giuffrè et al., 1988).

Figura 5.6 - Viste del nucleo storico "la cittadella" (immagini dell'autrice).

Figura 5.7 - Tipologie edilizie: a) Casa isolata su pendio (I); b) Casa isolata a profferlo (P); c) Tamponamento di casa a profferlo (da Giuffrè, 1988).

Figura 5.8 - A sinistra: casa a profferlo; a destra: casa a profferlo tamponata (immagini acquisite dall'autrice).

Figura 5.9 - Individuazione di scale a profferlo e radiciamenti lignei (elaborato a cura dell'autrice).

Figura 5.10 - Dettagli di radiciamenti lignei del borgo storico (immagini acquisite dall'autrice).

Figura 5.11 - A sinistra: presenza di catene; a destra: sperone murario (immagini acquisite dall'autrice).

Figura 5.12 - a) presenza di sopraelevazioni incongrue; b) corpi aggiunti incongrui; c) operazioni di ampliamento di aperture ed edifici in avanzato stato di degrado (immagini acquisite dall'autrice).

Figura 5.13 - Sezioni murarie diffuse a Castelvetere sul Calore (da Giuffrè 1988).

Figura 5.14 - in alto: tramezzatura in legno; a destra: "cantonate" con pietre non squadrate e debolmente ammorsate (immagini acquisite dall'autrice).

Figura 5.15 - a) tetto ad una falda con orditura delle travi di falda perpendicolare alla facciata;

b) tetto ad una falda con orditura delle travi di falda parallela alla facciata;

c) tetto a doppia falda con orditura delle travi di falda perpendicolari alla facciata (disegni da Giuffrè 1988).

Figura 5.16 - Interventi di riqualificazione nell'ambito del progetto "I villaggi della tradizione" (da Verderosa, 2020), A destra: parte del Borgo riqualificato (immagine dell'autrice).

Figura 5.17 - Localizzazione delle murature selezionate per l'applicazione del metodo I.Q.M..

Figura 5.18 - Analisi penetrometriche su murature: M1, M2, M3, M4, M5.

Figura 5.19 - Sezione lucida di M1 malta (a sinistra).

Figura 5.20 - Immagine in sezione sottile osservata al microscopio ottico in luce trasmessa polarizzata (a destra).

Figura 5.21 - Spettro XRD del campione M1 malta.

Figura 5.22 - Sezione lucida di M2 malta (a sinistra).

Figura 5.23 - Immagine in sezione sottile osservata al microscopio ottico in luce trasmessa polarizzata (a destra).

Figura 5.24 - Spettro XRD del campione M1 malta.

Figura 5.25 - Sezione lucida di M1 pietra (a sinistra).

Figura 5.26 - Immagine in sezione sottile osservata al microscopio ottico in luce trasmessa polarizzata (a destra).

Figura 5.27 - Spettro XRD del campione M1 pietra.

Figura 5.28 - Sezione lucida di M2 pietra (a sinistra).

Figura 5.29 - Immagine in sezione sottile osservata al microscopio ottico in luce trasmessa polarizzata (a destra).

Figura 5.30 - Spettro XRD del campione M2 pietra.

Figura 5.31 - A sinistra: immagine esemplificativa della tipologia di rinforzo; a destra, schema del prototipo da validare sperimentalmente: pannello murario non rinforzato e pannello murario rinforzato con un modulo del telaio ligneo.

Figura 5.32 - Probabilità di diffusione in Italia del legno *Castanea sativa* mill. (a sinistra) e habitat ideale alla sua sopravvivenza (a destra) (da Conedera et al. 2016).

Figura 6.1 - Casseratura e scasseratura dei campioni di malta.

Figura 6.2 - Pannello murario: suddivisione delle campionature dei provini di malta in funzione dei differenti lotti di impasto (a sinistra); fasi costruzione pannello murario (a destra).

Figura 6.3 - Provino FsM01: diagramma carico freccia (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.4 - Provino FsM02: diagramma carico freccia (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.5 - Provino FsM03: diagramma carico freccia (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.6 - Provino FsM04: diagramma carico freccia (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.7 - Provino FsM05: diagramma carico freccia (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.8 - Provino FsM06: diagramma carico freccia (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.9 - Provino FsM07: diagramma carico freccia (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.10 - Provino FsM08: diagramma carico freccia (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.11 - Provino FsM09: diagramma carico freccia (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.12 - Grafici carico-freccia relativi al primo secondo e terzo lotto di impasto di malta, ossia alla prima fase di realizzazione del pannello murario.

Figura 6.13 - Provino FsM10: diagramma carico freccia (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.14 - Provino FsM11: diagramma carico freccia (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.15 - Provino FsM12: diagramma carico freccia (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.16 - Provino FsM13: diagramma carico freccia (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.17 - Provino FsM14: diagramma carico freccia (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.18 - Provino FsM15: diagramma carico freccia (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.19 - Provino FsM16: diagramma carico freccia (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.20 - Provino FsM17: diagramma carico freccia (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.21 - Provino FsM18: diagramma carico freccia (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.22 - Grafici carico-freccia relativi al quarto quinto e sesto lotto di impasto di malta, ossia alla seconda fase di esecuzione del pannello murario.

Figura 6.23 - Grafici carico-freccia totali relativi alla prima e alla seconda fase di esecuzione del pannello murario.

Figura 6.24 - Individuazione dei punti caratteristici del percorso di equilibrio.

Figura 6.25 - Provini CsMo1a, CsMo1b: diagramma tensione-deformazione (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.26 - Provini CsMo2a, CsMo2b: diagramma tensione-deformazione (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.27 - Provini CsMo3a, CsMo3b: diagramma tensione-deformazione (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.28 - Provini CsMo4a, CsMo4b: diagramma tensione-deformazione (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.29 - Provini CsMo5a, CsMo5b: diagramma tensione-deformazione (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.30 - Provini CsMo6a, CsMo6b: diagramma tensione-deformazione (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.31 - Provini CsMo7a, CsMo7b: diagramma tensione-deformazione (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.32 - Provini CsMo8a, CsMo8b: diagramma tensione-deformazione (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.33 - Provini CsMo9a, CsMo9b: diagramma tensione-deformazione (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.34 - Provini CsM10a, CsM10b: diagramma tensione-deformazione (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.35 - Provini CsM11a, CsM11b: diagramma tensione-deformazione (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.36 - Provini CsM12a, CsM12b: diagramma tensione-deformazione (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.37 - Provini CsM13a, CsM13b: diagramma tensione-deformazione (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.38 - Provini CsM14a, CsM14b: diagramma tensione-deformazione (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.39 - Provini CsM15a, CsM15b: diagramma tensione-deformazione (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.40 - Provini CsM16a, CsM16b: diagramma tensione-deformazione (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.41 - Provini CsM17a, CsM17b: diagramma tensione-deformazione (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.42 - Provini CsM18a, CsM18b: diagramma tensione-deformazione (a sinistra) e immagini a inizio e fine prova (sotto).

Figura 6.43 - a) grafici tensione-deformazione relativi primo, secondo e terzo lotto di impasto di malta, ossia alla prima fase di realizzazione del pannello murario; b) grafici tensione-deformazione relativi quarto, quinto e sesto lotto di impasto di malta.

Figura 6.44 - Grafici riassuntivi tensione-deformazione da prove di compressione su provini di malte di calce idrata.

Figura 6.45 - Campioni di pietra locale.

Figura 6.46 - Grafici tensione- deformazione derivanti da prove di compressione monoassiale: a) Co1; b) Co2; c) Co3; d) Co4 (nella pagina successiva); e) Co5 (nella pagina successiva).

Figura 6.47 - Grafici tensione- deformazione derivanti da prove di compressione monoassiale: da Co1 a Co5.

Figura 6.48 - Curve tensione-deformazione legno di conifera: - curva "a" : per tensioni di trazione parallele alla direzione delle fibre, - curva "b" : per tensioni di compressione parallele alla direzione delle fibre, - curva "c" : per tensioni di trazione ortogonali alla direzione delle fibre, - curva "b" : per tensioni di compressione ortogonali alla direzione delle fibre (tratto da Piazza et al., 2005).

Figura 6.49 - Strumentazione per la classificazione del legno ViSCAN - FMME.

Figura 6.50 - Classificazione a macchina di un elemento ligneo.

Figura 6.51 - Schema prova sperimentale a flessione a quattro punti secondo EN 408 (da Brunetti M.).

Figura 6.52 - Macchina di prova Zwick/Roell Z600 presso il CNR-IBE di Firenze (a sinistra); sezioni di campioni per calcolo del contenuto di umidità (a destra).

Figura 6.53 - Grafico riassuntivo carico-spostamento prove a flessione su quattro punti campioni LO1- LO6.

Figura 6.54 - Pannello in situ: acquisizione materiale lapideo.

Figura 6.55 - Sottostruttura fissa del piano di prova.

Figura 6.56 - Sottostrutture mobili del piano di prova.

Figura 6.57 - Il piano di prova: a) e b) sottostruttura mobile che permette la rotazione della piastra; c) elemento di vincolo alla base; d) elemento di vincolo in sommità; e) e f) travi di

contrasto per il sistema di spinta; g) martinetto; h) Sistema di ripartizione del carico con profilato UPN100.

Figura 6.58 - a) Strumentazione per indagini soniche; b) Analisi dirette trasversali c) Analisi indirette superficiali.

Figura 6.59 Schema sintetico delle indagini soniche. a) Analisi diretta trasversale; b) Analisi diretta longitudinale; c) Analisi indiretta superficiale; d) Analisi diretta diagonale.

Figura 6.60 - (a destra) plottaggio dati dell'analisi diretta trasversale lato A.

Figura 6.61 - (a destra) media delle velocità per ogni punto analizzato. Non è un'interpolazione di dati, ma è una restituzione puntuale delle velocità medie.

Figura 6.62 - (a destra) plottaggio dati dell'analisi indiretta superficiale.

Figura 6.63 - Plottaggio dati dell'analisi diretta diagonale.

Figura 6.64 - A sinistra: lato A pannello murario; al centro: lato B pannello; a destra: lato D pannello.

Figura 6.65 - a sinistra: schema di posizionamento dei trasduttori su lato C del pannello; a destra: vista trasduttori dal lato D del pannello.

Figura 6.66 - Diagrammi carico spostamento medi relativi ai canali posti alla medesima quota: a) canali 1-2 sommità; b) canali 3-4 mezzeria c) canali 5-6 base.

Figura 6.67 - Quadro fessurativo lato A del pannello murario.

Figura 6.68 - Quadro fessurativo lato B del pannello murario.

Figura 6.69 - Diagrammi carico-spostamento medi relativi alle coppie di trasduttori posti alla medesima quota (1-2 sommità, 3-4 mezzeria, 5-6 base) e sovrapposti ai relativi involucri.

Figura 6.70 - Massimi spostamenti registrati a fine sperimentazione per lato B (a sinistra) e lato D (a destra).

Figura 6.71 - a) evoluzione spostamenti massimi per ogni ciclo di carico e scarico; b) confronto tra media canali 1-3-5 (a sinistra) del pannello (lato C) e 2-4-6 (a destra).

Figura 6.72 - Schema del funzionamento della CDI (da Pin et al., 2009).

Figura 6.73 - a) allestimento pannello per CDI; b) dettaglio "speckle" di riferimento; c) schema planimetrico CDI; d) settaggio prova CDI.

Figura 6.74 - Confronti tra i risultati dell'analisi CDI condotta:

a) fase iniziale della prova sperimentale e relativo stato non fessurato del pannello (a destra); b) fase conclusiva della prova sperimentale e relativo pannello fessurato (a destra).

Figura 6.75 - a) schema del rinforzo globale; b) dettaglio costruttivo del rinforzo ligneo.

Figura 6.76 - Fase di allestimento rinforzo ligneo: a) realizzazione fori; b) iniezioni dei connettori metallici; c) posizionamento dei telai lignei; d) bullonatura e ancoraggio nodi strutturali; e), f) dettagli ancoraggi.

Figura 6.77 - Diagrammi carico-spostamento del pannello rinforzato relativi ai canali posti alla medesima quota: a) canali 1-2 sommità; b) canali 3-4 mezzeria c) canali 5-6 base.  $L_i$  e  $L_f$ , rappresentano rispettivamente il punto iniziale e finale di ogni tratto.  $L'$  rappresenta in punto tra l'intersezione apparente della retta tangente al ramo elastico e l'ordinta del punto di carico massimo  $M$ .

Figura 6.78 - Sovrapposizione dei diagrammi carico-spostamento del pannello rinforzato relativi ai canali canali 1-2 in sommità, canali 3-4 in mezzeria, canali 5-6 alla base.

Figura 6.79 - Sovrapposizione degli involucri dei diagrammi sperimentali di carico-spostamento e quelli relativi a due elementi lignei soggetti ad un carico concentrato in mezzeria.

Figura 6.80 - Quadro fessurativo del pannello rinforzato con un telaio ligneo (TR), Lato A (in alto). Sovrapposizione del quadro fessurativo TR e di quello della del pannello NR (indicato in nero). A sinistra: a) quadro fessurativo lato A; b) dettaglio lesione lato A-lato B; c), d) dettaglio deformazione degli ancoraggi; e) dettaglio quadro fessurativo lato A.

Figura 6.81 - a) quadro fessurativo lato D; b) dettaglio quadro fessurativo lato D del nodo muratura-ancoraggio-legno; c) dettaglio quadro fessurativo nodo muratura-ancoraggio-legno; d) quadro fessurativo lato B; e) dettaglio quadro fessurativo lato B in mezzeria; f) dettaglio quadro fessurativo lato D in mezzeria. A destra: quadro fessurativo nei lati B e D del pannello.

Figura 6.82 - a) evoluzione spostamenti massimi (media canali) per ogni ciclo di carico e scarico; b) inset evoluzione spostamenti massimi per ogni ciclo di carico e scarico.

Figura 6.83 - Massimi spostamenti registrati a fine

sperimentazione per lato B (a sinistra) e lato D (a destra).

Figura 6.84 - Storia degli spostamenti massimi per i canali 1-3-5 e canali 2-4-6.

Figura 6.85 - Confronto tra i risultati dell'analisi CDI condotta sulla sola porzione di muratura: a) fase iniziale della prova sperimentale e relativo stato non fessurato del pannello (a destra); b) fase conclusiva della prova sperimentale e relativo pannello fessurato (a destra).

Figura 6.86 - Confronto tra i risultati dell'analisi CDI condotta sulla sola porzione del telaio ligneo: a) fase iniziale della prova sperimentale e relativo stato non deformato del legno (a destra); b) fase conclusiva della prova sperimentale e relativo stato deformato (a destra).

Figura 6.87 - a) Confronto tra i grafici carico-spostamento (in mezzeria) del pannello NR (rosso) e quello TR (blu); b) inset del confronto tra i grafici carico-spostamento NR e TR.

Figura 6.88 - Confronto tra la storia degli spostamenti massimi del pannello non rinforzato (NR) e di quello rinforzato con il telaio ligneo (TR).

Figura 7.1 - Sfilamento degli orizzontamenti (da Giuffrè, 1993).

Figura 7.2 - Applicazione del metodo dell'I.Q.M. sul pannello murario e calcolo della linea minima di tracciato (LMT).

Figura 7.3 - Modello a blocchi rigidi (da Heyman, 1982).

Figura 7.4 - Schema di calcolo per flessione verticale.

Figura 7.5 - Catena cinematica per flessione verticale.

Figura 7.6 - A sinistra: parametri per la definizione della pericolosità sismica di Castelvete sul Calore; a destra: spettri di risposta per lo stato limite di danno (SLD).

Figura 7.7 - A sinistra: parametri per la definizione della pericolosità sismica di Castelvete sul Calore allo SLV; a destra: spettri di risposta per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita umana (SLV).

Figura 7.8 - Schema cinematico a flessione verticale per: a) caso 1: cerniera all'estremità; b) caso 2: cerniera arretrata con resistenza a compressione finita.

Figura 7.9 - Arretramento della cerniera nel punto C'.

Figura 7.10 Curva di capacità e domanda di spostamento spettrale. a) In alto: caso 1- cerniera posizionata all'estremità. Curva di capacità e domanda di spostamento spettrale. b) In

basso: caso 2- cerniera arretrata con resistenza a compressione finita.

Figura 7.11 - Schema statico del pannello oggetto di sperimentazione.

Figura 7.12 - Schema di riferimento per il calcolo della flessione retta di una sezione composta: a) flessione retta di un sistema composto e il diagramma delle tensioni con relative forze equivalenti; b) diagramma tridimensionale di andamento delle tensioni di flessione retta del sistema composto (pagina successiva).

Figura 7.13 - Deflessione nello schema statico equivalente di una trave doppiamente appoggiata.

Figura 7.14 - A sinistra: modello semplificato del muro integro non rinforzato. Distanza tra gli appoggi. A destra: modello semplificato del muro lesionato

Figura 7.15 - a) vincolo centrale (in rosso) e piastra di ripartizione (in grigio); b) condizioni di vincolo del modello NR. e rinforzato con telaio ligneo e ancoraggi metallici.

Figura 7.16 - Diagramma tensione-deformazione descrivente il comportamento a trazione del pannello murario.

Figura 7.17 - Diagrammi carico-spostamento: relazione tra curva relativa alla sperimentazione NR (canali 3-4) e curve derivanti dalle combinazioni di resistenza massima e residua.

Figura 7.18 - Diagramma carico-spostamento: relazione tra curva relativa alla sperimentazione NR (canali 3-4) e curva derivante dalle combinazioni di resistenza massima e residua.

Figura 7.19 - Spostamenti in direzione Z (verticale) alla presenza della sola forza di gravità.

Figura 7.20 - a) spostamenti in direzione Z (verticale); b) spostamenti in direzione Y per carico pari a 4,088 kN.

Figura 7.21 - a) quadro fessurativo per carico pari a 4,088 kN nella fase di tensione post-picco; b) quadro fessurativo per carico di picco pari a 4,376 kN.

Figura 7.22 - Modello FEM del pannello rinforzato con un telaio ligneo.

Figura 7.23 - a) "3D surface interface" tra pannello murario ed elementi lignei; b) "3D point interface" nei punti di contatto tra gli ancoraggi, elementi lignei e muratura.

Figura 7.24 - a) interfaccia di unione tra i macro-blocchi del

pannello; b) interfaccia di separazione tra i macro-blocchi.

Figura 7.25 - Diagramma carico-spostamento: relazione tra curva relativa alla sperimentazione TR (canali 3-4, in blu) e curva derivante da modellazione FEM (in rosso).

Figura 7.26 - a) Spostamenti in direzione Z (verticale); b) spostamenti in direzione Y per carico pari a 2,99 kN.

Figura 7.27 - a) ampiezza lesioni per carico pari a 4,45 kN; b) ampiezza lesioni per carico pari a 5,27 kN.

Figura 7.28 - a) ampiezza lesioni per carico pari a 8,96 kN; b) ampiezza lesioni per carico pari a 12,63 kN.

Figura 7.29 - a) quadro fessurativo per carico pari a 7,08 kN. b) stato tensionale del pannello rinforzato in direzione Z.

Figura 7.30 - a) stato tensionale per trazione degli ancoraggi metallici; b) inset stato tensionale ancoraggi alla base.

## Lista delle tabelle

Tabella 2.1 - Classificazione vigente dei comuni (da SDMC, 2017).

Tabella 2.2 - Superficie in % a rischio sismico in Italia e nell'Appennino (dati da Symbola, 2017).

Tabella 2.3 - Elaborazione dati su tipologia edilizia (in alto, a sinistra) ed epoca di costruzione (in alto, a destra)(da Istat 2011); in basso: stima del numero di edifici ad uso residenziale (da SDCM, 2017).

Tabella 3.1 - Schema riassuntivo delle culture sismiche diffuse nel mondo.

Tabella 4.1 - Tabella indicativa delle accelerazioni massime al suolo per le aree di analisi selezionate, redatta dalla consultazione della Mappa interattiva di pericolosità sismica MPS04-S1 ([esse1-gis.mi.ingv](http://esse1-gis.mi.ingv.it), INGV).

Tabella 4.2 - (nella pagina successiva) Schema riassuntivo degli interventi esistenti in relazione alle modalità di danno e al contributo che offrono da un punto di vista meccanico.

Tabella 5.1 - Lista dei principali terremoti nell'area Irpina (CFTI15)

Tabella 5.2 - Coefficienti correttivi  $r_V$ ,  $r_{FP}$ ,  $r_{NP}$  per la malta (MA.).

Tabella 5.3 - Punteggi da attribuire per il calcolo dell'I.Q.M. (da Borri et al., 2011).

Tabella 5.4 - Attribuzione delle categorie murarie in funzione dei punteggi ottenuti (da Borri et al., 2011).

Tabella 5.5 - Applicazione I.Q.M su muratura M1\_334.

Tabella 5.6 - Applicazione I.Q.M su muratura M2\_334.

Tabella 5.7 - Applicazione I.Q.M su muratura M\_356.

Tabella 5.8 - Applicazione I.Q.M su muratura M\_357.

Tabella 5.9 - Applicazione I.Q.M su muratura M\_1511.

Tabella 5.10 - Applicazione I.Q.M su muratura M\_363.

Tabella 5.11 - Risultati analisi penetrometriche.

Tabella 6.1 - Caratteristiche dimensionali dei campioni analizzati. Si indica con:  $b$ = base del provino;  $h$ = altezza del provino;  $L$ = lunghezza del provino;  $P$ =peso;  $V$ =volume;  $l$ = distanza tra gli appoggi;  $\gamma$ = peso specifico.

Tabella 6.2- Risultati delle prove di flessione per tre punti su malta di calce idrata e inerti di origine vulcanica. Si indica con:  $b$ = base del provino;  $h$ = altezza del provino;  $L$ = lunghezza del provino;  $P$ =peso;  $V$ =volume;  $l$ = distanza tra gli appoggi;  $\gamma$ = peso specifico;  $F_{max}$  = carico massimo e  $f_{fm}$ =resistenza a flessione.

Tabella 6.3 - Risultati prove di compressione condotte su provini di malta di calce idrata e inerti di pomice.  $A$ = area del provino;  $F_{max}$  = carico massimo raggiunto;  $E_m$  = modulo elastico;  $f_{cm}$ = resistenza a compressione;  $\mu_c$ = duttilità cinematica;  $\mu_{cd}$  = duttilità cinematica disponibile.

Tabella 6.4 - Risultati prove di compressione condotte su provini di pietra locale.  $b$ = lato del provino;  $d$ =lato del provino;  $l$ =lunghezza del provino;  $A$ = area del provino;  $F_{max}$  = carico massimo raggiunto;  $E_b$ = modulo elastico;  $f_{cb}$  = resistenza a compressione;  $\mu_c$ = duttilità cinematica;  $\mu_{cd}$  = duttilità cinematica disponibile.

Tabella 6.5 - Caratteristiche geometriche e risultati classificazione a macchina Viscan degli elementi lignei:  $b$ = base elemento ligneo;  $h$ =altezza elemento ligneo;  $l$ =lunghezza dell'elemento ligneo;  $P$ =peso;  $\rho$ =densità;  $U$ =umidità;  $T$ = temperatura;  $f$ =frequenza di vibrazione;  $IP\_MOE$ = momento elastico dinamico;  $E_{o,dyn}$ =modulo elastico dinamico.

Tabella 6.6 - Calcolo del MOR (Module of Rupture), vvero della resistenza a flessione  $F_m$  e della  $F_m$  riferito allo spessore di 150 mm:  $a$ =distanza tra il punto di applicazione di carico e il supporto;  $l$ = distanza tra appoggi;  $b$ =base della sezione dell'elemento;  $h$ =altezza della sezione dell'elemento;  $h_{nom}$  = altezza

nominale dell'elemento ligneo;  $k$ = rigidezza;  $F_{max}$  = carico massimo di rottura;  $F_m$  =valore di resistenza a flessione;  $F_{m150}$  = valore di resistenza a flessione sono inoltre stati conformati a valori di spessore di riferimento pari a 150 mm.

Tabella 6.7 - Calcolo del MOE (Module of Elasticity), ovvero il modulo elastico locale e globale (MOE<sub>lo</sub> e MOE<sub>gl</sub>) calcolati considerato il contenuto di umidità al 12%.

Tabella 6.8 - Calcolo della massa volumica su sezione di campione di ogni elemento ligneo.  $l$ =lunghezza sezione campione;  $b$ ) base sezione campione;  $h$ =altezza sezione campione;  $P_{eq}$  = massa campione pre-cella;  $P_{an}$  =massa campione post-cella;  $MV$ =massa volumica;  $U$ =umidità;  $MV$ =massa volumica al contenuto di umidità del 12%.

Tabella 6.9 - Risultati prove soniche (continua a pagina successiva): a) analisi dirette lato A; b) analisi dirette lato B; c) analisi indirette lato A; d) analisi dirette diagonali.

Tabella 6.10 - (in alto) grafico e media valori analisi diretta lato A.

Tabella 6.11 - (in alto) grafico e media valori analisi diretta lato B.

Tabella 6.12 - (in alto) grafico e media valori analisi indiretta superficiale lato A.

Tabella 6.13 - (in alto e a sinistra) grafico e media valori analisi diagonale Lato A.

Tabella 6.14 - Media valori del modulo elastico.

Tabella 6.15 - Calcolo del peso specifico della muratura.

Tabella 6.16 - Caratteristiche dei trasduttori.

Tabella 6.17 - Valori di rigidezza  $k$ , duttilità cinematica  $\mu_c$  e duttilità cinematica disponibile  $\mu_{cd}$ . Si indica con  $P_{max}$  = il carico massimo ottenuto sperimentalmente;  $\Delta_M$  = lo spostamento relativo al carico massimo;  $\Delta_L$  = rappresenta il punto in ascissa derivante dall'intersezione della retta tangente alla curva P-d e l'ordinata del punto M, ossia il carico  $P_{max}$  raggiunto.

Tabella 6.18 - Parametri impostati per l'analisi CDI del pannello NR.

Tabella 6.19 - Sintesi dei test sperimentali condotti sui materiali costituenti la muratura, gli elementi lignei e delle informazioni da scheda tecnica dei connettori metallici. Si indica con  $\gamma$ =peso specifico;  $f_{fbm}$ =resistenza a flessione;  $f_{t}$  resistenza

a trazione;  $E_m$  = modulo elastico;  $E_{10,12}$  = modulo elastico locale, considerato il contenuto di umidità al 12%;  $\emptyset$  = diametro;  $S_{tot}$  = lunghezza ancoraggi.

Tabella 6.20 - Valori di duttilità cinematica e rigidezza riferiti ad ogni tratto identificato dai grafici carico-spostamento per i canali 1-2 (in sommità); canali 3-4 (in mezzeria); canali 5-6 (alla base). Si riportano i dati di duttilità cinematica calcolati per il primo tratto ( $\mu_c$ ), per il sistema globale ( $\mu_{c, glo}$ ) e le rigidezze  $k$  per ogni tratto identificato. Si indica con  $P_{max}$  = il carico massimo ottenuto sperimentalmente;  $\Delta_{MI}$  = lo spostamento relativo al carico massimo del I tratto;  $\Delta_L$  = rappresenta il punto in ascissa derivante dall'intersezione della retta tangente alla curva  $P-\delta$  e l'ordinata del punto M, ossia il carico  $P_{max}$  raggiunto nel I tratto;  $\Delta_{M, glo}$  = lo spostamento relativo al carico massimo dell'intero sistema;  $\Delta_{L, glo}$  = rappresenta il punto in ascissa derivante dall'intersezione della retta tangente alla curva  $P-\delta$  e l'ordinata del punto M, ossia il carico  $P_{max}$  raggiunto globalmente.

Tabella 6.21 - Parametri impostati per l'analisi CDI del pannello murario rinforzato (solo area pannello).

Tabella 6.22 - Parametri impostati per l'analisi CDI del pannello murario rinforzato (solo area legno).

Tabella 6.23 - Dati relativi ai carichi massimi raggiunti nelle due sperimentazioni e ai relativi spostamenti per i canali 1-2(sommità), 3-4(mezzeria), 5-6 (alla base). E valore di spostamento nel diagramma TR a parità di carico massimo del NR. Si indica con  $P$ =carico;  $\Delta_M$ = spostamento massimo;  $\Delta_L$ = rappresenta il punto in ascissa derivante dall'intersezione della retta tangente alla curva  $P-\delta$  e l'ordinata del punto M, ossia il carico  $P_{max}$  raggiunto;  $\mu_c$ = duttilità cinematica;  $k$ =rigidezza.

Tabella 6.24 - Dati relativi ai carichi massimi raggiunti nelle due sperimentazioni e ai relativi spostamenti per i canali 1-2 (in sommità), 3-4 (in mezzeria), 5-6 (alla base). Si riporta il valore di spostamento nel diagramma TR a parità di carico massimo del NR. Si indica con  $P$ = carico;  $\delta$ = spostamento relativo al carico  $P$ .

Tabella 7.1 - Risultati derivanti dall'applicazione del metodo I.Q.M.

Tabella 7.2 - Geometria e azioni del meccanismo di flessione verticale.

Tabella 7.3- Parametri per la verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno (SLD).

Tabella 7.4 - Caratteristiche pannello murario per calcolo arretramento della cerniera.

Tabella 7.5 - Dati riassuntivi dell'analisi cinematica lineare relativi ai due casi in esame: a) caso 1: cerniera non arretrata; b) caso 2: cerniera arretrata. Si indica con  $M^*$ : massa partecipante al cinematisimo;  $\alpha$ = moltiplicatore orizzontale dei carichi;  $a_o^*$ : accelerazione di attivazione del meccanismo;  $a_s^*$ =accelerazione spettrale secante;  $d_u^*$ = capacità di spostamento ultimo;  $d_o^*$  = spostamento spettrale del sistema equivalente;  $T_s$ =periodo secante;  $Se(T_s)$ = spettro di risposta elastico in accelerazione in corrispondenza del periodo secante  $T_s$ ;  $SDe(T_s)$ = spettro di risposta elastico in spostamento in corrispondenza del periodo secante  $T_s$ ;  $T_1$ = il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura considerata;  $Se(T_1)$ = spettro di risposta elastico in corrispondenza del periodo fondamentale della struttura  $T_1$ ;  $SDe(T_1)$ = spettro di risposta elastico in spostamenti al periodo  $T_1$ .

Tabella 7.6 - Dati riassuntivi per il calcolo delle reazioni vincolari, del momento flettente e di taglio.  $a$ = distanza dal carrello alla base e il carrello in A;-  $b$ = distanza dai carrelli in A e B e l'applicazione del carico in C;-  $c$ = distanza dal carrello B in sommità e l'estremità del sistema;-  $P$ = carico applicato in mezzeria;-  $F_\mu$  = forza di attrito applicata alla base del sistema; -  $Y_B$ = reazione vincolare in B;-  $Y_A$ = reazione vincolare in A;-  $M_{(A)}$ = valore del momento flettente in A;-  $M_{(C)}$ = valore del momento flettente in C;-  $T_{(A)}$ = valore di taglio in A;-  $T_{(C)}$ = valore di taglio in C;-  $\mu_s$ = coefficiente di attrito statico acciaio-acciaio.

Tabella 7.7 - Dati riassuntivi per il calcolo delle sezione composta muratura-legno, dove:  $s$ : spessore del pannello murario;  $A_m$  = area pannello murario;  $Al_{tot}$  = area totale dei due regoli 10x10 cm;  $B$ = larghezza del pannello murario;  $H$ = altezza totale del pannello rinforzato;  $h$ = altezza utile della sezione;  $x_c$ = distanza dell'asse neutro dal lembo compresso;  $L$ = lunghezza del pannello murario;  $\eta$ =coefficiente di omogeneizzazione dato dal rapporto  $E_l/E_m$ ;  $E_l$ =modulo elastico del legno di cals-

se C35, da EN - 338;  $E_m$  = modulo elastico muratura da NTC 2018 (tabella C.8.5.I);  $J^*$  = momento d'inerzia della sezione composta rispetto all'asse baricentrico;  $Y_G$  = distanza dell'asse baricentrico dal lembo compresso;  $P$  = valore del carico, da sperimentazione, pari alla fine del tratto elastico;  $M$  = momento flettente relativo al carico  $P$ ;  $\sigma_l$  = tensione del legno;  $\sigma_m$  = tensione della muratura;  $\delta$  = freccia elastica del sistema composto.

Tabella 7.8 - Caratteristiche tecniche del pannello murario (NR) impostate nel modello FEM.

Tabella 7.9 - Caratteristiche tecniche del pannello murario rinforzato (TR) impostate nel modello FEM.

Tabella 7.10 - Caratteristiche delle tipologie di interfaccia adottate.

# Capitolo 1

## Introduzione

### 1.1 Motivazione

Il presente capitolo intende offrire una cornice del lavoro che verrà man mano illustrato nelle sezioni successive, esplicitando le motivazioni alla base della ricerca, gli obiettivi del lavoro e la metodologia applicata per perseguirli.

L'essenza del lavoro di ricerca, sviluppatosi a partire dalla proposta presentata nel 2017, riguarda un aspetto sempre più urgente e delicato del nostro Paese, che gli eventi sismici degli ultimi anni hanno reso sempre più evidente: la sicurezza e la prevenzione nelle aree sismicamente più vulnerabili. Tra queste, in particolare, la presente tesi si focalizza sui borghi dell'Appennino, i quali, oltre ad essere caratterizzati da un'elevata sismicità, rappresentano realtà contraddistinte da molteplici condizioni di rischio di natura ambientale e socio-economica. Elemento che ne accentua l'intrinseca fragilità è proprio come sono realizzati, in quanto i borghi italiani sono costituiti per circa il 60% da edifici in muratura, non sempre eseguita nel rispetto della regola dell'arte. Il problema delle abitazioni storiche, inoltre, risiede anche nella loro storia trasformativa: la muratura è composta da elementi smontabili e sostituibili. Questa loro natura variava in funzione delle

esigenze sociali, economiche o a seguito di eventi naturali. Se in passato la manutenzione della casa era una prassi culturale e locale, operata da maestranze autoctone, dal 1900, con l'avvento della modernità e l'introduzione di nuovi materiali da costruzione, tale innata competenza è andata poi gradualmente affievolendosi. Nondimeno, tali territori sono custodi di identità e specificità locali, esito di processi di trasformazione secolari, i cui valori richiedono, per poter essere tramandati, una particolare attenzione alla conservazione e alla costante manutenzione.

In tal senso, il "come" intervenire si inserisce in un processo complesso, tale da mediare tra molteplici esigenze, quali la necessità di agire per la sicurezza dei manufatti, per la conservazione del patrimonio storico "diffuso", per la crescente richiesta di un uso sostenibile delle risorse, tramite l'adozione di materiali meno impattanti. In altri termini, l'intervento dovrebbe coniugare l'istanza della sicurezza, della conservazione e quella ambientale. La storia e le pratiche vernacolari diffuse nel mondo ci insegnano come la sicurezza e la salvaguardia siano state declinate dalle popolazioni di diverse parti del mondo secondo varie strategie e linguaggi, coerenti con la loro condizione socio-economica, con i materiali e le maestranze disponibili e con le condizioni climatiche locali. Queste stesse comunità sono state capaci di creare nei secoli una cultura costruttiva e abitativa strettamente relazionata all'ambiente circostante e funzione della trasmissione di una conoscenza, comune e condivisa, attraverso la pratica.

Entrando più nello specifico, il legno è stato spesso adottato come materiale associato alla muratura esistente, secondo diverse strategie di intervento, che consentissero di rispondere alle esigenze di tutela e prevenzione in aree sismicamente rilevanti.

## **1.2 Obiettivi e metodologia**

Date queste premesse, in un'ottica di prevenzione, l'obiettivo del presente lavoro è quello di elaborare e validare una possibile modalità di rinforzo che possa contribuire alla salvaguardia dei fragili borghi in muratura. Il dialogo tra le pra-

tiche tradizionali e le tecniche di intervento contemporanee può offrire valide occasioni di studio e sperimentazione. In particolare, il progetto si basa sull'utilizzo di materiali locali e diffusi lungo l'Appennino, come il legno, la cui disponibilità nel territorio italiano sta crescendo rapidamente, così come il suo impiego nell'edilizia. Parallelamente all'esigenza della prevenzione, ciò contribuirebbe a ridurre l'impatto ambientale delle costruzioni e a fornire nuovi approcci ai fenomeni di densificazione urbana e alla prefabbricazione. I sistemi ibridi potrebbero trasformare il "come" si interviene, con un occhio di riguardo verso la sostenibilità dei progetti e la resilienza dei territori.

Il lavoro di ricerca è stato sviluppato secondo due fasi principali, la prima consistente in una disamina dello stato dell'arte, propedeutica ad una seconda fase di progettazione e di progettazione e validazione sperimentale di quanto ipotizzato per l'intervento. I passaggi fondamentali hanno previsto:

- Ricerca e schedatura di architetture vernacolari afferenti a diverse aree del mondo, a partire dalla letteratura esistente, a dimostrazione di come il legno sia stato essenziale nell'alimentare la cultura della prevenzione in ambito internazionale.

- Selezione delle aree sismicamente più fragili dell'Appennino, nelle quali si possa riscontrare la presenza di una cultura sismica locale che ha previsto l'impiego del legno come presidio antisismico, come ulteriormente riscontrato dall'indagine di documentazione storica, quali prescrizioni e regolamenti locali.

- Selezione di un caso studio specifico per elaborare l'ipotesi di intervento, passaggio di scala imprescindibile nell'iter di ricerca, data l'eterogeneità delle costruzioni in muratura, per le quali non è possibile ignorare le specifiche caratteristiche delle tecniche e dei materiali locali. Pertanto, se la metodologia di intervento si può dire generalizzabile, le peculiarità dello stesso sono connaturate allo specifico contesto.

- Progettazione di un intervento di retrofitting globale, definizione del modello da validare e costruzione, quanto più fedele possibile alla realtà, di un modulo in scala reale per la sperimentazione in laboratorio. Su tale modulo sono stati effettuati due test: il primo avente come oggetto il pannello non rinforzato; il secondo sul medesimo pannello consolidato con il rinforzo ligneo, come da progetto.
- Elaborazione dei modelli numerici rappresentativi delle prove effettuate al fine di identificarne i fattori influenti e la replicabilità ad altre scale, insieme alla necessità di valutare la capacità degli ancoraggi metallici.

### **1.3 Struttura della tesi**

La tesi è complessivamente strutturata in sei capitoli, oltre al presente.

Il capitolo 2 presenta un inquadramento del contesto generale di intervento, ossia i borghi dell'Appennino. Le informazioni e i dati raccolti hanno consentito di sottolineare l'eterogeneità, sia da un punto di vista materico che di impianto degli insediamenti, in quanto influenzato dall'orografia del territorio. L'obiettivo del capitolo è quello di evidenziarne i problemi specifici, le fragilità e le opportunità di sviluppo, secondo un approccio sostenibile.

Il capitolo 3 permette di comprendere come l'utilizzo del legno abbia rappresentato un presidio antisismico in varie modalità, riscontrabili nelle architetture vernacolari di altri Paesi e in Italia. Ciò consente di evidenziare come nella Penisola italiana il legno non sia un materiale estraneo a molte delle culture costruttive locali. La natura dei borghi, inoltre, varia a distanza di pochissimi chilometri e la cultura antisismica locale procede di conseguenza, alimentata dal trasferimento di sapienza costruttiva tra una generazione e l'altra. La ricerca dello stato dell'arte è corredata di schede che raccolgono dati geometrico-costruttivi utili alla successiva fase sperimentale.

Il capitolo 4 interessa il comportamento delle strutture in muratura a fronte di azioni sismiche, che è funzione di numerose variabili in gioco. La risposta della scatola muraria è così molto aleatoria, ma è comunque possibile ricondurre i meccanismi di danno a categorie più frequenti e riscontrate nei terremoti storici e recenti. Poiché gli interventi da attuare devono essere quanto più possibili locali e mirati, sono state selezionate delle macroaree di analisi, in funzione di parametri specifici utili poi alla scelta del caso studio. La disamina della letteratura esistente relativa alle tecnologie di consolidamento antisismiche e alle sperimentazioni di simile natura, sarà propedeutica alle successive fasi della ricerca e alla definizione del prototipo di rinforzo ligneo.

Nel capitolo 5 viene presentato il caso studio del borgo irpino di Castelvete sul Calore, selezionato secondo appositi criteri, al fine di raccogliere informazioni volte all'elaborazione di un modello sperimentale in scala reale, le cui caratteristiche costruttive siano il più possibile aderenti alla realtà locale. In un'ottica di prevenzione, è stata infine descritta la modalità di rinforzo ipotizzata, che prevede l'impiego del legno locale di castagno, secondo un approccio di intervento globale, consistente in una gabbia interna lignea collaborante con la preesistente struttura muraria.

Nel capitolo 6 viene discusso il percorso di validazione sperimentale sul pannello murario non rinforzato e successivamente rinforzato con un telaio ligneo. Il meccanismo di danno da simulare nel test è stato scelto in funzione di diversi parametri ed è rappresentativo di una casistica assai frequente e conosciuta in letteratura. La prova, basata sull'applicazione di un'azione incrementale fuori dal piano e concentrata nella mezzeria del pannello, suggerisce la possibilità di replica in un intervento al vero alla scala dell'edificio. Tali indagini sono corredate da prove meccaniche sugli elementi costituenti, quali malta, pietra e legno, indagini soniche sul pannello in questione e l'applicazione della CDI (correlazione digitale delle immagini) effettuata simultaneamente alle due

sperimentazioni.

Il capitolo 7 prevede l'esposizione di preliminari formulazioni analitiche del pannello non rinforzato e su quello rinforzato. Tale sezione include, inoltre, l'applicazione del metodo qualitativo dell'I.Q.M (Indice di Qualità Muraria) sul pannello stesso. Ha inoltre previsto una valutazione di tipo numerico attraverso l'elaborazione di modelli FEM. La finalità è comprendere, nell'ambito dell'analisi statica non lineare, il comportamento meccanico, ricercando uno strumento capace di guidare la progettazione a scale ed in contesti diversi, e mettendo in luce anche il contributo dei connettori metallici.

Infine, si riportano considerazioni conclusive e sugli sviluppi futuri della ricerca.

## Capitolo 2

### La dorsale appenninica e le identità culturali a rischio

“Un certo atavico senso del risparmio, acuito dalla coscienza di vivere in un’epoca di dissennato spreco, ci impone di non amputarci la minima parte di noi stessi, e di cercare d’utilizzare il più possibile di ciò che sta alle nostre spalle.”

Calvino I., *Il midollo del leone*, in: “Paragone”, anno VI, n.66, giugno 1955

#### 2.1 Introduzione

Il contesto di intervento oggetto della presente tesi è chiaramente definito dalla Carta europea del patrimonio architettonico del 1975<sup>1</sup> (Carta di Amsterdam, 1975), la quale riconosce un valore non più solo alle emergenze monumentali, ma anche a quel tessuto connettivo dato da una moltitudine di insediamenti che, nel caso italiano, è rappresentato dai borghi del territorio. Già in precedenza, l’importanza dei centri storici era stata evidenziata nel documento Unesco del 1972, seguito dalla successiva approvazione della “Convenzione sul Patrimonio Intangibile” e della “Dichiarazione sulla Diversità Culturale” (UNESCO, 2003).

Pertanto, tale componente del patrimonio italiano rappresenta un significativo capitale territoriale di valore riconosciuto; eppure diversi fattori di carattere naturale, sociale ed economico trattati più avanti all’interno di questo capitolo, ne compromettono la tutela. Si rendono quindi necessarie strategie di rigenerazione compatibili, ma al contempo coerenti con i bisogni della contemporaneità, che consentano di conservare

<sup>1</sup> Dalla Carta Europea di Amsterdam si evince come il patrimonio architettonico non è “formato soltanto dai nostri monumenti più importanti, ma anche dagli insiemi degli edifici che costituiscono le nostre città e i nostri villaggi tradizionali nel loro ambiente naturale o costruito”.

quella sinergia plurisecolare con l'ambiente che i borghi hanno sempre manifestato (SDMC, 2017). L'art.1 della "Convenzione sulla Protezione del Patrimonio Mondiale", culturale e naturale, definisce i borghi del territorio aventi valore di patrimonio culturale come quei:

*"gruppi di costruzioni isolate o riunite che, per la loro architettura, unità o integrazione nel paesaggio hanno valore universale eccezionale dall'aspetto storico, artistico o scientifico."*

Quindi, le realtà insediative del territorio depositarie di molteplici valori - formali, storici, culturali, affettivi, simbolici - meritano di essere preservate, rafforzate, custodite e valorizzate, soprattutto laddove il rischio rappresenti una minaccia concreta (UNESCO, 1972).

La vulnerabilità di tale patrimonio, infatti, è messa costantemente in evidenza dagli eventi sismici, che pongono il problema della ricostruzione - intesa come la reintegrazione del tessuto urbano - della messa in sicurezza, degli interventi di prevenzione a fronte di fenomeni catastrofici, sia naturali che indotti dall'uomo. Complementare al tema della sicurezza dei fabbricati vi è quello della conservazione dell'esistente.

Tali insediamenti, costruiti con tecniche preindustriali, sono testimoni di addizioni e sottrazioni, in funzione di usi e costumi, ed espressione dello stato economico-sociale del tempo (Oliver-Smith, 1999). Per secoli, la loro conservazione è stata implicitamente veicolata attraverso la trasformazione: si sono "conservati trasformandosi" (Giovanetti, 1998). Del resto, la cultura costruttiva è, per definizione, la *summa* di un lungo processo di sviluppo, basato su modelli e valori di una data società collettivamente condivisi e tramandati nei secoli (Rapoport, 1969). In questo senso, e in accordo con tale approccio, diventa fondamentale e prioritario preservare e tutelare il costruito esistente: è un imperativo atto ad evitare, quanto più possibile, perdite irreversibili di carattere culturale, sociale e soprattutto di capitale umano. Il concetto di patrimonio è stato esteso anche al paesaggio, grazie alla Convenzione Europea del Paesaggio del 2000, adottata e ratificata in Italia attraverso la Legge n. 14 del 2006. Con la ratifica della

Convenzione, il paesaggio viene inteso come un territorio nel quale la componente naturale e antropica sono integrate in una dimensione unitaria, che deve essere salvaguardata nella sua interezza (Pugliano, 2017).

*[...] proprio perché il paesaggio contiene l'opera dell'uomo e i segni del suo agire, sarà legittimo aspettarsi che esso comunichi all'uomo il significato di quei segni, di quell'agire. Se l'atto umano, generatore di nuovi ordini ecologici e territoriali, si associa alla ricerca, occorre perciò una ridefinizione del concetto di paesaggio. Quest'ultimo sarà da intendere come il risultato, colto percettivamente, di un'auto-riflessione generata dall'azione umana nella natura, moltiplicando la propria ragion d'essere in un virtuoso pluralismo di modelli sociali. In tal modo, il paesaggio diventa per l'uomo ricerca di sé, atto squisitamente culturale, distinto perciò dall'agire bruto, non-riflessivo, puramente animale.*

Questo spunto di riflessione, tratto da “Il Dna Italiano” di Davide Rampello, offre l'occasione di porsi un interrogativo: è possibile, nell'epoca corrente, caratterizzata da un'intensa sperimentazione tecnologica, evitare la perdita della memoria storica, pur elaborando strategie di intervento contemporanee? È possibile recuperare valide intuizioni e sistemi pre-moderni, arricchendoli e adattandoli alle esigenze del presente? La prefabbricazione, la produzione in serie, la progettazione parametrica dei componenti, possono offrire un contributo nella messa in sicurezza del patrimonio diffuso? Un materiale come il legno - in passato svalutato, per la sua limitata durabilità nel tempo e per i difetti intrinseci derivanti dall'origine naturale - può rivelarsi, ad oggi, grazie ad una conoscenza più approfondita e alle sempre più pressanti necessità di intervenire con uso accorto e razionale delle risorse, una soluzione strutturalmente efficace, se applicata in contesti ad alto rischio sismico?

L'Appennino, conosciuto maggiormente per il suo valore paesaggistico, è il luogo dove si condensano molte delle realtà descritte, alle quali si associa un rischio sismico elevato.

Questo capitolo vuole, quindi, innanzitutto fornire un'analisi del contesto di indagine. In primo luogo, lo studio della

geomorfologia dell'Appennino fornirà una base per sottolineare la variabilità e l'eterogeneità dei materiali e dei siti di impianto degli insediamenti storici diffusi lungo la dorsale. I materiali utilizzati, proprio perché locali, variano al mutare dell'orografia del sito. In secondo luogo, si vuole evidenziare l'alta sismicità che caratterizza questi luoghi, per poi procedere alla definizione degli ulteriori elementi di fragilità e di come le strategie di salvaguardia possano, infine, offrire una risposta alla crescente domanda di riduzione delle emissioni di biossido di carbonio e al rilancio di economie e gestioni locali di boschi e foreste.

## **2.2 L'Appennino**

### **2.2.1 Geomorfologia**

L'Appennino, spina dorsale della Penisola, copre circa il 31,2% del territorio nazionale, e può essere suddiviso in quattro zone, in funzione della geomorfologia e delle caratteristiche sociali ed economiche che si riscontrano: l'Appennino settentrionale, l'Appennino centrale, l'Appennino meridionale, l'Appennino calabro-siculo (Symbola, 2017).

L'Appennino settentrionale si caratterizza geomorfologicamente per una complessa orografia. Si articola in tre sotto-aree: quella ligure, con tratti a picco sul mare; l'area tosco-emiliana, con prevalenza di crinali più dolci; infine le Alpi Apuane e le valli Toscane.

Date le caratteristiche del sistema orografico ligure, gli antichi centri che si sono stanziati in queste aree si sono sviluppati in altezza e si presentano come aggregati, connessi da archi e voltoni, che costituiscono un sistema unico e continuo (Ferrigni, 2005).

Il tratto tosco-emiliano è, invece, geomorfologicamente meno irto, con prevalenza di rocce argillose, marnose e arenarie. Ugualmente il versante sud toscano, pur con caratteri meno chiaramente definibili.

Le Alpi Apuane, alte vette a pochi chilometri dal mare, sono caratterizzate invece da masse calcaree e dolomitiche.

L'Appennino centrale, diviso tra la catena umbro-marchigia-

na, perlopiù di origine calcarea, e quella abruzzese, calcarea e con tratti di rocce di bauxite, segue un andamento tale da delineare degli insediamenti “di conca”, collocati ad una certa quota.

Nell’area umbra i centri sono aggregati urbani di dimensioni contenute, localizzati sulla sommità dei rilievi, mentre il paesaggio abruzzese varia da creste elevate a forti dislivelli sul mare, con nuclei storici sorti sui pendii dei colli.

L’Appennino meridionale è suddiviso geomorfologicamente in due aree. La prima, l’area irpino-campana, si staglia sul Mar Adriatico con un versante prevalentemente argilloso, e passa a quello tirrenico, perlopiù calcareo e con creste elevate, molto simili ai massicci abruzzesi. La seconda, la catena lucana, alterna vette calcaree a conche di origine alluvionale, con anomalie piroclastiche del Vulture. Gli insediamenti urbani in entrambi i casi sono situati o su dorsali e speroni di fianchi o su alture sotto i 1000 m, come nel caso dell’area lucana. Il paesaggio dell’Appennino calabro-siculo alterna, invece, netti ed elevati massicci, territori dolci e pianeggianti e valli profonde. La composizione geomorfologica delle montagne del tratto calabrese è perlopiù caratterizzata da rocce granitiche. Nei pendii si distinguono conglomerati e arenarie, marne silicee e argille con gessi e calcari, argille azzurrine e marne biancastre, sabbie giallastre. Gli insediamenti dell’Aspromonte si stanziano sui ripiani inferiori o su colline limitrofe (Symbola, 2017). La morfologia del tratto siciliano, infine, è caratterizzata da dorsali che si alternano a valli scoscese. La composizione geologica non si differenzia dai rilievi della Calabria, seppur con altezze inferiori. Vi è un mutamento nei Nebrodi, dove paesaggisticamente e geologicamente le montagne sono paragonabili ai tratti arenaceo-argillosi dell’Appennino settentrionale, per passare poi alla composizione calcarea delle Madonie, che si stagliano sul mare.

La natura geomorfologica così diversificata della catena montuosa appenninica fa sì che si assista ad una notevole eterogeneità costruttiva degli insediamenti, con una conseguente variabilità dei materiali impiegati.

## 2.2.2 Sismicità

Nella definizione del rischio sismico concorrono tre aspetti: la pericolosità sismica, la vulnerabilità e l'esposizione, espresse secondo la seguente relazione:

$$R = P \times V \times E \quad (2.1)$$

dove:

P=la pericolosità sismica,

V= vulnerabilità dell'edificato

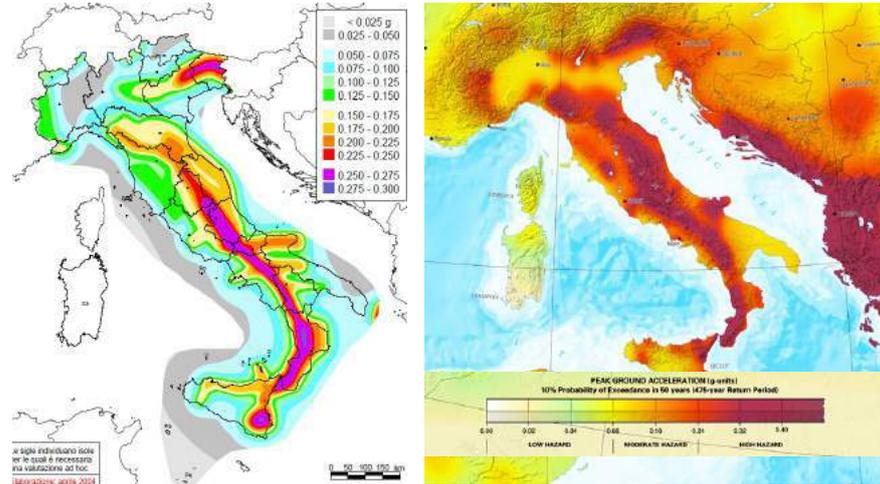
E= l'esposizione.

La vulnerabilità dell'edificato misura la propensione di una data struttura a subire danni a fronte di un evento sismico, mentre l'esposizione esprime la predisposizione di un dato territorio nel registrare perdite in termini di vite, beni culturali o edifici di valore economico.

L'aspetto della pericolosità sismica è quello che definisce la probabilità che un evento sismico si verifichi con un certo valore di magnitudo o PGA (Peak Ground Acceleration) in una data area geografica e in un dato intervallo di tempo, ovvero rispettivamente la frequenza e l'energia sprigionata da un terremoto (UNESCO, 1984). In Italia, i modelli per descrivere la pericolosità sono stati elaborati dall'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) a partire dal 2006. La Mappa ufficiale della Pericolosità Sismica del territorio italiano, MPS04, è stata redatta secondo modelli probabilistici: rappresenta una mappa della PGA con il 10% di probabilità di superamento in 50 anni, vale a dire con un periodo di ritorno di 475 anni (Meletti, 2014). Oltre al modello MPS04, in letteratura è possibile riscontrare diversi modelli probabilistici, come ad esempio il modello europeo SHARE (Seismic Hazard Harmonization in Europe). Tale modello si basa su un approccio e su dati di partenza differenti da quelli del modello MPS04, tali da non renderli direttamente comparabili (Meletti, 2014). La differenza più evidente tra il modello SHARE e il modello italiano MPS04 risiede soprattutto nei valori di PGA e nei valori di accelerazione spettrale, i quali risultano più elevati nel

modello europeo; differenze consistenti si ritrovano nell'area circostante il lago di Garda, nella maggior parte dell'Appennino settentrionale, in Irpinia, Calabria e Sicilia, per le quali il modello SHARE presenta accelerazioni massime al suolo decisamente maggiori (figura 2.1).

Figura 2.1  
Distribuzioni di PGA (con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni). A sinistra: mappa di pericolosità sismica MPS04. (da INGV); a destra: mappa pericolosità sismica SHARE (da GSHAP).



Dal momento che non è possibile ridurre il livello di rischio agendo sul fattore pericolosità sismica, che è indipendente dall'intervento umano, diviene prioritario agire per mitigare vulnerabilità ed esposizione. La sismicità della penisola italiana è infatti medio-alta: circa il 50% delle aree del territorio nazionale è ad elevato rischio sismico, ovvero il 38% dei comuni. Ogni 100 anni si verificano più di 100 terremoti di magnitudo compresa tra 5,0 e 6,0 della scala Richter e dai 5 ai 10 terremoti di magnitudo superiore a 6,0, senza considerare il fatto che le aree sismicamente più fragili sono le stesse caratterizzate da un tessuto edilizio altamente vulnerabile (ANCE/CRESME 2012).

	Zona sismica secondo il criterio $a_g$ [max]					
	a	b	c	d	ND	TOT
1	467	234	4	0	0	705
Zona sismica	2	181	1625	385	1	2192
	3	0	481	2364	21	2866
	4	0	0	764	1111	377
ND	0	28	37	12	0	77
TOT	648	2368	3554	1145	377	8092

Tabella 2.1  
Classificazione vigente dei comuni (da SDMC, 2017).

Negli ultimi 70 anni, le vittime per cause sismiche e idrogeologiche registrate in Italia sono state circa 10.000 (SDCM, 2017).

Sulla base della MPS01, per l'intera penisola i comuni sono classificati come segue (MPS04; Symbola 2017; SDCM, 2017):

- il 30% circa in zona 1, ovvero con maggiore probabilità che si verifichino terremoti intensi;
- il 53% in zona 2;
- il 13% in zona 3;
- e il 4% in zona 4.

Alla data di gennaio 2020 sono 5925 i comuni localizzati nelle aree a rischio sismico 1-2-3 e 1980 quelli classificati in zona 4, per un totale di 7905 comuni (MPS01).

La popolazione a rischio sismico residente in area appenninica (zona 1 e zona 2) risulta essere il 77,3% versus il 38,7% della popolazione nazionale (Symbola, 2017).

Analizzando, invece, le singole aree appenniniche, si evince come i comuni classificati nelle zone 1 o 2 siano così distribuiti:

- il 30,1% dei comuni dell'Appennino settentrionale;
- il 97,3% dell'Appennino centrale;
- il 94,8% dell'Appennino meridionale;
- il 100% dell'Appennino calabro-siculo.

#### Appennino



#### Italia



Tabella 2.2

Superficie a rischio sismico in % in Italia e nell'Appennino (dati da Symbola, 2017).

## 2.3 I borghi appenninici

### 2.3.1 Un patrimonio materiale e immateriale

I borghi italiani sono emblematici per la simbiosi tra paesaggio e natura, che ne ha influenzato in parte la loro identità. Storicamente, tali insediamenti si sono strutturati in assenza di codici formalizzati, ma piuttosto sulla base delle necessità degli abitanti, che hanno applicato conoscenze costruttive basate anche sulla sinergia tra il costruito e il suo contesto ambientale e climatico. Inoltre, la stratificazione del tessuto urbano e le modalità costruttive costituiscono una testimonianza storico-materica di colonizzazioni che si sono avvicinate nel corso dei secoli. A tale aspetto si associa una valenza di carattere intangibile, non strettamente legata alla dimensione fisica: gli insediamenti sono altresì custodi di un patrimonio immateriale, di valori e di segni, di saperi e maestranze, che hanno contraddistinto l'evoluzione antropica. In particolare, lungo l'arco appenninico, risiedono piccole realtà, ciascuna con la propria identità specifica, caratterizzate da una struttura paesaggistica e un sistema territoriale complesso, spazialmente e dialetticamente lontano dalle città "metropolitane". Negli ultimi anni è cresciuta l'attenzione internazionale sia nei confronti di un'espansione incontrollata dei centri urbani "metropolitani", che rispetto alla desertificazione rurale, auspicando un'inversione di rotta. In occasione della Conferenza delle Nazioni Unite Habitat III del 2016, svoltasi a Quito, è stata firmata la New Urban Agenda, che delinea un quadro di riferimento per interventi finalizzati allo sviluppo dei sistemi urbani e degli insediamenti rurali, tentando di limitare l'espansione delle città satellite attraverso una rivalutazione dei secondi.<sup>2</sup>

<sup>2</sup> "È stato riconosciuto il ruolo fondamentale degli insediamenti minori per la sostenibilità degli agglomerati urbani e delle regioni, per l'eredità delle loro origini agricole, il ruolo ambientale, per il modello insediativo alternativo alle grandi città e per il loro valore culturale, considerando in particolare le risorse endogene e le caratteristiche territoriali e paesistiche. Così come né la "United Nations, Transforming our World: the 2030 Agenda for Sustainable development, New York, 2015" si parla di «positivi scambi economici, sociali ed ambientali tra le aree urbane, peri-urbane e rurali attraverso il rafforzamento della pianificazione nazionale e regionale», per «rendere le città più inclusive, sicure, resilienti e sostenibili». Tratto da Pola A., Piccoli centri in un mondo urbano, in Albrecht B. et al. 2017

Per comprendere l'entità di questo tema per il nostro Paese, è utile riportare qualche dato. Il numero totale dei centri storici diffusi sul territorio italiano è pari a 22.621. Di questi, 11.311 sono centri storici montani, 1.673 sono centri storici litoranei e 1.131 sono centri storici murati. Si tratta di luoghi che, seppur apparentemente marginali, coprono circa il 62% del territorio nazionale. Nello specifico, 14.162 sono i centri minori, ossia quelli in cui la popolazione non supera i 5000 abitanti, e se ne contano 4.405 dove la popolazione non supera i 100 abitanti, il 19% (Albrecht et al., 2017). Tali dati, se da una parte evidenziano la tipica natura insediativa italiana, dove i centri minori risultano predominanti rispetto alle grandi città, dall'altra denunciano in maniera chiara il loro progressivo abbandono, e con esso il rischio della perdita del patrimonio materiale e immateriale di cui sono depositari.

La sopravvivenza dei borghi rurali è minacciata non solo da cambiamenti sociali e demografici, ma anche e soprattutto dai numerosi rischi ambientali ai quali sono esposti, cui non corrispondono politiche territoriali a lungo termine. Sono realtà, quindi, in costante pericolo, sospese tra alti livelli di spopolamento ed eventi naturali che rischiano di cancellarli dalla carta geografica. Primo fra tutti quello sismico.

A tal proposito, gli anni '70 sono stati un periodo in cui l'emergenza post-terremoto ha fatto prevalere, nella bilancia sicurezza-conservazione, il peso della prima, a discapito della consapevolezza di un'identità locale e di un'eredità che necessita di essere tutelata e tramandata (Di Pasquale et al., 1986; Giuffrè, 1991; Cangì, Giovanetti, 2012; Zampilli, 2017). I terremoti possono essere visti come una verifica empirica dell'idoneità del costruito in una specifica località geografica. Negli ultimi anni hanno portato alla luce operazioni evidentemente dissonanti con il tessuto storico nel quale sono state inserite e nocive in termini di consolidamento strutturale (Di Pasquale et al., 1986; Tempesta, 2011; Carocci, 2012) (figura 2.2). Al tema della conservazione si aggiunge l'urgenza della salvaguardia della vita e della prevenzione rispetto ad eventi sismici diffusi e frequenti.

Il tentativo di attuare misure concrete, orientate ad una maggiore sicurezza e prevenzione, può contribuire a limitare i

danni di eventi futuri e generare collateralmente un impatto positivo dal punto di vista ambientale, culturale e socio-economico, attraverso la predisposizione di strategie e approcci metodologici politecnici, in un'ottica di gestione integrata. In questo senso, la ricerca è necessaria ad evitare l'inserimento di tecnologie inadeguate e incompatibili, che vadano a peggiorare, anziché migliorare, il comportamento globale della struttura (Cangi, Giovanetti, 2012; Zampilli, 2017).



Figura 2.2  
Terremoto Irpinia  
1980. Lioni (AV).  
La sopraelevazione  
in cemento armato  
ha causato la totale  
disgregazione del  
sottostante edificio in  
muratura (immagini  
dall'archivio personale  
dell'autrice).

### 2.3.2 Elementi di fragilità

La vulnerabilità del patrimonio storico diffuso non è una problematica esclusivamente tecnica, ma anche e soprattutto di natura politico-gestionale e di regolamentazione: non è oggetto di manutenzione sistematica ed è più facilmente esposto ad interventi incongrui.

Inoltre, tale patrimonio costruito esistente ha un'estensione finita: la riproducibilità tecnica di gran parte dei manufatti storici può considerarsi estinta. Pertanto, appare evidente la necessità di tutelarli ed elaborare strategie di salvaguardia, che sappiano al contempo dare risposta alle esigenze della contemporaneità ed esprimere un approccio di "innovazione compatibile".

Diverse sono le fragilità cui beni così complessi sono esposti, e altrettanti i temi cui si può dare risposta attraverso la loro conservazione. Di seguito si riporta un elenco non esaustivo di alcune delle fragilità più evidenti:

- 1) rischi naturali;
- 2) spopolamento;

- 3) tipologia costruttiva;
- 4) perdite culturali e sociali irreversibili;
- 5) consumo di suolo.

### 1. Rischi naturali

Il territorio appenninico è soggetto a numerosi rischi di origine naturale, come anticipato nel paragrafo 2.2.2: si stima, infatti, che l'83% dei comuni ricada nelle zone 1 e 2, classificate come aree ad alta pericolosità sismica, con una popolazione coinvolta di circa 8 milioni di abitanti. Oltre alla pericolosità sismica, altri due rischi incidono sulla stabilità appenninica: le frane - con il 30% delle aree coinvolte e, seppur con minore incidenza, i rischi alluvionali e vulcanici (Symbola, 2017).

### 2. Spopolamento

Un secondo aspetto che può generare conseguenze negative è il crescente spopolamento lungo la dorsale appenninica e nelle aree interne, a volte indotto dalla lontananza dai servizi essenziali e dalle conseguenti ridotte possibilità di sviluppo, in altri casi derivante dai danni riportati da un centro storico dopo gli eventi sismici, che ne determinano la chiusura e il successivo abbandono. Questo è stato il destino di molti borghi storici come Bussana Vecchia (IM), Poggioreale (TP), o ancora Apice (BN), Conza della Campania (AV), Roscigno (SA) (Lagormarsino, Ugolini, 2005; ANCE, 2017).

Con una popolazione italiana pari a 60,3 milioni di individui (gennaio 2020), si contano 5.591 comuni con meno di 5000 abitanti (Istat, 2019).

Dal 1861, i dati dei censimenti evidenziano un processo di spopolamento dei territori interni, con conseguente perdita di capitale umano e un effetto domino su tutti i servizi e le attività economiche. (SNAI Strategia Nazionale per le Aree Interne - SNAI)

### 3. Tipologia costruttiva

La destinazione d'uso predominante lungo la Penisola è quella abitativa: si contano circa 2,9 milioni di edifici residenziali, il 90% di quelli esistenti. Nei comuni ricadenti nelle aree definite sismicamente più pericolose (zona 1), il numero degli edi-

fici supera i 600.000 (SDCM, 2017). Se si considera la natura costruttiva degli immobili, al netto degli edifici monumentali, la tipologia più diffusa nei piccoli centri in tutta la Penisola è la muratura portante, pari al 61.5 % del totale; il 24.7% degli edifici è realizzato in cemento armato e il restante 13.8 % in altri materiali (legno, acciaio, altro); più del 60% degli edifici risulta essere costruito prima del 1971, 8 milioni di edifici (Istat, 2011). Si tratta quindi di edifici realizzati senza rispettare i requisiti antisismici, se si considera che, nonostante le prime normative sul tema risalgano agli inizi del 1900, la validità delle stesse si concretizzò negli anni '70, per poi passare all'introduzione di criteri omogenei di zonizzazione sismica nel 1984 (figura 2.3).

Senza per ora entrare nel dettaglio degli aspetti legati alle vulnerabilità delle strutture in muratura, argomento che verrà trattato più avanti (cfr. Capitolo 4), è tuttavia utile sottolineare che il tessuto edilizio dei borghi presenta edifici strutturalmente contigui tra loro: in altre parole, la vulnerabilità di ognuno dipende anche dalla vulnerabilità dei manufatti adiacenti (SDCM, 2017).

#### 4. Consumo di suolo

Il progredire della densificazione delle metropoli e della sottrazione di superfici naturali rappresenta un'aggravante nell'adattamento ai cambiamenti climatici in corso e nella perdita di capitale ambientale e di risorse limitate e non rinnovabili. Secondo il Rapporto ISPRA (ISPRA, 2019), si stima che il consumo di suolo netto avvenuto nel 2018 sia stato pari a circa 48 km<sup>2</sup>, ovvero 1,6 m<sup>2</sup> per ogni ettaro di territorio italiano (Munafò, 2019). Dai risultati ottenuti dalle indagini ISPRA, appare evidente che un incremento della densità del costruito generi impatti sul patrimonio naturale, agricolo e non.

Proprio per tali motivi, la Commissione Europea (2012), ha definito le azioni necessarie per tentare di azzerare il consumo di suolo netto entro il 2050:

*“1. evitare e limitare, prioritariamente, la trasformazione di aree agricole e naturali; 2. mitigare e ridurre gli effetti negativi dell'impermeabilizzazione del suolo; 3. infine, solo se gli interventi dovessero risultare assolutamente inevitabili, compensarli attraverso altri interventi quali la rinaturalizzazione di una superficie con qualità e funzione ecologica equivalente.”*

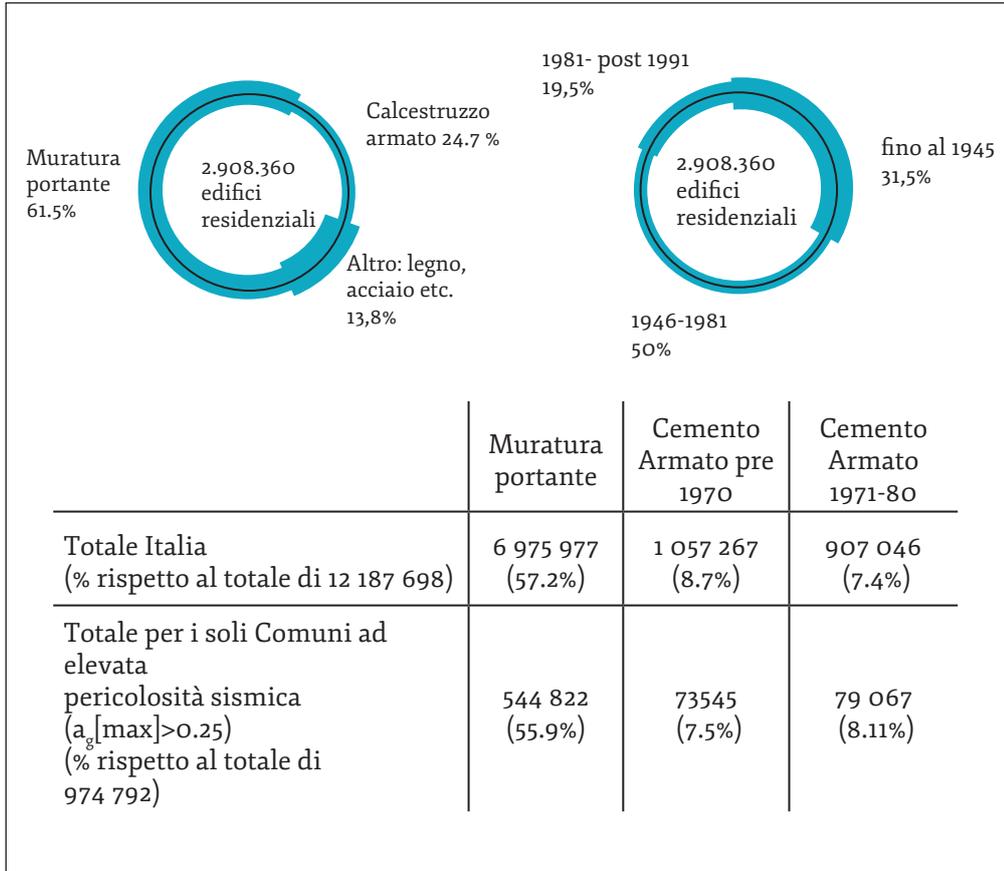


Tabella 2.3  
Elaborazione dati su tipologia edilizia (in alto, a sinistra) ed epoca di costruzione (in alto, a destra) (da Istat 2011); in basso: stima del numero di edifici ad uso residenziale (da SDCM, 2017).

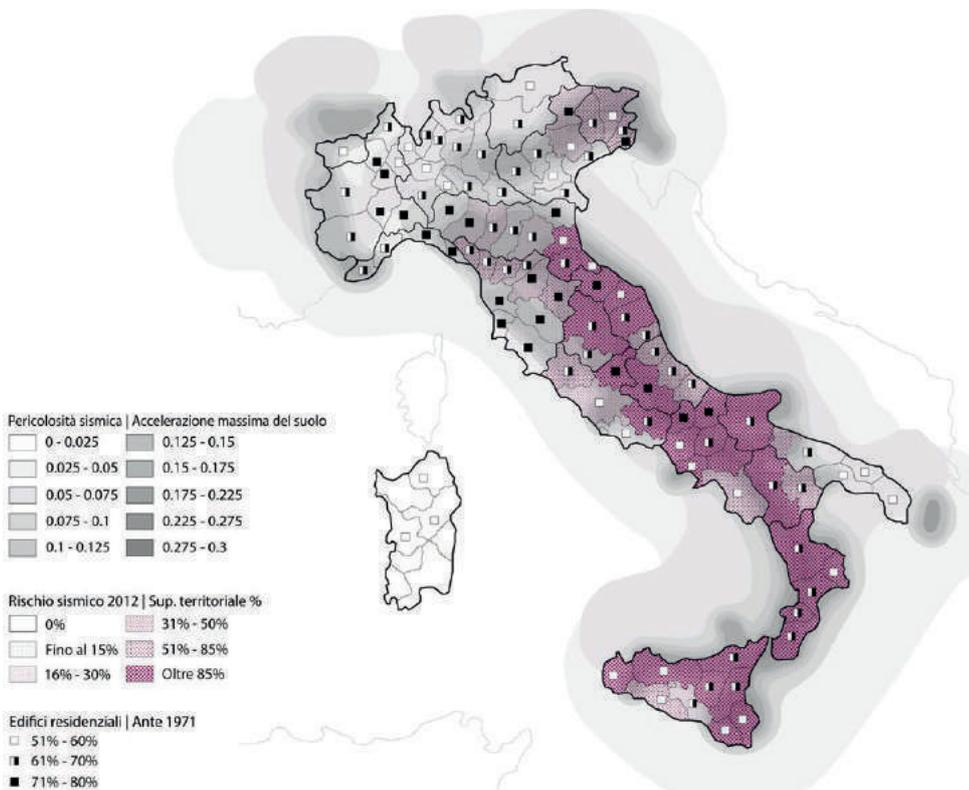


Figura 2.3  
Mappa del rischio sismico e dell'accelerazione sismica nel territorio italiano e datazione del patrimonio italiano (da Bellicini, 2012. Elaborazione G. Torretta, L. Senziani).

L'obiettivo di azzeramento può, quindi, divenire volano di rigenerazione di tessuto territoriale, urbano ed edilizio esistente, evitando politiche di demolizione e tenendo bene in conto le fragilità del Paese e gli alti livelli di consumo di suolo del territorio italiano.

#### 5. Perdite culturali e sociali irreversibili

Per ogni azione che miri alla conservazione o alla salvaguardia è necessario riconoscere e comprendere la natura di un bene inserito in un contesto con precisi valori culturali:

*“bisogna innanzitutto conoscere ‘cosa’ conservare, e da tale conoscenza far scaturire il ‘come’ conservare con sicurezza” (Giuffrè, 1993).*

In altre parole, la conservazione si fonda sulla capacità di riconoscere in un bene culturale dei valori storici, estetici, scientifici e sociali e il compito della società è individuare e custodire i valori della propria identità culturale e del suo patrimonio.

Esiste però un difficile equilibrio tra la conservazione e la trasformazione del manufatto per compensare le lacune sulla sua sicurezza. Rimane la consapevolezza che molto spesso, a scapito della completa sicurezza, o al contrario della completa conservazione, si rinunci

*“... all'uno o all'altro dei due termini, o riducendo la sicurezza, e quindi l'uso, o sacrificando la conservazione, e quindi trasformando le strutture originali” (Giuffrè 1993).*

L'impegno, tuttavia, rimane quello di tentare di ricercare strategie che garantiscano la sicurezza e, per quanto possibile, non interrompano il flusso conservativo, indipendentemente dalla complessità dell'oggetto e dalla sua minore o maggiore importanza, in linea con i più importanti principi di conservazione, che si riportano di seguito:

- Autenticità: l'art. 13 del documento di Nara del 1994 sull'autenticità sottolinea come il concetto comprenda non solo gli aspetti tecnici e formali, ma abbracci anche valori sociali e culturali (ICOMOS, 2003). Il giudizio sull'autenticità dipende dalla natura del monumento o del sito e dal suo

contesto culturale, ed è legato ad una molteplicità di fonti di informazione. È il valore che la società attribuisce ad un dato bene che crea le condizioni per una corretta opera di manutenzione.

- Integrità: il principio di integrità descritto nel “The Operational Guidelines for the Implementation of the World Heritage Convention” misura l’interesse e l’integrità di un patrimonio naturale/culturale e dei suoi attributi.

- Minimo intervento: l’art. 29 del Codice dei Beni culturali conferma che l’intervento di restauro debba avvenire con il massimo rispetto e la cura del patrimonio materiale fino ad ora pervenuto, quale documento che chiede di continuare ad essere fruito con il minor impatto possibile, consapevolmente e compatibilmente. Il principio di minimo intervento facilita la reversibilità di un intervento, così come ne preserva l’autenticità e l’integrità.

- Reversibilità: il principio di reversibilità nasce con la finalità di salvaguardare, recuperare e tramandare il documento. Nonostante tale principio sia soggetto a differenti interpretazioni, è perlopiù inteso come l’adozione, tra un ventaglio di opzioni, della soluzione che possa permettere di intervenire con i minori effetti possibili sul bene da preservare (Carta di Venezia, 1964; ICOMOS, 2003).

## **2.4 La risorsa legno e le opportunità di sviluppo**

### **2.4.1 Opportunità per la decarbonizzazione**

L’ambiente naturale è stato trasformato sin dai tempi del Neolitico, quando il passaggio dalla caccia all’agricoltura ha comportato una perdita di circa un terzo della copertura forestale globale. Oggi, nell’era dell’“antropocene”, siamo diventati di fatto custodi del nostro ambiente, comprese le nostre foreste, oltre che del nostro costruito storico. I SDGs (i 17 punti del Sustainable Development Goals) delle Nazioni Unite riconoscono questo impatto e richiedono una gestione mirata e più sostenibile delle foreste, oltre ad un’operazione di rimboschimento.

Le metropoli, con il loro progressivo incremento demografico

e le nuove necessità abitative dettate dai processi migratori, contribuiscono all'esaurimento graduale delle risorse finite della Terra. Tra il 2019 e il 2025, si prevede un incremento di nuovi edifici stimato intorno ai 2 miliardi di m<sup>2</sup> l'anno (ARUP, 2019). Inoltre, secondo un rapporto della FAO, entro il 2050 circa il 70% della popolazione vivrà nei centri urbani (FAO, 2016). La dimensione dell'ambiente costruito è destinata a raddoppiare, esercitando una pressione crescente sui sistemi urbani, come le reti idriche, energetiche e dei rifiuti.

Ad un problema di crescente urbanizzazione, si affianca l'urgenza di contenere l'aumento della temperatura media globale entro la soglia critica di 1.5°C (IPCC, 2018). Il rapporto IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change) dell'UNFCCC (United Nations Framework Convention on Climate Change) sottolinea che per contrastare i devastanti impatti ambientali e sociali del riscaldamento globale sarà necessario compensare e ridurre le emissioni di CO<sub>2</sub> in atmosfera indotte da tale crescita urbana.

L'ambiente costruito è la causa diretta e indiretta di quasi il 40% delle emissioni globali di CO<sub>2</sub>, un numero che è destinato ad aumentare (WGBC, 2017). L'edilizia contribuisce in modo sostanziale alle annuali emissioni globali di CO<sub>2</sub>: il 36% del consumo finale di energia e del 39% delle emissioni di CO<sub>2</sub>, di questi l'11% deriva da materiali come acciaio, cemento e vetro (IEA, 2019). Nello specifico, in Italia, il 14,5% è legato agli edifici residenziali (IEA, 2017). La scelta dei materiali da costruzione è attualmente dominata da cemento, ferro e acciaio, che incidono significativamente sulle emissioni globali. Questi, se raffrontati a materiali analoghi a parità di peso e caratteristiche prestazionali, contribuiscono, solo con i processi necessari alla loro produzione, a circa il 9% alle emissioni annuali globali di gas serra (Arup, 2019).

La decarbonizzazione dell'economia non è quindi solo auspicabile, ma rappresenta un imperativo per ogni società. La riduzione dell'impatto del settore delle costruzioni in termini di emissioni di CO<sub>2</sub> richiede di incentivare l'uso e la valorizzazione del patrimonio forestale, che rappresenta inoltre un potenziale volano di sviluppo economico locale. L'utilizzo del

legno come materiale da costruzione è infatti centrale nella strategia di mitigazione delle emissioni, data la capacità naturale degli alberi di assorbire anidride carbonica durante il processo di fotosintesi. Inoltre, non solo il legno rimuove dall'atmosfera più CO<sub>2</sub> di quanta ne aggiunga attraverso la fabbricazione dei prodotti legnosi (un ettaro di foresta può assorbire fino a circa cinque tonnellate di CO<sub>2</sub>), ma sostituendo materiali ad alto contenuto di carbonio, come il cemento o l'acciaio, raddoppia il suo contributo alla riduzione di emissioni climalteranti (Legambiente, 2019).

#### **2.4.2 Le opportunità per le filiere**

Tra gli elementi di fragilità elencati nel paragrafo 2.3.2 si aggiunge quello della gestione delle foreste/boschi in Italia; un aspetto che se coniugato al settore edilizio può divenire opportunità di sviluppo. Nello specifico, il patrimonio forestale italiano è cresciuto negli ultimi 25 anni al ritmo di 50.000 ettari all'anno, anche a causa dei progressivi fenomeni di spopolamento, che hanno accentuato abbandono di pratiche colturali/agropastorali e la mancanza di manutenzione ordinaria. Nel complesso, tale risorsa consta di 9 milioni di ettari di foreste e circa 2 milioni di ettari di altre terre boscate, arrivando a coprire complessivamente il 36,4% del territorio nazionale (Zanchini in Cucinella, 2018). Questo articolato polmone sottrae dall'atmosfera circa 46,2 milioni di tonnellate di anidride carbonica all'anno (MIPAAFT, 2019). Sebbene i boschi italiani siano vittime di un'espansione incontrollata, paradossalmente l'Italia importa oltre l'80% dei prodotti legnosi. Appare dunque evidente, come affermato da Edoardo Zanchini, Vicepresidente di Legambiente, che

*“il futuro delle aree interne italiane potrà essere molto interessante se saremo capaci di valorizzare il patrimonio di risorse ambientali e di scommettere su queste sfide di innovazione” (Cfr. Cucinella, 2018).*

Ad oggi, in molte aree italiane non si dispone di filiere organizzate di gestione boschiva, se non in alcune aree Alpine. La corretta gestione della filiera del legno è garante di un pro-

dotto sostenibile e volano di sviluppo di realtà produttive fortemente locali, ubicate nelle aree interne della penisola, che promuovano risorse proprie del territorio. Pertanto, la diffusione di tecnologie antisismiche lignee, anche per il consolidamento/rinforzo del tessuto urbano esistente, permetterebbe, l'attivazione di filiere del legno lungo l'Appennino, laddove i boschi negli ultimi quarant'anni sono stati gradualmente abbandonati e, di conseguenza, si sono espansi senza controllo (Legambiente, 2019). L'attivazione di filiere corte e di modelli di selvicoltura sostenibile garantirebbe non solo lo sviluppo di un'economia circolare, ma anche la salvaguardia dal dissesto idrogeologico, la conservazione della biodiversità e il miglioramento delle colture, svolgendo inoltre un ruolo attivo nella prevenzione del propagarsi degli incendi. L'implementazione di una gestione sostenibile e attiva delle risorse boschive si potrebbe felicemente coniugare con soluzioni innovative in ambito produttivo e tecnologico. La prefabbricazione, ad esempio, migliorerebbe la qualità dell'edilizia, comportando vantaggi in termini di accelerazione del processo e conseguentemente riduzione dei costi (Arup, 2019). A tale riguardo, l'implementazione della produzione off-site, che preveda il legno come materia prima, consentirebbe di sperimentare soluzioni costruttive innovative, in grado di ridurre l'incidenza degli infortuni in cantiere, prevedere l'impiego di tecnologie leggere e poco invasive, garantendo la sicurezza complessiva dell'edificio e un incremento della qualità ambientale (SDCM, 2017). Ai fini della valorizzazione dei borghi storici e rurali, la prefabbricazione può offrire, infine, un'importante individualizzazione senza pregiudicare la qualità del prodotto: è possibile aumentare la precisione dello stesso e garantire una maggiore qualità del prodotto finale anche attraverso lo sviluppo del digitale e di software applicativi come il BIM (*Building Information Modeling*).

## **2.5 Conclusioni**

L'obiettivo del capitolo è stato quello fornire un inquadramento preliminare del macrocontesto di intervento del presente elaborato, ossia quello della dorsale appenninica e delle identità culturali a rischio, offrendo una panoramica degli aspetti che seguono:

- la caratterizzazione geomorfologica e la zonizzazione sismica;
- i principali elementi di fragilità e di criticità dei borghi che vi insistono, quali ulteriori rischi naturali cui questi sono esposti, lo spopolamento, il consumo di suolo;
- lo stato attuale dell'architettura minore, in gran parte realizzata senza seguire criteri antisismici e molto spesso priva di interventi efficaci di consolidamento;
- le opportunità di sviluppo e di attivazione di economie locali, improntate su un modello circolare, incentrato sulla gestione e l'utilizzo razionale della risorsa legno;
- la necessità di intervenire il più possibile sul patrimonio esistente eludendo perdita di suolo.

Infine, affrontare queste delicate tematiche non può prescindere dal considerare, congiuntamente alle strategie di consolidamento dei borghi appenninici, gli obiettivi sempre più ambiziosi di decarbonizzazione del settore, per i quali si assiste alla progressiva affermazione su scala globale del legno come materiale da costruzione.

La disamina del presente capitolo è inoltre stata utile per evidenziare come nella Penisola italiana coesistano aree morfologicamente, culturalmente e socialmente vulnerabili. La fragilità sismica di tali territori può indirizzare verso misure di protezione, oltre ad incrementare la consapevolezza e la responsabilità di essere eredi e custodi di un importante patrimonio storico, artistico e paesaggistico. Un primo passo in tal senso può consistere nel definire strategie integrate per intervenire capillarmente sul patrimonio costruito diffuso, a partire dalla diagnostica scientifica e proiettandosi verso nuove forme territoriali di imprenditorialità.

## Capitolo 3

### Le culture sismiche locali

#### 3.1 Introduzione

Il presente capitolo raccoglie tecniche e pratiche sismo-resistenti diffuse nelle aree del mondo a maggior rischio sismico, evidenziando come la consapevolezza delle misure di salvaguardia adottate nel passato possa rivelarsi importante per proteggere e ridurre la vulnerabilità sismica del costruito storico.

In passato, le comunità hanno imparato a convivere con i vari eventi ambientali e sociali attraverso continue pratiche di adattamento. Il frutto di questo processo dinamico sono le architetture vernacolari, chiamate anche “*architetture senza architetti*” (Rudofsky, 1964), o strutture non ingegnerizzate, proprio perché costruite e riadattate dai proprietari stessi.

Nelle società antiche, la conoscenza costruttiva si diffondeva attraverso leggi non codificate, attraverso la pratica e tramite l’insegnamento del maestro al suo apprendista. Nei contesti a rischio sismico, la consapevolezza del pericolo di un evento e dei suoi potenziali effetti diviene anch’essa, quindi, una prassi culturale (Ferrigni et al., 2005). Il modo adeguato di costruire è infatti costantemente migliorato dalla sovrapposizione delle esperienze nel tempo: osservare i danni e gli effetti dei sismi sul costruito storico ha permesso di combinare, rielaborare e perfezionare quanto applicato precedentemente e in molti casi formulare nuove ipotesi (Rapoport, 1969). Il processo di costruzione e il lessico architettonico si sono evoluti nel tempo; le comunità hanno selezionato degli accorgimenti nel

reagire ai disastri naturali, in funzione delle risorse *in loco*, delle competenze acquisite, della destinazione d'uso e in particolar modo delle proprie possibilità economiche (Ferrigni, 1990).

In letteratura sono stati identificati diversi accorgimenti adottati nei secoli e in diverse aree geografiche, per la tutela o il retrofitting di abitazioni tradizionali. La presenza o meno di tali accorgimenti si riflette sull'esistenza di una cultura sismica locale, intesa come l'adozione di un approccio maturato nel tempo per la difesa dai terremoti. La cultura sismica locale rispecchia la cultura identitaria costruttiva: una "*fonte di informazioni che rivela la sua storia*"; essa può fornire importanti lezioni per la riduzione del rischio sismico (Ferrigni et al., 1990; Pierotti, Uliveri, 2001; Correia et al., 2014; Correia et al., 2015).

Il presente capitolo intende, quindi, illustrare:

- come le comunità di tutto il mondo, dall'antichità ad oggi, abbiano affrontato la questione sismica. Nel corso dei millenni si sono diffuse, mondialmente, due culture sismiche: della prevenzione e della riparazione, strettamente correlate al tempo di ritorno dei terremoti, alla disponibilità dei materiali in loco e, quindi, alla diffusione di una cultura del rischio intervenendo essenzialmente:

- a) con tecniche che stabilizzano gli elementi strutturali;

- b) migliorando le connessioni degli elementi strutturali.

- la disamina, la raccolta e la sistematizzazione delle evidenze scientifiche disponibili in letteratura su scala mondiale sugli aspetti storici e tecnologici di murature realizzate attraverso l'inserimento del legno come presidio. Si sono riscontrate e catalogate cinque "famiglie" che si differenziano fra loro per tipologia costruttiva, nodi strutturali, e per comportamento meccanico e sono state raccolte in schede riassuntive (Annesso A);

- la disamina, la raccolta e la sistematizzazione di informazioni circa la cultura sismica in Italia: in particolare di come il legno sia stato impiegato nella storia -anche normativa- come presidio antisismico.

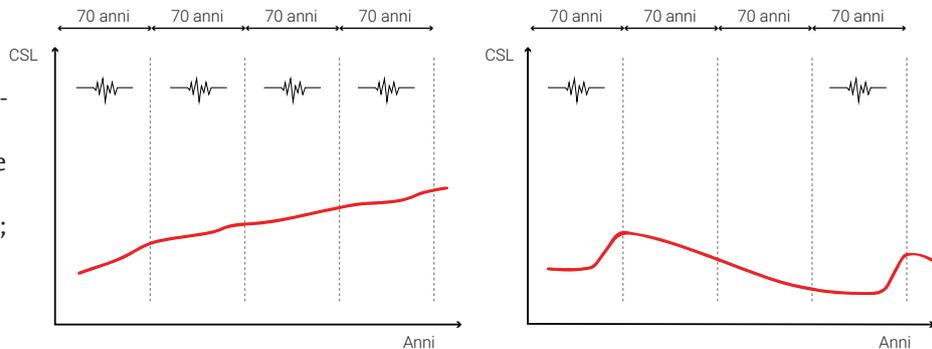
### 3.2 Il ruolo delle culture sismiche locali: approccio reattivo e approccio preventivo

La correlazione tra l'innestarsi di pratiche sismo-resistenti e la frequenza dei terremoti è molto influenzata dalla consapevolezza del rischio e dalla memoria collettiva (Pierotti, Uliveri, 2001).

Si possono distinguere due tipologie di eventi sismici:

- il terremoto endemico, di intensità variabile, ma molto più frequente;
- il terremoto isolato, di forte intensità, ma raro.

Figura 3.1  
Il grafico esprime il rapporto tra la frequenza di un terremoto e la diffusione delle culture sismiche locali (CLS):  
a) terremoto endemico;  
b) terremoto isolato  
(rielaborata da Touliatos, 1992).



La maggiore o minore frequenza di un sisma fa sì che le popolazioni siano più o meno consapevoli e adottino strategie per convivere (Pierotti, Uliveri, 2001; Arrighetti, 2015).

Nel primo caso, gli eventi sismici con tempi di ritorno brevi aumentano la percezione del rischio: si convive con esso adottando misure di salvaguardia, sviluppando e tramandando tecniche sismo-resistenti che sono affinate e migliorate di generazione in generazione, terremoto dopo terremoto (figura 3.1a).

Al contrario, nel secondo caso (figura 3.1b), se i terremoti non sono frequenti, con periodi di ritorno molto lunghi e interposti periodi di quiete, questi determinano un divario generazionale, riducendo la percezione del rischio sismico, e conseguentemente, causando la perdita della conoscenza accumulata fino a quel momento: la memoria costruttiva (Touliatos, 1992; Ferrigni, 2005). I provvedimenti efficaci sviluppati nel passato vengono gradualmente dimenticati e abbandonati o, in

alternativa, passano nella pratica edilizia corrente, diventando linguaggio architettonico o decorazione. Mentre, da un lato, il lavoro di molti esperti ha permesso lo studio di diverse tecniche antisismiche provenienti da tutto il mondo, dall'altro, l'analisi dettagliata delle "anomalie" che "proteggono" ha portato all'identificazione di un altro approccio alla cultura sismica: la cultura sismica della riparazione. Le "anomalie" sono definite come "*quegli elementi che non sono congruenti con il contesto - non risultano motivati - appaiono realizzati dopo l'edificio*" (Ferrigni et al., 1990). In altri termini, si tratta dell'adozione di pratiche per cui, a fronte di situazioni di degrado, la logica economicamente più sostenibile era quella di ripristinare e/o compensare le criticità strutturali attraverso l'inserimento di espedienti di rinforzo (Giuffrè, 1993).

Il Portogallo, ad esempio, è caratterizzato da una sismicità moderata, ma l'evento storico del terremoto di Lisbona del 1755 ha portato allo sviluppo della tecnologia antisismica "Pombalino", il cui nome deriva dal marchese Pombal di Lisbona che presiedette alla ricostruzione della città; il sistema è stato sviluppato e selezionato come tecnologia antisismica attraverso le indagini sul campo di ciò che era sopravvissuto (cfr. §3.4.4). Tuttavia, a causa di una progressiva perdita della consapevolezza del rischio sismico, il sistema "Pombalino" è stato sostituito nel tempo dagli edifici "Gaioleiro", caratterizzati da una qualità costruttiva di minor qualità, che ne ha aumentato la vulnerabilità (Mendes, Lourenco, 2009; Poletti, Vasconcelos, 2015).

Lo sviluppo di una cultura sismica locale è legato non solo alla frequenza, ma anche all'intensità dei fenomeni (figura 3.2). Gli eventi sismici che hanno causato danni permettono la comprensione del comportamento strutturale dell'edificio; il radicamento e l'evoluzione di una cultura sismica locale avviene in particolare se l'intensità è compresa tra VII e X grado della scala Mercalli, quello che Giuffrè definì "*carico critico*" (Giuffrè, 1993).

Infatti, i danni causati dai terremoti non particolarmente distruttivi, anche se frequenti, non saranno così rilevanti da permettere alle comunità locali di formulare le strategie di rinforzo. In egual modo, terremoti eccezionalmente violenti,

che causano la distruzione totale degli insediamenti, determinando maggiori difficoltà nel valutare l'efficacia di particolari accorgimenti costruttivi (Paolini, 2005).

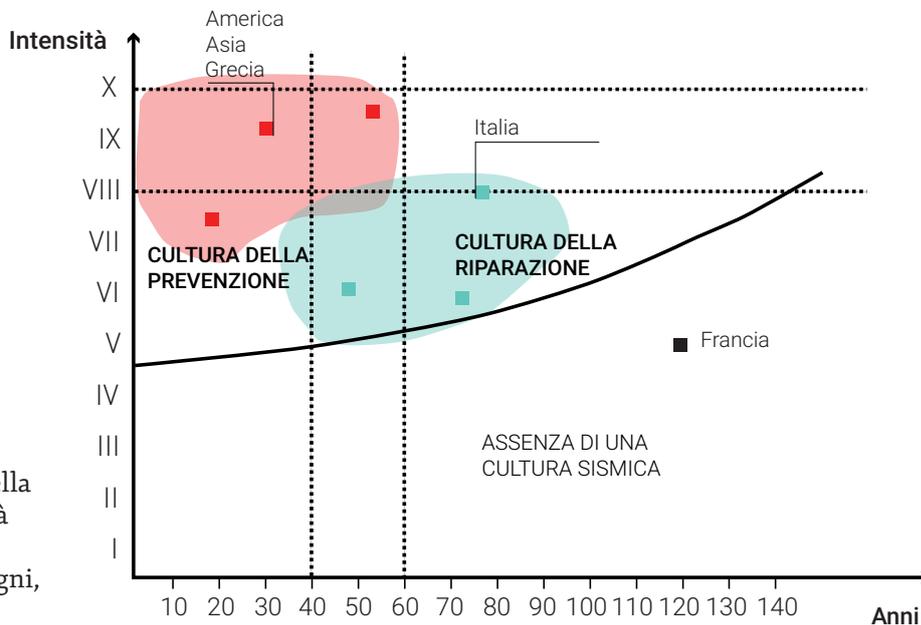


Figura 3.2  
Culture sismiche  
locali in funzione della  
frequenza e intensità  
dei terremoti  
(rielaborata da Ferrigni,  
et al., 2005).

In conclusione, l'applicazione di una conoscenza empirica maturata nei secoli e la natura endemica o isolata dei terremoti hanno permesso la progressiva selezione dei materiali e lo sviluppo di tecniche sismo-resistenti. Queste possono distinguersi nel rafforzamento strutturale delle tecniche di costruzione locali e nell'introduzione ed elaborazione di presidi antisismici.

Un intervento, infine, ha maggior probabilità di essere adottato, diffuso e tramandato dalla comunità quanto più si rivela sismicamente efficace, evitando il crollo e la ricostruzione totale (Ortega et al., 2017).

Gli eventi naturali ciclici, come si è anticipato, generano la nascita e il radicamento di fenomeni di adattamento, dando vita ad una vera e propria "cultura locale del rischio"<sup>3</sup>.

Nelle aree colpite frequentemente da terremoti gli accorgimenti sismo-resistenti sono vari (tabella 3.1). Ne sono un esempio i collegamenti in piombo tra i blocchi delle trabeazioni nei templi dorici a Paestum, per contrastare i muri d'an-

<sup>3</sup> Termine introdotto nel 1989 dal Centro Universitario Europeo per i Beni culturali (CUEBC) di Ravello.

golo, o le costole nei muri perimetrali dei templi micenei, per contrastare il ribaltamento della parete (Ferrigni et al., 2017; Ruggieri, 2015). Le tecniche che hanno permesso agli edifici Aztechi e Maya di opporsi alle sollecitazioni orizzontali sono diverse da quelle leggere adottate nelle antiche pagode cinesi o giapponesi, così come queste ultime, a loro volta, sono diverse dalle case costruite in Turchia o dai muri nella medina di Algeri, o nel minareto in Uzbekistan (Ferrigni et al., 2017; Foufa, Benouar, 2005).

Tali approcci possono essere raggruppati in due macro-gruppi (Ferrigni et al., 2005; Correia, Carlos, 2015; Ortega et al., 2017):

- 1) l'approccio reattivo o cultura della riparazione o *resistere per ridondanza* dove si interviene aumentando la capacità resistente dei manufatti edilizi, incrementando la rigidità/la dimensione degli elementi come reazione, appunto, ai fenomeni sismici;
- 2) l'approccio preventivo o *resistere per flessibilità*: si interviene alleggerendo le strutture, utilizzando materiali deformabili in modo da aumentare loro capacità deformativa, ovvero attraverso accorgimenti dissipativi (Figura 3.3).

In alcune aree del mondo si sono tuttavia diffuse altri due tipi di culture.

La cultura della risposta articolata, ovvero del *resistere mescolando*, e la cultura della risposta passiva, nelle quali le comunità locali realizzavano gli edifici o parti di essi in modo

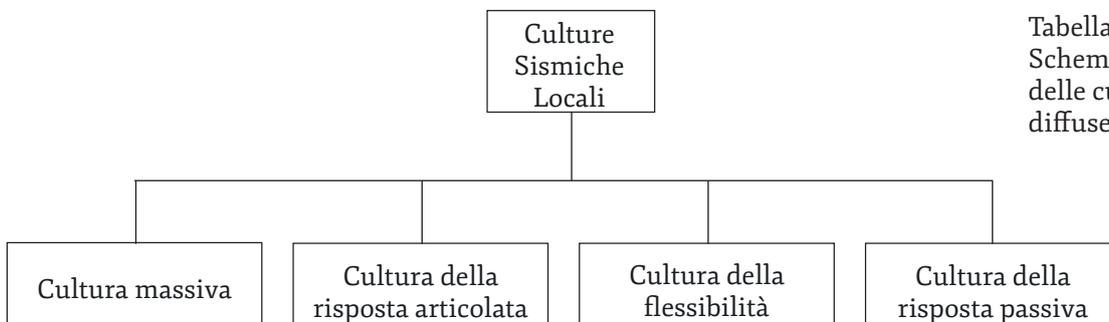


Tabella 3.1  
Schema riassuntivo delle culture sismiche diffuse nel mondo.



Figura 3.3  
Tipologia di approccio in funzione della frequenza di un terremoto.

da consentire il parziale collasso e allo stesso tempo non recare danni a persone, come nel caso di alcuni edifici tradizionali cinesi (Ferrigni et al., 2005; Zhiping, 2000). Nel caso specifico della risposta passiva, le comunità non investono in misure di prevenzione, in quanto da un punto di vista economico risulterebbe più dispendioso rispetto alla ricostruzione. Si costruisce, quindi, in modo che le strutture possano essere facilmente consolidate e che, in caso di collasso, limitino la perdita di vite umane (Naderzadeh, 2009; Hoffmann, 2015; Ortega et al., 2017; Jorquera et al., 2017). Un esempio rappresentativo sono gli edifici realizzati in legno e bambù dell'Isola di Nias (Sumatra) in Indonesia (figura 3.4) o la realizzazione di isolatori sismici usati nelle case tradizionali in Lahjan (Iran) (figura 3.5) posizionati tra il terreno e la struttura sovrastante in modo da abbassare la frequenza di vibrazione della stessa (Michiels, 2015).

Figura 3.4  
Cultura di risposta passiva in Indonesia (da Gruber, 2007).



Figura 3.5  
Isolatori sismici tradizionali Iran (da Michiels, 2015).

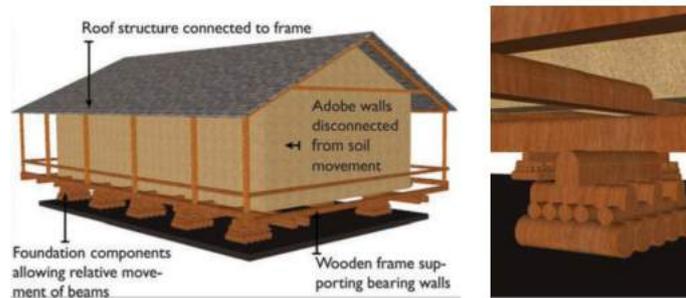
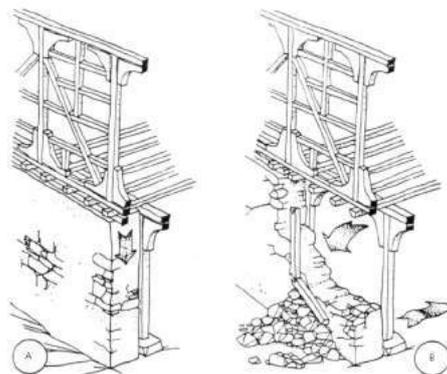


Figura 3.6  
Sistema costruttivo dell'isola di Lefkada (da Touliatos, 1992).



1) Approccio reattivo: ridondanza degli elementi strutturali

Un approccio *ridondante* può riscontrarsi:

- nella “rottura locale controllata” di strutture miste di muratura e legno, come ad esempio le strutture realizzate nell’isola di Lefkada (figura 3.6) dove l’uso di un duplice struttura permette, in caso di azione sismica, il parziale collasso della stessa, garantendo l’integrità d’insieme (Ortega et al., 2017)
- nell’adozione di pietre lavorate e assemblate in modo da ridurre le superfici orizzontali di scorrimento, come in Perù, a Cuzco (figura 3.7) o nel caso delle pareti in muratura ciclopica Inca. Nell’utilizzo, quindi, di materiali e tecniche con capacità di generare attrito interno e di contrastare gli effetti torsionali rinforzando gli angoli degli edifici (Ferrigni et al., 2017).
- nella monoliticità di pareti e fondazioni;
- nell’incremento delle sezioni resistenti rispetto a quelle normalmente necessarie per sopportare i carichi permanenti, permettendo così alla struttura di mantenere una certa stabilità, in caso di collasso di alcune parti dell’edificio (Correia et al., 2014).

2) Approccio preventivo: la resistenza per deformabilità degli elementi

Nelle aree dove è diffuso il legno (o bambù) si è sviluppata nei secoli una cultura costruttiva basata sulla capacità elastiche e deformative di tale materiale, nonché sulla sua resistenza a trazione. Le sollecitazioni sismiche vengono dissipate grazie alla capacità di tali strutture di subire spostamenti assicurando la minima deformazione elastica degli elementi strutturali. Le tecniche costruttive basate sulla flessibilità sono diffuse in molte regioni asiatiche.



Figura 3.7  
Tessiture murarie  
con pietre ben lavora-  
te a Cuzco, Perù  
(da Tonietti U.).

Le pagode in legno giapponesi, o le pagode cinesi (es. Pagoda delle sei armonie sul colle di Yuelun), o le strutture in bambù in Colombia (manizales) ne sono un esempio eclatante. I tetti delle pagode Cinesi costruite tra il X e il XIII sec. si innestano su bilancieri che permettono alla struttura di deformarsi se sollecitate (Ferrigni et al., 2017). Una tecnologia simile si può riscontrare nelle pagode giapponesi del XIV sec., ma in questo caso i tetti non sono supportati dalla struttura sottostante, bensì sospesi (figura 3.8). In alcune aree dell'America Latina, la resistenza degli edifici viene assicurata esclusivamente attraverso l'uso di elementi strutturali flessibili. Le costruzioni tradizionali colombiane, ad esempio, le cosiddette *"bahareque"*, sono strutture costituite da canne di bambù legate con delle corde vegetali (Jorquera, 2012).

3) La cultura sismica della risposta articolata: "resistere mescolando"

Una pratica vernacolare molto comune in diverse zone sismiche nel mondo consiste nella fusione dei due approcci descritti in precedenza: la prima basata sulla ridondanza degli elementi e la seconda sulla flessibilità-deformabilità degli stessi.

Il principio, preventivo, si basa sull'utilizzo simultaneo di elementi strutturali in legno e muratura: si conferisce duttilità alla parete in muratura inserendo elementi lignei all'interno della compagine muraria. La modalità di impiego dei materiali, la messa in opera e il comportamento meccanico varia-

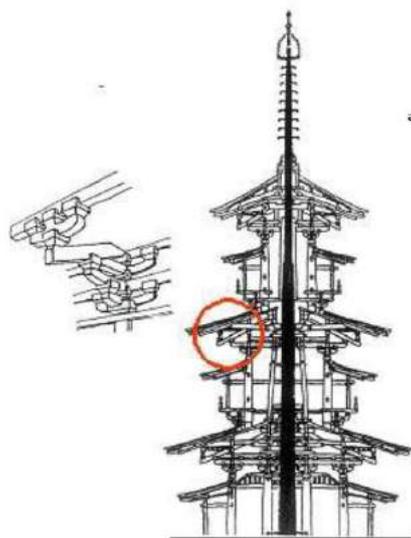


Figura 3.8  
Bilancieri pagode  
giapponesi  
(da Ferrigni et al., 2017).

no nelle diverse aree del mondo, in funzione del clima, delle risorse disponibili e della maestranza locale. Le buone prestazioni sismiche di questa pratica sono state segnalate a seguito di molti terremoti del passato, come il sisma di Marmara del 1999 in Turchia (Gülhan, Güney, 2000). Tali tecniche verranno discusse in maniera sistematica nel paragrafo 3.4.

### **3.3 Provvedimenti sismo-resistenti**

In diversi contesti geografici si possono riscontrare accorgimenti tecnologici e tipologici per la risposta al sisma. In sintesi le tecniche tradizionali antisismiche sono elaborate intervenendo (Correia, Merten, 2001; Ortega et al., 2017, Palazzi, 2019):

- a) con tecniche che stabilizzano gli elementi strutturali;
- b) migliorando le connessioni degli elementi strutturali.

#### **a) Tecniche che stabilizzano gli elementi strutturali**

##### **Forma dell'edificato**

- Simmetria in termini di massa e rigidezza: le irregolarità in pianta e in altezza portano all'innescare di meccanismi locali fuori dal piano (Vlachakis et al., 2020).

- Numero aperture e allineamenti/rinforzo delle aperture: se troppo grandi o disallineate, causano una distribuzione non omogenea di rigidità o concentrazioni di tensioni, con conseguente minore capacità di rispondere a sollecitazioni taglianti. Laddove la consapevolezza del rischio era alta, le aperture venivano tamponate e, se deboli, rafforzate in diversi modi: introducendo archi di scarico al di sopra degli architravi, nella compagine muraria, in modo da canalizzare il percorso di scarico verso i maschi murari.

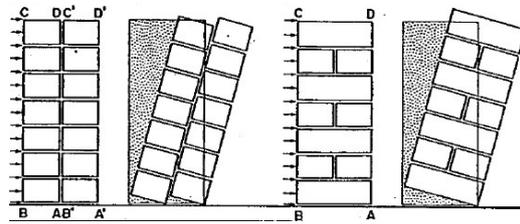
Tuttavia, queste trasformazioni diacroniche, date dalle esigenze abitative, contribuiscono ad incrementare la vulnerabilità degli edifici.

##### **Connessioni trasversali nei muri**

Ad esempio l'uso dei diatoni: questi dispositivi sono generalmente pietre passanti poste lungo l'intero spessore della pa-

rete (figura 3.9). Forniscono alle pareti una maggiore stabilità migliorando il comportamento alle azioni fuori dal piano. I diatoni, anche in legno o in metallo, possono essere utilizzati anche come tecnica di rinforzo strutturale post-sisma.

Figura 3.9  
I diatoni nella compagine muraria permettono di aumentare la monoliticità di una parete (da Giuffrè, 1991).



### Contrafforti

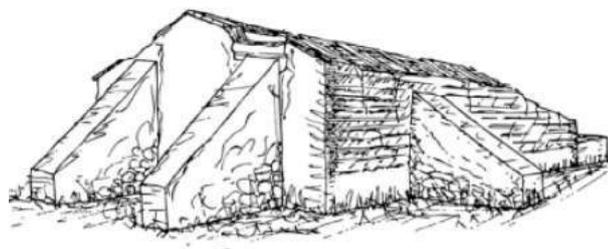
Sono elementi realizzati tradizionalmente in pietra/mattoni, utilizzati nel corso della storia per contrastare il ribaltamento della facciata o per rafforzare le aree potenzialmente più vulnerabili, o soggette a maggiore concentrazione di tensioni, come le angolate, o in prossimità di archi o coperture spingenti. I contrafforti possono essere coevi all'edificio, o essere aggiunti successivamente come elementi di irrigidimento/rinforzo (figura 3.10). È fondamentale che nell'inserimento di un contrafforte come elemento di rinforzo, questo sia efficacemente collegato, altrimenti, in caso di azioni orizzontali, potrebbe assumere un comportamento indipendente e gravare sull'esistente (Cangi, 2009).

La loggia, particolarmente utilizzata in molte aree del sud Italia e del sud della Francia, può in alcuni casi rappresentare un'evoluzione del sistema contrafforte (Ferrigni et al., 2005).

### Archi di contrasto

Sono archi realizzati in mattoni o in pietra, posizionati tra due facce opposte di edifici, in strade strette o in stretti passaggi fra gli edifici (Dipasquale, Mecca, 2013; Correia et al., 2015). Questi dispositivi si ritrovano solitamente in sommità degli edifici o al livello dei solai e permettono la trasmissione di forze orizzontali.

Figura 3.10  
Contrafforti nella provincia di Evora, Portogallo (Ortega et al., 2017).



In questa maniera, se gli archi sono adeguatamente connessi ed eseguiti, fanno sì che gli edifici collaborino con gli elementi adiacenti, redistribuendo le forze orizzontali proporzionalmente (figura 3.11).

Possono assumere il ruolo non solo di elementi strutturali, ma diventare elementi funzionali e di trasformarsi in logge e passaggi coperti (Pierotti, Ulivieri, 2001).

Questi archi di rinforzo fanno parte del vocabolario costruttivo dei borghi in aggregato della penisola italiana, ma anche di molte aree del mediterraneo (Dipasquale in Correia et al., 2014). L'uso di questi elementi può essere controproducente se le pareti non sono in grado di contrastare le forze orizzontali (Niglio e Ulivieri, 2005).

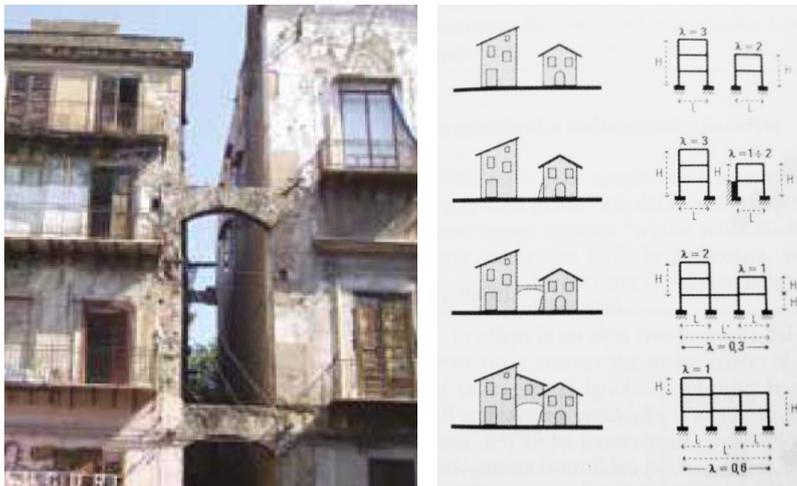


Figura 3.11  
A sinistra: archi di contrasto Palermo (da Dipasquale, 2014)  
a destra: schema dell'incremento sismoresistente dato da speroni, archi di contrasto e corpi aggiunti (da Lagormarsino, Ugolini, 2005).

### Murature "listate" / "Radiciamenti" lignei

Le murature "listate" sono murature che presentano filari di mattoni realizzati orizzontalmente ad una distanza non eccessiva (ad intervalli più o meno regolari, ogni 60-120 cm), o elementi orizzontali in legno che assicurano il livellamento dei vari strati, oltre che aumentare l'attrito interno e limitare il propagarsi di eventuali lesioni (figura 3.12). Il posizionamento di tavole di legno migliora la resistenza a taglio della muratura; è una tecnica rintracciabile in molte città storiche italiane e la sua origine risale all'Impero Romano (Dipasquale in Correia et al., 2014).

Figura 3.12  
A sinistra: muratura listata, Lamezia, Calabria (da Dipasquale 2014);  
a destra: radiciamenti lignei, Algeri (da Abdessemed-Foufa, 2005).



### Ringrossi murari

Possono essere a scarpa o paralleli, e rientrano anche nella categoria di rinforzi preventivi, il loro scopo è di incrementare la sezione muraria e prevenire collassi fuori dal piano. A differenza dei contrafforti - che sono elementi puntuali - tali presidi coinvolgono l'intera lunghezza del muro.

### Scale esterne o scale rampanti tra due edifici

Oltre ad un elemento funzionale, rappresentano anche un elemento di rafforzamento, in quanto contrastano movimenti verso l'esterno della facciata. Non tutte le scale esterne sono state realizzate con l'intento di rafforzare gli edifici. Sono necessarie analisi preventive sulla storia dell'edificato storico prima di validarne l'efficacia (Ferrigni, 1990).

### Spazi/passaggi voltati al piano terra

Alcuni esempi possono ritrovarsi in molte aree della Lunigiana, dove, per la loro peculiarità, alcuni borghi prendono il nome di "borghi in galleria" (Pierotti, Uliveri, 2001)(figura 3.13).

Un altro esempio si può riscontrare nel sud-est della Sicilia, dove, dopo il terremoto del 1693, quasi tutti gli edifici al piano terra sono stati ricostruiti con strutture voltate e impalcati leggeri in legno nei piani superiori (Correia et al., 2014). Nella Liguria di Ponente le strutture spingenti sono state utilizzate con consapevolezza, ossia per generare spinte verso l'interno dell'edificio e ridurre conseguentemente il ribaltamento delle facciate e gli effetti torsionali (Lagomarsino, Ugolini 2005).



Figura 3.13  
Borgo in galleria,  
Lunigiana  
(da Pierotti, Uliveri, 2001).

Infine, la rastremazione delle murature all'aumentare dell'altezza e l'utilizzo di materiali più leggeri nei piani superiori al primo possono essere validi accorgimenti che permette di abbassare il centro di gravità degli edifici e ridurre la probabilità di risonanza (Arnold et al., 1981).

#### **b) Tecniche che migliorano le connessioni tra elementi strutturali e che permettono di contrastare le azioni orizzontali**

La mancanza di connessione tra gli elementi strutturali è una delle cause principali dei cinematismi che si attivano a seguito di terremoti. Questi danni possono essere significativamente ridotti quando gli elementi dell'edificio sono correttamente collegati (parete-parete, parete-impalcato, parete-tetto) e l'edificio assume un comportamento scatolare.

#### **Cantonali**

Questa tecnica, utilizzata per rinforzare i nodi parete-parete, consiste nell'utilizzo di blocchi squadrati disposti con cura in modo da avere un ingranamento delle pareti ortogonali; è diffusa in molte aree del mediterraneo, in particolar modo in Italia, Grecia e Algeria, o comunque in molte zone costruite prevalentemente con materiali lapidei (D'Ayala, Paganoni, 2011; Brando et al., 2017). L'efficacia di tali dispositivi è coniugata soprattutto alla qualità muraria (Borri et al. 2001b).

#### **Catene**

Le catene in acciaio o in legno (figura 3.14) sono usate per collegare differenti elementi strutturali (muro-muro, muro-orizzontamenti) ed evitare il ribaltamento fuori dal piano della compagine muraria. Sono state ritrovate in regioni altamente

sismiche come strategia di rinforzo e di collegamento di elementi murari.

Una variante particolarmente diffusa anche in aree abruzzesi sono le catene lignee bloccate con dispositivi di ancoraggio metallici (es. staffe, cravatte), lignei (cunei-zeppe) o mensole di pietra (Carocci, Lagomarsino, 2009).



Figura 3.14  
A sinistra: catena metallica e radiciamento ligneo (da Ing. Penna); a destra: in alto collegamenti in legno Nuwakot Durbar, Nepal (da Liberatore D.).

### Cerchiatura

Tradizionalmente questo rinforzo interessa l'intero edificio, grazie al posizionamento di una coppia di tavole/tronchi di legno collegate da elementi trasversali che corrono, all'interno dei muri ad una stessa quota, chiudendosi ad anello. Posso a volte non avere collegamenti trasversali; a volte essere ridotti a tronchi lignei. In questo caso, i cordoli lignei costringono il sistema a dissipare energia per attrito (Langenbach, 2007). Inoltre, la cerchiatura migliora il comportamento fuori dal piano e la resistenza al taglio nel piano, in quanto, confinando porzioni di pareti, incrementa la resistenza a compressione, la resistenza a taglio e la capacità deformativa (Omar Sidik, 2012). Questo accorgimento costruttivo/di rinforzo sarà approfondito nel paragrafo successivo (cfr. §3.4.2).

### **3.4 Le culture sismiche nel mondo: i dispositivi antisismici lignei**

L'uso del legno come sistema di costruzione antisismico è largamente diffuso in tutto il mediterraneo e nel mondo tra quelle comunità che nei secoli sono entrate in contatto tra loro, trasportando e scambiando non solo beni, ma anche culture, tradizioni e saperi (Dipasquale, Mecca 2013).

In prossimità della catena alpino-himalayana - responsabile del 15% dell'attività sismica mondiale (Ortega et al., 2015)- e della cordigliera delle Ande, aree geografiche notoriamente colpite da eventi sismici importanti, sono diffuse tecniche tradizionali miste per la protezione sismica degli edifici, che persistono ancora oggi e hanno largamente dimostrato la loro efficacia.

Il quadro redatto nel seguente capitolo rappresenta, quindi, una piccola percentuale esemplificativa della cultura sismica locale dell'immenso patrimonio vernacolare. Ad ogni tipologia illustrata è associata una scheda sintetica nella quale si intende sottolineare la diffusione e la differenziazione tecnologica di tali presidi costruttivi. Tuttavia, tali elaborati non sono da considerarsi esaustivi, ma si pongono piuttosto come strumento di raccolta di informazioni propedeutiche e utili ai fini delle successive fasi della ricerca.

L'impiego del legno nel mondo per l'assemblaggio di sistemi resistenti al sisma è diversificato, ma le categorie nelle quali può essere classificato sono complessivamente cinque:

- 1) muratura con inserti di legno (cfr. §3.4.1);
- 2) muratura in pietrame o mattoni con cordoli in legno (cfr. §3.4.2);
- 3) intelaiatura lignea con muratura in pietrame o mattoni (cfr. §3.4.3);
- 4) i sistemi ibridi dove il legno non assume un ruolo primario, ma collaborante (cfr. §3.4.4);
- 5) intelaiatura lignea con muratura in terra (cfr. §3.4.5).

### 3.4.1 Muratura con inserti di legno

Questa tipologia consiste di elementi lignei singoli o plurimi, in forma di tronchi o di assi, posizionati orizzontalmente in maniera non continuativa all'interno della muratura, occupandone una porzione o l'intera sezione.

Un esempio è stato rinvenuto nella cittadella di Algeri: qui i tronchi non squadrati, chiamati *thuya*, di 10-15 cm di diametro, sono accostati tra loro e posti nell'intero spessore della muratura, regolarmente distribuiti ogni 80-120 cm.

Similmente, nelle case tradizionali di Amenthane e Mena, nella provincia di Batna, nell'area del Maghreb, sono stati utilizzati tronchi di ginepro sovrapposti negli angoli per garantire un comportamento scatolare (Abdessemed Foufa, 2016). Questa misura "parasismica" fu adottata dal governatore Dey a seguito del terremoto del 1716 (Abdessemed Foufa 2005; Abdessemed Foufa, Benouar 2010; Rovero, Toniatti 2012). Questi inserti lignei (figura 3.15) sono diffusi anche nella medina di Fes ad intervalli più o meno regolari. La suddivisione della parete muraria in pannelli più piccoli fa sì che la stessa, sollecitata da azioni sismiche orizzontali, limiti le deformazioni (Stefanini, 2020).

*"Vidi case minate alla base e semidistrutte, ancora sostenute a vicenda grazie a questo artificio di costruzione."*<sup>3</sup>

Un esempio analogo diffuso in diverse aree italiane è quello dei "radiciamenti lignei" (termine coniato da Giuffrè nel 1988) (figura 3.16), rinvenuto in alcune murature irpine, nelle murature aquilane (Giuffrè, 1988; Carocci, Lagomarsino, 2009; Carocci, 2012; ; Aloisio et al., 2019) e in aree del Mugello (Arrighetti, 2016). L'utilizzo nella storia di questi elementi è emerso a seguito delle analisi dei danni subiti dagli edifici colpiti dal terremoto dell'Aquila del 2009.

<sup>3</sup> Traduzione da: Carette AEH (1850) *Algérie, l'Univers ou Histoire et Description de tous les peuples de leurs religions, moeurs, coutumes*, Paris Éd Firmin Dido Frères. Cfr. Abdessemed-Foufa, Amina. "Historic Earthquake-Resistant Constructive Techniques Reinforced by Wooden Logs in Algeria." *Historical Earthquake-Resistant Timber Framing in the Mediterranean Area*. Springer, Cham, 2016. 33-4



Figura 3.15  
A sinistra: Elementi lignei, Palazzo del Dey, Cittadella di Algeri (da Abdessemed-Foufa, 2005, 2016); a destra: elementi lignei nella medina di Fes (da Stefanini, 2020).



Figura 3.16  
A sinistra: radiciamenti lignei nell'aquilano (da Carocci, 2012); a destra: radiciamenti lignei rinvenuti dopo il terremoto del 2016 ad Accumoli (RI) (da D. Liberatore).

### 3.4.2 Muratura in pietrame o mattoni con cordoli in legno

Un'altra tecnica di rinforzo ligneo si basa sulla “cerchiatura” (figura 3.17) e prevede l’inserimento nella compagine muraria, in fase di costruzione, di elementi lignei a sezione circolare o quadrata. Questi elementi, disposti orizzontalmente, sono collegati tra loro per mezzo di chiodature o incastri, con l’obiettivo di cerchiare e garantire un comportamento scatolare. In caso di sollecitazioni sismiche, questo tipo di sistema può prevenire il ribaltamento delle pareti fuori dal piano sfruttando le eccellenti proprietà di trazione del legno: l’edificio è quindi in grado di subire maggiori deformazioni senza crollare. Inoltre, dal momento che le travi di legno sono inserite all’interno dello spessore murario, longitudinalmente e trasversalmente, possono aumentare l’integrità dell’intera compagine muraria ed evitare l’espulsione di parti della muratura e la propagazione di lesioni, contribuendo inoltre a dissipare energia grazie ai piani di scorrimento orizzontale (Ortega et al., 2017; Vlachakis et al., 2020).

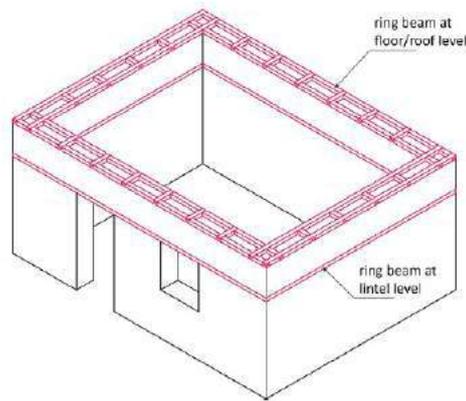


Figura 3.17  
Elemento di rinforzo  
tradizionale ligneo: la  
cerchiatura  
(da Ortega et al., 2017).

Le connessioni tra gli elementi lignei in prossimità degli angoli, dove si assiste ad una crescita proporzionale delle tensioni, possono essere irrigidite mediante chiodature o incastri a mezzo legno. Questo accorgimento, utilizzato largamente in Cile (Palazzi, 2019), in Marocco e in Perù (Angulo-Ibáñez, 2012), soprattutto nelle costruzioni in terra, incrementa il comportamento scatolare della struttura. Gli elementi, se ben collegati, evitano concentrazioni di stress e forze trasmesse da un elemento all'altro. Tale presidio si può trovare, pur espresso in linguaggi diversi, in varie parti del mondo, differenti in funzione del materiale disponibile e delle maestranze; qui di seguito si riportano alcuni esempi.

**Cator e Cribbage, Hatil, Koti Banal, Kat ki kunni (Scheda A.1)**

Questa variante (figura 3.18) è presente in diverse regioni dell'Himalaya, in particolare in Pakistan, nel nord dell'India, in Nepal e in Tibet (Ferrigni et al., 2005, Hughes, 2000) nonché capillarmente diffusa in regioni sismiche del mediterraneo come Grecia (Vintzileou et al., 2011; Vintzileou, 2008; Touliatos, 2005) e Turchia (Inan, 2013).

Si contraddistingue per la presenza di travi di legno poste nell'intradosso e nell'estradosso della parete muraria, solitamente costituita da pietre o adobe, di spessore variabile tra 40 e 60 cm. Le travi longitudinali sono regolarmente collegate mediante elementi trasversali lignei di dimensione variabile dagli 8 ai 15 cm. Questo sistema viene solitamente posizionato all'altezza del pavimento, degli architravi e della copertura. Durante campagne archeologiche svolte in varie località sono stati rinvenuti molti edifici dell'età del Bronzo e del Ferro, che

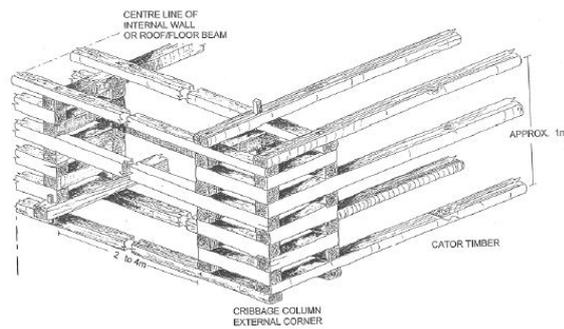


Figura 3.18  
A sinistra: sistema costruttivo Hatil, Turchia (da Inan, 2013); a destra: sistema costruttivo Cator e Cribbage (da Hughes, 2000).

riportavano soluzioni riconducibili, pur con diverse varianti, a qualcosa di simile. Ad esempio a Mohenjodaro, in Pakistan, risalente al 3500 a.C. (Hughes, 2000); in Egitto, nel tempio di Akhenaton, risalente al 1350 a.C., nel Nord del Pakistan, nel forte di Baltit; nell'Anatolia centrale questa pratica prende il nome di Hatil. Qui il sistema ligneo è posizionato all'estremità del muro ogni 50-100 cm (Homan, 2004; Inan 2013). Sempre in Turchia, nel sud, nella città di Mut, delle travi di legno, *kostek*, sono posizionate ogni 50-150 cm internamente ed esternamente alla muratura di spessore 50-75 cm (Correia et al., 2015).

Nella tecnica “*Cator e cribbage*” sono sovrapposte, in prossimità degli angoli, coppie di elementi trasversali lignei, di sezione variabile dai 5 ai 10 cm, alternativamente, in modo da creare una cavità successivamente riempita con pietrame e malta di terra. Queste “colonne” sono collocate ad una distanza di 2-4 m, mentre gli elementi lignei longitudinali sono posti ad intervalli di 30-130 cm (Hughes, 2000).

Il legno inserito all'interno della muratura è utilizzato come sistema di rinforzo grazie alle sue eccellenti proprietà elastiche e tensionali (Hughes, 2000).

Una tecnica analoga al *Cator e Cribbage* si ritrova nel Nord dell'India, al confine con il Pakistan, negli edifici Kat ki kunni, nella Kulu valley, e nelle abitazioni tradizionali multipiano della Yamuna valley (Omar Sidik, 2012; World Housing Encyclopedia WHE).

### Koti Banal

Nei villaggi delle valli dell'Himalaya, in particolare negli stati indiani di Uttarakhand, Himachal Pradesh, come nella regione del Karakoram in Pakistan, in Afghanistan e in Nepal, si ritrova un particolare tecnica costruttiva che prende il nome *Koti Banal* (figura 3.19) e coincide con il nome di un villaggio di Uttarakhand. Sono edifici isolati, di 4/5 piani, con altezza di 7-12 m. La muratura ha spessori che variano tra 40 e 70 cm, con ricorsi lignei che corrono lungo l'intradosso ed estradosso della parete muraria, collegati tra loro da inserti trasversali lignei con incastri a coda di rondine (Rautela, Joshi 2007). Gli elementi in legno sono posti ad un interasse di 30 cm. I terremoti che hanno colpito la regione negli ultimi secoli - tra gli altri, quelli di Kumaun nel 1720, di Garhwal nel 1803 e di Himachal Pradesh nel 1905 - sottolineano il buon comportamento di tali strutture (Omar Sidik, 2012).

Figura 3.19  
Sistema Koti Banal nella  
regione di Uttarakhand  
(da Rautela, Joshi 2007).



### Taq (Scheda A.2)

Una variante del sistema descritto in precedenza è prevalentemente diffusa nel Kashmir. In questo caso, gli elementi longitudinali e trasversali sono disposti esclusivamente al livello del solaio di calpestio (figura 3.20). Il termine *Taq* è utilizzato dagli esperti locali per indicare la modularità del sistema edilizio, comparabile ad un'unità di misura. I maschi murari, aventi sezione di 50 cm, sono alternati ad aperture, e sono tenuti insieme da ricorsi di travi lignee, denominati *ker*, di sezione variabile tra i 10-16 cm, a loro volta connessi tra loro da elementi trasversali lignei (Langenbach, 2009).



Figura 3.20  
Sistema costruttivo  
Taq, Srinagar  
(da Langenbach, 2009).

### Casa tradizionale Nuristan/Pashai “Amo” (Scheda A.3)

Un'altra tipologia costruttiva molto simile al “*Cator e Cribbage*”, che caratterizza principalmente l'architettura rurale della regione del Nuristan in Afghanistan, e del Baltistan in Pakistan è quella di edifici in legno e pietra, dove elementi verticali e longitudinali sono tenuti assieme senza l'utilizzo di chiodi. La casa tradizionale del Nuristan “*amo*” (figura 3.21) si sviluppa su due livelli e ha un'altezza complessiva di 5.40 m; il piano superiore è riservato alla famiglia, la parte al piano terra viene utilizzata come magazzino. La muratura è composta da pietre legate da malta di terra e ha uno spessore di 20 cm; gli elementi in legno occupano l'intera sezione del muro, e hanno, quindi, una sezione rettangolare relativamente grande, di circa 15 cm, e sono posizionati a intervalli di circa 25 cm (Edelberg, Jones, 1979). La casa è generalmente a pianta quadrata, disposta attorno a quattro colonne per ciascun piano, a loro volta poste a distanza reciproca e dall'esterno del muro di 180 cm (Szabo, Barfield, 1991; Boostani, 2019).

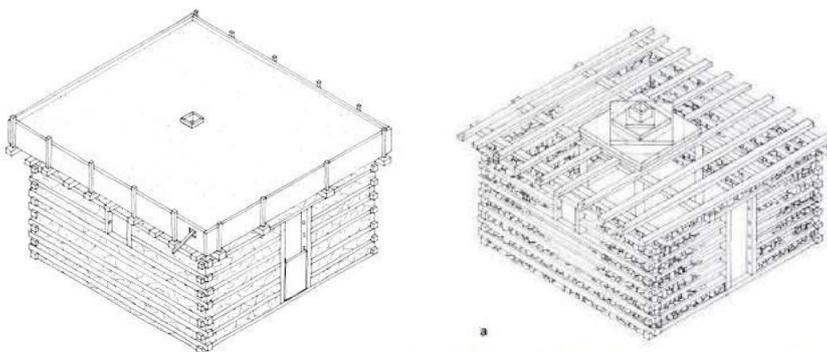


Figura 3.21  
Casa tradizionale del  
Nuristan, Afghanistan  
(da Szabo, Barfield 1991).

#### Bhatar (Scheda A.4)

Dopo il devastante terremoto del 2005, il governo pakistano ha istituito l'Earthquake Reconstruction and Rehabilitation Authority (ERRA). Una delle tecniche promosse nella ricostruzione è stata la tecnica nota come "Bhatar" (figura 3.23), che consiste nel realizzare strutture murarie con elementi lignei orizzontali di rinforzo.

L'opzione di ricostruzione fu molto più economica rispetto alla costruzione tipica in cemento armato, che richiedeva il trasporto di cemento, mattoni e acciaio in aree remote. L'approccio dell'ERRA è stato quello di identificare e conservare le culture locali, analizzandole e perfezionandole, con il fine di creare un semplice manuale fruibile da tutti per la costruzione di abitazioni resistenti ai terremoti attraverso l'utilizzo materiali e maestranze locali. A questo manuale è stato associato un progetto pilota di formazione e autocostruzione. Nel manuale illustrato sono segnalate delle regole base da seguire (Schacher, 2007).

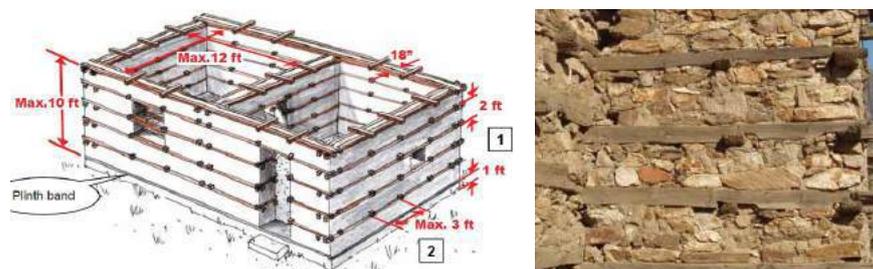
Le case si sviluppano generalmente su uno o due piani, con altezza del piano di circa 2m; hanno porte e finestre di piccole dimensioni, che devono essere distanti almeno 1 m circa (3 piedi) dagli angoli.

La lunghezza del muro non deve essere maggiore di 3,5 m circa (12 piedi) senza che sia connesso ad un altro muro; lo spessore del muro deve essere non più di 45 cm circa (18 pollici) e non più alto di 3 m circa (10 piedi). Inoltre, le bande di legno, di cedro o pino dell'Himalaya, devono essere continue e ben connesse con chiodi galvanizzati.

La muratura deve essere realizzata con pietre squadrate (vietate le pietre tonde) e si consiglia di inserire ogni 60 cm circa (2 piedi) dei diatoni per rendere il muro più solido.

L'intero edificio deve essere rialzato di 30 cm (1 piede) dal suolo. Gli elementi trasversali lignei che collegano ad elementi

Figura 3.22  
A sinistra: tecnica costruttiva Bhatar (da Schacher 2007); a destra: Besham Fort, Pakistan (da Schacher 2007).



longitudinali devono essere posizionati l'un l'altro di un intervallo massimo di 90-100 cm circa (3 piedi). Nel caso in cui le travi siano troppo corte, il manuale consiglia di collegarle con incastri a calettatura ("lap joint") e si raccomanda di sfalsarli evitando il loro posizionamento sulla stessa linea verticale. La sezione dei travetti lignei è circa 7x10 cm (3x4 pollici) e devono essere legate insieme negli angoli con appositi incastri e chiodature.

### Düğmeli

Questa tecnica, analoga a quella appena descritta, è quasi esclusivamente rurale e si ritrova in aree geografiche del Mediterraneo, dove la pietra è abbondante, o più frequentemente in ambiente montano, in rari casi in pianura (Spagna, Portogallo, Tunisia) o in località costiere (Spagna).

In Turchia è diffusa nelle aree montane: con "*dugmeli*" (figura 3.22) si intende il raffinato ancoraggio in legno e murature assemblate senza l'utilizzo di malta. Le dimensioni delle pietre variano da 10 a 50 cm di lunghezza. Gli elementi lignei sono generalmente di sezione circolare, con diametro variabile dai 2 ai 10 cm per gli elementi trasversali, o quadrate, 10 x 10 cm, per gli elementi longitudinali (Meda Corpus). Gli intervalli tra gli elementi lignei chiamati *düğme* o *peştivan* sono di 70-140 cm (Güçhan, 2018).

Lo spessore delle murature va da 50-60 cm; le pareti hanno uno spessore maggiore al pian terreno e vengono via via rastremate all'aumentare dell'altezza. La parete è di norma realizzata con due rivestimenti in pietra nell'intradosso ed estradosso e un riempimento interno con frammenti più piccoli (Meda Corpus; Güçhan, 2018).



Figura 3.23  
Dettaglio angolare  
della tecnica  
costruttiva Dugmeli,  
Turchia (da scheda  
Meda Corpus).

### 3.4.3 Intelaiatura lignea con muratura in pietrame o mattoni

La seconda categoria di presidi antisismici qui descritti ed elaborati nel corso dei secoli, in varie località del mondo, è quella delle intelaiature lignee.

L'impiego di elementi in legno risale alla civiltà minoica durante l'età del bronzo, nel 2130-2110 a.C, come testimoniato da scavi archeologici nell'isola di Creta, relativi ai palazzi di Knossos e Phestos. Nella Sala delle Doppie Asce del palazzo di Knossos, erano presenti travi lignee longitudinali e trasversali alla parete, utilizzate per rinforzare la muratura. Molti di questi accorgimenti non sono sopravvissuti fino ai giorni nostri, ma la loro traccia è evidente (figura 3.24) (Ruggieri, 2015; Tsakanika 2008; Vintzileou, 2011).

L'origine delle strutture intelaiate si fa tuttavia risalire all'Im-



Figura 3.24  
Tracce di montanti  
lignei nella Villa di  
Ayia Triada  
(da Tsakanika, 2008).

pero Romano, come evidenziato dai ritrovamenti archeologici a Pompei ed Ercolano e ai riferimenti vitruviani all'Opus Craticium (Langenbach, 2009).

In Europa, gli edifici intelaiati sono diffusi non solo nelle regioni sismiche (Grecia, Italia, Portogallo, Turchia), ma anche nei paesi del Nord, caratterizzati da un rischio sismico non particolarmente elevato, ma da ampia disponibilità del legno da costruzione come materiale locale, ad esempio: in Germania (fachwerk), Francia (colombage), Inghilterra (half-timber), Scandinavia (bindingverk) (Langenbach, 2009). Così come migrazioni, conquiste, dominazioni avvenute nell'arco dei secoli hanno fatto sì che queste tecnologie si diffondessero e venissero adottate, ibridandosi con i dispositivi elaborati dalle comunità locali, in Perù, Haiti e più recentemente negli USA (Langenbach, 2007).

### Dhajji Dewari (Scheda B.1)

Il Dhajji Dewari è una tecnica di costruzione tradizionale delle aree montuose del Kashmir e si caratterizza per avere delle cornici di legno leggero e tamponature in muratura. Durante il terremoto di magnitudo 7.6 dell'ottobre 2005 nel Kashmir, le case tradizionali di Dhajji hanno dimostrato di possedere un'ottima risposta alle sollecitazioni sismiche, mentre quasi mezzo milione di altri edifici, molti dei quali realizzati con materiali da costruzione moderni, sono crollati (Langenbach, 2009). Molti professionisti e rappresentanti istituzionali hanno iniziato a interessarsi a tale tecnica edificatoria e alla sua natura antisismica a partire dal terremoto di Kocaeli del 1999; prima di allora era stata quasi completamente trascurata dalla metà del XX secolo (Doğangün et al., 2006). Come nel caso della costruzione *Bathar*, nel 2009, il National Disaster Management Authority del Pakistan, insieme allo UN Habitat e alla Swiss Agency for Development and Cooperation, hanno elaborato un manuale per la corretta auto-costruzione da parte delle popolazioni locali del Dhajji Dewari.

La sua corretta realizzazione prevede delle regole geometriche e compositive ben precise (Ali et. al, 2012).

Da un punto di vista geometrico l'impianto deve essere il più regolare possibile: l'altezza dell'edificio non deve superare i due piani, e per ogni piano l'altezza massima deve essere di 3 m circa (10 piedi), mentre la lunghezza del muro non deve superare i 4.5 m circa (15 piedi). Nel caso sia di lunghezza maggiore si consiglia di introdurre un contrafforte, o una trave saldamente connessa ad un altro muro nella stessa direzione. Per quanto riguarda le aperture, i punti deboli della struttura, devono essere poche, di grandezza accettabile e si consiglia di distribuirle proporzionalmente lungo il muro, evitando



Figura 3.25  
Tipica casa Dhajji  
dewari  
(da Ali et al., 2012).

l'introduzione di porte e finestre nella stessa parete muraria. Anche per quanto riguarda il telaio le geometrie sono precise. La struttura principale deve essere alta massimo 2,70 m circa (9 piedi) e larga 1.80 circa (6 piedi), con una sezione delle travi di minimo 10x10 cm circa (4"x4"); la struttura secondaria deve essere composta da sotto moduli di 150 cm circa (2 piedi), 45 cm circa (18 pollici), oppure 90 cm circa (3 piedi), con la sezione delle travi secondarie di 5x10 cm circa (2" x 4"). La suddivisione finale può avere diverse conformazioni. La resistenza del muro finale dipende soprattutto dalla qualità della connessione e dal numero di sotto-moduli realizzati. Nel manuale vengono, infine, fornite precise indicazioni su come realizzare il basamento, il solaio intermedio, le coperture e il riempimento dei telai lignei, solitamente in muratura in pietra o mattoni di fango o terra cruda (figura 3.25).

### Casa tradizionale *Paianta*, Romania (Scheda B.2)

Una tipologia costruttiva dell'architettura tradizionale in Romania, che ha dimostrato di non subire ingenti danni nei terremoti del 1940 e del 1977, è chiamata *Paianta* (figura 3.26). Questa tecnica, pur con caratteristiche specifiche, variabili da caso a caso, presenta tratti ricorrenti, tra i quali emerge il tipo di fondazione, generalmente in pietra o ciottoli di fiume, assemblati senza l'utilizzo di malta. Al di sopra delle fondazioni in pietra vengono collocati dei telai lignei (di quercia, acacia, carpino) chiamati "suole", aventi sezione rettangolare o circolare di 15-20 cm, che distribuiscono uniformemente in carichi della struttura sovrastante. Le pareti, realizzate con telai lignei, sono costituite da elementi orizzontali di sezione compresa tra 15x15 cm e 20x20 cm, mentre i telai di controvento

Figura 3.26  
Tipica casa "Paianta",  
Romania  
(da Dutu et al., 2018).



hanno sezioni più piccole, che variano dai 10x10 cm ai 15x15 cm. Il riempimento dei telai lignei è realizzato con mattoni di fango, con malta di fango inserita solo tra i mattoni e non tra legno e mattoni. I telai lignei non seguono uno schema geometrico sempre regolare: a volte i controventi sono realizzati a croce di sant'Andrea, più frequentemente sono realizzati con una singola trave lignea. Le connessioni, non sempre eseguite correttamente, sono realizzate perlopiù con incastri a mezzo legno, ma si possono anche trovare con chiodature, oppure vengono inseriti dei morsetti di acciaio, per incrementare la resistenza dei nodi. I solai sono realizzati con tavole di legno collegate alle travi di legno mediante chiodi, assicurando in tal modo una parziale rigidità del piano (Dutu et al., 2018).

### ***Telar de medianería o Entramados (Scheda B.3)***

La storia sismica della Spagna assume una relativa importanza nella regione di Granada, nel sud del Paese, mentre l'area di Madrid, dov'è stata rinvenuta la muratura intelaiata chiamata "*telar de medianería*", non rappresenta una zona particolarmente rilevante dal punto di vista sismico. Data la natura indubbia di tale tecnologia si è comunque scelto di catalogarla. Il sistema strutturale in muratura con intelaiatura lignea era regolato e controllato dal governo locale dal XVII al XIX secolo, ma a partire dal XVIII secolo è stato lentamente sostituito da lavori di muratura, principalmente a causa dell'incendio del 1790 in Plaza Mayor, a Madrid. Le pareti divisorie in legno sono state costruite come pareti strutturali, con una struttura verticale principale in legno, legata da corde di fibre di sisal. Gli spazi o "*cuarteles*" rimasti tra gli elementi lignei verticali e orizzontali sono stati riempiti con muratura ("*mampostería*") di materiali diversi, in particolare mattoni di adobe o pietra-me. Gli edifici così costruiti possono raggiungere dai 5 ai 7 piani (Redondo, Hernández-Ros, 2003).

### 3.4.4 I sistemi ibridi

Abbiamo visto (cfr. §3.2) come nelle regioni colpite da terremoti, dove la cultura costruttiva locale è comunemente basata su muratura portante in pietra, laterizio o terra, possono essere riscontrati alcuni particolari accorgimenti negli edifici.

Questa sezione intende illustrare dei sistemi ibridi dove:

- l'uso della tecnica della cerchiatura e dell'intelaiatura sono fuse tra loro;
- l'uso del legno è associato alla muratura come elemento ridondante, al fine di migliorare la capacità delle strutture di subire deformazioni e di lesionarsi, mantenendo tuttavia una capacità di carico sufficiente a prevenire il collasso globale.

#### Gaiola Pombalina (Scheda C.1)

L'utilizzo di strutture intelaiate divenne comune solo dopo la distruzione di Lisbona a causa del forte terremoto del 1755, che portò all'elaborazione di un'innovativa tecnologia antisismica. Il primo ministro Marchese di Pombal, nelle fasi successive al sisma, nominò ingegneri e architetti militari per l'elaborazione dei piani di ricostruzione della città. La tecnica proposta prese il nome dal primo ministro stesso, *Pombalino*, e si caratterizzava per la presenza di pareti esterne in muratura e un'ossatura in legno chiamata *gaiola* (figura 3.27). Quest'ultima è composta da elementi lignei orizzontali, ver-

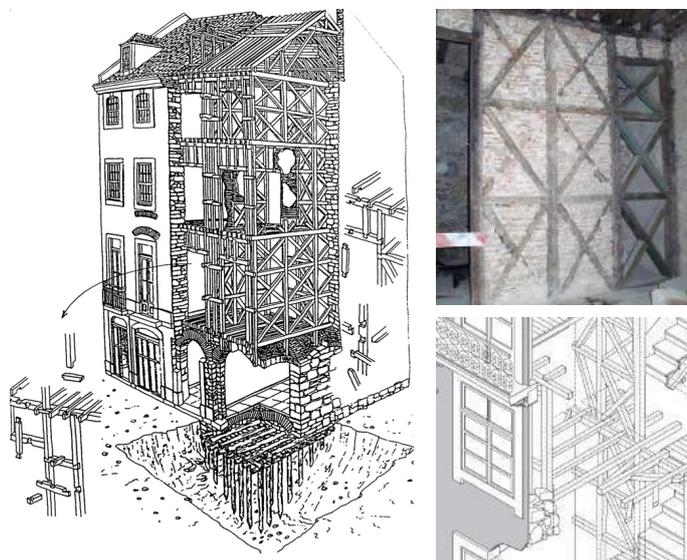


Figura 3.27  
A sinistra: Sistema Pombalino, Portogallo (da Poletti, Vasconcelos 2015); a destra: in alto, frontal wall; in basso: dettaglio assonometrico del sistema pombalino (da Stellacci et al., 2018).

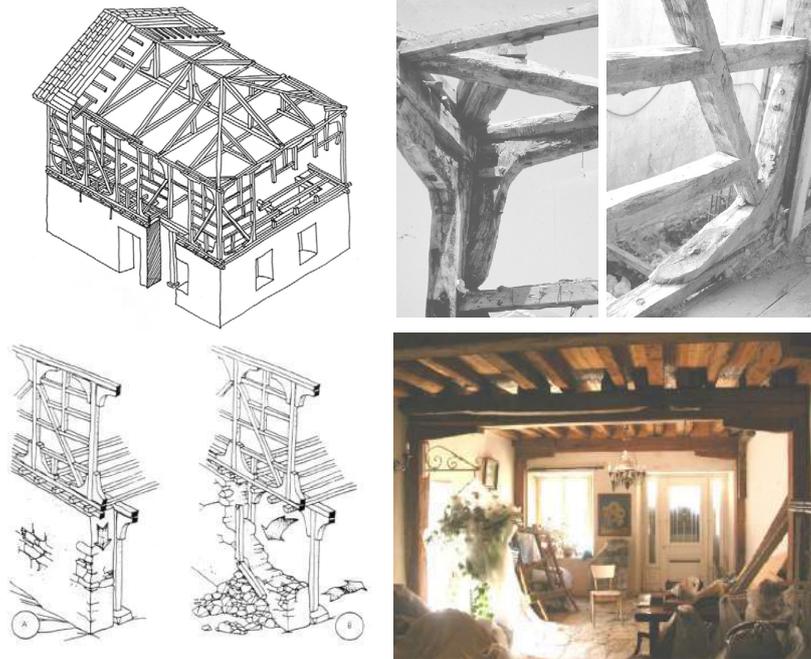
ticali e da elementi di controvento diagonali, che formano la tipica croce di Sant'Andrea. Gli elementi diagonali (10×10 cm o 10×8 cm) sono generalmente più piccoli rispetto ai verticali (12×10, 12×15 cm e 14×10 cm) e orizzontali (15×13, 10×13 e 10×10 cm). Gli spazi vuoti della gaiola venivano poi riempite solitamente con detriti, mattoni di argilla legati con malta di calce e in alcuni casi il riempimento era in fango e fieno. Nel progetto iniziale le pareti attorno al nucleo delle scale venivano realizzate in muratura, mentre negli anni successivi sono state sostituite dalle murature intelaiate (Poletti, Vasconcelos, 2015). Il piano terra è costituito da muratura in pietra che sostiene archi in pietra e volte in mattoni di argilla, mentre i piani superiori sono realizzati con la tecnica gaiola. Le pareti interne, chiamate pareti frontali (*frontal walls*), potevano avere dimensioni della cellula diverse e quindi anche numero degli elementi variabili in base allo spazio disponibile.

Le connessioni tra gli elementi lignei sono generalmente realizzate tramite incastri (coda di rondine, nodo a mezzo legno), chiodature o cravatte metalliche (Poletti, Vasconcelos, 2015; Stellacci et al., 2016). Questo sistema è pensato affinché, in caso di sollecitazioni, lo scheletro interno in legno rimanga integro, seppure la facciata in muratura collassi, evitando così il completo crollo dell'edificio (Ortega et al., 2017).

### **Casa tradizionale Lefkada (Scheda C.2)**

Questa tipologia, ampiamente diffusa sull'isola greca di Lefkada, risale al XVIII secolo, ma il suo utilizzo sistematico avviene successivamente al terremoto del 1825 (Tonna et al., 2018) e il suo uso fu imposto anche dal governo inglese, che all'epoca occupava l'isola (Touliatos, 1992). La casa tradizionale sull'isola di Lefkada (figura 3.28), generalmente di due o tre piani fuori terra, si caratterizza per il suo doppio sistema portante verticale. Il piano terra, con altezza massima di 3 m, presenta una struttura in muratura in pietra calcarea di spessore compreso tra i 60 e i 100 cm. Alla suddetta muratura viene affiancato, ad una distanza di 5-10 cm, un sistema portante secondario caratterizzato da piedritti in legno, distanziati 2-3 m l'uno dall'altro e connessi con gli orizzontamenti e il livello superiore. Quest'ultimo è invece realizzato con

Figura 3.28  
 In alto a sinistra e a  
 destra: schema casa  
 tradizionale di Lefkada;  
 dettaglio del sistema  
 costruttivo (da Vintzile-  
 ou et al., 2007); in basso a  
 sinistra: il ruolo del siste-  
 ma ligneo (da Touliatos  
 et al., 1995); in basso a  
 destra: sistema costrut-  
 tivo al piano terra di un  
 edificio tradizionale di  
 Lefkada (da Makarios,  
 Demosthenous, 2005).



un'intelaiatura lignea e riempimenti in laterizio. Pertanto, la trasmissione di carichi verticali a terra è garantita o dai telai lignei o dalla muratura, a seconda della sequenza della loro realizzazione. Inoltre, in caso di sollecitazioni sismiche, il collegamento della struttura lignea alla struttura sovrastante permette alla stessa di offrire un supporto in caso di collasso della parete in muratura adiacente, “attivandosi” e favorendo così la dissipazione dell’energia, ed evitare quindi il crollo del piano superiore (Touliatos, 2005; Vintzileou et al., 2007; Tsakanika, 2008). La particolarità di questa tecnica costruttiva, oltre al doppio sistema portante collaborante citato in precedenza, è la fondazione. Il sottosuolo dell’area urbana dell’isola di Lefkada è noto per essere di deposito alluvionale, quindi morbido e deformabile: un aspetto di vulnerabilità in caso di sisma. Le fondazioni sono concepite come un sistema complesso: poggiano su una griglia di legno, distribuite in modo omogeneo lungo il perimetro della casa. Nel caso di un livello più elevato di falde acquifere, partivano da una profondità di 60-100 cm, composta da tre strati di travi di legno parallele ad una distanza di 45 cm, sezione trasversale rettangolari o circolari, di un’area di circa 130 cm<sup>2</sup>. Gli spazi tra gli elementi sono riempiti di sabbia, pietre e malta a calce idraulica. L’intervallo tra gli elementi varia da 1- 2 m. (Tonna et al., 2014; Tonna et al., 2018).

### Khan o casa tradizionale Maharashtra (Scheda C.3)

Un'altra tipologia costruttiva diffusa nell'India centrale e meridionale, sia nelle aree rurali che in quelle urbane, è il *Khan*, o casa tradizionale Maharashtra (figura 3.29) (Revi, 1994). Come nel caso della casa tradizionale a Lefkada, il telaio ligneo è collocato interiormente, distaccato dalla muratura (Dhandapany, Menon, 2019). Generalmente, i montanti sono distribuiti in entrambe le direzioni, su una griglia chiamata *Khan* ad un interasse di 2 m; lungo il muro, invece, sono distanziati di 1-2 m. La dimensione dei montanti varia da 25 cm a 35 cm. Il solaio sovrastante è composto da tavole di legno di spessore variabile da 1 a 12,5 cm, ricoperte poi da una stuoia di bambù, intonacata di fango.

Sempre in India, dove la sismicità di alcune zone è caratterizzata da terremoti frequenti, è stata sviluppata una tipologia costruttiva intelaiata antisismica, denominata "*Assam*", chiamata così perché nata successivamente al terremoto del 1897 nella località omonima. Nonostante abbia mostrato un eccellente comportamento, fu progressivamente abbandonata a causa della mancanza di una consapevolezza del rischio (Jain, 1998, Kaushik, Babu, 2009).

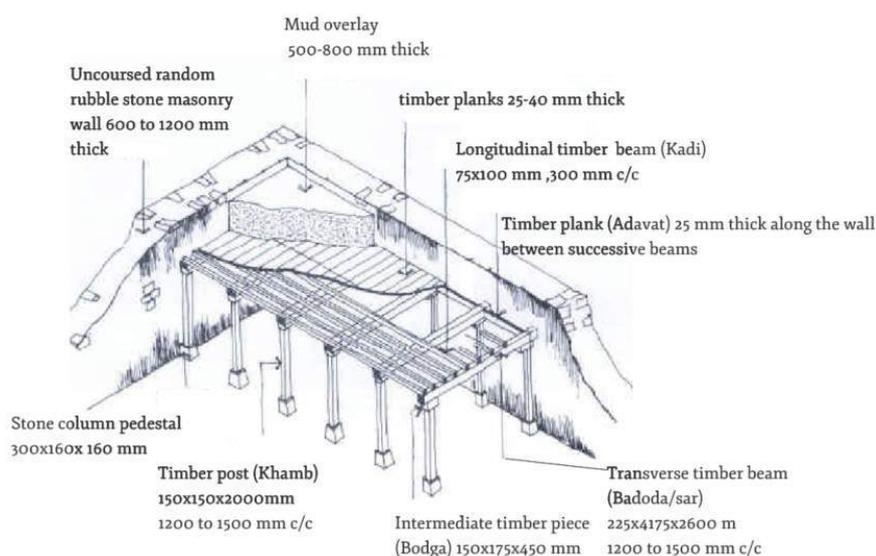


Figura 3.29  
Schema costruttivo casa tradizionale Maharashtra (da Revi, 1994).

**Hımiş (çatma), casa tradizionale di Xanthi (Scheda C.4, C.5)**

Le case tradizionali *hımiş* sono strutture ibride legno-muratura tipiche della cultura turco-ottomana e si caratterizzano per avere generalmente piani superiori in telai lignei, mentre al piano terreno la muratura possiede generalmente spessore di 50-70 cm e può essere realizzata in pietra, con ricorsi in mattoni o adobe, o con listelli di legno ad intervalli regolari (Gulkan, Langenbach 2004). Nonostante ci siano delle piccole differenze nelle diverse regioni - soprattutto in termini di materiali, riempimento e rivestimento - la stessa forma e principi sono comuni ad una vasta area geografica: dall'Anatolia, ai Balcani alla Grecia (Cerasi, 1998).

L'impero Ottomano ha una tradizione costruttiva di quasi 600 anni e ha sviluppato una preziosa cultura, in cui si ritrovano costruzioni sopravvissute per oltre 300 anni in un'area geografica soggetta a terremoti e condizioni climatiche molto diverse. La tipologia cui tali costruzioni si riferiscono è nota come "casa ottomana" e risale al XVII secolo. Si sviluppa generalmente su due o tre piani, ma può declinarsi in vari modi rispetto alle caratteristiche strutturali e ai riferimenti storici (Güçhan 2018). Nel caso dell'*hımiş*, si ha un sistema intelaiato con riempimento in pietra, mattoni o adobe (figura 3.30). Le dimensioni degli elementi principali variano dai 15x15 cm ai 9x9 cm e gli elementi secondari sono di 5x10 cm. Gli intervalli tra gli elementi principali variano dai 50 cm ad Ankara, ai 150 cm nel Nord Ovest dell'Anatolia (Aktas, 2017). Delle varianti dell'*hımiş*, sempre diffuse in Turchia, sono il *muskali dolma* e il *goz dolmas*; la loro intelaiatura è realizzata con elementi quadrati (*goz dolmasi*) o triangolari (*muskalu dolma*) distanziati tra di loro di 15-30 cm con connessioni ad incastro.

Figura 3.30  
Sistema costruttivo  
Himis in Safranbolu,  
Karabük, Turchia  
(da Correia et al.,2014)



In Grecia, nella città storica Xanthi, le case tradizionali sono concepite in maniera molto simile a quella precedentemente descritta: il piano terra è realizzato in muratura con cordoli lignei e i piani superiori sono intelaiati (Papadopoulos, 2015) (Scheda C.5).

### Casa Ohrid, Bondruk (Scheda C.6)

Nell'area dei Balcani, l'architettura vernacolare assume tratti molto simili a quelli riscontrati in Turchia con l'Himis. Questa variante locale, chiamata *Bondruk*, è tuttora presente nella città di Ohrid, dove tali tipologie vernacolari sono costruite su un pendio, rendendo l'edificio parzialmente interrato (figura 3.31).

La pietra e il legno sono, anche in questo caso, i principali materiali utilizzati. Il piano terra è realizzato con una massiccia muratura di blocchi di pietra, di spessore dai 50 ai 70 cm, adeguatamente irrigidita e livellata con un sistema di travi di legno chiamato *santrac*. Questo sistema in muratura consente di rialzare l'area destinata al residenziale, la quale è realizzata, invece, con un'intelaiatura lignea e un tamponamento in mattoni di terra cruda (Tomovska, Radivojević 2017). I montanti e i traversi sono generalmente di sezione quadrata 15x15 cm, mentre la struttura secondaria è costituita da elementi di dimensioni minori, dai 10x10 cm ai 12x12 cm (Omar Sidik 2012).

Tra i sistemi ibridi si inserisce anche un esempio italiano, l'intelaiatura baraccata (scheda C.7). La descrizione di tale presidio si rimanda al paragrafo 3.6.1.



Figura 3.31  
Casa tradizionale  
Ohrid (da Tomovska,  
Radivojević, 2017).

### Maso (Scheda C.8)

Sempre in Italia sistemi “misti” si possono trovare in aree del Nord Italia, dove la presenza del legno e della pietra sono abbondanti. Queste strutture chiamate “maso” sono costituite generalmente da tre piani fuori terra, con il piano terra in pietra e i piani superiori intelaiati secondo due tipologie: la prima “gardiz” che consiste in una griglia di legno, dove i pali sono inseriti nel terreno e un telaio che costituisce la struttura portante. Montanti e traversi sono legati tra loro con incastri a coda di rondine i tamponamenti sono realizzati con malta di calce e pietrame. La seconda tipologia si differenzia dalla prima per gli elementi di controvento diagonali con riempimento di pietrame e malta di calce. Gli elementi lignei sono a sezione rettangolare e ancorati tra loro tramite incastri sovrapposti (Ceccotti et al., 2006, 2015).



Figura 3.32  
Sistema costruttivo  
Maso, Cibiana di  
Cadore, Veneto  
(immagine da: [http://  
rete.comuni-italiani.  
it/blog/14539](http://rete.comuni-italiani.it/blog/14539))

### 3.4.5 Intelaiatura lignea e muratura in fango o terra

In molte regioni dell’America latina del Perù, di El Salvador, del Cile, la presenza del bamboo - noto per le considerevoli caratteristiche di deformabilità e flessibilità - ha reso l’utilizzo di questo materiale molto diffuso. La tecnologia si ritrova estesa in tutto il continente con terminologie differenti: *tequezal*, *bahareque*, *quincha*, *bajareque*, *fajina*, *adobillo*, *embarrado* (Correia et al., 2014; Quinn, D’ayala, 2014; Palazzi, 2019).

Una strategia adottata è stata quella di combinare materiali elastici, come ad esempio canne di bamboo legate tra loro

con fibre vegetali, alla malta di terra o a strutture in pietra, assicurando alla struttura un certo grado di flessibilità e di resistenza. Questo tipo di sistema è conosciuto come *bahareque* nell'El Salvador, Colombia e come *tequezal in* Nicaragua (Langenbach, 2007).

Un altro esempio è chiamato *Quincha* (figura 3.33) ed è stata ampiamente riscontrato negli edifici storici del Perù (Quinn, D'ayala, 2014). Il sistema si caratterizza per una struttura lignea intelaiata dotata di un secondo sistema in canne di bamboo, i cui vuoti sono poi riempiti di terra (Jorquera, Pereira, 2015).

Le strutture miste di terra, fibre vegetali, legno o canne hanno largamente dimostrato di possedere proprietà adeguate a resistere agli eventi sismici grazie alla loro duttilità e leggerezza (Langenbach, 2007). La terra che copre le fibre vegetali previene un eccessivo spostamento, permettendo alla struttura di oscillare, dissipando energia e provocando lesioni facilmente riparabili; la resistenza del sistema è così affidata alla flessibilità propria degli elementi (Ferrigni et al., 2017).

Queste costruzioni si sviluppano generalmente su un piano, o al massimo su due/tre livelli, e vengono utilizzate per la realizzazione di chiese, monasteri o edifici pubblici. Molti di questi edifici sono realizzati in aree rurali e sono dotati di aperture non troppo ampie, anche in virtù dei climi rigidi, in modo da sfruttare pienamente la capacità termica delle murature, mentre i tetti sono leggeri, prevalentemente realizzati con bambù e travi lignee, e la loro forma e inclinazione dipende perlopiù dalle condizioni climatiche delle aree. Un altro aspetto rilevante di queste strutture miste è la cura nella gerarchia e distribuzione delle masse. Elementi pesanti e con densità elevate sono applicati nella parte bassa degli edifici,



Figura 3.33  
A sinistra: sistema costruttivo Quincha, Lima, Perù (da Quinn, D'ayala 2014); a destra: sistema costruttivo Cile (da Palazzi, 2019).

mentre materiali leggeri e flessibili sono applicati ai piani superiori, quando presenti. Così facendo, il centro di gravità si abbassa, diminuendo la possibile incidenza delle sollecitazioni sismiche (Correia et al., 2014).

Per una descrizione più approfondita delle caratteristiche tecniche si rimanda all'Annesso A, nel quale sono raccolte le schede di riferimento alle tipologie lignee descritte illustrate nella mappa del Global Seismic Hazard Assessment Program (GSHAP) (cfr. Annesso A).

### 3.5 Le Culture Sismiche Locali in Italia: i presidi antisismici lignei

In Italia, così come nel bacino del Mediterraneo, la cultura costruttiva tradizionale è generalmente in muratura portante. (Dipasquale in Correia et al., 2014). Tuttavia, il legno non è un materiale estraneo alla cultura costruttiva del Paese.

In questo paragrafo, partendo da un excursu storico-normativo, si vogliono indagare le modalità in cui il legno ha avuto un ruolo chiave nella Penisola, impiegato come tecnologia per far fronte a sollecitazioni sismiche.

L'uso del legno combinato alle strutture murarie risale probabilmente all'epoca dell'Impero Romano: tracce di case a graticcio, indicate anche come *Opus Craticium*, sono state rinvenute nel XIX secolo nei siti archeologici di Ercolano e Pompei (figura 3.34) (Langenbach, 2007; Ruggieri, 2015).



Figura 3.34  
A sinistra: opus craticium a Ercolano (NA); a destra: *opus craticium* a Pompei (NA) (immagini dell'autrice).

Allo stesso modo, testimonianze scritte si hanno da Marco Vitruvio Pollione nel “De Architectura”, il quale descrive una tecnica costruttiva utilizzata per la realizzazione di grandi mura della città:

*“Lungo il muro si dispongano il più fittamente possibile delle travi d’olivo temprate al fuoco in modo che le due parti del muro saldate fermamente tra loro come per mezzo di fibbie acquistino solidità”*

Caio Giulio Cesare, invece, nel “De Bello Gallico”, narra di cinte murarie rinforzate con elementi lignei: l’Opus Gallicum. (Bramanti, 2002).

E ancora, Filone di Bisanzio nel 120 a.C., che raccomandava di inserire travi di quercia nelle murature delle opere di fortificazione di ingegneria militare (Bramanti, 2002). Un utilizzo sempre più diffuso del legno all'interno della compagine muraria può essere attribuito alle migrazioni di massa del 1453, da parte delle popolazioni greco-albanesi, giunte dopo la fine dell'impero romano di Oriente e con l'instaurarsi del regime feudale turco nell'intera penisola balcanica (Mazziotti, 2004). Nel 1400-1500 i telai in legno erano utilizzati per la realizzazione di grandi muraglie, similmente all'Opus Gallicum di Cesare, conferendo elasticità alla muratura (Bramanti, 2002).

Una crescente attenzione e ricerca sulle modalità costruttive, e, in particolar modo, sul ruolo delle strutture intelaiate come veri e propri modelli antisismici, inizia a maturare nella comunità scientifica a partire dalla fine del 1600, estendendosi a gran parte del 1700. Sono anni in cui sorgono le prime domande sui fenomeni sismici, sulle loro cause ed effetti, nonché su possibili definizioni, riconoscendoli come eventi naturali e non più come punizioni divine (Di Pasquale et al., 1986). Il terremoto di Lisbona del 1755 e i numerosi dibattiti scientifici che ne seguirono, furono, infatti, i precursori delle nuove teorie geologiche, della nuova scienza antisismica, delle prime regolamentazioni e di un approccio razionale nell'uso di materiali, geometrie e tecniche costruttive. Le prime teorie antisismiche, quindi, non apparvero nei trattati di architettura prima del XVIII secolo, quando si cominciò a prendere consapevolezza di eventi naturali le cui conseguenze possono essere smorzate seguendo un apparato di regole e canoni, che vengono perfezionati dopo ogni evento. Si devono a Eusebio Sguario, nel 1756, le prime ipotesi meccaniche sul problema della stabilità degli edifici sotto l'azione sismica. Due pareti di un edificio, sulle quali gravano le travi dei solai, quando cominciano ad oscillare a causa di sollecitazioni sismiche, si comportano come due pendoli rovesci: assumono lo stesso comportamento se sono essenzialmente simmetriche, uguali in termini di dimensioni, disposizione e ampiezza di aperture (Di Pasquale et al., 1986).

Si riportano brevemente di seguito le principali testimonianze riscontrate in letteratura legate all'uso del legno in Italia come presidio para-sismico, antecedenti l'elaborazione di vere e proprie norme prescrittive.

Nel XVII secolo, l'architetto del regno di Sicilia, Giovanni Biagio Amico, nel consolidare degli edifici distrutti dal sisma, rinviene elementi lignei nella muratura e scrive ne "l'Architetto pratico" del 1726 (Bramanti, 2002):

*"legni d'Olmo, e d'Ulivo a forma di Croce posti a livello nel mezzo delle fabbriche, che da i Padroni si credevano essere stati posti per divozione alla Santa Croce", e poi "ma a mio giudizio servivano per sostenere meglio la muratura"*

Nel 1688, Magnati Vincenzo, facendo riferimento a Rieti qualche secolo prima, nel 1300, sottolinea nella sua opera come il termine "baracca" venga utilizzato nell'ambito della sicurezza sismica (Ruggieri, 2015). Allo stesso modo, un altro sistema ligneo è quello rinvenuto nel palazzo del Conte di Nocera a Filogaso (VV), descritto da Agatio Di Somma nel 1641: l'edificio non subì ingenti danni dopo il terremoto del 1638 nella Calabria ulteriore e nella Sicilia orientale (Ruggieri, 2015). Ulteriori testimonianze di murature intelaiate si hanno nel 1912 con Francesco Ruffolo, il quale scrive nella sua opera "Stabilità sismica dei fabbricati" di *"baracche rivestite in muratura"*, risalenti al 1750 (Barucci, 1990; Ruggieri, 2015; Aloisio et al., 2019).

Testimonianze si hanno anche da Rondelet, che nella metà del 1800 scriveva (Bramanti, 2002):

*"quando gli antichi dovevano far mura di città o costruzioni esigenti grossezze considerevoli, e che la fretta con cui dovevano essere eseguite non permetteva di usare tutte le precauzioni con che solivano adoperare, si servivano per riunirle di pezzi di legno"* (Rondelet, 1832)

Inoltre, si hanno esempi di baracche successivi ai terremoti del 1703 in Abruzzo, ma comunque anteriori alle norme borboniche (Aloisio et al., 2019).

Il catastrofico terremoto del 1783, infatti, portò alla successiva

elaborazione delle “Istruzioni reali”.

Sempre in Abruzzo, si ritrovano travi lignee poste orizzontalmente all'interno dell'apparato murario per garantire un collegamento delle murature. Questi “*primordiali incateneramenti*” conosciuti anche come “*radiciamenti*”, hanno origini antiche (Giuffrè et al., 1988; Masiani, Tocci, 2015; Aloisio et al., 2019). Il loro uso è identificato da varie accezioni nei linguaggi dialettali. Nel Vocabolario milanese-italiano del Cherubini del 1839 si intende con “Ligàa” un “*legno robusto e lungo che si mette in un muro per saldezza della fabbrica*”, o “*ligati*”, tiranti lignei in rovere o larice utilizzate in Abruzzo dal XV secolo (cfr. D'Anselmo, 1995 in Verazzo, 2015).

### **3.6 I presidi antisismici lignei nei regolamenti emanati dopo i terremoti storici**

L'analisi dei terremoti storici del XVIII secolo e delle relazioni tecniche e scientifiche che ne derivarono rappresentano un campo di indagine necessario per comprendere l'evoluzione dell'arte edificatoria in area sismica e individuare suggerimenti e indicazioni di intervento.

Il primo Decreto relativo alla sismica risale al 1627 e fu emanato nel beneventano a seguito del terremoto nella vicina regione del Gargano. A seguito di quest'evento fu definito un modello di ricostruzione basato su una tecnica mista legno-muratura: il “*sistema baraccato alla beneventana*”, così denominato in quanto utilizzato per la prima volta nella papalina Benevento. Tale sistema, posizionato su un basamento di pietra, consiste in uno scheletro di montanti e traversi a maglia rettangolare di legno di castagno, connessi tra loro tramite chiodature. Questa maglia rettangolare veniva poi riempita con materiale leggero di vimini, canne o listelli, opportunamente rinzaffate con malta a base di calce (Masciari Geonese, 1915, Ceniccola, 2014).

In alcuni casi si ritrovano maglie con legni a croce di Sant'Andrea, riempite con una tessitura irregolare di filari di mattoni che si alternano a conci di calcare. Una muratura così descritta si ritrova nel Palazzo Angelini a Buonalbergo, nel Sannio (figura 3.35). La compagine muraria è così divisa

in porzioni più piccole, circo-scrive l'area di espansione delle fratture in caso di sollecitazioni sismiche. Diversi sopralluoghi avvenuti dopo il terremoto irpino del 1980 hanno dimostrato l'efficacia dei presidi (Tempesta, 2018).



Figura 3.35  
A sinistra: casa rurale Vitulano (BN), tramezzatura di fustelli intrecciati; a destra: Palazzo Angelini a Buonalbergo (BN), porzione di muratura "alla beneventana" (da Ceniccola, 2014).

### 3.6.1 Le "Reali Istruzioni per la ricostruzione di Reggio" del 1783

A seguito del terribile terremoto delle Calabrie del 1783, Giovanni Vivienzo, medico della casa Reale, nel suo trattato del 1784, fornisce descrizioni sui luoghi visitati, dei danni rinvenuti sui fabbricati dei vari paesi, del numero di vittime, delle variazioni della morfologia del territorio e, in base alle osservazioni dei luoghi colpiti dal sisma, restituisce un prototipo di "Case formate di legno" con funzione antisismica (Tobriner 1983; Ruggieri, 2015; Dipasquale in Correia et al., 2014).

Francesco Pignatelli, vicario generale inviato da Napoli da Ferdinando IV di Borbone dieci giorni dopo la tragedia del 1783 insieme ad un gruppo di ingegneri, si occupò anch'egli di osservare e registrare i danni ed elaborare un piano di ricostruzione. Il 20 marzo del 1784, con un'apposita legge, nascono le prime "Reali Istruzioni per la Ricostruzione di Reggio". Si tratta della prima normativa sismica in Italia dedicata alle nuove edificazioni, pur introducendo più delle raccomandazioni che delle imposizioni normative (Di Pasquale et al., 1986). Non erano previste, infatti, sanzioni contro gli adempienti, tanto che il terremoto catastrofico del 1908 rivelò l'inosservanza di tali prescrizioni.

Nel 1909 i membri della commissione istituita a seguito del terremoto del 1908, riferendosi ai provvedimenti del 1784, scrissero (cfr. Di Pasquale et al., 1986):

*“...il Governo borbonico emanò dei provvedimenti che, anche oggi, in cui disponiamo di materiali allora ignorati e di cognizioni e mezzi tecnici incomparabilmente migliori e più efficaci, appaiono informati ad una grande saggezza ed è veramente a deplorare che, nel giro di pochi lustri, essi siansi lasciati cadere nell’oblio, mentre la loro scrupolosa osservanza e la loro estensione ad altre regioni avrebbero risparmiato alla Patria nostra i tremendi lutti di questi ultimi tempi, in specie del 1894, del 1905, del 1908, sapendosi di case che, costrutte sotto l’impero di queste prescrizioni, resistettero a tutti i terremoti successivi..”*

Questo regolamento venne sospeso a decorrere dal 1853, con la “*Giunta di Corrispondenza*”, sia in Calabria che in Sicilia (Pugliano, 1993).

Si riportano sinteticamente le informazioni fondamentali nel regolamento (cfr. in Di Pasquale, 1986).

Le case dovevano possedere uno “*uno zoccolo di fabbrica con fondazione intera, più o meno profonda secondo la tenacità del suolo*”. L’altezza fuori terra di tale basamento è circa 5 palmi (1,32 m circa). Su questo basamento sono costruite “*le case, le quali si costruiranno con ossatura di grosse travi di castagno o di quercia, secondo la natura dei boschi vicini.*”. Queste verranno posizionate agli angoli e saranno collegate con gli orizzontamenti e il tetto in modo che “*sarà tutta detta ossatura di legnami abbracciata di fabbrica*”. Le mura non devono avere spessore minore di due palmi e mezzo (66 cm circa). Gli edifici saranno “*in mattoni o di pietre piccole*” legate con “*calce spenta all’uso di Napoli e impastata con arena di torrente o terra aspra al tatto e non cretosa*”; le travi di legno dovranno essere ben stagionati e tagliati secondo i tempi del legno. Saranno poi “*abbrustolire tutte le superfici o impeciarsi*” e far sì che siano “*circondate da sole pietre o mattoni e non da calcina*”. Le croci di Sant’Andrea non sono ammesse per l’intero fabbricato, poichè “*restando i legnami troppo esposti all’aria, facilmente possono soffrire dell’alterazioni in un clima sog-*

getto a molte ed istantanee mutazioni". Questa tipologia è ammessa nelle partizioni interne ben coperte dall'intonaco, oppure le stesse possono essere realizzate con "intessuto o di verghe o di canne battute con armatura di legno e coperto il tutto con gesso o calcina". L'altezza di ogni piano sarà di 28 palmi (7,40 m circa), nei casi più "facoltosi" gli edifici possono arrivare anche a 38 palmi (10 m circa).

Le "case formate di legno" sono illustrate da Giovanni Vivienzo nell'opera "Istoria e teoria de'Tremuoti". Il sistema interpretato è regolare in pianta e in altezza, con un'ossatura lignea, di quercia, di montanti, traversi e diagonali disposti a coppie in corrispondenza dei piani di calpestio e ben infissi nel terreno (figura 3.36). I montanti, posti rispettivamente sulle facce opposte dei muri perimetrali, sono saldamente collegati da traversine con incastro a coda di rondine. I fabbricati laterali rappresentano dei veri e propri contrafforti che "contribuendo alla solidità apporterebbero meno ruina in caso di violentissimo, e sovversivo tremuoto" (cfr. Vivienzo, in Ruggieri et al., 2015).

"[...]Il legname che si usa è generalmente di castagno, grossamente squadrato; con esso si fa una tale ossatura, che è quasi lo scheletro dell'edificio che si vuole costruire, e tale che potrebbesi costituire una casa, anche rivestendola d'altra materia anziché di muratura." pag. 8. "Con tale sistema vennero costrutte a Cosenza talune case baraccate le quali resistettero a violenti scosse di terremoto senza alcun danno; mentre lo stesso non può dirsi delle fabbriche costrutte anche con abbondanza di catene di ferro." pag. 10.

Ancora oggi si ritrovano esempi in Calabria di intelaiatura baraccata (figura 3.37).

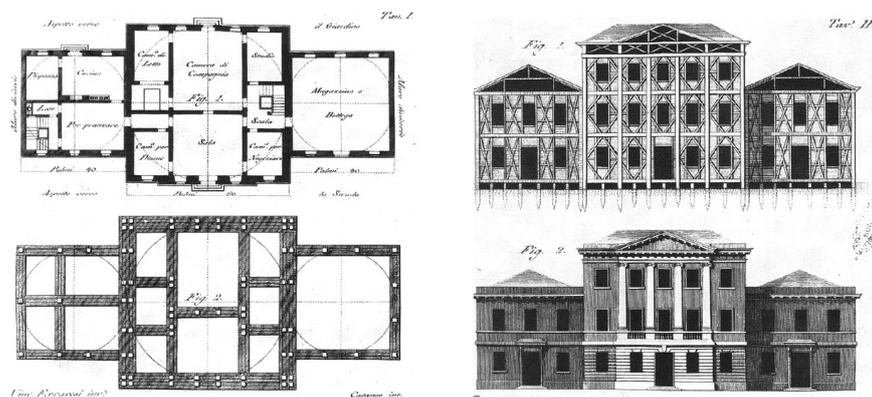


Figura 3.36  
Progetto di casa  
antisismica  
(da Vivienzo, 1783).



Figura 3.37  
Intelaiatura lignea  
Palazzo Vescovile di  
Mileto  
(da Ruggieri, 2015).

Un sistema ad ingabbiatura lignea annegata nella struttura muraria si ritrova nel Palazzo Riggio di Aci Catena e se ne può ancora oggi ritrovare un esempio (Fiandaca et al., 2009). Le “*case accapannate*”, così chiamate, prevedevano una struttura in legno con tamponatura a secco, telai lignei connessi con squadrette metalliche e chiodi annegati in “*muri a cotto o a tutta calce*”, in modo da prevenire eventuali danni causati dall’umidità delle malte.

Il prof. Di Pasquale in “Architettura e Terremoti” nel descrivere tale tipologia afferma che:

*“la funzione dell’ossatura di legno è evidente; posto che la rovina dei fabbricati in muratura avviene, vinto l’attrito tra le parti, per somma di spostamenti irreversibili prodotti dalle accelerazioni sismiche trasmesse dalle fondazioni alle soprastanti strutture, ne discende come ovvia conseguenza il tentativo di limitare, se non di eliminare, tali spostamenti mercé l’introduzione, all’interno delle masse murarie, di uno scheletro elastico -e tale è l’ossatura di legno- capace di riportare l’edificio nella sua configurazione iniziale, o prossima a questa allo spegnersi delle accelerazioni sismiche.”*

### 3.6.2 Il “Regolamento edilizio” pontificio della città di Norcia del 24 aprile 1860

Il Governo Pontificio di Papa Pio IX, a seguito degli eventi sismici che colpirono il territorio di Norcia nel 1859, emanò un vero e proprio regolamento edilizio. Le relazioni furono redatte dalla “Commissione d’incolumità”, costituita da Angelo Secchi, sismologo dell’Osservatorio del Collegio Romano, e dall’ispettore-architetto Luigi Poletti (Pugliano, 1993).

Nella relazione della Commissione Ministeriale del 1909, in riferimento alla ricostruzione della città di Norcia e al relativo “regolamento edilizio”, si legge:

*“In tale regolamento è sancito il principio che le nuove fabbriche non debbano avere più di due piani (cioè pian terreno ed un piano soprastante) senza esclusione di sotterranei, e non superare l’altezza di m.8, misurata dalla gronda al suolo. È, a preferenza di ogni altro sistema, consigliato quello delle case baraccate, ad esempio di quelle già esistenti e che hanno fatto così buona prova. È ordinata la demolizione dei terzi piani in tutte le case notevolmente lesionate. È proibito fabbricare su terreni di scarico ed in pendio, e si prescrive che le fondazioni debbano oltrepassare la superficie del terreno vergine e raggiungere un fondo consistente”*

Il regolamento fornisce indicazioni sullo spessore dei muri che *“non sia mai minore di cm 60”* (articolo 19), e inoltre che *“i muri d’ambito siano rafforzati da una scarpa uguale a 1/20 dell’altezza e siano collegati ai muri di tramezzo in modo tale da formare una massa tutta unita”*. Per quanto concerne l’uso delle volte, esse sono ammesse solo per i locali sotterranei *“a condizione che si facciano di mattoni o di pietre spugnose, con sesto semicircolare e con rinfiacco sino al terzo della monta”*. E ancora: *“le pietre debbono essere conciate, di qualità resistente e dimensioni non troppo piccole, esclusi i ciottoli di forma rotonda”*.

Veniva prescritto, inoltre, che le aperture di porte e finestre fossero poste ad una distanza dagli angoli dei muri esterni e da tramezzature e che le aperture fossero allineate. I tetti inoltre dovevano essere costituiti da *“travi poggiate orizzontalmente sui muri o sopra regolari incavallature”* e i solai dove-

vano essere composti da “travi penetranti nei muri per tutta la loro grossezza e impalettate, come quelle dei tetti, ai muri sui quali poggiano”.

È chiara la consapevolezza del rischio sismico e la conoscenza degli accorgimenti da adottare per contrastare le sollecitazioni sismiche.

In questo regolamento, a differenza delle “Istruzioni Reali” di circa un secolo prima, si parla di “pene pecuniarie o corporali agli operai i quali si prestino ad eseguire opere in contravvenzione alle disposizioni del regolamento” e in egual modo “premi alle persone che presentino saggi di buona sabbia rinvenibile a non molta distanza dalla città di Norcia”.

Le norme vennero quindi applicate rigorosamente anche demolendo delle opere non conformi a quanto prescritto.

### 3.6.3 Regolamento edilizio di Casamicciola del 1884

Nel 1883 un terremoto colpisce e danneggia l’isola d’Ischia, in particolar modo Casamicciola.

Gli Ispettori e Ingegneri F.Giordano e P.Comotto, furono incaricati di stilare le “Norme di costruzioni antisismiche” per i Comuni dell’isola d’Ischia danneggiati dal terremoto del 28 luglio 1883. Nella relazione della Commissione per le Prescrizioni Edilizie dell’isola di Ischia, istituita dal Ministero dei Lavori Pubblici a seguito dell’evento, dopo una descrizione della geologia e topografia dell’Isola e una ricerca delle aree pericolose, si passa ad una descrizione e un’analisi dei danni, sottolineando la scarsa qualità con cui erano stati realizzati i fabbricati e la “persino disastrosa l’azione di catene di ferro”.

Il Regolamento edilizio, approvato con Regio Decreto del 1884, segna una profonda trasformazione per i Rioni ischitani, in particolar modo quello di Casamicciola (Polverino, 1998, Luongo et al., 2006).

La prima fase operativa, successiva all’evento sismico, consistette nell’edificazione di baracche lignee di modulo base di 3,70 o 3,90 m. Il modulo era detto “compreso” e le tipologie di baracche si dividevano in baracca ordinaria a 4 compresi

e baracca a 2 *compresi*. Successivamente, a causa dello scarso isolamento termico, furono rivestite in muratura. In letteratura sono state riscontrate quattro modalità di connessione dei telai interni (Polverino, 1998):

- campitura con montanti e traversi;
- campitura con montanti e traversi e singolo elemento contraventato;
- campitura con montanti e traversi ed elementi contraventati;
- campitura “*alla beneventana*”.

Le connessioni tra gli elementi costruttivi avveniva per mezzo di connessioni a mezzo legno incastrate o chiodate.

L'interasse oscillava da 80 ai 120 cm, le sezioni 10x15 cm (figura 3.38).



Figura 3.38  
A sinistra: dettaglio baraccatura di una parete (da Reluis, 2017).  
A destra: modalità di connessione dei telai lignei.

Nella relazione della Commissione Ministeriale del 1909 in riferimento al regolamento edilizio per i comuni ischitani si legge:

*“Essi (gli ingegneri) ammettono come pratiche le costruzioni interamente in legno, perché riconoscono alle medesime le qualità richieste per resistere nel miglior modo a tutte le deformazioni e la possibilità di ottenere, colla loro ossatura, una specie di gabbia di forma invariabile sotto qualsiasi azione di forze e ritengono che gli inconvenienti che si attribuiscono a tali costruzioni, quali la durata limitata, l'azione del tarlo e la facile preda agli incendi, possano vincersi coi mezzi dei quali dispone l'industria moderna, soprattutto quando si abbia ricorso al legno di castagno, il quale si trova in abbondanza nelle province meridionali.[...]”*

*[...] Gli ingegneri Giordano e Comotto illustrano ampiamente l'uso delle case baraccate, delle quali dimostrano la sicurezza ed i vantaggi coll'esempio di quelle costrutte nelle Calabrie, nel Beneventano, a Norcia, a Lisbona (dopo il terremoto del 1755), nel Cile, a Lima e che vennero anche adottate nel Giappone...” (pp. 16-18)*

Il terremoto del 21 agosto 2017 ha determinato in alcuni edifici collassi locali della porzione in muratura, portando alla luce il vecchio telaio presente da oltre 130 anni, che ha evitato il collasso della struttura (figura 3.39).



Figura 3.39  
Piazza Maio, Ischia,  
Intelaiatura lignea  
(da ReLuis, 2017).

#### 3.6.4 Regio Decreto del 18 aprile 1909

Il sisma del 1908 che colpì Reggio Calabria e Messina portò all'istituzione di una Commissione Reycend al fine di elaborare la normativa di ricostruzione. Dalle osservazioni dei luoghi danneggiati dal sisma si riscontrarono sia murature di pessima qualità e fattura, con malte poco coesive, carenti di collegamenti efficaci, sia il comportamento adeguato delle “*case baraccate*”, danneggiate sì, ma non crollate. Le norme tecniche del Regio Decreto n. 193 del 18 aprile 1909 prendono atto delle osservazioni raccolte fino ad allora dalle norme preunitarie di Norcia e Casamicciola. Le stesse forniscono istruzioni ottimizzate nelle quali l'ossatura lignea ritrova ancora la sua validità prescrittiva. Dal terremoto del 1908 nasce una letteratura scientifica, trattatistica e manualistica e strumenti di lettura dei processi formativi delle architetture, delle loro caratteristiche costruttive, nonché la maggior consapevolezza del valore culturale di un bene: la tutela, la conservazione e la necessità di tramandarlo.

Nella relazione della Commissione ministeriale del 1909 si fa una distinzione tra case baraccate e case intelaiate:

“le case baraccate antiche, con ossatura di legnami disposte in senso verticale, orizzontale e diagonale, tra di loro collegate e racchiuse entro le murature perimetrali e trasversali, benché presentino lesioni e scompaginamenti nelle masse murali, pure sono rimaste in piedi, salvando la vita alle persone che ospitavano; [...] lo stesso può

ripetersi delle case intelaiate, cioè di quelle la cui ossatura è di legname, mentre le pareti negli specchi formati dalle membrature di legno sono riempite di muratura;[...] migliore resistenza presentano le case costrutte con ottima muratura di mattoni; quelle basse di uno, od al più di due piani; quelle fondate su roccia o su terreno sodo e quelle che hanno larghe, solide e profonde fondazioni”.

Il sistema baraccato è, dunque, considerato come idoneo alla risposta al sisma e tutte le indicazioni fornite tendono a suggerirne l'applicazione.

Dell'efficacia del legno utilizzato come rinforzo antisismico se ne rinviene traccia anche nella Scala macrosismica Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS), nella versione estesa, modificata nel 1930 da Sieberg, dove si legge:

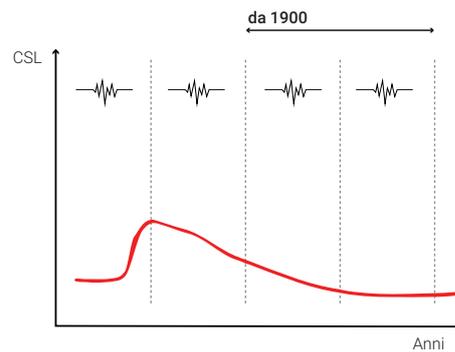
- X grado. Completamente distruttivo: [...]Perfino solidi edifici di legno e ponti ben costruiti subiscono gravi lesioni.
- XI grado. Catastrofico: crollo di tutti gli edifici in muratura, anche se alcune solide costruzioni e le capanne di legno ad incastro di grande elasticità possono ancora resistere singolarmente” (Sieberg 1930).

Un importante aspetto riguarda la cultura costruttiva locale a partire dal 1900 in poi. L'avvento del cemento armato come materiale da costruzione ha progressivamente sostituito quello che era la processualità costruttiva tipica delle strutture in muratura: ovvero quello di essere un organismo complesso la cui natura deriva dall'assemblaggio di elementi.

La durata secolare di ciò che ci è pervenuto fino ad oggi è data dalla cultura locale manutentiva. Alla perdita graduale della maestranza si associa quindi la perdita dei processi manutentivi sia per operazioni ordinarie che straordinarie, come può essere un sisma. Nei contesti in cui il sisma è frequente il successo del tramandare una cultura sismica locale era determinato, come abbiamo visto, da un trapasso di nozioni da parte delle maestranze del posto. L'avvento di soluzioni costruttive più recenti e dipendenti dai processi industriali veri e propri ha causato, gradualmente, la perdita di quel sapere. Il grafico (figura 3.40) riadattato da Touliatos 1992 intende descrivere questo processo.

Figura 3.40

Il grafico esprime la perdita di conoscenza delle culture sismiche locali in relazione ai processi industriali dal 1900. In ordinata sono riportate le culture sismiche locali (CSL), in ascissa il tempo in anni in cui si verifica un evento sismico.



### 3.7 Conclusioni

Nel presente capitolo è stata evidenziata la grande varietà di tecniche e costruzioni sismo-resistenti che nel corso dei millenni si sono diffuse nelle aree maggiormente esposte a fenomeni sismici di rilevante intensità, a partire dal più ampio contesto di altri Paesi, per poi approfondire la tematica sul territorio nazionale.

Tale excursus ha evidenziato come si sia sviluppata una cultura sismica locale basata su due approcci prevalenti (di tipo preventivo o reattivo), fortemente legati alla consapevolezza del rischio sismico da parte delle popolazioni locali e dipendenti dalla natura endemica o isolata dei terremoti e dalla loro intensità, nonché dal contesto socio-economico delle specifiche aree. Si sono quindi discussi alcuni provvedimenti sismo-resistenti diffusi nella cultura costruttiva tradizionale, in particolar modo focalizzando l'attenzione sul legno come materiale da costruzione. A tale riguardo, sono state raccolte evidenze circa il suo utilizzo in diverse declinazioni strutturali in alcune aree della mappa GSHAP (Global Seismic Hazard Assessment Program). Tali evidenze sono state suddivise in cinque famiglie in funzione della tecnologia e sintetizzate in schede riassuntive (cfr. Annesso A), propedeutiche alla progettazione di un prototipo e alla sua sperimentazione in laboratorio, come verrà dettagliatamente illustrato nei capitoli 5 e 6.

Similmente, si è analizzato il contesto italiano facendo emer-

gere come si siano sviluppati accorgimenti sismo-resistenti in aree maggiormente sismiche. A supporto di tale considerazione è stato ricostruito un excursus storico-normativo, che testimonia l'utilizzo non estraneo di dispositivi antisismici lignei nella tradizione costruttiva e normativa italiana. La ricerca condotta ed esposta in questa sezione evidenzia l'adozione di "strutture non ingegnerizzate" e soluzioni costruttive performanti, adattate alla sismicità dei luoghi.

Le informazioni storiche, tipologiche e tecnologiche fin qui raccolte possono fornire spunti e contributi atti alla reintegrazione dei tessuti urbani appenninici, affinché gli edifici esistenti possano essere potenziati e resi in grado di rispondere alle azioni sismiche, compatibilmente con le richieste normative attuali.

## Capitolo 4

# Progettare un rinforzo sostenibile anche per l'identità dei luoghi

“Evitare danni per terremoti più frequenti e vittime per le massime intensità. È tutto ciò che una sana politica di prevenzione possa desiderare, e può essere ottenuto mantenendosi correttamente all'interno del lessico costruttivo che si intende conservare”

A. Giuffrè (a cura di) “Sicurezza e conservazione nei centri storici. Il caso Ortigia” Ed. Laterza, 1993

### 4.1 Introduzione

Come anticipato precedentemente (cfr. Capitolo 2), la conservazione del patrimonio costruito minore richiede, per la sua complessità, un approccio quanto più possibile sostenibile nelle azioni di recupero. Le politiche di intervento devono adottare una metodologia integrata tra le varie discipline anche in termini di salvaguardia ambientale, nell'utilizzo razionale delle risorse e nel benessere dei fruitori. Si può intervenire sul tessuto esistente impiegando tecniche che vanno oltre gli interventi “episodici e puntuali”, che si inseriscono nel binomio demolizione-ricostruzione, come la Parasite Architecture, l'Infill Architetture, la Hybrid architecture e il Remodelage (Bellini et al., 2018).

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018), in questo senso, sono dotate di una nuova sensibilità rispetto a quelle passate, un profondo cambiamento evidente già nelle NTC 2008. Invitano, infatti, ad una progettazione degli interventi con soluzioni leggere, non invasive, bilanciando la compatibilità strutturale e formale con l'autenticità, in linea con i principi di conservazione (ICOMOS-ISCARSAH, 2004; Carta del Restauro 1972; Carta di Venezia, 1964).

Per intervenire è necessario conoscere. Per conoscere è necessario osservare, analizzare e agire consapevoli che l'oggetto su cui si va ad operare ha una sua specificità storica, materica e tecnologica. Questo vale per ogni contesto, anche per un'edilizia spontanea non omogenea, dove una buona percentuale, più del 60% degli edifici (SDCM, 2017), sono stati progettati prima dell'introduzione di prescrizioni nazionali (cfr. Capitolo 2), generando, così, situazioni in cui la risposta meccanica alle azioni sismiche è ancor più imprevedibile che nei manufatti edilizi regolamentati.

Questo capitolo intende quindi:

- sottolineare la varietà e l'eterogeneità del patrimonio diffuso dell'Appennino;
- evidenziare le criticità meccaniche fondamentali comuni agli edifici in muratura;
- delineare così un contesto di intervento selezionato secondo specifici criteri;
- indagare sullo sviluppo di una cultura sismica locale in Italia, lungo l'Appennino. In particolar modo, a partire da un'analisi della letteratura scientifica e ponendo il legno come materiale da costruzione, si vuole evidenziare come esso è stato declinato come materiale anche di rinforzo ex-post nella storia, dal 1900 ad oggi.

## 4.2 Le varianti locali degli edifici in muratura: la distribuzione nell'Appennino

I centri minori in aree ad elevata pericolosità sismica offrono uno scenario costruttivo variabile, tracciato da aspetti socio-economici, vicende storiche e maestranze locali. Ragion per cui ogni manufatto è singolare, con caratteristiche specificamente locali e mutevoli per ogni area geografica (Giuffrè, 1993; Carocci, 2001; Carocci et al., 2010).

Nell'ottica di un'elaborazione di una strategia strutturalmente compatibile, di carattere locale, votato alla salvaguardia dei tessuti storici, è importante definire con cura l'area di intervento (figura 4.1).

I criteri per la selezione delle aree di studio sono qui elencati e approfonditi (tabella 4.1):

- a) area geografica e grado di sismicità;
- b) frequenza, tempo di ritorno e P.G.A. (Peak Ground Acceleration), intensità (terremoto atteso);
- c) presenza di una cultura sismica locale, nello specifico il ruolo del legno.

### a) Area geografica e grado di sismicità

La nervatura territoriale dell'Appennino, contesto di intervento dell'intera ricerca, è stata suddivisa per praticità in aree di indagine preliminare, in funzione delle caratteristiche geografiche e geologiche descritte precedentemente (cfr. Capitolo 2).

- **A1** L'Appennino settentrionale si estende tra Alta Langa-Colle di Cadibona e la Valle Trabaria, interessando sei regioni;
- **A2** L'Appennino centrale, tra la Bocca Serriola e il Fiume Biferno, interessa sette regioni;
- **A3** L'Appennino meridionale, tra il Fiume Biferno e la Valle del Crati, interessa cinque regioni;
- **A4**. L'Appennino calabro-siculo, tra la Valle del Crati e la Valle del Simeto, interessa due regioni.

## **b) Frequenza, tempo di ritorno e P.G.A., intensità: terremoto atteso**

In precedenza (cfr. Capitolo 2) si è potuto constatare l'evidente sismicità dell'Appennino. L'analisi della sismicità storica è quindi il secondo criterio che è stato considerato attraverso la consultazione del CPTI15 (Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani 2015) (Rovida et al., 2020).

Ponendo come obiettivo anche una panoramica delle culture sismiche locali e partendo dal presupposto che una tecnologia può radicarsi quando la sua intensità sismica nella storia sia stata alta ma non distruttiva (cfr. Capitolo 3), sono state selezionate quelle aree in cui, seguendo gli spunti di Giuffrè, l'intensità della scala macrosismica oscilla tra l'VIII e il IX grado e dove il terremoto atteso non superi il *"carico critico"* (Giuffrè et al., 1988):

*"la resistenza a trazione delle murature è sempre inferiore a quella richiesta da un terremoto di X grado, e mediamente non supera la sollecitazione prodotta dal terremoto di IX grado. In conclusione, se si attende più che l'VIII grado è inevitabile intervenire."*

*"Una struttura muraria eseguita a regola d'arte supera indenne il IX grado, e, come ha dimostrato la cattedrale di sant'Angelo dei Lombardi, subisce danni significativi solo con il X grado."*

## **c) Presenza di una cultura sismica locale e uso del legno**

Un altro parametro è legato alla volontà di indagare lo sviluppo di una cultura sismica locale in funzione della frequenza dei terremoti. Una cultura sismica locale, come già affermato in precedenza, si innesta quando è viva la consapevolezza del rischio sismico nella comunità e, quindi, la capacità di prevenirlo.

Le informazioni relative ai presidi parasismici lignei e alle normative sismiche italiane riassunte nel capitolo precedente (cfr. Capitolo 3) sono state interpolate con le aree appenniniche selezionate in base al punto a) e b) (figura 4.1). Tali aree, infatti, includono quei luoghi dove il legno non è estraneo alla cultura costruttiva locale, anzi, dove la sua presenza possa avere una sua valenza come storico accorgimento antisismico.

Le informazioni raccolte non sono da considerarsi esaustive,

ma seppur non indagate con completezza in tutto il territorio nazionale vogliono evidenziare la grande eterogeneità del tessuto edilizio diffuso e la necessità di operare in maniera mirata.

Le aree selezionate sono (tabella 4.1):

- A1, La Liguria di ponente, la Lunigiana-Garfagnana, il Mugello;
- A2, La Valnerina, l'Aquilano;
- A3, Il Sannio, l'Irpinia, e l'isola di Ischia;
- A4, La Calabria settentrionale-centrale, l'area dello stretto di Messina, il Catanese (Sicilia Sud-Orientale).

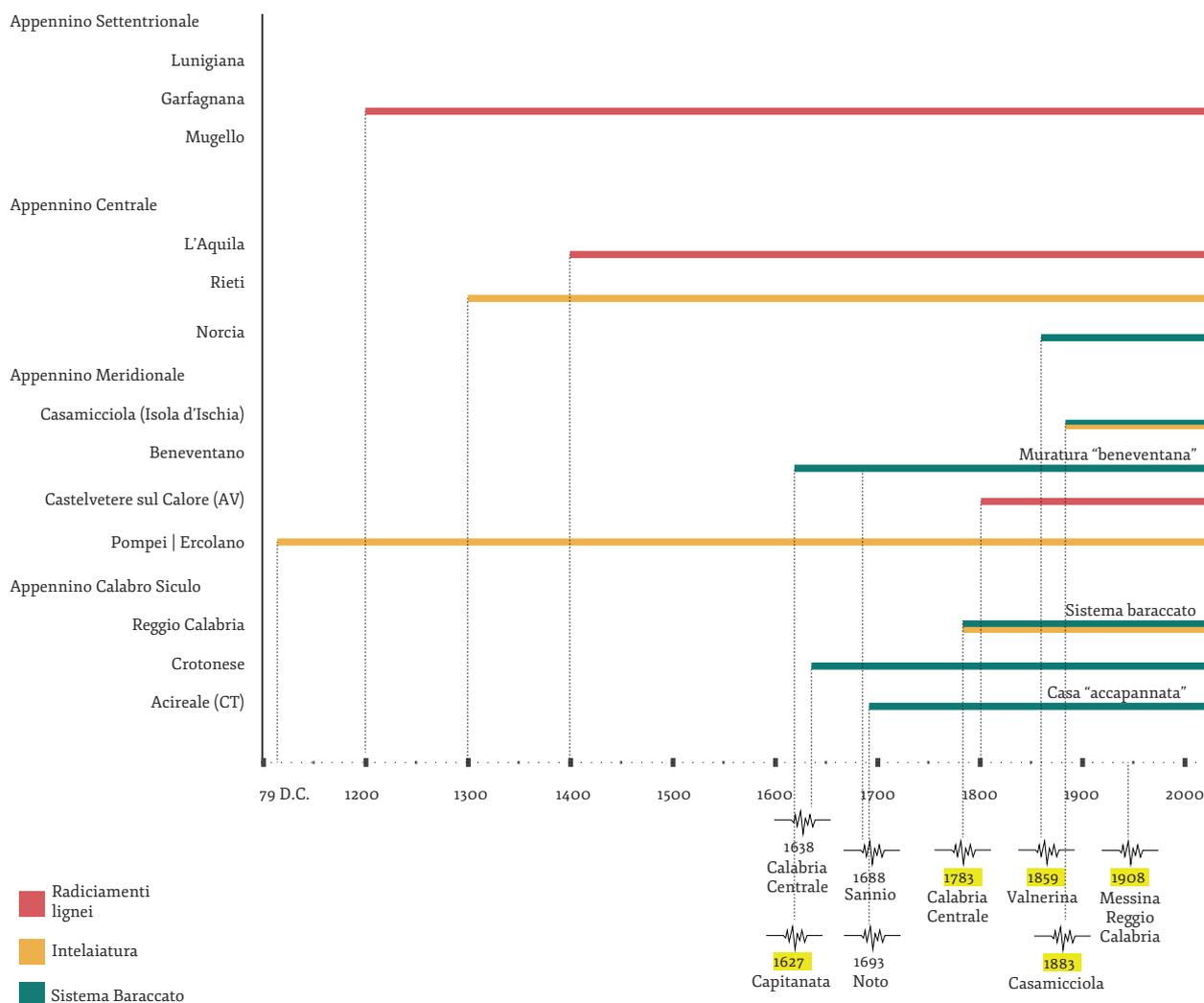


Figura 4.1 Schema riassuntivo delle tipologie lignee riscontrate in letteratura in relazione alle aree appenniniche.

Area Geografica Appennino	$A_g$ Intensità macrosismica “carico critico” zona 1-2-3 VII-VIII scala Mercalli	Presenza cultura sismica locale Uso del legno
A1	Liguria di ponente: $A_g$ : 0.150-0.175 g; Lunigiana-Garfagnana: $A_g$ : 0.200-0.220 g; Mugello: $A_g$ : 0.200-0.225 g;	
A2	Valnerina: $A_g$ : 0.250-0.275 g; Aquilano: $A_g$ : 0.250-0.275 g;	
A3	Sannio(Beneventano): $A_g$ : 0.250-0.275 g; Irpinia-Basilicata: $A_g$ : 0.250-0.275 g; Isola di Ischia: $A_g$ : 0.125-0.150 g;	
A4	Calabria settentrionale-centrale: $A_g$ : 0.250-0.275 g; 0.275-0.300; Messina-Reggio Calabria: $A_g$ : 0.250-0.275 g; Catanese (Sicialia Sud-Orientale): tra $A_g$ : 0.225-0.250 e 0.250-0.275 g.	

Tabella 4.1  
 Tabella indicativa delle accelerazioni massime al suolo per le aree di analisi selezionate, redatta dalla consultazione della Mappa interattiva di pericolosità sismica MPS04-S1 (esse1-gis.mi.ingv, INGV)

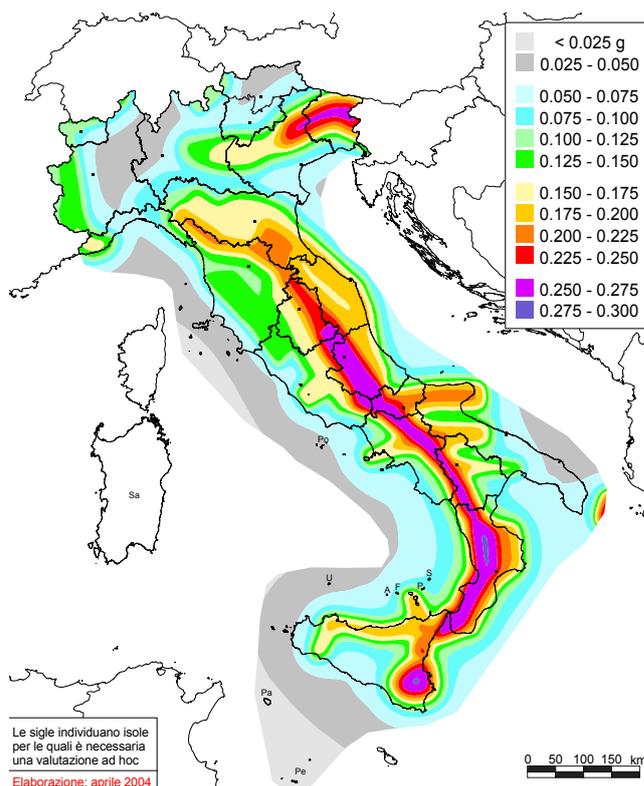


Figura 4.2  
 Mappa di pericolosità sismica MPS04 con sovrapposizione delle aree di studio selezionate. Distribuzioni di PGA (con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni) (da INGV).

## A1\_Appennino settentrionale

### 1) A1\_1 Liguria di Ponente\_Taggia (IM)

I centri storici della Liguria di Ponente sono compatti, con vicoli stretti ed edifici integrati l'uno all'altro, legati tra loro con numerosi archi di contrasto, con barbacani e ringrossi murari a rendere le strade ancora più strette, tetti con colmo parallelo alle curve di livello e presenza di passaggi voltati. Nella ricerca preliminare sulla correlazione tra sismicità e morfologia dei tessuti urbani dei centri storici della Liguria di Ponente e di Levante, è emerso come, verosimilmente, la conformazione dei siti di impianto sia condizionata dalla sismicità delle aree. Pur avendo un'orografia molto simile, i centri storici della Liguria orientale sono morfologicamente diversi: i vicoli sono più larghi, e gli edifici sono strutturalmente indipendenti (Lagomarsino, Ugolini, 2004).

A seguito del terremoto del 26 maggio del 1831, in molti paesi della Liguria occidentale vennero costruiti degli archi fra un edificio e l'altro, posti a intervalli tra loro, al fine di contrastare le azioni sismiche (figura 4.3) (CFTImed, Guidoboni et al., 2019).



Figura 4.3  
Archi di contrasto  
Liguria Occidentale  
(da Lagomarsino).

### 2) A1\_2 Lunigiana - Garfagnana (MS) - Toscana

Nelle aree della Lunigiana e della Garfagnana la frequenza di eventi sismici, ogni 50 anni circa, ha fatto sì che si radicesse una cultura sismica locale. Sono infatti diffusi gli archi e i passaggi voltati di contrasto (figura 4.4) - il 70% è realizzato a volta a botte "ribassata". Dalle schedature elaborate da Pierotti e Ulivieri le strutture di contrasto e i corpi addossati impiegati come rinforzo ammontano al 55% degli interventi di riparazione (Pierotti, Ulivieri 2001).



Figura 4.4  
Arco di contrasto, Aiola  
(MS)  
(da Niglio, Ulivieri 2005).

### 3) A1\_3 Mugello (FI) - Toscana

Nell'ambito del progetto *"Archeosismologia in Architettura"* la lettura stratigrafica dei manufatti edilizi, l'osservazione dei dissesti e delle riparazioni-ricostruzioni, associata ad uno studio sulla sismicità di sito, hanno permesso una ricostruzione delle operazioni di riparazione e di mitigazione degli effetti dei terremoti come l'inserimento di presidi antisismici (Arrighetti, 2015).

## A2\_Appennino Centrale

### 1) A2\_1 Valnerina - Umbria/Marche

Gli abitanti dell'area umbro-marchigiana, abituati a convivere con il terremoto, hanno elaborato e adottato accorgimenti costruttivi (figura 4.5) o al contrario hanno evitato di ripetere operazioni fallimentari (Giovanetti, 1998). Il sisma del 2016, ad esempio, ha messo in luce come due borghi, Norcia e Amatrice, con storie sismiche molto distanti tra loro, abbiano manifestato un comportamento completamente differente. A Norcia, negli anni ripetutamente segnata da terremoti con intensità macrosismica quasi sempre superiore al *"carico critico"*, si è consolidata una cultura antisismica che ha garantito una buona risposta al sisma. Al contrario, ad Amatrice, distrutta dal sisma del 2016, la storia sismica risale al 1700, quindi con terremoti di natura isolata. Qui la percezione del rischio si è negli anni indebolita e con lei una cultura di difesa dal sisma (Borri et al., 2018).

Il regolamento edilizio di Norcia del 1860 citato in preceden-

za (cfr. Capitolo 3) forniva indicazioni su come costruire in sicurezza: altezza degli edifici, spessore dei muri, tipo di malta, “*legature o chiavi di ferro*”, tipo di pietra ecc..

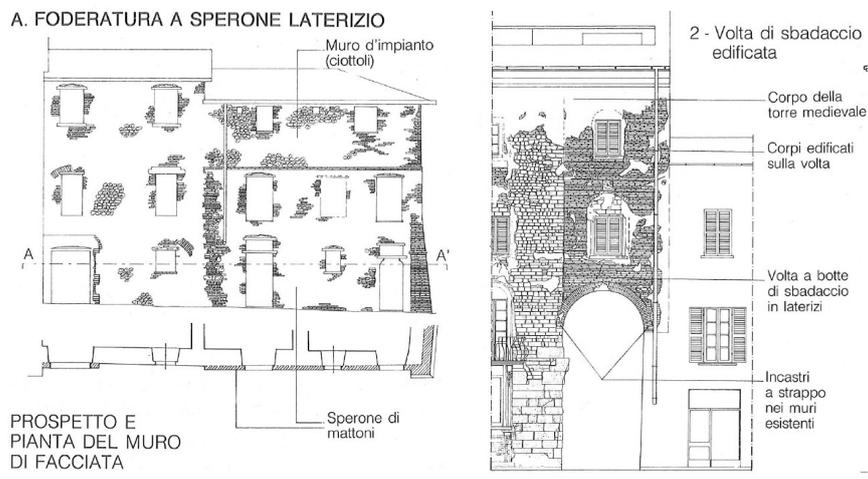


Figura 4.5  
Tecniche storiche di prevenzione sismica, Città di Castello (da Giovanetti, 1998).

## 2) A2\_2 Aquilano - Abruzzo

Nell’area dell’aquilano, dove il sisma è di natura endemica, si riscontra una presenza diffusa di archi di contrasto, speroni, ringrossi murari e a scarpa (Carocci, 2012). Allo stesso modo l’uso di incatenamenti metallici, o travi lignee trasformate in tiranti evidenziano una consapevolezza del rischio sismico, così come l’uso di radicamenti lignei, ovvero elementi trasversali posti all’interno della muratura in tutto lo spessore murario (Varagnoli, 2011; Carocci, Lagomarsino, 2009; Carocci, 2012; Verazzo, 2015, Tosone, Bellicoso 2018). Inoltre, l’uso del legno come presidio antisismico normalizzato o come accorgimento è stato messo in evidenza nelle operazioni di ricostruzione post terremoto del 2009 in tredici edifici del centro storico de l’Aquila. Il presidio, noto anche come “*baraccato aquilano*”, risale al XVIII secolo; si ritrova declinato in varie forme e dimensioni (sezione e interasse dei legni, tipologia muraria), ma rappresenta una testimonianza dei sistemi di protezione sismica elaborati in aree altamente sismiche (figura 4.6). La presenza del legno aumenta la capacità del muro di resistere alle azioni orizzontali, nonché la sua capacità dissipativa, data dall’aumento di duttilità (Aloisio et al., 2019).



Figura 4.6  
Speroni e archi di  
contrasto nella Valle  
dell'Aterno, Aquilano  
(da Carocci, 2012).



Figura 4.7  
Esempi di baraccato  
aquilano rinvenuti a  
seguito del terremoto  
del 2009  
(da Aloisio et al., 2019).

### **A3\_Appennino meridionale**

#### **1) A3\_1 Beneventano (Sannio) - Campania**

Come già anticipato nel Capitolo 3, ancor prima di qualsiasi norma prescrittiva, le intelaiature dette alla beneventana, (Masciari Genoese, 1915; Ceniccola, 2014) furono adottate per la ricostruzione a seguito del terremoto del Gargano del 1627. L'ossatura, fissata al basamento in pietra è in legno di castagno con una maglia rettangolare di vimini, cannuce, listelli di castagno legati mediante malta o argilla.

#### **2) A3\_2 Casamicciola - Campania**

A seguito del terremoto che sconvolse l'isola Ischitana nel 1883 vennero emanate delle prescrizioni costruttive con il Regolamento Edilizio del 1884. Tali direttive imposero il sistema baraccato come metodo per la realizzazione delle nuove costruzioni calabresi e beneventane (Polverino, 1998).

Per un ulteriore approfondimento si rimanda al Capitolo 3.

#### **3) A3\_3 Irpinia - Campania**

L'area Irpina è forse uno dei casi più particolari di analisi. Il 23 novembre 1980, un violento terremoto di magnitudo 6.9, pari al X grado della scala Mercalli ridusse in macerie molte *"terre dell'osso"*, così definite da Manlio Rossi Doria. Un evento che al tempo pose i riflettori sulla consapevolezza che in Italia

esistessero aree di piccoli e fragili paesi arroccati. A questo terremoto se ne aggiunse un altro, quello della ricostruzione postsismica che ha premiato la demolizione e la ricostruzione ex-novo (legge n. 219 del 1981) che ha evidenziato una mancanza, tutta moderna, di una cultura del recupero.

I caratteri costruttivi sono tuttora ancora leggibili in alcuni dei paesi sopravvissuti al sisma, ma in molti altri la natura delle murature esistenti è stata eclissata da un uso pesante del cemento armato (solette di cemento armato in sostituzione dei solai lignei, cordoli in breccia, perforazioni armate con solette di calcestruzzo). Tali interventi che hanno travisato l'identità dei manufatti (Verderosa, 2005). Eppure, accorgimenti costruttivi non erano estranei alla cultura locale irpina: la presenza di aggetti inferiori ai 60 cm, o la cerchiatura di aperture e portali, cantonali, aperture allineate, edifici non superiori a due piani, archi di contrasto (figura 4.8), così come l'uso di radiciamenti lignei (Giuffrè et al., 1988).

Figura 4.8  
A sinistra: arco di contrasto pre-terremoto Irpino, Lioni (AV); a destra: macerie post-terremoto Irpinia 1980. Testimoniaza di cantonale con pietre squadrate (immagini dall'archivio personale dell'autrice).



#### A4\_Appennino calabro-siculo

##### 1) A4\_1 Cosenza, Calabria centrale

L'area della Calabria è stata frequentemente interessata da intensi eventi sismici; tale frequenza ha fatto sì che si consolidasse una cultura sismica. In molti edifici dell'area cosentina, si assiste ad andamenti a scarpa, a murature rinforzate con speroni e contrafforti o archi di contrasto tra edifici attigui: *“i contrafforti, gli speroni, i barbacani, gli archi sono rimedi per edifizzi patiti”* (Milizia, 1813). Anche l'uso di incatenamenti metallici è molto diffuso, con strategie differenti per i capochiave e bolzoni metallici (Paolini, 2005). Come già esposto nel Capitolo 3, a Cosenza, il sistema baraccato, divenuto pre-

scrittivo nel 1783, ebbe una certa diffusione nei ceti più ricchi a causa del costo elevato del legname (Pesso, 1895).

## **2) A4\_2 Reggio Calabria-Messina - Calabria-Sicilia**

L'area di Reggio-Messina può essere definita come uno dei primi campi di sperimentazione antisismica, data la fioritura delle ricerche scientifiche e dibattiti settecenteschi. I precetti per costruire in sicurezza erano già noti a partire dal terremoto del 1693, ma trovano validità normativa a seguito del terremoto del 1783 con l'elaborazione del sistema ligneo borbonico (Cfr. Capitolo 3). Tale tecnica, adottata poi nella ricostruzione postsismica del 1908, è tuttora presente nell'area di Reggio Calabria (figura 4.9). Indagini storico-archivistiche e diagnostiche non distruttive hanno confermato l'integrità del sistema più di 100 anni dopo la sua realizzazione (Bianco et al., 2007). Le tracce dell'uso di tale presidio anche nelle aree rurali sono visibili in alcune murature dell'area grecanica (Cecadini et al., 2003).



Figura 4.9  
A sinistra: sistema baraccato nella provincia di Reggio Calabria (da Margagni, 2009); a destra: esempio di sistema Borbonico (da Ruggieri).

## **3) A4\_3 Sicilia orientale**

La Sicilia orientale è stata nei secoli una delle maggiori aree a rischio sismico d'Italia. Il terremoto della Val di Noto del 1693 rase al suolo l'area del Catanese, provocando danni anche nel siracusano. Le misure che ne seguirono del 1694 ossia il "Consiglio ed Istruzioni" riguardavano regole e istruzioni per la ricostruzione: tessuti urbani sismo resistenti, rete di strade ampie e ortogonali, piazze numerose e vaste (Tobriner, 1989; Ruggieri, 2015).

In Sicilia il sistema intelaiato, come anticipato nel Capitolo 3, è diffuso nell'area etnea e gli edifici prendono il nome di "*case accapannate*", sorte successivamente ai terremoti dell'11

gennaio 1693 e del 5-6 febbraio 1783 (figura 4.10). Il muro prevedeva l'inserimento in muri "a cotto" o "a tutta calce" di telai lignei connessi tra loro con squadre metalliche e chiodi (Margani, 2009).

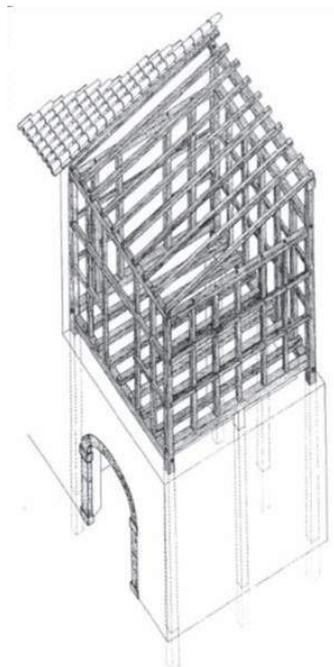


Figura 4.10  
Camera di sicurezza in  
"casa accapannata", Aci  
Catena.  
(da Margagni, 2009).

### 4.3 Le criticità fondamentali delle murature

Gli edifici in muratura, per loro natura sistemi variabili ed eterogenei, presentano caratteristiche prestazionali diverse da caso a caso. Le regole del buon costruire, ovvero l'adozione di quegli accorgimenti costruttivi che assicurano la monoliticità di un manufatto edilizio, hanno radici antichissime. Questo corpus di accorgimenti non codificati, ma dedotti empiricamente dalle osservazioni delle risposte meccaniche degli edifici esistenti, sono necessari alla realizzazione di un apparato efficace (Giuffrè 1993; Carocci, 2001).

Precisamente, il comportamento tensionale e deformativo dipende notevolmente dall'ingranamento e dalla dimensione degli elementi lapidei e dalla sua capacità di assumere un comportamento monolitico (Giuffrè, Carocci, 1999; Baggio, Masiani 1991; Bariola, Sozen, 1990; Shawa et al., 2012). Un muro è caratterizzato da una *catena pluriconnessa* di elementi lapidei a contatto, dove ogni elemento, collegato agli altri tramite contatto diretto o mediante malta, trasferisce il carico

proveniente da quelli sovrastanti seguendo la direzione del contatto stesso (Giuffrè, Carocci, 1999). Il percorso degli sforzi verticali all'interno della compagine muraria segue quindi l'aderenza tra pietra e pietra secondo forze inclinate. Le loro componenti orizzontali sono contrastate dalle forze di attrito o dalla coesione della malta, per cui quando queste vengono a mancare, ad esempio in caso di un muro scadente, possono innescarsi sconessioni date dalla mancanza di equilibrio. Questo può accadere quando la forza inerziale, come può essere quella sismica, rompe gli equilibri interni al muro (Giuffrè, 1993).

Le variabili che entrano in gioco e che determinano il comportamento meccanico sono qui brevemente elencate, ma verranno riprese e approfondite successivamente (cfr. Capitolo 5):

- presenza e alternanza di diatoni e ortostati;
- buona qualità del legante;
- forma e dimensione degli elementi lapidei;
- sfalsamento dei giunti verticali e orizzontalità degli elementi. (Giuffrè, 1993)

### **Vincoli monolateri**

Quando un qualsiasi edificio è sottoposto ad azioni sismiche si generano forze di inerzia che dipendono dalla massa e dall'accelerazione sismica; azioni che possono essere anche molto distruttive a causa non solo della natura del terremoto, ma in particolar modo, delle caratteristiche specifiche della struttura oggetto di tali sollecitazioni.

La qualità muraria incide significativamente nella vulnerabilità delle costruzioni. Tuttavia, se i collegamenti tra gli elementi strutturali, generalmente di tipo monolatero - si pensi ai solai lignei- sono scarsamente efficaci o addirittura assenti, in presenza di azioni orizzontali, si assiste ad una perdita della capacità portante con successive disconnessioni per sfilamento degli orizzontamenti (figura 4.11) e il conseguente distacco di macro-porzioni che oscillando e scorrendo crollano per perdita di equilibrio (Giuffrè 1991; Giuffrè et al.1993; D'Ayala, Speranza 2003).

Si può ritenere che, subito dopo la disgregazione a causa della

peissima qualità muraria, il ribaltamento di porzioni di muratura, facciate o cantonali, sia tra le conseguenze più pericolose (Sorrentino et al., 2019).

I collegamenti adeguati sono necessari per assicurare un comportamento scatolare dell'edificio cosicché le forze inerziali possano essere trasferite tra gli elementi strutturali e far sì che si possano sviluppare meccanismi resistenti nel piano.



Figura 4.11  
Meccanismo di primo  
modo per inefficacia delle  
ammorsature d'angolo  
e sfilamento degli  
orizzontamenti  
(da Cangì, Giovanetti, 2012).

#### 4.3.1 La risposta strutturale e i meccanismi di danno nelle murature storiche

I tragici scenari dei sismi degli anni '80 e '90 hanno evidenziato il debole comportamento delle strutture murarie, causando il collasso parziale o totale dei manufatti edilizi. La valutazione del danno post sismico elaborata da numerosi autori (Giuffrè 1991, 1993; D'Ayala 1999; Gurrieri et al., 1999; Carocci 2001; Dolce, Mafredi 2011; Cangì, 2012; Lourenço et al., 2013; Borri, De Maria, 2019) è testimone, infatti, di come il terremoto rappresentino dei maggiori pericoli per questo tipo di strutture. Gli edifici in muratura, diversamente da quanto accade in edifici intelaiati in acciaio o calcestruzzo armato, raramente arrivano ad un collasso globale. Molto più diffusa è, invece, l'attivazione di meccanismi locali di danno: le azioni sismiche attivano cinematici, scomponendo l'edificio in porzioni chiamate macro-elementi. Un edificio realizzato in muratura, presenta diverse criticità legate alla natura intrinseca del materiale o alle specificità costruttive (Giuffrè 1991; Lourenço et al., 2011; Gattesco, Boem, 2017):

- la debolissima resistenza a trazione;
- la percentuale di vuoti nella compagine muraria;
- la scarsa qualità dei materiali;
- la mancanza di connessioni efficaci tra le parti strutturali;
- la presenza di elementi spingenti;
- le discontinuità geometrico-costruttive;
- il degrado materico;
- le alterazioni significative rispetto alla struttura originaria.

Tutti questi aspetti possono portare, in caso di azioni sismiche, alla non solidarietà della scatola muraria e causare l'attivazione di catene cinematiche. Laddove l'edificio presenti aree più vulnerabili, infatti, si creano concentrazioni di tensioni e sollecitazioni di taglio che favoriscono la formazione di lesioni, vie preferenziali che modificano l'assetto iniziale e portano alla formazione di catene cinematiche. Le pareti, divenute così indipendenti, sono libere di oscillare e sono più propense a ribaltarsi.

A tali fattori si somma il fatto che la conformazione dei centri storici in Italia e nel mondo è costituita da più unità abitative affiancate o agglomerati edilizi complessi, che in caso di terremoto possono generare un insieme di cinematismi creando le condizioni per crolli multipli (Carocci 2001, 2004; Formisano et al., 2011). Risulta evidente come vadano considerate le interazioni tra i singoli edifici, i potenziali risvolti positivi o al contrario dannosi per il comportamento meccanico dell'aggregato (es. edifici non allineati, altezze differenti, discontinuità tipologiche e strutturali, irregolarità in pianta e altezza). La lettura critica deve essere perciò:

- trans-scalare: l'analisi dei materiali utilizzati, della tessitura muraria e della regola dell'arte nei singoli edifici, della qualità delle connessioni tra gli elementi costruttivi degli stessi, del comportamento dell'aggregato.
- transdisciplinare: caratteristiche geomorfologiche di sito, l'evoluzione storico, tipologico-costruttiva, e aspetti socio-economici.

Importanti metodologie sono state definite e affinate negli anni per la valutazione della vulnerabilità sismica: la raccolta e la sistematizzazione di specifici parametri geometrico-co-

struttivi consentono di elaborare scenari e mappe di danno sul sito in analisi (Benedetti, Petrini, 1984; GNDT, 1993; Giovinnazzi, Lagomarsino, 2006; Formisano et al., 2011).

Nel processo di indagine e nella definizione del comportamento meccanico, due sono gli aspetti principali che rivestono un ruolo decisivo nel comportamento meccanico di un manufatto architettonico, nell'ordine (Borri, De Maria, 2019):

- la qualità muraria;
- la qualità delle connessioni tra gli elementi costruttivi.

La costruzione muraria è soggetta a differenti azioni agenti in più direzioni:

- azioni verticali;
- azioni orizzontali: nel piano e fuori da piano.

La corretta apparecchiatura degli elementi resistenti è la *conditio sine qua non* la muratura possa garantire un assetto monolitico e quindi l'attivazione di meccanismi locali o globali; in caso contrario è più probabile aspettarsi un comportamento "disgregativo" della stessa (figura 4.12). Se è garantita una certa monoliticità del paramento murario tale da evitare la disgregazione muraria, allora la risposta alle azioni sismiche può avvenire secondo l'attivazione di:

- meccanismi di I modo generati da azioni fuori dal piano proprio della parete (generalmente il collasso avviene per perdita di equilibrio);
- meccanismi di II modo generati da azioni nel piano: in questo caso, generalmente, quando i meccanismi di I modo sono impediti attraverso l'inserimento di vincoli bilaterali efficaci, il collasso sismico avviene per superamento delle condizioni limite di resistenza della muratura.

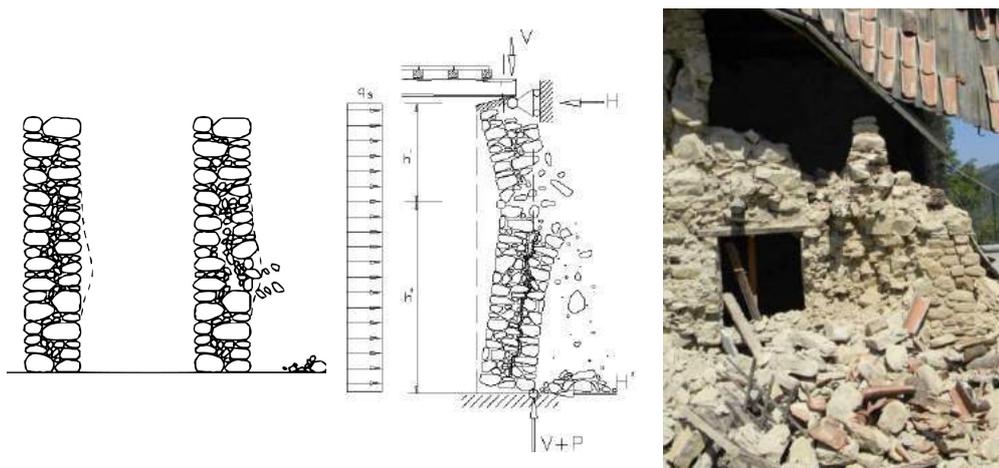


Figura 4.12  
Schema a sinistra:  
disgregazione muraria  
(da Giuffrè, 1993); al  
centro: comportamento  
a flessione verticale nel  
caso di pessima qualità  
muraria (Borri (a cura  
di) 2011);  
a destra:  
comportamento  
disgregativo, Accumoli  
(da Borri, De Maria,  
2019).

Specifici meccanismi locali dipendono da particolari condizioni di vincolo e vulnerabilità che ne favoriscono l'attivazione. Possono essere ipotizzati basandosi (Borri et al., 2015, Mendes et al., 2017):

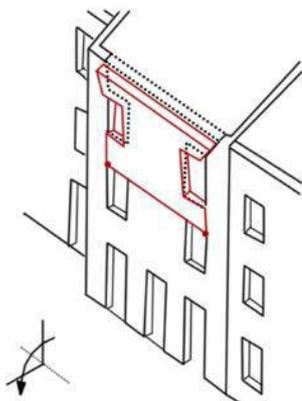
- 1) sulla qualità tessitura muraria;
- 2) sulle osservazioni di discontinuità o pregresse lesioni;
- 3) sull'osservazione diretta della qualità delle connessioni;
- 4) sulla presenza di dispositivi antisismici (es. catene);
- 5) sulle osservazioni di eventuali discontinuità geometriche o materiche;
- 6) sulle stratificazioni di fasi costruttive con cambiamento di destinazioni d'uso
- 7) sulle osservazioni sullo stato di conservazione.

I cinematismi più frequenti sono stati catalogati in 16 tipologie di collasso, riconosciuti in base alle osservazioni dei danni prodotti dai sismi succedutisi nel tempo (Beolchini et al., 2005; Dolce, Manfredi, 2010). Queste classi offrono una semplificazione, ma non possono dirsi complete; molte tipologie non sono direttamente inquadrabili.

### **Ribaltamento semplice di parete**

Tale meccanismo, fra i più frequenti e pericolosi, avviene secondo una rotazione rigida di intere facciate o porzione di parete secondo cerniere orizzontali dove si innescano plasticizzazioni con schiacciamento locale della muratura (figura 4.13).

Figura 4.13  
A sinistra: Ribaltamento semplice di parete, schema (rielaborato da Beolchini et al.2005); a destra: Ribaltamento semplice di parete, Lioni (AV) 1980.

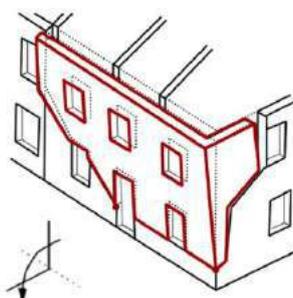


Vincoli	Vulnerabilità	Anamnesi	Varianti
- assenza di vincolo in sommità -mancanza di collegamento parete ed orizzontamento	- assenza di cordoli o incatenamenti - deformabilità orizzontamenti - presenta di elementi spingenti	-lesioni verticali di disconnessione tra elementi murari - fuori piombo - sfilamento degli orizzontamenti	- interessa porzioni su diversi livelli - se la muratura non è trasversalmente ingranata può interessare parte di essa -interessa porzioni al variare della geometria muraria o discontinuità e aperture

### Ribaltamento composto di parete

Il meccanismo interessa porzioni o intere pareti attraverso la rotazione rigida delle stesse rispetto ad assi perlopiù orizzontali trascinandosi porzioni più o meno ampie di pareti di controventamento (figura 4.14).

Figura 4.14  
Ribaltamento composto di parete, Aquilano  
Schema a sinistra (rielaborato da Beolchini et al., 2005).



Vincoli	Vulnerabilità	Anamnesi	Varianti
- assenza di vincolo in sommità -connessione efficace tra elementi ortogonali	- assenza di cordoli o incatenamenti - deformabilità orizzontamenti - presenta di elementi spingenti - aperture o discontinuità nelle intersezioni murarie	-lesioni diagonali di disconnessione nella parete di controventamento - fuori piombo - sfilamento degli orizzontamenti	- interessa porzioni su diversi livelli - se la muratura non è trasversalmente ingranata può interessare parte di essa -interessa porzioni al variare della geometria muraria o discontinuità e aperture - ribaltamento di un cuneo per azioni spingenti di puntoni

### Flessione verticale di parete

Questo meccanismo viene innescato da azioni ortogonali al piano, che causano la divisione della parete in due macro-blocchi secondo una cerniera cilindrica orizzontale (figura 4.15).

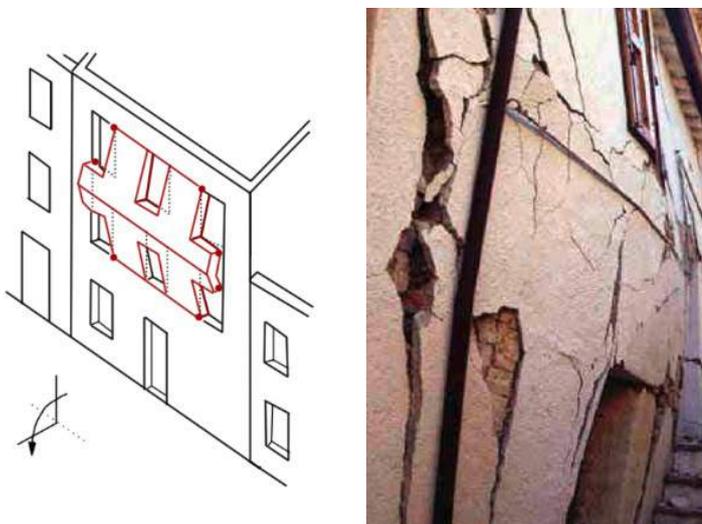


Figura 4.15  
Flessione verticale di parete (da Reluis, 2010)  
Schema a sinistra (rielaborato da Beolchini et al., 2005).

Vincoli	Vulnerabilità	Anamnesi	Varianti
- vincolo efficace in sommità - mancanza di collegamento alle pareti ortogonali	- snellezza delle pareti - orizzontamenti intermedi non collegati - presenza di elementi spingenti - qualità scadente della muratura	- fuori piombo e spancamenti - sfilamento degli orizzontamenti intermedi	- interessa porzioni su diversi livelli in base all'efficacia di orizzontamenti - interessa porzioni al variare della geometria

### Flessione orizzontale di parete

Questo meccanismo è favorito da assenza di vincoli o vincoli non adeguati e avviene con l'espulsione e il distacco di porzioni di parete secondo cerniere cilindriche oblique e verticali (figura 4.16).

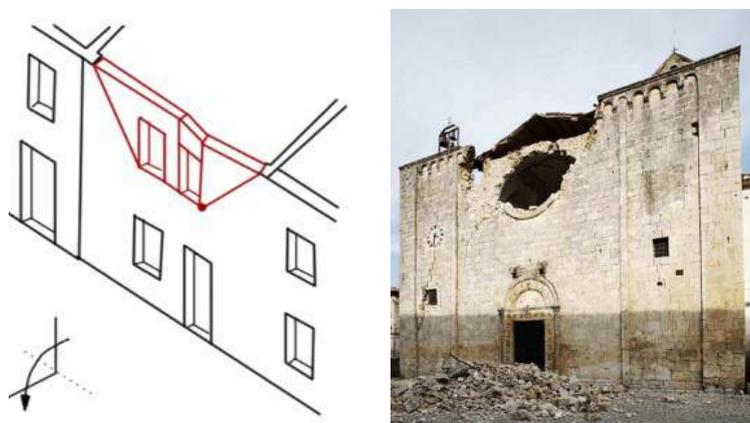


Figura 4.16  
Ribaltamento flessione orizzontale, S. Eusanio Forconese, Aquila  
Schema a sinistra (rielaborato da Beolchini et al. 2005).

Riassumendo, si stabilisce quindi una “*gerarchia delle resistenze per le costruzioni murarie*” (Borri, De Maria, 2019; Borri et al., 2020; Vlachakis et al., 2020) :

- **Caso 0.** La muratura è di qualità insufficiente. Quando la coesione e l’ingranamento tra gli elementi è quasi inesistente, a fronte di sollecitazioni sismiche, dinamiche e cicliche, il comportamento è di tipo disgregativo: la muratura non è in grado di contrastare azioni orizzontali.

- **Caso 1.** La muratura possiede, in questo caso, una qualità sufficiente/buona, gli elementi sono coesi e ingranati, ma la struttura non assume un “comportamento scatolare”, a causa dei collegamenti inefficienti. La capacità della muratura di rispondere a forze inerziali è compromessa: si generano meccanismi resistenti, ovvero, cinematismi- o “meccanismi locali”- che si attivano laddove ci siano discontinuità/debolezze (ad esempio aperture, lesioni preesistenti, nodi strutturali), provocando scorrimenti e collassi di porzioni della muratura.

- **Caso 2.** La muratura è di buona fattura, e la qualità delle connessioni è tale da garantire un comportamento scatolare; la risposta nel piano coinvolgerà la massima capacità degli edifici, dissipando una significativa quantità di energia. Il comportamento sarà di tipo “globale”: gli impalcati incideranno in funzione della loro rigidità o deformabilità, e della capacità di distribuire in maniera uniforme le forze di inerzia, presentando effetti torsionali o meno in base alla regolarità in pianta e in altezza. Le irregolarità, infatti, favoriscono la concentrazione delle tensioni e, quindi, di un eventuale danneggiamento, nelle aree della struttura più deboli.

#### **4.4 Le tipologie di rinforzo esistenti: criticità e risorse**

Dopo accurata analisi sulle vulnerabilità e sui vari modi di danneggiamento, locali o globali, la risposta meccanica suggerisce il tipo di intervento da attuare o da indagare sperimentalmente.

Una volta individuate le carenze e le criticità locali, infatti, il processo a valle di valutazione della sicurezza di una struttura, dettagliatamente indicato nella Circolare 2019, mira a stabilire come ridurre e compensare il gap di sicurezza e il tipo di intervento da attuare/indagare sul costruito esistente. Il rapporto capacità/domanda  $\zeta_E$  per le azioni sismiche esprime la relazione che intercorre tra l'azione sismica massima sopportabile da una struttura (capacità) e l'azione massima sismica prevista per un progetto di nuova costruzione (domanda) (CNTC, 2019).

Gli interventi, secondo la circolare ministeriale 2019 (CNTC, 2019), si dividono in:

- **di riparazione o locali:** ovvero interventi sui singoli elementi o su porzioni limitate, senza significative variazioni nel comportamento globale

$$\Delta\zeta_E = \zeta_{EP} - \zeta_{EA} \geq 0$$

dove:

$\zeta_{EP}$  = rapporto capacità/domanda nello stato di progetto

$\zeta_{EA}$  = rapporto capacità/domanda nello stato attuale;

- **miglioramento:** interventi atti ad incrementare il comportamento strutturale, variano il comportamento locale o globale. Non è necessario raggiungere i livelli di sicurezza previsti per le nuove costruzioni

$$\Delta\zeta \geq 0.1 \text{ (classe II o III),}$$

$$\zeta_{EP} \geq 0.6 \text{ (classe IV o scuole III);}$$

- **adeguamento:** è necessario aumentare la sicurezza strutturale, con un aumento della capacità. Il livello di sicurezza deve essere al pari delle nuove costruzioni: avviene quando l'uso ne è modificato  $\zeta_{EP} \geq 1.0$ ,  $\zeta_{EP} \geq 0.8$  (variazioni destinazione o classe d'uso, incrementi di carichi globali superiori al 10%).

Gli interventi relazionati alla “*gerarchia delle resistenze delle strutture in muratura*” (Borri, De Maria, 2019), si possono distinguere:

- 1) interventi atti ad evitare una crisi per disgregazione muraria;
- 2) interventi atti ad evitare una crisi per cinematicismo;
- 3) interventi atti ad evitare crisi per superamento di resistenza.

Di seguito vengono illustrati alcuni degli interventi più diffusi. L'elenco non è da ritenersi esaustivo e molti di questi interventi devono essere combinati con altri affinché siano efficaci.

### 1) Qualità muraria

#### a) Incrementare/ripristinare la resistenza e la rigidezza

*Scuci e cucì* mira a ripristinare l'omogeneità geometrico-materica del pannello murario. Affinché l'intervento sia efficace è necessario che i materiali siano simili in forma, dimensione e caratteristiche meccaniche e che siano correttamente ammorsati agli elementi persistenti (figura 4.17).



Figura 4.17  
Intervento di scuci e cucì (da Castori G.).

La *ristilatura profonda dei giunti con malte adeguate* se coadiuvata con altri materiali resistenti a trazione (barre e cavi di acciaio etc) può risultare efficace.

L'inserimento di *elementi trasversali di collegamento* (diatoni artificiali, diatonos, tiranti anti-espulsivi, barre autoflettanti) incrementa la monoliticità del paramento murario migliorando il comportamento sia per azioni fuori dal piano che per azioni taglianti (figura 4.18).

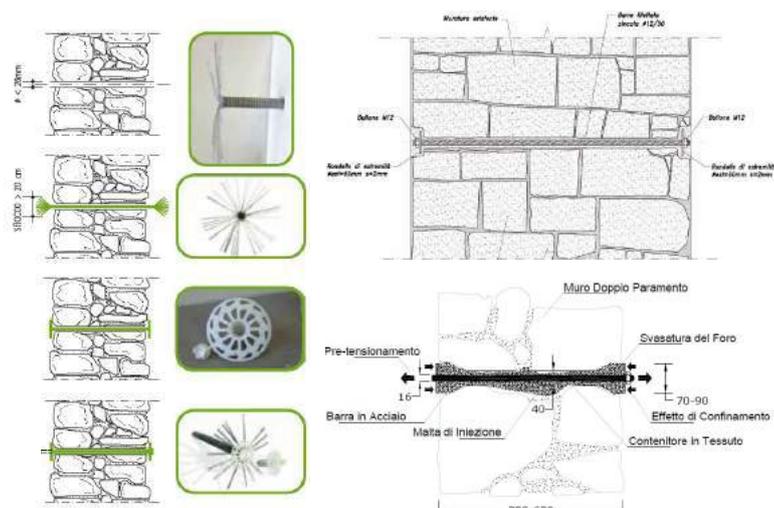


Figura 4.18  
A sinistra: diatoni artificiali a fiocco, Geosteel (da Kerakoll);  
a destra, in alto: tirantini antiesplulsivi (da Donà, (a cura di) 2011);  
a destra, in basso: Diatonos, Bossong (da Castori G.).

## 2) Qualità dei collegamenti

### b) Migliorare la qualità dei collegamenti

Le *Catene/Tiranti* sono tra le soluzioni antisismiche storiche più diffuse a partire dal XV secolo. In genere sono realizzate da barre o piatti di acciaio permettono di collegare in maniera efficace le pareti ortogonali (se opportunamente dimensionati e se la qualità muraria lo consente), possono favorire il comportamento d'insieme del fabbricato e forniscono un efficace

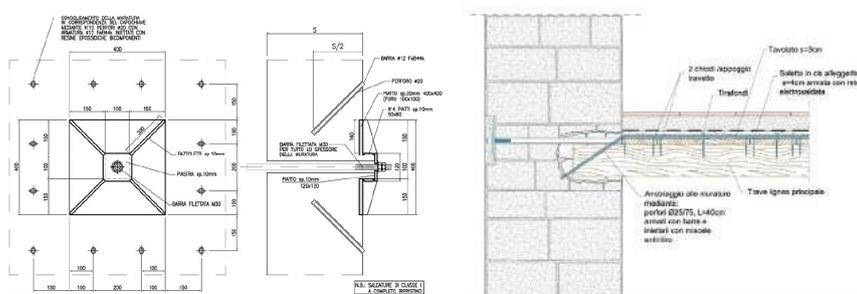


Figura 4.19  
a sinistra: inserimento di tiranti (da Mariani, 2006);  
a destra: trasformazione di travi lignee in catene (da Donà (a cura di), 2011).

vincolo contro il ribaltamento fuori dal piano.

Anche la *trasformazione di travi lignee* preesistenti in tiranti rappresenta una tecnica efficace. Se queste sono correttamente collegate alla muratura mediante staffe metalliche si scongiurano fenomeni di martellamento. In entrambi i casi la muratura non deve essere scadente (figura 4.19).

**Caso 3: comportamento globale**

**c) Migliorare il comportamento dei diaframmi di piano** attraverso l'irrigidimento di solai lignei preesistenti grazie alla sovrapposizione di un ulteriore tavolato ligneo con l'accortezza di raccordarlo correttamente ai muri laterali.

Le *controventature realizzate con tiranti metallici* possono rappresentare un sistema efficace per irrigidire gli orizzontamenti e aumentarne la resistenza (figura 4.20).

Anche le *cerchiature esterne* realizzate con tessuti di acciaio o materiali compositi (PBO, SRG, FRCM) contribuiscono a contrastare l'insorgenza di tensioni in corrispondenza degli spigoli murari oltre che a garantire un comportamento globale (figura 4.21).

Così come *l'inserimento di cordoli leggeri in sommità* favorisce un vincolo nel contenimento di spinte provenienti dalla

Figura 4.20  
Controventature metalliche  
(da Cangì, Giovanetti, 2012).

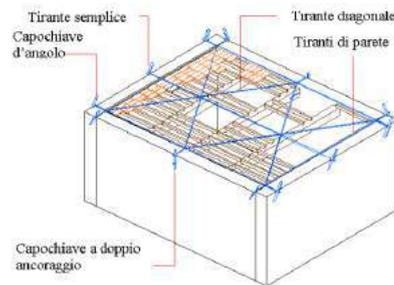


Figura 4.21  
a sinistra: cerchiature realizzate con funi metalliche inserite nei giunti di malta (da Claudio Modena et al., 2011)  
a destra: cerchiatura con SRG (steel reinforced grout) (da Castori G.).

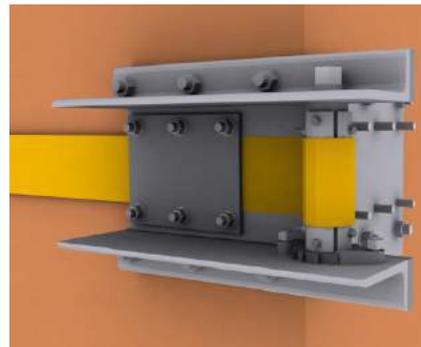
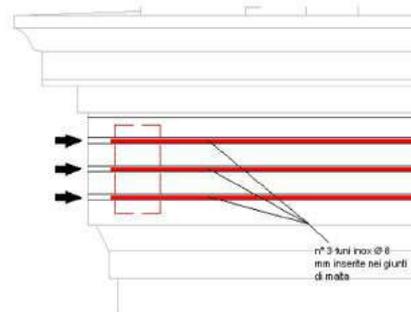


Figura 4.22  
A sinistra: Muratura armata (da Donà (a cura di) 2011);  
a destra: muratura armata con rete di GFRP (da Borri et al., 2016).



copertura. Questi possono essere in metallo, in muratura armata sia in acciaio che in GFRP (Glass fiber reinforced polymers) e in legno. In caso di adozione di tale tecnica è importante orientare la scelta caso per caso in funzione della qualità muraria e alle differenze di rigidità dei materiali impiegati e autoctoni (figura 4.22).

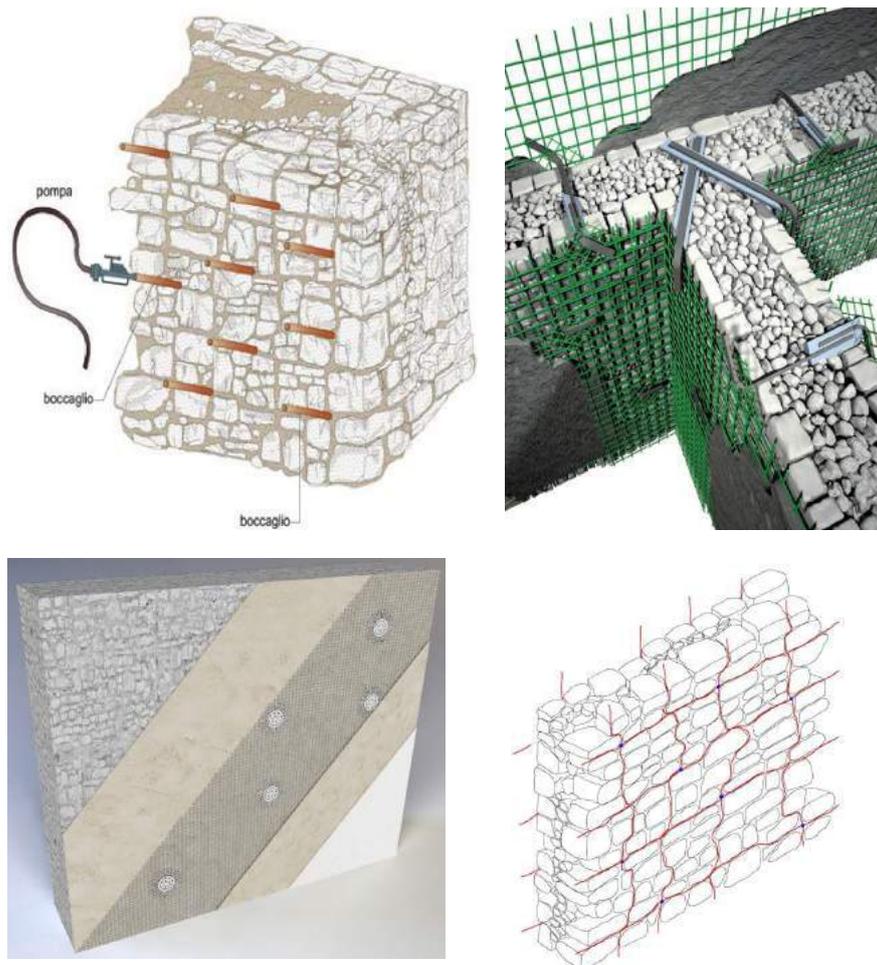


Figura 4.23  
A sinistra: iniezioni di miscele leganti (da Donà (a cura di)2011); a destra: pareti armate con rete di GFRP (da Fibernet).

Figura 4.24  
a destra: tecnica reticulatus (da Castori); a sinistra: rinforzo mediante placcaggio con rete in fibra naturale di basalto e acciaio (da Kerakoll).

Al fine di migliorare il comportamento globale è possibile, inoltre, intervenire migliorando la resistenza delle singole pareti attraverso:

- l'applicazione sia in intradosso che estradosso di un *intonaco armato CRM (composite reinforced mortar)* caratterizzato da fasce i FRP connesse tra loro mediante barre iniettate;
- l'*iniezione di miscele leganti*;
- fasciature con materiali FRP (Fiber reinforced polymers) o FRCM (Fiber reinforced cementitious matrix) resistenti a trazione (Misseri et al., 2019) (figura 4.23).



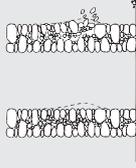
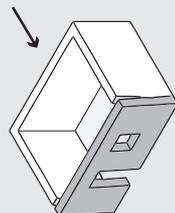
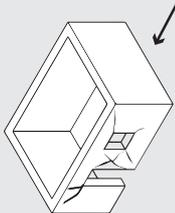
Figura 4.25  
Dettaglio del sistema  
C.A.M, (da Dolce et al.,  
2001).

Un intervento utile ad incrementare le caratteristiche meccaniche sia per azioni nel piano che fuori da piano è il *Reticulatus*, (figura 4.24), ovvero un sistema che prevede l'introduzione di barre di acciaio trasversali e trefoli metallici ancorati ad essi; questo sistema può però presentare problematiche per murature scadenti e poco coese (Corradi et al., 2016).

Un'altra tecnica di rinforzo globale è il sistema CAM (cuciture attive dei manufatti) (Dolce et al., 2001) che incrementa la capacità di una struttura di resistere nel piano e fuori dal piano. Essa consiste nell'introduzione di un cospicuo numero di elementi metallici connessi tra di loro nell'intradosso ed estradosso della parete, in modo da confinare la compagine muraria (figura 4.25).

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei principali interventi, in relazione alle modalità di crisi descritte in precedenza, e il loro contributo da un punto di vista meccanico.

Tabella 4.2  
(nella pagina successiva)  
Schema riassuntivo degli interventi esistenti in relazione alle modalità di danno e al contributo che offrono da un punto di vista meccanico.

<b>INTERVENTI</b>  <b>GERARCHIA</b> <b>DELLE RESISTENZE</b>	<b>CASO 1 - QUALITÀ MURARIA</b> INTERVENTI ATTI AD EVITARE CRISI PER DISGREGAZIONE MURARIA  <small>(Gauris, 1992)</small>	<b>GEOMETRIA</b>  "Regola dell'arte": - presenza di diatoni - forma degli elementi resistenti - sfalsamento dei giunti verticali - dimensione degli elementi - resistenza degli elementi - qualità della malta - presenza di filari orizzontali	<b>ABBASSARE CENTRO DI GRAVITÀ</b>	<b>TECNICHE CHE CONTRASTANO LE AZIONI ORIZZONTALI</b>	<b>TECNICHE CHE INCREMENTANO LA RESISTENZA A TAGLIO</b>	<b>TECNICHE STABILIZZANTI: CONFERISCONO RESISTENZA E CAPACITÀ DI DEFORMAZIONE</b>	<b>TECNICHE CHE INCREMENTANO E PERFEZIONANO LA CONNESSIONE TRA GLI ELEMENTI COSTRUTTIVI</b>	<b>TECNICHE CHE RIDUCONO GLI EFFETTI TORSIONALI</b>	<b>TECNICHE CHE CONSENTONO IL COLLASSO PARZIALE</b>
<b>CASO 2 - LOCALE</b> INTERVENTI ATTI AD EVITARE CRISI PER CINEMATISMO  <small>(Ortega et al., 2017)</small>	<b>Muratura "listata"</b> Diatoni artificiali  Aggiungendo massa: - Muri a scarpa - Scale esterne - Ringrossi murari - Speroni  Ridondanza strutturale - Contrafforti - Scale esterne - Volumi aggiunti - Archi di contrasto - Loggia - Barbacani - Speroni	Introduzione di muri di taglio	Rinvolo cantonale Contrafforti	Placcaggio con materiali compositi (FRP O FRCM) Muratura "listata" Diatoni artificiali Archi di scarico Compianamento filari orizzontali Confinamento aperture	Catene Catene lignee Solai lignei trasformati in tranti Contrafforti Speroni Ammortature angolate Eliminazione discontinuità	Catene Catene lignee Solai lignei trasformati in tranti Placcaggio con materiali compositi (FRP O FRCM) Perforazioni armate	Rinforzo cantonale Ammortature angolate		
<b>CASO 3 - GLOBALE</b> INTERVENTI ATTI AD EVITARE CRISI PER SUPERAMENTO DELLA RESISTENZA DEL MATERIALE  <small>(Ortega et al., 2017)</small>	Simmetria in pianta e in elevazione in termini di massa e rigidità Altezza limitata edifici Allineamento aperture/numero aperture Restremazione muri di spina Variazione orditura solai nei diversi livelli Allievrimento i piani superiori al primo: -Solai lignei leggeri -Restremazione muri -Infilatura lignea	Confinamento aperture Frenelli Ristilatura armata dei giunti Reticolatus CAM Cerchiature aperture	Confinamento aperture	Cordoli in sommità (legno, metallo, muratura armata) Intonaco armato Frenelli Ristilatura armata dei giunti Fasciature Diaframmi di piano: - tavolato ligneo - caldaia in C.A. Cross bracing Reticolatus CAM	Simmetria in pianta e in elevazione in termini di massa e rigidità Isolatori sismici alla base				

#### 4.4.1 Strategie di rinforzo in legno: le proposte contemporanee

Una sensibilità nell'adozione di interventi leggeri e non invasivi, meccanicamente e linguisticamente coerenti, si ritrova già nell'ideazione e nell'utilizzo di tecniche premoderne e di prevenzione sismica dopo i catastrofici terremoti del 1700 e 1900. Si è specificato come una migliore consapevolezza delle misure di prevenzione sismica, anche non codificate, possano essere importanti per ridurre la vulnerabilità sismica del costruito minore. Qui vengono presentate, ponendo il legno *ex-post* come strumento di rinforzo, delle strategie specifiche di consolidamento riscontrate in letteratura nel corso dell'ultimo secolo e mezzo in Italia e nella letteratura scientifica attuale (con le relative campagne sperimentali).

##### 1) 1895. Consolidamento delle fabbriche nelle Calabrie contro i danni dei terremoti

Questo rappresenta uno dei primi interventi in letteratura dove si parla di consolidamento anche attraverso l'impiego di materiali lignei, attraverso una rielaborazione delle *Reali Istruzioni* di più di un secolo prima. La consapevolezza del comportamento sismico è evidente da una serie di accorgimenti descritti da Luigi Pessò nel 1895 e che si riportano qui brevemente.

Da una relazione sul consolidamento degli edifici di Luigi Pessò del 1895 si legge che *“taluni ricchi proprietari”* costruivano i loro edifici utilizzando il sistema *baraccato*. Questi erano da preferire alle catene in quanto *“non impediscono che fra i due piani avvengano lesione e guasti”*, invece una *“solida armatura di legno ben collegata in tutti i sensi”*, di norma in legno di castagno *“grossamente squadrato”*, risponde in maniera adeguata alle azioni sismiche. La muratura di rivestimento deve, tuttavia, essere ben eseguita, ma non si escludono altri tipi di rivestimento. I montanti lignei sono inseriti nelle fondazioni per circa 80 cm *“alquanto abbrustoliti”* per salvaguardarli dall'umidità e insetti xilofagi. Gli orizzontamenti, anch'essi realizzati in legno, sono collegati ai montanti *“a mezza grossezza”* in modo da non indebolire la sezione resistente. Per

piani superiori al primo l'orditura dei solai deve essere alterata per "aumentare la solidarietà del sistema". Nell'interasse tra i telai lignei vengono disposti a croce di Sant'Andrea degli elementi secondari di sezione 15x8 cm. L'intelaiatura viene poi "imbottita di buona muratura" di uno spessore maggiore di 25 cm per isolare il legno dall'umidità. A volte, in un'ottica di risparmio, l'interasse ligneo delle tramezzature è riempito da "graticci formati di sottili verghe di legname". Tutti i montanti, gli orizzontamenti e gli elementi trasversali sono tenuti insieme mediante "ben saldi e robusti chiodi".

Con tali accorgimenti, specifica Luigi Pessò, sono state costruite a Cosenza case baraccate che "resistettero a violente scosse di terremoto senza alcun danno; mentre lo stesso non può dirsi delle fabbriche costruite anche con abbondanza di catene di ferro" (Pessò, 1895 p. 10).

Vista, al tempo, la non economicità di tale intervento, in sostituzione alle case baraccate, in aree maggiormente sismiche è introdotta la "camera di sicurezza" dove si raduna la famiglia; una stanza specifica della casa, normalmente al piano nobile e centrale, consolidata all'interno con croci di ferro dolce di 4-5 cm di larghezza collegati ai solai (figura 4.26).

È interessante sottolineare, inoltre, come recentemente siano stati rinvenuti diversi interventi risalenti alla fine del Settecento, durante il governo Borbonico: nella chiesa parrocchiale di Maria S.S. Assunta a Marcellinara, in provincia di Ca-

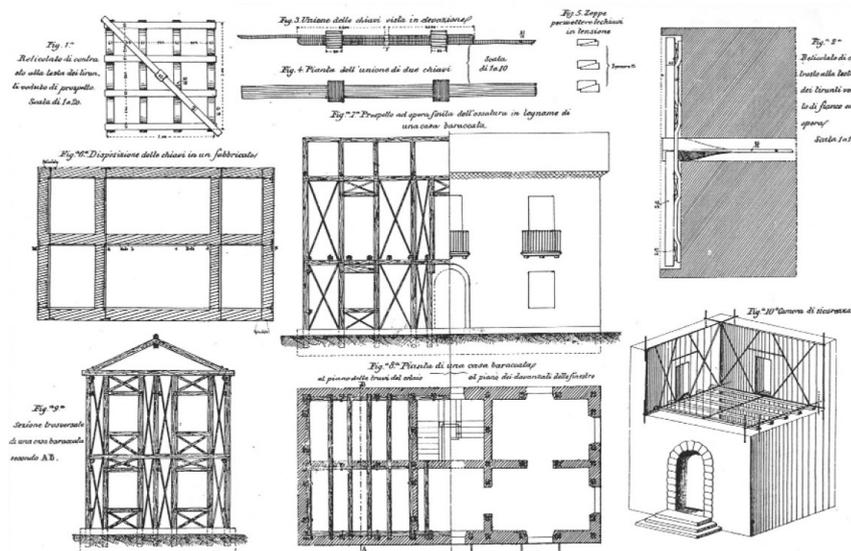
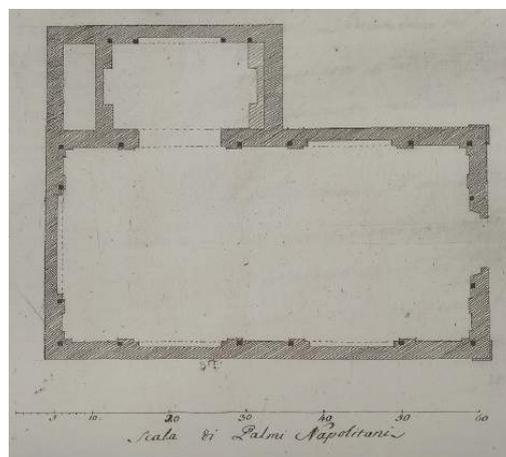


Figura 4.26 Sistemi di prevenzione sismica: tiranti in ferro, casa baraccata e camera di sicurezza (da Pessò, 1895).

tanzaro; nella chiesa di Santa Maria Cattolica in Cortale (CZ); nei disegni delle chiese parrocchiali di Soverato (CZ) e Soriano (CZ) rinvenuti nell'archivio della *Cassa Sacra* (segreteria ecclesiastica, archivio di stato di Catanzaro), in riferimento al rinforzo delle stesse, i quali testimoniano l'applicazione delle complesse raccomandazioni del regolamento borbonico (Ruggieri, 2021). In particolare, nella parrocchia di Maria SS. Assunta l'operazione prevedeva, oltre alla sostituzione dell'impalcato ligneo, l'inserimento di telai lignei indipendenti a cui è affidato il compito di sostenere la copertura (figura 4.27). I telai si inseriscono laddove la muratura si rastrema (a circa 4 m di altezza). La scelta progettuale sembra sia legata alla volontà di creare un sottosistema svincolato dalla muratura originaria e capace di garantire la salvaguardia in caso di crollo di pareti e consentire, allo stesso tempo, un facile ripristino dei muri danneggiati (Ruggieri, 2021). Questa struttura di "sicurezza" è in analogia con la tecnica costruttiva sviluppata sull'isola di Lefkada, in Grecia, dopo il terremoto del 1825 (cfr. Capitolo 3).

Figura 4.27

A sinistra: particolare del telaio ligneo della chiesa di Maria SS. Assunta a Marcellinara (CZ); a destra: pianta della chiesa parrocchiale di Soranello (CZ) dall'archivio di stato di Catanzaro, *Cassa Sacra*, da cui si evince la griglia del rinforzo ligneo (da Ruggieri, 2021).



## 2)1908. Letteratura scientifica premoderna post-sisma Messina-Reggio Calabria

A seguito del sisma di Messina-Reggio Calabria del 1908, evento disastroso sia per l'entità delle perdite umane che di tessuto urbano, furono incaricate diverse commissioni scientifiche per individuare come e dove ricostruire (Guidoboni et al., 2019). Dal 1908 in poi nacque una cospicua letteratura trattatistica (Masciari Genoese, 1915) sulle osservazioni dei danni post sisma per l'elaborazione del Regio decreto del 18 aprile

1909 che prescriveva, oltre alla realizzazione “a regola d’arte” della murature, ulteriori accorgimenti (Pugliano, 2017):

- l’uso di murature armate o “*animate*” con telai in ferro o in legno: montanti e traversi lignei erano collegati tra di loro anche in prossimità delle aperture per mezzo di dormienti;
- controventi lignei “*alla beneventana*” che irrigidivano nel piano i maschi murari;
- i solai e le coperture dovevano essere realizzati con materiali leggeri.

### 3)1999. Interventi di controllo antisismico a Palermo

Tra i suggerimenti operativi del gruppo di lavoro coordinato da Giuffrè nel codice di Pratica per il centro storico di Palermo, spicca un particolare intervento di controllo antisismico ligneo (figura 4.28).

Il progetto prevede l’inserimento di una doppia intelaiatura lignea che confina un paramento murario, al fine di sopperire a problematiche legate al suo sottodimensionamento. Le intelaiature sono opportunamente connesse tra loro mediante ancoranti metallici e piastre metalliche e al resto della struttura attraverso tiranti metallici. L’intervento si presta per la sua economicità rispetto ad un’operazione di demolizione-ricostruzione e per la caratteristica di essere leggero, tale da non sovraccaricare le pareti esistenti e le fondazioni (Giuffrè, Carocci, 1999).

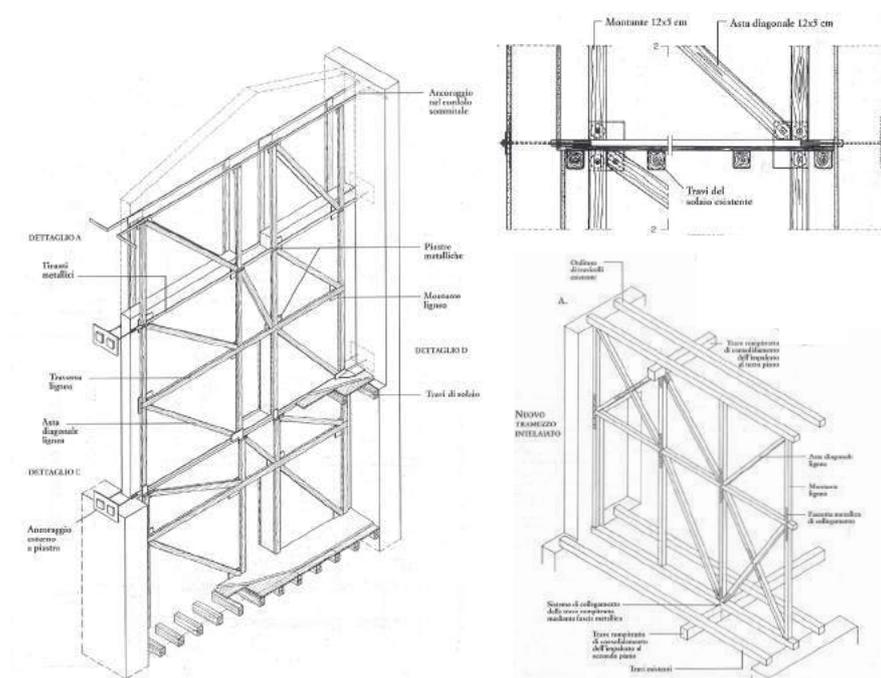


Figura 4.28  
Intelaiatura lignea come rinforzo muri di controvento, Palermo (da Giuffrè, Carocci, 1999).

#### 4) Il retrofit sismico ligneo e le evidenze scientifiche contemporanee

Negli ultimi anni è sempre più crescente l'esigenza di intervenire con materiali con minor impatto ambientale (Righetti et al., 2016) e che siano allo stesso tempo soluzioni leggere, riconoscibili, reversibili, chimicamente e fisicamente compatibili (Carta di Venezia, 1964; Icomos-Iscarsah, 2004). Come si è indicato precedentemente (cfr. Capitolo 3), il legno associato alla muratura è stato largamente utilizzato nelle architetture vernacolari in aree ad elevata pericolosità sismica. In letteratura diverse sono le sperimentazioni per valutare l'efficacia delle intelaiature lignee: sperimentazioni nel piano o di tipo dinamico sul sistema pombalino in Portogallo (Mendes, Lourenco, 2010; Meireles, Bento, 2010; Meireles et al., 2012; Vasconcelos et al., 2013; Poletti Vasconcelos, 2015; Gonçalves et al., 2019), per quello Himis in Turchia (Atkas, Turer 2016; Aktas 2017) sulle intelaiature dell'isola di Haiti (Vieux-Champagne et al., 2014), in Kashmir per il dhajji-dewari (Arup, 2011, Ali et al., 2012), per la tecnica Quincha in Perù (Quinn et al., 2014, 2016), in Grecia per il sistema ligneo di Lefkada (Makarios, Demosthenous, 2006; Vintizileou et al., 2007), e in Romania per il sistema tradizionale intelaiato (Dutu et al., 2018), in Italia per il sistema baraccato e intelaiato (Galassi et al., 2015, Ruggieri et al., 2016, Ceccotti et al., 2006). Tuttavia, meno frequenti sono le evidenze scientifiche disponibili in letteratura sulle campagne sperimentali effettuate sulla tecnologia lignea come retrofitting strutturale. Di seguito se ne riportano degli esempi riscontrati in letteratura.

Nei laboratori dell'Institute for Civil Engineering in Ljubljana, Slovenia e presso il Macedonian IZIIS institute a Skopje sono state condotte prove sperimentali su di un sistema di rinforzo ed efficientamento energetico di edifici esistenti costituito da pannelli di legno lamellare CLT di spessore di circa 95 mm. Il sistema, valido sia per strutture in muratura non rinforzata che per quelle in cemento armato, ha dimostrato di incrementare la capacità sia in termini di resistenza che di deformazione. Le sperimentazioni sono state condotte per prove cicliche quasi statiche per le murature non rinforzate e

su piattaforma vibrante per la struttura in cemento armato (Sustersic1, Dujic, 2012,2014).

Nei laboratori della Auckland University è stata sperimentata una soluzione di retrofitting semplice, economica e capace di contrastare le sollecitazioni sismiche. L'obiettivo principale è stato quello di sviluppare e validare delle tecnologie anti-sismiche per murature portanti in laterizio e a doppio paramento con cavità centrale, attraverso una sperimentazione su piattaforma vibrante di campioni in scala reale. Il rinforzo strutturale è dato dall'installazione di dispositivi lignei verticali (90x45 mm per la muratura cava e 90x90mm per la muratura piena) posizionati a distanza di 550 mm e ancorati al muro attraverso ancoraggi metallici (figura 4.29). Le murature sono state costruite riutilizzando mattoni di argilla provenienti da un edificio demolito (Dizhur et al., 2017).

L'obiettivo della sperimentazione è stato quello di:

- misurare attraverso test di laboratorio il miglioramento della capacità sismica in termini di accelerazione massima al suolo raggiunta e il massimo spostamento fuori dal piano;
- mettere a confronto il comportamento delle diverse configurazioni di rinforzo;
- fornire dettagli costruttivi e formulazioni analitiche per la previsione della risposta strutturale.

Tra i risultati ottenuti, è particolarmente rilevante il fatto che tutte le murature rinforzate hanno dimostrato di sostenere un aumento dei valori di accelerazione al suolo e riduzione degli spostamenti laterali.

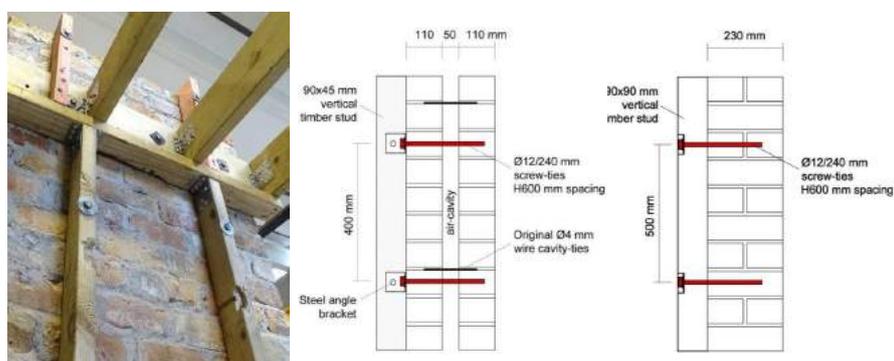
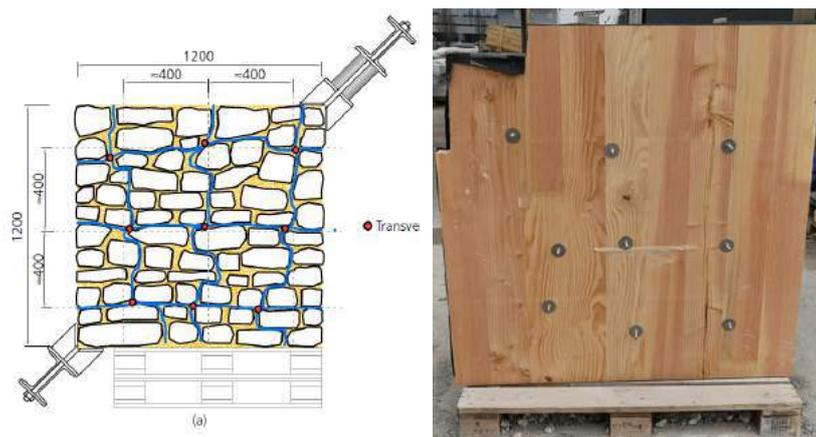


Figura 4.29  
Rinforzo ligneo di muratura in mattoni  
(da Dizhur et al., 2017).

Figura 4.30  
Test diagonale di un pannello murario rinforzato con la tecnica reticolatus e legno lamellare CLT (da Borri et al., 2020).



Un'ulteriore tecnica di rinforzo innovativa, elaborata e sperimentata da Borri ed altri, consiste nell'utilizzo della tecnica *reticulatus* (Corradi et al., 2016, 2018) e l'applicazione di un pannello in legno lamellare CLT (cross laminated timber) ancorati tra loro tramite perni metallici, al fine di riparare gli edifici lesionati in muratura e incrementare la risposta per azioni nel piano (figura 4.30). I pannelli murari di dimensioni 120x120 cm, rinforzati con un ulteriore pannello in CLT di 2 cm, sono stati poi validati attraverso test a taglio diagonale. I risultati ottenuti evidenziano come la combinazione di queste due tecnologie apportino un miglioramento di risposta in termini di capacità laterale. Tuttavia, per livelli di carico maggiore, a causa della differenza di rigidità e resistenza, possono innescarsi differenze nella risposta meccanica e quindi delle asimmetrie nella concentrazione degli stress e delle deformazioni (Borri et al., 2020).

Una terza tecnica, ideata per il retrofit sismico di edilizia olandese con un intervento leggero economico e poco invasivo, è stata testata e validata presso il laboratorio EUCENTRE di Pavia. Nello specifico, la tecnologia consiste nell'applicazione di telai lignei, collegati alla muratura in mattoni e ai diaframmi di piano, con il fine di aumentare la capacità strutturale per azioni nel piano e fuori dal piano (figura 4.31). La campagna sperimentale è stata condotta sia attraverso prove cicliche quasi statiche a taglio (Guerrini et al., 2020), che su piattaforma vibrante (Damiani et al., 2020; Miglietta et al., 2021;) nella condizione non rinforzata e successivamente rinforzata. I risultati dei test ciclici hanno evidenziato miglioramenti nella

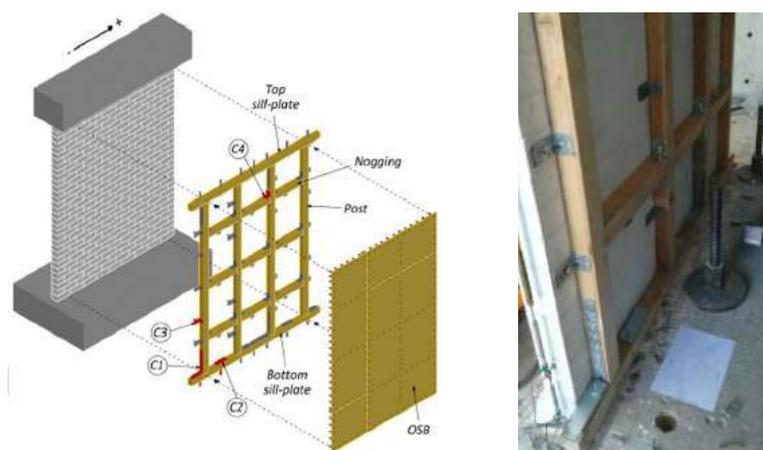


Figura 4.31  
Prove cicliche quasi statiche su pannello rinforzato con telaio ligneo (da Guerrini et al., 2020).

risposta meccanica con incremento in termini di capacità di spostamento, di resistenza e in misura minore di rigidezza (Guerrini et al. 2020).

La seconda campagna sperimentale è stata condotta su un prototipo di un edificio in scala reale, rinforzato con la tecnologia descritta in precedenza: telai lignei (5,9 x 5,6m) di due piani fuori terra (h. tot. di 8 m), rappresentante una casa tipica olandese. Il campione, soggetto a variazioni e incremento dinamico su piattaforma vibrante, ha dimostrato come tale proposta possa incrementare la risposta globale sia per azioni nel piano che fuori dal piano grazie alle connessioni tra la muratura e i diaframmi di piano (Damiani et al., 2020).

Una quarta tecnica, frutto della collaborazione tra il Dipartimento di Ingegneria Civile di Trento e quello dell'Auckland University in Nuova Zelanda, consiste nell'approfondimento del primo sistema illustrato (Dizhur et al., 2017).

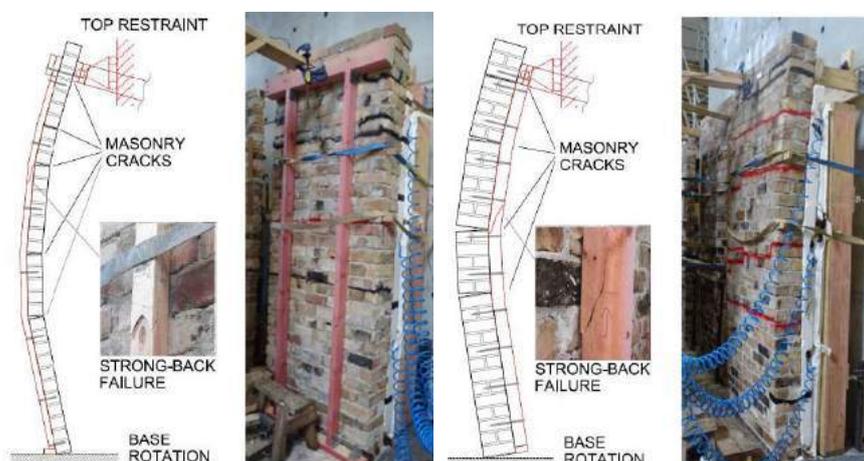


Figura 4.32  
Prove sperimentali semi cicliche per azioni fuori dal piano con legno estradosso (a sinistra) e intradosso (a destra) (da Cassol et al., 2020).

In tale sperimentazione sono stati testati cinque pannelli di configurazioni differenti, sia rinforzati che non: due paramenti, in paramento unico, entrambi in mattoni, e uno realizzato con blocchi di calcestruzzo. Tali campioni sono stati testati per azioni fuori dal piano con carico uniformemente distribuito lungo tutta la parete. Le prove condotte sono semi cicliche quasi statiche sia nella configurazione non rinforzata che con quella in quella consolidata con degli elementi lignei verticali di 90x45 mm. Tale tipologia di rinforzo ha evidenziato un incremento della capacità fuori dal piano delle pareti rispetto ai campioni non rinforzati di 3,5 volte, quando il rinforzo è posizionato nell'area compressa della muratura, e di 5.6 volte se posizionato nell'area tesa (Cassol et al., 2020).

## 4.5 Conclusioni

Il presente capitolo ha avuto lo scopo di illustrare come il tessuto edilizio dei borghi appenninici sia variabile ed eterogeneo e, di conseguenza, come la cultura sismica vari in funzione della frequenza dei terremoti e della località geografica. Aver portato alla luce le differenze in termini di materiali costruttivi a disposizione, della presenza di una cultura sismica localmente declinata, oltre ad una diversa zonizzazione sismica, ha reso necessario effettuare un "salto di scala" all'interno della ricerca, che si è concretizzato nell'individuazione di alcune località rappresentative della dorsale appenninica e nella successiva selezione di un'area specifica di studio (cfr. Capitolo 5).

Inoltre, sono state esposte le principali modalità di collasso delle strutture in muratura e le carenze che le innescano, descrivendo in seguito le tipologie di interventi connesse alle modalità di danno e al contributo che offrono da un punto di vista meccanico. In aggiunta, è stato presentato un excursus storico sulle modalità e strategie di consolidamento ligneo riscontrate in letteratura e validate sperimentalmente dalla comunità scientifica negli ultimi anni.

## Capitolo 5

### Il caso studio: il Borgo rurale di Castelvetere sul Calore (AV)

“Le case della città storica costituiscono un patrimonio culturale che merita di essere conservato. Lo merita perché testimone delle civiltà che sta alle nostre radici, ma anche perché, con la loro durevolezza esse pongono un freno all’esplosione di effimero che caratterizza i nostri giorni. Con riferimento alla città storica la conservazione non è un concetto statico, com’è invece per i reperti archeologici la cui natura documentaria deve essere salvaguardata innanzi tutto; poiché la città deve essere vissuta, la conservazione deve iscriversi nella dialettica tra la vita moderna e quella del passato”

tratto da A.Giuffrè, “Leggendo il libro delle antiche architetture: aspetti statici del restauro” 2011, p.67

#### 5.1 Il tracciato metodologico: i codici di pratica

Gli scenari post sismici, a partire dagli anni ‘70, ‘80 e ‘90, hanno drammaticamente dimostrato l’inadeguatezza di regolamentazioni che, come ha già evidenziato il sisma del Friuli del 1976, hanno consentito interventi con l’unico obiettivo di rendere gli edifici sicuri. L’introduzione diffusa di materiali incompatibili - impalcati rigidi e pesanti, come calcestruzzo e acciaio- su un costruito storico in muratura estremamente variabile in termini di qualità e materiali ha, al contrario, comportato spesso il danneggiamento, se non il collasso, di edifici, come ampiamente riscontrato nei terremoti degli ultimi quarant’anni. Quindi, il deficit delle operazioni svolte negli anni, fino ad allora, è stato proprio quello di un restauro antisismico sbilanciato tra sicurezza e conservazione, finendo per fallire anche la sicurezza. Tuttavia, già a ridosso del terremoto dell’Irpinia del 1980, si è assistito ad una rielaborazione di tecniche di intervento e di metodologia operativa. Antonino Giuffrè, pioniere dei Codici di Pratica, pubblica nel 1988, insieme a parte di quello che diventerà il “gruppo Ortigia”, i primi risultati ottenuti dalla messa in moto di tale metodologia su un piccolo centro irpino: Castelvetere sul Calore.

Si deve a lui l’adozione di un primo approccio filologico si-

stemico-processuale di una sensibilità che a livello normativo possiamo assaporare solo con le NTC 2008, dove si restituisce al costruito storico il proprio valore.

Il connubio tra sicurezza e conservazione dei centri storici è al centro delle ricerche dirette da Giuffrè; i codici di pratica si interrogano su “cosa” conservare e “come” conservare, fornendo strumenti conoscitivi e attuativi specificamente dedicati:

*“Il restauro antisismico dei centri storici deve invece essere coniugato sul doppio versante di sicurezza e conservazione. Coniugazione di un unico verbo, del semplice restaurare, che non è tale se non conserva e non conserva se non assicura” (Giuffrè, 1993)*

dove la scelta di un intervento avviene solo dopo un processo diagnostico chirurgico che parte dall’anamnesi completa degli edifici, per arrivare ad una possibile anticipazione delle possibili modalità di danno sismico (Caniggia, Maffei, 1979; Carocci, 2001; Carocci et al., 2010).

L’iter metodologico suggerito deve basarsi sull’analisi dei seguenti aspetti (Carocci et al., 2010):

#### **a) Sismicità storica di sito**

La raccolta di informazioni sulla sismicità storica di un particolare sito permette di identificare l’intensità sismica attesa, inteso come il valore più obiettivo, basandosi sul fatto che non debba essere tale da provocare vittime e danni significativi alle costruzioni (Giuffrè et al., 1988). L’indagine sulla sismicità, nonché sulla microzonazione locale, può inoltre contribuire ad accertare in modo puntuale il tipo di sottosuolo, di fondamentale importanza dal punto di vista dell’analisi meccanica.

#### **b) Aspetto tipologico. Le tipologie edilizie e i processi evolutivi**

Le abitazioni delle singole realtà storiche, pur nella loro diversità, possiedono aspetti comuni: una matrice tecnologica e strutturale comune. Il centro urbano si caratterizza per differenti tipologie edilizie, dove l’assemblaggio strutturale segue le logiche dei processi costruttivi e delle espansioni nei nuclei

urbani (Caniggia, Maffei, 1979). La comprensione dell'aggregato storico è fondamentale per giungere alla definizione dello schema strutturale: questo varia al variare dell'aggregazione degli ambienti, del posizionamento della scala, dalla sua posizione nel tessuto urbano, su pendio o meno, se ha subito trasformazioni da un'unità monofamiliare a quella plurifamiliare, con la relativa variazione dei carichi e dello schema statico. Gli aggregati edilizi sono caratterizzati da composizione e sovrapposizione spontanea di cellule elementari: in queste fasi di accrescimento la realizzazione di cellule addossate, se non correttamente ammorsate o sopraelevate, possono generare pericolosi meccanismi di ribaltamento (Giuffrè, 1993; Cangi, 2009; ReLuis, 2010; Formisano et al., 2011).

### **c) Aspetto tecnologico. Tecniche costruttive locali**

Da uno studio morfologico/qualitativo a scala urbana, aggregativa, si passa ad uno studio a scala dell'edificio, quindi a tutti quegli elementi costruttivi che danno vita a manufatti edilizi attraverso il loro assemblaggio. In prima istanza, è necessario analizzare la qualità delle singole murature, solai, tetti, l'eventuale presenza o meno di presidi antisismici.

La qualità dei materiali e la sapienza dei costruttori locali incidono sulla qualità dell'oggetto finale, ma a sua volta dipendono sensibilmente dalle variazioni economico sociali del contesto in cui sono inserite. Gli strumenti operativi di analisi come, il rilievo geometrico e l'ispezione certosa delle tipologie costruttive, sono da ritenersi fondamentali.

Abbiamo visto come la qualità muraria influenzi in maniera decisiva il comportamento strutturale di un manufatto; la sua inefficienza esclude qualunque possibilità di innesco di cinematiche. L'utilizzo di metodologie qualitative, non distruttive, allo scopo di caratterizzare le tipologie murarie di uno specifico sito, sono necessarie per qualsiasi azione di intervento.

### **d) Aspetto meccanico: il danno e la sicurezza**

Il lessico costruttivo ha una natura dinamica ed è sottoposto a cambiamenti in funzione dei fruitori in un determinato lasso di tempo. Ciò che noi oggi abbiamo ancora la fortuna di os-

servare è il frutto di un processo di sedimentazione secolare. Alcune delle città storiche, ancora oggi continuano ad esistere nonostante abbiano fronteggiato terremoti, anche di importante intensità. Giuffrè ritiene, proprio nell'ambito della valutazione di un'edilizia di base spontanea, che nella definizione dell'intensità macrosismica gli autori Mercalli-De rossi si siano riferiti proprio ai danni riscontrati nei centri storici colpiti da terremoti. Queste considerazioni si riferiscono alle tipologie edilizie dei centri urbani più piccoli, dove gli edifici non superano 2-3 piani e le cellule abitative hanno un modulo non superiore ai 6 m (Giuffrè, 1993).

Per cui la misura di vulnerabilità sismica è contenuta nella definizione dei gradi della scala macrosismica:

*-VIII: qualche collasso parziale e alcune case lesionate*

*-IX grado: qualche collasso totale e moltissime case gravemente lesionate in modo da essere inabitabili*

*-X grado: distruzione totale.*

Da questo punto di partenza, Giuffrè definisce il “carico critico” come la “soglia media di resistenza sismica dell'edilizia storica media” ovvero quella di media-scarso qualità. Il grado tra l'VIII e il IX grado è quello dove è probabile che si attivino meccanismi locali di collasso.

L'analisi della tecnica costruttiva, lo studio dei processi formativi e trasformativi -in generale l'osservazione diretta e minuziosa dal sistema urbano al dettaglio- hanno come finalità quella di individuare le precarietà strutturali e di predire gli effetti e quei meccanismi incongrui, fattori di vulnerabilità sismica.

Tutto ciò permette di rilevare e valutare puntualmente le vulnerabilità, la natura delle sconnessioni e i deficit, per poi individuare quei vincoli da aggiungere affinché si impedisca l'attivazione di cinematismi. Ad una previsione dei danni si associano puntuali strategie d'intervento filologicamente in linea con le istanze di conservazione e sicurezza dei fabbricati (NTC, 2018).

## 5.2 Criteri per la selezione del caso studio

Nel capitolo precedente sono state selezionate delle aree geografiche interpolando dati derivanti:

- dal contesto di intervento, ovvero l'Appennino;
- dalla pericolosità sismica e della sismicità storica;
- dall'uso del legno nella storia come presidio antisismico o dalla presenza di accorgimenti costruttivi finalizzati alla tutela del costruito storico.

La diversità e l'eterogeneità delle strutture in muratura di queste aree e la natura complessa dei manufatti con la loro diversità materica, costruttiva, tecnologica, compositiva che essi presentano una risposta meccanica difficilmente definibile. Se il comportamento strutturale è così aleatorio, allo stesso modo lo è il tipo di intervento. Per cui si è ritenuto necessario scendere di scala e selezionare, tra le aree definite, un caso specifico studio. In particolare, è stato selezionato il borgo storico di Castelvetero sul Calore secondo criteri illustrati di seguito (figura 5.1):

- dalla legge n.219/1981 per la ricostruzione dei borghi irpini successivi al sisma del 1980;
- il primissimo Codice di Pratica elaborato da Giuffrè e il suo gruppo di lavoro;
- la natura endemica del terremoto e la sismicità storica di sito.

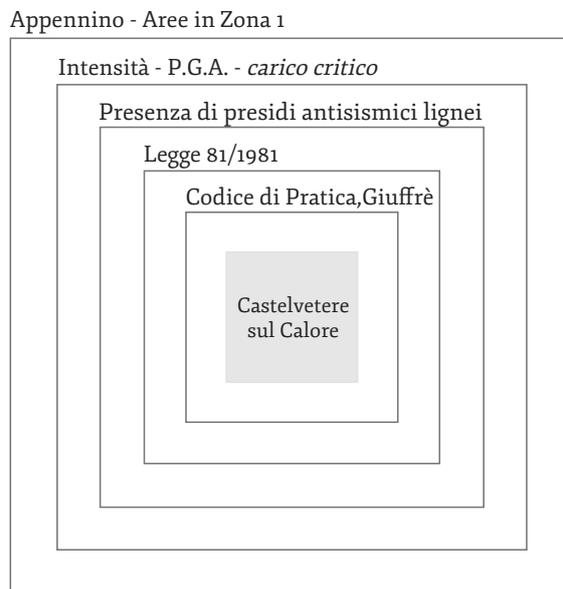


Figura 5.1  
Criteri di selezione del caso studio: il borgo di Castelvetero sul Calore (AV).

### 5.2.1 Legge di ricostruzione n.219/1981

Nella bilancia sicurezza-conservazione, un avvenimento che in passato ha decisamente spostato l'asticella verso la "sicurezza" a scapito della conservazione, è stata l'emanazione della legge speciale n. 219 a seguito del terremoto del 1980. Agli effetti distruttivi del sisma si è sovrapposta la libera concessione di distruzione di un patrimonio costruttivo che trascina con sé la perdita di un'identità collettiva, dei nuclei antichi e di memoria dei luoghi (figura 5.2).

Infatti, tale legge ha permesso la demolizione e successiva ricostruzione *ex-novo* attraverso incentivi economici: chi avesse avuto intenzione di recuperare il proprio fabbricato, veniva penalizzato con una detrazione del 20% sul buono contributo, premiando, quindi, chi sceglieva di demolire e ricostruire (Verderosa, 2005). Interi centri sono stati così definitivamente abbandonati e ricostruiti più a valle. Esistono, però, interventi dove l'assetto antico non è stato completamente stravolto: S. Angelo dei Lombardi (AV), S. Andrea di Conza (AV) ne sono un esempio.



Figura 5.2  
Scenario post-sismico Lioni (AV).  
Parte del patrimonio costruttivo - e quindi identità culturale del paese - era ancora parzialmente integro e recuperabile (immagine dall'archivio personale dell'autrice).

### **5.2.2 Il codice di pratica di Castelvetero sul Calore**

Un nuovo approccio sperimentale introdotto da Giuffrè otto anni dopo il terremoto dell'Irpinia del 1980, rappresenta un prezioso strumento da cui partire per la formulazione e la validazione sperimentale di strategie di intervento mirate alla salvaguardia, alla rivitalizzazione e valorizzazione dei tessuti urbani diffusi.

Con la ricostruzione post sisma del 1980, tra demolizioni legalizzate ed emergenza sono sopravvissuti pochi antichi insediamenti della storia di edilizia spontanea Irpina. Tra questi, Castelvetero sul Calore è un piccolo centro irpino in provincia di Avellino situato alle pendici del monte Tuoro a circa 750 m.s.m., e si estende per circa 17,17 km<sup>2</sup>; a valle il comune è percorso dal fiume Calore.

Il nucleo originario, chiamato "Ripa", racchiuso tra le mura castellane medioevali e la chiesa parrocchiale seicentesca è nato come insediamento di promontorio seguendo l'andamento geomorfologico del sito. Con buona probabilità, la prima fase di antropizzazione del territorio è antecedente al periodo di occupazione longobardo, durante il quale venne costruito un castello e, successivamente, il circostante borgo, che coincide con l'attuale<sup>5</sup>. L'origine del nucleo antico si fa risalire ai "veterani" delle antiche legioni romane; altre fonti attribuiscono a Castelvetero il ruolo di antica città sannita, ma la prima documentazione ufficiale del "Castro Veteris" risale al 991 D.c., alto medioevo, quando Siconolfo conte di Conza donò Castelvetero al monastero di S.Benedetto di Salerno. Successivamente, nel 1020, il borgo entra a far parte del Gastaldato di Avellino, per poi essere donato nel 1094 da Ugone, conte di Boiano, a Madelmo, abate di S.Sofia di Benevento.

Evidenze storiche testimoniano il proliferare di successori del feudo di Castelvetero: nel periodo normanno del 1146 con Giacomo di Castelvetero, fino al 1189 quando passò sotto Tancredi conte di Lecce. Nel 1266 Castelvetero fa parte del regno di Carlo I D'angiò. Nel 1296 la peste decima la popolazione di

<sup>5</sup> Catalogazione dei beni di interesse culturale ricadenti nell'ambito territoriale di Castelvetero sul Calore, Comune di Castelvetero sul Calore, 2004

Castelvetere. Fino al XV sec. Castelvetere rientra nei possedimenti della famiglia Della Leonessa di Montemarano. Successivamente, nel 1478 Castelvetere insieme a Fontanarosa, Cassano e Gesualdo furono venduti da Ferdinando I d'Aragona a Luigi Gesualdo, conte di Conza. Nel 1486 è governata dalla famiglia Caracciolo, per poi tornare nei possedimenti dei Gesualdo fino al 1637; poi furono i Ludovisio fino al 1674, poi i Beaumont nel 1675. Questi furono periodi proficui per il paese: venne ricostruita la chiesa parrocchiale di S.Maria Assunta (sorta nell'anno 1000 ca), la chiesa di santa Maria Delle Grazie (1539), il palazzo Gesualdo, la chiesa di S.Lorenzo.

Il sistema feudale ebbe vita fino al 1806, dopodiché Giuseppe Bonaparte assegnò Castelvetere s.C. a Beniamino Cavallo di Lucera.

Con l'avvento della costituzione dello Stato Unitario, migliorò la situazione economicopolitica con la realizzazione di opere pubbliche e infrastrutture (Giuffrè et al., 1988, CBC, 2004).

### 5.2.3 La sismicità storica e geologia di sito

La sismicità nelle aree Irpine ha radici millenarie. Il catastrofico terremoto del 23 novembre 1980 è con ogni probabilità il più importante disastro sismico nella storia della Penisola della seconda metà del Novecento.

Il sisma, di magnitudo M 6.81, causò estese distruzioni in gran parte dell'area dell'Appennino meridionale, toccando le province confinanti di Salerno e Potenza. L'area maggiormente colpita fu il cratere tra le valli del fiume Ofanto e del Sele. L'area della zona epicentrale, vasta e disseminata, comprese molti paesi dell'Alta Irpinia, piccoli nuclei urbani di secolare fondazione: Castelnuovo di Conza, Conza della Campania, Lioni, Laviano, Sant'Angelo dei Lombardi. Danni minori sono stati riportati nei paesi limitrofi, ma in totale 77.342 edifici su 1.843.304 edifici censiti furono completamente distrutti, con un numero complessivo di vittime pari a 2735 e di sfollati pari a 394.000 (CFTI15Med, Guidoboni et al., 2019).

Sisma	Anno	Intensità macrosismica $I_o$	Magnitudo
Beneventano	11 ottobre 1125	$I_o = 7-8$	Mw= 5.33
Irpinia- Basilicata	15 gennaio 1466	$I_o = 8-9$	Mw=5.98
Irpinia	29 marzo 1517	$I_o = 7-8$	Mw=5.33
Irpinia	4 marzo 1692,	$I_o = 8$	Mw=5.88
Irpinia-Basilicata	8 settembre 1694	$I_o = 10,$	Mw=6.73
Sannio-Irpinia	14 marzo 1702	$I_o = 10$	Mw=6.56
Irpinia	29 novembre, 1732	$I_o = 10-11$	Mw=6.75
Irpinia	6 agosto, 1741	$I_o = 7-8$	Mw=5.44
Irpinia	9 aprile 1853	$I_o = 8$	Mw=5.60
Irpinia-Basilicata	7 giugno 1910	$I_o = 8$	Mw=5.76
Irpinia	23 luglio 1930	$I_o = 10$	Mw=6.67
Irpinia	21 agosto 1962	$I_o = 9$	Mw=6.15
Irpinia-Basilicata	23 novembre 1980	$I_o = 10$	Mw=6.81.

Tabella 5.1  
Lista dei principali terremoti nell'area Irpina (CFTI15)

Si riportano in tabella 5.1 i principali eventi sismici che nei secoli hanno prodotto effetti nell'area Irpina, selezionati in funzione di intensità macrosismica superiore al VII grado e magnitudo maggiore di 5, catalogati all'interno del database parametrico CPTI15 dell'INGV (Rovida et al., 2020, CPTI15).

È evidente come il terremoto in Irpinia abbia una natura endemica: ciclicamente, ogni circa 30 anni, un evento sismico scuote queste aree.

Nel caso specifico di Castelvetero sul Calore, invece, non sono mai stati registrati terremoti di intensità macrosismica di sito superiori al VII grado, neppure con il terremoto del 1732, che distrusse quasi completamente l'abitato adiacente di San Mango sul Calore (MCS X grado). Il terremoto *“colpì fortemente l'abitato: furono lesionate case e le chiese, non ci furono vittime”* (cfr. CFTI med, Guidoboni et al., 2018).

Il terremoto del 1980 *“causò danni rilevanti: in tutto il territorio comunale le unità edilizie danneggiate più o meno gravemente furono 722.”* (CFTI med, Guidoboni et al., 2018).

Anche nell'adiacente San Mango si registrarono danni molto gravi. Per tale motivo la massima intensità sismica prevedibile nel sito di Castelvetero sul Calore è di VIII grado.

Il motivo per cui Castelvetero sembra non aver riportato ingenti danni sull'edificato è con molta probabilità legato alle caratteristiche geologiche di sito.

Il centro urbano di Castelvetero sul Calore si estende a nord-est del massiccio carbonatico del Monte Parternio-Monte Vergine. L'intero centro abitato si caratterizza, come descritto nella carta geoliteologica *“per una successione silico-clastica costituita da arenarie a grana media e grossa, conglomerati subordinatamente siltiti e arenarie ed ancora argille marnose e siltose; è, inoltre, presente un intervallo di materiale alloctono (Olistostroma) con associati olistoliti calcarei”* (PUC, 2018). Si presentano, infatti, in maniera diffusa, affioramenti arenacei: arenarie quarzoso-micacee giallastre a grana media e fine (PUC, 2018). Tali affioramenti si estendono maggiormente nell'area orientale del centro abitato, nell'area de “la cittadella” (figura 5.3).

La storia geologica è estesa ed antica: nel territorio comunale si ritrovano terreni vulcanoclastici, terrosi e a volte pomice. Un'area, i cui i depositi risalgono a 37.000 anni fa con l'eruzione Flegrea che si estende per circa 10.000 km<sup>2</sup>, è noto come tufo grigio campano.

Le indagini geologiche e geomorfologiche per la definizione dell'azione sismica di base (bedrock) e della specifica risposta sismica omogenea di determinate aree (microzonazione sismica) sono state condotte per la redazione Piano Urbanistico Comunale dal Comune di Castelvetero sul Calore (PUC, 2018). Il centro storico ricade nella categoria di sottosuolo B: *rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.* (NTC, 2018)

Figura 5.3  
Affioramenti arenacei nel borgo storico di Castelvetero sul Calore (AV) (immagini dell'autrice).



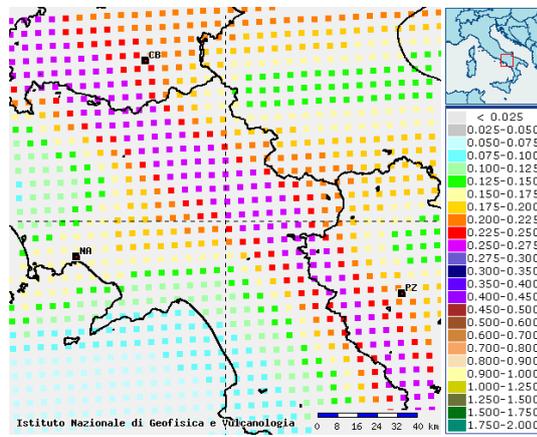
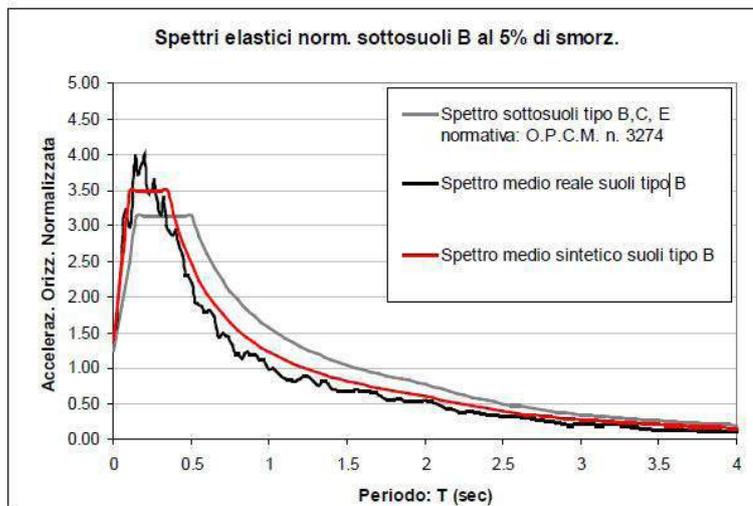


Figura 5.4  
In alto: spettri di risposta elastici per categoria di sottosuolo B (da PUC 2018); in basso: mappa di pericolosità sismica: accelerazioni spettrali di sito (da INGV).

Si riportano in figura 5.4 gli spettri elastici sintetici, come previsto da normativa NTC 2018, specifici per la categoria di sottosuolo B dove ricade il borgo storico di Castelvetero sul Calore.

Sottosuolo	$a_g$ (g)	S	TB	TC	TD
tipo A	da 0.15 a 0.25	1.00	0.15	0.40	2.00
tipo B	da 0.15 a 0.25	1.40	0.10	0.35	2.00
tipo B-C	da 0.15 a 0.25	1.80	0.20	0.45	0.70
tipo C	da 0.15 a 0.25	1.80	0.30	0.60	0.80

Come si è potuto constatare l'analisi della sismicità, del tessuto urbano e degli edifici ha come scopo quello di raccogliere informazioni sul lessico costruttivo, di individuare vulnerabilità ai fini di proporre interventi filologicamente coerenti. Diversi sopralluoghi hanno permesso di confrontare e integrare le numerose informazioni contenute nel Codice di Pratica. A distanza di 32 anni dalla pubblicazione della ricerca di

Giuffrè, il borgo storico si presenta perlopiù in stato di abbandono. Il nucleo urbano si è spostato nell'area limitrofa a quello originario.

### 5.3 I caratteri costruttivi e loro evoluzione

I piccoli nuclei urbani diffusi nell'Appennino, per secoli testimoni di una persistenza abitativa, sono stati ciclicamente feriti da eventi naturali e ostinatamente ricostruiti replicando il proprio abitato. Questi agglomerati densamente stratificati sono un complesso ingranaggio strutturale che *“si è strutturato nel tempo, ricavando dalla processualità intrinseca al suo prolungato strutturarsi, dalla sua stessa storia, un sistema di leggi formative e di progressiva mutazione”* (Caniggia, Maffei, 1979). Nel caso di Castelvete sul Calore, la lettura delle progressive trasformazioni succedutesi nel tempo ha permesso di delineare tre zone differenti (Giuffrè et al., 1988) (figura 5.5):

- zona 1: l'ambito de “la cittadella”, all'interno delle mura storiche orbitavano quartieri “portiello”, la “ripa” (a ridosso del castello), borgo san Giacomo, la “toppola”, “la Curtina” (figura 5.6);
- zona 2: dopo la peste del 1656, fu richiamata manodopera dai paesi limitrofi, gli “avviniticci” (avveniticci) che occuparono “l'Orticella”. La zona è situata a ridosso del castello, con una suddivisione a maglie regolari ortogonali;
- zona 3: di impianto non pianificato, segue il terreno e un andamento spontaneo dettato dalla viabilità, presumibilmente di epoca medio-alto medioevale. L'evoluzione di questi aggregati è avvenuta per intasamento degli spazi vuoti tra le cellule edilizie;
- zona 4: edilizia a schiera e in linea successivi a percorsi di sventramenti e ristrutturazione del 1800-1900. L'area è periferica a quella oggetto di studio.

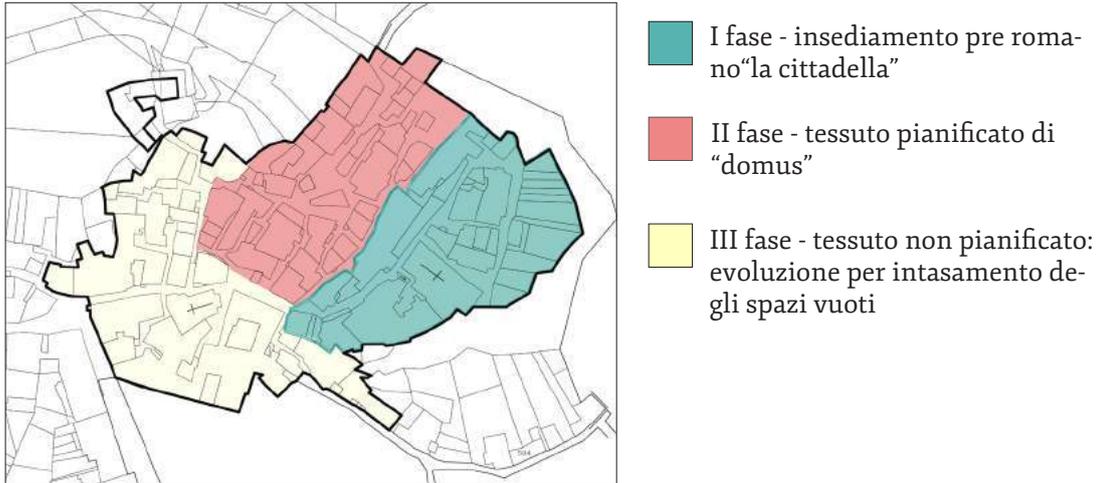


Figura 5.5  
Fasi di sviluppo del  
borgo di Castelvetere sul  
Calore (AV) (rielaborato  
da Giuffrè et al., 1988)

Figura 5.6  
Viste del nucleo storico  
"la cittadella" (immagini  
acquisite dall'autrice).



## **Le tipologie edilizie**

L'abitato edilizio del borgo storico di Castelvete sul Calore conserva tuttora tracce delle realtà povere contadine e artigiane. La casa tipo è su due cellule sovrapposte: il pian terreno era destinato al deposito di attrezzi agricoli, di conserve alimentari o all'alloggiamento degli animali e per isolare la zona abitata dal terreno. Le dimensioni della cellula elementare variano da 7-8 m x 4-5m, e altezza 3- 3,5 m.

Le tipologie edilizie identificate (Giuffrè, 1993) sono (figura 5.7):

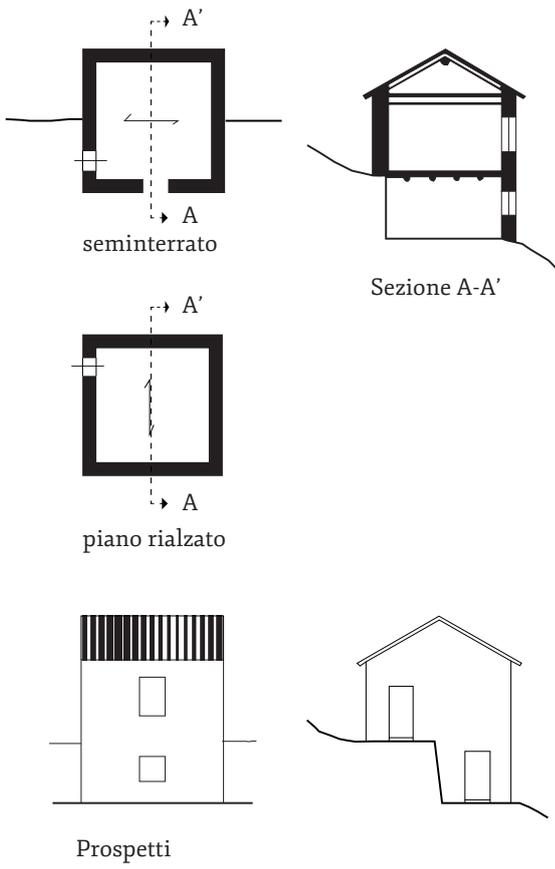
- 1) Casa su pendio isolata (I), aggregata (A), sopraelevata (S);
- 2) Casa con scala a "proffèrlo" (P);
- 3) Casa bicellulare e varianti (B);

Seppure sia stata per molti secoli una realtà povera sono presenti degli accorgimenti costruttivi che testimoniano la conoscenza di una regola costruttiva:

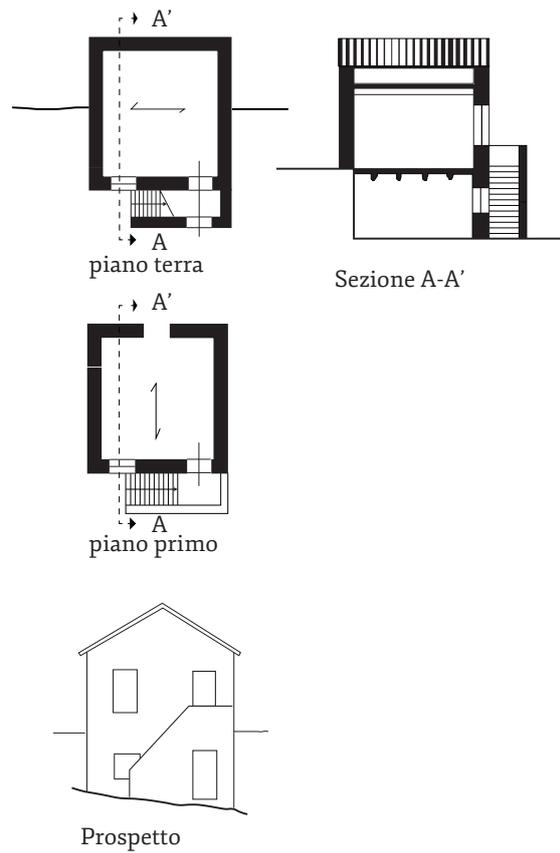
- i piani superiori al primo presentano la rastremazione della muratura (da uno spessore di 50-60 cm a 40 cm);
- nelle cellule quadrate di tre o più piani fuori terra, l'orditura dei solai è alternata ai diversi livelli.
- presenza di radiciamenti lignei;
- in numero molto minore speroni.

Allo stesso modo sono presenti degli elementi di criticità:

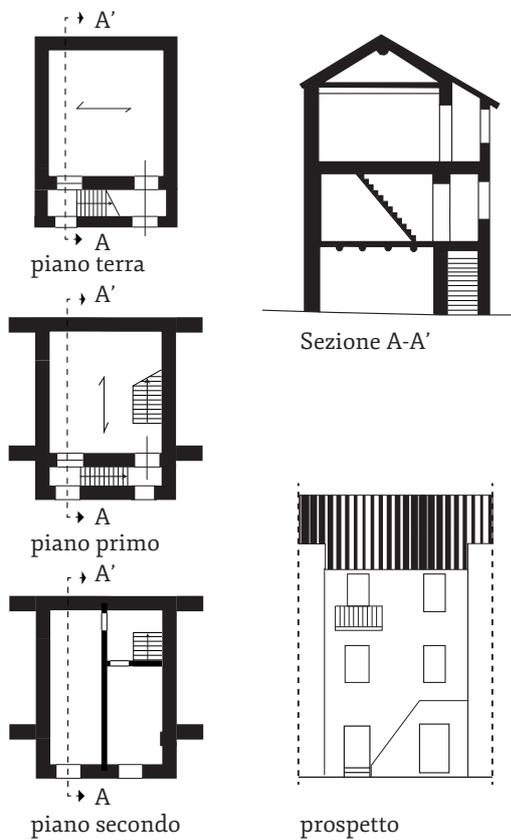
- la tipologia di "casa a profferlo modificata" presenta discontinuità costruttive. Le scale esterne nel tempo sono state tamponate per essere inglobate al nucleo originario e aumentare la superficie utile dell'abitato. Questi inserimenti tuttavia, oltre che peccare di connessione con l'elemento matrice -sono semplicemente addossati- hanno comportato, nei piani successivi al primo, la parziale distruzione della parete originaria e l'inserimento di pesanti architravi in cemento armato o in ferro (figura 5.8b);
- un altro aspetto dettato dalle mutate e moderne esigenze abitative è la necessità di ampliare le aperture situate al pian terreno per adibire i locali ad autorimessa, nonché le sopraelevazioni o l'aggiunta di corpi incongrui (figura 5.12);



a) Casa Isolata su pendio



b) Casa Isolata a profferlo



c) Tamponamento di casa a profferlo

Figura 5.7  
 Tipologie edilizie:  
 a) Casa isolata su pendio (I);  
 b) Casa isolata a profferlo (P);  
 c) Tamponamento di casa a profferlo  
 (da Giuffrè et al., 1988).



Figura 5.8  
A sinistra: casa a profferlo A destra: casa a profferlo tamponata (immagini acquisite dall'autrice).



Figura 5.9  
Individuazione di scale a profferlo e radiciamenti lignei (elaborato a cura dell'autrice).

- i maggiori problemi che si possono manifestare, complice la scarsa qualità costruttiva, sono evidenti nell'assenza di ammorsature murarie, nelle connessioni tra pareti e a livello complessivo di un aggregato;

- l'avanzato stato di degrado delle costruzioni: il dilavamento delle malte, dei solai e delle coperture lignee ammalorate.

Lo spopolamento e lo stato di abbandono progressivo, inoltre, hanno indebolito ulteriormente le costruzioni per loro stessa natura precarie. Tutto ciò può generare gravi danni in caso di fenomeni che alterano la staticità degli edifici.

Dall'osservazione diretta del costruito storico sono, tuttavia, evidenti dei provvedimenti antisismici, anche se non impiegati in maniera diffusa e perlopiù in stato di degrado:

- tiranti metallici (figura 5.11a);

- speroni (figura 5.11b);

- radiciamenti lignei (figura 5.9, figura 5.10);
- le scale a profferlo, quando correttamente ammorsate alla parete (figura 5.8, figura 5.9).



Figura 5.10  
Dettagli di radiciamenti lignei del borgo storico (immagini acquisite dall'autrice).



Figura 5.11  
A sinistra: presenza di catene; a destra: sperone murario (immagini acquisite dall'autrice).



Figura 5.12  
a) presenza di sopraelevazioni incongrue;  
b) corpi aggiunti incongrui;  
c) operazioni di ampliamento di aperture ed edifici in avanzato stato di degrado (immagini dell'autrice).

## Le murature

La possibilità per gli abitanti di Castelvetero sul Calore di reperire materiale da cave limitrofe ha permesso l'utilizzo della stessa pietra per secoli (Giuffrè, 1991). Le pietre, non squadrate, hanno dimensioni che oscillano tra i 12-18 cm di spessore e 25-35 cm di larghezza con pesi di 15-30 kg (Giuffrè et al., 1988). La muratura, realizzata in due paramenti veniva successivamente riempita per colmare i vuoti, con pietre di dimensioni ridotte chiamate in gergo locale "mazzacani" o "scarda", materiale di risulta utile per omogeneizzare la muratura e stabilizzare le pietre. Dall'osservazione effettuata durante i sopralluoghi di studio e dalle interviste avvenute con anziani muratori locali, si è potuto riscontrare come in sommità i muri siano stati realizzati con pietre di pezzatura minore a causa della pesantezza e delle risorse limitate al tempo di costruzione.

Le dimensioni del muro variano in funzione dell'altezza dell'edificio da realizzare, si riscontrano tre spessori diffusi (figura 5.13):

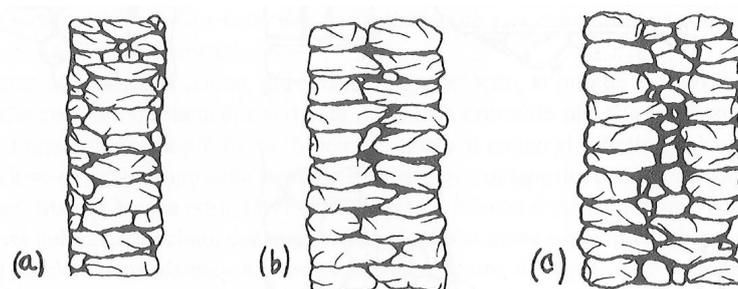
- di 40 cm, perlopiù comuni per partizioni interne o edifici ad un piano;
- di 50 cm, comuni al piano terra;
- di 60 cm diffusa sempre in edifici storici, ma al di fuori dell'area urbana.

Gli elementi di collegamento trasversali venivano inseriti solo se il materiale si ritrovava in loco.

Le pietre grandi e pesanti erano impiegate al basamento, per i piani superiori, a volte, per una questione di peso, venivano utilizzate pietre più piccole: molto spesso il muro si concludeva con malta e pietra di pezzatura più piccola.

Le fondazioni erano realizzate in pietra e con gli scarti della pietra tagliata impastata con la malta.

Figura 5.13  
Sezioni murarie diffuse  
a Castelvetero sul Calore  
(disegni da Giuffrè 1988).



Le tramezzature venivano realizzate con fucelli di legno di castagno intrecciato, riempito di calce da ambo i lati. Questo tipo di tramezzatura, più semplice da realizzare, fungeva anche da isolante termico (figura 5.14a).

Le poche regole per l'assemblamento delle pietre erano conosciute per garantire la realizzazione del muro, la stabilità e per evitare crolli durante la costruzione. Per le "cantonate", realizzate con lo stesso tipo di pietra, solo con elementi più lunghi e spessi, si cercava al meglio di squadrarle e ingranarle (figura 5.14b).

La muratura è espressione delle possibilità socio-economiche e della conoscenza tecnica di chi le realizzava. La muratura era "arrangiata": termine volutamente utilizzato in quando esprime pienamente la povertà e la non conoscenza totale di un lessico costruttivo sinonimo di sicurezza.

I radiciamenti, ovvero tavole di legno di castagno di circa 1,80 m poste orizzontalmente nella muratura, erano inserite, secondo gli anziani costruttori, per "apparare", ovvero livellare e facilitare la realizzazione del muro sovrastante ed evitare crolli. A volte divengono architravi, o si congiungono nei cantonali, diventando legature lignee o "primordiali incatenamenti" (Giuffrè et al., 1988). È incerto, quindi, l'uso di



Figura 5.14  
in alto: tramezzatura in legno; a destra: "cantonate" con pietre non squadrate e debolmente ammorsate (immagini acquisite dall'autrice).

tali accorgimenti: se derivino da una reale consapevolezza di sicurezza, o se siano semplici espedienti operativi. Tuttavia, tali radiciamenti si ritrovano diffusi in tutta l'area Irpina.

### Solai e coperture

La cultura costruttiva originaria di Castelvetero sul Calore prevede solai con travi lignee di sezione 20x20 cm e luce di 6 m, lunghezza della cellula abitativa. L'orditura principale è parallela alla facciata; nel caso di sopraelevazioni l'orditura del solaio è invertita.

Le coperture della tradizione locale sono anch'esse lignee e si dividono in due tipologie (figura 5.15):

1) tetto a falda unica con orditura delle travi di falda è parallela alla facciata. La trave di colmo è assente e l'orditura secondaria è perpendicolare alla facciata e assito di tavole.

2) tetto a falda unica o doppia falda con orditura delle travi di falda perpendicolari alla facciata. In questo caso la trave di colmo è presente, così come un'orditura secondaria e assito di tavole affiancate.

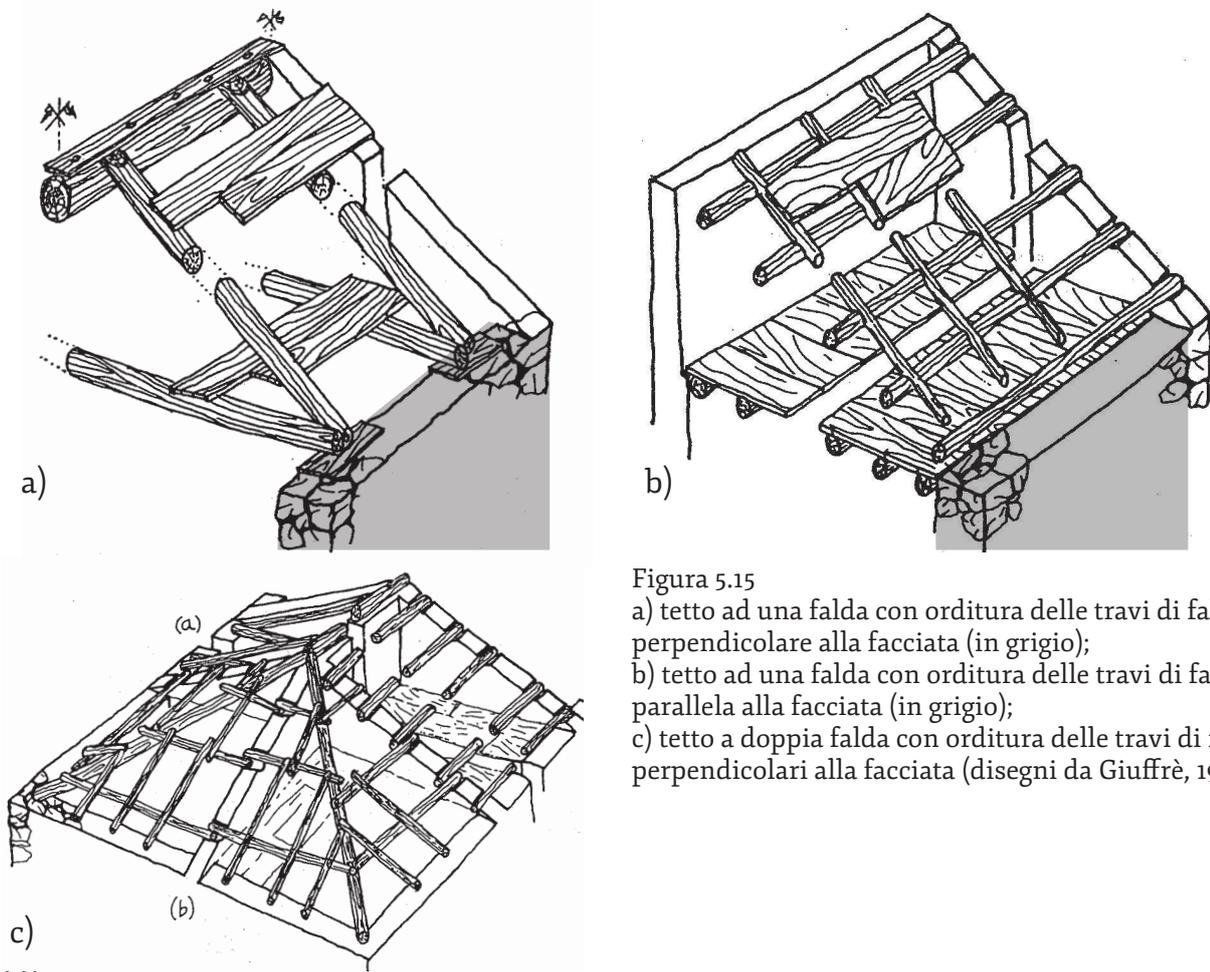


Figura 5.15  
a) tetto ad una falda con orditura delle travi di falda perpendicolare alla facciata (in grigio);  
b) tetto ad una falda con orditura delle travi di falda parallela alla facciata (in grigio);  
c) tetto a doppia falda con orditura delle travi di falda perpendicolari alla facciata (disegni da Giuffrè, 1988).

A Castelvete esistono, però, esempi virtuosi per la riqualificazione del borgo medievale de “la Cittadella”. Gli interventi in questione sono stati effettuati nell’ambito del progetto “*I villaggi della tradizione*” tra il 1996 e il 2002, coordinati dal prof. Arch. Massimo Pica Ciamarra, seguendo un’ottica di recupero e riuso nel pieno rispetto dei materiali locali, a volte riutilizzando gli stessi elementi lapidei, con un’attenzione alla tradizione costruttiva e l’impiego di tecnologie leggere e non invasive per il miglioramento sismico (Verderosa ,2005). L’intervento de “la Cittadella”, ha previsto (figura 5.16):

- iniezioni consolidanti di calce e pozzolana per il recupero delle murature;
- sostituzione degli orizzontamenti con solai in legno di castagno con tiranti in acciaio.



Figura 5.16  
Interventi di riqualificazione nell’ambito del progetto “*I villaggi della tradizione*” (da Verderosa, 2020). A destra: parte del Borgo riqualificato (immagine dell’autrice).

## **5.4 La caratterizzazione meccanica delle murature locali**

Questa fase di investigazione si è concentrata sull’approfondimento delle caratteristiche costruttive di Castelvete sul Calore. Le informazioni raccolte dal primissimo codice di pratica di Giuffrè sono state supportate e ritenute tuttora valide da sopralluoghi e interviste con la popolazione locale (sia di carattere storico che costruttivo). Tutto ciò si può definire come un insieme di azioni utili e propedeutiche alla fase di elaborazione e validazione sperimentale di una tecnologia di rinforzo, insieme a:

- l’applicazione del metodo dell’I.Q.M;
- le analisi penetrometriche della malta;
- le analisi mineralogiche e sezioni sottili di campioni di mal-

ta e pietre illustrate in questo paragrafo. Data la dispendiosità di operare direttamente in situ, l'obiettivo è stato quello di raccogliere quante più informazioni locali, in modo da operare nel Laboratorio Ufficiale Prove Materiali e Strutture (LPMS) del Dipartimento di Architettura dell'Università di Firenze, in una modalità quanto più verosimile alla situazione originaria.

Data l'impossibilità di effettuare saggi su murature intonacate di proprietà privata, le valutazioni sulla qualità muraria e sulle prove penetrometriche sono state svolte su proprietà comunali.

#### **5.4.1 Il giudizio della qualità muraria attraverso il metodo IQM**

Lo studio della muratura, realizzata con pietre provenienti dalle cave locali, e intesa come un "*complesso di regole costruttive obiettivamente definite, anche se non scritte*" (Giuffrè, 1993), rappresenta il metro per misurare e confrontare realtà storiche differenti; valutare il discostamento da tale regola suggerisce le debolezze da colmare.

Una metodologia operativamente semplice e validata, messa a punto da Borri e De Maria (Borri et al., 2011a, 2011b; Borri, De Maria, 2001, 2015, 2019), è stata adottata come strumento per la valutazione della qualità muraria di Castelvetere sul Calore e ha permesso di definire una stima delle caratteristiche meccaniche.

#### **Il metodo dell'Indice di Qualità Murario (I.Q.M.)**

Tra le metodologie di indagine che si propongono di valutare sulla base di una ispezione accurata l'efficienza di un apparecchio murario e "tradurla" in un giudizio meccanico, si è imposto da alcuni anni l'I.Q.M. Di questo metodo sono riportate di seguito le schede poichè ci sembra strumento essenziale ai fini della comprensione e comparazione delle tecniche costruttive locali nella realizzazione delle compagini murarie.

L'ennesima conferma dell'importanza della qualità muraria nella risposta delle strutture al sisma è emersa dagli eventi del centro Italia del 2016, dove gli edifici costruiti senza o quasi rispetto della "regola dell'arte" hanno subito crolli totali

o parziali (Borri, De Maria, 2019). La qualità muraria è dunque un prerequisito necessario per la sicurezza strutturale. Come visto in precedenza (cfr. Capitolo 4) in una “*gerarchia dei meccanismi di danno*” se non è garantita l’integrità della muratura, qualsiasi altro intervento locale, di adeguamento o miglioramento, risulterà inefficiente. I meccanismi di I modo, infatti, possono innescarsi solo se il meccanismo zero è impedito, ovvero quello della disgregazione muraria (Borri, De maria, 2019; Ordinanza commissariale, 2018)<sup>5</sup>.

I parametri da analizzare sono (Giuffrè, 1993; Borri et al., 2011a; Borri et al., 2015; Borri, De Maria 2018):

**- (MA.) Malta di buona qualità/efficace contatto fra zeppe ed elementi/zeppe.**

In un muro ben realizzato la funzione della malta è quasi nulla, contrariamente, in una muratura caotica o irregolare, la resistenza della malta, se di buona qualità, conferisce coesione al paramento murario supplendo alla mancanza degli altri paramenti. Il suo ruolo è quello di regolarizzare e ripartire i carichi uniformemente. Questa è soggetta a degrado a causa del dilavamento indotto dall’acqua.

<sup>5</sup>  
L’ordinanza commissariale n.44/18 , 3.1 (<https://sisma2016.gov.it/wp-content/uploads/2017/12/Allegato-ordinanza-n.-44-del-15-dicembre-2017.pdf>) precisa: Ordinanza Commissariale n.44 del 18/12/ 2018, paragrafo 3.1.: “Come primo punto occorre considerare la capacità o meno della tipologia muraria dell’edificio in esame di avere un comportamento strutturale vero e proprio. Infatti, nel caso in cui la muratura tenda a disgregarsi e decomporsi sotto azioni cicliche ripetute, viene vanificato qualsiasi tipo di intervento che non sia capace anche di ostacolare tale disgregazione; in queste situazioni perdono di significato sia i valori delle caratteristiche di resistenza e deformabilità di cui alle NTC E Cir, sia i metodi di analisi ivi previsti. Peraltro, molti edifici delle aree interessate sono stati realizzati con murature di pietrame di forma irregolare, messe in opera con malte di deboli o debolissime capacità coesive. Molto spesso tali murature sono costituite da più paramenti tra loro non collegati e non rispettano né il corretto sfalsamento dei giunti verticali, né l’orizzontalità dei filari. Molto spesso le tipologie murarie descritte presentano, sotto l’azione ciclica del sisma, un comportamento di tipo disgregativo che può condurre la costruzione al collasso prima che si possano attivare meccanismi resistenti, locali o globali che siano. Il caso, sopra richiamato, di propensione alla disgregazione è uno dei peggiori che possano presentarsi. Per valutare, in modo comunque qualitativo, la propensione di una qualsiasi tipologia muraria a disgregarsi, possono essere utili metodi di analisi della qualità muraria che si avvalgono della lettura visiva dei paramenti e della sezione”

**- (P.D.) Ingranamento trasversale/presenza di diatoni**

La presenza di elementi passanti per tutto lo spessore della parete permette, oltre ad evitare il distacco fra due paramenti, anche la ripartizione uniforme del carico gravante sul pannello stesso. Se la monoliticità trasversale non è garantita il muro si disgrega prima ancora che possa attivarsi qualsiasi cinematismo.

**- (F.EL.) Forma degli elementi resistenti**

Nei blocchi lapidei di forma squadrata, le superfici di contatto orizzontali complanari sfruttano la capacità attritiva per contrastare eventuali azioni orizzontali.

**- (D.EL.) Elementi resistenti di grande dimensione**

La dimensione degli elementi lapidei rapportata allo spessore murario, assicura, grazie alla massa, la monoliticità della parete.

**- (S.G.) Sfalsamento dei giunti verticali.**

La presenza di giunti sfalsati permette alla muratura di funzionare come una “catena”, conferendo una resistenza allo scorrimento degli elementi provocata dall’attrito.

**-(OR.) Orizzontalità dei filari**

Le giaciture orizzontali, oltre che ad una corretta distribuzione dei carichi verticali, assume un ruolo in presenza di azioni sismiche, chiamando in causa l’attrito e permettendo l’oscillazione attorno a cerniere cilindriche.

**- (RE.EL.) La buona qualità degli elementi resistenti,**

Questo requisito richiede che gli elementi non siano meccanicamente deboli, con scarsa resistenza (es. laterizi con foratura elevata, elementi fortemente degradati, mattoni di fango).

In funzione dei punteggi di I.Q.M. ottenuti, è possibile classificare la muratura in funzione di un range numerico, dove:

- categoria A: la muratura possiede un buon comportamento strutturale, ha meno probabilità di fessurarsi;

- categoria B: la muratura è di media qualità, bassa probabilità

di fessurarsi;

-categoria C: la muratura è di scarsa qualità, con un'elevata probabilità di fessurarsi. In questo caso per sollecitazioni sismiche ortogonali al piano aumenta la probabilità di disgregazione muraria.

Il giudizio qualitativo si può tradurre in un giudizio quantitativo considerando i parametri meccanici proposti dalle NTC 2018 (resistenza a taglio, compressione e modulo elastico).

Per ciascuna tipologia muraria si può valutare l'I.Q.M. e quindi esaminare le correlazioni tra gli I.Q.M. trovati e i valori delle caratteristiche meccaniche forniti dalle tabelle delle NTC (Borri et al., 2011).

Il metodo si basa sull'attribuzione di un giudizio sui sette parametri del buon costruire elencati precedentemente; ogni punto viene giudicato: rispettato "R", parzialmente rispettato "PR" o non rispettato "NR". Una volta espressi i giudizi è possibile attribuire dei punteggi distinguendoli in base alla direzione delle azioni sollecitanti, ovvero: verticali (V), fuori dal piano (FP), azioni perpendicolari al pannello murario, e nel piano (NP), azioni complanari al pannello.

Una volta espressi i giudizi per ogni muratura, si ottengono tre indici variabili da 0 a 10 per ogni azione sollecitante. I punteggi ottenuti sono necessari per ricavare  $I.Q.M._V$ ,  $I.Q.M._{FP}$ ,  $I.Q.M._{NP}$  dalle formule, che dalla Circolare 2019 introduce due coefficienti (Borri, De Maria, 2019):

- m: un coefficiente correttivo nei casi in cui la malta è di pessima qualità:

$$m = 0,7 \text{ per malte con } f_m < 0,7 \text{ N/mm}^2$$

$$m = 1 \text{ negli altri casi.}$$

-g: un coefficiente correttivo che tiene conto dell'ampiezza dei giunti e che vale per una specifica tipologia muraria (mattoni pieni o blocchi).

$$g = 0,7 \text{ per murature con giunti ampi } (>13 \text{ mm}) \text{ di malta}$$

$$g = 1 \text{ negli altri casi.}$$

Tabella 5.2  
Coefficients correttivi  $r_V, r_{FP}, r_{NP}$  per la malta (MA.) (da Borri, De Maria, 2019).

Un terzo coefficiente  $r$ , varia in funzione della qualità della malta, rispettivamente: verticali (v), fuori dal piano (FP) e nel piano (NP):

Parametro MA	$r_V$	$r_{FP}$	$r_{NP}$
NR	0.2	1	0.1
PR	0.6	1	0.85
R	1	1	1

Per tutte le tipologie murarie l'I.Q.M. vale:

$$I.Q.M. = m \times RE.EL. \times (OR. + P.D. + F.EL. + S.G. + D.EL. + MA.)$$

Per murature in mattoni o blocchi:

$$I.Q.M. = m \times g \times RE.EL. \times (OR. + P.D. + F.EL. + S.G. + D.EL. + MA.)$$

Parametri della regola dell'arte	Azioni nel piano			Azioni fuori dal piano			Azioni verticali		
	R	PR	NR	R	PR	NR	R	PR	NR
OR. Orizzontalità dei filari	1	0.5	0	2	1	0	2	1	0
P.D. Presenza di diatoni	2	1	0	3	1.5	0	1	1	0
F.EL. Forma degli elementi resistenti	2	1	0	2	1	0	3	1.5	0
S.G. Sfalsamento dei giunti verticali	2	1	0	1	0.5	0	1	0.5	0
D.EL. Dimensione degli elementi resistenti	1	0.5	0	1	0.5	0	1	0.5	0
MA. Qualità della malta	2	1	0	1	0.5	0	2	0.5	0
RE.EL. Resistenza degli elementi	1	0.7	0.3	1	0.1	0.5	1	0.7	0.3

Tabella 5.3  
Punteggi da attribuire per il calcolo dell'I.Q.M. (da Borri et al., 2011).

Categoria muraria Tipo di azione	A	B	C
Azioni verticali	$5 \leq IQ \leq 10$	$2.5 \leq IQ \leq 5$	$0 \leq IQ \leq 2.5$
Azioni ortogonali	$7 \leq IQ \leq 10$	$4 \leq IQ \leq 7$	$0 \leq IQ \leq 4$
Azioni orizzontali complanari	$5 \leq IQ \leq 10$	$3 \leq IQ \leq 5$	$0 \leq IQ \leq 3$

Tabella 5.4  
Attribuzione delle categorie murarie in funzione dei punteggi ottenuti (da Borri et al., 2011).

L'indice di qualità murario, basato sull'osservazione diretta, rappresenta un metodo per stimare le prestazioni meccaniche di una muratura (resistenza a taglio e compressione e modulo elastico) attraverso la correlazione di un indice numerico ad una classe di appartenenza. Come si evince dalle schede riportate di seguito, riassuntive delle indagini qualitative sulle murature storiche di Castelvete sul Calore, le murature analizzate risultano tutte di categoria C, ovvero di scarsa qualità. Nella planimetria seguente si riportano le murature di proprietà comunale analizzate.

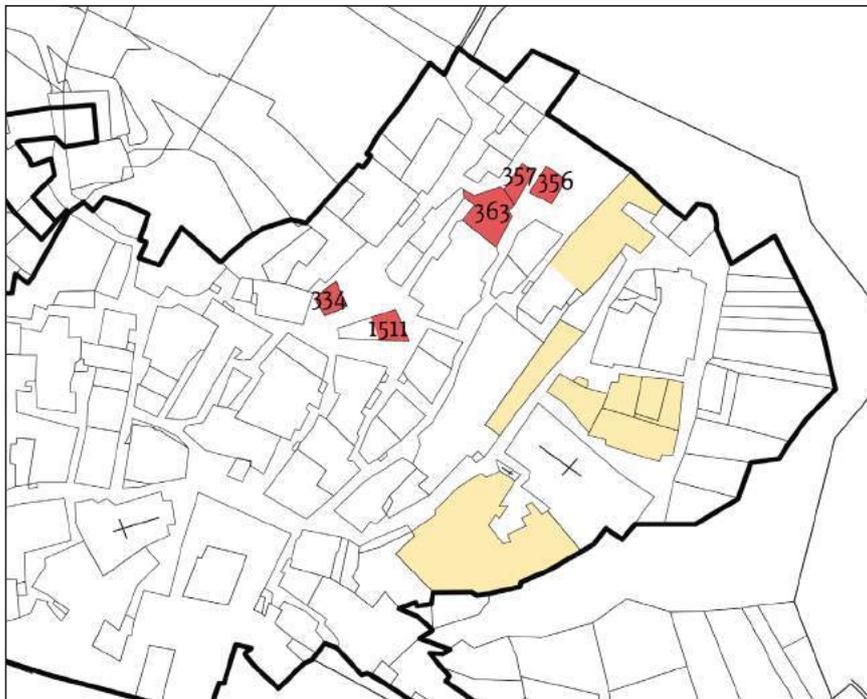


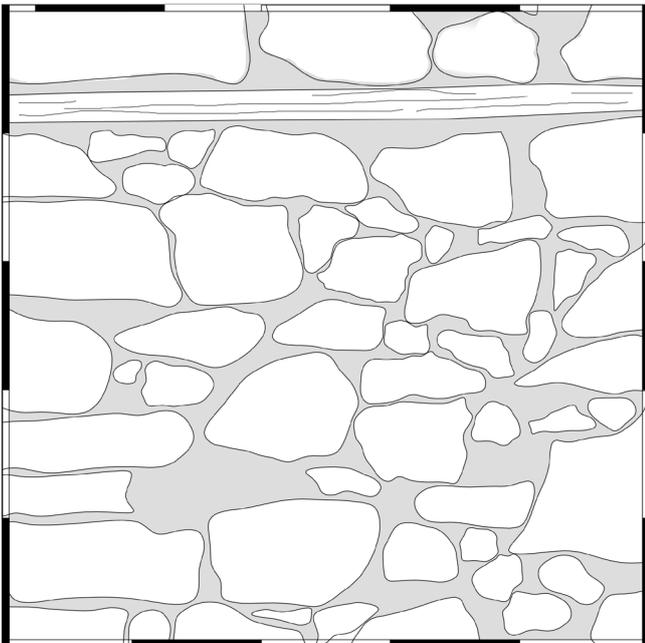
Figura 5.17  
Localizzazione delle murature selezionate per l'applicazione del metodo I.Q.M..

■ Interventi di recupero anni 2000

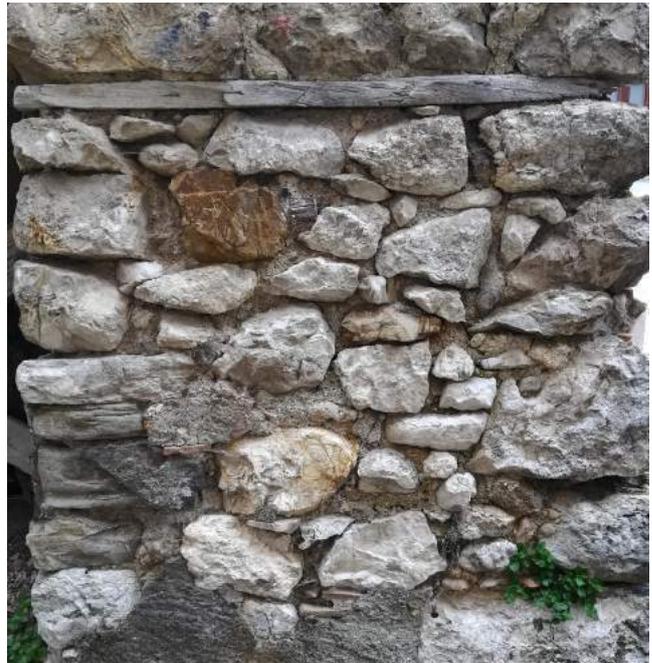
■ Proprietà comunali oggetto di investigazione

# M1\_334

AZIONI	VERTICALI	FUORI DAL PIANO	NEL PIANO
I.Q.M	2.1	1.75	1.4
CAT. MUR.	C	C	C



20 cm



	OR.	PR
PRESENZA DI FILARI ORIZZONTALI	OR.	PR
PRESENZA DI DIATONI	P.D.	NR
FORMA DEGLI ELEMENTI RESISTENTI	F.EL.	PR
SFALSAMENTO FRA I GIUNTI VERTICALI	S.G.	NR
DIMENSIONE DEGLI ELEMENTI RESISTENTI	D.EL.	PR
QUALITÀ DELLA MALTA	MA.	NR
QUALITÀ DEGLI ELEMENTI RESISTENTI	RE.EL	R

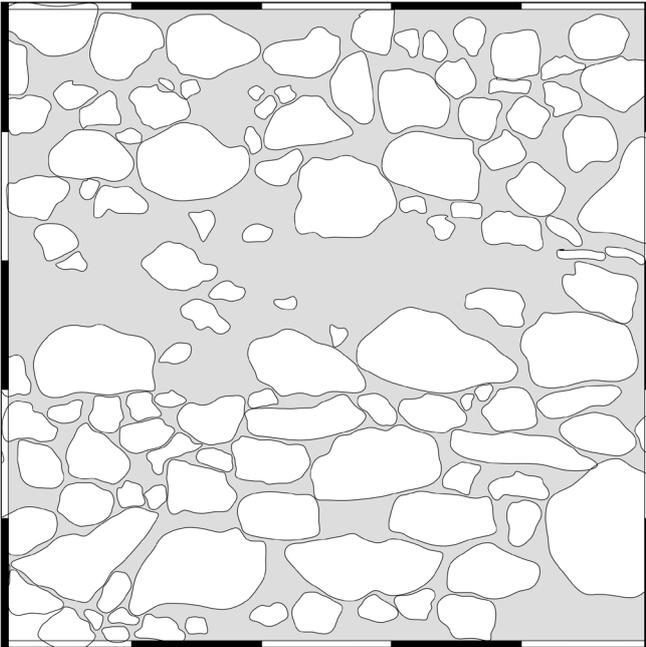
La muratura in pietra calcarea si presenta caotica con elementi lapidei variabili da 8-35 cm di larghezza a 6-20 cm di altezza con forte irregolarità. Una parziale orizzontalità è conferita anche da radiciamenti lignei. La malta è in evidente stato di degrado.

PARAMETRI MECCANICI	$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_o$ [N/cm <sup>2</sup> ]	E [N/cm <sup>2</sup> ]
MIN	149,7	2,6	789,8
MEDIA	203,1	3,3	979,9
MAX	256,3	4,0	1157,4

Tabella 5.5  
Applicazione I.Q.M su muratura M1\_334.

## M2\_334

AZIONI	VERTICALI	FUORI DAL PIANO	NEL PIANO
I.Q.M	2,1	1,75	1,4
CAT. MUR.	C	C	C



20 cm



PRESENZA DI FILARI ORIZZONTALI	OR.	PR
PRESENZA DI DIATONI	P.D.	NR
FORMA DEGLI ELEMENTI RESISTENTI	F.EL.	PR
SFALSAMENTO FRA I GIUNTI VERTICALI	S.G.	NR
DIMENSIONE DEGLI ELEMENTI RESISTENTI	D.EL.	PR
QUALITÀ DELLA MALTA	MA.	NR
QUALITÀ DEGLI ELEMENTI RESISTENTI	RE.EL	R

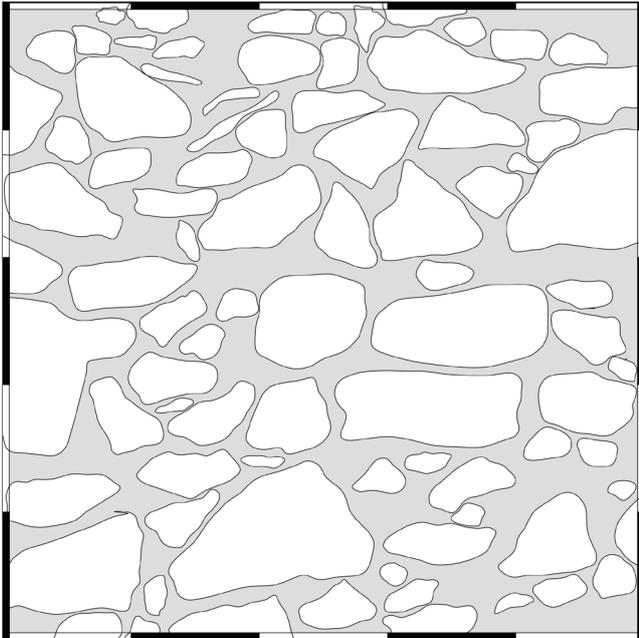
Muratura in pietra calcarea con elementi lapidei variabili da 6-25 cm di larghezza a 5-20 cm di altezza molto variabili e irregolari. L'orizzontalità è ricercata. La malta risulta dilavata e debolmente coesiva.

PARAMETRI MECCANICI	$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_o$ [N/cm <sup>2</sup> ]	E [N/cm <sup>2</sup> ]
MIN	149,7	2,9	789,8
MEDIA	203,1	3,3	973,9
MAX	256,3	4,0	1157,4

Tabella 5.6  
Applicazione I.Q.M su muratura M2\_334.

M\_356

AZIONI	VERTICALI	FUORI DAL PIANO	NEL PIANO
I.Q.M	2,1	2,1	1,75
CAT. MUR.	C	C	C



20 cm



	OR.	NR
PRESENZA DI FILARI ORIZZONTALI	OR.	NR
PRESENZA DI DIATONI	P.D.	PR
FORMA DEGLI ELEMENTI RESISTENTI	F.EL.	PR
SFALSAMENTO FRA I GIUNTI VERTICALI	S.G.	NR
DIMENSIONE DEGLI ELEMENTI RESISTENTI	D.EL.	PR
QUALITÀ DELLA MALTA	MA.	NR
QUALITÀ DEGLI ELEMENTI RESISTENTI	RE.EL	R

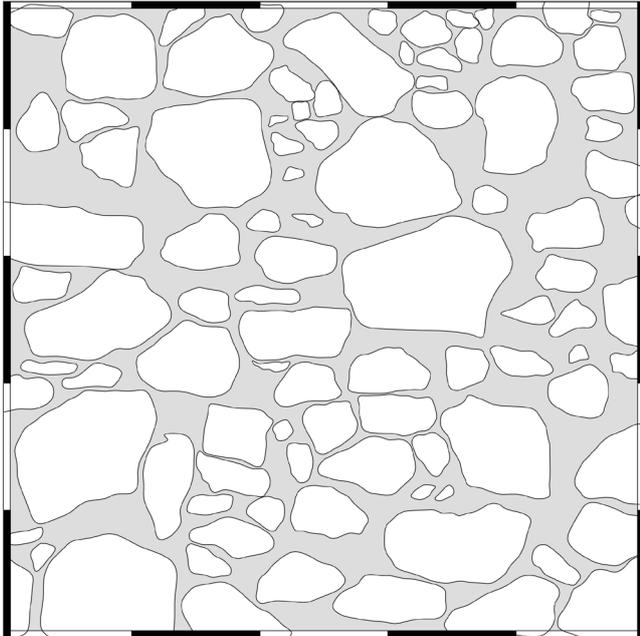
Muratura caotica in pietra calcarea con elementi lapidei variabili da 7-25 cm di larghezza a 5-20 cm di altezza con forte irregolarità. Sono presenti rinzeppature con elementi di pietra tagliata e cocci di laterizio. La malta risulta dilavata e debolmente coesiva.

PARAMETRI MECCANICI	$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_o$ [N/cm <sup>2</sup> ]	E [N/cm <sup>2</sup> ]
MIN	149,7	2,8	789,8
MEDIA	203,1	3,5	973,9
MAX	256,3	4,3	1157,4

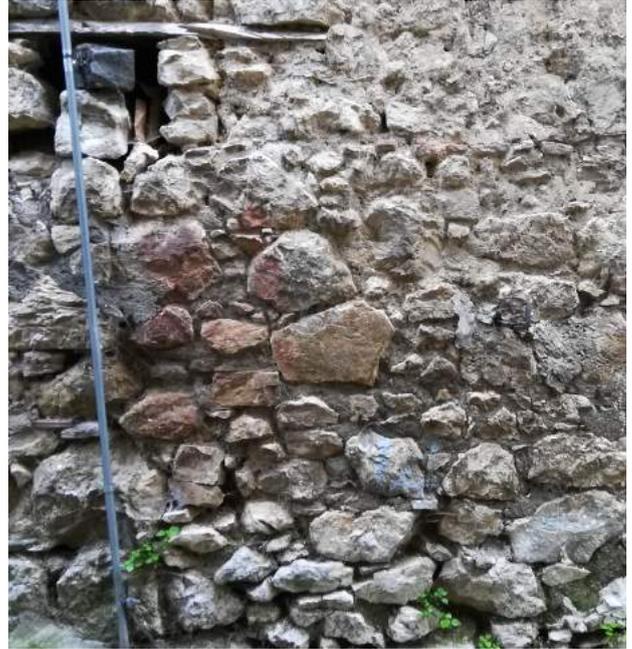
Tabella 5.7  
Applicazione I.Q.M su muratura M\_356.

# M\_357

AZIONI	VERTICALI	FUORI DAL PIANO	NEL PIANO
I.Q.M	2.8	2.8	2.1
CAT. MUR.	C	C	C



20 cm



	OR.	PR
PRESENZA DI FILARI ORIZZONTALI	OR.	PR
PRESENZA DI DIATONI	P.D.	PR
FORMA DEGLI ELEMENTI RESISTENTI	F.EL.	PR
SFALSAMENTO FRA I GIUNTI VERTICALI	S.G.	NR
DIMENSIONE DEGLI ELEMENTI RESISTENTI	D.EL.	PR
QUALITÀ DELLA MALTA	MA.	NR
QUALITÀ DEGLI ELEMENTI RESISTENTI	RE.EL	R

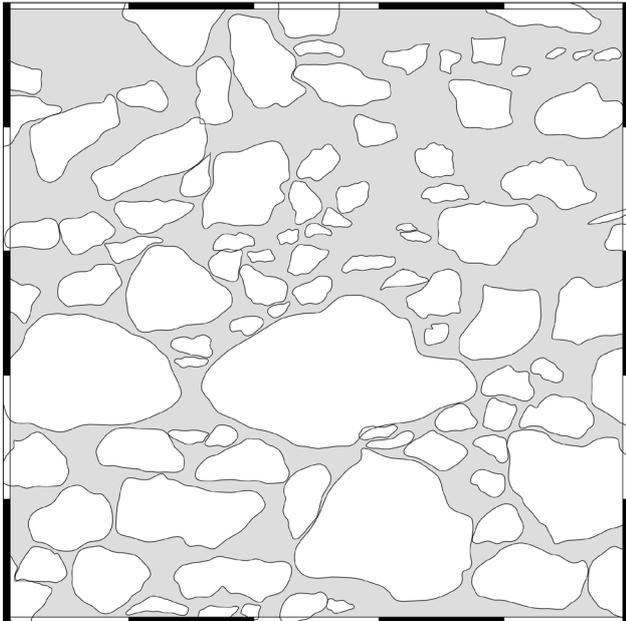
La muratura in pietra calcarea si presenta caotica con elementi lapidei variabili da 6-25 cm di larghezza a 6-20 cm di altezza con forte irregolarità. Sono presenti radicamenti lignei che contribuiscono una parziale orizzontalità.

PARAMETRI MECCANICI	$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_o$ [N/cm <sup>2</sup> ]	E [N/cm <sup>2</sup> ]
MIN	175,1	3,0	892,0
MEDIA	235,0	3,8	1095,2
MAX	294,6	4,6	1287,7

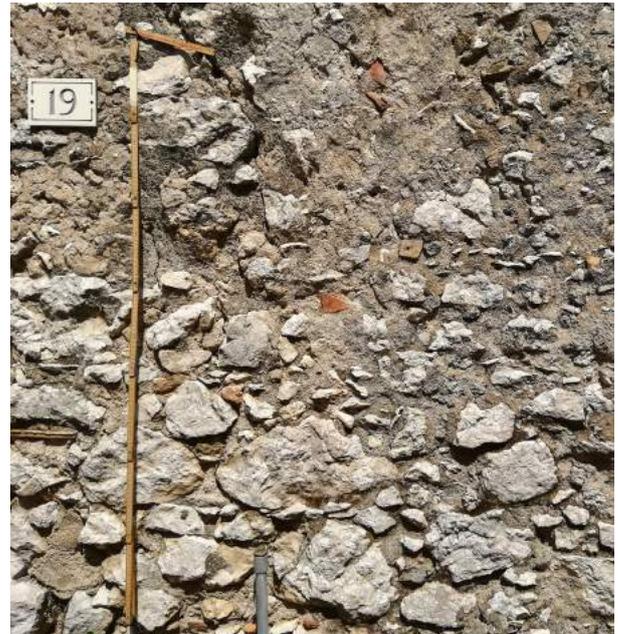
Tabella 5.8  
Applicazione I.Q.M su muratura M\_357.

# M\_1511

AZIONI	VERTICALI	FUORI DAL PIANO	NEL PIANO
I.Q.M	1,4	1,4	1,05
CAT. MUR.	C	C	C



20 cm



PRESENZA DI FILARI ORIZZONTALI	OR.	NR
PRESENZA DI DIATONI	P.D.	NR
FORMA DEGLI ELEMENTI RESISTENTI	F.EL.	PR
SFALSAMENTO FRA I GIUNTI VERTICALI	S.G.	NR
DIMENSIONE DEGLI ELEMENTI RESISTENTI	D.EL.	PR
QUALITÀ DELLA MALTA	MA.	NR
QUALITÀ DEGLI ELEMENTI RESISTENTI	RE.EL	R

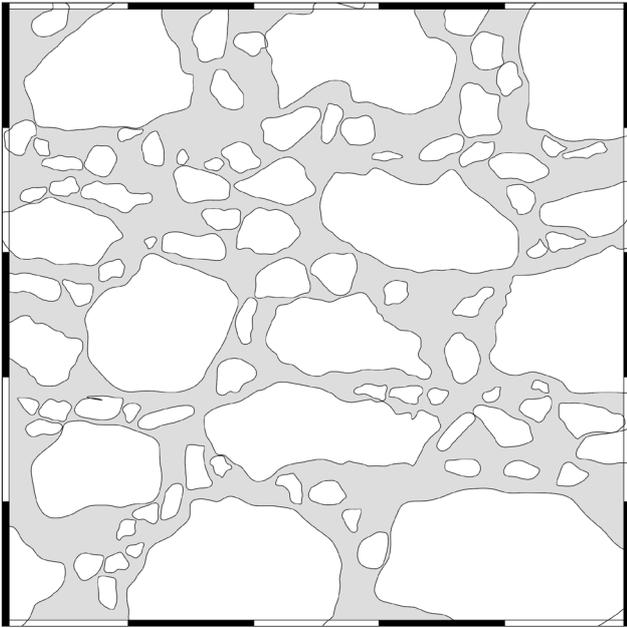
Le pietre hanno dimensioni medie e non regolari, da 5-30 cm di larghezza a 6-20 cm di altezza. Gli orizzontamenti sono inesistenti. La muratura si presenta piuttosto caotica con rinzeppature con residui di elementi di pietra e cocci in laterizio.

PARAMETRI MECCANICI	$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_o$ [N/cm <sup>2</sup> ]	E [N/cm <sup>2</sup> ]
MIN	128,1	2,4	699,4
MEDIA	175,5	3,1	866,0
MAX	223,0	3,7	1032,3

Tabella 5.9  
Applicazione I.Q.M su muratura M\_1511.

# M\_363

AZIONI	VERTICALI	FUORI DAL PIANO	NEL PIANO
I.Q.M	1,4	1,4	1,05
CAT. MUR.	C	C	C



20 cm



PRESENZA DI FILARI ORIZZONTALI	OR.	NR
PRESENZA DI DIATONI	P.D.	NR
FORMA DEGLI ELEMENTI RESISTENTI	F.EL.	PR
SFALSAMENTO FRA I GIUNTI VERTICALI	S.G.	NR
DIMENSIONE DEGLI ELEMENTI RESISTENTI	D.EL.	PR
QUALITÀ DELLA MALTA	MA.	NR
QUALITÀ DEGLI ELEMENTI RESISTENTI	RE.EL.	R

Le pietre hanno dimensioni medie e non regolari, da 6-40 cm di larghezza a 6-25 cm di altezza, e sono disposte in maniera da formare una muratura poco omogenea e compatta; i livellamenti orizzontali sono quasi inesistenti. La muratura si presenta piuttosto caotica. Sono presenti rinzeppature con residui di elementi di pietra.

PARAMETRI MECCANICI	$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_o$ [N/cm <sup>2</sup> ]	E [N/cm <sup>2</sup> ]
MIN	128,1	2,4	699,4
MEDIA	175,5	3,1	866,0
MAX	223,0	3,7	1032,3

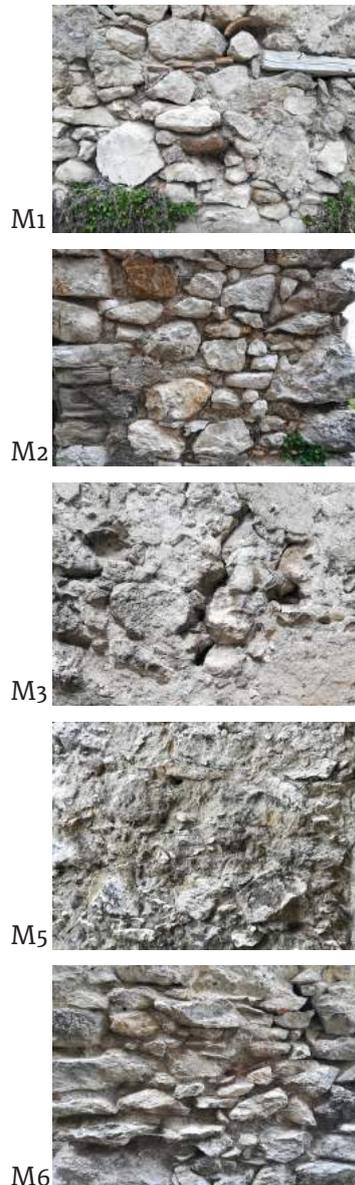
Tabella 5.10  
Applicazione I.Q.M su muratura M\_363.

## 5.5 Analisi su campioni di malta e pietra locale

### 5.5.1 Le malte: composizione mineralogica, sezioni sottili e prove penetrometriche

In situ sono state eseguite delle prove di caratterizzazione della malta mediante prove non distruttive, ovvero attraverso l'uso del penetrometro Pizzi PNT-C. La strumentazione è composta da un trapano portatile a batteria, con una punta con tagliente in carburo di tungsteno. Al fine di valutare la resistenza a compressione, sono stati considerati i valori dell'energia spesa per effettuare, con un apposito trapano, n° 15 cave nei giunti di malta di una parete muraria.

Figura 5.18  
Analisi penetrometriche su murature:  
M1, M2, M3, M4, M5.



Il valore della resistenza della malta si ottiene relazionando il  $P_g$ , il valore indicato dallo strumento in fase di foratura, con la curva di riferimento ( $500 P_{gm} - f_m \cdot 4 \text{ Mpa}$ ) delle malte sabbiose. Il penetrometro è, infatti, calibrato su malte con un valore massimo di resistenza a compressione  $f_m$  di 4 Mpa. La resistenza a compressione delle malte analizzate  $f_m$  è data dal rapporto  $P_g$  e il lavoro di perforazione fornito dallo strumento.

La natura degradata e la composizione di materiali poveri fanno sì che, come si evince dalle analisi penetrometriche, le malte siano meccanicamente deboli (tabella 5.11).

muro	$f_m$ [Mpa]
M1	3,577
M2	3,346
M3	2,996
M4	8,91
M5	3,11
<b>Media</b>	<b>4,388</b>

Tabella 5.11  
Risultati analisi  
penetrometriche

Due campioni di malta sono stati prelevati da edifici pubblici non intonacati del nucleo storico di Castelvetero sul Calore, nell'area non oggetto di riqualificazione, data l'impossibilità di reperire campioni su edifici di proprietà privata e su edifici intonacati.

Le analisi minerarologiche e su sezioni sottili hanno permesso la determinazione della composizione mineralogica principale e della composizione dei minerali argillosi mediante diffrazione a raggi X (XRD) (diffrattometro X'Pert della PANalytical con anticatodo Cu secondo le seguenti condizioni operative:  $2\theta=3-70$ , time per step = 60,325 sec, step size = 0,033, 40 KV, 30 mA).

Si riportano i risultati delle analisi effettuate.

#### **Campione M1 - malta**

Il campione è costituito da un legante relativamente abbondante (legante/aggregato 1/2) di calce aerea idraulicizzata con materiale vulcanico di fine granulometria ( $50\mu\text{m}$ ). L'aggregato non risulta omogeneamente distribuito ed è costituito da prevalenti frammenti di rocce vulcaniche di forma subarrotondata e secondariamente da pirosseni e feldspati. La granulometria è bimodale ( $400-600\mu\text{m}$  e  $1-2\text{mm}$ ). La macroporosità è scarsa, dovuta a fratturazione da ritiro.

Lo spettro XRD (figura 5.21) mostra la presenza di calcite, feldspati (sanidino), quarzo, miche (muscovite), tracce di pirosseni.

#### **Campione M2 - malta**

Il campione è costituito da un legante abbondante (legante/aggregato 1/1-1/2) di calce aerea. L'aggregato non risulta omogeneamente distribuito ed è costituito da prevalenti frammenti di rocce vulcaniche di forma subarrotondata e secondariamente da pirosseni e feldspati. La granulometria è unimodale ( $500-800\mu\text{m}$ ). Sono presenti grumi di calce. La macroporosità è costituita da pori di forma regolare.

Lo spettro XRD (figura 5.24) mostra la presenza di calcite, feldspati (sanidino), miche (muscovite), tracce di pirosseni.

Figura 5.19  
Sezione lucida di M1 malta (a sinistra).

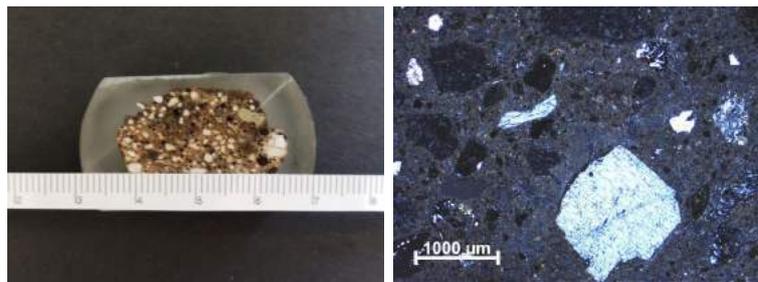


Figura 5.20  
Immagine in sezione sottile osservata al microscopio ottico in luce trasmessa polarizzata (a destra).

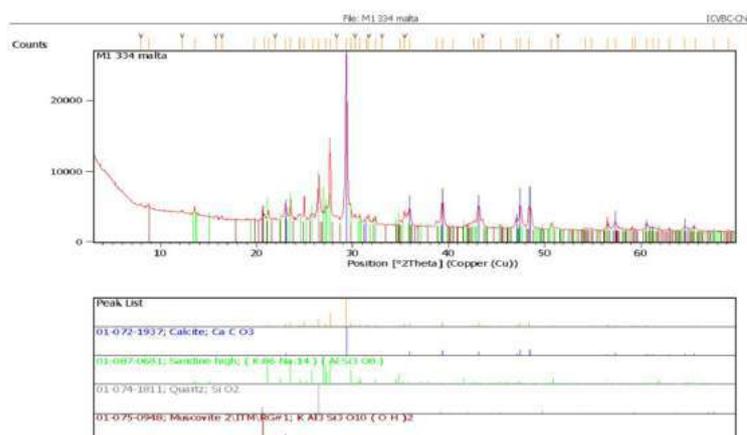


Figura 5.21  
Spettro XRD del campione M1 malta.

Figura 5.22  
Sezione lucida di M2 malta (a sinistra).

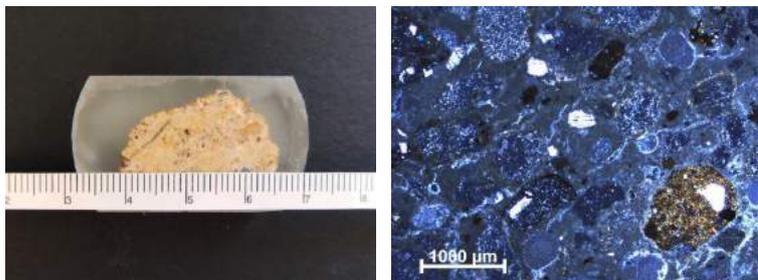


Figura 5.23  
Immagine in sezione sottile osservata al microscopio ottico in luce trasmessa polarizzata (a destra).

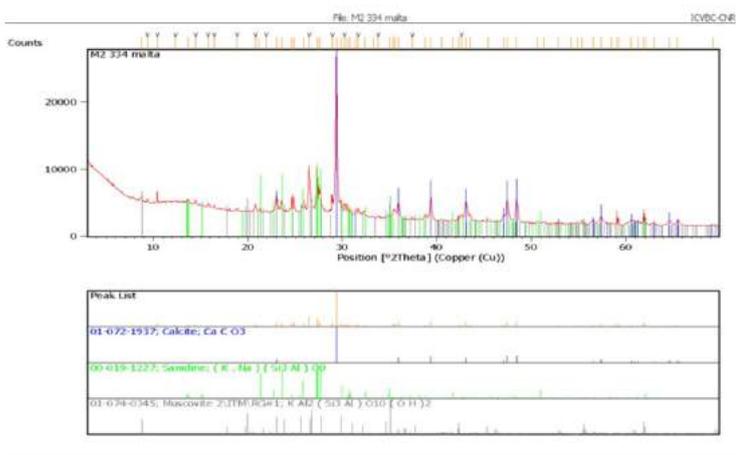


Figura 5.24  
Spettro XRD del campione M1 malta.

### **5.5.2 Le pietre: composizione mineralogica, sezioni sottili**

Due campioni di pietra sono stati prelevati da edifici pubblici non intonacati del nucleo storico di Castelvete sul Calore. Le analisi mineralogiche sulle pietre hanno permesso lo studio petrografico mediante osservazioni in sezione sottile al microscopio ottico in luce trasmessa polarizzata (microscopio Zeiss AXIO Scope.A1). Le analisi sono state effettuate presso il centro TS Lab & Geoservices e grazie alla collaborazione del prof. Fabio Fratini. Di seguito si riportano i risultati delle prove stesse.

#### **Campione M1 - pietra**

Si tratta di una roccia carbonatica classificabile come oosparite/grainstone. Lo spettro XRD (figura 5.27) mostra la presenza di calcite e tracce di quarzo. La macroporosità è assente.

#### **Campione M2 - pietra**

Lo spettro XRD (figura 5.30) mostra la presenza di calcite e tracce di quarzo. Si tratta di una roccia carbonatica classificabile come wackstone. La macroporosità è assente.

I campioni di malta risultano diversi fra loro. M1 presenta un legante relativamente abbondante (legante/aggregato 1/1-1/2) costituito da calce aerea idraulicizzata con materiale pozzolanico. L'aggregato è di granulometria bimodale e composto di prevalenti frammenti di rocce vulcaniche. M2 invece, presenta un legante abbondante (legante/aggregato 1/1-1/2) di calce aerea. L'aggregato ha una composizione simile ma la granulometria è unimodale.

I campioni di pietra sono entrambi costituiti da rocce carbonatiche compatte di bassissima porosità, uno a tessitura oolitica e l'altro micritica.

Le malte delle murature analizzate si presentano assai degradate e forniscono valori di resistenza modesti. Questo fatto, se pensiamo al ruolo decisivo delle malte in questa tipologia di muratura esprime un livello di criticità decisamente elevata.

Figura 5.25  
Sezione lucida di M1  
pietra (a sinistra).

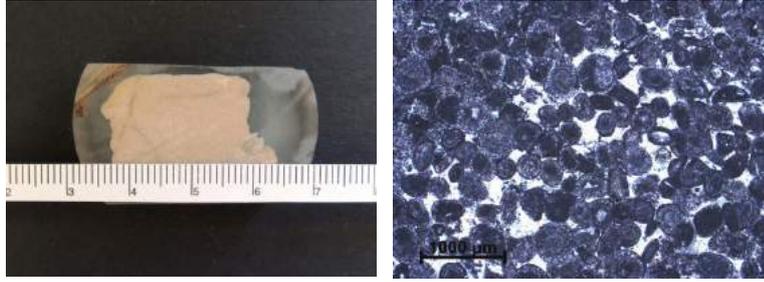


Figura 5.26  
Immagine in sezione  
sottile osservata al  
microscopio ottico  
in luce trasmessa  
polarizzata (a destra).

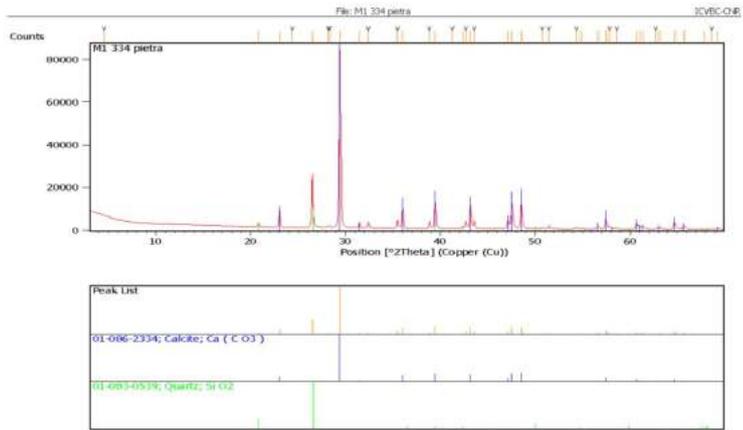


Figura 5.27  
Spettro XRD del  
campione M1 pietra.

Figura 5.28  
Sezione lucida di M2  
pietra (a sinistra).

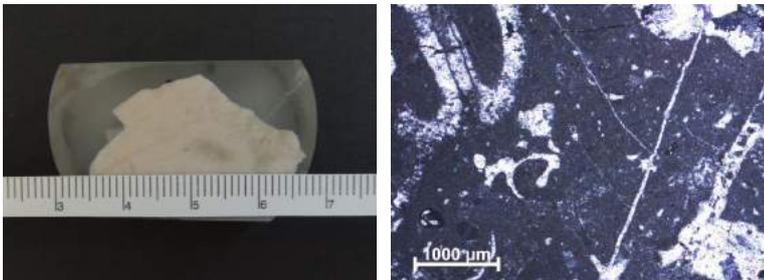


Figura 5.29  
Immagine in sezione  
sottile osservata al  
microscopio ottico  
in luce trasmessa  
polarizzata (a destra).

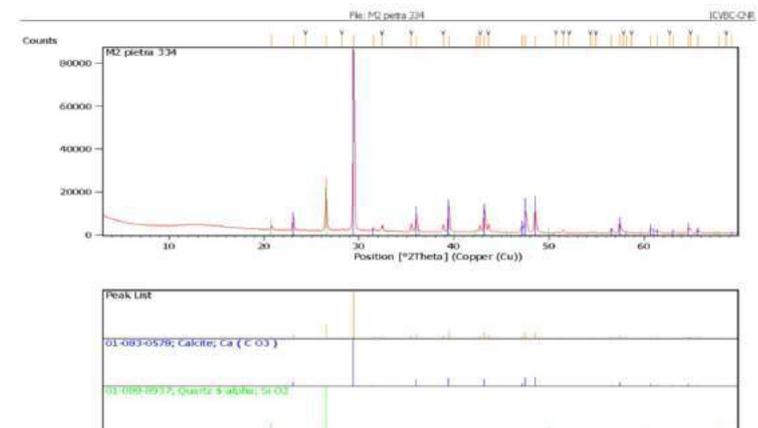


Figura 5.30  
Spettro XRD del  
campione M2 pietra.

## **5.6 Conclusioni e valutazione dell'efficacia del rinforzo ligneo su una porzione di muro rappresentativo della tecnica costruttiva locale: il progetto sperimentale**

Il progetto di ricerca si inserisce nel solco dell'operato di Giuffrè. Il percorso tracciato fino a questo punto è stato necessario ai fini dell'elaborazione di un intervento di rinforzo filologicamente compatibile.

Poiché la natura e la qualità delle murature variano in base alle aree geografiche (cfr. Capitolo 4), è stato utile selezionare un caso studio riferito ad un contesto specifico sulla base di appositi criteri: Castelvetero sul Calore. Ai fini della progettazione del sistema di rinforzo e a partire dal Codice di Pratica di Giuffrè, nel presente capitolo sono stati effettuati i seguenti passaggi:

- illustrazione della sismicità storica e della geologia di sito;
- descrizione dei caratteri costruttivi (tra cui la presenza di scale a profferlo, di radicamenti lignei e la qualità delle connessioni) e della loro evoluzione, nonché delle tipologie edilizie, su rielaborazione di Giuffrè;
- studio e descrizione di alcune delle tipologie murarie diffuse in tale località;
- classificazione delle medesime attraverso l'applicazione del metodo dell'I.Q.M. ed elaborazione di relative schede;
- prelievo e analisi mineralogica di alcuni campioni di malta e pietra, provenienti da edifici di proprietà pubblica.

Le fasi preliminari qui elencate, ed in particolare l'applicazione del metodo I.Q.M. e l'analisi dei caratteri costruttivi, hanno permesso di evidenziare la debolezza intrinseca dell'edificio storico del sito di studio e di progettare un sistema di rinforzo appropriato.

La corralità degli argomenti toccati fino ad ora pone degli interrogativi e degli spunti per l'elaborazione e la validazione di nuove strategie di intervento. I presidi lignei para-sismici, adottati dalle popolazioni di tutto il mondo, in alcune aree

geografiche sono storicamente divenuti veri e propri sistemi regolamentati; in particolare, il progetto del rinforzo ligneo oggetto di questa tesi si può classificare in analogia ai sistemi ibridi indagati in precedenza, come il sistema baraccato, il sistema dell'isola di Lefkada (cfr. Capitolo 3) e le strategie di rinforzo rinvenute in alcuni contesti altamente sismici (cfr. Capitolo 4). Tali sistemi possono essere rielaborati e adattati alle esigenze moderne come pratiche preventive di riduzione della vulnerabilità sismica. Possono quindi rispondere alle istanze di salvaguardia e al contempo scongiurare la perdita di testimonianze storiche, garantendo un allungamento del ciclo di vita del costruito. L'efficacia di queste tipologie di presidio può essere validata, però, solo a seguito di una conoscenza profonda del comportamento meccanico e di affinamenti costruttivi sulle soluzioni proposte.

Inoltre, l'attuale contesto storico caratterizzato da un'evoluzione e sperimentazione tecnologica può permettere, fatto tesoro delle esperienze passate, di intervenire in maniera meno invasiva: la produzione in serie di elementi lignei prefabbricati, la cantieristica rapida e leggera, possono offrire un contributo alla messa in sicurezza di un patrimonio diffuso, con una riduzione in termini di tempo, di costi e di impatto ambientale (Boeri et al., 2012).

Si è anche sottolineato come gli interventi di recupero debbano essere filologicamente appropriati e meccanicamente compatibili, nel rispetto delle singole identità locali. Infatti, la conservazione attiva (Giuffrè, 1993) deve avvenire solo successivamente alla comprensione della logica strutturale e all'attenta anamnesi edilizia: presupposto per una corretta progettazione e mitigazione degli effetti.

In un'ottica di prevenzione, la volontà del progetto è dunque quella di ipotizzare e sperimentare una soluzione basata su rinforzo ligneo, rielaborando e riattualizzando suggestioni provenienti dalla storia e capaci di garantire una maggiore sicurezza degli abitanti, a fronte di eventi sismici per le aree più fragili del Paese. L'obiettivo è quello di validare sperimentalmente un sistema caratterizzato dall'affiancamento di un sottosistema ligneo collaborante con la parete muraria.

Il sistema, strutturalmente ridondante, utilizza le eccellenti capacità del legno nell'ottenere grandi deformazioni anelastiche per carichi perpendicolari alla fibratura, e quindi una notevole capacità dissipativa (Piazza et al., 2005). Si è visto come nelle strutture murarie si inneschino, a causa del sisma, fenomeni di instabilità dati da una mancanza di vincoli tenaci (generalmente di tipo monolatero, scarsamente efficaci) e che i danni per azioni fuori dal piano siano tra i più comuni, così come è stato evidenziato nei terremoti degli ultimi anni (Decanini et al., 2004; D'Alaya et al., 2011; Penna et al., 2014; Borri, De Maria 2018; Maccarini et al., 2018, Sorrentino et al., 2019). Per tali ragioni, questo dispositivo di contenimento, usato in passato per incrementare le capacità di un edificio soggetto ad azioni sismiche, è stato concepito come intervento locale, globale e di "sicurezza", ed intende favorire il comportamento d'insieme di un fabbricato, proponendosi come diffuso vincolo di contrasto.

Esso è costituito da un telaio ligneo ancorato tramite fissaggi meccanici al solaio e alla copertura, preesistenti o eventualmente parti dello stesso intervento, e al muro esistente tramite connettori metallici (figura 5.32).

Al fine di rispondere alle istanze figurative legate al paesaggio che contraddistinguono molti borghi (cfr. Capitolo 2), il progetto prevede la collocazione della suddetta sottostruttura

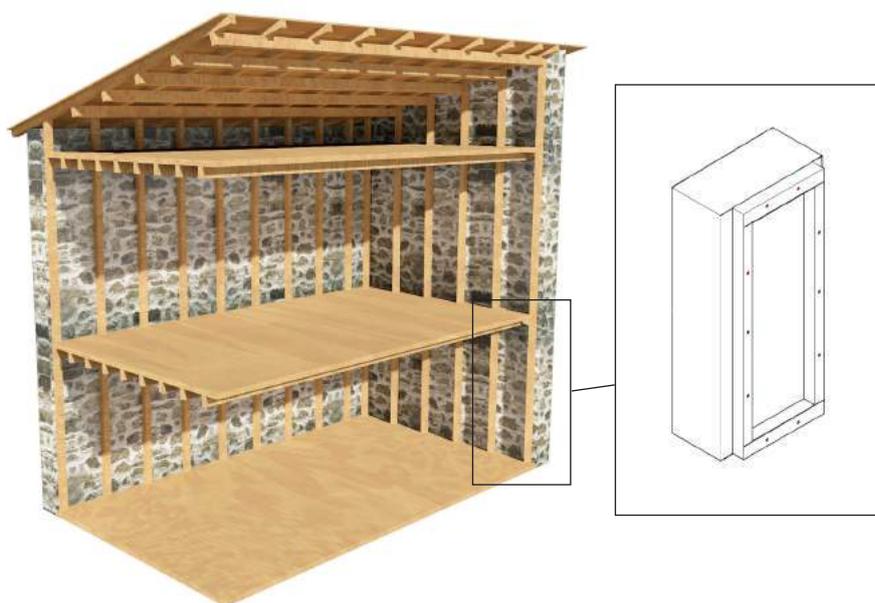


Figura 5.31  
A sinistra: immagine esemplificativa della tipologia di rinforzo; a destra, schema del prototipo da validare sperimentalmente: pannello murario non rinforzato e pannello murario rinforzato con un modulo del telaio ligneo.

lignea collaborante all'interno della compagine muraria. Dal nostro punto di vista, uno dei requisiti dell'intervento di rinforzo è quello di permettere una permanenza dei caratteri distintivi architettonici degli aggregati coinvolti nella messa in sicurezza. L'azione di retrofitting operata all'interno del sistema garantisce una buona tenuta dell'immagine storicizzata e dei caratteri distintivi (paesistici, materici, insediativi, estetici) dei borghi appenninici. Inoltre, risulta la più idonea per preservare la durabilità del legno, che risulta in questo modo meno esposto a variazioni di umidità e temperatura, alle quali è suscettibile (Piazza et al., 2005).

Infine, si è ben consapevoli di intervenire in un panorama modificato secondo accrescimenti evolutivi, per cui è necessario procedere adottando sì un approccio complessivo, ma ricordandosi di declinare un sistema così concepito all'interno di una precisa logica costruttiva e utilizzando quanto più possibile il materiale disponibile localmente, favorendo l'economia locale. In modo particolare la scelta del legno per il rinforzo è funzione della sua diffusione nel territorio appenninico, e in particolare nel contesto di studio.

Il legno di castagno (*Castanea sativa* Mill.), nello specifico, è stato per secoli utilizzato per la realizzazione di manufatti edilizi grazie alle sue caratteristiche meccaniche e alla sua durabilità. La sua diffusione in Europa copre un'area di circa 2,3 milioni di ettari e interessa principalmente la Francia, l'Italia, la Spagna, il Portogallo e la Svizzera (Conedera et al., 2016). In particolare, in Italia le foreste di *Castanea sativa* si estendono lungo l'intero arco appenninico, dove trovano un habitat idoneo alla loro sopravvivenza (figura 5.32).

Al fine di poter condurre una sperimentazione sul sistema di rinforzo ligneo qui descritto, si è optato per la riproduzione di una porzione muraria in laboratorio. Poiché era necessario che questa fosse quanto più fedele possibile ad una muratura originale, sono state prelevate dalla medesima area geografica le pietre necessarie alla riproduzione di un pannello. Nel successivo capitolo verrà illustrato l'iter sperimentale che ha condotto alla validazione dell'efficacia del sistema progettato.

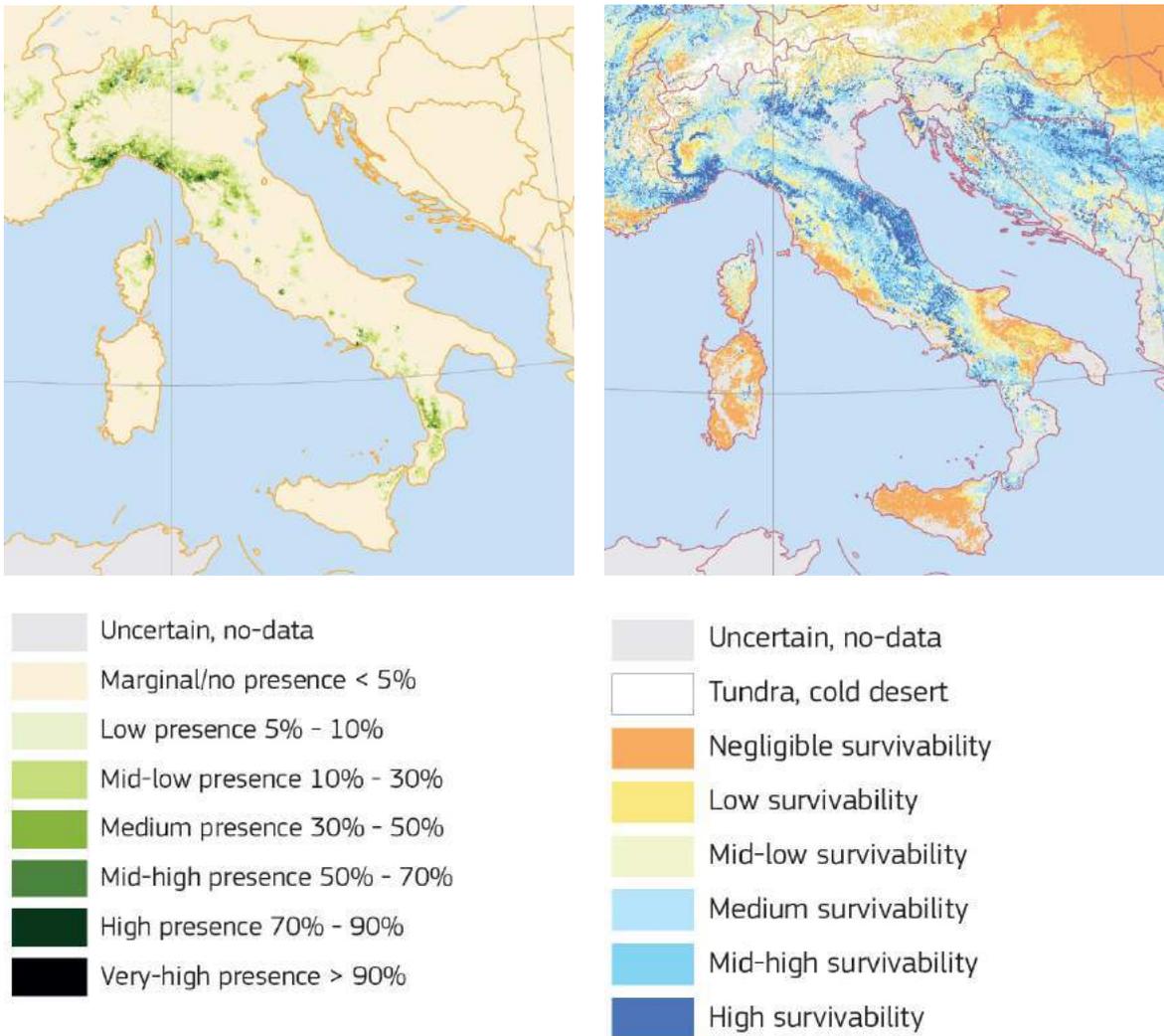


Figura 5.32  
Probabilità di diffusione in Italia del legno *Castanea sativa mill.* (a sinistra) e habitat idoneo alla sua sopravvivenza (a destra) (da Conedera et al., 2016).

## Capitolo 6

# La sperimentazione: valutazione del comportamento a flessione verticale di un pannello murario

### 6.1 Introduzione

Come menzionato nei capitoli precedenti, nelle aree ad alto rischio sismico il legno è stato spesso associato alla muratura come presidio capace di resistere alle azioni orizzontali (cfr. Capitolo 3). Abbiamo inoltre visto come uno degli obiettivi principali del progetto di ricerca è di indagare sperimentalmente una tecnologia di rinforzo che abbia radici in sistemi costruttivi del passato e che sfrutti le potenzialità delle tecnologie moderne, quali prefabbricazione, modularità e relativa rapidità nella messa in opera, al fine di operare in aree sismicamente fragili come quelle appenniniche, nella duplice istanza di sicurezza e conservazione. In un'ottica di prevenzione e salvaguardia si è inteso analizzare il comportamento di una specifica tipologia costruttiva, indagandone la vulnerabilità col fine di incrementarne la risposta meccanica valutando l'applicazione di una sottostruttura lignea collaborante con l'esistente.

Le azioni fin qui condotte sintetizzano un approccio conoscitivo necessario in qualunque contesto e permettono di delineare i passi che caratterizzano la fase sperimentale del progetto di ricerca:

- la comprensione delle misure antisismiche lignee tradizionali (cfr. Capitolo 3);
- l'analisi dello stato dell'arte sulle tipologie di rinforzo esistenti, sulle sperimentazioni condotte su apparati di natura simile al progetto descritto e sulla conoscenza del comportamento meccanico degli edifici in muratura (cfr. Capitolo 4);
- la definizione di un sito di indagine e la sistematizzazione

delle informazioni materico-costruttive, base propedeutica alla campagna sperimentale (cfr. Capitolo 5).

Date queste fasi preliminari, nel presente capitolo è riportata la descrizione e i risultati della campagna sperimentale eseguita su di un pannello dapprima non rinforzato e successivamente rinforzato attraverso l'inserimento di un telaio ligneo (cfr. § 5.6), frutto della rielaborazione di tecnologie lignee in uso in molte aree del mondo e del mediterraneo.

A seguito dell'esposizione dei risultati si riportano considerazioni interpretative, ulteriori commenti ed un confronto tra la situazione non rinforzata e rinforzata. Il capitolo è organizzato come segue:

- illustrazione di materiali e metodi: indagini meccaniche sui materiali costituenti il pannello murario (malta e pietre) e il legno adottato per il rinforzo;
- illustrazione dei metodi e relativa interpretazione dei risultati delle sperimentazioni qualitative (indagini soniche, correlazione digitale di immagini) e quantitative (prove di carico), risultati e relativo protocollo di prova adottato per la sperimentazione sul pannello non rinforzato (NR) realizzato in scala reale;
- illustrazione dei metodi, del protocollo di carico e della relativa interpretazione dei risultati della prova di carico sul pannello rinforzato con un telaio ligneo (TR).

La progettazione della prova si è basata sulla riproposizione di una trancia di muro assimilabile ad un reale muro di Castelvetere; la possibilità di replicare in laboratorio una tipologia di parete del borgo irpino è dipesa da un rilievo diretto condotto in situ e dall'autorizzazione al trasporto delle singole pietre fino al Laboratorio del Dipartimento di Architettura in Firenze. Il muro è stato poi "ricreato" grazie alle esperte mani di un muratore e all'impiego di una malta simile per caratteristiche meccaniche a quella originale (anche per le proporzioni legante/aggregato).

---

## **PARTE A - Il muro non rinforzato**

---



## 6.2 La caratterizzazione meccanica dei materiali: la malta, le pietre ed il legno

### 6.2.1 La malta

Con la finalità di realizzare e testare in laboratorio un pannello murario quanto più rappresentativo di quelli rilevati in situ, si è ritenuto opportuno impiegare materiali le cui caratteristiche fisico-chimiche non si discostassero troppo dalle situazioni originali.

Le analisi sulla composizione mineralogica descritte in precedenza (cfr. Capitolo 5), in questo senso, hanno fornito indicazioni per la realizzazione della malta. Sono stati quindi utilizzati:

- legante: calce idrata Grigolin. I dati tecnici sono secondo norma UNI EN 459-1, Classificazione CL 80-S, Titolo CaO + MgO  $\geq 80\%$ , peso specifico in mucchio  $< 500 \text{ kg/m}^3$ , umidità  $\leq 0,1\%$ ;
- inerti: pomice da 33 Lt selezionata da EUROPOMICE S.r.l. di granulometria 0-3 mm. Si tratta di un prodotto alveolare di notevole leggerezza (densità  $1.100 \text{ Kg/m}^3$ ), risultato della naturale espansione di minerale magmatico effusivo.

L'impasto è stato preparato mescolando con la betoniera da cantiere il legante con gli inerti di pomice e acqua, in proporzioni analoghe a quelle indicate dalle analisi mineralogiche: legante/aggregato 1/2 (n° 3 sacchi da 25 kg di calce idrata e n° 6 sacchi di Pomice), dove il legante è relativamente abbondante. Sono stati realizzati in totale sei triplette (FsMxx) nelle due *tranches* della costruzione del pannello murario (figura 6.2). Parte di questi sono stati trasferiti in appositi stampi da triplette di  $160 \times 40 \times 40 \text{ mm}$  ottenendo in totale di 18 provini. La preparazione di questi ultimi è avvenuta seguendo la normativa di riferimento UNI 1015-11. Dopo la stagionatura di 28

Figura 6.1  
Casseratura e  
scasseratura dei  
campioni di malta.



giorni a temperatura e umidità controllata (20°C, 50% U.R.) si è proceduto alla determinazione della resistenza a flessione e a compressione. È utile sottolineare come la malta di calce idrata è particolarmente soggetta a ritiro in fase di maturazione, per cui è evidente una differenza di dimensioni e di peso tra i vari provini. In tabella 6.1 sono riportate le caratteristiche di ogni provino.

Il programma sperimentale, in dettaglio, ha previsto l'esecuzione di prove di caratterizzazione meccanica delle malte di calce idrata con inerti di pomice:

- 18 prove di flessione per tre punti su provini di malta: 9 provini realizzati nella prima fase di realizzazione del muro e 9 della seconda avvenuta la settimana successiva.
- 36 prove di compressione su provini di malta di calce idrata e inerti di pomice.

	6 FsM16-FsM17- FsM18
	5 FsM13-FsM14- FsM15
	4 FsM10-FsM11- FsM12
	3 FsMo7-FsMo8- FsMo9
	2 FsMo4-FsMo5- FsMo6
	1 FsMo1-FsMo2- FsMo3

- I fase di realizzazione del pannello murario
- II fase di realizzazione del pannello murario



Figura 6.2  
Pannello murario: suddivisione delle campionature dei provini di malta in funzione dei differenti lotti di impasto (a sinistra); fasi costruzione pannello murario (a destra).

6

Riferimento  
normativo UNI EN  
1015-11 marzo 2007,  
versione italiana  
del gennaio 2008,  
“Metodi di prova  
per malte per opere  
murarie - Parte 11:  
Determinazione della  
resistenza a flessione  
e a compressione  
della malta indurita”

### 6.2.1.1 La malta: prove a flessione su tre punti<sup>6</sup>

Le prove di flessione per tre punti su provini di malta di 160x40x40 mm sono state condotte in regime di controllo di spostamento secondo norma UNI EN 1015-11, utilizzando Instron SATECTM 5592-315HVL dotata di una cella di carico da 600 kN. Le prove sono state condotte collocando ogni provino su due tondini metallici di Ø10 mm distanti tra loro 100 mm, mentre il carico è stato applicato in mezzzeria, nella parte superiore, attraverso l'interposizione di una sfera metallica e una piastra tra il provino di malta e la cella di carico. La resistenza a trazione per flessione è stata ricavata dalla seguente relazione:

$$f_{fm} = \frac{3F_{max}l}{2bh^2} \quad \left[ \frac{N}{mm^2} \right] \quad (6.1)$$

dove:

$F_{max}$  = carico massimo;

b = larghezza provino;

h = altezza provino;

l = distanza tra gli appoggi.

Tabella 6.1  
Caratteristiche  
dimensionali dei  
campioni analizzati.  
Si indica con:  
b= base del provino;  
h= altezza del provino;  
L= lunghezza del  
provino;  
P=peso;  
V=volume;  
l= distanza tra gli  
appoggi;  
γ= peso specifico.

Provino	Misure [mm]			P [gr]	V [mm <sup>3</sup> ]	l [mm]	γ [Kg/m <sup>3</sup> ]
	b	h	L				
FsMo1	39	39,5	157	240,75	241858,5	100	995
FsMo2	40	39	158	241,92	246480	100	981
FsMo3	40	39	158	242,77	246480	100	985
FsMo4	40	39	157	244,94	244920	100	1000
FsMo5	39	39	158	239,71	240318	100	997
FsMo6	39	39	158	242,8	240318	100	1010
FsMo7	40	39	157	234,78	244920	100	959
FsMo8	40	39,5	157	236,96	248060	100	955
FsMo9	39	39,5	158	237,56	243399	100	976
FsM10	40	40	158	252,06	252800	100	997
FsM11	40	39,5	158	250,77	249640	100	1005
FsM12	40	39	158	252,44	246480	100	1024
FsM13	40	40	157	241,1	251200	100	960
FsM14	40	39,5	157	240,8	248060	100	971
FsM15	40	40	158	241,51	252800	100	955
FsM16	39,5	39	157	246,12	241858,5	100	1018
FsM17	40	39	157	249,25	244920	100	1018
FsM18	40	39,5	157	249	248060	100	1004
						media	989
						Dev. St.	22,6
						Co.V.	2%

La sperimentazione: valutazione del comportamento a flessione verticale di un pannello murario

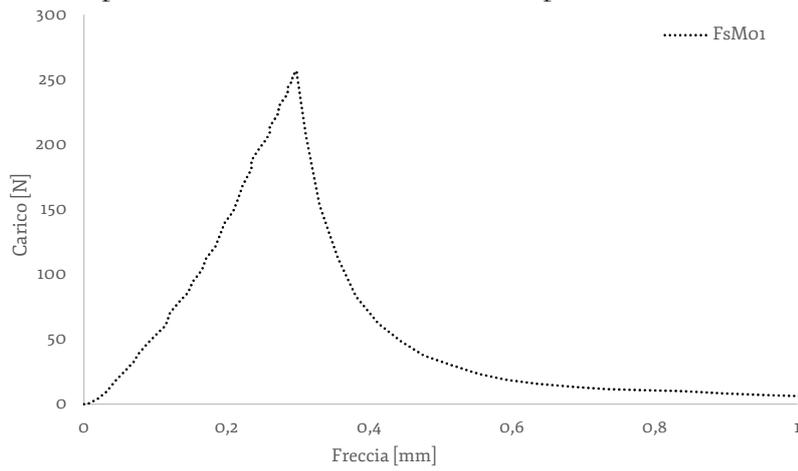


Figura 6.3  
Provino FsMo1:  
diagramma carico  
freccia (a sinistra) e  
immagini a inizio e fine  
prova (sotto).

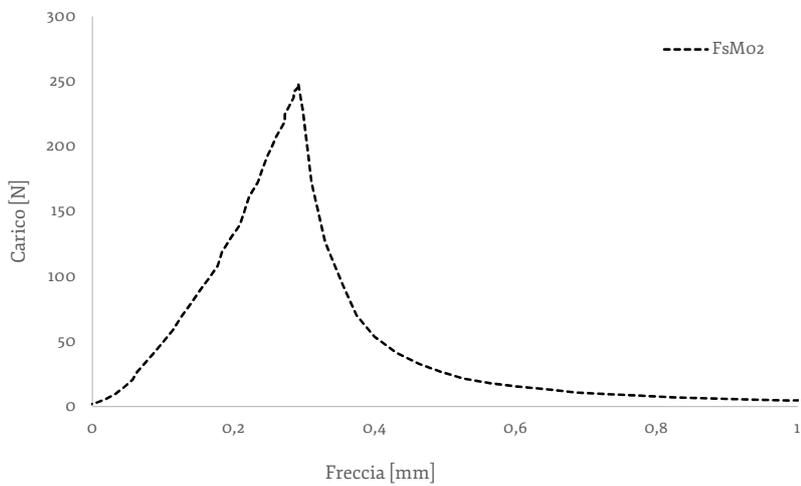
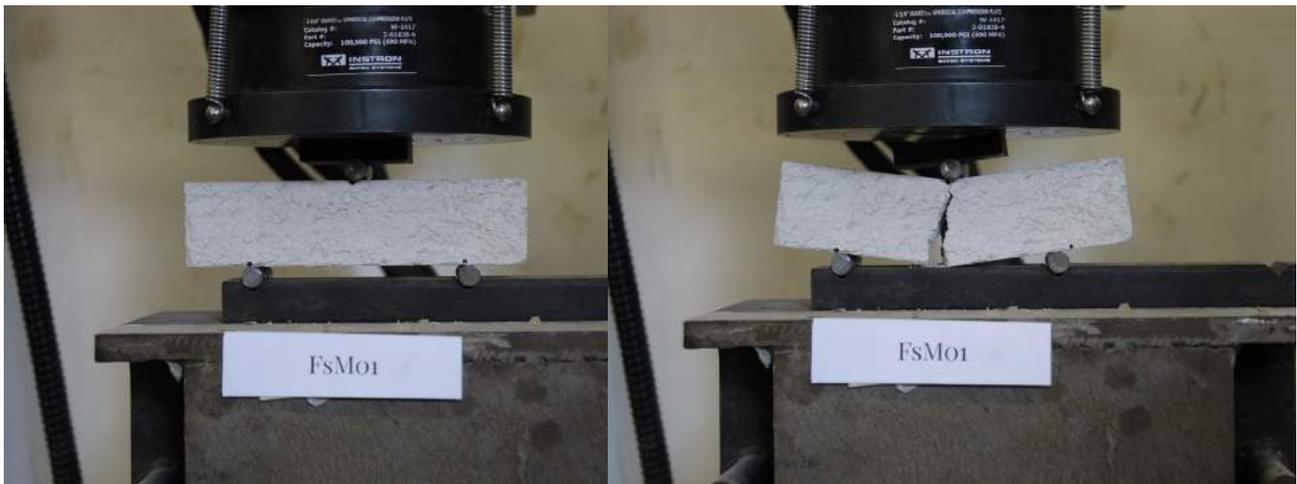


Figura 6.4  
Provino FsMo2:  
diagramma carico  
freccia (a sinistra) e  
immagini a  
inizio e fine prova (sotto).



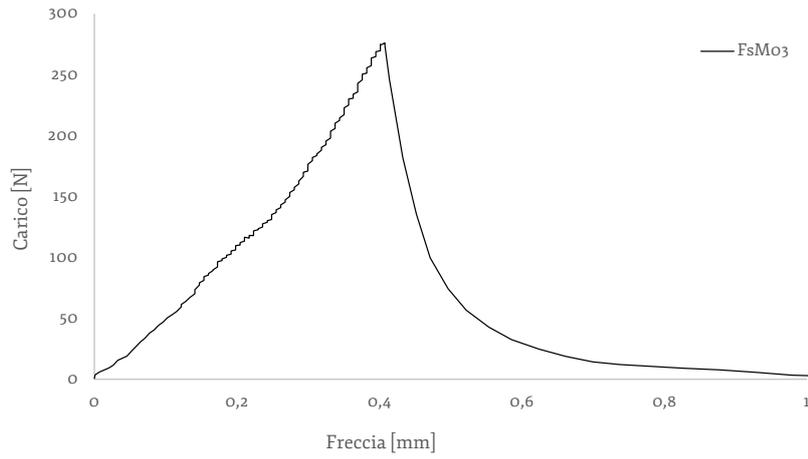


Figura 6.5  
Provino FsMo3:  
diagramma carico  
freccia (a sinistra) e  
immagini a inizio e fine  
prova (sotto).

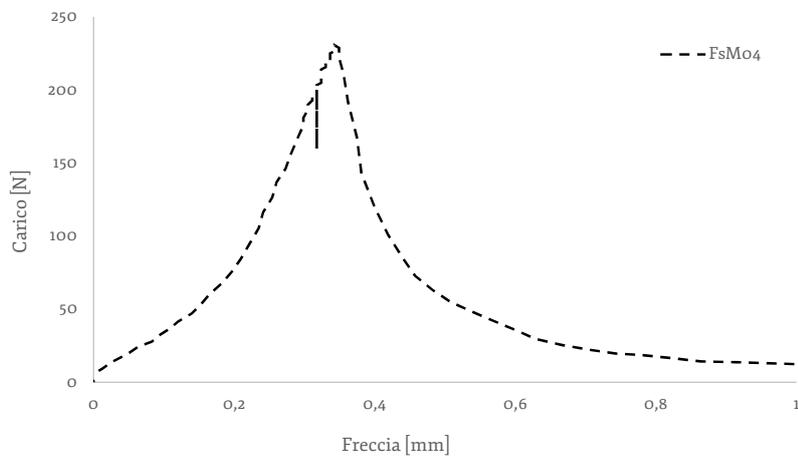
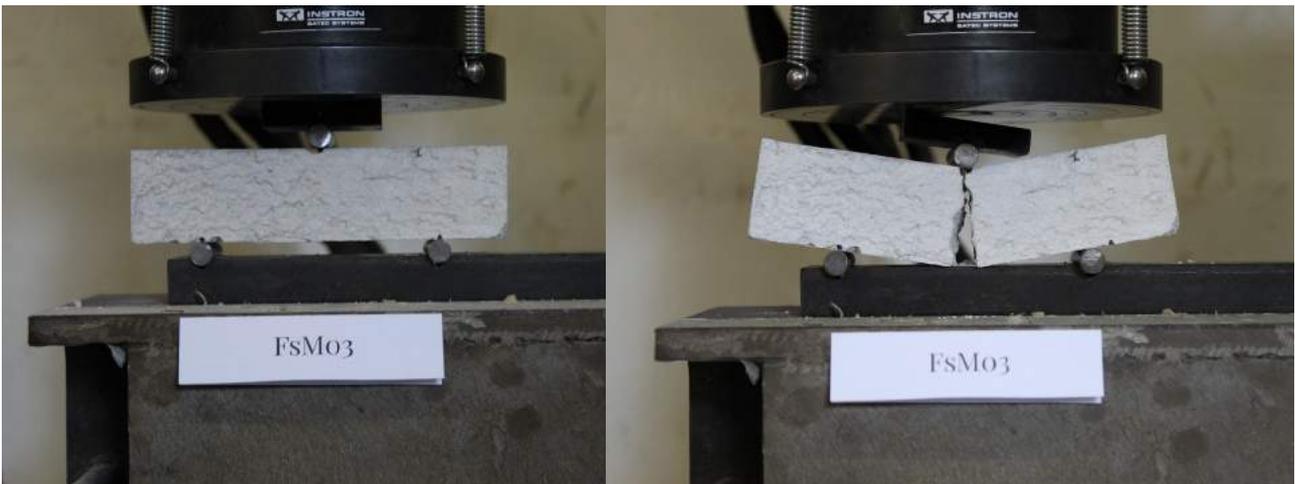
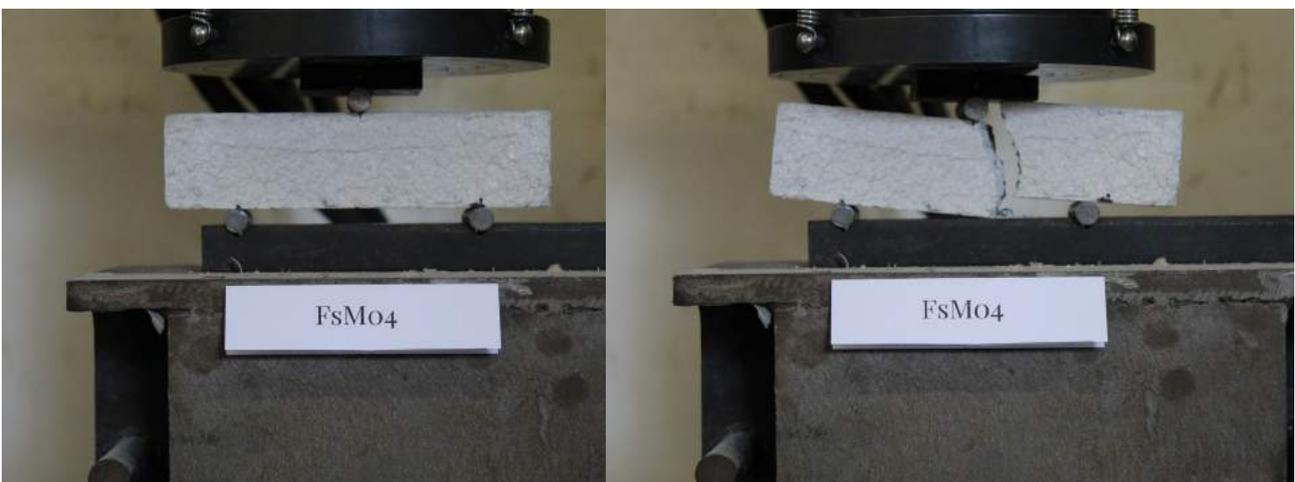


Figura 6.6  
Provino FsMo4:  
diagramma carico  
freccia (a sinistra) e  
immagini a  
inizio e fine prova (sotto).



La sperimentazione: valutazione del comportamento a flessione verticale di un pannello murario

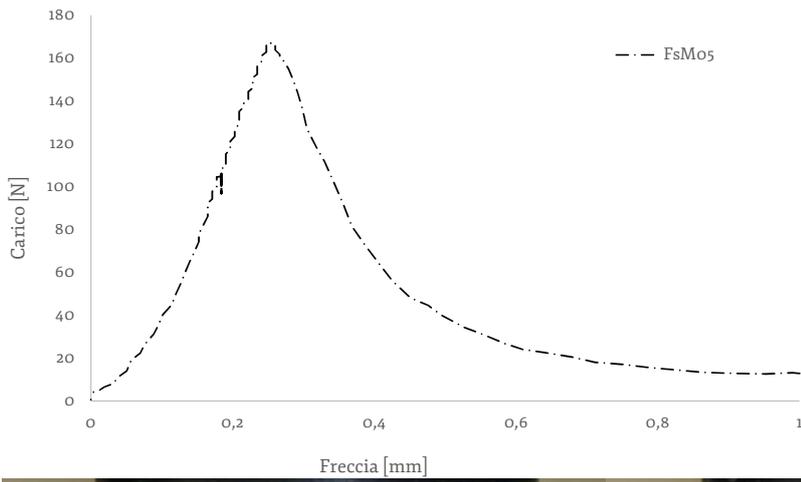


Figura 6.7  
Provino FsMo5:  
diagramma carico  
freccia (a sinistra) e  
immagini a inizio e fine  
prova (sotto).

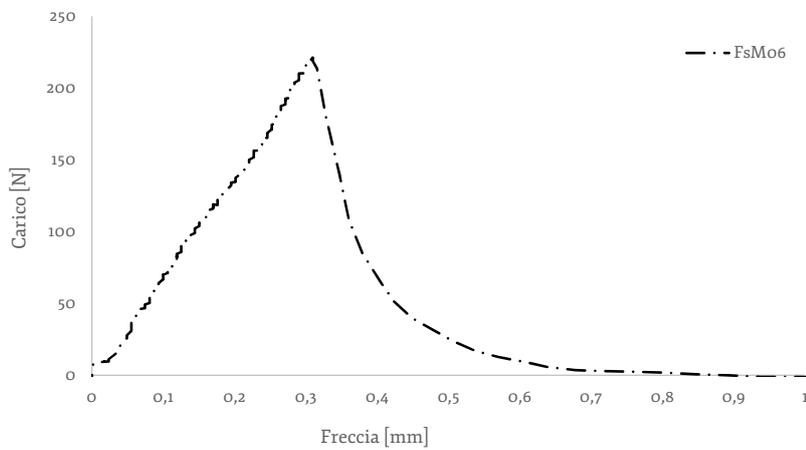
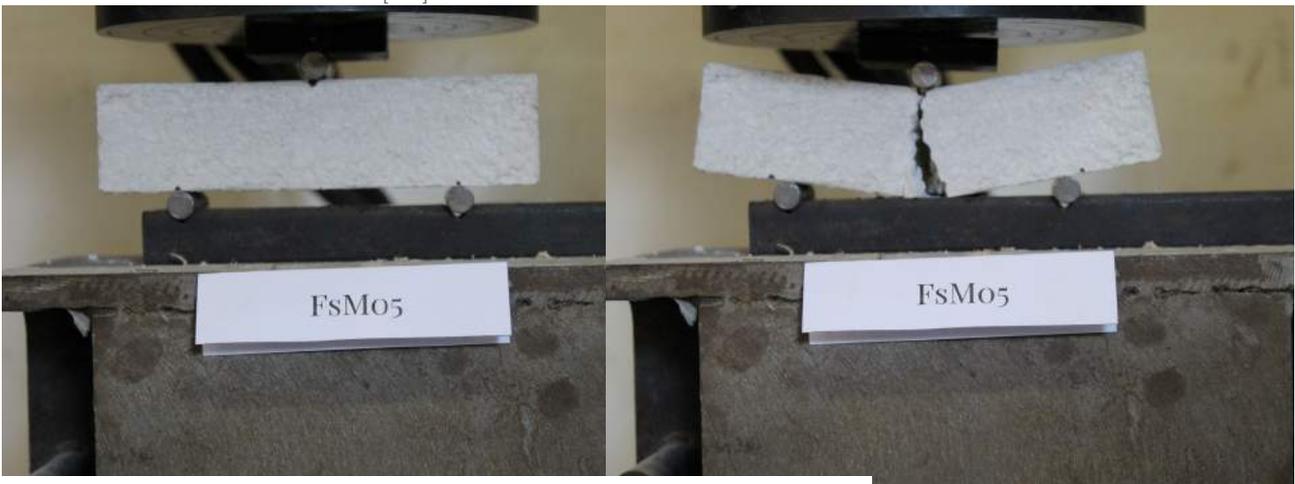
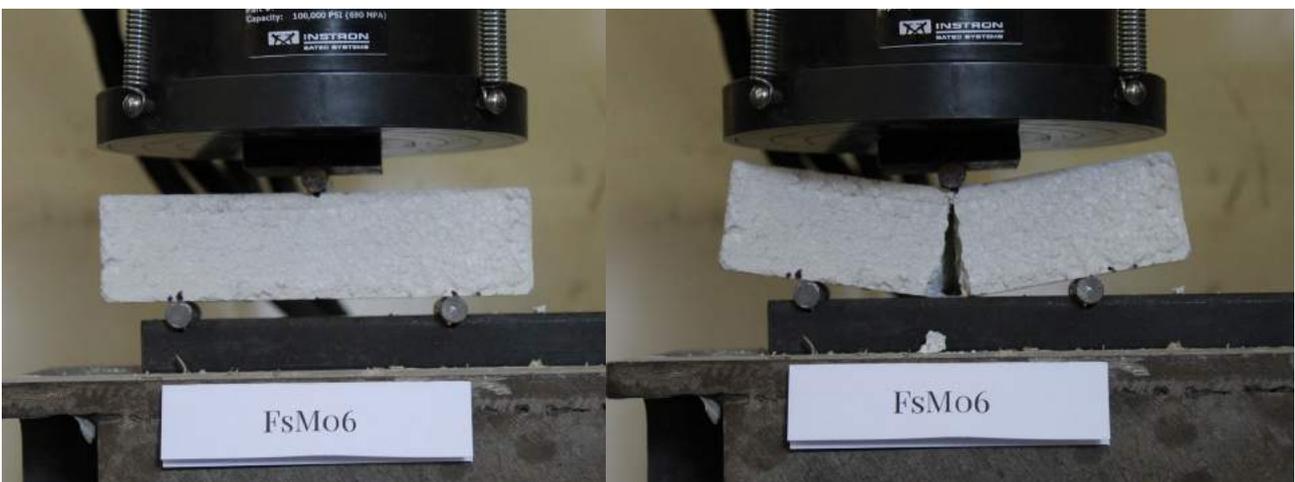


Figura 6.8  
Provino FsMo6:  
diagramma carico freccia  
(a sinistra) e immagini a  
inizio e fine prova (sotto).



Capitolo 6

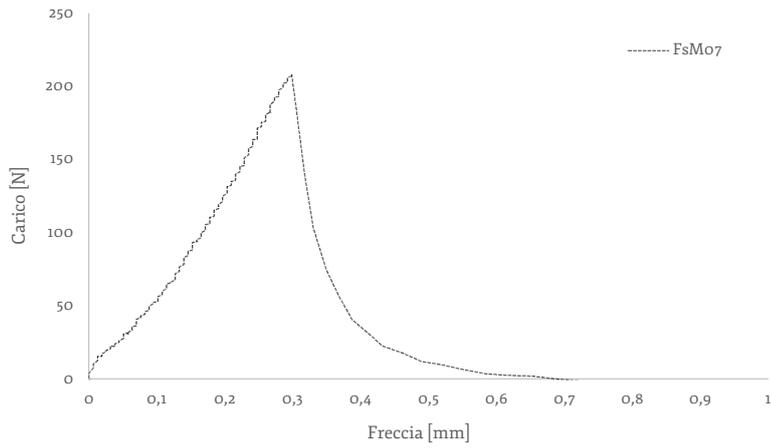


Figura 6.9  
Provino FsMo7:  
diagramma carico  
freccia (a sinistra) e  
immagini a inizio e fine  
prova (sotto).

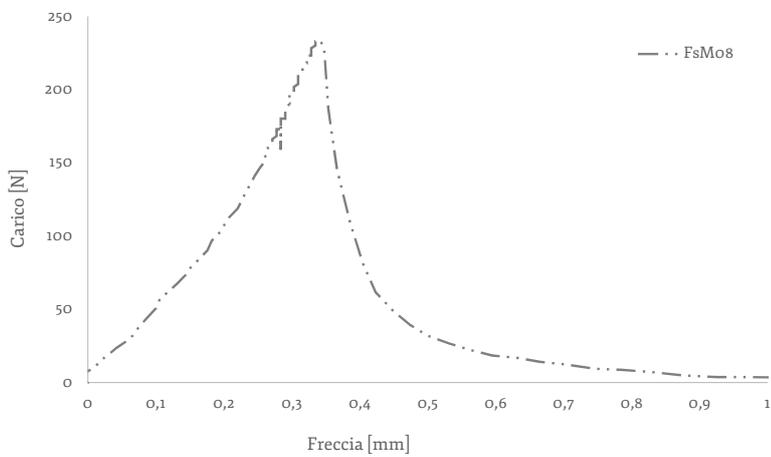
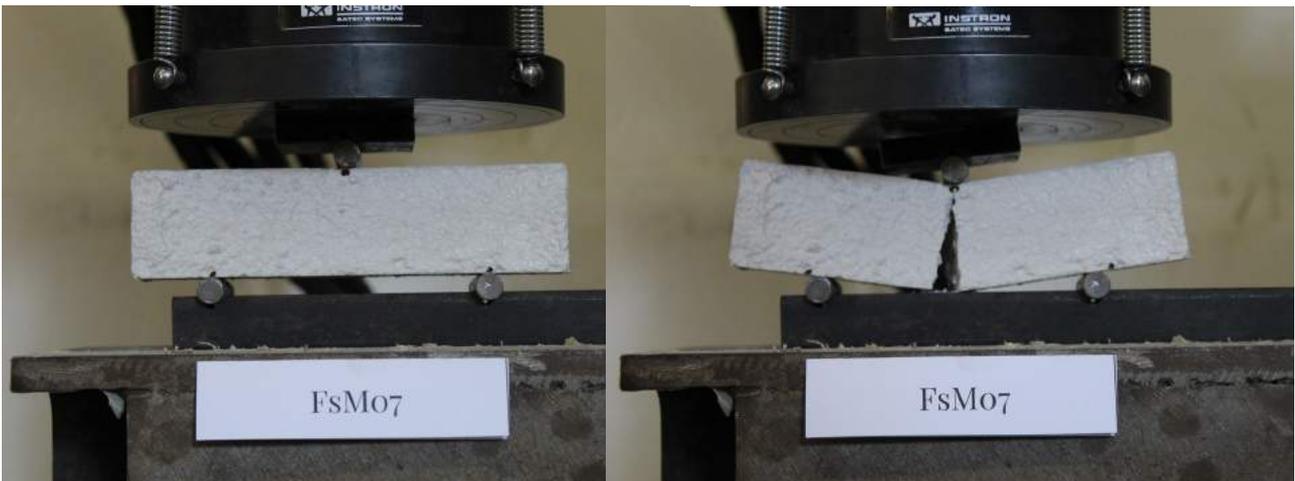
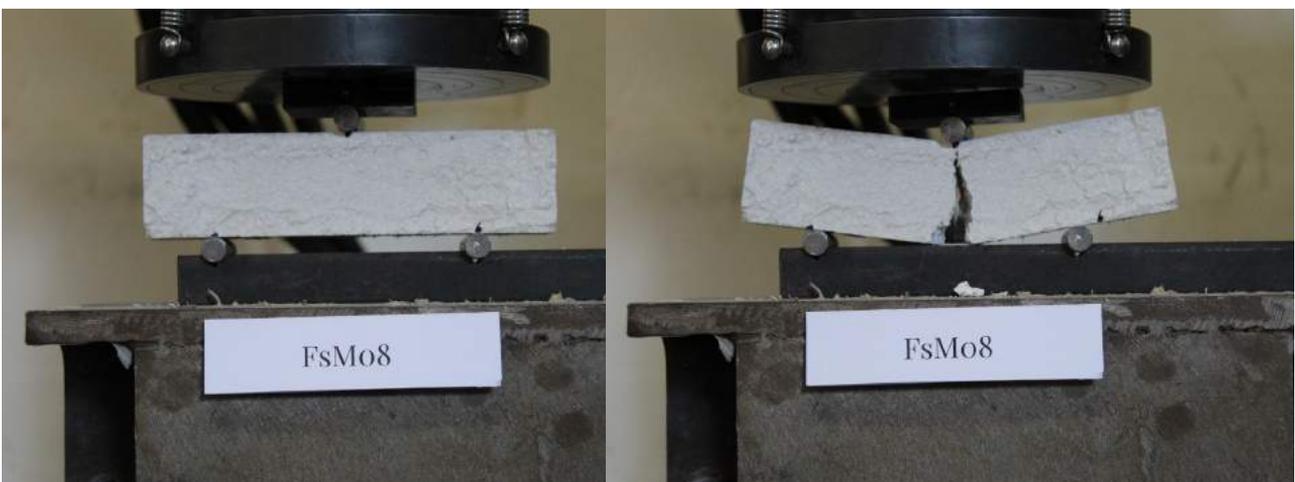


Figura 6.10  
Provino FsMo8:  
diagramma carico freccia  
(a sinistra) e immagini a  
inizio e fine prova (sotto).



La sperimentazione: valutazione del comportamento a flessione verticale di un pannello murario

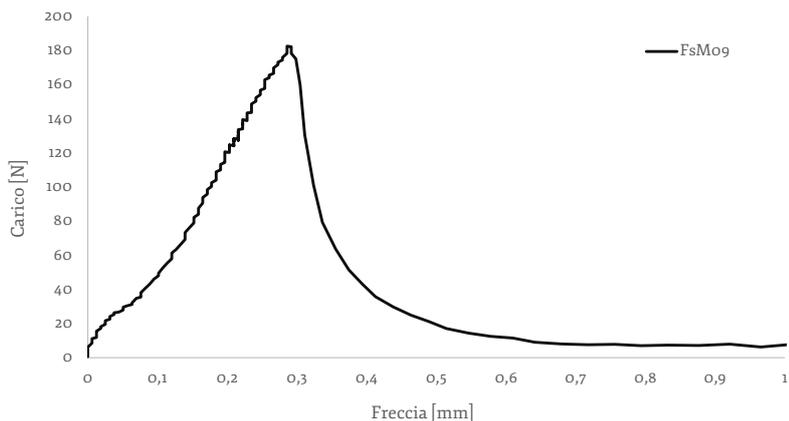


Figura 6.11  
Provino FsMo9:  
diagramma carico  
freccia (a sinistra) e  
immagini a inizio e fine  
prova (sotto).

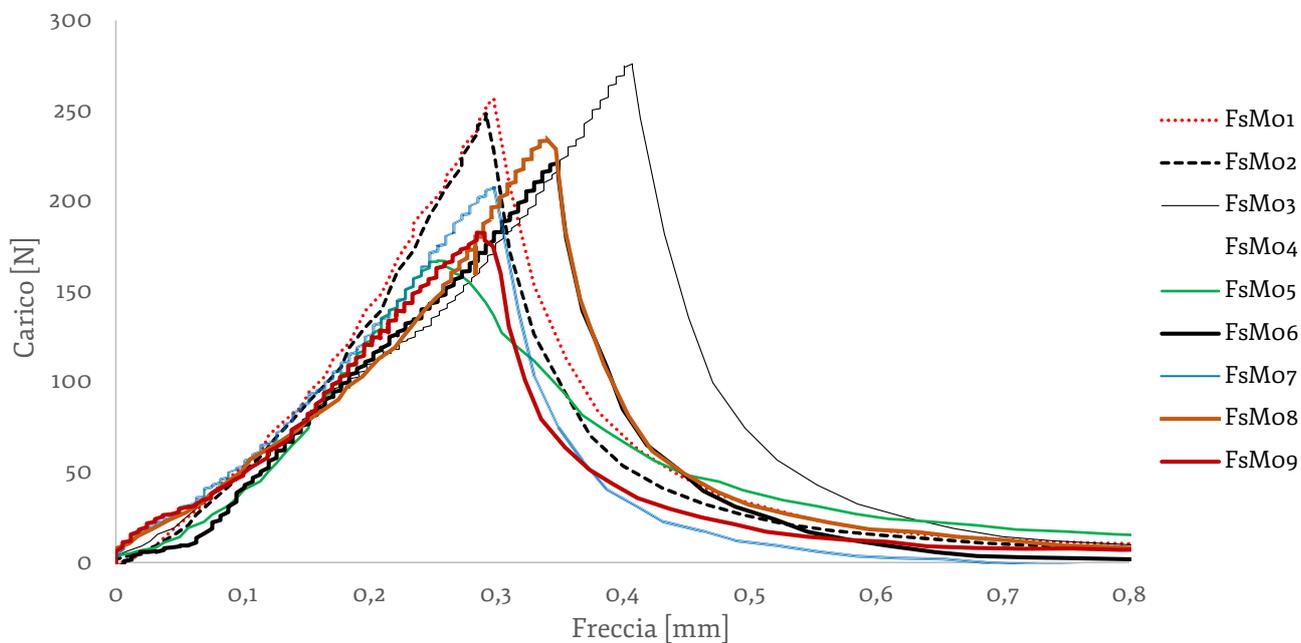
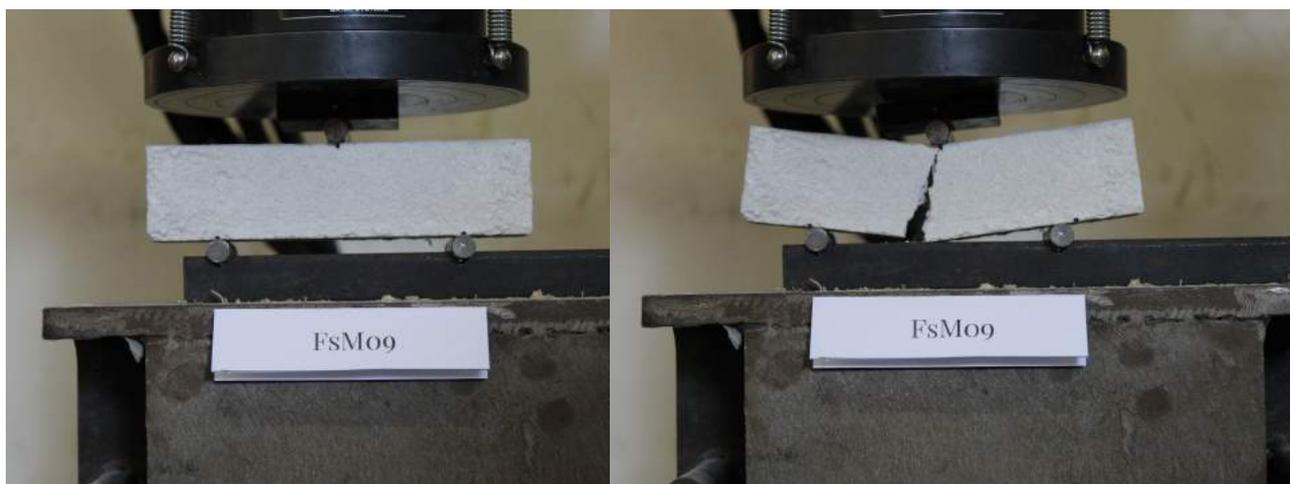


Figura 6.12  
Grafici carico-freccia relativi al primo secondo e terzo lotto di impasto di malta, ossia alla prima fase di realizzazione del pannello murario.

Capitolo 6

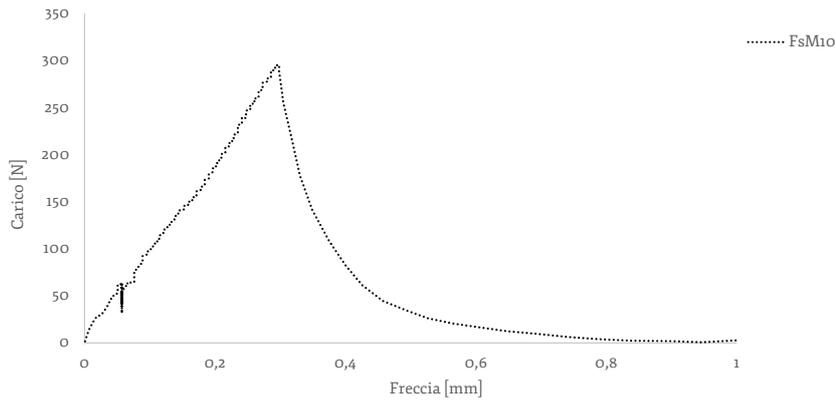


Figura 6.13  
Provino FsM10:  
diagramma carico  
freccia (a sinistra) e  
immagini a inizio e fine  
prova (sotto).

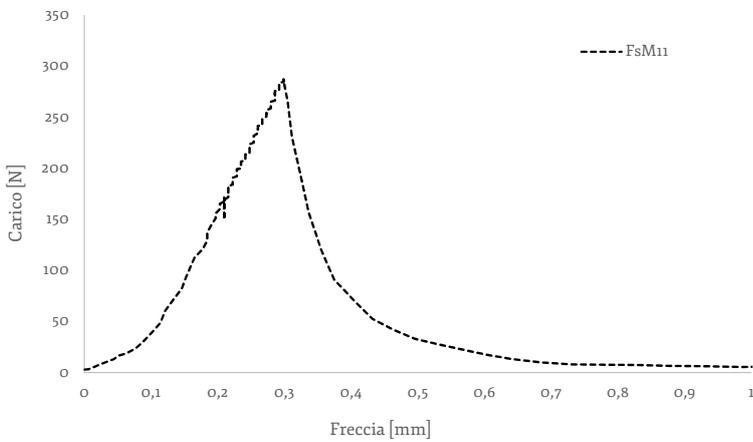
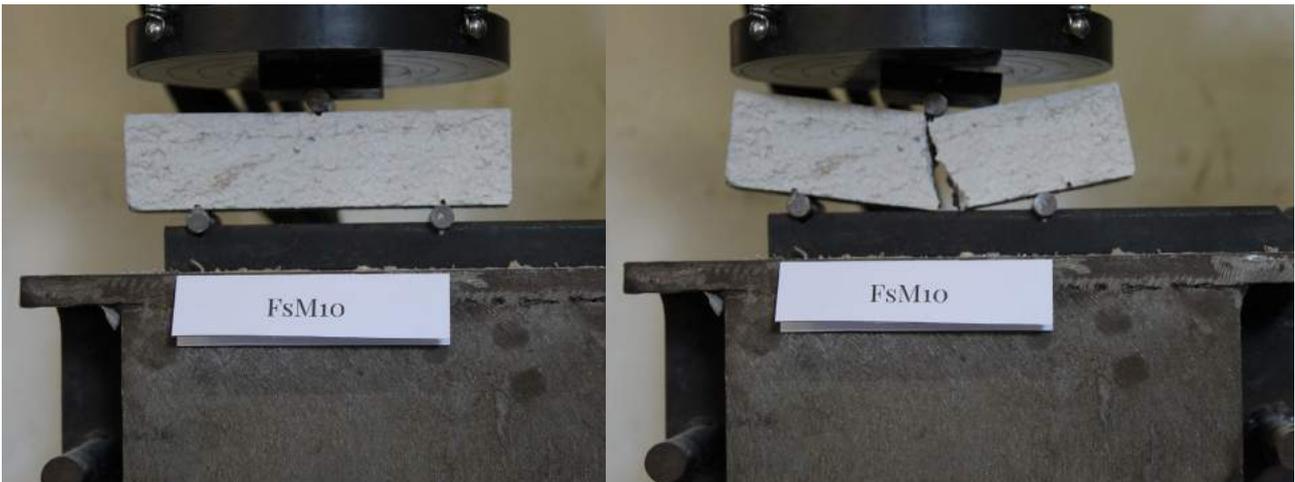
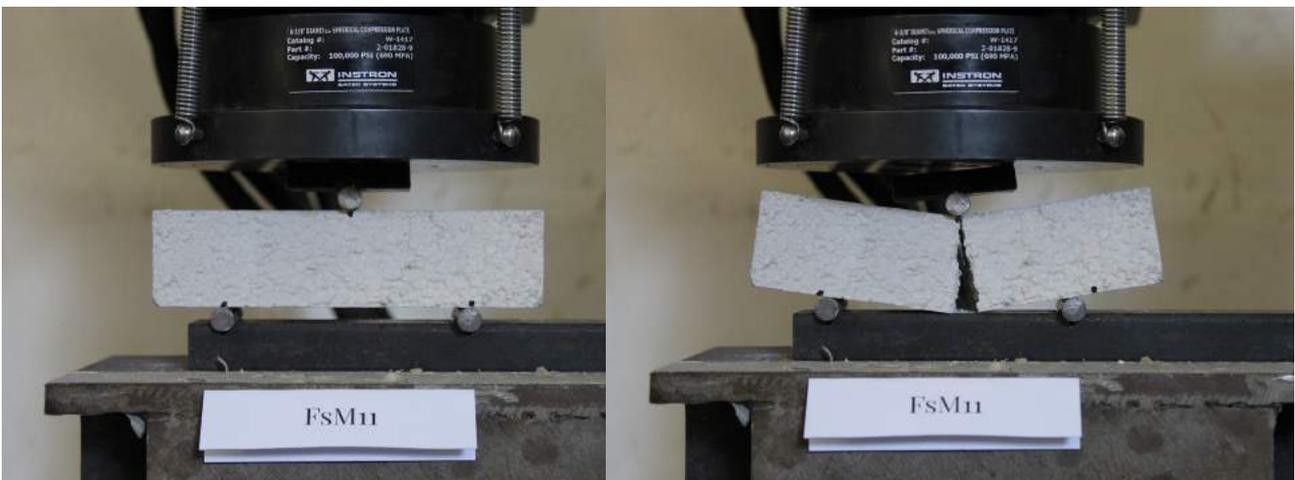


Figura 6.14  
Provino FsM11:  
diagramma carico freccia  
(a sinistra) e immagini a  
inizio e fine prova (sotto).



La sperimentazione: valutazione del comportamento a flessione verticale di un pannello murario

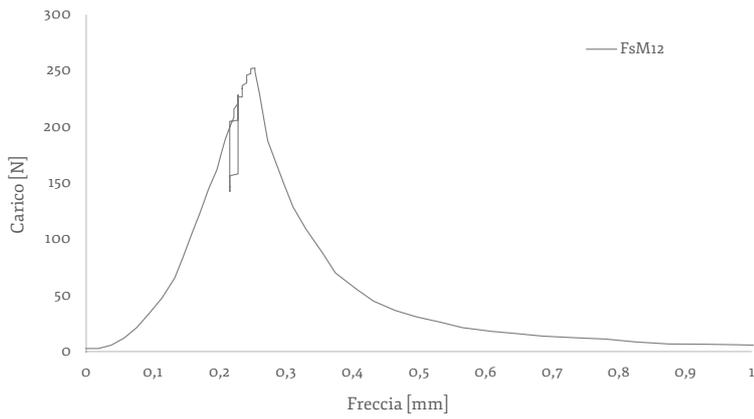


Figura 6.15  
Provino FsM12:  
diagramma carico  
freccia (a sinistra) e  
immagini a inizio e fine  
prova (sotto).

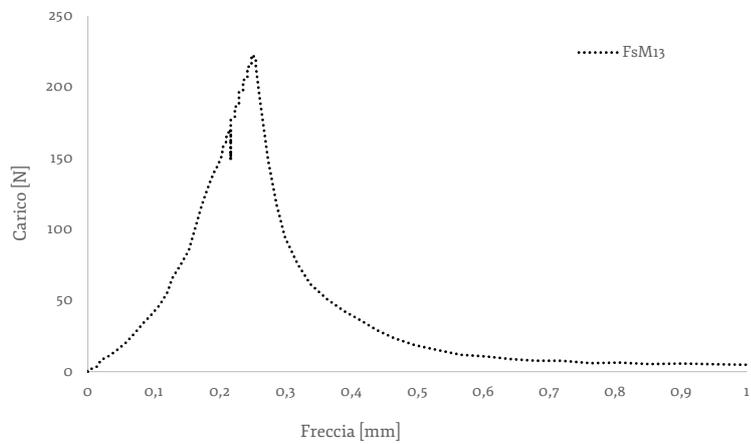
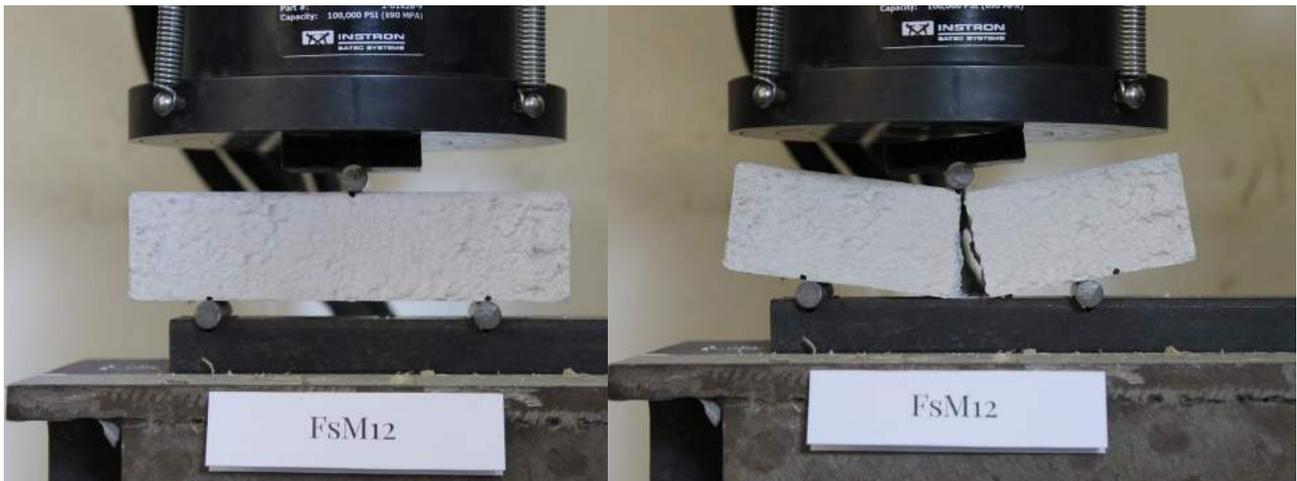
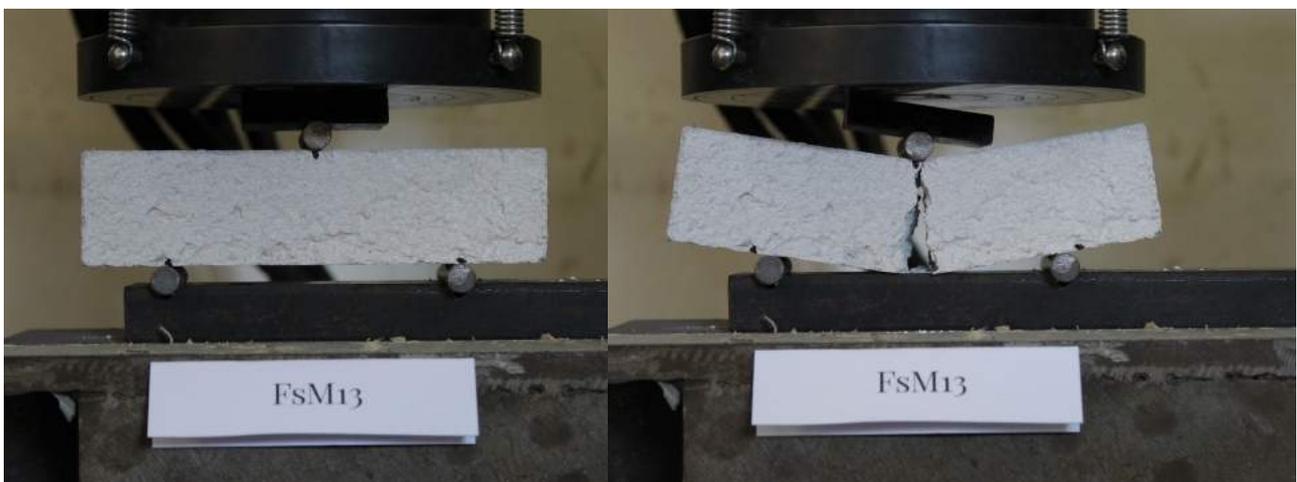


Figura 6.16  
Provino FsM13:  
diagramma carico  
freccia (a sinistra) e  
immagini a  
inizio e fine prova (sotto).



Capitolo 6

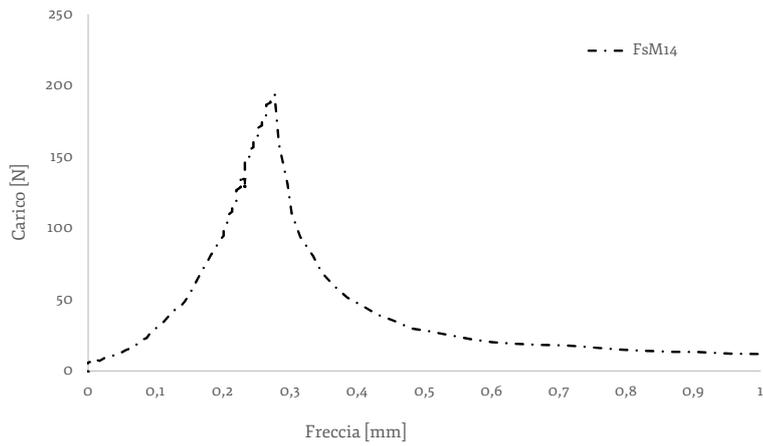


Figura 6.17  
Provino FsM14:  
diagramma carico  
freccia (a sinistra) e  
immagini a inizio e fine  
prova (sotto).

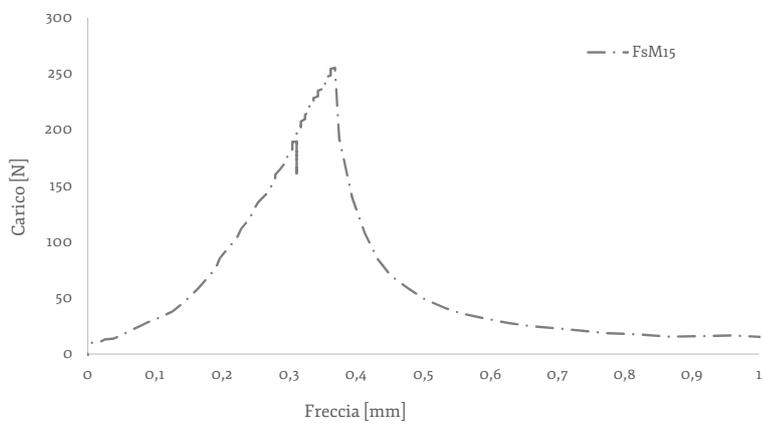
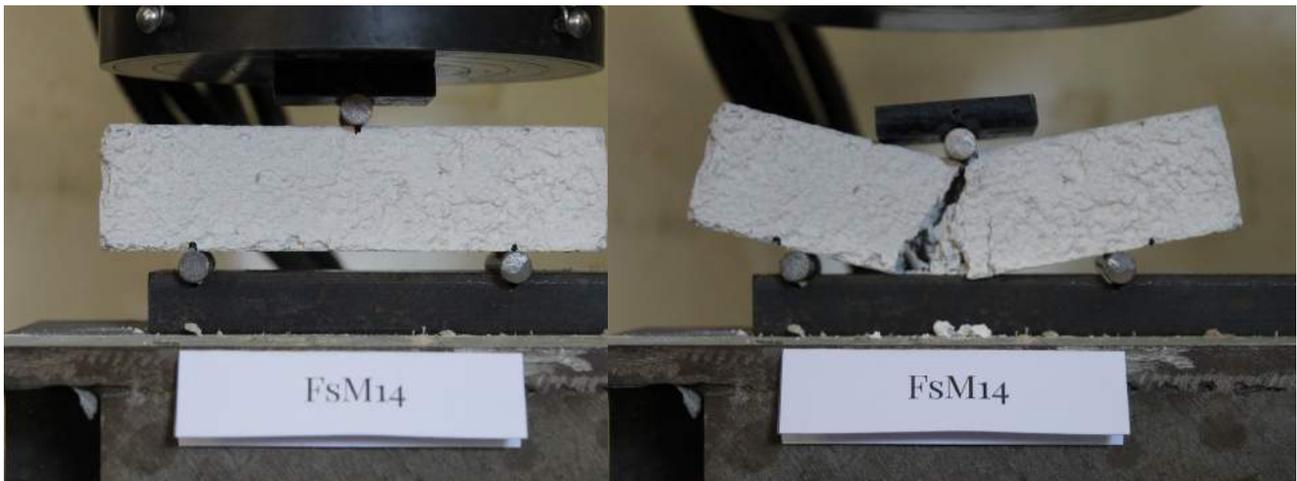
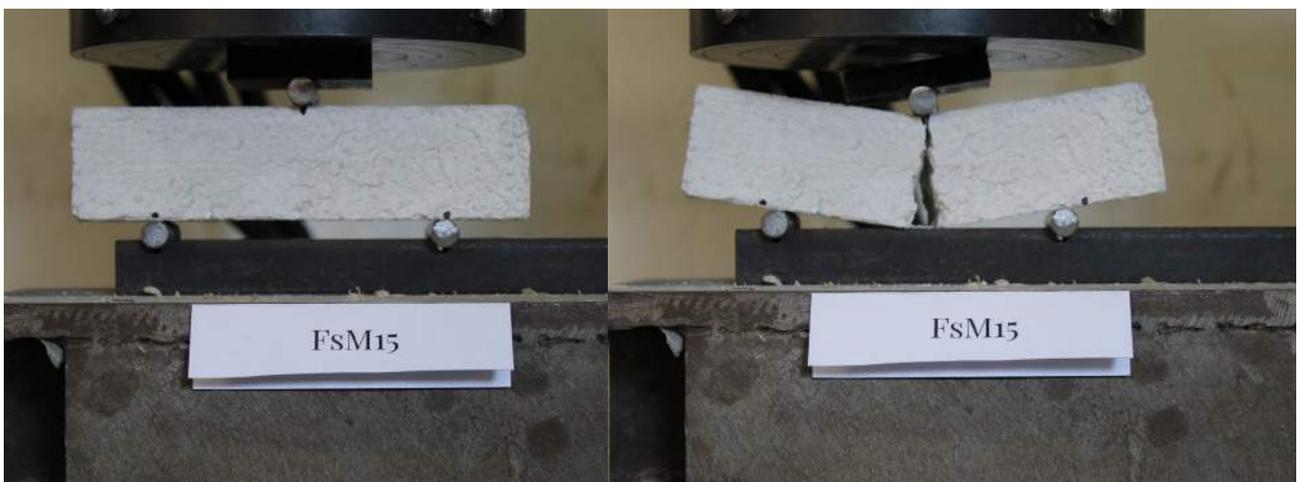


Figura 6.18  
Provino FsM15:  
diagramma carico freccia  
(a sinistra) e immagini a  
inizio e fine prova (sotto).



La sperimentazione: valutazione del comportamento a flessione verticale di un pannello murario

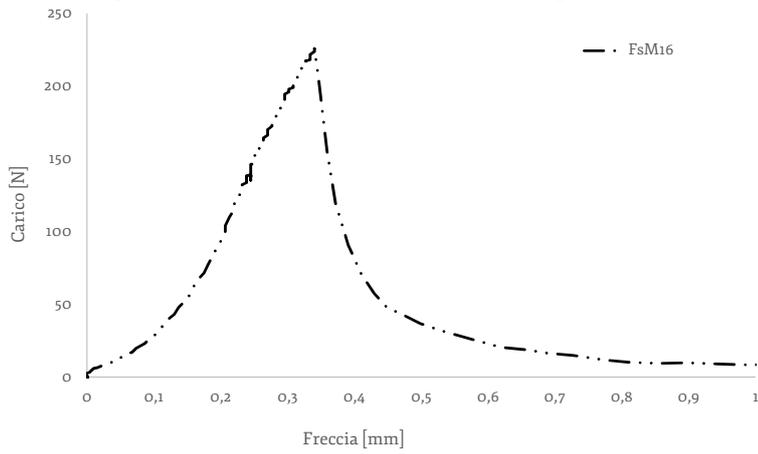


Figura 6.19  
Provino FsM16:  
diagramma carico  
freccia (a sinistra) e  
immagini a inizio e fine  
prova (sotto).

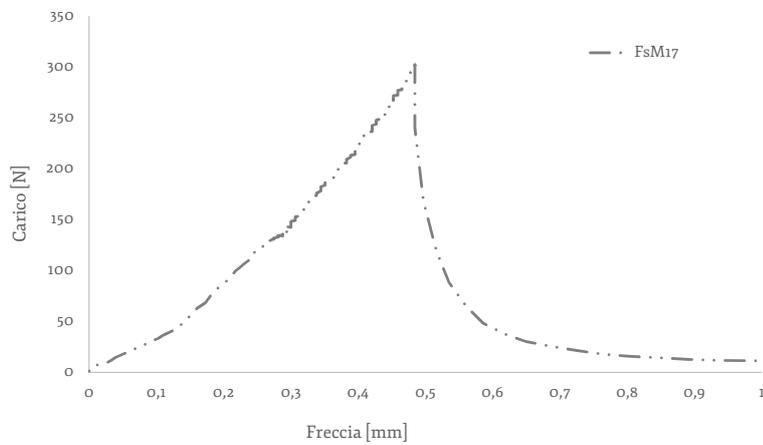
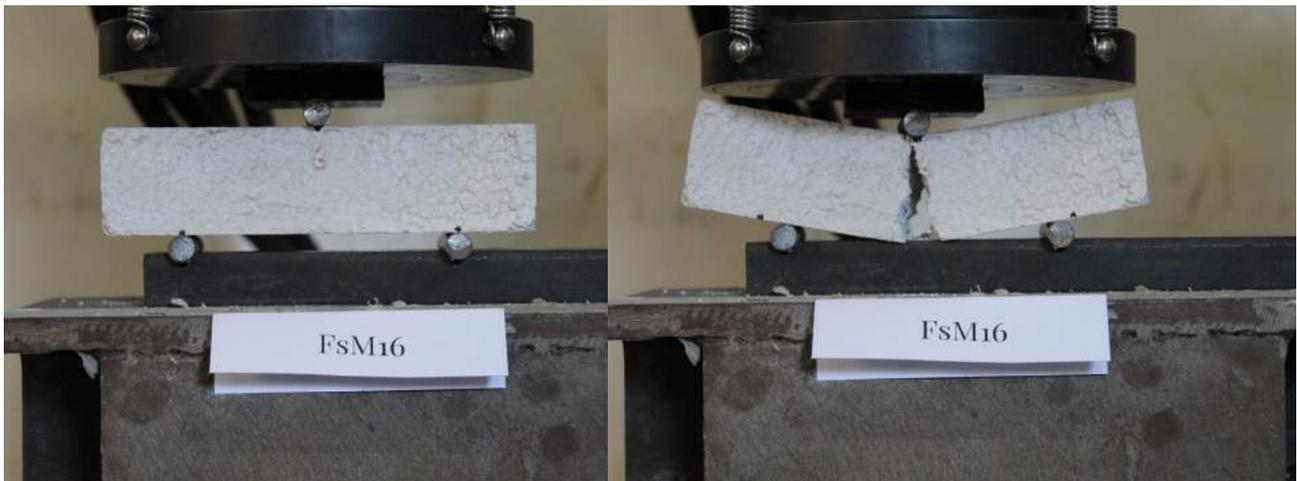


Figura 6.20  
Provino FsM17:  
diagramma carico  
freccia (a sinistra) e  
immagini a  
inizio e fine prova (sotto).



## Capitolo 6

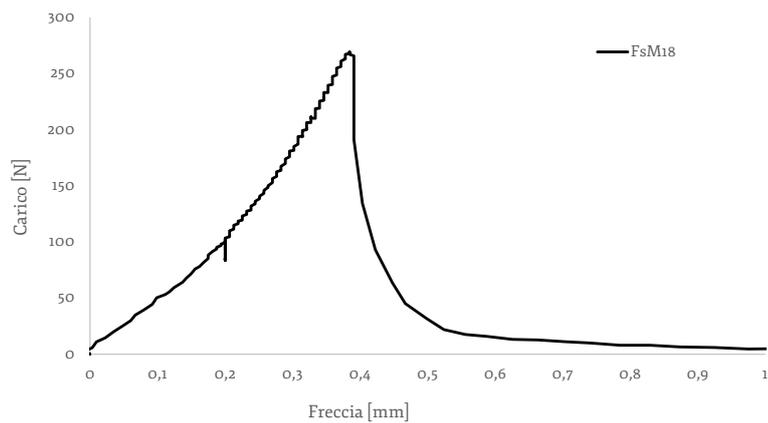


Figura 6.21  
Provino FsM18:  
diagramma carico  
freccia (a sinistra) e  
immagini a inizio e fine  
prova (sotto).

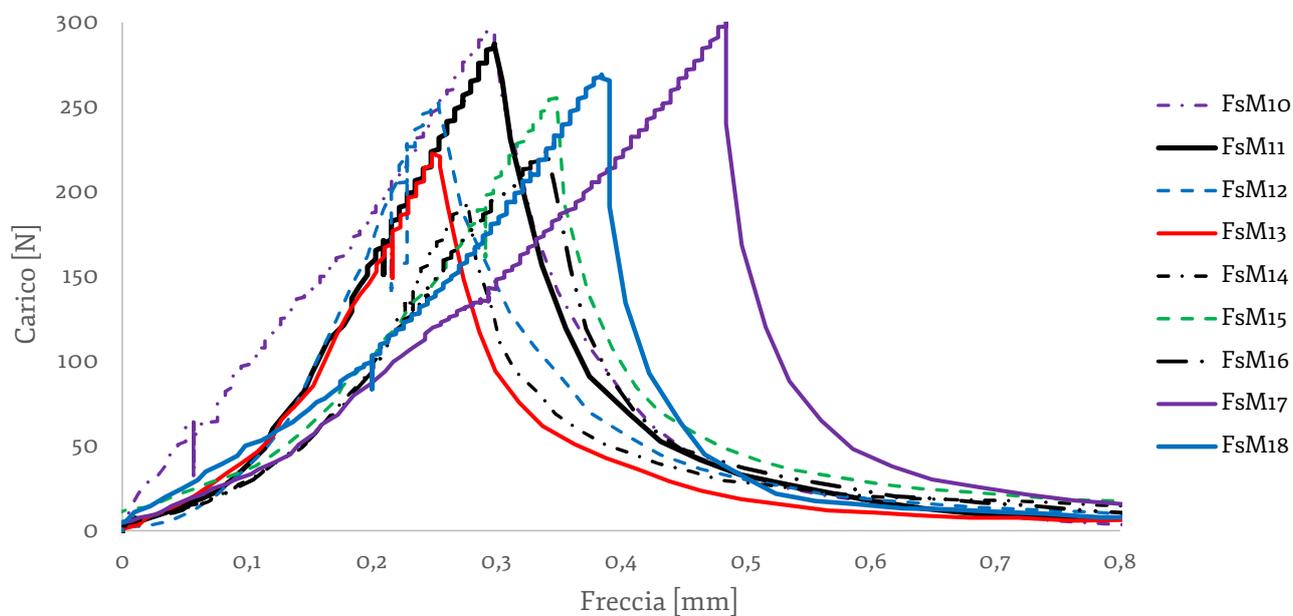


Figura 6.22 Grafici carico-freccia relativi al quarto quinto e sesto lotto di impasto di malta, ossia alla seconda fase di esecuzione del pannello murario.

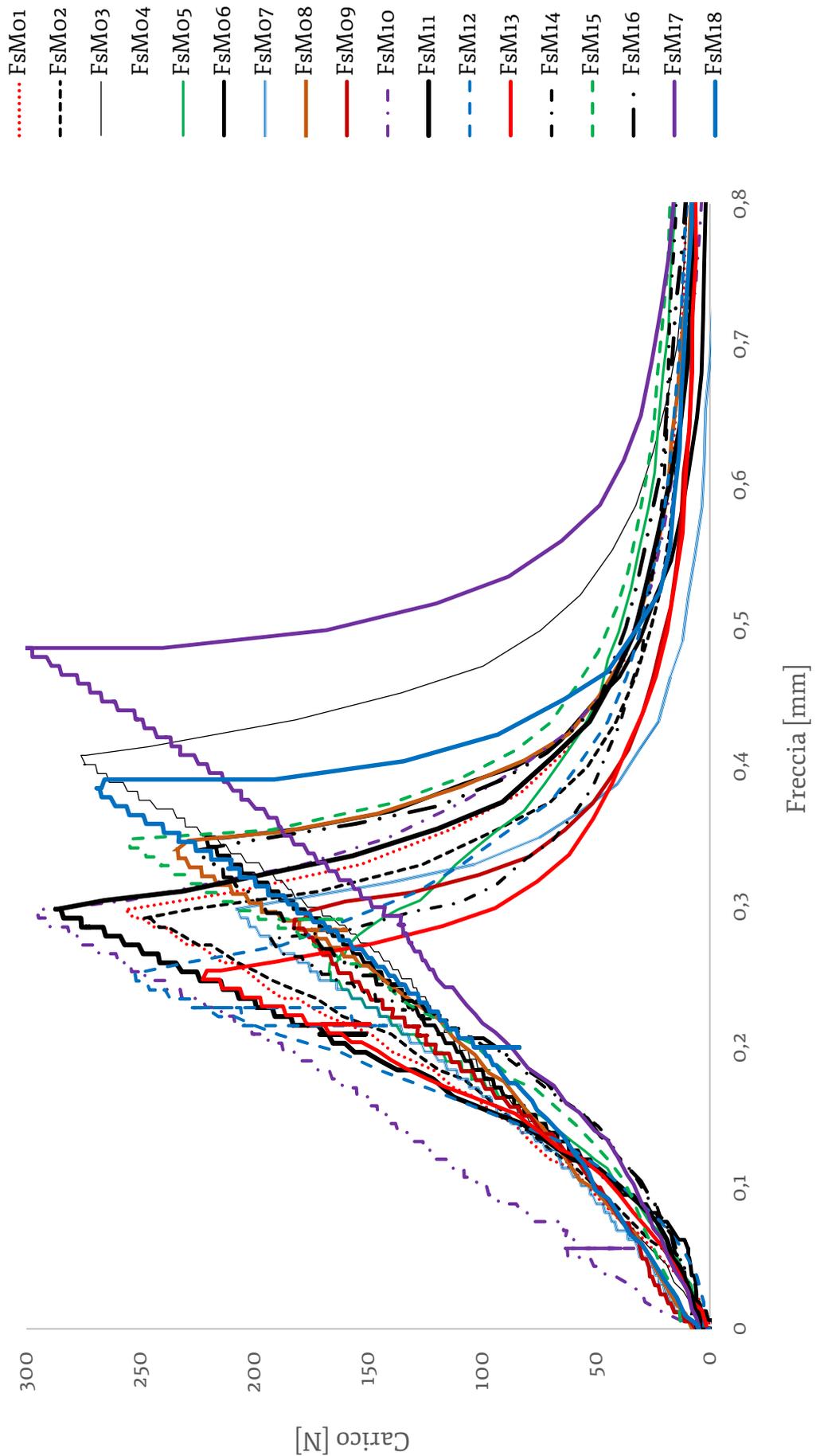


Figura 6.23  
Grafici carico-freccia totali relativi alla prima e alla seconda fase di esecuzione del pannello murario.

## Risultati

Dai risultati e dai grafici ottenuti dai provini di malta di calce idrata con inerti di pomice, riportati in tabella 6.2, è emerso come l'andamento del primo tratto lineare del grafico carico-freccia sia analogo tra i campioni analizzati. La rottura dei provini è avvenuta in maniera rapida e quasi-fragile. Il ramo discendente dopo la rottura dipende esclusivamente dal set-up della prova e non indica una resistenza residua della malta. In alcuni casi la rottura è stata accompagnata da uno sgretolamento e dall'espulsione di materiale (FsM14)(figura 6.17). I risultati (tabella 6.2) evidenziano valori di dispersione nella norma per la tipologia di materiale così eterogeneo e fragile.

Il valore di resistenza a flessione ha presentato un coefficiente di variazione (Co.V) del 14%.

Provino	Misure [mm]			P [gr]	V [mm <sup>3</sup> ]	l [mm]	$\gamma$ [Kg/m <sup>3</sup> ]	F <sub>max</sub> [N]	f <sub>fm</sub> [MPa]
	b	h	L						
FsMo1	39	39,5	157	240,75	241858,5	100	995	256,55	0,6324
FsMo2	40	39	158	241,92	246480	100	981	248,50	0,6127
FsMo3	40	39	158	242,77	246480	100	985	275,96	0,6804
FsMo4	40	39	157	244,94	244920	100	1000	230,64	0,5686
FsMo5	39	39	158	239,71	240318	100	997	167,13	0,4226
FsMo6	39	39	158	242,8	240318	100	1010	228,00	0,5765
FsMo7	40	39	157	234,78	244920	100	959	208,00	0,5128
FsMo8	40	39,5	157	236,96	248060	100	955	233,75	0,5618
FsMo9	39	39,5	158	237,56	243399	100	976	182,60	0,4501
FsM10	40	40	158	252,06	252800	100	997	295,53	0,6926
FsM11	40	39,5	158	250,77	249640	100	1005	287,17	0,6902
FsM12	40	39	158	252,44	246480	100	1024	255,35	0,6296
FsM13	40	40	157	241,1	251200	100	960	222,59	0,5217
FsM14	40	39,5	157	240,8	248060	100	971	280,78	0,6748
FsM15	40	40	158	241,51	252800	100	955	255,44	0,5987
FsM16	39,5	39	157	246,12	241858,5	100	1018	234,23	0,5848
FsM17	40	39	157	249,25	244920	100	1018	302,50	0,7458
FsM18	40	39,5	157	249	248060	100	1004	269,00	0,6465
						media	989	246,32	0,6002
						Dev. St.	22,6	37,06	0,0858
						Co.V.	2%	15%	14%

Tabella 6.2

Risultati delle prove di flessione per tre punti su malta di calce idrata e inerti di origine vulcanica. Si indica con: b= base del provino; h= altezza del provino; L= lunghezza del provino; P=peso; V=volume; l= distanza tra gli appoggi;  $\gamma$ = peso specifico; F<sub>max</sub> = carico massimo e f<sub>fm</sub>=resistenza a flessione.

### 6.2.1.2 La malta: prove di compressione<sup>7</sup>

I due monconi di malta, ricavati dalla rottura a flessione per tre punti dei 18 provini, sono stati testati a compressione monoassiale, per un totale complessivo di 36 campioni. Ogni provino è stato posizionato tra due piastre metalliche con una superficie di contatto 40x40 mm. La prova è stata condotta in regime di controllo di spostamento ad una velocità di 0.5 mm/min. La resistenza a compressione della malta  $f_{cm}$  è stata ricavata dalla relazione (6.2) ed il modulo elastico tangente  $E_m$  (6.3).

7  
Riferimento  
normativo utilizzato:  
UNI EN 772-1  
giugno 2011, "Metodi  
di prova per elementi  
in muratura - Parte  
1: Determinazione  
della resistenza a  
compressione".

$$f_{cb} = \frac{F_{max}}{A} \quad \left[ \frac{N}{mm^2} \right] \quad (6.2)$$

$$E_m = \frac{y_L - y_{Li}}{x_L - x_{Li}} \quad (6.3)$$

dove:

- $F_{max}$  = carico massimo;
- $A$  = area della sezione retta del provino;
- $X_{Li}, Y_{Li}$  = coordinate in ascissa e in ordinata dell'inizio del tratto lineare;
- $X_L, Y_L$  = coordinate in ascissa e in ordinata della fine del tratto lineare (figura 6.24).

Dai test effettuati sono stati ottenuti i grafici carico-spostamento e tensione-deformazione che hanno permesso di valutare i seguenti parametri meccanici:

- tensione massima di rottura;  $\sigma_{max} = \frac{y_M}{A} \quad (6.4)$

- duttilità cinematica;  $\mu_c = \frac{x_M}{x_{L'}}$  (6.5)

- duttilità cinematica disponibile;  $\mu_{cd} = \frac{x_U}{x_M} \quad (6.6)$

dove, facendo riferimento al grafico esplicativo in figura 6.24:

- $A$  = area del campione;
- $M$  = tensione massima raggiunta dal provino;
- $L'$  = intersezione apparente tra la retta identificante il tratto lineare e la coordinata in ordinata della tensione massima  $M$ ;

- E= modulo elastico;
- U= tensione ultima.

Il grafico tensione-deformazione ( $\sigma-\varepsilon$ ) è da "o-L<sub>1</sub>" crescente e rappresenta la prima fase di assestamento del provino; da "Li-L", il grafico assume un andamento lineare; nel tratto "L-M" il provino subisce le prime lesioni fino al raggiungimento della resistenza massima del materiale in M. Dopo tale fase, il grafico decresce con un tratto softening, dove il punto U è stato assunto convenzionalmente pari all'80% del tensione massima.

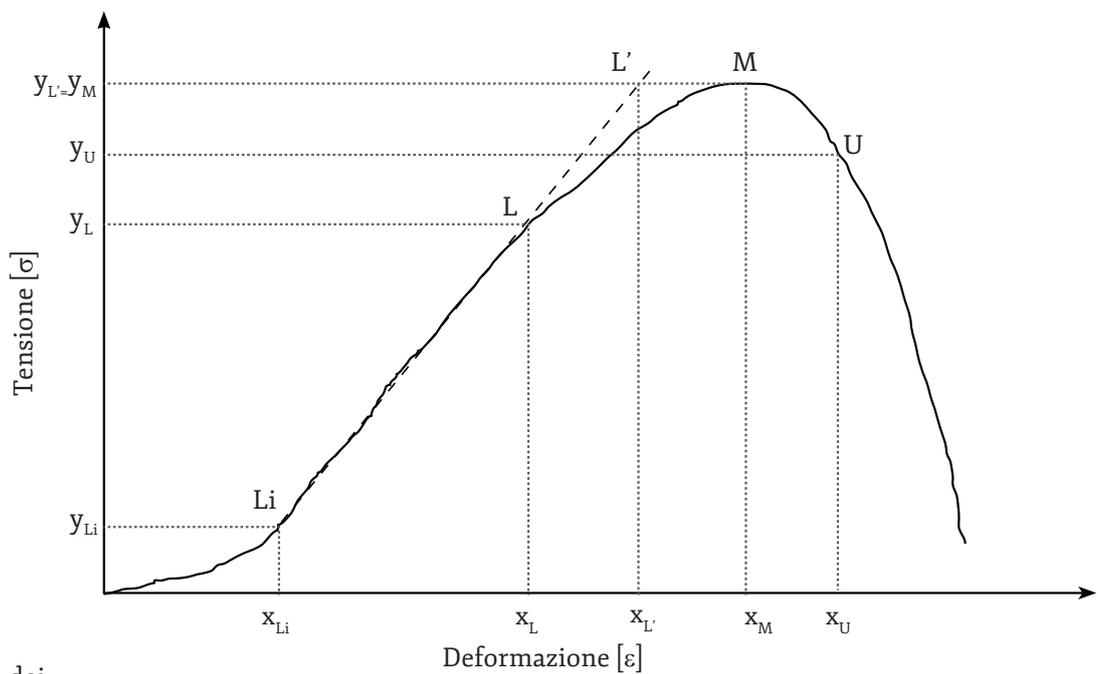


Figura 6.24  
Individuazione dei  
punti caratteristici del  
percorso di equilibrio.

La sperimentazione: valutazione del comportamento a flessione verticale di un pannello murario

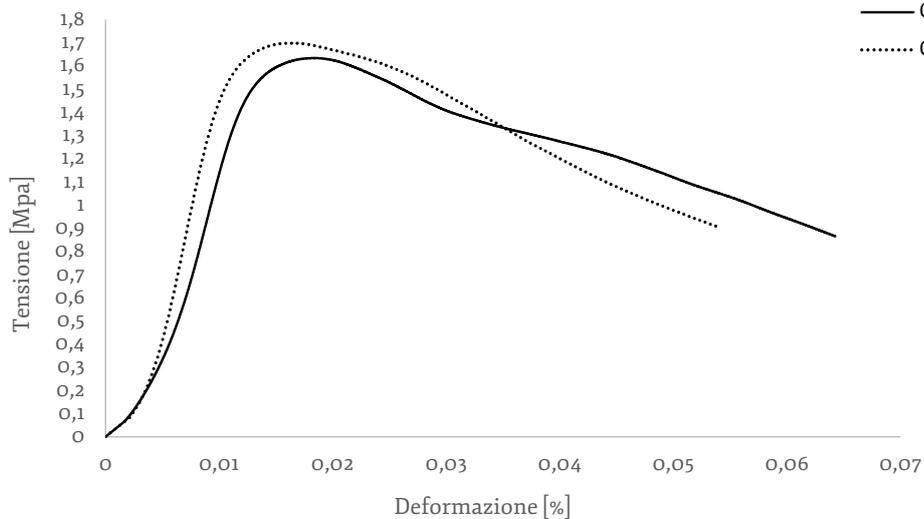
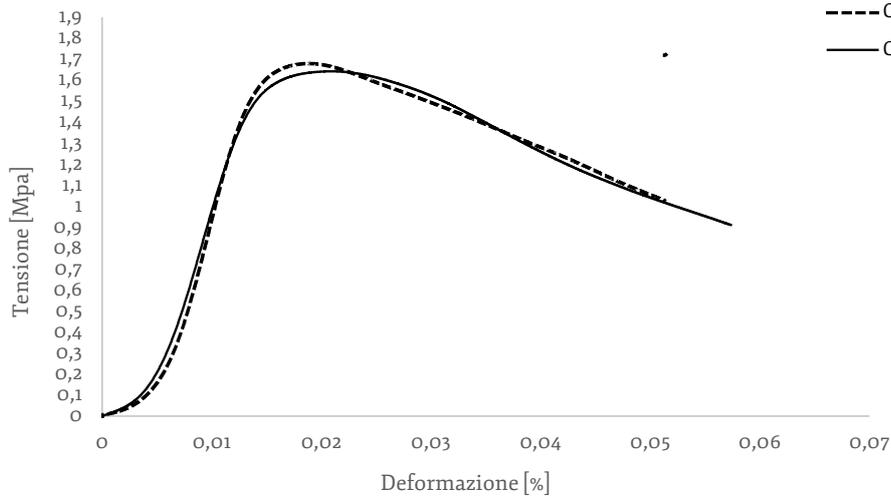


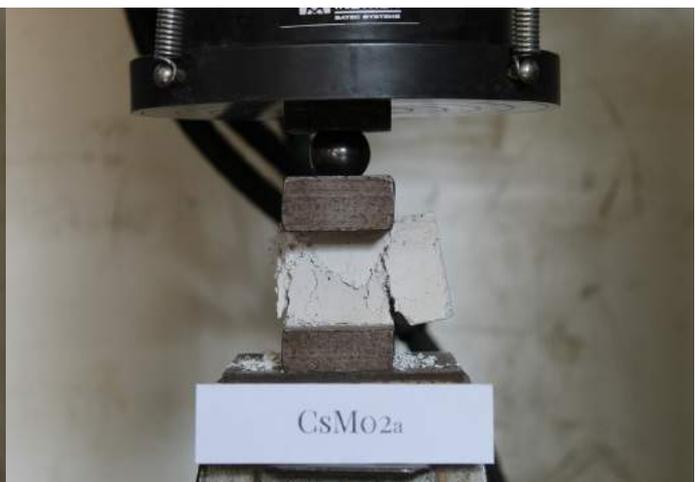
Figura 6.25  
Provini CsMo1a,  
CsMo1b: diagramma  
tensione-  
deformazione (a  
sinistra) e immagini  
a inizio e fine prova  
(sotto).





--- CsMo2a  
 — CsMo2b

Figura 6.26  
 Provini CsMo2a,  
 CsMo2b: diagramma  
 tensione-  
 deformazione (a  
 sinistra) e immagini  
 a inizio e fine prova  
 (sotto).



La sperimentazione: valutazione del comportamento a flessione verticale di un pannello murario

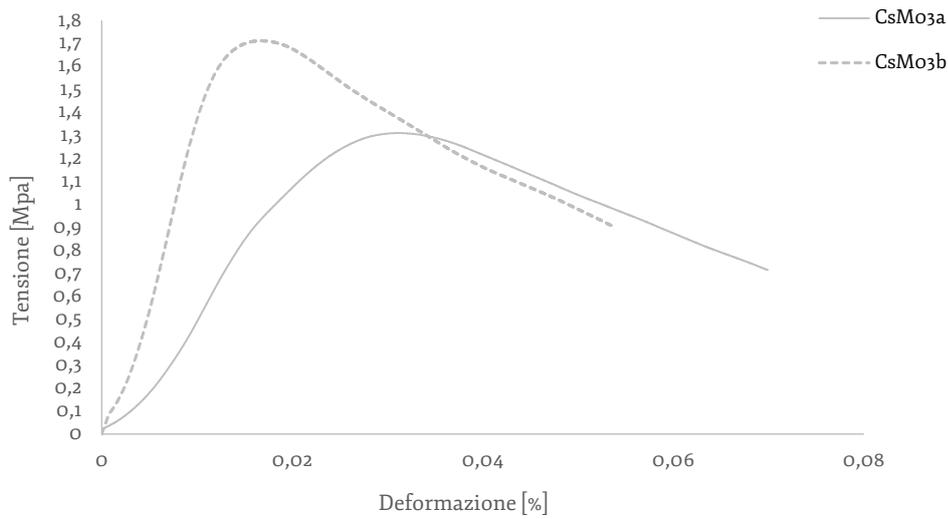
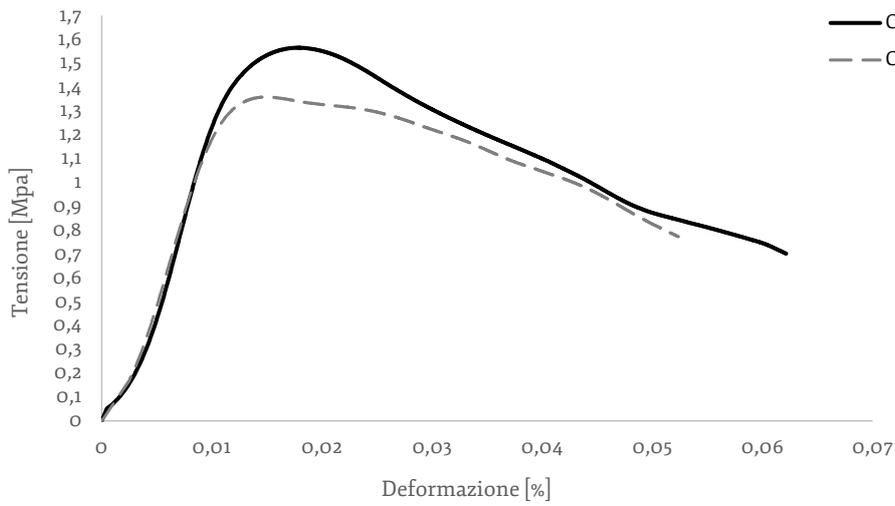


Figura 6.27  
Provini CsMo3a,  
CsMo3b: diagramma  
tensione-  
deformazione (a  
sinistra) e immagini  
a inizio e fine prova  
(sotto).



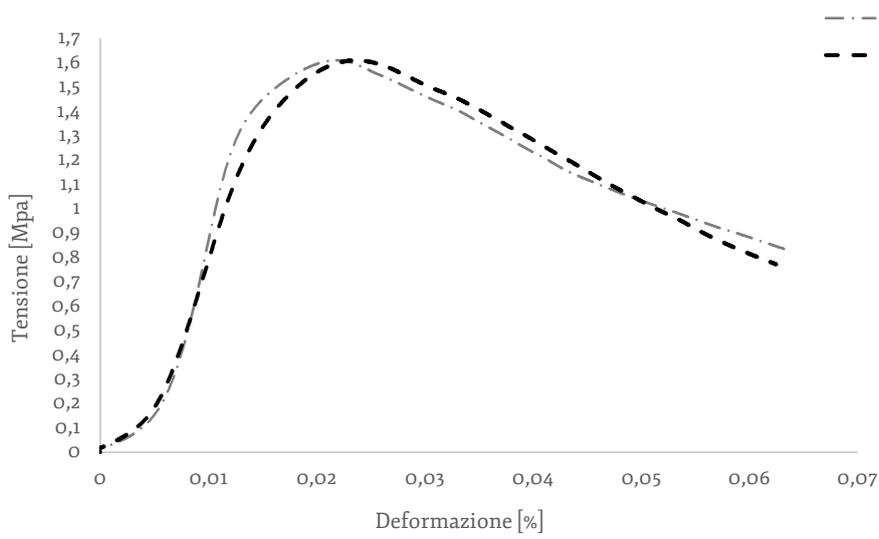


— CsMo4a  
 - - CsMo4b

Figura 6.28  
 Provini CsMo4a,  
 CsMo4b: diagramma  
 tensione-deformazione  
 (a sinistra) e immagini  
 a inizio e fine prova  
 (sotto).



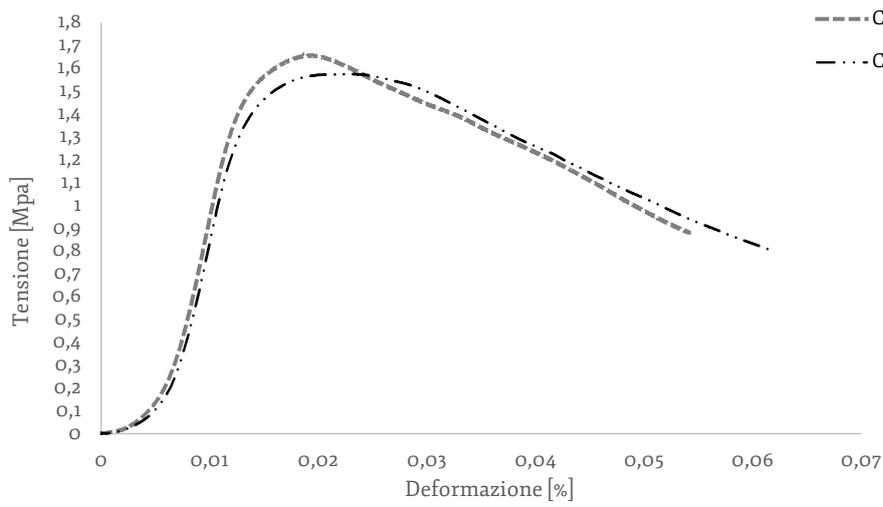
La sperimentazione: valutazione del comportamento a flessione verticale di un pannello murario



--- CsMo5a  
— CsMo5b

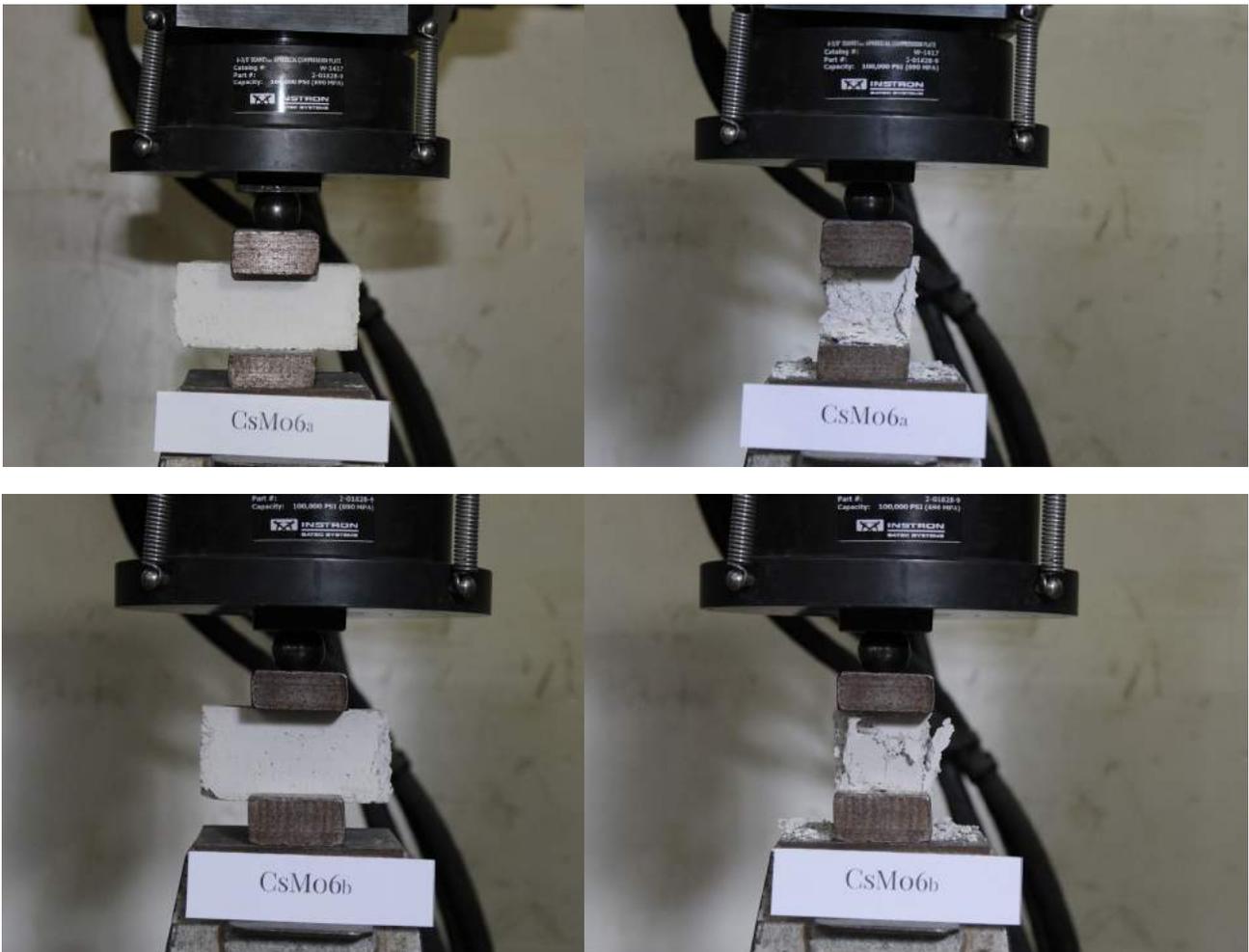
Figura 6.29  
Provini CsMo5a,  
CsMo5b: diagramma  
tensione-deformazione  
(a sinistra) e immagini  
a inizio e fine prova  
(sotto).





--- CsMo6a  
 - · - · CsMo6b

Figura 6.30  
 Provini CsMo6a,  
 CsMo6b: diagramma  
 tensione-  
 deformazione (a  
 sinistra) e immagini  
 a inizio e fine prova  
 (sotto).



La sperimentazione: valutazione del comportamento a flessione verticale di un pannello murario

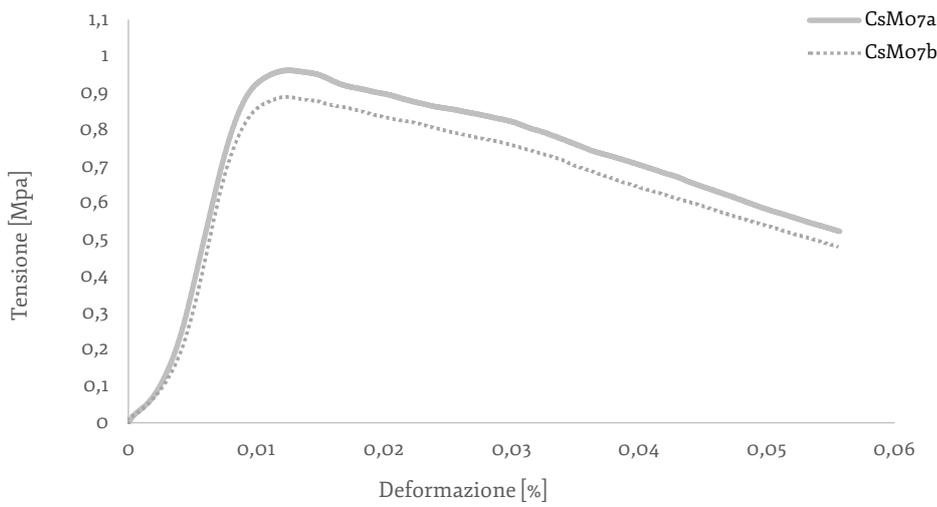
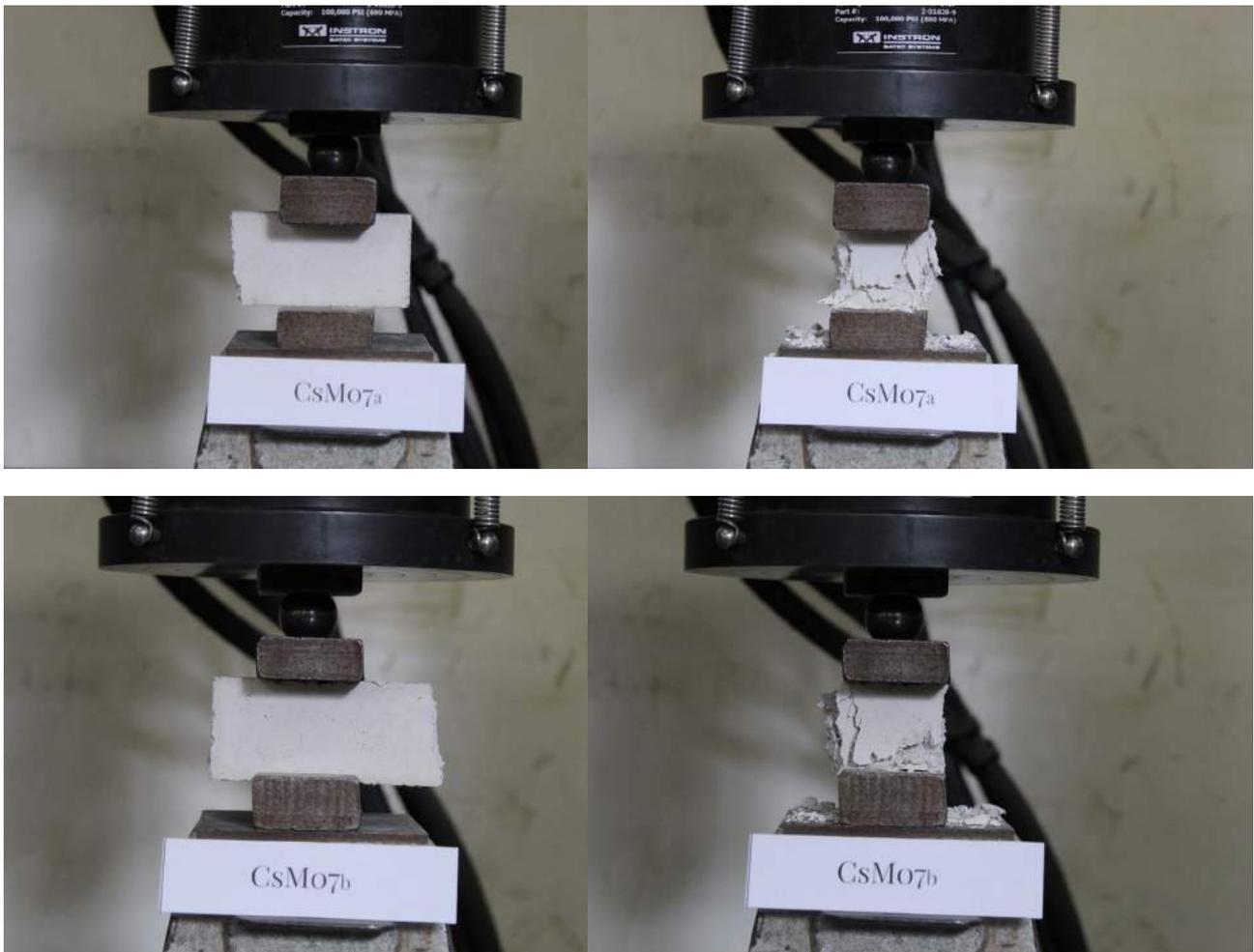


Figura 6.31  
Provini CsMo7a,  
CsMo7b: diagramma  
tensione-  
deformazione (a  
sinistra) e immagini  
a inizio e fine prova  
(sotto).



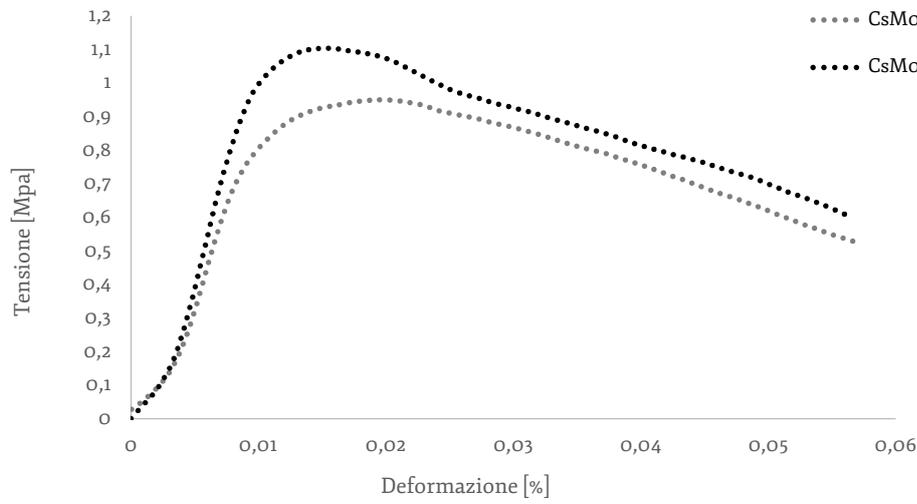
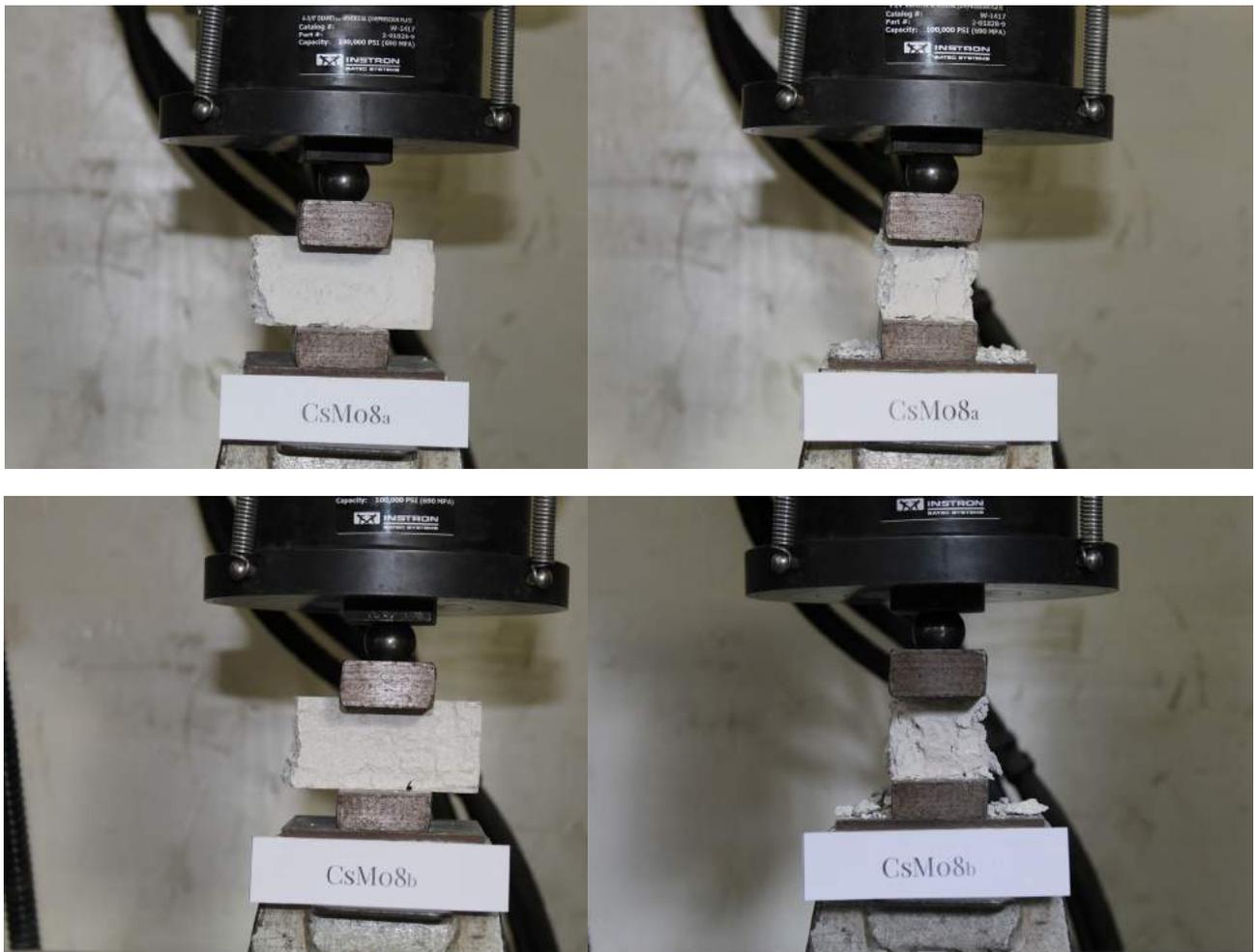


Figura 6.32  
 Provini CsMo8a,  
 CsMo8b:  
 diagramma  
 tensione-  
 deformazione  
 (a sinistra) e  
 immagini a inizio e  
 fine prova (sotto).



La sperimentazione: valutazione del comportamento a flessione verticale di un pannello murario

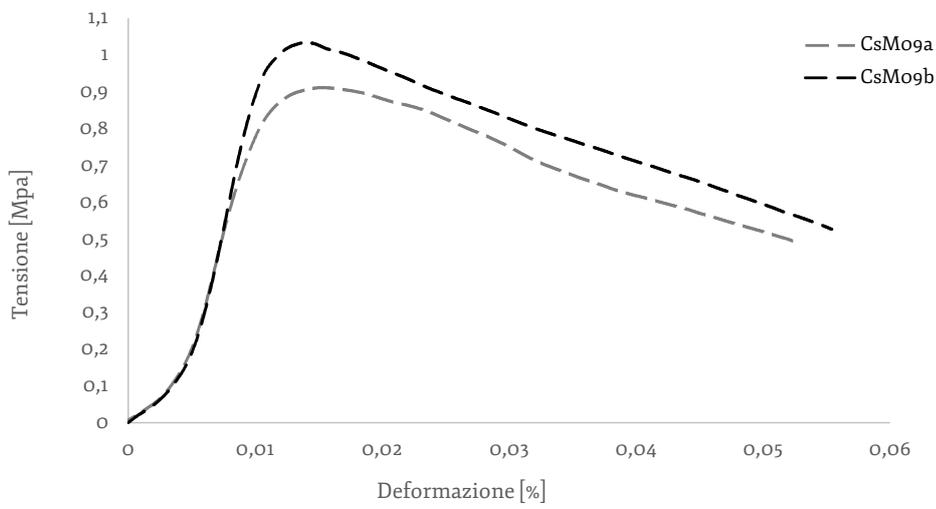
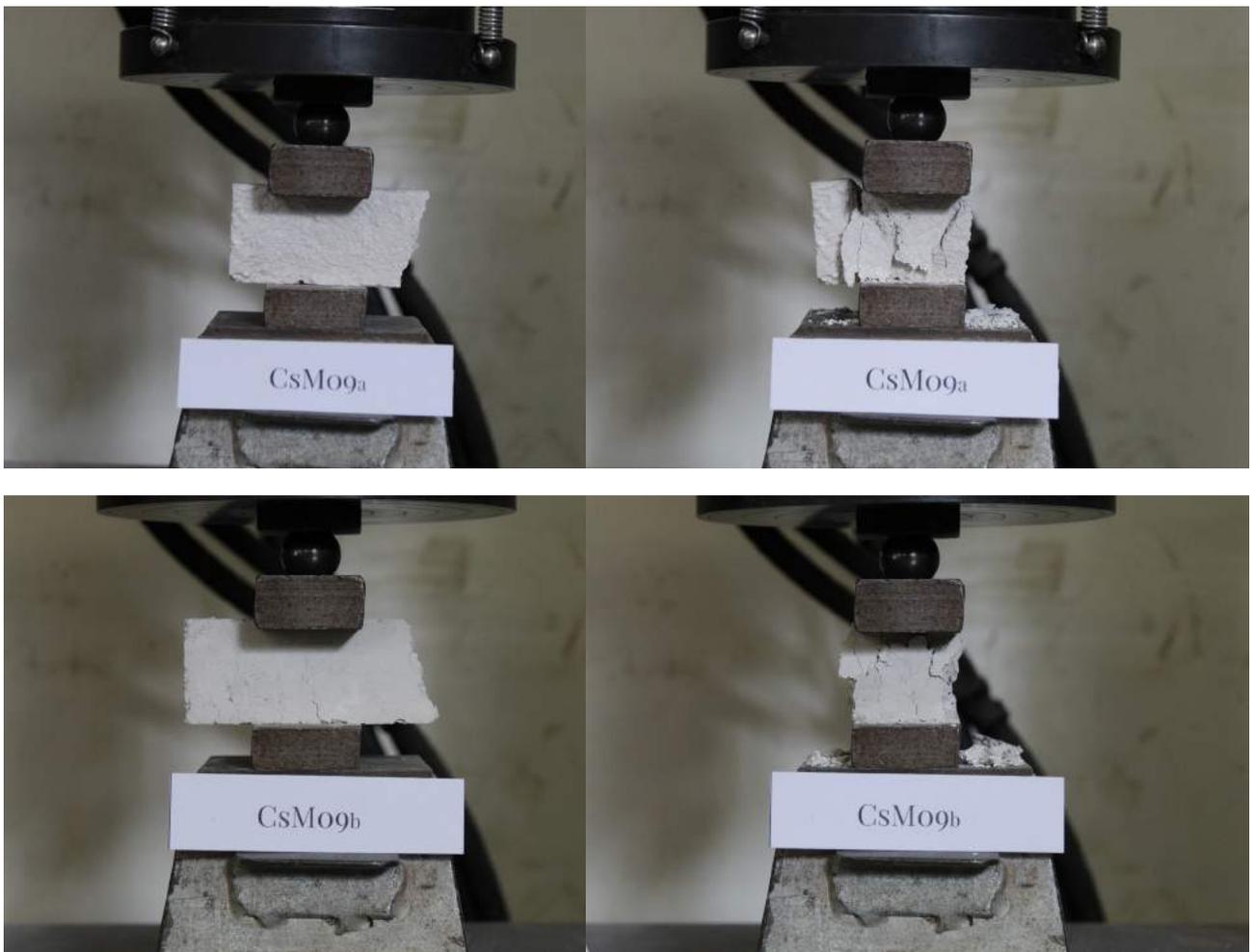


Figura 6.33  
Provini CsMo9a,  
CsMo9b: diagramma  
tensione-  
deformazione (a  
sinistra) e immagini  
a inizio e fine prova  
(sotto).



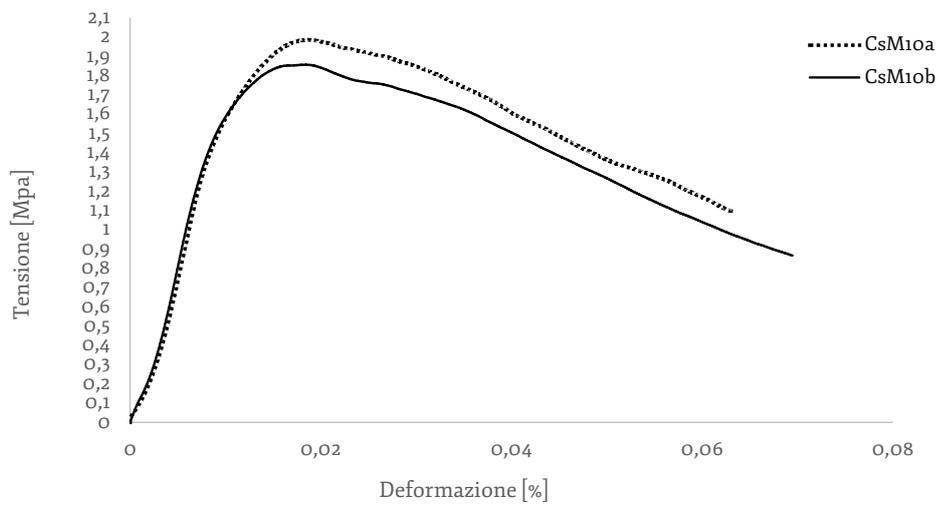
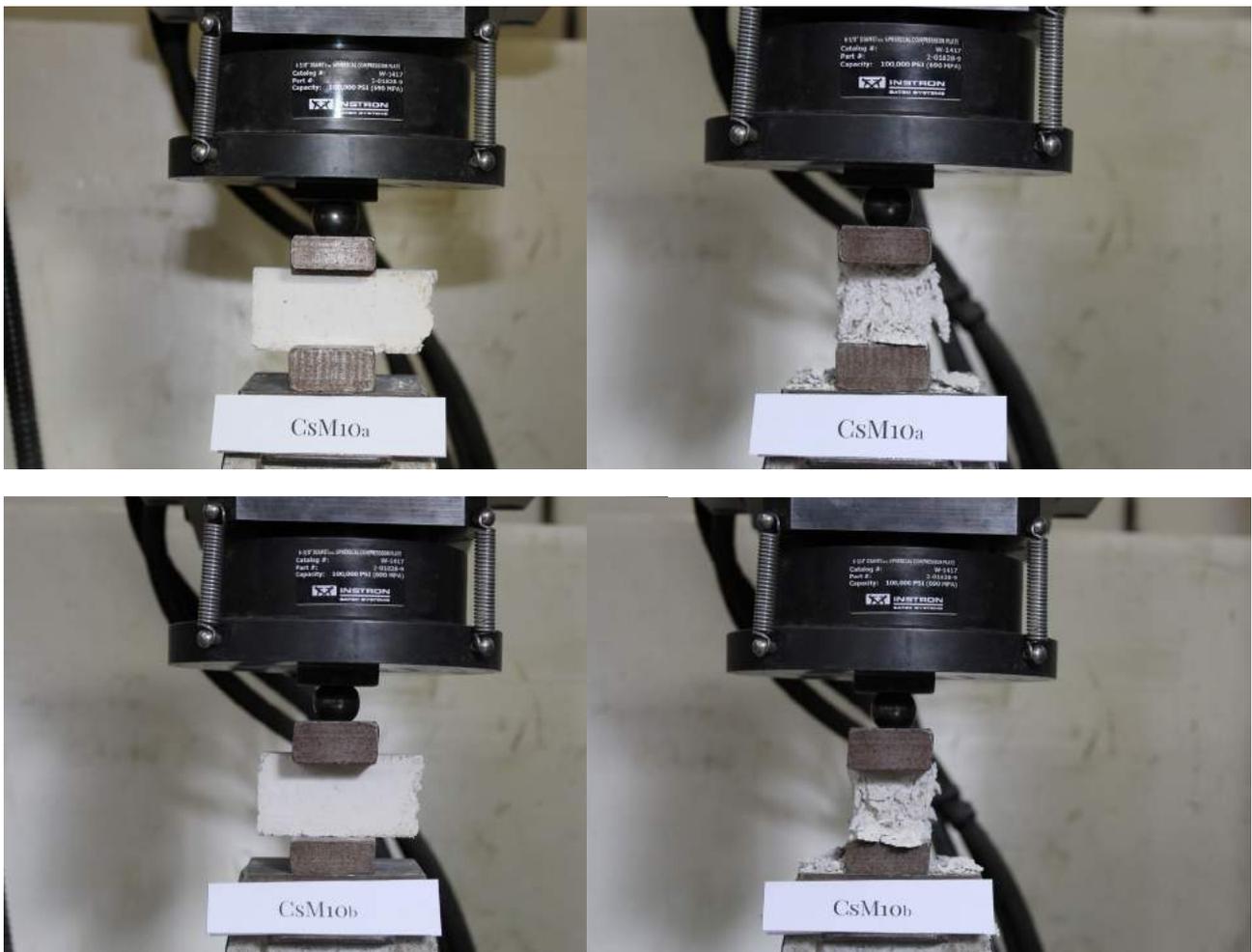


Figura 6.34  
Provini CsM10a,  
CsM10b: diagramma  
tensione-  
deformazione (a  
sinistra) e immagini  
a inizio e fine prova  
(sotto).



La sperimentazione: valutazione del comportamento a flessione verticale di un pannello murario

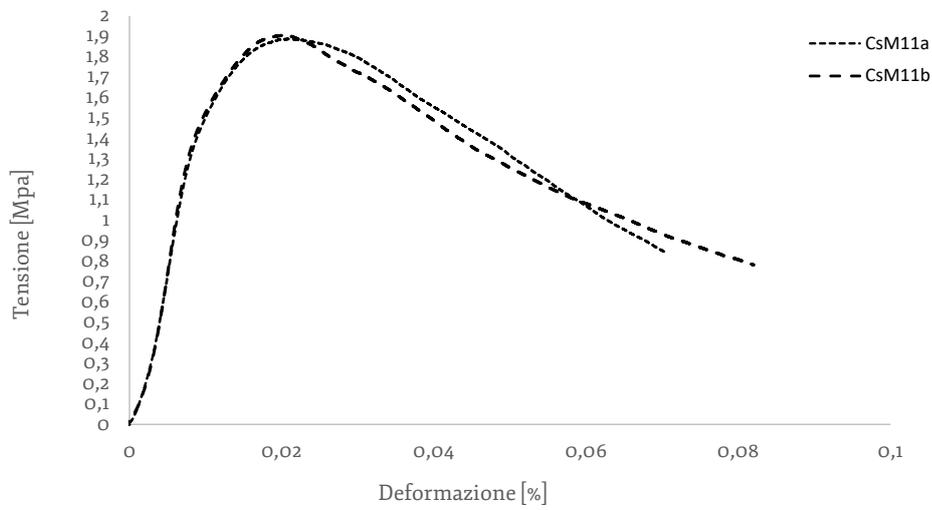


Figura 6.35  
Provini CsM11a,  
CsM11b: diagramma  
tensione-deformazione  
(a sinistra) e immagini  
a inizio e fine prova  
(sotto).



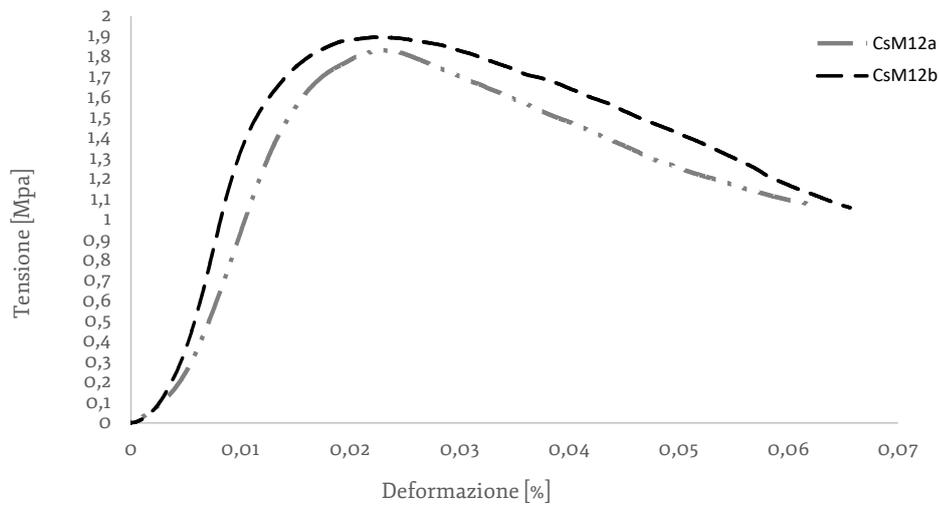


Figura 6.36  
Provini CsM12a,  
CsM12b: diagramma  
tensione-  
deformazione (a  
sinistra) e immagini  
a inizio e fine prova  
(sotto).



La sperimentazione: valutazione del comportamento a flessione verticale di un pannello murario

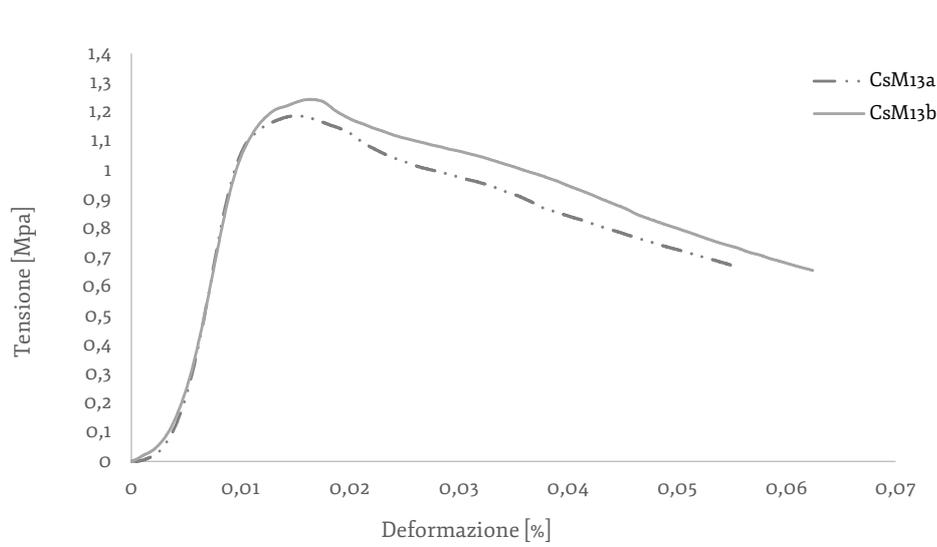


Figura 6.37  
Provini CsM13a,  
CsM13b: diagramma  
tensione-deformazione  
(a sinistra) e immagini  
a inizio e fine prova  
(sotto).



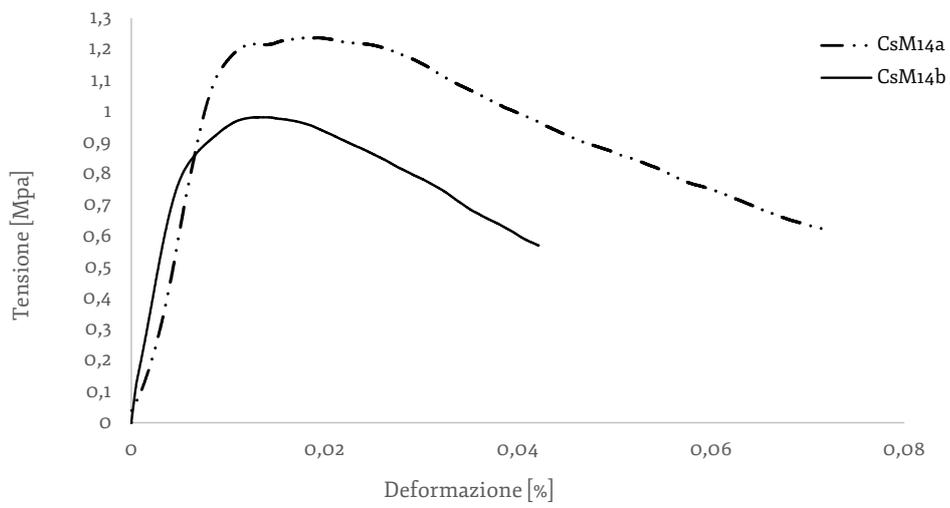


Figura 6.38  
Provini CsM14a,  
CsM14b: diagramma  
tensione-  
deformazione (a  
sinistra) e immagini  
a inizio e fine prova  
(sotto).



La sperimentazione: valutazione del comportamento a flessione verticale di un pannello murario

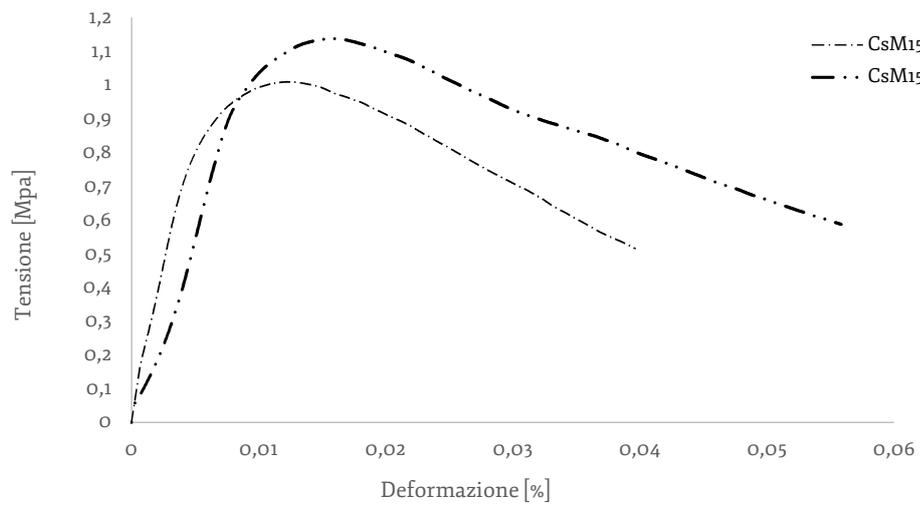


Figura 6.39  
Provini CsM15a,  
CsM15b: diagramma  
tensione-  
deformazione (a  
sinistra) e immagini  
a inizio e fine prova  
(sotto).



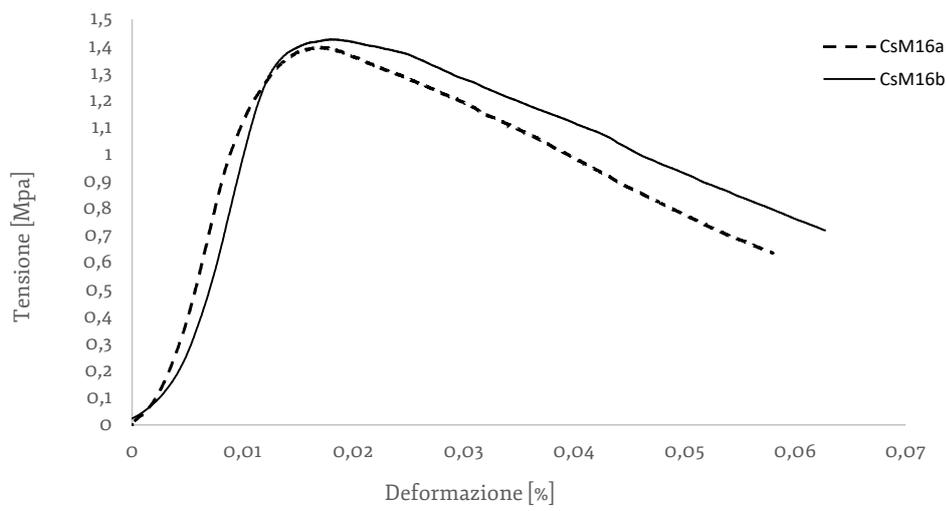
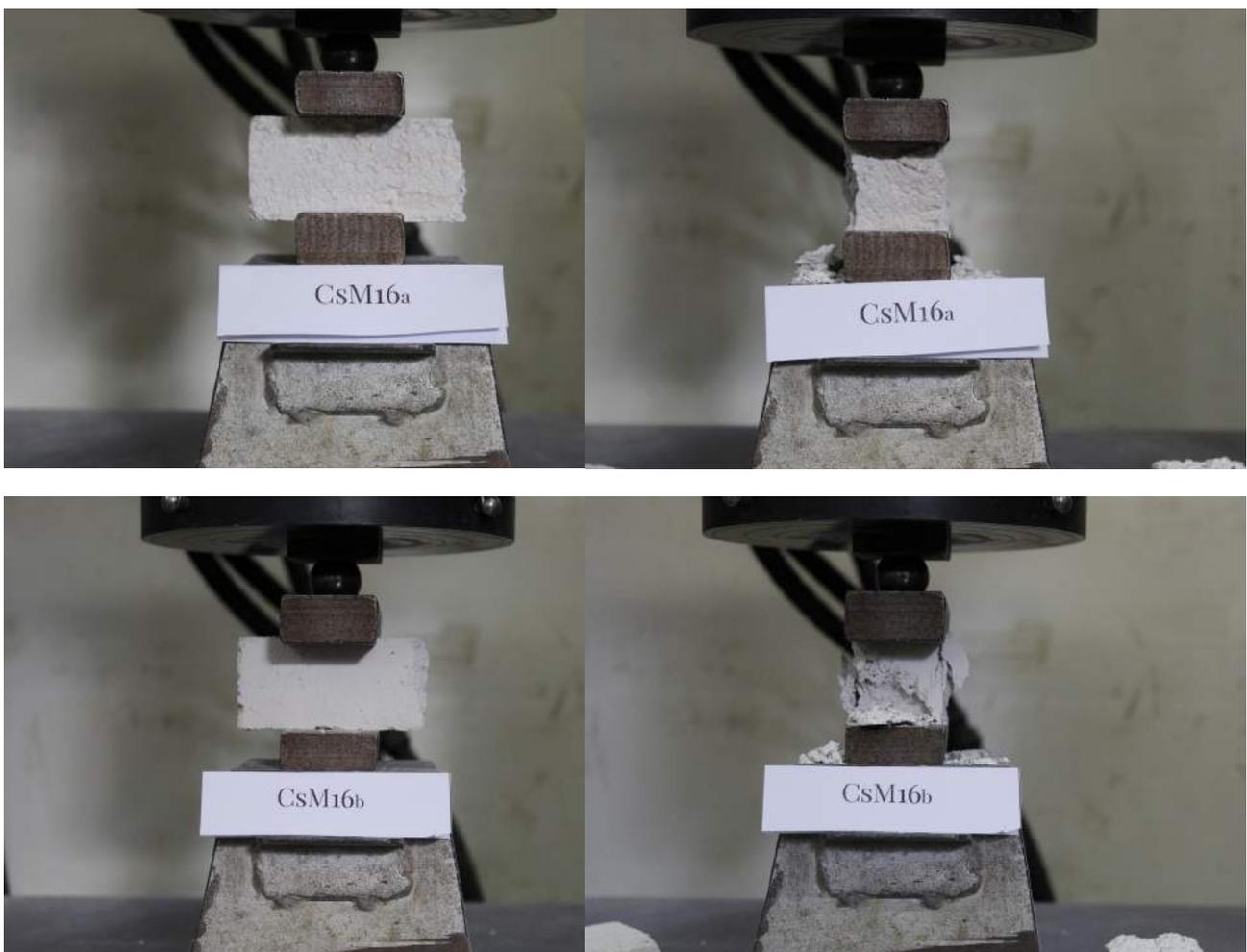


Figura 6.40  
Provini CsM16a,  
CsM16b: diagramma  
tensione-  
deformazione (a  
sinistra) e immagini  
a inizio e fine prova  
(sotto).



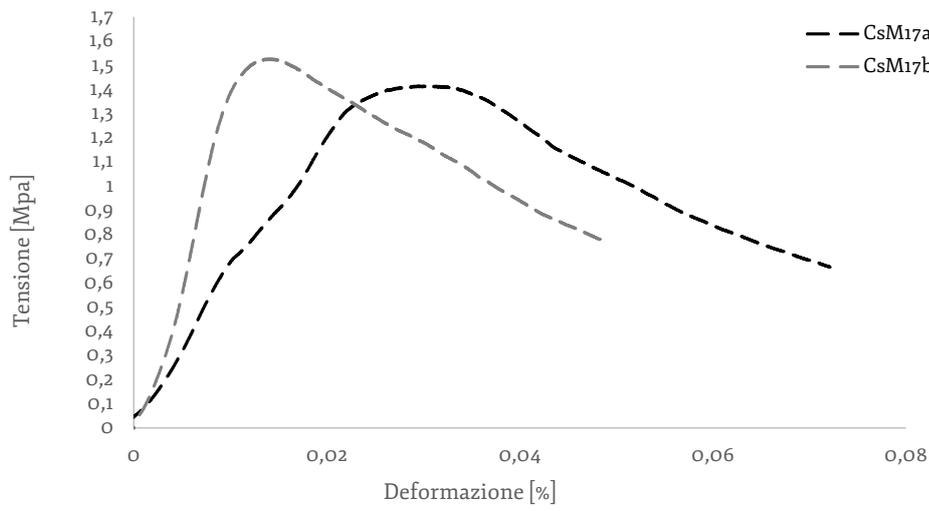


Figura 6.41  
Provini CsM17a,  
CsM17b: diagramma  
tensione-  
deformazione (a  
sinistra) e immagini  
a inizio e fine prova  
(sotto).



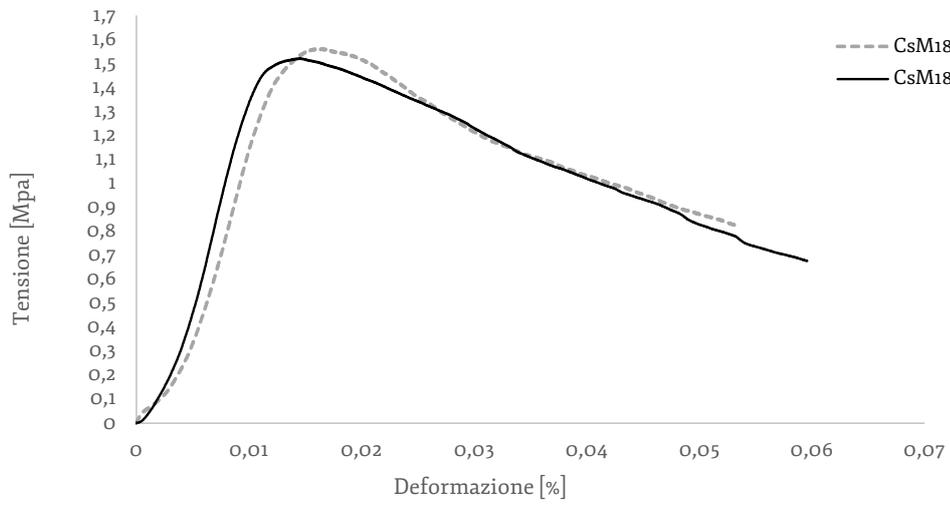
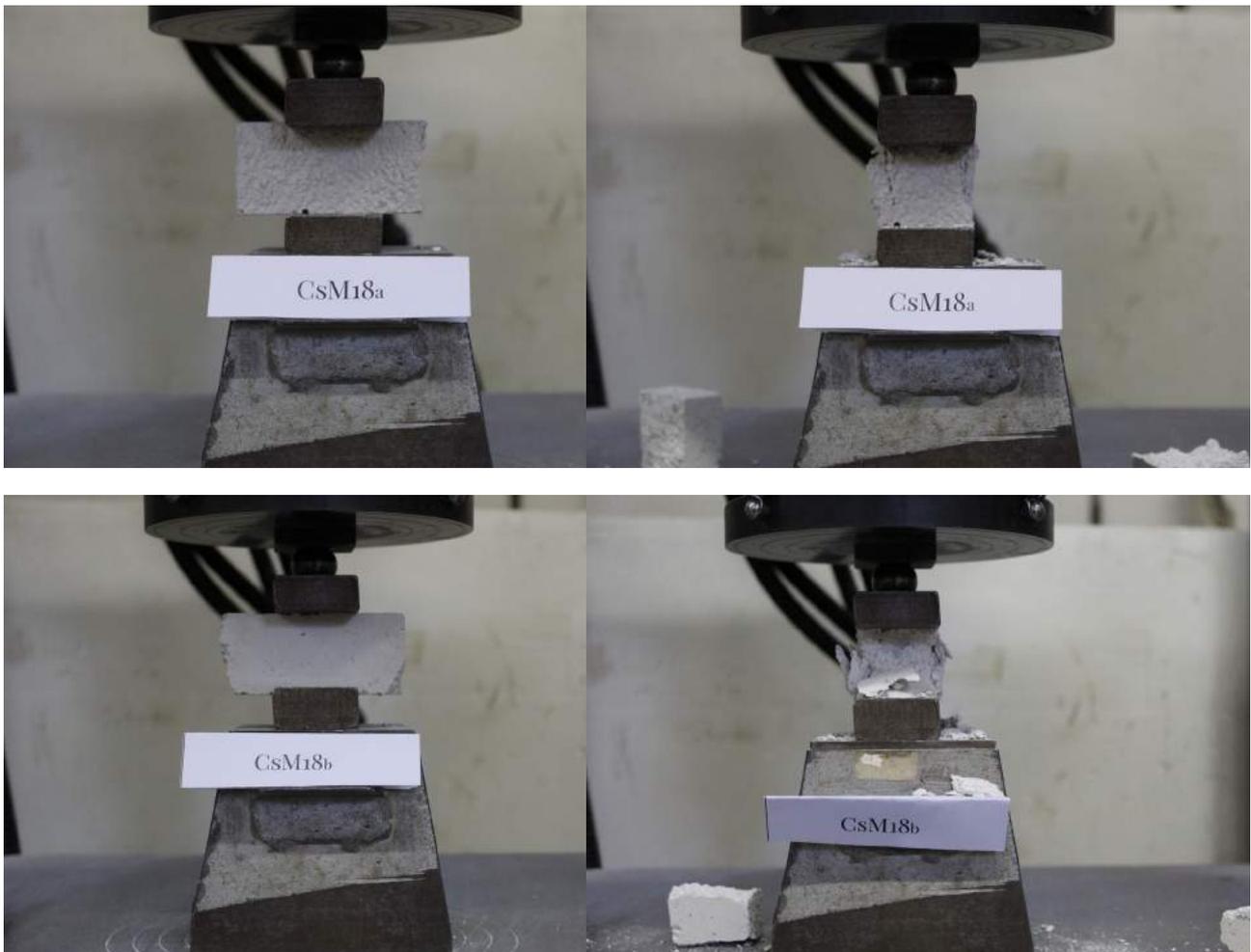


Figura 6.42  
Provini CsM18a,  
CsM18b: diagramma  
tensione-  
deformazione (a  
sinistra) e immagini  
a inizio e fine prova  
(sotto).



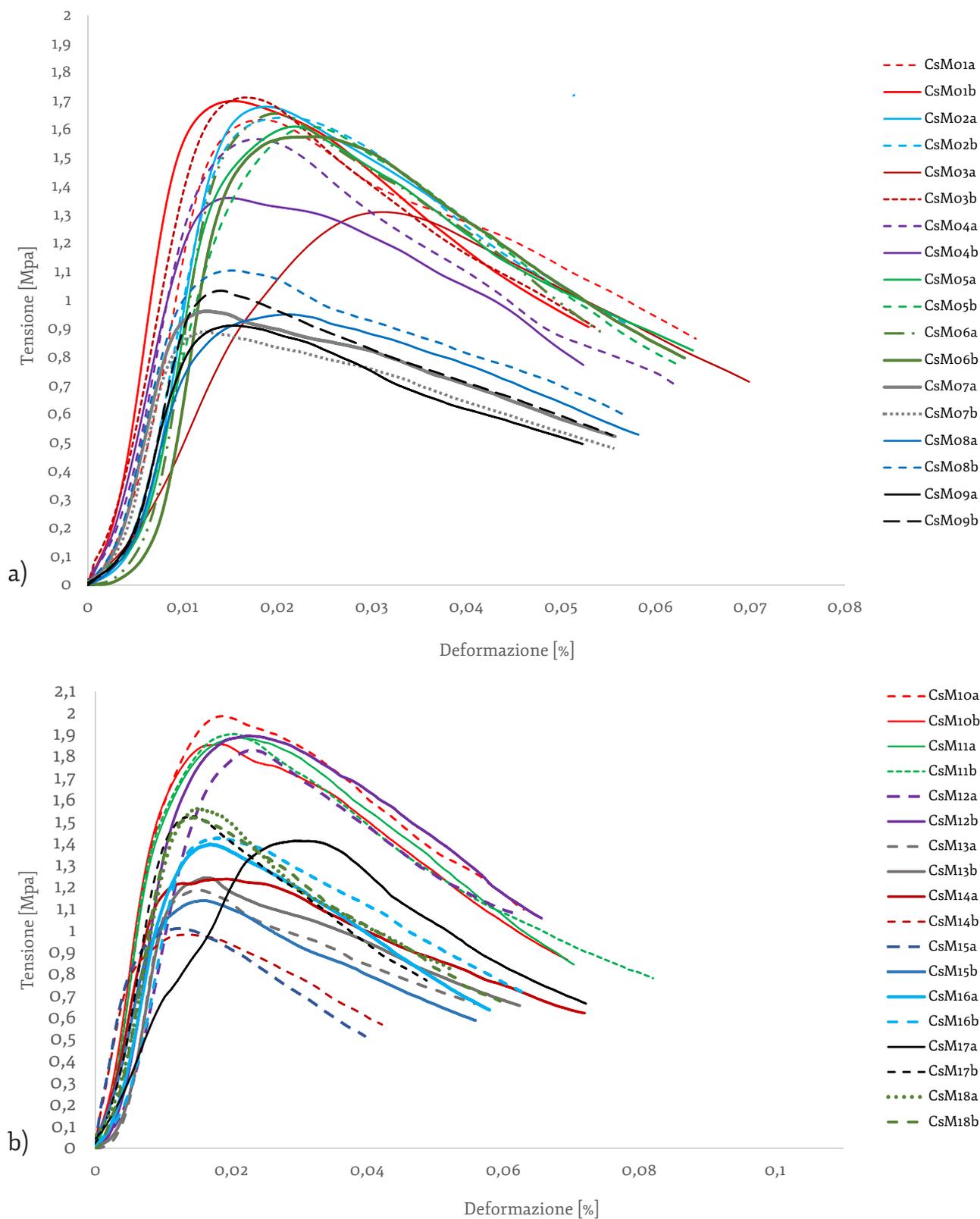


Figura 6.43

a) grafici tensione-deformazione relativi primo, secondo e terzo lotto di impasto di malta, ossia alla prima fase di realizzazione del pannello murario; b) grafici tensione-deformazione relativi quarto, quinto e sesto lotto di impasto di malta.

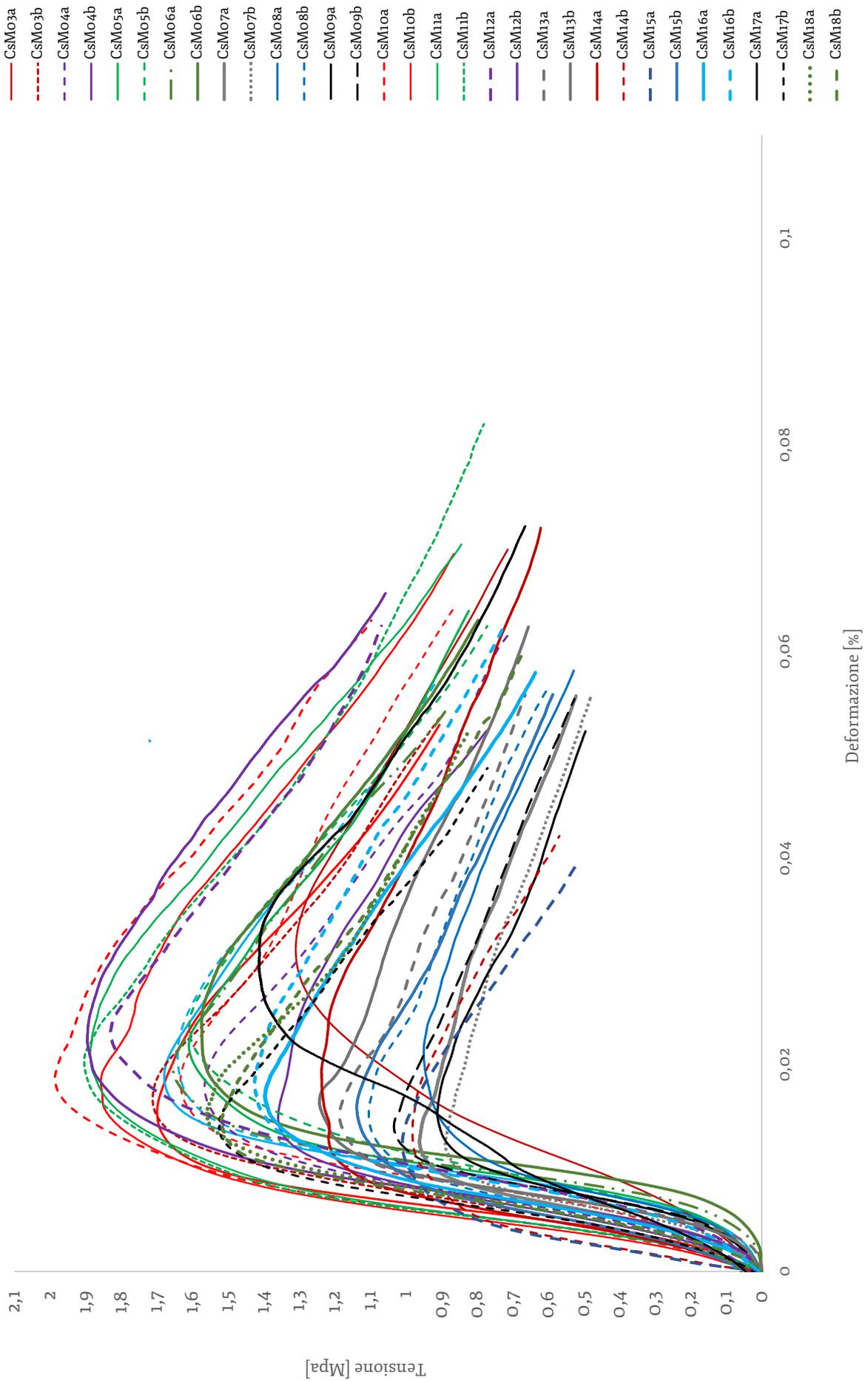


Figura 6.44  
 Grafici riassuntivi tensione-deformazione da prove di compressione su provini di malte di calce idrata.

## **Risultati**

Dalla rottura per flessione di ognuno dei 18 provini FsMxx sono stati ricavati e testati a compressione due monconi denominati rispettivamente CsMxxa e CsMxxb.

Le prove di compressione hanno restituito valori di modulo elastici molto paragonabili tra loro (tabella 6.3). I campioni analizzati esibiscono una buona duttilità cinematica residua  $\mu_{cd}$  con un Co.V. pari al 17%. Superato il carico massimo in tutti i provini si assiste ad una fase di softening discendente. Dopo la fase elastico-lineare, inoltre, si assiste ad una fase di compattazione causata dai vuoti presenti nell'impasto e alla coalescenza di microfratture che innescano un fenomeno di schiacciamento: dalle micro-lesioni consegue la perdita di rigidità a parità di spostamento.

Nonostante i valori difformi di resistenza a compressione, il comportamento dimostrato da impasti eterogenei è elasticamente analogo: dalla pendenza del primo tratto lineare dei grafici carico-freccia è possibile osservare una somiglianza di tutti i campioni analizzati.

Su tutti i provini testati, i valori di resistenza a compressione inferiori appartengono alla tripletta dei campioni CsM13, CsM14, CsM15, prodotti del medesimo impasto.

Se si considerano le due fasi di realizzazione del pannello murario associate ai risultati ottenuti (tabella 6.3) si può affermare come:

- nella prima fase i campioni con resistenza a compressione minore appartengono alla tripletta CsM07, CsM08, CsM09, corrispondenti al terzo impasto realizzato (figura 6.8);
- nella seconda fase i campioni con resistenza a compressione minore appartengono alla tripletta CsM13, CsM14, CsM15 corrispondenti al quinto impasto realizzato (figura 6.8).

I valori dei campioni CsM3a, CsM8a, CsM17a non intervengono nella media in quanto, durante la sperimentazione, sono stati interessati da un collasso prematuro. I risultati in termini di carico massimo, infine, hanno esibito una dispersione del 22%.

	Provino	A [mm <sup>2</sup> ]	F <sub>max</sub> [N]	E <sub>m</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>cm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	μ <sub>c</sub>	μ <sub>cd</sub>
Fase 1 Costruzione pannello	CsM1a	1560	2600	155,39	1,67	1,37	2,06
	CsM1b	1560	2700	218,65	1,73	1,42	2,10
	CsM2a	1600	2747	179,94	1,72	1,70	1,67
	CsM2b	1600	2681	157,35	1,68	0,90	1,80
	CsM3a	1600	2273	67,48	1,42	1,23	1,50
	CsM3b	1600	2816	155,12	1,76	1,27	1,74
	CsM4a	1600	2553	151,79	1,60	1,35	1,74
	CsM4b	1600	2225	141,22	1,39	1,44	2,49
	CsM5a	1560	2553	170,69	1,64	1,50	1,66
	CsM5b	1560	2556	123,70	1,64	1,39	1,64
	CsM6a	1560	2635	197,36	1,69	1,33	1,83
	CsM6b	1560	2497	179,89	1,60	1,41	1,92
	CsM7a	1600	1574	135,59	0,98	1,35	2,70
	CsM7b	1600	1458	122,06	0,91	1,31	1,93
	CsM8a	1600	1554	110,45	0,97	2,07	1,94
	CsM8b	1600	1806	133,15	1,13	1,22	2,26
	CsM9a	1560	1457	115,06	0,93	1,35	1,79
	CsM9b	1560	1652	140,65	0,93	1,99	1,43
Fase 2 Costruzione pannello	CsM10a	1600	3228	202,42	2,02	1,57	2,04
	CsM10b	1600	3019	203,44	1,89	1,85	2,13
	CsM11a	1600	3068	202,02	1,92	1,66	1,91
	CsM11b	1600	3097	209,99	1,94	1,33	1,53
	CsM12a	1600	2982	138,75	1,86	1,28	1,59
	CsM12b	1600	3087	192,54	1,93	1,82	1,92
	CsM13a	1600	1937	165,00	1,21	1,35	2,16
	CsM13b	1600	2027	157,72	1,27	1,23	1,79
	CsM14a	1600	2017	140,93	1,26	1,79	2,15
	CsM14b	1600	1606	153,54	1,00	1,99	2,39
Tabella 6.3 Risultati prove di compressione condotte su provini di malta di calce idrata e inerti di pomice. A= area del provino; F <sub>max</sub> = carico massimo raggiunto; E <sub>m</sub> = modulo elastico; f <sub>cm</sub> = resistenza a compressione; μ <sub>c</sub> = duttilità cinematica; μ <sub>cd</sub> = duttilità cinematica disponibile.	CsM15a	1600	1650	157,23	1,03	2,02	2,12
	CsM15b	1600	1854	119,16	1,16	1,41	1,85
	CsM16a	1580	2200	138,91	1,39	1,29	1,97
	CsM16b	1580	2289	139,35	1,45	1,24	1,88
	CsM17a	1600	2301	50,97	1,44	1,23	1,42
	CsM17b	1600	2483	166,56	1,55	1,26	1,70
	CsM18a	1600	2542	153,31	1,59	1,28	1,80
	CsM18b	1600	2400	155,70	1,50	1,52	2,06
	media		2363	159,82	1,48	1,46	1,932
	Dev. St.		527	28,08	0,33	0,23	0,28
	Co.V.		22%	18%	22%	15%	14%

### 6.2.3 Le pietre: prove di compressione

Il programma sperimentale ha inoltre previsto le prove di caratterizzazione meccanica delle pietre. Sono stati sottoposti a prove cinque provini prismatici di diverse pietre di dimensione variabile dai 20 ai 35 cm, provenienti dall'area geografica di analisi:

- 5 prove di compressione uniassiale per la determinazione della resistenza a compressione e del modulo di elasticità tangenziale.

Dai cinque campioni di pietra sono stati ricavati provini prismatici di dimensione nominale di circa 40x40x120 mm. La macchina di prova utilizzata è stata la Instron SATECTM 5592-315HVL, dotata di una cella di carico da 600 kN con l'impiego di un estensimetro clip-on ad omega 2630-112 della Instron, con un range di misura di 50 mm.

La prova sperimentale è stata condotta in controllo di spostamento ad una velocità di 0.5 mm/min, incrementando il carico in maniera omogenea, fino alla rottura del provino. Da tali prove di carico è stato possibile determinare il carico massimo  $F_{max}$ , la resistenza massima di compressione  $f_{cb}$ , la duttilità cinematica  $\mu_c$ , e il modulo elastico  $E_p$ .

La resistenza a compressione è stata ricavata da:

$$f_{cb} = \frac{F_{max}}{A} \quad \left[ \frac{N}{mm^2} \right] \quad (6.7)$$

$F_{max}$  = carico massimo;

A = area della sezione retta del provino.

#### Risultati

Le prove di compressione hanno restituito dei grafici tensione-deformazione con un primo tratto lineare sovrapponibile tra i campioni eccetto che per Co1, Co2 (figura 6.47). La diversità materica del campione Co2 analizzato ha fatto sì che la prova di compressione restituisse risultati differenti dagli altri, in particolar modo per il valore di resistenza a compressione maggiore (tabella 6.4). Per tale ragione i valori ottenuti per tale campione non sono intervenuti nel calcolo della media in tabella 6.4. Anche i valori del campione Co5 non sono stati inseriti

in tale calcolo, in quanto la nervatura presente nel provino ha portato ad un collasso prematuro durante la sperimentazione. Il coefficiente di variazione ottenuto è così pari al 27% per la resistenza a compressione e del 29% del modulo elastico tangenziale (tabella 6.4).

Provino	b [mm]	d [mm]	l [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	F <sub>max</sub> [N]	E <sub>b</sub> [MPa]	f <sub>cb</sub> [MPa]	μ <sub>c</sub>	μ <sub>cd</sub>
Co1	40	37	120	1480	46633	8932	31,51	1,11	1,34
Co2	40	40	117	1550	76410	11648,1	49,30	0,921	1,40
Co3	39	39	117	1521	40590	7367	26,69	1,00	1,00
Co4	37	40	138	1480	42166	10423	28,49	0,71	1,10
Co5	40	39	120	1520	21259	4409	13,99	0,76	0,81
				media	43130	8908	28,90	0,94	1,15
				Dev. St.	11231	2572	7,7	0,19	0,22
				Co.V.	26%	29%	27%	20%	19%

Tabella 6.4

Risultati prove di compressione condotte su provini di pietra locale.

b= lato del provino;

d=lato del provino;

l=lunghezza del provino;

A= area del provino;

F<sub>max</sub> = carico massimo raggiunto;

E<sub>b</sub> = modulo elastico;

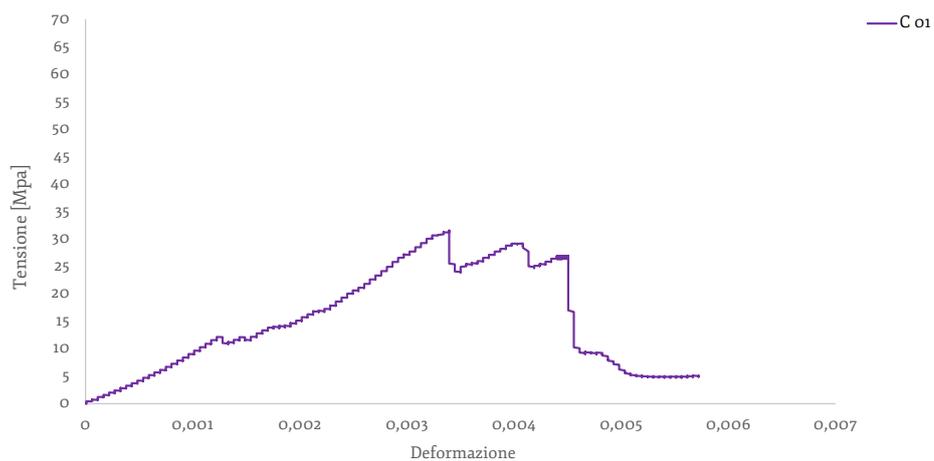
f<sub>cb</sub> = resistenza a compressione;

μ<sub>c</sub> = duttilità cinematica;

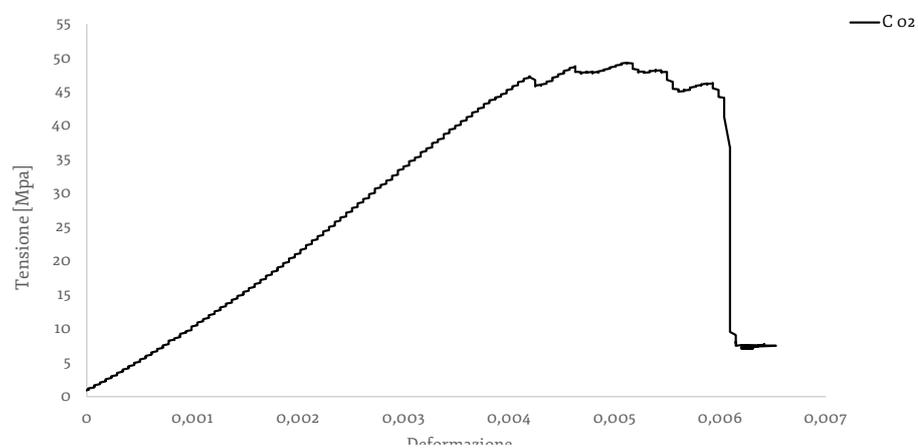
μ<sub>cd</sub> = duttilità cinematica disponibile.



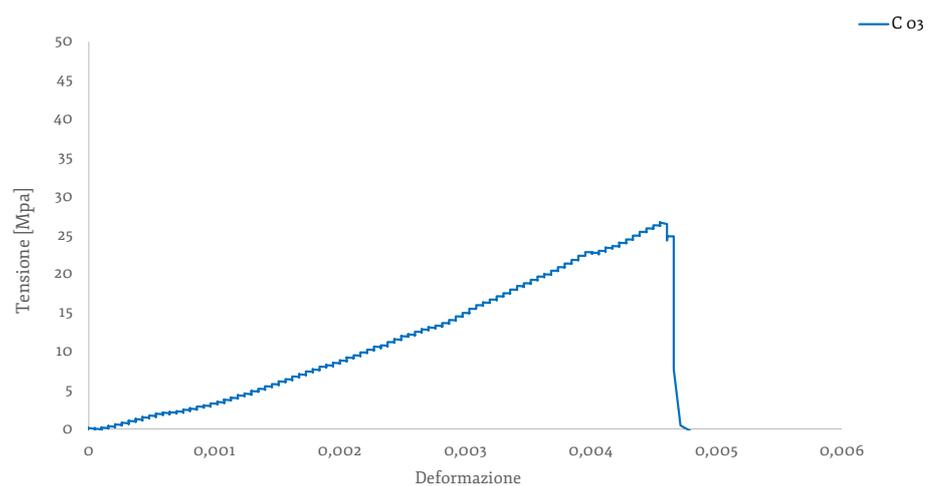
Figura 6.45  
Campioni di pietra locale.



a



b



c

Figura 6.46  
Grafici tensione- deformazione derivanti da  
prove di compressione monoassiale:  
a) C01;  
b) C02;  
c) C03;  
d) C04 (nella pagina successiva);  
e) C05 (nella pagina successiva).

Capitolo 6

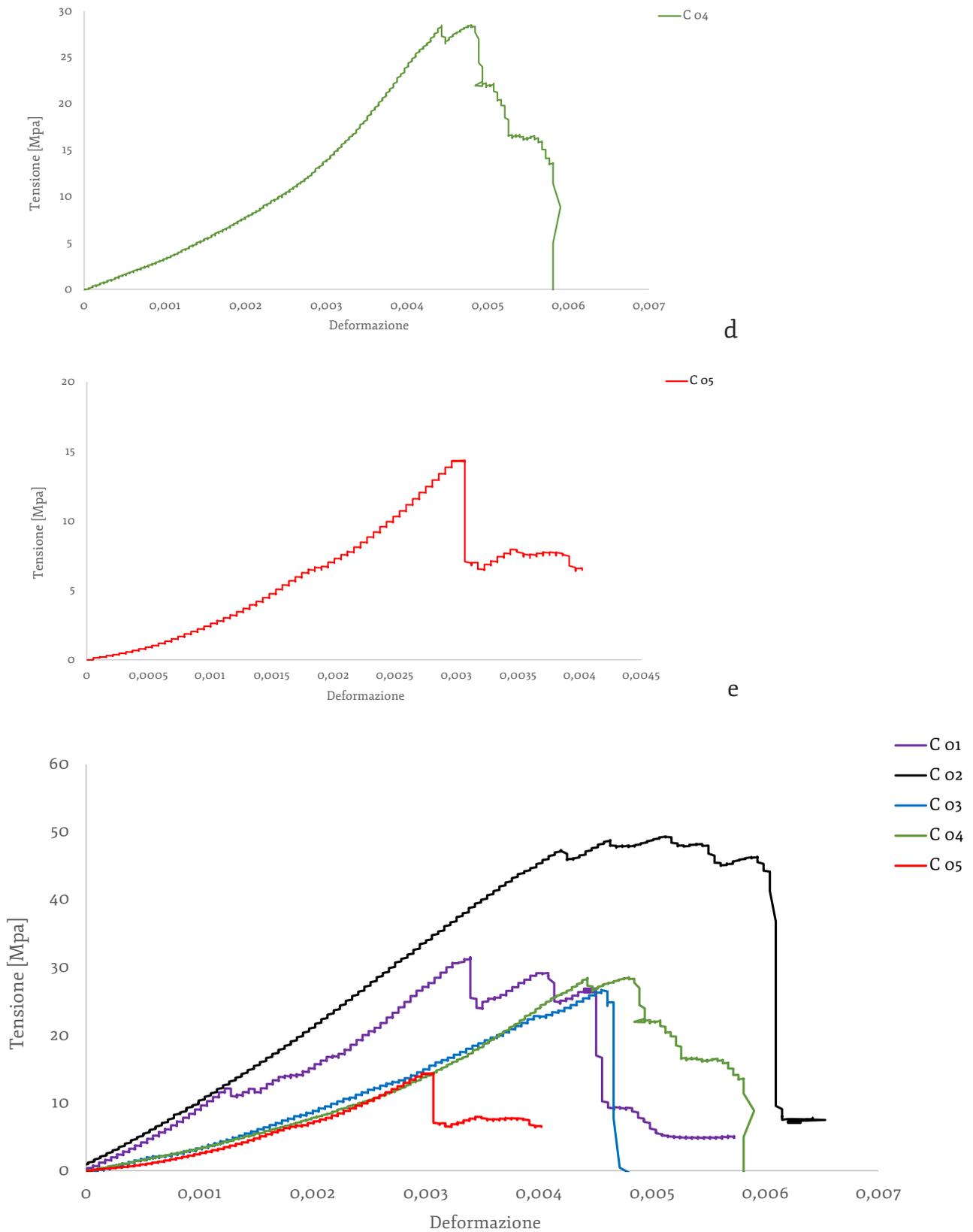


Figura 6.47  
Grafici tensione- deformazione derivanti da prove di compressione monoassiale: da C01 a C05.

## 6.2.4 Il legno

Le caratteristiche meccaniche del materiale legno sono variabili e strettamente connesse alla natura stessa del materiale. Il legno è un materiale marcatamente anisotropo, con conseguente variazione di rigidità e resistenza in funzione della direzione della fibratura:

- per azioni lungo la direzione dell'asse delle fibre, il legno risulta più resistente, basti pensare in natura alle sollecitazioni a cui un albero è chiamato a rispondere;
- per azioni ortogonali alla fibratura, al contrario, il legno risulta essere meno performante, soprattutto per tensioni di trazione.

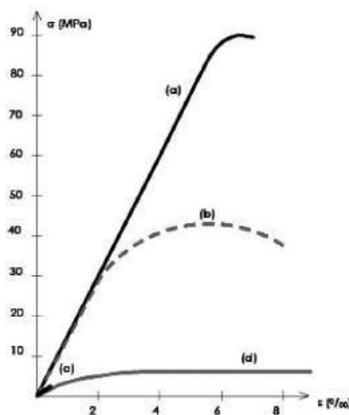


Figura 6.48

Curve tensione-deformazione legno di conifera

- curva "a" : per tensioni di trazione parallele alla direzione delle fibre,
- curva "b" : per tensioni di compressione parallele alla direzione delle fibre,
- curva "c" : per tensioni di trazione ortogonali alla direzione delle fibre,
- curva "d" : per tensioni di compressione ortogonali alla direzione delle fibre (tratto da Piazza et al., 2005).

La figura 6.48 descrive il comportamento del materiale ligneo privo di difetti e di piccole dimensioni.

Alcune caratteristiche del materiale legno sono significative, come:

- il rapporto tra resistenza e massa volumica  $f/\rho$ , che è circa cinque volte maggiore del cemento armato e pari all'acciaio, caratteristica che lo rende performante nella progettazione di strutture in zona sismica;
- il rapporto tra il modulo elastico e la resistenza  $E/f$ , pari all'acciaio, e circa 1/3 di quello del cemento armato (Tampone, 1996; Piazza et al., 2005).

Tuttavia, proprio perché il legno è un materiale "vivo" e variabile, le caratteristiche meccaniche di resistenza e modulo elastico variano sensibilmente in funzione dell'umidità, della specie legnosa, della durata di carico, così come la presenza di "difetti"

fisiologici della pianta, come nodi, deviazioni e lunghezza di fibratura e fessurazioni, che incidono per sollecitazioni di trazione parallela alla fibratura.

È importante sottolineare come l'umidità del legno debba essere in condizione igroscopica, ovvero inferiore al 30%, punto di saturazione delle pareti cellulari (Torricelli et al., 2012, Ceccotti, Uzielli, 2003). Vista la variabilità morfologica e prestazionale del materiale legno, sono previsti dei criteri per la sua classificazione per il suo utilizzo in ambito strutturale. I metodi di classificazione possono essere di due tipi (EN 14081):

- a vista;
- a macchina, dove è possibile attribuire una classe di resistenza ad ogni elemento analizzato.

Al fine di ovviare a problematiche di sovradimensionamento in fase progettuale e massimizzare le capacità meccaniche, è stato necessario conoscere la qualità strutturale di ogni singolo elemento. Si è così optato per procedere ad una selezione in azienda del materiale necessario al rinforzo mediante classificazione a macchina e successivi test sperimentali sui campioni lignei così acquisiti.

La normativa cui si è fatto riferimento per le caratteristiche prestazionali del legno di castagno utilizzato nel rinforzo del pannello murario è la EN 338.

#### 6.2.4.1 La caratterizzazione “a macchina” degli elementi lignei

Il variare della fibratura, dell’umidità e della presenza di discontinuità nel legno possono portare a prestazioni meccaniche differenti. Proprio a causa dell’eterogeneità, della varietà di specie esistenti e delle diverse caratteristiche meccanico-morfologiche del legno massiccio esistono differenti criteri e metodi di classificazione di resistenza. Nell’ultimo decennio, infatti, oltre alla classificazione a vista, sono stati elaborati dei sistemi non distruttivi per alcune specie legnose. La valutazione secondo la resistenza permette, infatti, tramite apposita strumentazione, di assegnare al campione di legno massiccio una classe di resistenza conformemente a quanto previsto dalla normativa europea EN338. Tale procedura permette, attraverso una specifica attrezzatura portatile, di stimare le prestazioni meccaniche del legname, in particolar modo dei valori di modulo elastico e resistenza a flessione. La classificazione “a macchina” del materiale legno è stata possibile grazie alla collaborazione del dott. Michele Brunetti e della dott.ssa Michela Nocetti del CNR-IBE e alla generosa fornitura del legname dall’Azienda Campaldino Legnami S.r.l di Poppi (AR).

La macchina classificatrice utilizzata (ViSCAN - FMMF) (figura 6.49) è un sistema di misurazione ottica delle vibrazioni, non distruttiva, ed è dotata di:

- un interferometro laser: che misura la frequenza di vibrazione propria del materiale, dal quale si estrapola il modulo elastico dinamico;
- telemetro: che fornisce indicazioni sulla distanza del campione dalla macchina;
- antenna wi-fi.

Sono stati classificati n°8 elementi lignei di sezione quadrata 100x100 mm ca. e lunghezza variabile di 250 cm circa.



Figura 6.49  
Strumentazione per  
la classificazione del  
legno ViSCAN - FMMF.

Ogni elemento, di umidità superiore al 24%, è stato misurato e pesato su un'apposita bilancia al fine di rilevarne la densità. Gli elementi sono stati posizionati su un supporto orizzontale e attraverso delle oscillazioni indotte dalla percussione con un martello su una delle due estremità dell'elemento ligneo è stato possibile misurare la frequenza naturale di vibrazione (figura 6.50). La lettura è avvenuta mediante interferometro laser senza contatto della macchina posizionata all'estremità opposta. La macchina ha così restituito la classe di resistenza normalizzata, ottenuta in funzione dell'idoneità dei parametri di frequenza naturale di vibrazione, di densità e delle caratteristiche geometriche del campione. Questo è stato possibile mediante un apposito database elaborato dal centro di ricerca CNR-IBE e dall'azienda MiCROTEC di Bressanone (BZ), su prove distruttive su varie specie arboree ed è stato ottenuto da numerose prove distruttive su differenti campioni lignei, tra cui il legno di castagno. Pertanto, la macchina Viscan ha già dei settaggi certificati a livello europeo. I valori forniti dalla macchina classificatrice sono riferiti al frattile 5% per le resistenze e al valor medio per quanto riguarda il modulo elastico. Da questo sistema è stato possibile ricavare il modulo di elasticità dinamico e la classe di resistenza (Nocetti, Brunetti, 2016).

$$E_{o,dyn} = IP_{MOE} = \rho \cdot (2 \cdot l \cdot f)^2 \quad (6.8)$$

dove:

l=lunghezza dell'elemento ligneo;

$\rho$ =densità;

f=frequenza di vibrazione;

$IP_{MOE}$ = momento elastico dinamico;

$E_{o,dyn}$ =modulo elastico dinamico.



Figura 6.50  
Classificazione a macchina di un elemento ligneo.

Campione	b [mm]	h [mm]	l [mm]	P [g]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	U [%]	T [C°]	f [Hz]	IP_MOE [N/mm <sup>2</sup> ]
LO1	100	103	2535	14450	553	30	20	978	14858
LO2	97	103	2555	19810	776	30	20	819	14843
LO3	101	97	2517	19230	780	30	20	830	14866
LO4	103	103	2519	18370	687	30	20	915	15951
LO5	103	101	2604	18120	669	30	20	830	13648
LO6	102	95	2539	15600	634	30	20	933	15542
LO7	100	98	2583	21530	851	30	20	811	16303
LO8	99	99	2596	22190	872	30	20	764	14985
<b>media</b>									15124,5
<b>Dev. St.</b>									816,1643742
<b>Co.V.</b>									5%

Tabella 6.5

Caratteristiche geometriche e risultati classificazione a macchina Viscan degli elementi lignei:

b= base elemento ligneo; h=altezza elemento ligneo; l=lunghhezza dell'elemento ligneo; P=peso;  $\rho$ =densità; U=umidità del campione; T= temperatura del campione; f=frequenza di vibrazione;  $IP_{MOE}$ = momento elastico dinamico;  $E_{o,dyn}$ =modulo elastico dinamico.

### 6.2.4.2 Prova a flessione su quattro punti

Le prove sperimentali a flessione su quattro punti sono state condotte presso il Laboratorio di prove fisico-meccaniche del CNR-IBE di Firenze su quattro degli otto elementi lignei di dimensioni 100x100x2500 mm circa, in conformità con quanto disposto dalla EN 408-12, utilizzando la macchina di prova Zwick/roell Z600 dotata di cella di carico da 600 kN (figura 6.52). La sperimentazione ha permesso di ricavare la resistenza a flessione  $f_m$  di ogni elemento, nonché il modulo elastico  $E_{10}$  a flessione (equazione 6.10) calcolati secondo:

$$f_m = \frac{3aF_{\max}}{bh^2} \quad (6.9)$$

dove (figura 6.51):

a= la distanza tra il punto di applicazione di carico e il supporto;

$F_{\max}$  = carico massimo raggiunto;

b=spessore elemento ligneo;

h= larghezza elemento ligneo.

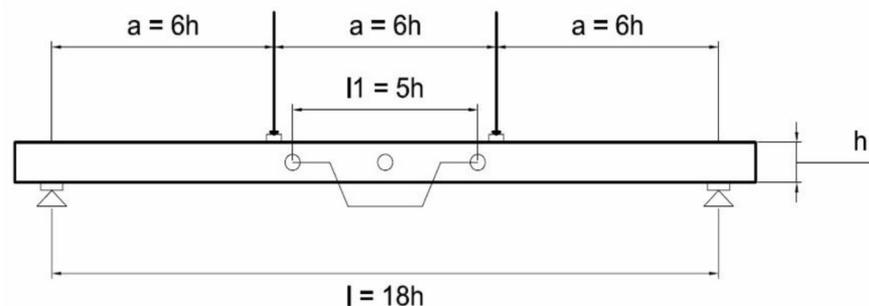


Figura 6.51  
Schema prova sperimentale a flessione a quattro punti secondo EN 408 (da Brunetti M.).



Figura 6.52  
Macchina di prova Zwick/Roell Z600 presso il CNR-IBE di Firenze (a sinistra); sezioni di campioni per calcolo del contenuto di umidità (a destra).

Oltre al modulo elastico locale, allo stesso modo è stato calcolato il modulo elastico globale (equazione 6.11), misurato in mezzeria, e calcolati secondo le formule (Nocetti, Brunetti 2016):

$$E_{lo} = \frac{3al_1^2 \Delta F}{4bh^3 \Delta w_{local}} \quad (6.10)$$

$$E_{gl} = \frac{l^3 \Delta F}{bh^3 \Delta w_{global}} \left[ \left( \frac{3a}{4l} \right) - \left( \frac{a}{l} \right)^3 \right] \quad (6.11)$$

dove:

b=spessore elemento ligneo;

h= larghezza elemento ligneo;

$l_1$ = lunghezza dello strumento di misurazione centrale ;

$\Delta F$ = incremento di carico sul tratto rettilineo del ramo di carico-deformazione rilevato al gioco;

$\Delta w$ = incremento di defomazione corrispondente all'incremento di carico.

I= modulo di inerzia della sezione.

I valori di resistenza a flessione sono inoltre stati conformati a valori di spessore di riferimento pari a 150 mm come indicato dalla normativa EN 384, attraverso la relazione (equazione 6.11):

$$k_h = (150/h)^{0.2} \quad (6.12)$$

I valori dei moduli elastici sono inoltre stati corretti considerando il contenuto di umidità pari al 12%, secondo le espressioni 6.13, 6.14 specificatamente calcolate per il legno di castagno (Nocetti et al., 2015):

$$E_{12} = \frac{E_u}{1 - 0.005(u - 12)} \quad (u \leq 32 \%) \quad (6.13)$$

$$E_{12} = \frac{E_u}{0.9} \quad (u > 32 \%) \quad (6.14)$$

Il contenuto di umidità di ogni elemento ligneo è stato ricavato a prova sperimentale ultimata, estrapolando un campione dagli elementi e lasciandoli in cella ad umidità nota. Il confronto

tra la massa degli elementi prima ( $P_{eq}$ ) e dopo ( $P_{an}$ ) questa operazione rappresenta il contenuto di umidità (tabella 6.8).

### Risultati

I risultati delle prove meccaniche sugli elementi lignei sono riportati in tabella 6.6, tabella 6.7.

I valori restituiscono buone prestazioni meccaniche, come sottolineato anche da precedenti sperimentazioni (Nocetti, Brunetti, 2016). Il comportamento dei legni per carichi monotonicamente crescenti è stato fragile per tutti e quattro i campioni. Le prove effettuate con la macchina con la macchina Viscan (tabella 6.5) hanno restituito valori che fanno ricadere il legno in classe D35 da EN 338 e valori di modulo elastico dinamico che non discostano molto da quelli ricavati sperimentalmente. I valori di resistenza a flessione sono, invece, nettamente superiori rispetto a quelli da EN 338 ( $D35=f_{m,k}$  pari a 35 N/mm<sup>2</sup>).

CAMPIONE	Sezione [mm]	Flessione su quattro punti dimensioni					h <sub>nom</sub> [mm]	k	F <sub>max</sub> [N]	MOR	
		a [mm]	l [mm]	b [mm]	h [mm]	f <sub>m</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]				f <sub>m150</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	
Lo1	100x100	600	1800	97,8	93,8	100	1090	29352,5	61,4	55,9	
Lo3	100x100	600	1800	99,78	100,7	100	967,6	34698,5	61,7	57,0	
Lo4	100x100	600	1800	100,94	101,8	100	1293	35445,5	61,0	56,5	
Lo6	100x100	600	1800	101,02	98,42	100	996	36404,9	67,0	61,6	
							media	1086,7	33975,4	62,8	57,8
							Dev. St.	147,1	3160,05	2,81226	2,60576
							Co.V.	14%	9%	4%	5%

Tabella 6.6

Calcolo del MOR (Module of Rupture), ovvero della resistenza a flessione  $f_m$  e della  $f_{m150}$  riferito allo spessore di 150 mm: a=distanza tra il punto di applicazione di carico e il supporto; l= distanza tra appoggi; b=base della sezione dell'elemento; h=altezza della sezione dell'elemento; h<sub>nom</sub>= altezza nominale dell'elemento ligneo; k= rigidezza; F<sub>max</sub> = carico massimo di rottura; f<sub>m</sub>=valore di resistenza a flessione; f<sub>m150</sub> = valore di resistenza a flessione sono inoltre stati conformati a valori di spessore di riferimento pari a 150 mm.

CAMPIONE	Modulo Elastico							
	Pendenza gl [N/mm]	Pendenza lo [N/mm]	I [mm <sup>4</sup> ]	MOE gl [N/mm <sup>2</sup> ]	MOE lo [N/mm <sup>2</sup> ]	MOE gl 12 [N/mm <sup>2</sup> ]	MOE lo 12 [N/mm <sup>2</sup> ]	
Lo1	1087,71	13225,21	6726143,4	16737	18433	16747	18445	
Lo3	989,12	11461,8	8498431,1	12046	12644	12118	12720	
Lo4	1253,1	13759,71	8868892,6	14624	14545	14711	14632	
Lo6	997,95	12567,73	8025575,8	12870	14681	12898	14713	
						media	14118,9	15127,5
						Dev. St.	2061,7192	2395,5836
						Co.V.	15%	16%

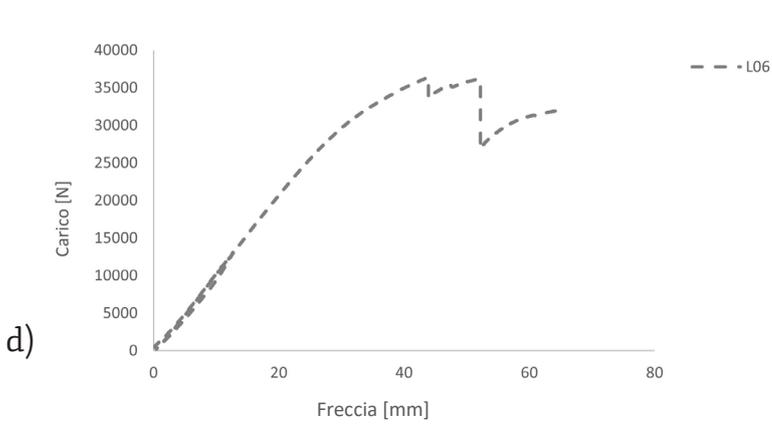
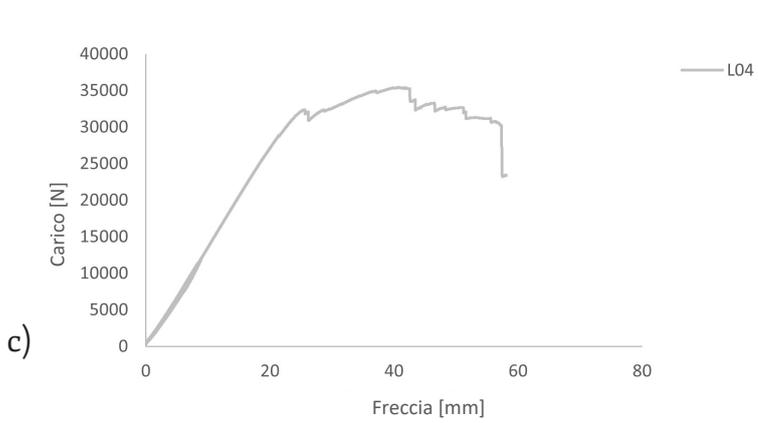
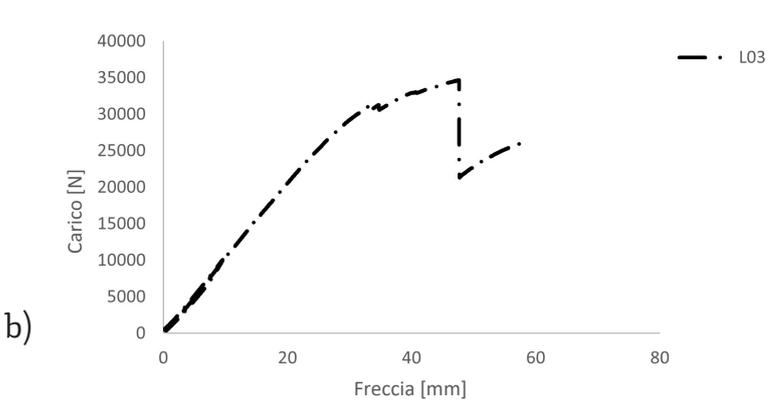
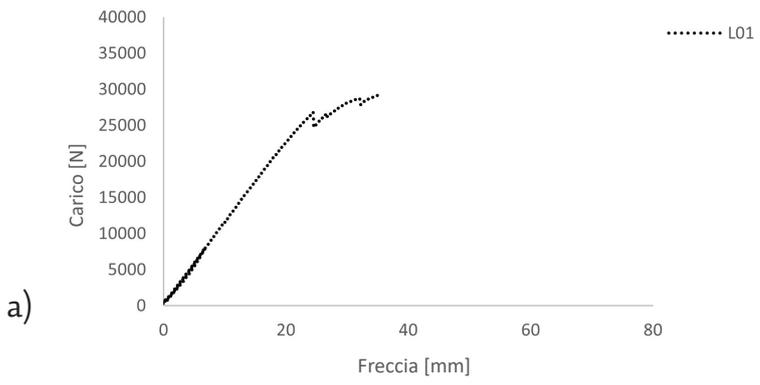
Tabella 6.7

Calcolo del MOE (Module of Elasticity), ovvero il modulo elastico locale e globale (MOElo e MOE gl) calcolati considerato il contenuto di umidità al 12%.

CAMPIONE	Massa volumica e umidità							
	l <sub>MV</sub> [mm]	b <sub>MV</sub> [mm]	h <sub>MV</sub> [mm]	Peq <sub>MV</sub> [g]	Pan <sub>MV</sub> [g]	MV [kg/m <sup>3</sup> ]	U <sub>MV</sub> [%]	MV <sub>12</sub> [kg/m <sup>3</sup> ]
Lo1	50,23	96,61	90,96	236,255	209,78	535,2	12,6	534
Lo3	51,08	95,36	97,4	335,158	279,03	706,4	20,1	678
Lo4	50	99	97,97	303,123	254,94	625,1	18,9	603
Lo6	50	91,46	91,48	235,389	206,04	562,7	14,2	556
						media	16,5	592,8
						Dev. St.	3,6152	63,704
						Co.V.	22%	11%

Tabella 6.8

Calcolo della massa volumica su sezione di campione di ogni elemento ligneo. l=lunghezza sezione campione; b) base sezione campione; h=altezza sezione campione; P<sub>eq</sub> = massa campione pre-cella; P<sub>an</sub>=massa campione post-cella; MV=massa volumica; U=umidità; MV=massa volumica al contenuto di umidità del 12%.



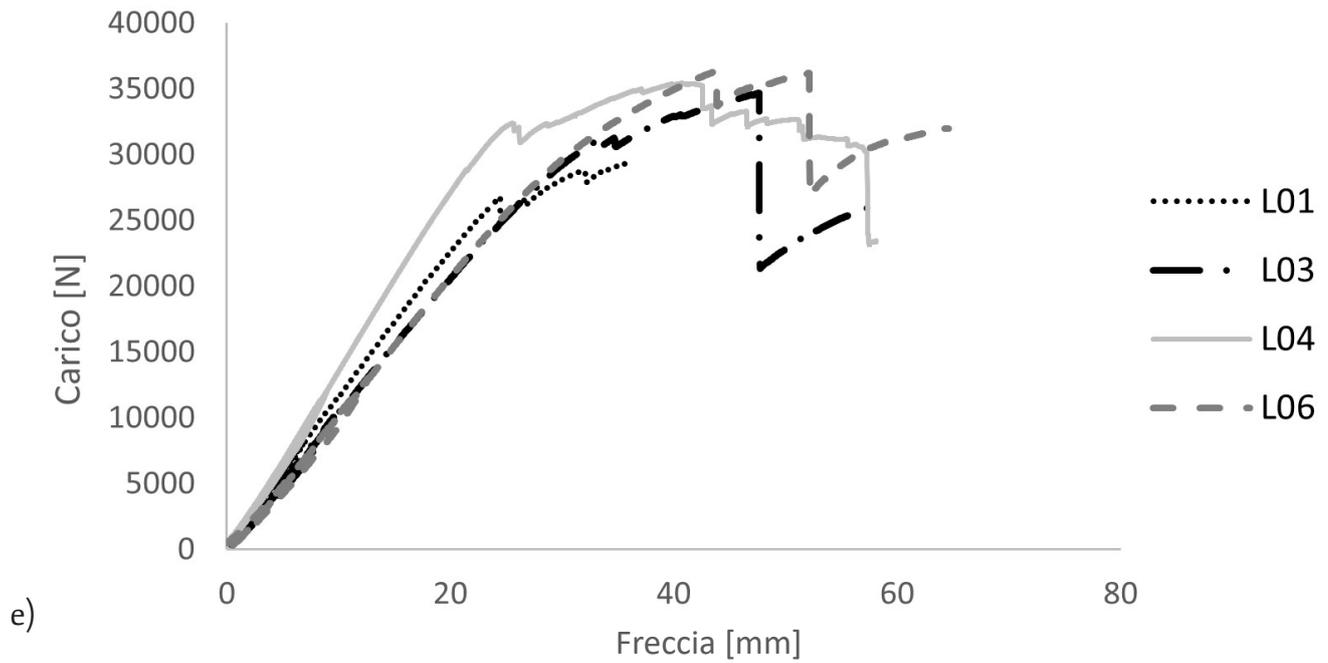


Figura 6.53  
Grafico carico-spostamento su elementi di legno di castagno e relative immagini a fine prova (pagina precedente):

a) L01;

b) L03;

c) L04;

d) L06.

e) Grafico riassuntivo carico-spostamento prove a flessione su quattro punti campioni L01- L06.

### 6.3 Il pannello murario: geometrie e valutazione delle proprietà meccaniche

Il pannello di muratura in pietra, realizzato e analizzato nel presente lavoro, è stato ricostruito tenendo conto delle caratteristiche geometriche e delle modalità costruttive riscontrate negli edificati in pietra del caso studio di Castelvetero sul Calore. Diversi sopralluoghi anche nelle aree limitrofe al sito hanno permesso la raccolta delle informazioni necessarie e l'identificazione di un rudere, segnato dal terremoto irpino del 1980, dal quale sono stati prelevati circa 0,9 mc di blocchi di pietra e fatti recapitare presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture (LPMS) (figura 6.54). La muratura, di natura caotica, è composta da elementi lapidei che oscillano da dimensioni di 15-20 cm fino a raggiungere i 30-40 cm di lunghezza.

Il muro è stato ricostruito all'interno di un'apposita struttura intelaiata in acciaio, su di un piano di prova progettato *ad hoc* per la campagna sperimentale, descritto di seguito.



Figura 6.54  
 a) pannello in situ,  
 b) acquisizione  
 materiale lapideo;  
 c) pannello  
 ricostruito in  
 laboratorio.

A causa delle restrizioni in altezza del telaio di prova, le misure del pannello, realizzato in scala reale sono (figura 6.54c):

- 97 cm di larghezza;
- 40 cm di spessore;
- 217 cm di altezza.

### 6.3.1 Il piano di prova

Il piano di prova è stato progettato e realizzato grazie alla preziosa collaborazione del prof. Ugo Tonietti e del tecnico specializzato Aldo Regoli. Al fine di garantire condizioni di vincolo di semplice appoggio o cerniere alle estremità -evitando momenti d'incastro in funzione delle considerazioni analitiche effettuate (cfr. §7.2)- esso si compone di:

1) una sottostruttura fissa costituita da (figura 6.55):

- 6 travi IPE di 60 cm di lunghezza e 10 cm di altezza, distanziate tra loro di 18 cm, e ancorate al telaio esistente tramite elementi a C e connettori metallici filettati di  $\varnothing$  12 mm, per una lunghezza totale di 1 m.

2) una sottostruttura mobile costituita alla base da (figura 6.56):

- una piastra di acciaio 1x0.4 m e di spessore di 1 cm, base del pannello murario, alla quale è stato saldato un elemento cilindrico di acciaio di  $\varnothing$  2 cm. L'introduzione di tale elemento permette la traslazione e la rotazione della piastra, conferendo al sistema una certa libertà nel movimento. Allo stesso tempo, la sua sezione ridotta diminuisce la superficie di contatto e, quindi, riduce i possibili effetti di attrito;

- un elemento metallico triangolare, con spigolo arrotondato, posizionato alla base a circa 9 cm dall'intradosso della piastra. L'intero sistema è stato poi ancorato alla sottostruttura fissa tramite bullonature.

In sommità si caratterizza per:

- un elemento metallico tubolare, sul quale sono stati saldati profilati di acciaio ad L di 6 cm, necessari all'ancoraggio del sistema, fissati poi al telaio in acciaio esistente tramite morsetti. Un secondo elemento triangolare è stato saldato a questa seconda sottostruttura con funzione di appoggio.

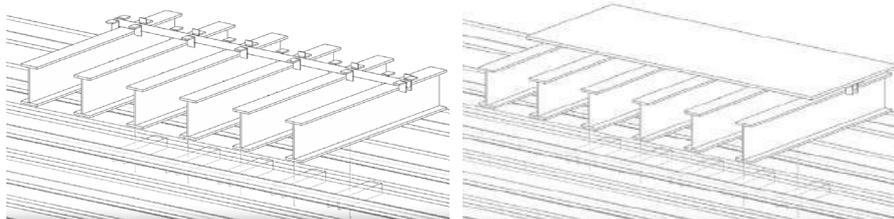


Figura 6.55  
Sottostruttura fissa  
del piano di prova.

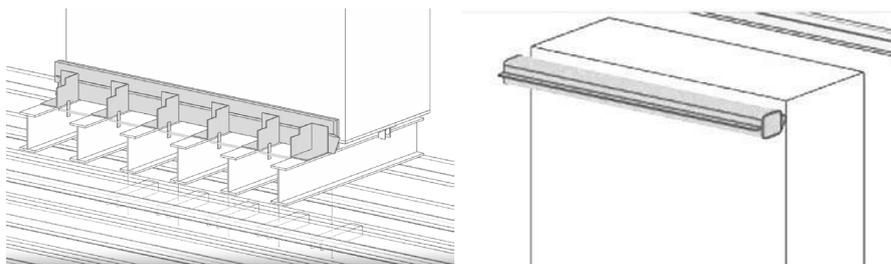


Figura 6.56  
Sottostrutture mobili  
del piano di prova.

Il sistema di vincolo in acciaio, costituito dalle due cerniere poste alla base e in sommità, consente la rotazione del pannello, impedendo la traslazione orizzontale nella direzione dei vincoli.

3) Una terza struttura si compone di:

- 2 travi HEA ancorate al telaio esistente tramite bullonature, che hanno permesso, tramite l'opportuna sagomatura, il posizionamento del martinetto, dotato di una cella di carico da 50 kN, utile all'applicazione del carico orizzontale in mezzzeria.
- un profilato UPN di acciaio di h 10 cm e lunghezza 115 cm che è stato inserito per trasferire il carico in maniera uniforme all'intera lunghezza della parete.

In prossimità di tale piastra e dei sistemi di appoggio è stata realizzata una cappatura di gesso per rendere complanare il piano di distribuzione del carico, vista la scabrosità della superficie del campione di prova.

Il piano di prova, così realizzato (figura 6.57), rispetta i seguenti requisiti:

- orizzontalità del piano: la piastra, una volta livellata, è stata mantenuta in bolla tramite zeppe lignee, per permettere la realizzazione del pannello murario, fino all'esecuzione della prova sperimentale;
- orizzontalità e uniformità di distribuzione del carico e delle reazioni dei vincoli.

Sull'apparato di prova così allestito, una volta installate tutte le componenti del piano, è stato realizzato il pannello murario grazie alla collaborazione di un tecnico specializzato.

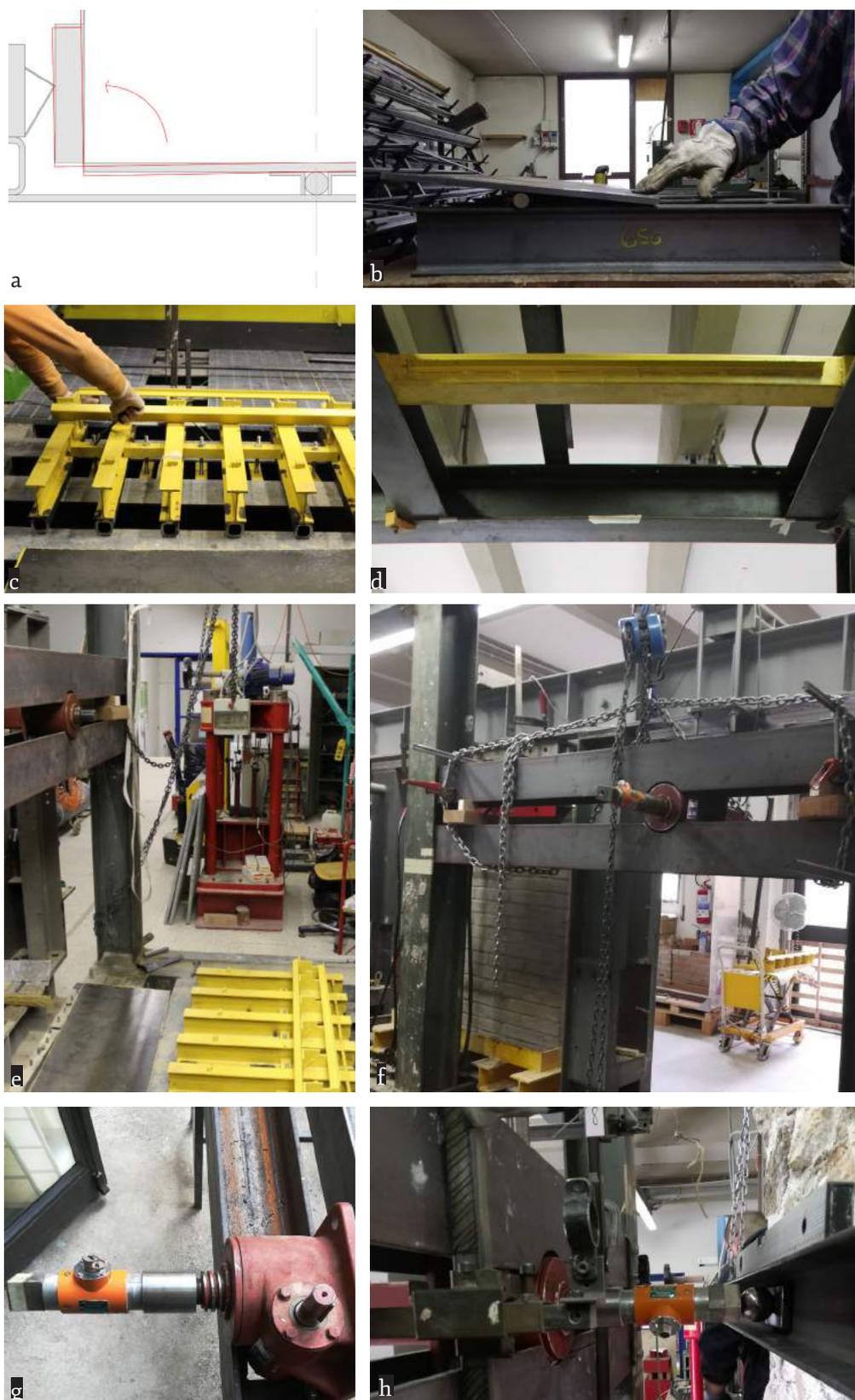


Figura 6.57

Il piano di prova:

- a) e b) sottostruttura mobile che permette la rotazione della piastra;
- c) elemento di vincolo alla base;
- d) elemento di vincolo in sommità;
- e) e f) travi di contrasto per il sistema di spinta;
- g) martinetto;
- h) Sistema di ripartizione del carico con profilato UPN100.

### 6.3.2 Le indagini soniche

Una preliminare valutazione sulle proprietà meccaniche del pannello murario è stata effettuata attraverso le indagini soniche, in grado di fornire le proprietà meccaniche elastiche dinamiche di riferimento.

Nell'ambito della conservazione del patrimonio architettonico, i test non distruttivi (ND) sono essenziali per la conoscenza e l'identificazione dei manufatti e per la valutazione di interventi che abbiano variato l'integrità strutturale (Valluzzi et al., 2018). Tra i vari metodi non distruttivi i test sonici sono comunemente utilizzati nelle strutture esistenti per valutare la qualità muraria. Queste indagini si basano sulle proprietà delle onde elastiche e sulla loro velocità di propagazione in materiali e volumi di diversa natura (Miranda et al., 2013; Murano et al., 2019). Il metodo, infatti, applica la trasmissione di onde elastiche con un intervallo di frequenza tra 20 Hz - 20.000 Hz tra due stazioni, emissione e ricevitore, situate ad una distanza nota tra i vari punti del muro (Cardani, Binda, 2015).

Le indagini soniche consistono, quindi, nell'analisi della propagazione di onde tra un emettitore (un martello) e un ricevitore (accelerometro) attraverso un veicolo di propagazione, che nel caso in analisi è rappresentato dal pannello murario. Le configurazioni di test sonici (BSI, 1986) variano a seconda della posizione relativa dell'emettitore e del ricevitore:

- dirette: se l'emettitore e il ricevitore sono posti allineati su lati opposti; sono spesso utilizzati per caratterizzare, qualitativamente, tipologie di muratura tradizionali (Miranda et al., 2013).
- indirette o di superficie, se emettitore e ricevitore si trovano sullo stesso piano;
- semidirette, quando l'emettitore e il ricevitore si trovano su piani diversi e adiacenti.

Data l'accessibilità alle quattro pareti del pannello murario, caratteristica difficilmente riscontrabile in situ, è stato possibile valutare diversi tipi di onda utilizzando le diverse configurazioni di test:

- onde longitudinali o P, principalmente attraverso test diretti ma anche attraverso test indiretti;
- onde di superficie o R, attraverso test indiretti.

Le onde soniche e ultrasoniche variano in funzione della frequenza: mentre, come detto, oscilla tra 20-20.000 Hz per le onde soniche, per le onde ultrasoniche sono superiori a 20.000 Hz. I test con onde ultrasoniche, caratterizzandosi per le alte frequenze e piccole lunghezze d'onda, hanno una capacità limitata quando le pareti in muratura di edifici storici hanno configurazioni complesse, con strati e materiali diversi. Tuttavia, si è scelto di utilizzare questa metodologia per raccogliere informazioni sulle caratteristiche delle singole pietre.

### Metodologia

Una volta generata l'onda sonora con il martello, un'apposita centralina misura il tempo impiegato dall'onda P per attraversare il materiale, ovvero il "TOF" (Time of Flying, Tempo di volo); conoscendo la lunghezza del percorso, ovvero la distanza tra l'emettitore e il ricevitore, è possibile calcolare la velocità dell'onda P. L'eterogeneità, la presenza di giunti, le discontinuità e i vuoti interni possono essere riconosciuti valutando la frequenza e velocità delle onde sonore, in quanto la loro presenza determina la variazione del percorso dell'onda, ampliando il TOF. Le onde soniche, inoltre, variano in funzione della densità: più il materiale è denso, più la velocità di propagazione delle onde sonore tende ad aumentare (il valore di velocità minima si riferisce alla propagazione nell'aria) (Valluzzi et al., 2018). A causa della natura variabile ed eterogenea, i valori di riferimento della velocità dell'onda sonora difficilmente possono essere correlati direttamente con proprietà fisiche o meccaniche note (es. densità pannello murario, modulo di Young, coefficiente di Poisson), ma possono comunque fornire indicazioni sulle caratteristiche geometriche, costruttive ed eventuali difformità, in ultima analisi, delle condizioni murarie (Berra et al., 1992, Riva, 1997).

Nel caso di un mezzo omogeneo, con modulo di Young  $E$ , densità  $\rho$ , e rapporto di Poisson  $\nu$ , la correlazione tra la velocità delle onde P e R che si propagano attraverso un materiale e le sue proprietà meccaniche è data da (ASTM, 2000; BSI, 1986):

$$V_P = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}} \quad V_R = \frac{0.87 + 1.12\nu}{1+\nu} \cdot \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{1}{2(1+\nu)}} \quad (6.15)$$

Le seguenti espressioni sono state sviluppate per materiali solidi, elastici, omogenei e isotropi. Vista l'eterogeneità e la complessità dei manufatti murari i risultati ottenuti da tali indagini portano con se ovviamente dei livelli di approssimazione (Murano et al., 2019).

Dalle espressioni (6.15) si ricava (Miranda et al., 2012):

$$E_d = v^2 \cdot d \cdot \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad (6.16)$$

dove:

$E_d$  = modulo elastico dinamico

$v$  = velocità dell'onda in m/s

$d$  = densità del mezzo

$\nu$  = modulo dinamico di Poisson

Le indagini soniche sul campione in esame sono state condotte grazie alla collaborazione del Laboratorio Materiali Lapidei e Geologia dell'Ambiente e del Paesaggio del Dipartimento di Scienze della Terra dell'Università di Firenze, in particolar modo il tecnico Teresa Salvatici. Tali valutazioni sul pannello murario possono essere riassunte in (figura 6.58):

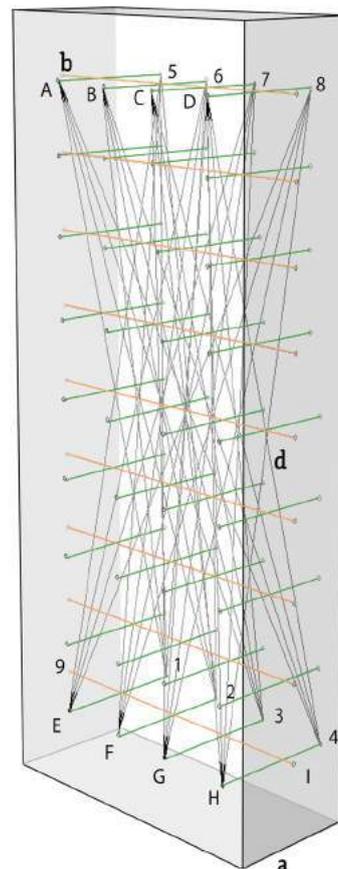
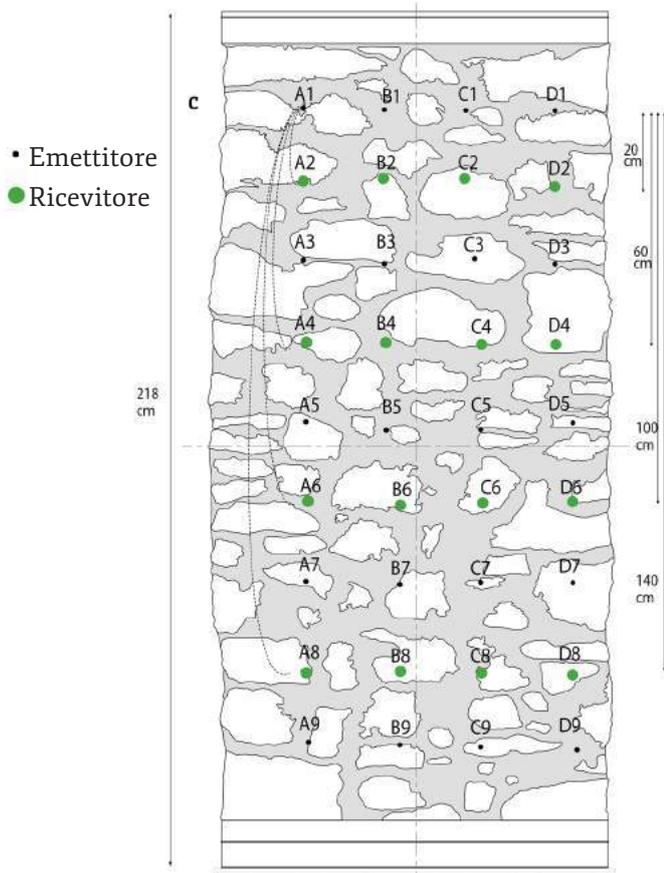
- a) analisi diretta tra le pareti longitudinali;
- b) analisi diretta sulle pareti trasversali;
- c) analisi indiretta superficiale, sul lato A del pannello;
- d) analisi diretta diagonale.

Prima di procedere con le indagini è stata elaborata una griglia di punti il più possibile allineati verticalmente e orizzontalmente, con un passo di 20 cm e un margine di errore di +- 2 cm, su ciascuno dei quattro lati del pannello murario. La matrice di test si compone di 4 colonne e 9 righe per un totale di 36 punti di prova lungo le facce longitudinali del pannello e di 1 colonna e 9 righe per le restanti facce trasversali. Per una lettura più completa, i punti comprendono sia pietre che giunti di malta (figura 6.15). Una procedura di calibrazione della strumentazione è stata necessaria prima di procedere con la misurazione e la lettura: le percussioni sono state ripetute tre volte su diversi punti del pannello scelti in maniera arbitraria. I dati sono sta-

La sperimentazione: valutazione del comportamento a flessione verticale di un pannello murario



Figura 6.58  
 a) Strumentazione per indagini soniche  
 b) Analisi dirette trasversali  
 c) Analisi indirette superficiali.



Lato A

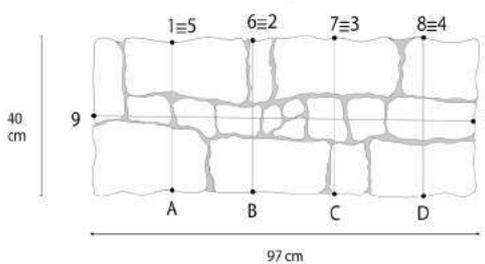


Figura 6.59  
 Schema sintetico delle indagini soniche.  
 a) Analisi diretta trasversale;  
 b) Analisi diretta longitudinale;  
 c) Analisi indiretta superficiale;  
 d) Analisi diretta diagonale.

ti raccolti utilizzando la strumentazione di diagnosi Novatest IMG 5200 CSD dotata di martello e accelerometro unidirezionale, collegati ad una centralina che genera, acquisisce ed elabora il segnale.

Le letture acquisite sul lato più accessibile del pannello -lato A- restituiscono informazioni puntuali che sono state successivamente mappate e interpolate con il software ArchMap.

### **1) Analisi diretta tra lato A e lato C**

I campionamenti sono stati effettuati lungo l'altezza posizionando l'emettitore (il martello) e il ricevitore (l'accelerometro) sulle estremità opposte.

### **2) Analisi indiretta superficiale, sul lato A del pannello**

Test indiretti e superficiali sono stati eseguiti posizionando l'emettitore e il ricevitore sulla stessa superficie muraria. L'onda sonora generata dal martello sui primi 4 punti delle colonne A, B, C, D ed è stata registrata lungo le rispettive colonne, ad una distanza di 20, 60, 100 e 140 cm.

### **3) Analisi diretta diagonale**

Per avere un quadro più completo che permetta di mappare in modo preciso il pannello murario, sono state realizzate misurazioni incrociando e alternando la posizione dell'emettitore e del ricevitore, come illustrato in figura 6.59.

## **Risultati**

Il pannello presenta velocità medie di attraversamento variabili in base alla posizione in cui viene effettuata la prova. Le differenze derivano dall'eterogeneità delle pietre che costituiscono il pannello murario e della loro disposizione.

Nel calcolo del modulo elastico medio  $E_{dm}$ , tramite l'espressione (6.16) è stato considerato:

- densità del pannello  $d$ , pari a  $2300 \text{ kg/m}^3$
- modulo dinamico di Poisson  $\nu$  pari a  $0.25$ .

In generale, il pannello è piuttosto omogeneo, eccetto per una particolare area in sommità, dove le diverse analisi, viste le velocità maggiori, descrivono una situazione locale abbastanza compatta e omogenea (figura 6.60). Generalmente, nonostante

si possano ottenere alcune differenze tra il modulo statico e dinamico di Young, le velocità dell'onda elastica possono fornire una buona stima delle caratteristiche meccaniche dei materiali (Miranda et al., 2010).

Nel caso in esame il modulo elastico dinamico di Young è nettamente superiore al modulo ricavato dal metodo dell'I.Q.M.. I risultati sono riportati in tabella 6.9.

Capitolo 6

DIRETTA LATO A		D [m]	Ts [micro/s]		Tm [micro/s]	Vm [m/s]	Vm <sup>2</sup> [m/s]	E <sub>d</sub> [MPa]	
1	A1	0,4	604	568	550	574	697	485620	931
2	B1	0,4	335	345	312	331	1210	1463290	2805
3	C1	0,4	143	154	138	145	2759	7609988	14586
4	D1	0,4	282	289	289	287	1395	1946953	3732
5	A2	0,4	214	281	289	261	1531	2342834	4490
6	B2	0,4	223	210	211	215	1863	3471980	6655
7	C2	0,4	327	296	326	316	1265	1598966	3065
8	D2	0,4	297	292	294	294	1359	1846932	3540
9	A3	0,4	281	328	330	313	1278	1633170	3130
10	B3	0,4	160	188	178	175	2281	5204842	9976
11	C3	0,4	262	293	286	280	1427	2036014	3902
12	D3	0,4	387	343	372	367	1089	1185788	2273
13	A4	0,4	238	217	232	229	1747	3051048	5848
14	B4	0,4	313	302	310	308	1297	1683017	3226
15	C4	0,4	309	348	324	327	1223	1496320	2868
16	D4	0,4	226	205	209	213	1875	3515735	6738
17	A5	0,4	262	268	297	276	1451	2105431	4035
18	B5	0,4	431	430	441	434	922	849455	1628
19	C5	0,4	477	551	467	498	803	644297	1235
20	D5	0,4	317	331	331	326	1226	1502471	2880
21	A6	0,4	342	347	409	366	1093	1194422	2289
22	B6	0,4	218	267	237	241	1662	2762333	5294
23	C6	0,4	416	419	442	426	940	883027	1692
24	D6	0,4	183	249	229	220	1815	3295890	6317
25	A7	0,4	193	174	172	180	2226	4956429	9500
26	B7	0,4	294	307	270	290	1378	1898175	3638
27	C7	0,4	313	307	307	309	1294	1675726	3212
28	D7	0,4	513	476	604	531	753	567454	1088
29	A8	0,4	212	195	213	207	1935	3745977	7180
30	B8	0,4	362	239	233	278	1439	2070286	3968
31	C8	0,4	330	357	327	338	1183	1400511	2684
32	D8	0,4	211	187	195	198	2024	4094854	7848
33	A9	0,4	298	293	305	299	1339	1793646	3438
34	B9	0,4	191	166	178	178	2243	5031195	9643
35	C9	0,4	358	360	368	362	1105	1220964	2340
36	D9	0,4	219	256	239	238	1681	2824659	5414

a

DIRETTA LATO B		D [m]	Ts [micro/s]		Tm [micro/s]	Vm [m/s]	Vm <sup>2</sup> [m/s]	E <sub>d</sub> [MPa]	
1	I1	0,98	1098	1212	1020	1110	883	779482	1494
2	I2	0,98	822	885	837	848	1156	1335551	2560
3	I3	0,98	533	528	518	526	1862	3466857	6645
4	I4	0,98	689	684	695	689	1422	2021146	3874
5	I5	0,98	791	826	797	805	1218	1483257	2843
6	I6	0,98	749	805	806	787	1246	1551912	2974
7	I7	0,98	696	635	627	653	1502	2254576	4321
8	I8	0,98	719	722	693	711	1378	1898060	3638
9	I9	0,98	768	822	821	804	1219	1486951	2850

b

Tabella 6.9  
 Risultati prove soniche (continua a pagina successiva):  
 a) analisi dirette lato A;  
 b) analisi dirette lato B;  
 c) analisi indirette lato A;  
 d) analisi dirette diagonali.

INDIRETTA SUPERFICIALE LATO A		D [m]	Ts [micro/s]			Tm [micro/s]	Vm [m/s]	Vm <sup>2</sup> [m/s]	E <sub>d</sub> [MPa]
1	A1	0,2	428	488	465	460	434	188765	362
2	A2	0,6	922	1012	898	944	636	403979	774
3	A3	1	1219	1205	1220	1215	823	677772	1299
4	A4	1,4	1571	1563	1505	1546	905	819694	1571
5	B1	0,2	152	96	129	126	1591	2532776	4854
6	B2	0,6	455	481	422	453	1325	1756868	3367
7	B3	1	1240	1027	1184	1150	869	755710	1448
8	B4	1,4	1617	1312	1257	1395	1003	1006705	1930
9	C1	0,2	169	200	202	190	1051	1104194	2116
10	C2	0,6	715	784	650	716	838	701578	1345
11	C3	1	1243	1520	1241	1335	749	561374	1076
12	C4	1,4	1432	1543	1600	1525	918	842784	1615
13	D1	0,2	75	77	56	69	2885	8321806	15950
14	D2	0,6	756	774	822	784	765	585693	1123
15	D3	1	985	848	869	901	1110	1232732	2363
16	D4	1,4	1431	1443	1409	1428	981	961613	1843

c

ANALISI DIRETTA DIAGONALE		D [m]	Ts [micro/s]			Tm [micro/s]	Vm [m/s]	Vm <sup>2</sup> [m/s]	E <sub>d</sub> [MPa]
1	A1	1,64	1923	2000	2009	1977	829	687904	1261
2	A2	1,65	1867	1936	1995	1933	854	728876,5	1336
3	A3	1,70	2272	2233	2263	2256	754	567831,7	1041
4	A4	1,76	1400	1818	1689	1636	1076	1157806	2123
5	B1	1,66	2072	2303	2172	2182	761	578594,1	1061
6	B2	1,63	2212	1792	2192	2065	789	622866,4	1142
7	B3	1,64	1801	1850	1741	1797	912	832588,6	1526
8	B4	1,72	1798	2047	1798	1881	914	836140,6	1533
9	C1	1,72	1976	1975	1722	1891	910	827320,6	1517
10	C2	1,64	1892	1824	1838	1851	886	784726,7	1439
11	C3	1,63	1798	1806	1802	1802	905	818211,6	1500
12	C4	1,66	1786	1807	1782	1792	927	858423,8	1574
13	D1	1,76	1700	1595	1631	1642	1072	1148892	2106
14	D2	1,70	1894	2031	1918	1948	873	761848,4	1397
15	D3	1,65	1547	1534	1450	1510	1092	1193500	2188
16	D4	1,64	1316	1249	1254	1273	1288	1659705	3043
17	E5	1,64	2107	1751	1609	1822	900	809901,2	1485
18	E6	1,65	1519	1713	1840	1691	976	952471,3	1746
19	E7	1,70	1577	1572	1690	1613	1054	1110783	2036
20	E8	1,76	1690	1861	1858	1803	976	952870,5	1747
21	F5	1,66	1628	1559	1624	1604	1035	1071490	1964
22	F6	1,63	1843	1809	1879	1844	884	781646,5	1433
23	F7	1,64	1962	1962	1936	1953	840	704912,1	1292
24	F8	1,72	1825	1844	1975	1881	914	835844,3	1532
25	G5	1,72	1926	1784	1926	1879	916	838218,9	1537
26	G6	1,64	1757	1981	1628	1789	917	840676,4	1541
27	G7	1,63	1461	1475	1575	1504	1084	1175093	2154

d

Si indicano con:

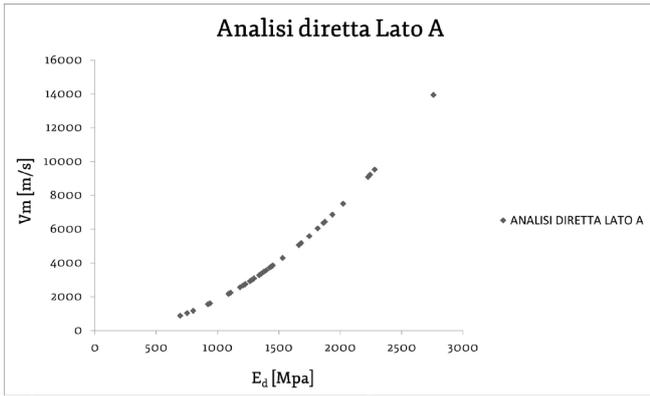
D= la distanza tra emettitore e ricevitore;

T<sub>s</sub> = tempo di volo (TOF);

T<sub>m</sub> = tempo medio di volo;

V<sub>m</sub> = velocità media dell'onda sonora;

E<sub>d</sub> = modulo elastico dinamico.

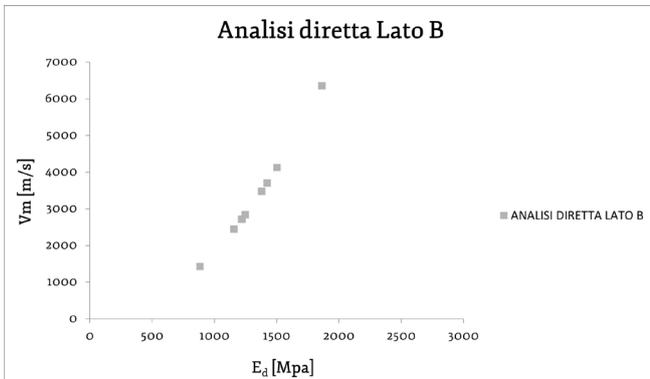
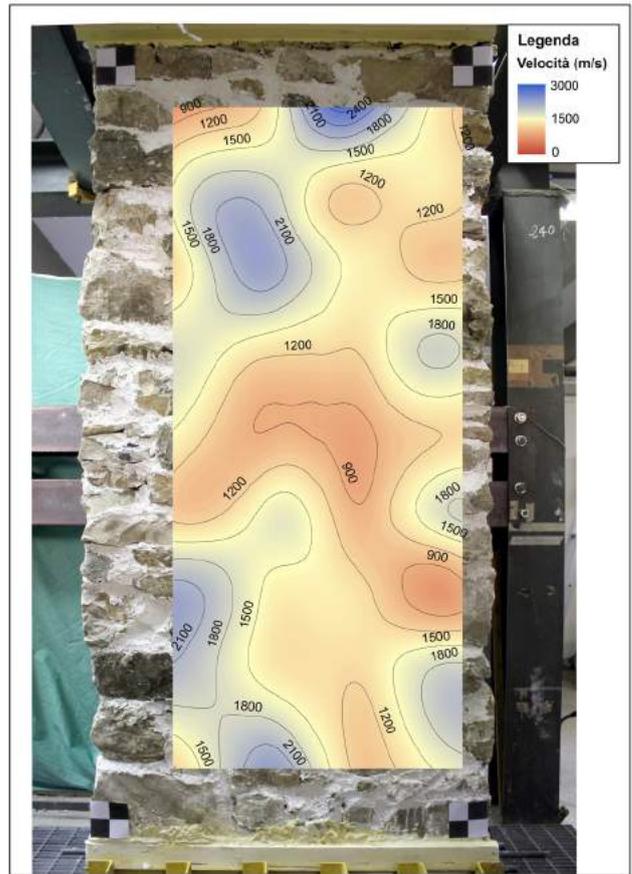


**Diretta Lato A**

$V_m$	1467	m/s
$V_{max}$	2759	m/s
$V_{min}$	697	m/s
$E_{dm}$	4530	Mpa
$E_{dmax}$	14586	Mpa
$E_{dmin}$	931	Mpa

Tabella 6.10  
(in alto) grafico e media valori analisi diretta lato A.

Figura 6.60  
(a destra) plottaggio dati dell'analisi diretta trasversale lato A.

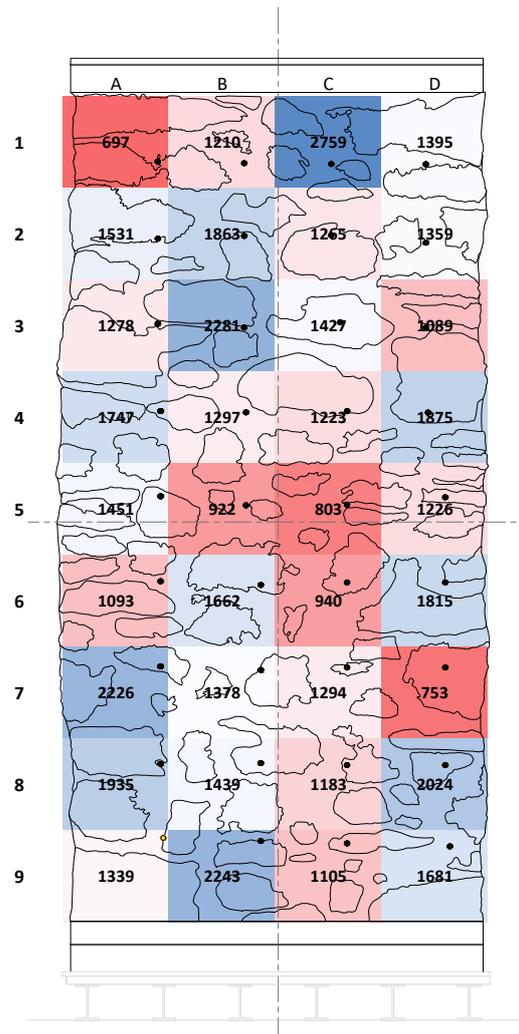


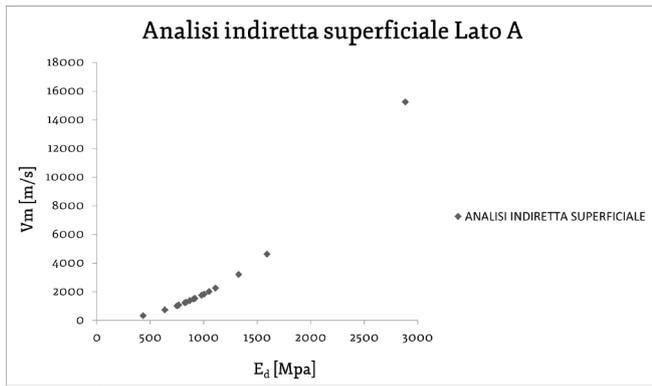
**Diretta Lato B**

$V_m$	1320	m/s
$V_{max}$	1862	m/s
$V_{min}$	883	m/s
$E_{dm}$	3467	Mpa
$E_{dmax}$	6645	Mpa
$E_{dmin}$	1494	Mpa

Tabella 6.11  
(in alto) grafico e media valori analisi diretta lato B.

Figura 6.61  
(a destra) media delle velocità per ogni punto analizzato. Non è un'interpolazione di dati, ma è una restituzione puntuale delle velocità medie.



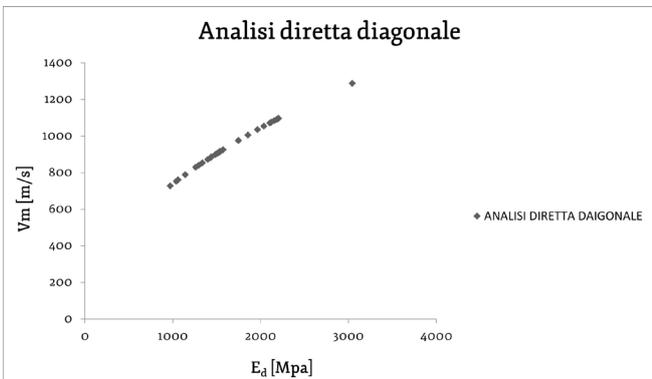


**Indiretta lato A**

$V_m$	1055	m/s
$V_{max}$	2885	m/s
$V_{min}$	434	m/s
$E_{dm}$	2690	Mpa
$E_{dmax}$	15950	Mpa
$E_{dmin}$	362	Mpa

Tabella 6.12  
(in alto) grafico e media valori analisi indiretta superficiale lato A.

Figura 6.62  
(a destra) plottaggio dati dell'analisi indiretta superficiale.



**Diretta Diagonale Lato A**

$V_m$	944,8	m/s
$V_{max}$	1288	m/s
$V_{min}$	727,9	m/s
$E_{dm}$	1663	Mpa
$E_{dmax}$	3043	Mpa
$E_{dmin}$	971	Mpa

Tabella 6.13  
(in alto e a sinistra) grafico e media valori analisi diagonale Lato A.

**TOTALE**

$E_{dmtot}$	3087	Mpa
$E_{dmaxtot}$	10056	Mpa
$E_{dmintot}$	940	Mpa

Tabella 6.14  
Media valori del modulo elastico.

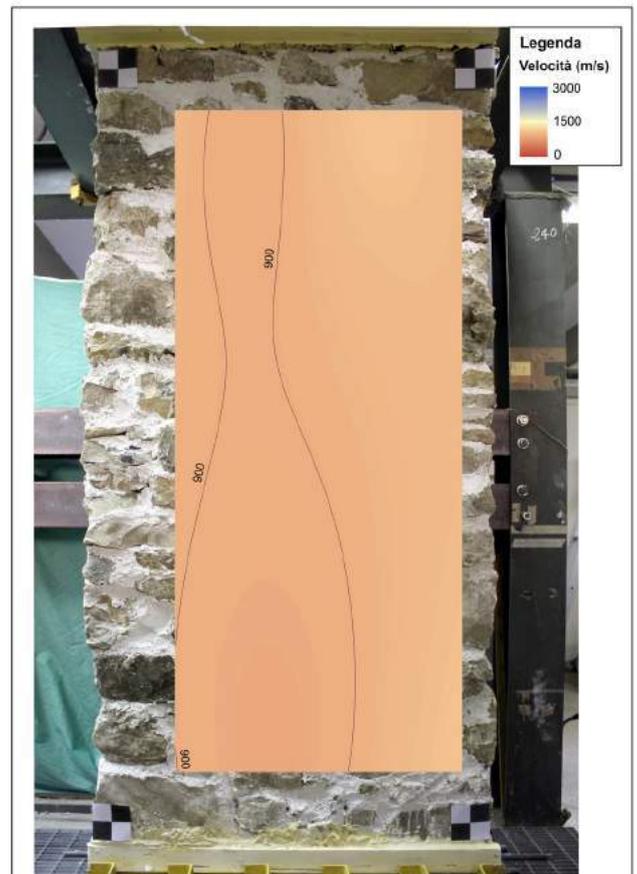


Figura 6.63  
Plottaggio dati dell'analisi diretta diagonale.

## 6.4 Il programma sperimentale

Il muro è stato costruito in due fasi, così da permettere alla malta tempi di presa più ampi e scongiurare fenomeni di instabilità in fase d'opera; una volta ultimato è stato lasciato stagionare per un tempo superiore ai 30 giorni. Il rapporto  $h/b$  del muro è pari a 5.42, per cui è possibile definire il pannello come "snello" (Tassios 1988, Augenti 2004). La densità totale del pannello è stata stimata partendo dai valori di densità dei singoli materiali: la malta (media dei campioni pesati dopo la maturazione, cfr. §6.2.1) e la pietra (tabella 6.15). Il pannello, a cui non sono stati aggiunti ulteriori carichi verticali (verosimilmente il sovraccarico di solai-coperture), è stato testato a flessione su tre punti con applicazione di un'azione orizzontale in mezzeria ed è stata realizzata tramite un martinetto con cella di carico di 50 kN. Il carico è stato ripartito uniformemente lungo la sezione trasversale del muro attraverso l'inserimento di una sfera di acciaio e ad un profilato metallico di ripartizione, UPN100 (cfr. §6.3.1). Sei trasduttori di spostamento CDP sono stati installati sulla porzione di muro interessata dal sistema di spinta, in modo da ottenere letture omogenee di spostamento (figura 6.65). Un trasduttore tipo cantilever è stato posizionato in sommità del pannello (D7). Questi sono stati posti tutti in corrispondenza delle pietre e collocati in modo da garantire il massimo allineamento orizzontale e verticale tra gli stessi. In particolare, i trasduttori 1 e 2, 5 e 6 sono stati posizionati rispettivamente sull'estremità superiore e inferiore del pannello, mentre i trasduttori contrassegnati come 3 e 4 sono stati posizionati in mezzeria, in corrispondenza del profilato di spinta. La registrazione dei dati sperimentali è stata raccolta tramite una centralina elettronica della National Instruments.

Tabella 6.15  
Calcolo del peso  
specifico della  
muratura.

	Pietre Volume [m <sup>3</sup> ]	Malta Volume [m <sup>3</sup> ]	Pietre Peso [kg]	Malta Peso [kg]	Pietre + Malta Peso [kg]	Peso specifico $\gamma$ [kg/m <sup>3</sup> ]
Muro	0.57	0.27	1700	273	1973	2348

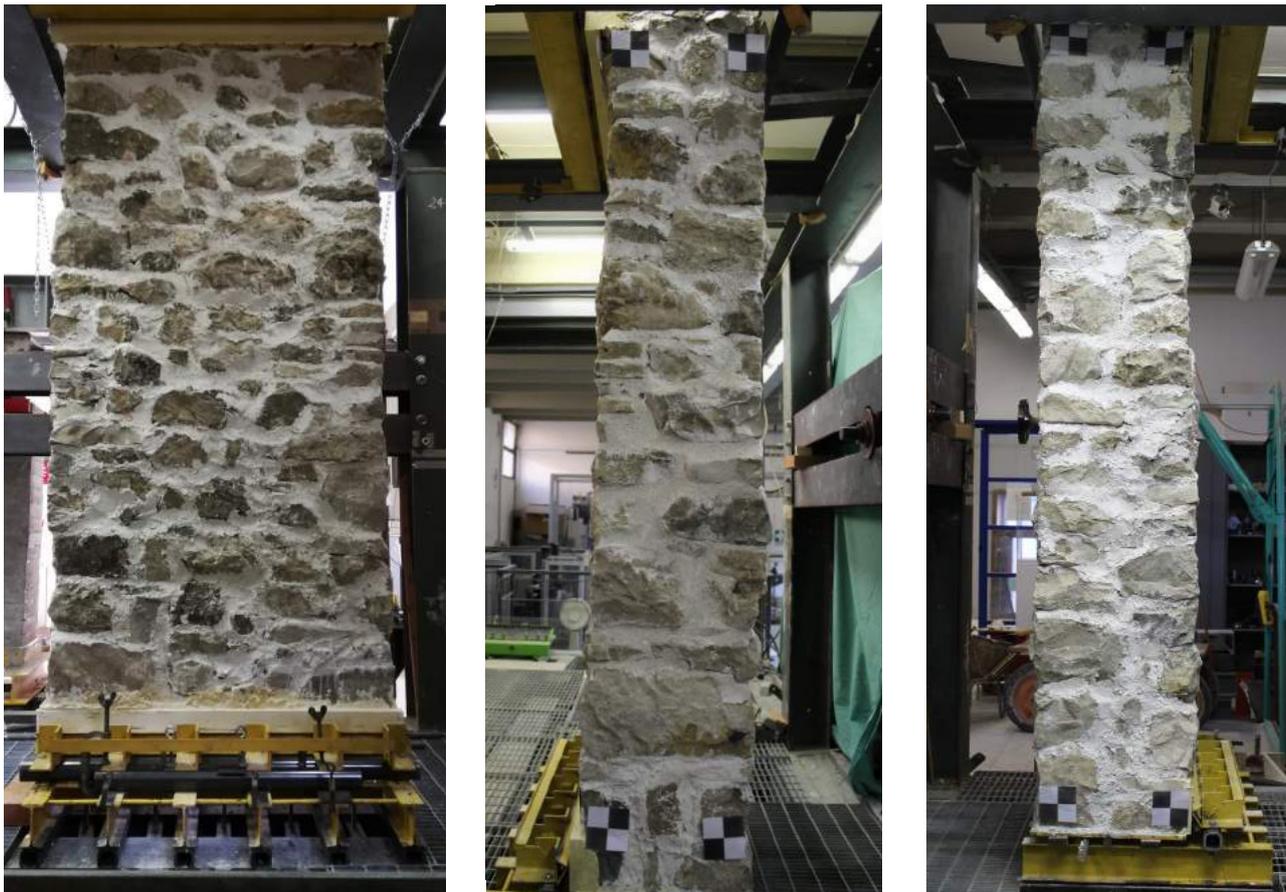
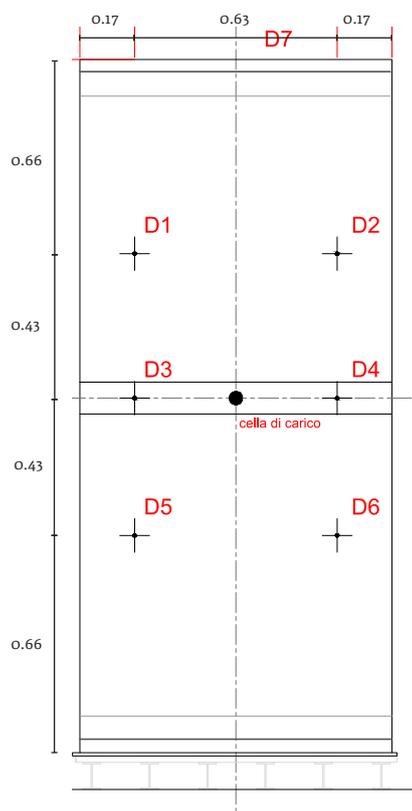


Figura 6.64  
A sinistra: lato A pannello murario;  
Al centro: lato B pannello;  
A destra: lato D pannello.

Posizione	Trasduttori	Lunghezza [mm]	Sensibilità [ $\times 10^{-6}$ strain/mm]
D1	CDP, PI 5-100	100	100
D2	CDP, PI 2-50	50	200
D3	CDP, PI 5-100	100	100
D4	CDP, PI 2-50	50	200
D5	CDP, PI 2-50	50	200
D6	CDP, PI 2-50	50	200

Tabella 6.16  
Caratteristiche dei trasduttori.

Figura 6.65  
a sinistra: schema di  
posizionamento dei trasduttori su  
lato C del pannello;  
a destra: vista trasduttori dal lato D  
del pannello.



### 6.4.1 Valutazione sperimentale del comportamento flessionale

In questa sezione si riportano la modalità di esecuzione della prova sul pannello e i risultati ottenuti, discutendo:

- diagrammi di carico-spostamento;
- quadro fessurativo;
- comportamento deformativo ottenuto tramite Correlazione Digitale delle Immagini (CDI).

La prova sperimentale è stata eseguita in controllo di spostamento attraverso un primo ciclo di pre-carico di assestamento dell'apparato, dopodichè la prova è proseguita con sei cicli incrementali di carico-scarico, fino ad indurre la rottura del pannello e il raggiungimento del carico di picco. Di seguito, nelle figure 6.66 sono riportati i diagrammi di carico-spostamento ( $P-\delta$ ) che descrivono rispettivamente il comportamento complessivo del pannello nell'estremo superiore, inferiore e in mezzeria (in corrispondenza del martinetto), valutati come media delle registrazioni dei trasduttori posti alla medesima quota.

I cicli di carico hanno raggiunto i seguenti valori di picco per lo spostamento in mezzeria (media canali 3 e 4) e relativo carico:

- 1) 0,21 mm, 0-0,5 kN;
- 2) 0,35 mm, 0-1 kN;
- 3) 0,57 mm, 0-1,5 kN;
- 4) 0,75 mm, 0-2,5 kN;
- 5) 0,90 mm, 0-3,5 kN;
- 6) 1,39 mm, 0-4,5 kN;
- 7) 4,28 mm, 0-4,55 kN.

In linea generale, nella fase iniziale della prova - per i primi cinque cicli di carico-scarico- il campione non ha esibito nessun danneggiamento fino a circa 1,06 mm di spostamento in mezzeria, mentre a partire dal sesto ciclo ha cominciato a manifestare le prime lesioni nella parte centrale e dal lato teso del pannello. Le lesioni hanno interessato i giunti di malta e hanno assunto un andamento pressoché orizzontale, come evidenziato dal quadro fessurativo in figura 6.67 e 6.68.

In particolare, dai diagrammi  $P-\delta$  (figura 6.66) si può osservare:

- fase 0: assestamento dell'apparato. Tale fase è identificabile con i primi tre cicli di carico e compresa fra 0-2 kN fino ad

La sperimentazione: valutazione del comportamento a flessione verticale di un pannello murario

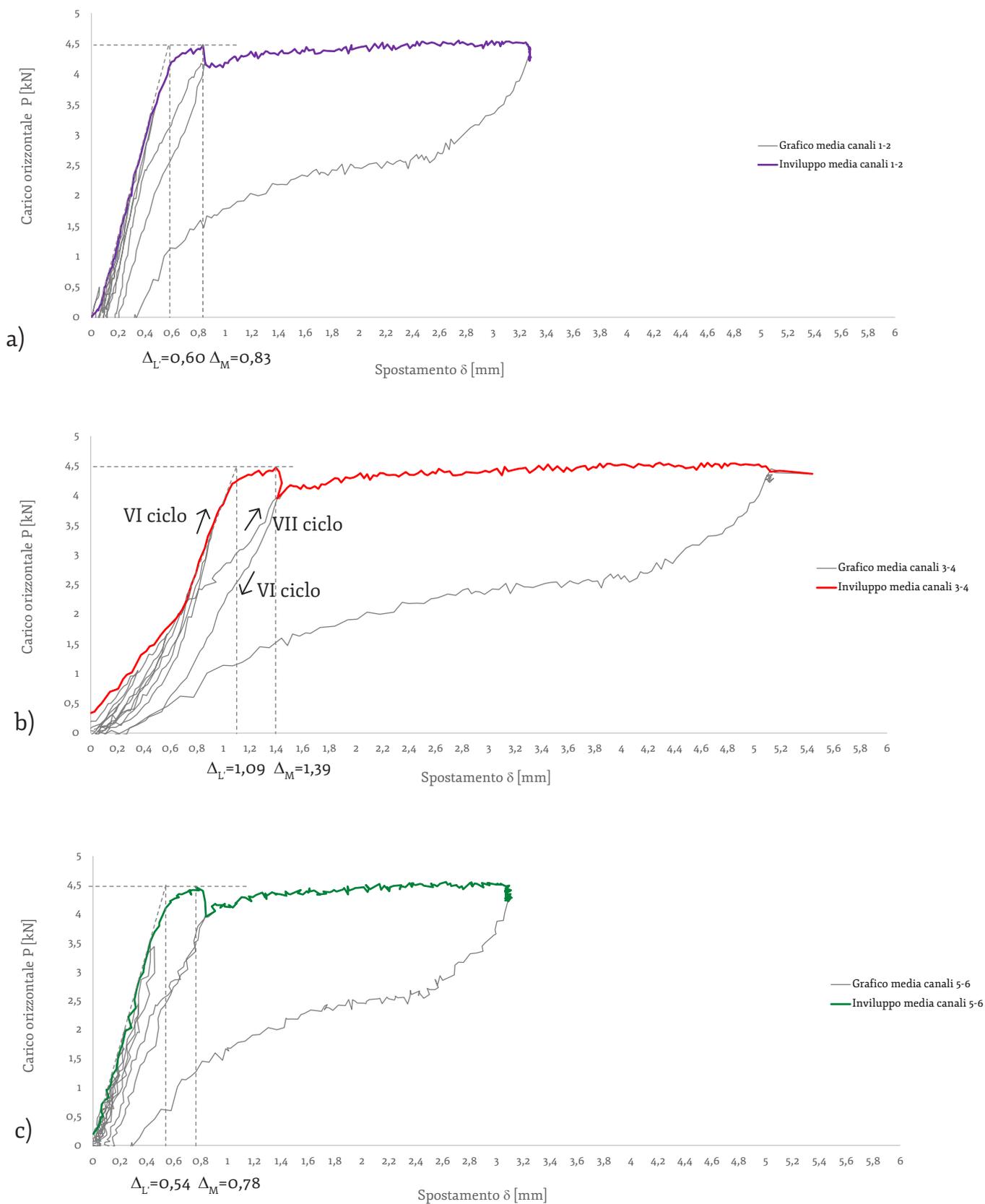


Figura 6.66 Diagrammi carico spostamento medi relativi ai canali posti alla medesima quota: a) canali 1-2 sommità; b) canali 3-4 mezzeria c) canali 5-6 base.

Figura 6.67  
Quadro fessurativo  
lato A del pannello  
murario.

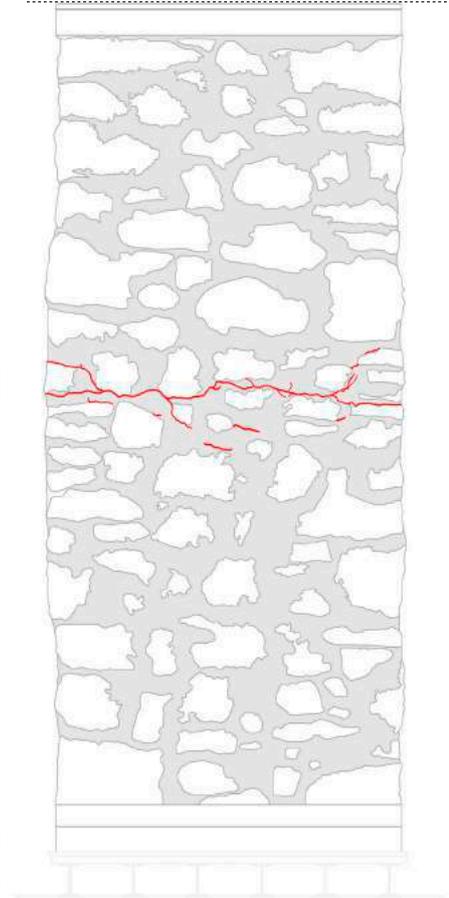
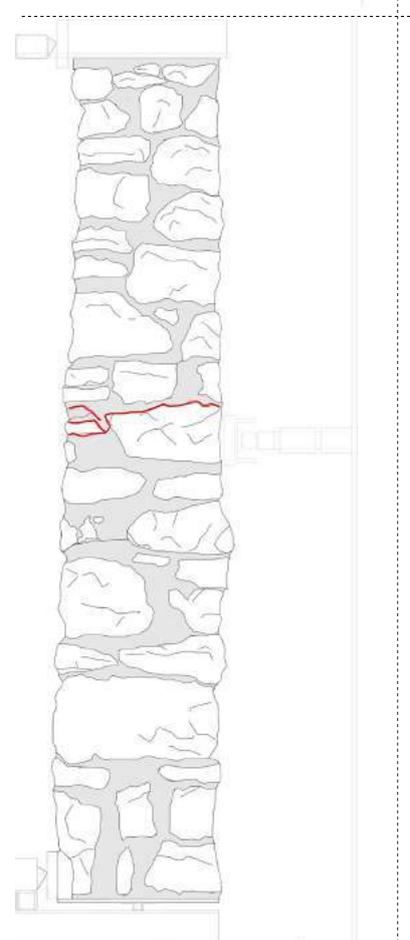


Figura 6.68  
Quadro fessurativo lato  
B del pannello murario.



uno spostamento di circa 0.7 mm in mezzeria. L'assestamento risulta maggiormente marcato nel diagramma relativo ai trasduttori posti in mezzeria, figura 6.66b, mentre risulta quasi impercettibile, e comunque più rapidamente superato o del tutto assente rispettivamente per i grafici della parte sommitale, 6.66a e basamentale 6.66c;

- fase I: il pannello è rimasto apparentemente integro fino al raggiungimento del carico massimo del VI ciclo. Il diagramma mostra un andamento elastico-lineare fino ad un livello di carico intorno a 3,4 kN, 3,85 kN e 3,8 kN rispettivamente per i livelli superiore, intermedio e inferiore. Superati tali valori di carico, si nota come i diagrammi di prova divergano dalla pendenza individuata nel tratto precedente. In altre parole, si nota un andamento elastico non lineare pre-picco collegabile alla formazione di microlesioni difficilmente osservabili ad occhio nudo. Al raggiungimento del carico pari 4.46 kN la lesione è apparsa rapidamente in concomitanza con la caduta di carico.

- fase II: il tratto di diagramma relativo alla fase di carico del VII e ultimo ciclo di carico mostra un decremento della rigidità dovuto alla soluzione di continuità in mezzeria e collegata alla lesione appena formata. Raggiunto di nuovo lo spostamento massimo del VI ciclo, il diagramma prosegue con un andamento sub orizzontale, ancorché debolmente crescente, fino al picco di carico globale pari 4.55 kN. Nel tratto finale decrescente il carico diminuisce fino ad un valore residuo di 4.36 kN, pari a circa 5.44 mm. Lo sviluppo del VII ciclo di carico è sostanzialmente collegabile allo sviluppo della lesione in mezzeria, che è avvenuta attraverso la generazione di nuove superfici e l'allontanamento relativo degli spigoli delle ciglia della lesione stessa. Parallelamente, il debole incremento di carico registrato può essere collegato a fenomeni attritivi. Quest'ultimi e le fratture che si sono innescate, impediscono un completo recupero degli spostamenti. L'andamento non lineare è confermato dal ramo di grafico relativo all'ultima fase di scarico.

In figura 6.71 si riporta la storia degli spostamenti avvenuti per ogni ciclo di carico e scarico. Confrontando gli spostamenti tra i canali D1, D3, D5, posizionati a sinistra del lato C del pannello, con i canali D2, D4, D6, (a destra) è possibile constatare come quest'ultimi abbiano subito spostamenti maggiori (figura 6.70).

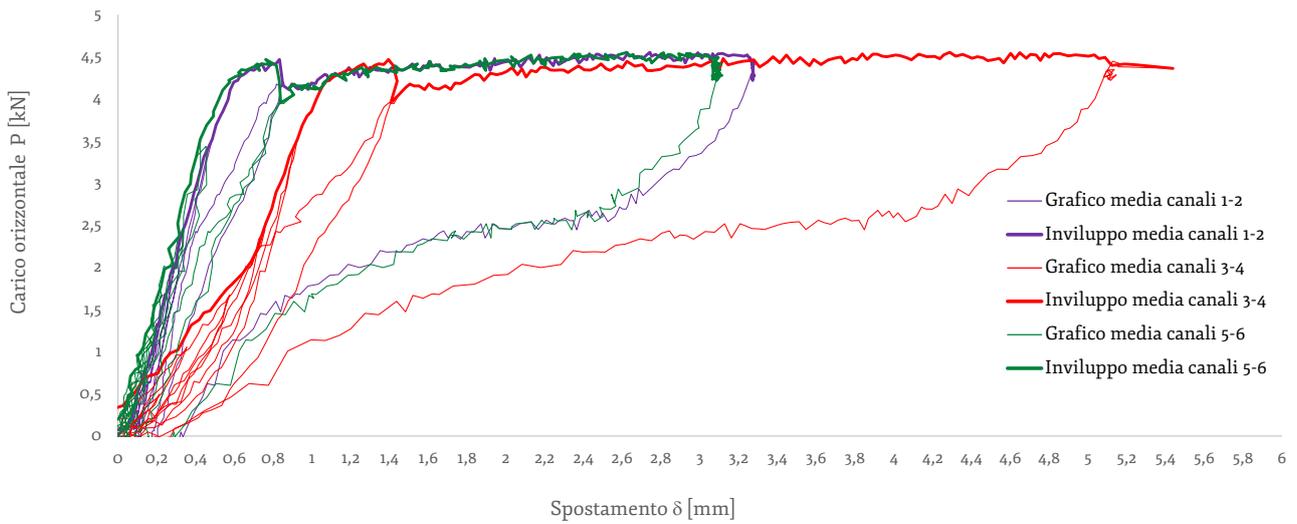


Figura 6.69  
 Diagrammi carico-spostamento medi relativi alle coppie di trasduttori posti alla medesima quota (1-2 sommità, 3-4 mezzeria, 5-6 base) e sovrapposti ai relativi involuppi.

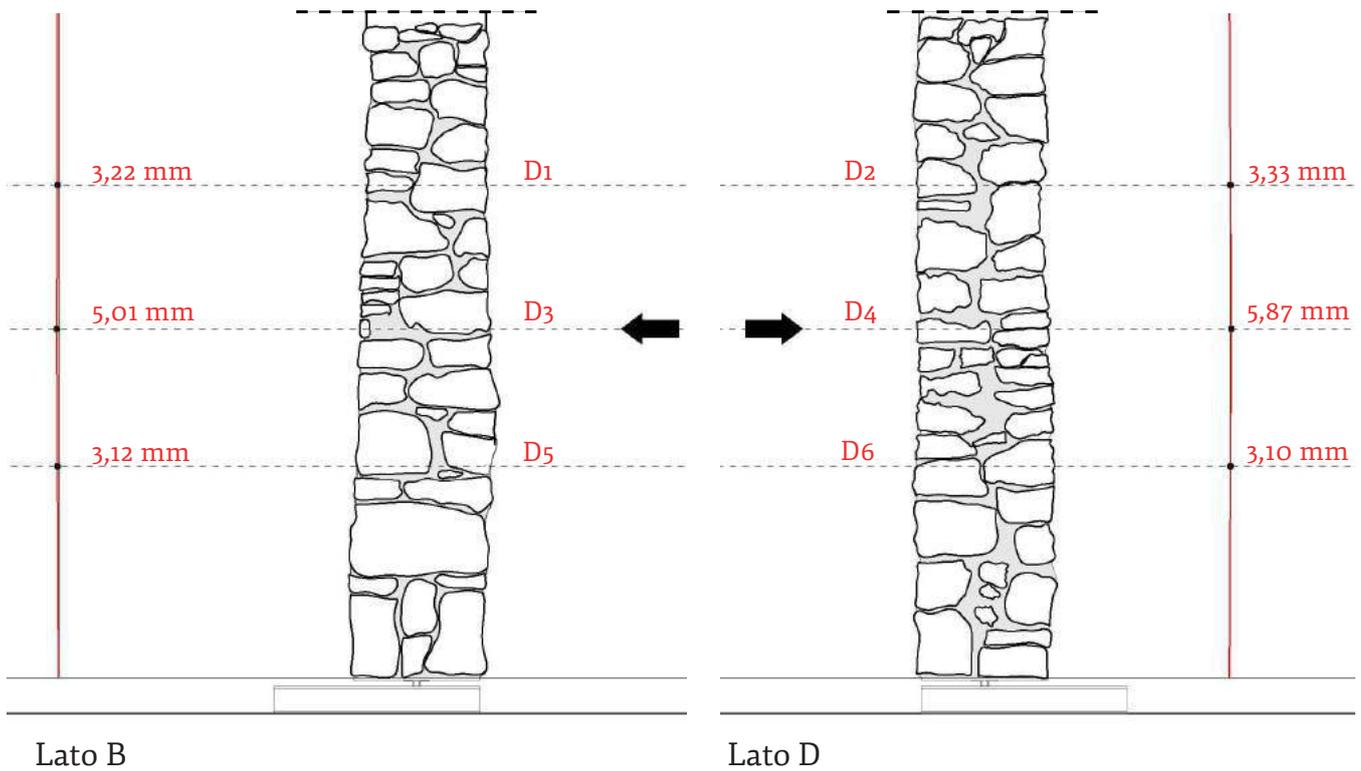


Figura 6.70  
 Massimi spostamenti registrati a fine sperimentazione per lato B (a sinistra) e lato D (a destra).

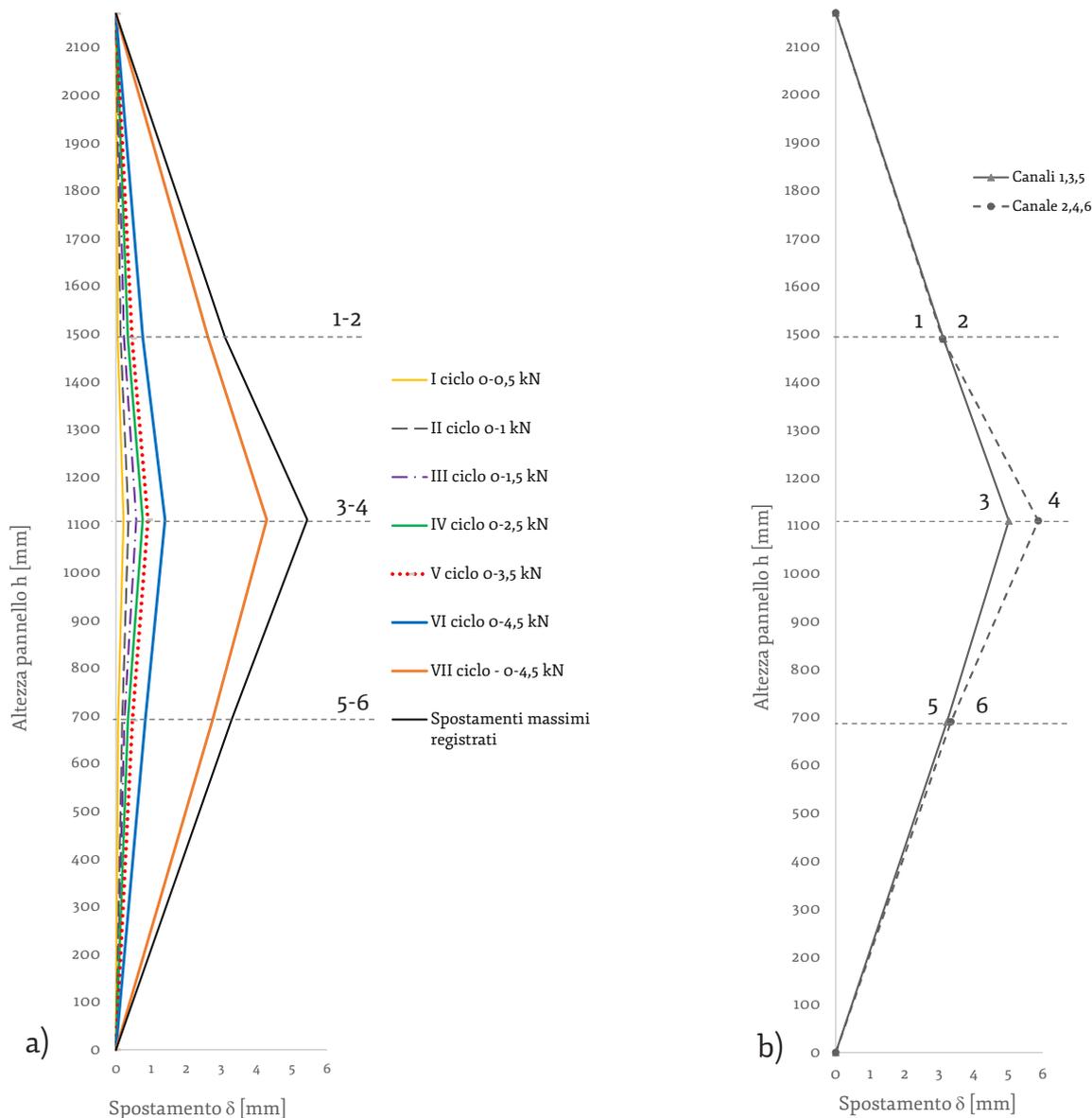


Figura 6.71

a) evoluzione spostamenti massimi per ogni ciclo di carico e scarico;  
 b) confronto tra media canali 1-3-5 (a sinistra) del pannello (lato C) e 2-4-6 (a destra).

	$P_{max}$ [kN]	$\Delta_M$ [mm]	$\Delta_{L'}$ [mm]	$\mu_c$ [-]	$X_{Li}$ [mm]	$Y_{Li}$ [kN]	$X_L$ [mm]	$Y_L$ [kN]	k [kN/mm]
NR 1-2	4,47	0,83	0,60	1,39	0,05	0,11	0,47	3,43	7,98
NR 3-4	4,47	1,39	1,09	1,28	0,69	2,07	0,69	2,07	5,88
NR 5-6	4,47	0,76	0,54	1,41	0,04	0,32	0,49	3,79	7,68
<b>media</b>				<b>1,36</b>					<b>7,18</b>

Tabella 6.17

Valori di rigidezza  $k$ , duttilità cinematica  $\mu_c$  e duttilità cinematica disponibile  $\mu_{cd}$ . Si indica con  $P_{max}$  il carico massimo ottenuto sperimentalmente;  $\Delta_M$  = lo spostamento relativo al carico massimo;  $\Delta_{L'}$  = rappresenta il punto in ascissa derivante dall'intersezione della retta tangente alla curva P-d e l'ordinata del punto M, ossia il carico  $P_{max}$  raggiunto.

### Duttilità cinematica

La duttilità cinematica del pannello testato a flessione verticale è stata valutata dalla relazione:

$$\mu_c = \frac{\Delta_M}{\Delta_{L'}} \quad (6.17)$$

dove:

- $\Delta_M$  = rappresenta lo spostamento associato al carico massimo raggiunto  $P_{\max}$ ;
- $\Delta_{L'}$  = rappresenta il punto in ascissa derivante dall'intersezione della retta tangente alla curva  $P-\delta$  e l'ordinata del punto M, ossia il carico  $P_{\max}$  raggiunto. La duttilità cinematica disponibile non è stata calcolata poiché per ragioni di sicurezza non è stata condotta la prova fino a completa rottura del pannello. Non è quindi rilevabile un tratto discendente del grafico oltre il punto di carico massimo.

La rigidezza tangente, ovvero il coefficiente angolare del tratto lineare, è stata calcolata secondo la relazione:

$$k = \frac{y_L - y_{Li}}{x_L - x_{Li}} \quad (6.18)$$

dove:

- $y_L$  = rappresenta la coordinata in ordinata del punto rappresentante la fine del tratto lineare della curva;
- $y_{Li}$  = rappresenta la coordinata in ordinata del punto corrispondente all'inizio del tratto lineare;
- $x_L$  = rappresenta la coordinata in ascissa del punto rappresentante la fine del tratto lineare della curva;
- $x_{Li}$  = rappresenta la coordinata in ascissa del punto corrispondente all'inizio del tratto lineare.

In tabella 6.17 si riportano i valori di duttilità cinematica, duttilità cinematica disponibile e di rigidezza relativi ad ogni grafico.

## **6.4.2 Applicazione della Correlazione Digitale di Immagini (CDI)**

### **Generalità CDI**

Nell'ambito di un'analisi dello spostamento e delle deformazioni, la CDI (Correlazione Digitale di Immagini) è una tecnica innovativa di misura ottica, non distruttiva che non prevede nessun contatto con il campione in analisi. La procedura consiste nell'acquisizione, ad intervalli regolari, di immagini digitali ad alta risoluzione di una superficie piana del campione oggetto di prova. Tali immagini sono poi confrontate numericamente attraverso specifici software, al fine di misurare spostamenti e deformazioni di campioni soggetti a forze esterne (Sutton et al., 2017, Hossain et al., 2018).

La prova può essere condotta attraverso un'apposita strumentazione collegata con una centralina, o, come nel caso adottato, attraverso l'acquisizione manuale di immagini elaborate poi digitalmente attraverso il programma open source Ncorr 2D MATLAB (Blaber et al., 2015).

Il test risulta accurato se sono garantiti i seguenti parametri (McCormick et al., 2010; Sutton et al., 2017):

- qualità del pattern di riferimento;
- la risoluzione delle immagini,
- assenza di interferenze (vibrazioni, luci etc.).

### **Allestimento campione di prova (figura 6.73)**

La corretta realizzazione dello "speckle" di riferimento è uno dei presupposti per la qualità della prova.

Nel caso del pannello in esame è stata scelta come area di prova una delle due superfici laterali, perchè investita da spostamenti significativi nel proprio piano.

Innanzitutto, l'intera sezione del pannello è stata dipinta di bianco al fine di creare uno sfondo di contrasto, sul quale è stato successivamente realizzato manualmente un pattern casuale, mediante l'uso di pennarelli neri di diametri differenti. Il diametro dei punti varia da 1 mm a 4 mm circa ed è stato stabilito in funzione dell'altezza del pannello, della distanza della macchina fotografica e delle caratteristiche specifiche della stessa (Sutton et al., 2017). La maglia del pattern risulta così né troppo fitta né troppo rada, in modo da permettere al program-

ma Ncorr una chiara lettura degli spostamenti.

L'acquisizione delle immagini è stata effettuata tramite una reflex fullframe Nikon D610 con obiettivo 24-120 mm, sensore FF 2500x2000 da 24.3 megapixel, ISO 50-25600, 6.0 FPS dotata di telecomando per scatto da remoto. La macchina fotografica è stata posizionata a circa 2,2 m dal pannello; inoltre, due luci LED (bianche) sono state posizionate ad una distanza di 2 m dallo stesso in modo da evitare fenomeni di ombreggiamento e mantenere un'immagine correttamente contrastata durante l'intera prova (figura 6.73). La realizzazione dello "speckle" e l'acquisizione delle immagini sono state realizzate dall'autrice.

### **Il metodo**

Dopo l'acquisizione di un'immagine di riferimento, la configurazione zero, l'indagine con CDI è stata condotta in parallelo al test sperimentale. Le immagini sono state scattate ad intervalli regolari fino alla conclusione della prova sperimentale. L'analisi attraverso la tecnica CDI ha permesso di effettuare un confronto tra l'immagine "configurazione zero" e le successive deformate, in modo da associare ad ogni deformata uno spostamento relativo (figura 6.72). È la posizione di queste coordinate prima e dopo la deformazione che consente la correlazione e il calcolo delle deformazioni dal processo di imaging (Ab Ghani et al., 2016).

Una volta selezionata la regione di interesse (ROI-region of interest), viene digitalmente sovrapposta una griglia che suddivide la superficie in sotto aree (subset) dove gli spostamenti vengono considerati per ogni punto della stessa. È quindi necessario che i punti coincidano in ogni immagine acquisita dell'oggetto in esame.

Attraverso l'elaborazione con il software Ncorr, la procedura è stata la seguente (Blaber et al., 2015):

- 1) impostazione dell'immagine di riferimento;
- 2) impostazione delle "immagini correnti";
- 3) impostazione della regione di interesse (ROI);
- 4) impostazione dei parametri CDI;
- 5) analisi CDI;
- 6) formattazione degli spostamenti;
- 7) calcolo delle deformazioni.

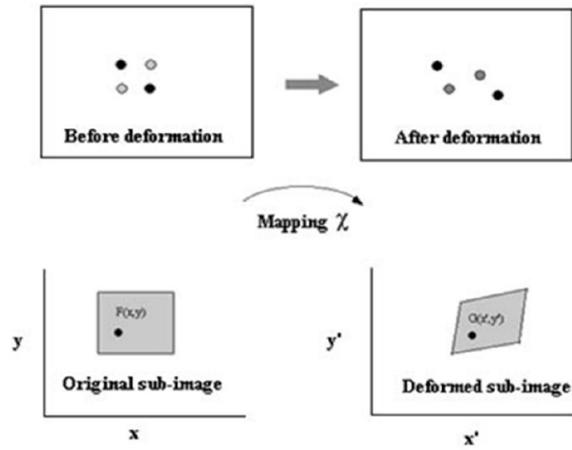


Figura 6.72  
Schema del funzionamento della CDI  
(da Pin et al., 2009).



d) faretto LED

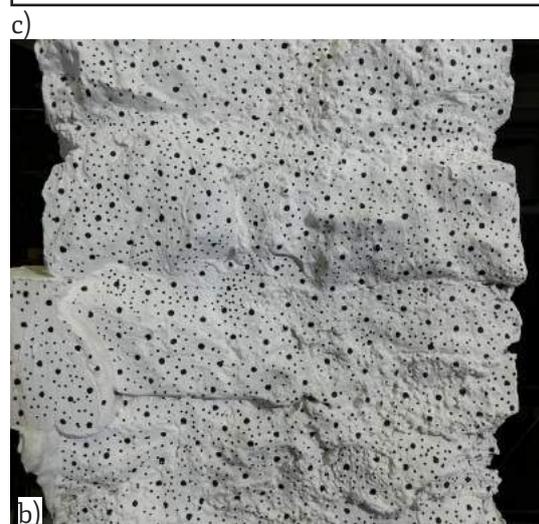
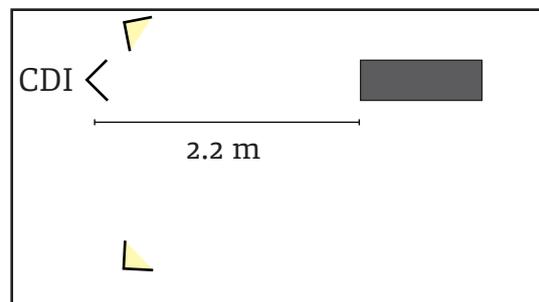


Figura 6.73  
a) allestimento pannello per CDI;  
b) dettaglio "speckle" di riferimento;  
c) schema planimetrico CDI;  
d) settaggio prova CDI.

Tabella 6.18  
Parametri impostati  
per l'analisi CDI del  
pannello NR.

Parametri CDI	Valori impostati	
Raggio subset	pixel	80
Spaziatura subset	pixel	5
Campo visivo	mm <sup>2</sup>	f/6.3
Sensori reflex	pixel	FF 2500x2000
Lunghezza focale	mm	24
Distanza reflex da campione	mm	2200

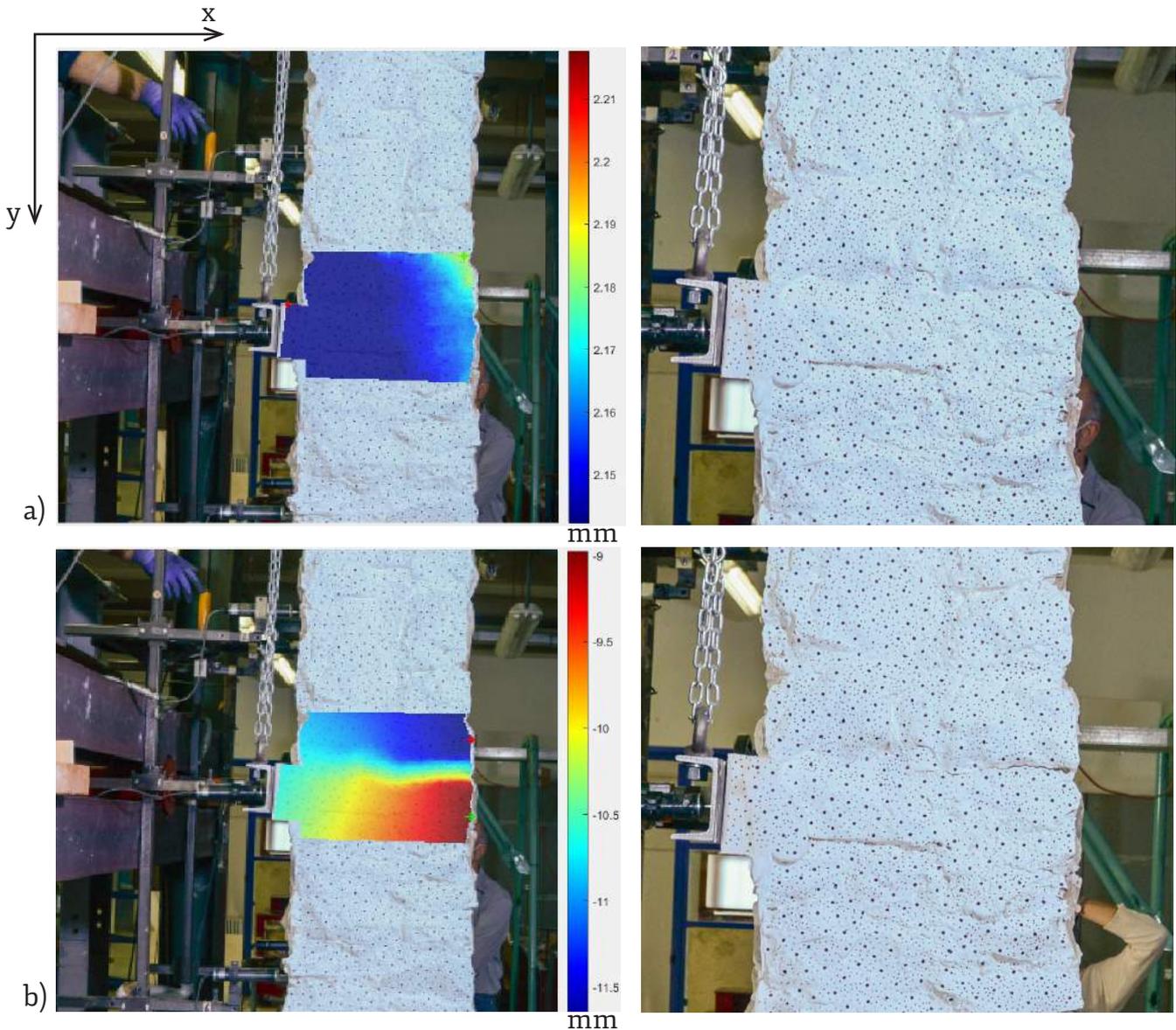


Figura 6.74

Confronti tra i risultati dell'analisi CDI condotta: a) fase iniziale della prova sperimentale e relativo stato non fessurato del pannello (a destra); b) fase conclusiva della prova sperimentale e relativo pannello fessurato (a destra).

Nella tabella 6.18 si riportano le specifiche tecniche della macchina fotografica e del settaggio nel software Ncorr.

Le immagini acquisite sono state selezionate in funzione dei cicli di carico. Una volta caricate le immagini sul software, è stata tracciata la regione di interesse (ROI) su di una porzione del pannello in mezzeria, laddove in sede di sperimentazione, il quadro fessurativo era più evidente. Sono state definite le impostazioni nel software Ncorr del raggio e della spaziatura in funzione della dimensione degli “speckle”, della risoluzione delle immagini (4016x6016, 300 DPI) e della distanza della macchina fotografica dal campione di prova. Si sono così elaborate otto immagini, corrispondenti ai cicli di carico-scarico, inclusa la “conformazione zero”, immagine di riferimento.

In figura 6.74a,b si riportano i diagrammi risultanti dall’analisi condotta. Dal confronto tra la configurazione del pannello per gli spostamenti verticali (in direzione Y) ad inizio prova (a) e a fine prova (b), è possibile leggere l’andamento e l’evoluzione del quadro fessurativo.

---

## **PARTE B - Il muro rinforzato con un telaio ligneo**

---

## **6.5 Il rinforzo ligneo**

Le motivazioni e le premesse che hanno spinto a validare sperimentalmente la specifica tipologia di rinforzo sono state illustrate in precedenza (cfr. Capitolo 5). In questa sezione vengono esposte le caratteristiche tecnologiche, dimensionali e operative della porzione di parete consolidata di un sistema concepito come globale (figura 6.75).

Il sistema di rinforzo prevede, infatti, l'affiancamento di un telaio ligneo con elementi di sezione 100x100 mm costituito da due elementi verticali di lunghezza pari a circa 1.8 m e due elementi trasversali di lunghezza pari ad 1 m (figura 6.76). L'interasse tra i telai lignei è pari a 60 cm. Si è deciso di installare il telaio ligneo esclusivamente sul lato opposto al sistema di spinta (area tesa). Prima dell'installazione del rinforzo si è proceduto ad una risarcitura esclusivamente superficiale dei giunti di malta lesionati durante la prova precedente.

Per ovviare alla scabrosità del pannello e assicurare una omogenea superficie di contatto tra la muratura e il rinforzo, si è reso necessario realizzare uno strato di gesso ad alta resistenza per l'interfaccia. La scelta di tale materiale è stata dettata anche dalla rapidità di presa, che ha permesso di limitare l'insorgenza di fenomeni di umidità residua nelle zone dei giunti di malta e degli elementi lignei. Gli elementi lignei sono stati connessi alla muratura mediante barre filettate di acciaio zincato di diametro  $\varnothing$  8 mm. Il pannello è stato preventivamente forato ( $\varnothing$  10 mm) per una profondità di circa 10 cm per un numero complessivo di 12 perforazioni. Il passo tra un ancoraggio e l'altro oscilla tra i 13 e i 50 cm e si è cercato, quanto possibile, di rispettare un preciso allineamento. La distanza tra i fori, infatti, varia fortemente in funzione della pietra e dei giunti di malta a causa della tessitura del muro. Successivamente, i connettori metallici sono stati fissati ad esso tramite l'iniezione di un ancorante chimico Fischer T-BOND PLUS. Gli elementi orizzontali e verticali del telaio sono stati collegati tra loro mediante piastre a T di spessore 2,5 mm e fissate con n°8 viti da legno filettate di 30 mm e n°3 viti di 50 mm (figura 6.76 e,f).

Per la selezione della sezione lignea (*Castanea sativa* Mill.) si è puntato alla riduzione della sezione resistente, ottimizzando la

classe di resistenza e il modulo elastico (§6.2.4).

La tabella 6.19 sintetizza i principali parametri meccanici del sistema rinforzato. In particolare, sono raccolti sia i dati relativi alla sperimentazione sui materiali costituenti la muratura e gli elementi lignei, insieme ai dati della scheda tecnica degli ancoranti metallici.

	$\gamma$ [Kg/m <sup>3</sup> ]	$f_{fbm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{cbm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{10,12}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\emptyset$ [mm]	$S_{tot}$ [mm]
Pietra	2200		34,5		7740,0			
Malta	989,5	0,6	1,5		152,9			
Legno	727,8	62,8			14526	15266		
Ancoraggi in acciaio zincato	7850			400			8	250

Tabella 6.19

Sintesi dei test sperimentali condotti sui materiali costituenti la muratura, gli elementi lignei e delle informazioni da scheda tecnica dei connettori metallici. Si indica con  $\gamma$ =peso specifico;  $f_{fbm}$ =resistenza a flessione;  $f_t$ =resistenza a trazione;  $E_m$ =modulo elastico;  $E_{10,12}$ = modulo elastico locale, considerato il contenuto di umidità al 12%;  $\emptyset$ = diametro;  $S_{tot}$ =lunghezza ancoraggi.

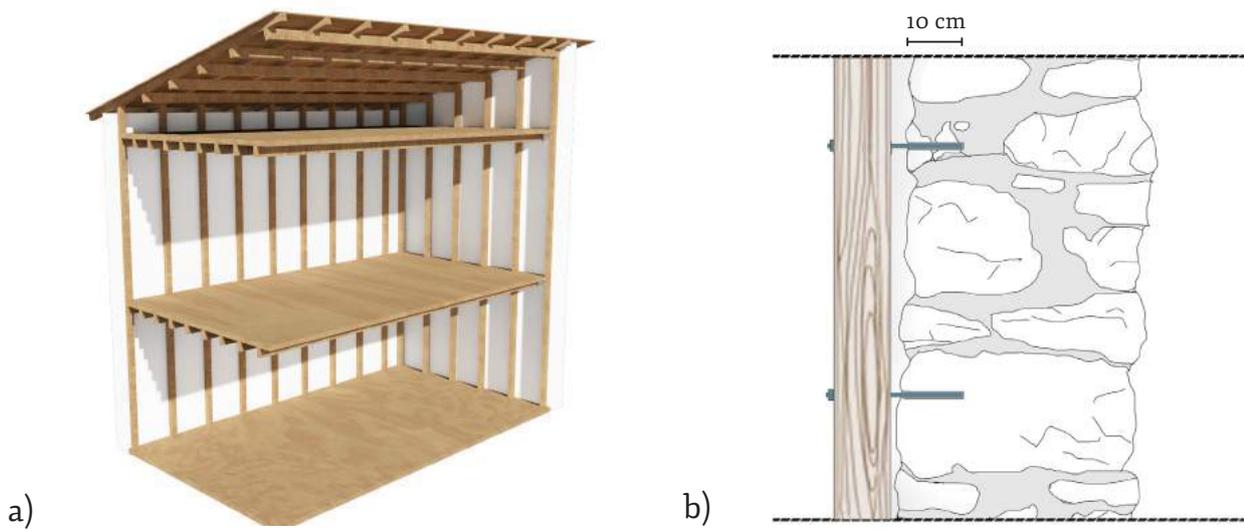
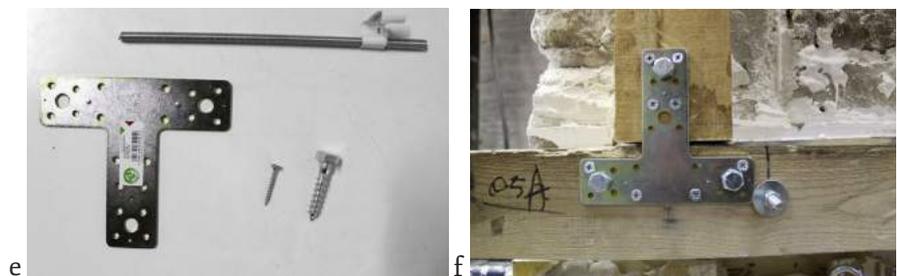


Figura 6.75  
a) schema del rinforzo globale; b) dettaglio costruttivo del rinforzo ligneo.



Figura 6.76  
Fase di allestimento rinforzo ligneo:  
a) realizzazione fori;  
b) iniezioni dei connettori metallici;  
c) posizionamento dei telai lignei;  
d) bullonatura e ancoraggio nodi strutturali;  
e), f) dettagli ancoraggi.



## 6.6 Il programma sperimentale

### 6.6.1 Valutazione sperimentale del comportamento flessionale

In questa sezione si intende analizzare la risposta meccanica del pannello rinforzato con un telaio ligneo in base ai risultati ottenuti dalla prova sperimentale, attraverso la discussione:

- dei diagrammi di carico-spostamento;
- del quadro fessurativo;
- comportamento deformativo ottenuto tramite Correlazione Digitale delle Immagini (CDI).

La prova sperimentale è stata eseguita in controllo di spostamento attraverso sette cicli incrementali di carico-scarico ed è stata interrotta dopo la manifestazione di lesioni diffuse nel paramento murario, in modo da scongiurare fenomeni di collasso anche parziali del pannello. I cicli di carico hanno raggiunto i seguenti valori di picco per lo spostamento in mezzeria (media canali 3 e 4) e relativo carico:

- 1) 0,08 mm, 0-1 kN;
- 2) 0,14 mm, 0-2 kN;
- 3) 1,01 mm, 0-5 kN;
- 4) 1,39 mm, 0-8 kN;
- 5) 1,87 mm, 0-10 kN;
- 6) 26,55 mm, 0-30 kN;
- 7) 38,27 mm, 0-32 kN.

Di seguito figura 6.77, 6.78 sono riportati i diagrammi medi di carico-spostamento ( $P-\delta$ ) che descrivono rispettivamente il comportamento nelle aree superiori, inferiori e in mezzeria (in corrispondenza del martinetto). I sensori di spostamento sono stati posizionati in maniera analoga a quanto fatto per la prova sul pannello non rinforzato (figura 6.65).

Nella prima fase della prova, per i primi cinque cicli di carico-scarico e fino ad un valore di carico pari a 10.87 kN, il pannello non ha esibito danneggiamento ulteriore. A partire dal sesto ciclo il pannello ha cominciato a manifestare le prime lesioni in mezzeria, nella parte tesa del pannello.

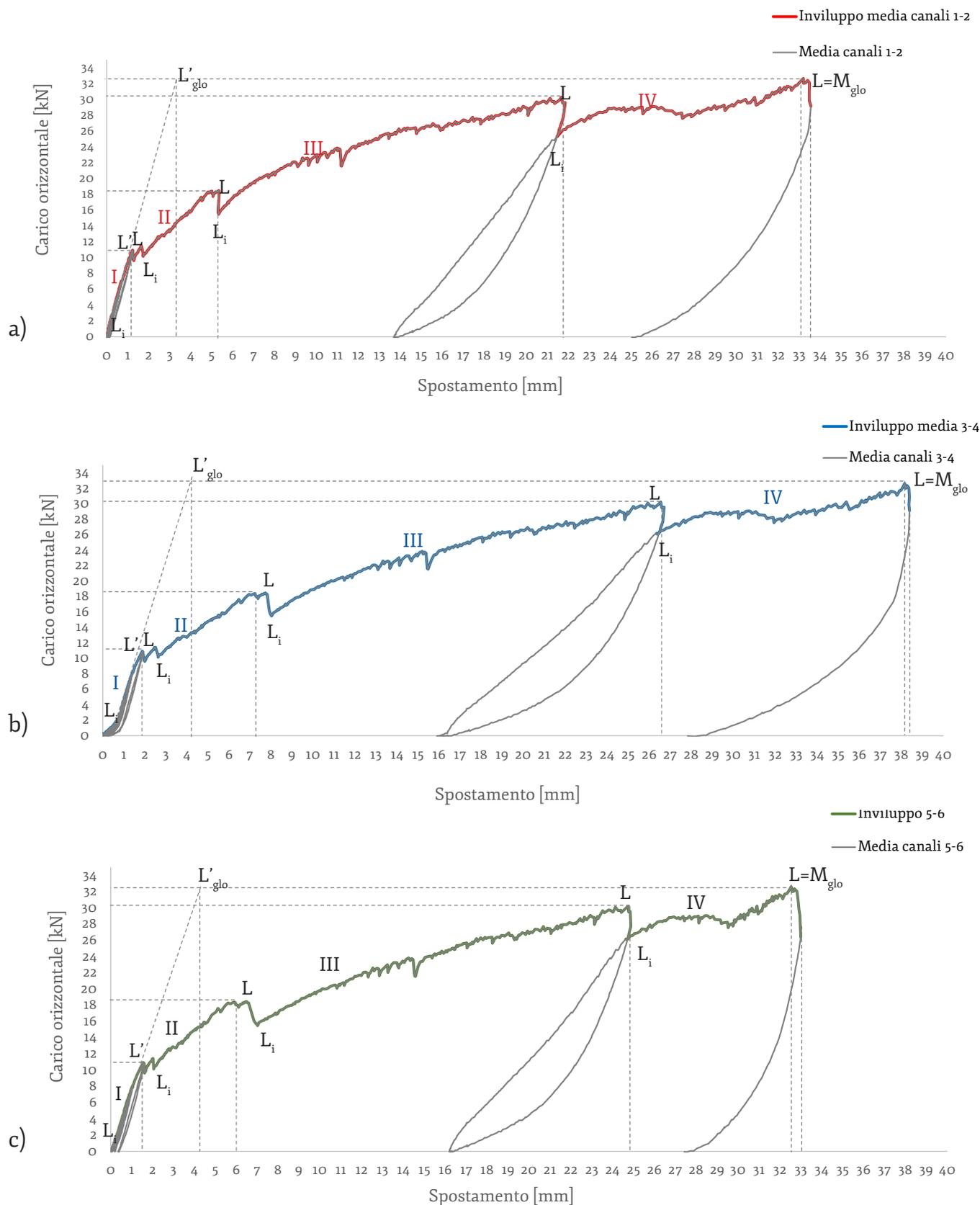


Figura 6.77

Diagrammi carico-spostamento del pannello rinforzato relativi ai canali posti alla medesima quota: a) canali 1-2 sommità; b) canali 3-4 mezzeria c) canali 5-6 base.  $L_i$  e  $L$ , rappresentano rispettivamente il punto iniziale e finale di ogni tratto.  $L'$  rappresenta in punto tra l'intersezione apparente della retta tangente al ramo elastico e l'ordinita del punto di carico massimo  $M$ .

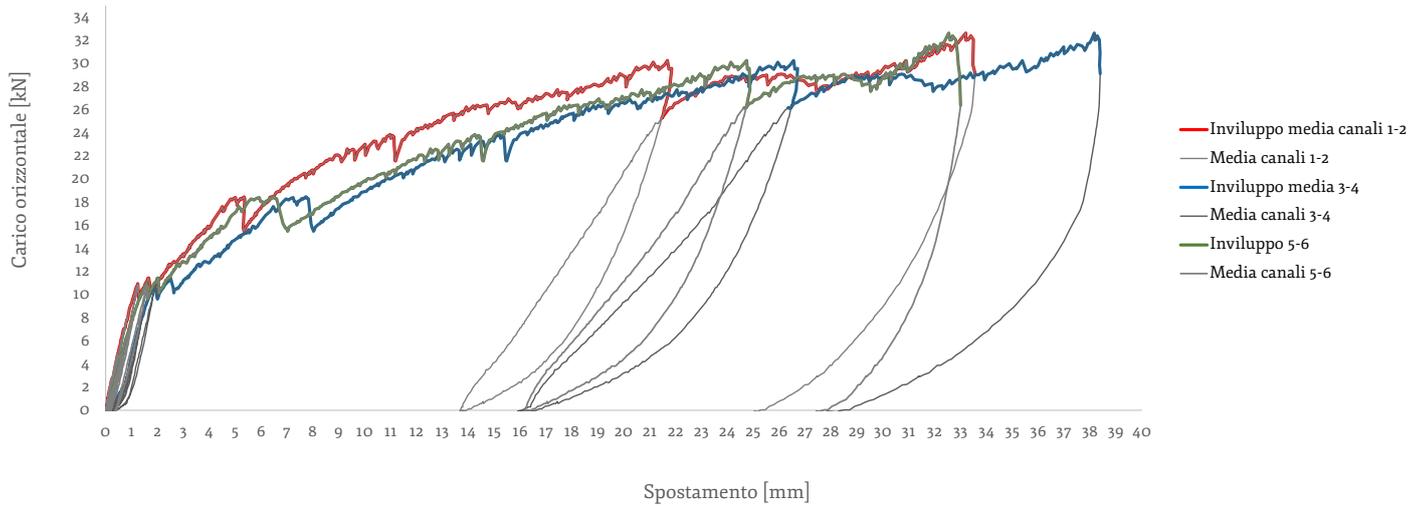


Figura 6.78  
Sovrapposizione dei diagrammi carico-spostamento del pannello rinforzato relativi ai canali canali 1-2 in sommità, canali 3-4 in mezzeria, canali 5-6 alla base.

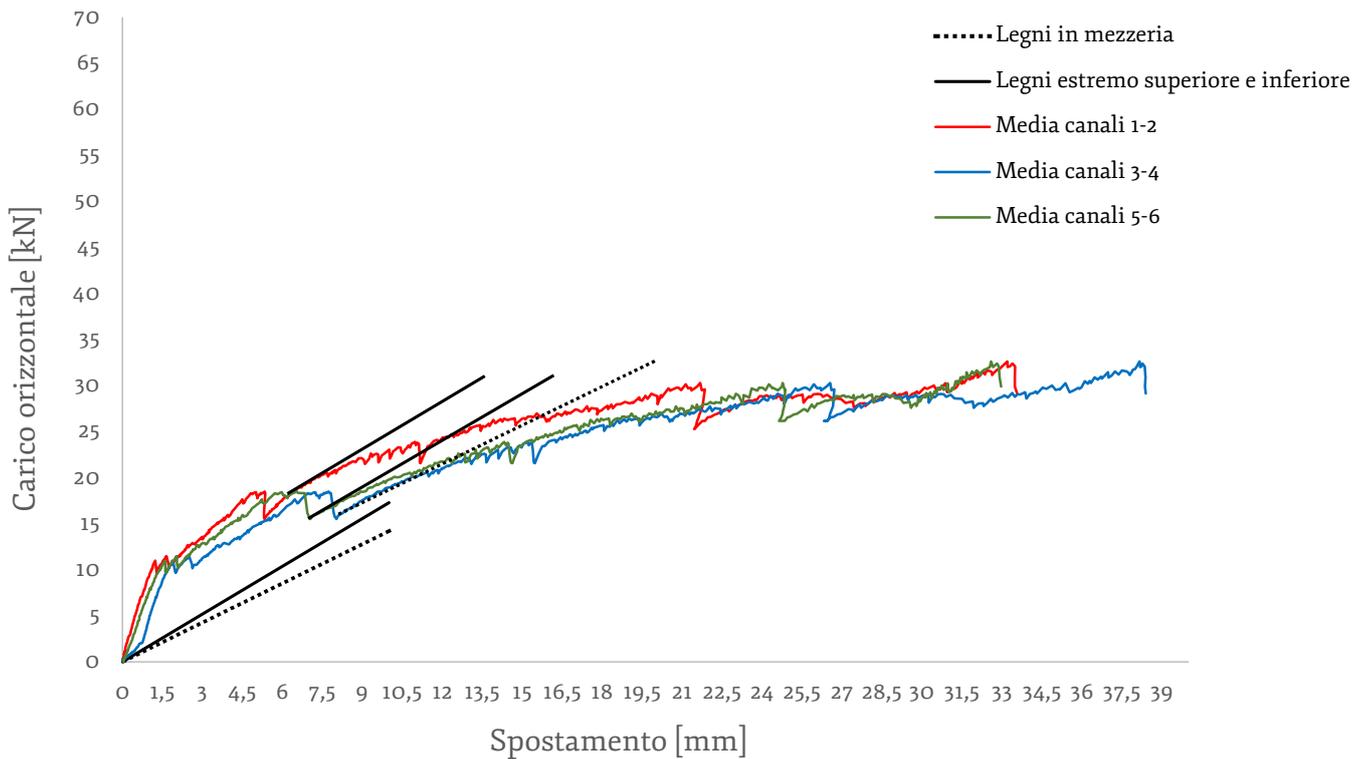


Figura 6.79  
Sovrapposizione degli involuppi dei diagrammi di carico-spostamento ottenuti sperimentalmente e quelli relativi a due elementi lignei soggetti ad un carico concentrato in mezzeria.

Come atteso, le lesioni si sono manifestate negli stessi giunti in cui si erano formate durante la prima sperimentazione del pannello non rinforzato. L'unica eccezione riguarda la zona destra della faccia rinforzata del muro (Lato A, figura 6.80 - quadro fessurativo), dove la lesione sub orizzontale, manifestatasi durante la precedente prova, si è sviluppata con un andamento leggermente differente: ha interessato i giunti di malta immediatamente superiori a quelli precedentemente lesionati, che erano stati solo superficialmente ristilati. Tale differenza può essere ragionevolmente collegabile alla presenza ravvicinata di un ancorante metallico, figura 6.82 - quadro fessurativo. Ulteriori considerazioni sul confronto fra le prove sono riportate nel paragrafo 6.9.

Dal diagramma di P- $\delta$  (carico-spostamento) si può dedurre:

- una fase I che interessa i primi cinque cicli di carico. Dopo una fase iniziale di assestamento, il pannello ha esibito un andamento sostanzialmente elastico-lineare, fino alla manifestazione delle prime lesioni e al raggiungimento di carico pari a circa 11 kN. Da questo momento il carico è calato repentinamente a 10 kN e il muro ha manifestato evidenti lesioni in mezzeria, denotate da un andamento del grafico a dente di sega.
- una fase II, dove si assiste ad una nuova stabilizzazione della curva dopo i due precedenti picchi, a partire da 10.15 kN e 2,05 mm di spostamento in mezzeria. Il nuovo tratto è caratterizzato da una riduzione della pendenza della curva. La fase II termina con una perdita di carico intorno ai 15,47 kN associata all'ampliamento della lesione centrale.
- una fase III, dove il sistema è ancora in grado di incrementare la capacità portante seppur con una inclinazione minore di quella del tratto precedente. Durante l'evoluzione di questa fase il grafico perde l'andamento lineare a tratti che aveva mostrato fin qui, per evolversi in modo non lineare fino ad una soglia di carico intorno ai 30 kN. Al raggiungimento di tale valore si è proceduto con un ciclo di scarico, il quale mostra una pendenza del tratto allo scarico inferiore a quella del ciclo precedente.
- con la fase IV inizia il sesto ciclo di carico in cui il diagramma del ramo di salita presenta ulteriormente ridotta, almeno nella prima fase, rispetto al V ramo ed uno spostamento residuo in

mezzeria intorno ai 16 mm. Raggiunta poi la soglia di circa 25 kN, il grafico prosegue con un andamento irregolare, con una leggera perdita di capacità portante nella fase intermedia, legata al formarsi di nuove lesioni nella zona bassa del pannello, in prossimità dell'ancoraggio numero 9 (in basso a sx Lato A, figura 6.80). Il connettore metallico in questione, messo in tensione dall'interazione legno-muratura, stava per indurre l'estrazione di una porzione della sezione muraria, favorita dalla conformazione delle pietre (figura 6.81b,c). Il completamento della fase IV vede una debole risalita di carico fino alla soglia di circa 32 kN, oltre la quale la prova non si è spinta per ragioni di sicurezza. Con l'ultimo ciclo di scarico si è arrivati ad un livello di spostamento residuo in mezzeria oltre i 28 mm. Il pannello rinforzato non raggiunge la sua capacità ultima, ma presenta lesioni diffuse nella parte bassa del pannello.

In figura 6.79 sono riportati i diagrammi sperimentali di carico-spostamento e quelli valutati analiticamente relativi a due elementi lignei soggetti ad un carico concentrato in mezzeria (con dimensioni pari a quelle degli elementi installati e modulo elastico pari a quello verificato sperimentalmente, cfr.§6.2.4.2). Quest'ultimi grafici sono stati valutati sia per l'andamento in mezzeria che per quello in corrispondenza della posizione dei trasduttori superiori e inferiori. La sovrapposizione di questi diagrammi ha permesso di condurre una comparazione consistente rispetto alle registrazioni medie dei canali 3-4 e 1-2, 5-6. Al fine di operare un'analisi più approfondita della prova, si è voluto mettere in evidenza il contributo in rigidità offerto dagli elementi lignei, considerati disaccoppiati dalla muratura, rispetto all'andamento dei grafici dell'intero sistema. Dal confronto dei grafici si nota, infatti, come l'andamento del grafico della fase II presenti una rigidità tangente ancora lievemente maggiore a quella dei grafici dei soli elementi lignei, dimostrando come in questa fase la muratura non abbia cessato completamente di contribuire alla risposta resistente. Quindi i due materiali sono solidali e collaboranti almeno per quanto riguarda la muratura e limitatamente alla sezione residua non ancora interessata dalla lesione centrale.

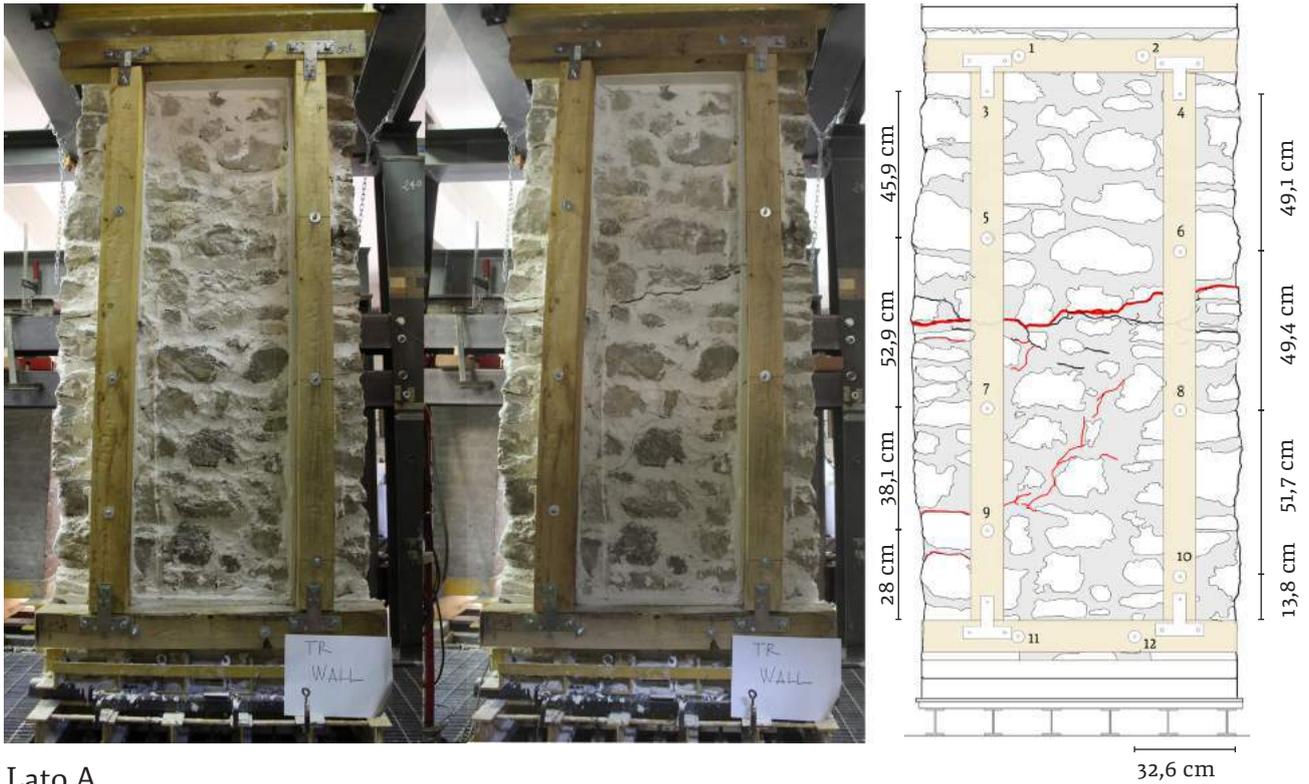
Con l'inizio della fase III -sancito dall'allargamento ulteriore

della lesione centrale- risulta poi molto interessante osservare come il grafico sperimentale presenti, almeno nel tratto iniziale, una rigidezza tangente sostanzialmente identica a quella degli elementi lignei. Tale aspetto mostra che il contributo della sezione muraria è sostanzialmente trascurabile e che l'accoppiamento legno-muratura sia ancora pressoché integro. L'evoluzione della fase III, con un andamento dei grafici non più lineare, suggerisce invece un progressivo deterioramento del legame di adesione ancoraggi-muratura, che induce scorrimento relativo di questi ultimi. Il comportamento degli ancoraggi induce una riduzione dell'impegno del telaio ligneo. Dalle formulazioni analitiche effettuate sul sistema composto, infatti, per i livelli di deflessione in mezzeria raggiunti, il legno risulta sollecitato in fase elastica lineare (cfr. §7.2.2).

Dunque, l'evoluzione della fase III è guidata dal progressivo scorrimento per estrazione degli ancoraggi alle estremità (figura 6.81c). Tale interpretazione è confermata dalla modalità di danno osservata durante la successiva fase IV, in cui lo scorrimento dell'ancoraggio inferiore induce il danneggiamento della porzione muraria circostante (figura 6.81b,c).

Il legno deformato, non presenta nessun tipo di lesione, se non un localizzato schiacciamento in prossimità delle rosette posizionate fra la testa degli ancoraggi in mezzeria e gli elementi lignei. Da un'osservazione a fine prova i quattro connettori metallici posizionati in mezzeria risultano visibilmente disassati rispetto alla configurazione iniziale (figura 6.80c,d).

Dalla storia degli spostamenti in figura 6.82 è possibile constatare come la porzione di muro in prossimità dei canali verticali 1-3-5 abbia subito un maggiore spostamento. Tale fenomeno è altrettanto evidente dall'osservazione del quadro fessurativo in figura 6.80 e dalla storia degli spostamenti relativi ai canali verticali 1-3-5 e 2-4-6 in figura 6.84.



Lato A

Figura 6.80  
 Quadro fessurativo del pannello rinforzato con un telaio ligneo (TR), Lato A (in alto). Sovrapposizione del quadro fessurativo TR e di quello della del pannello NR (indicato in nero).  
 A sinistra:  
 a) quadro fessurativo lato A;  
 b) dettaglio lesione lato A-lato B;  
 c), d) dettaglio deformazione degli ancoraggi;  
 e) dettaglio quadro fessurativo lato A.



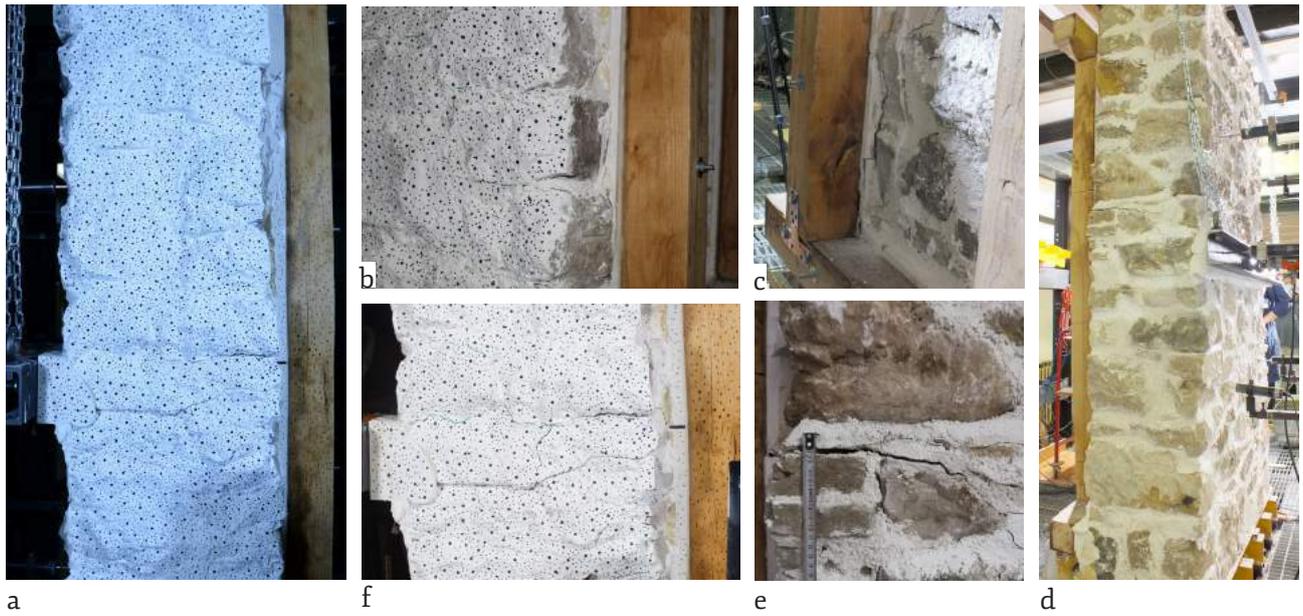
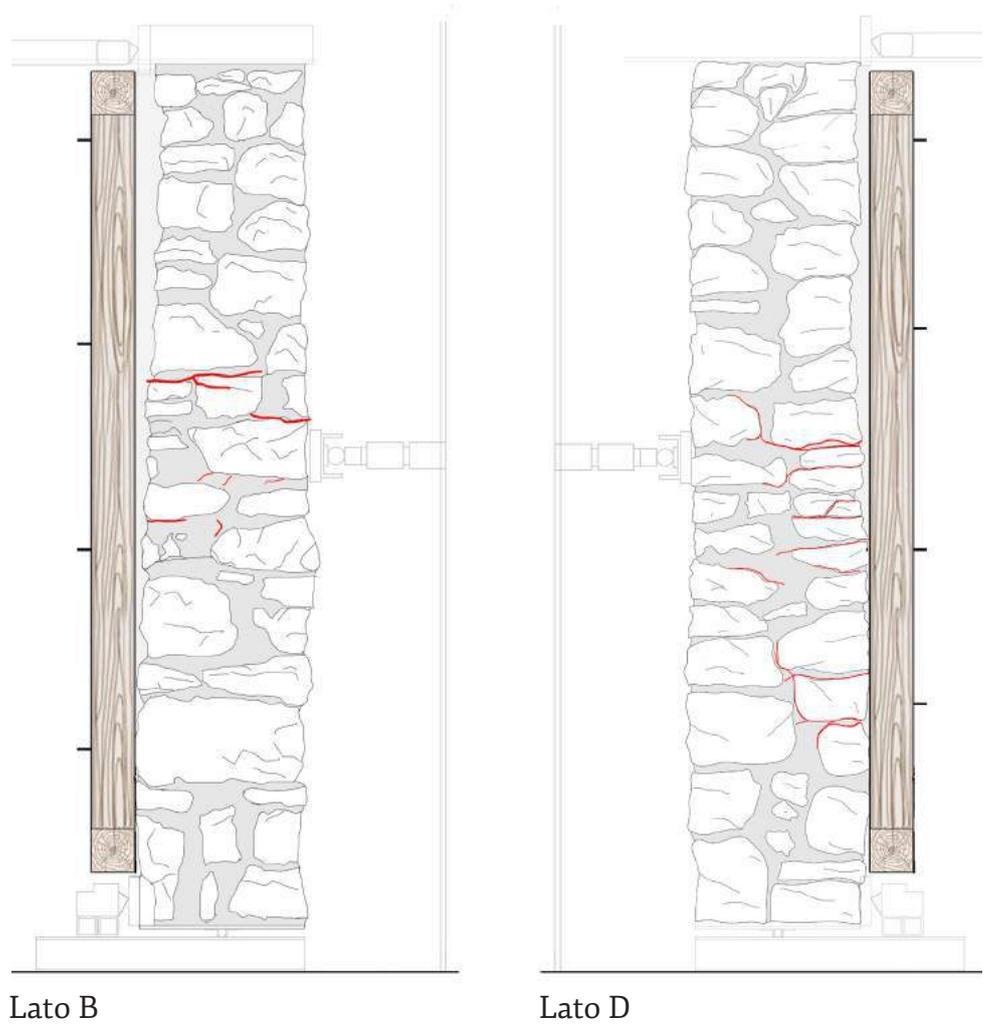


Figura 6.81

- a) quadro fessurativo lato D;
  - b) dettaglio quadro fessurativo lato D del nodo muratura-ancoraggio-legno;
  - c) dettaglio quadro fessurativo nodo muratura-ancoraggio-legno;
  - d) quadro fessurativo lato B;
  - e) dettaglio quadro fessurativo lato B in mezzeria;
  - f) dettaglio quadro fessurativo lato D in mezzeria.
- A destra: quadro fessurativo nei lati B e D del pannello.



Lato B

Lato D

### Duttilità cinematica

La duttilità cinematica del pannello rinforzato e successivamente validato a flessione verticale è stata valutata secondo la relazione

$$\mu_{c_i} = \frac{\Delta_M}{\Delta_{L'}} \quad (6.19)$$

dove:

-  $\Delta_M$  = rappresenta lo spostamento associato al carico massimo raggiunto  $P_{max}$  nel I tratto;

-  $\Delta_{L'}$  = rappresenta il punto in ascissa derivante dall'intersezione della retta tangente alla curva  $P-\delta$  e l'ordinata del punto M, ossia il carico  $P_{max}$  raggiunto nel I tratto.

La duttilità cinematica globale del pannello intesa come la capacità di spostamento relativa al valore massimo globale è stata valutata secondo la relazione:

$$\mu_{c_{glo}} = \frac{\Delta_{M_{glo}}}{\Delta_{L'_{glo}}} \quad (6.20)$$

dove:

-  $\Delta_{M_{glo}}$  = rappresenta lo spostamento associato al carico massimo globale raggiunto  $P_{max}$ ;

-  $\Delta_{L'_{glo}}$  = rappresenta il punto in ascissa derivante dall'intersezione della retta che identifica la rigidezza tangente del primo tratto della curva  $P-\delta$  e l'ordinata del punto M di carico massimo globale, ossia il carico  $P_{max}$  raggiunto.

La duttilità cinematica disponibile non è stata calcolata poiché, per ragioni di sicurezza, la prova non è stata condotta fino a completa rottura del pannello. Pertanto, non è rilevabile un tratto discendente del grafico oltre il punto di carico massimo. La rigidezza dell'intero sistema e di ogni tratto individuato è stata calcolata secondo la relazione:

$$k = \frac{y_L - y_{Li}}{x_L - x_{Li}} \quad (6.21)$$

dove:

-  $y_L$  = rappresenta la coordinata in ordinata del punto rappresentante la fine del tratto lineare della curva;

- $Y_{Li}$  = rappresenta la coordinata in ordinata del punto corrispondente all'inizio del tratto lineare;
- $X_L$  = rappresenta la coordinata in ascissa del punto rappresentante la fine del tratto lineare della curva;
- $X_{Li}$  = rappresenta la coordinata in ascissa del punto corrispondente all'inizio del tratto lineare.

In tabella 6.20 sono riportati i valori finora descritti.

TR 1-2	$P_{max}$ [kN]	$\Delta_{MI}$ [mm]	$\Delta_{L'}$ [mm]	$\mu_{c1}$ [-]	$\Delta M_{glo}$ [mm]	$\Delta_{L'glo}$ [mm]	$\mu_{cglo}$ [-]	$X_{Li}$ [mm]	$Y_{Li}$ [kN]	$X_L$ [mm]	$Y_L$ [kN]	k [kN/mm]
I tratto	10,83	1,51	1,85	0,82				0,08	1,06	1,26	10,82	8,28
II tratto	18,31	-	-	-	33,20	3,24	10,28	1,77	10,40	5,36	18,30	2,20
III tratto	30,25	-	-	-				5,33	15,69	21,68	30,25	0,89
IV tratto	<b>32,62</b>	-	-	-				21,51	25,47	33,20	32,62	0,61

TR 3-4	$P_{max}$ [kN]	$\Delta_{MI}$ [mm]	$\Delta_{L'}$ [mm]	$\mu_{c1}$ [-]	$\Delta M_{glo}$ [mm]	$\Delta_{L'glo}$ [mm]	$\mu_{cglo}$ [-]	$X_{Li}$ [mm]	$Y_{Li}$ [kN]	$X_L$ [mm]	$Y_L$ [kN]	k [kN/mm]
I tratto	10,87	1,90	1,69	1,12				0,76	2,11	1,83	10,68	8,01
II tratto	17,99	-	-	-	38,27	4,16	9,20	2,66	10,40	7,82	18,30	1,53
III tratto	29,86	-	-	-				8,05	15,57	26,55	30,25	0,79
IV tratto	<b>32,38</b>	-	-	-				26,45	26,14	38,16	32,62	0,55

TR 5-6	$P_{max}$ [kN]	$\Delta_{MI}$ [mm]	$\Delta_{L'}$ [mm]	$\mu_{c1}$ [-]	$\Delta M_{glo}$ [mm]	$\Delta_{L'glo}$ [mm]	$\mu_{cglo}$ [-]	$X_{Li}$ [mm]	$Y_{Li}$ [kN]	$X_L$ [mm]	$Y_L$ [kN]	k [kN/mm]
I tratto	10,82	1,60	1,30	1,23				0,07	0,40	1,60	10,82	6,80
II tratto	18,31	-	-	-	32,69	4,34	7,53	2,05	10,15	5,83	18,34	2,17
III tratto	29,57	-	-	-				7,02	15,48	24,84	29,57	0,61
IV tratto	<b>32,38</b>	-	-	-				26,45	26,14	32,54	32,62	0,36

Tabella 6.20

Valori di duttilità cinematica e rigidezza riferiti ad ogni tratto identificato dai grafici carico-spostamento per i canali 1-2 (in sommità); canali 3-4 (in mezzzeria); canali 5-6 (alla base). Si riportano i dati di duttilità cinematica calcolati per il primo tratto ( $\mu_{c1}$ ), per il sistema globale ( $\mu_{cglo}$ ) e le rigidezze k per ogni tratto identificato. Si indica con  $P_{max}$  il carico massimo ottenuto sperimentalmente;  $\Delta_{MI}$  = lo spostamento relativo al carico massimo del I tratto;  $\Delta_{L'}$  = rappresenta il punto in ascissa derivante dall'intersezione della retta tangente alla curva P- $\delta$  e l'ordinata del punto M, ossia il carico  $P_{max}$  raggiunto nel I tratto;  $\Delta_{Mglo}$  = lo spostamento relativo al carico massimo dell'intero sistema;  $\Delta_{L'glo}$  = rappresenta il punto in ascissa derivante dall'intersezione della retta tangente alla curva P- $\delta$  e l'ordinata del punto M, ossia il carico  $P_{max}$  raggiunto globalmente.

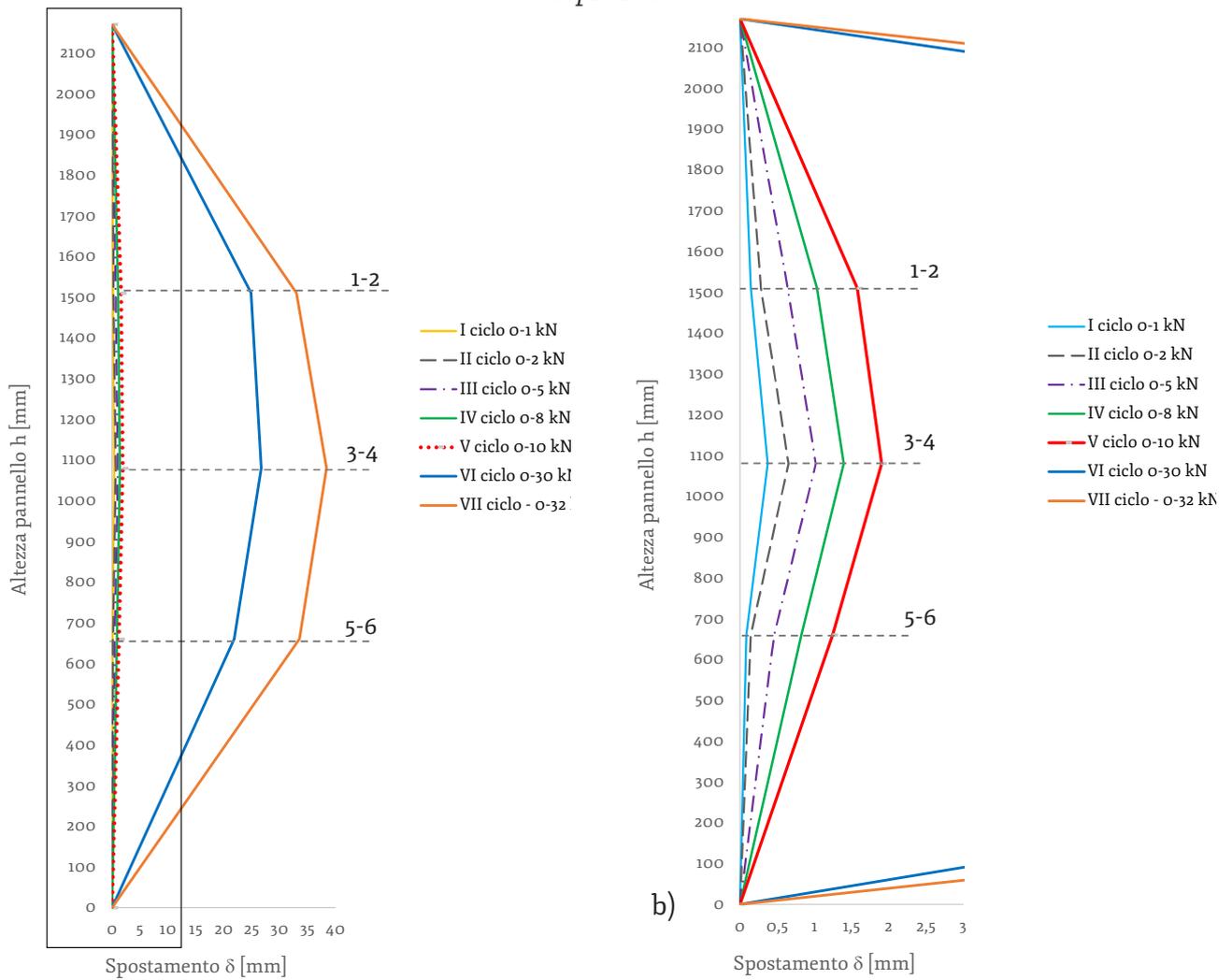


Figura 6.82  
 a) evoluzione spostamenti massimi (media canali) per ogni ciclo di carico e scarico;  
 b) inset evoluzione spostamenti massimi per ogni ciclo di carico e scarico.

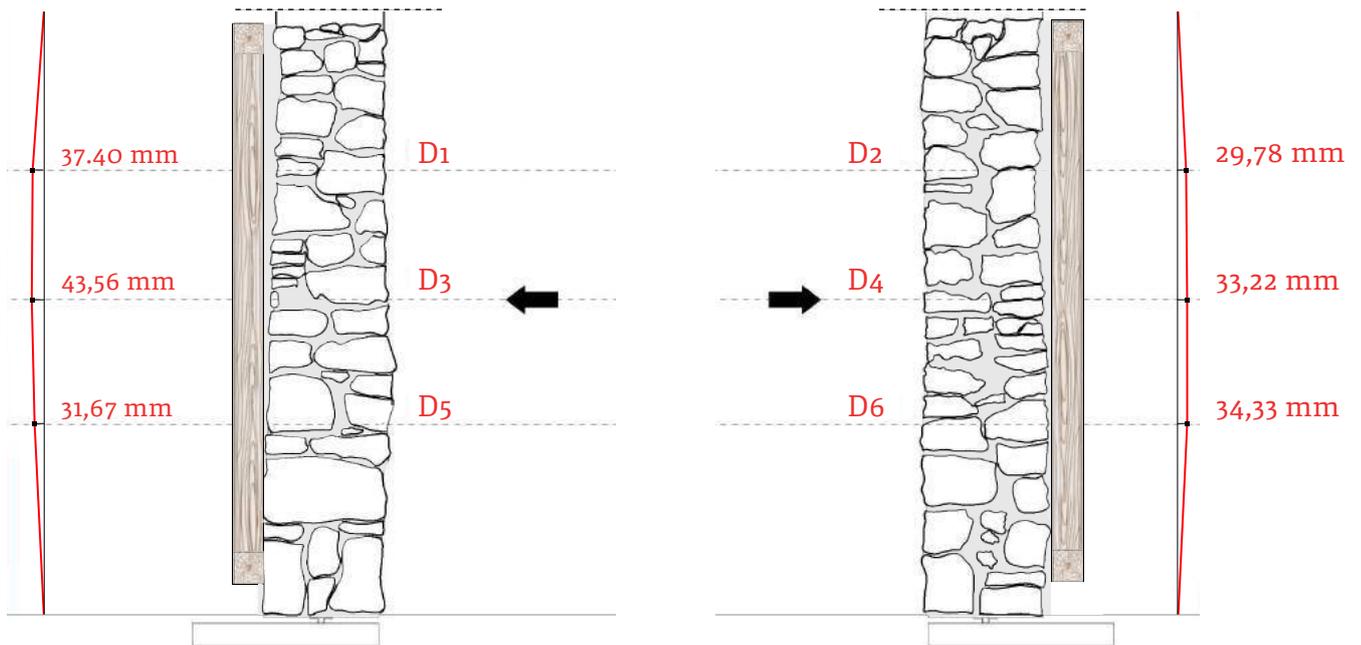


Figura 6.83  
 Massimi spostamenti registrati a fine sperimentazione per lato B (a sinistra) e lato D (a destra).

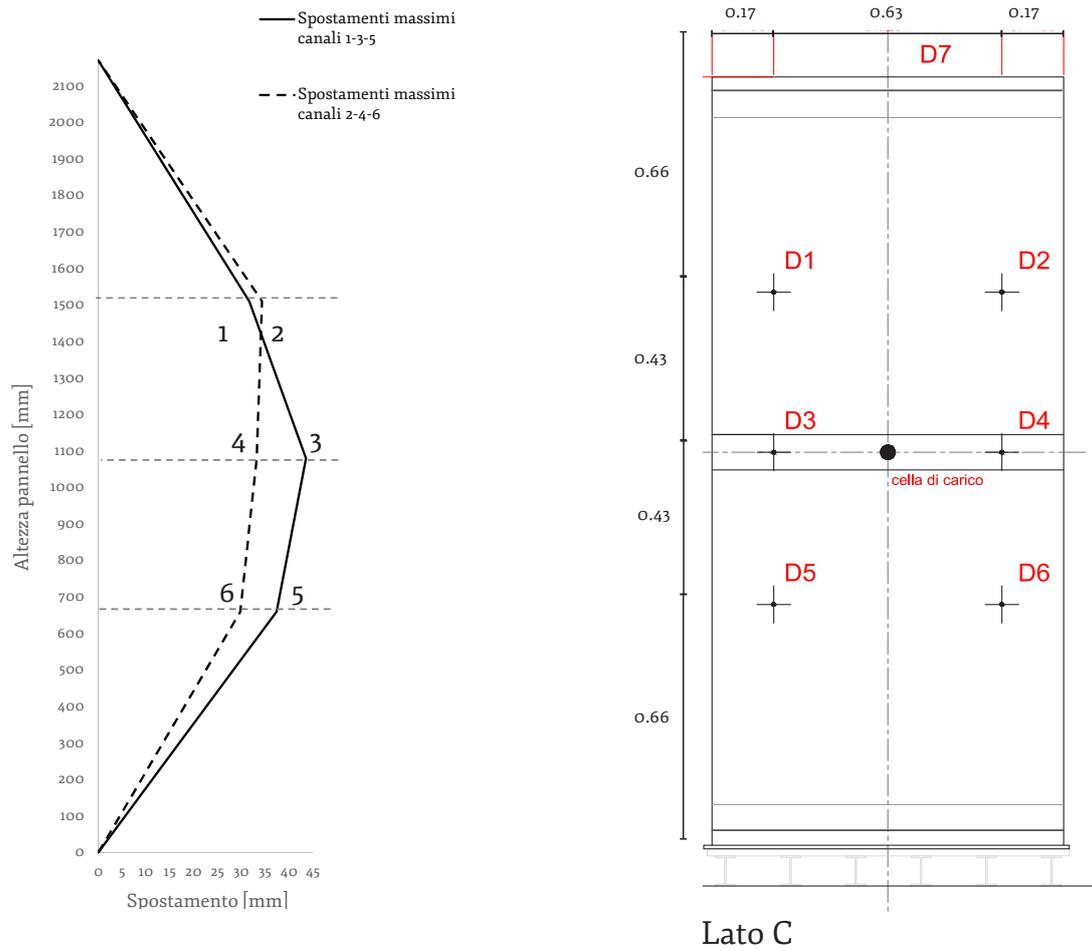


Figura 6.84  
Storia degli spostamenti massimi per i canali 1-3-5 e canali 2-4-6.

### 6.6.2 Applicazione della correlazione digitale di immagini

La prova CDI è stata condotta effettuando delle variazioni rispetto a quella attuata per il il pannello non rinforzato. Fatto tesoro dei risultati della prima sperimentazione si è scelto di avvicinare la macchina reflex al campione, al fine di acquisire immagini più nitide dell'area interessata, vista la grandezza del campione. L'acquisizione delle immagini è avvenuta in maniera analoga alla sperimentazione sul pannello non rinforzato, ovvero tramite una reflex fullframe Nikon D610 con obiettivo 24-120 mm, sensore FF 2500x2000 da 24.3 megapixel, ISO 50-25600, 6.0 FPS dotata di telecomando per scatto da remoto. In questo caso, la macchina fotografica è stata posizionata a circa 1,2 m dal pannello, così come le due luci LED (bianche).

Prima di avviare la prova di carico si è proceduto all'acquisizione di un'immagine di riferimento, la configurazione zero, dopodichè l'indagine CDI è stata condotta simultaneamente al test sperimentale.

Le immagini acquisite ad una frequenza costante sono state successivamente elaborate tramite software Ncorr. Si è scelto di analizzare separatamente le immagini del muro (caso A) e del telaio ligneo di rinforzo (caso B) in quanto collocati su piani differenti.

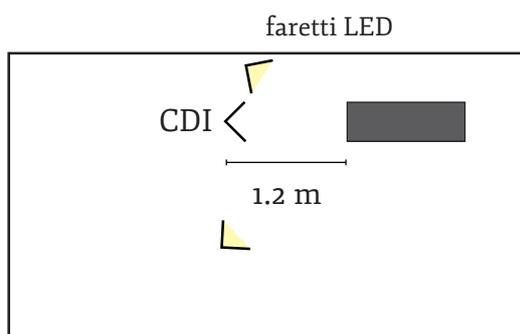


Tabella 6.21  
Parametri impostati per l'analisi CDI del pannello murario rinforzato (solo area pannello).

Parametri CDI	Valori impostati	
Raggio subset	pixel	150
Spaziatura subset	pixel	12
Campo visivo	mm <sup>2</sup>	f/5.6
Sensori reflex	pixel	FF 2500x2000
Lunghezza focale	mm	24
Distanza reflex da campione	mm	1200

Sono state, quindi, svolte le seguenti azioni per entrambi i casi analizzati:

- 1) impostazione dell'immagine di riferimento;
- 2) impostazione delle "immagini correnti";
- 3) impostazione della regione di interesse (ROI);
- 4) impostazione dei parametri CDI;
- 5) analisi CDI;
- 6) formattazione degli spostamenti;
- 7) calcolo delle deformazioni.

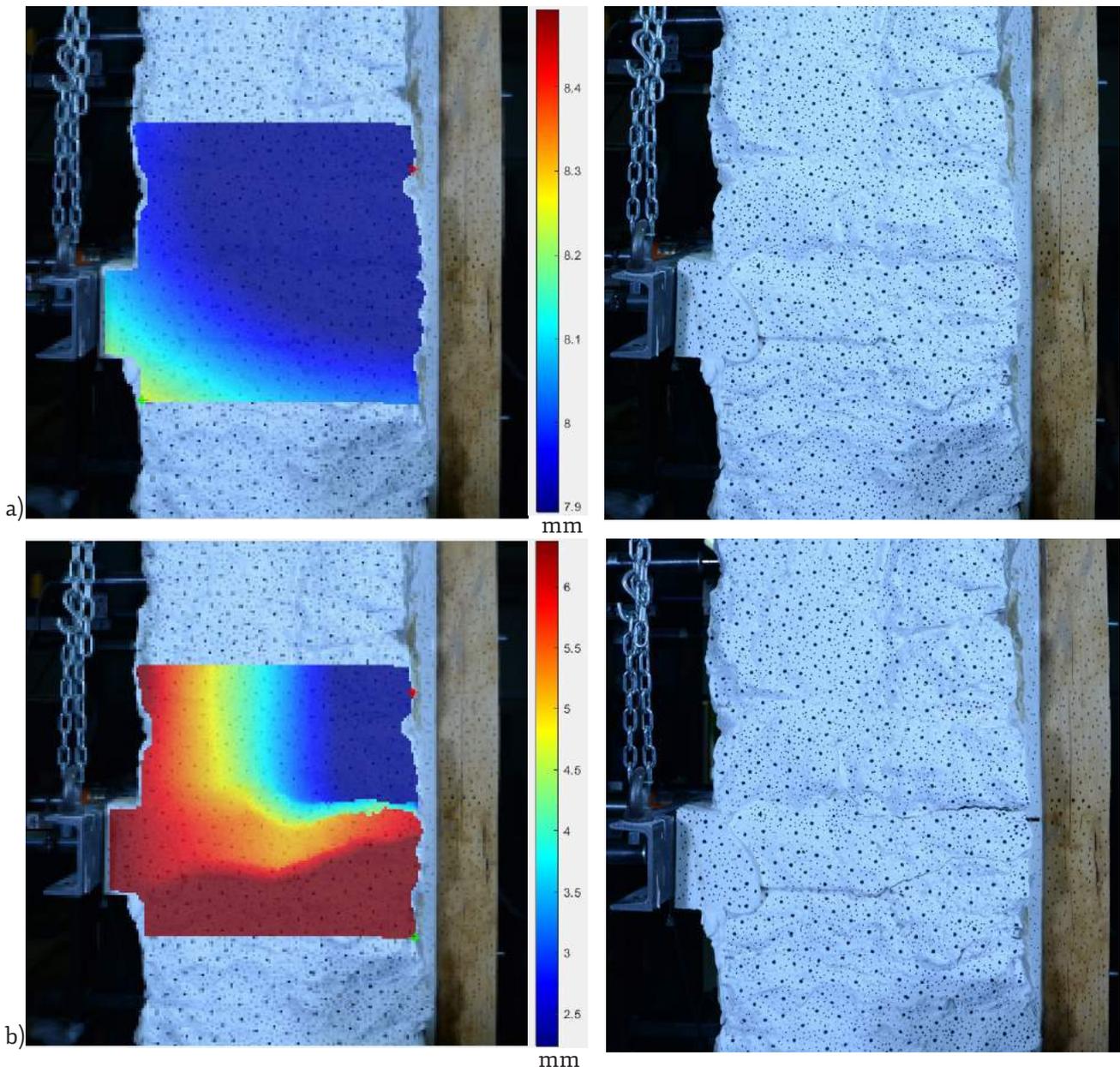


Figura 6.85  
Confronto tra i risultati dell'analisi CDI condotta sulla sola porzione di muratura: a) fase iniziale della prova sperimentale e relativo stato non fessurato del pannello (a destra); b) fase conclusiva della prova sperimentale e relativo pannello fessurato (a destra).

Tabella 6.22  
Parametri impostati  
per l'analisi CDI del  
pannello murario  
rinforzato (solo area  
legno).

Parametri CDI	Valori impostati	
Raggio subset	pixel	140
Spaziatura subset	pixel	12
Campo visivo	mm <sup>2</sup>	f/5.6
Sensori reflex	pixel	FF 2500x2000
Lunghezza focale	mm	24
Distanza reflex da campione	mm	1200

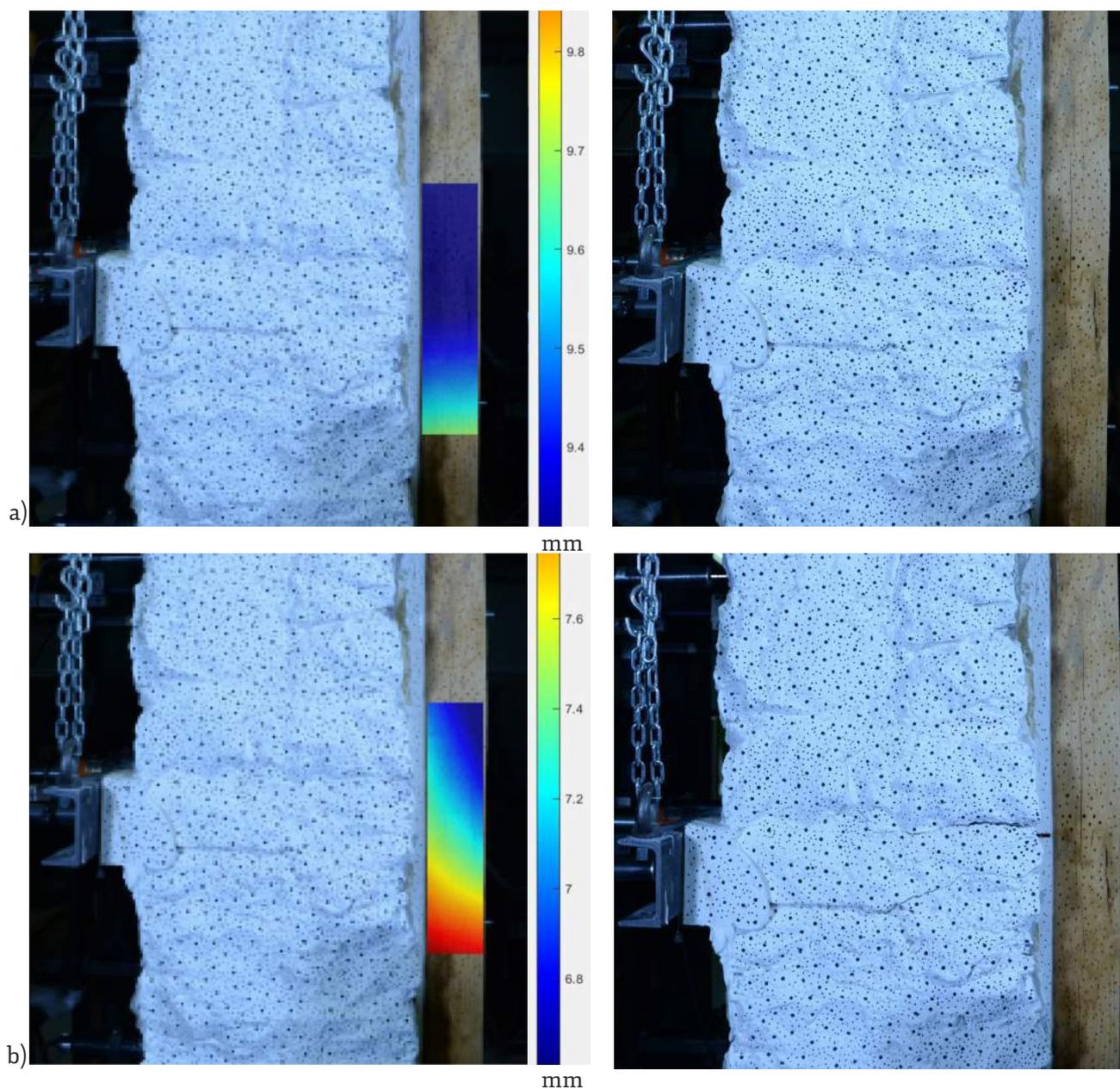


Figura 6.86

Confronto tra i risultati dell'analisi CDI condotta sulla sola porzione del telaio ligneo: a) fase iniziale della prova sperimentale e relativo stato non deformato del legno (a destra); b) fase conclusiva della prova sperimentale e relativo stato deformato (a destra).

Anche nel caso della seconda sperimentazione del pannello rinforzato, le immagini acquisite sono state selezionate in funzione dei cicli di carico. Come anticipato, le analisi sono state condotte separatamente e quindi su due regioni di interesse (ROI) differenti. Sono state tracciate analizzando la muratura (caso A) e il legno nella porzione del pannello in mezzeria (caso B), interessata dal quadro fessurativo. In questo caso le impostazioni nel software Ncorr del raggio e della spaziatura variano rispetto al primo caso sperimentale del pannello non rinforzato NR. Infatti, i parametri come il pattern e la risoluzione delle immagini acquisite sono rimasti invariati, mentre, la distanza della macchina fotografica dal campione di prova è stata ridotta. Si sono così elaborate le immagini corrispondenti ai cicli di carico-scarico, inclusa la “conformazione zero”, immagine di riferimento (tabella 6.21, tabella 6.22).

In figura 6.85a,b si riportano i diagrammi risultanti dall'analisi condotta.

#### Caso A - muratura

Se si confrontano i risultati della configurazione o del pannello (inizio prova a) e gli spostamenti massimi verticali (in direzione Y) ottenuti a fine prova (b) è possibile leggere l'andamento e l'evoluzione del quadro fessurativo. Da qui si evince come la lesione nata in mezzeria si estende in prossimità dell'ancoraggio metallico sovrastante. Dalla figura 6.85, infatti, si può leggere uno spostamento relativo di circa 4 mm in mezzeria.

#### Caso B - legno

Nel caso dell'analisi della sola porzione lignea è possibile osservare come, nella figura 6.86, acquisita a fine sperimentazione, l'elemento abbia subito spostamenti verticali relativi di circa 7 mm, in mezzeria.

## 6.7 Valutazione e sintesi dei risultati sperimentali

La sezione appena discussa presenta le prove di carico sperimentali condotte su prototipo non rinforzato e successivamente rinforzato presso il Laboratorio Ufficiale Materiali e Strutture (LPMS) dell'Università di Firenze. La sperimentazione ha, inoltre, previsto la progettazione e la realizzazione di un apparato di prova *ad hoc*. Il modello murario in scala 1:1 riproduce le caratteristiche delle murature del caso studio di Castelvetero sul Calore e ha previsto la replica di una delle sezioni murarie diffuse (cfr. Capitolo 5), con il supporto delle analisi mineralogiche effettuate su alcuni campioni di pietra e malta reperiti in sito. Questo ha consentito successivamente di ipotizzare l'impiego di un rinforzo ottenuto con un telaio in legno di castagno, costituito da elementi massicci di sezione 100 x 100 mm, fissati al pannello attraverso connettori metallici. A corredo di tali indagini sperimentali sono state, inoltre, effettuate prove meccaniche sui materiali costituenti il pannello murario:

- prove a flessione su tre punti e a compressione sulla malta realizzata secondo le indagini mineralogiche (calce idrata e inerti di origine vulcanica);
- prove a compressione su campioni di pietra
- prove a flessione su quattro punti su campioni lignei di sezione analoga ai telai di rinforzo.

Sono state altresì condotte analisi non distruttive sul pannello come:

- indagini soniche;
- correlazione digitale delle immagini (CDI) condotte in parallelo ad entrambe le prove sperimentali.

### Discussione dei risultati ottenuti

Se si osservano gli spostamenti riferiti alle sperimentazioni NR e TR, il miglioramento del sistema in termini di capacità di deformazione è evidente.

Dalle figura 6.87a,b emerge che, per il carico massimo raggiunto nella sperimentazione del pannello non rinforzato, si hanno spostamenti che sono, in mezzeria, quattro volte maggiori rispetto alla prova rinforzata.

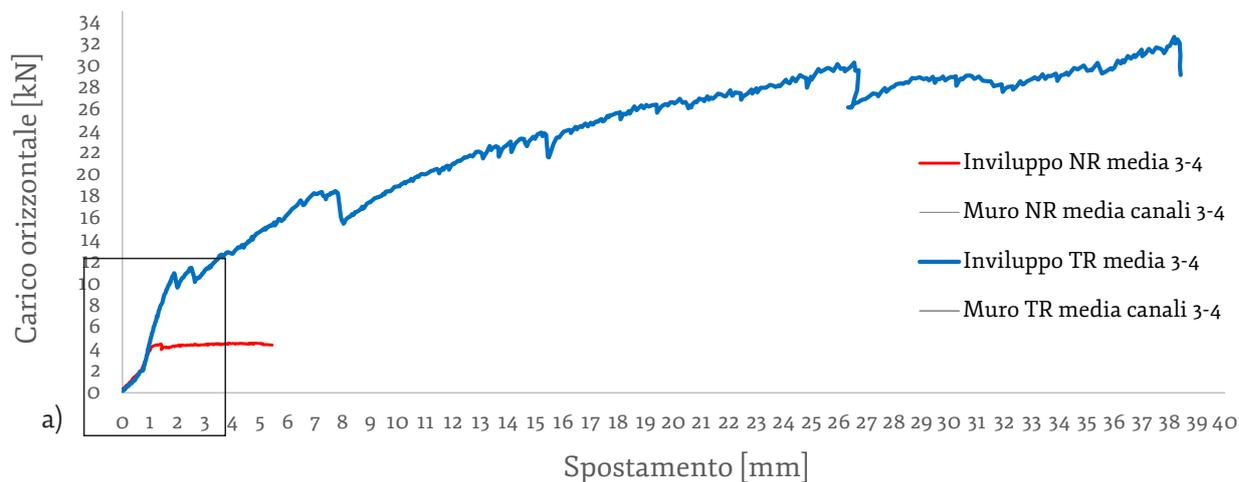
Anche in termini di capacità portante si sono ottenuti molti

miglioramenti: i carichi massimi raggiunti dalla sperimentazione con il telaio di rinforzo (TR) sono sette volte superiori di quelli raggiunti dalla sperimentazione (NR).

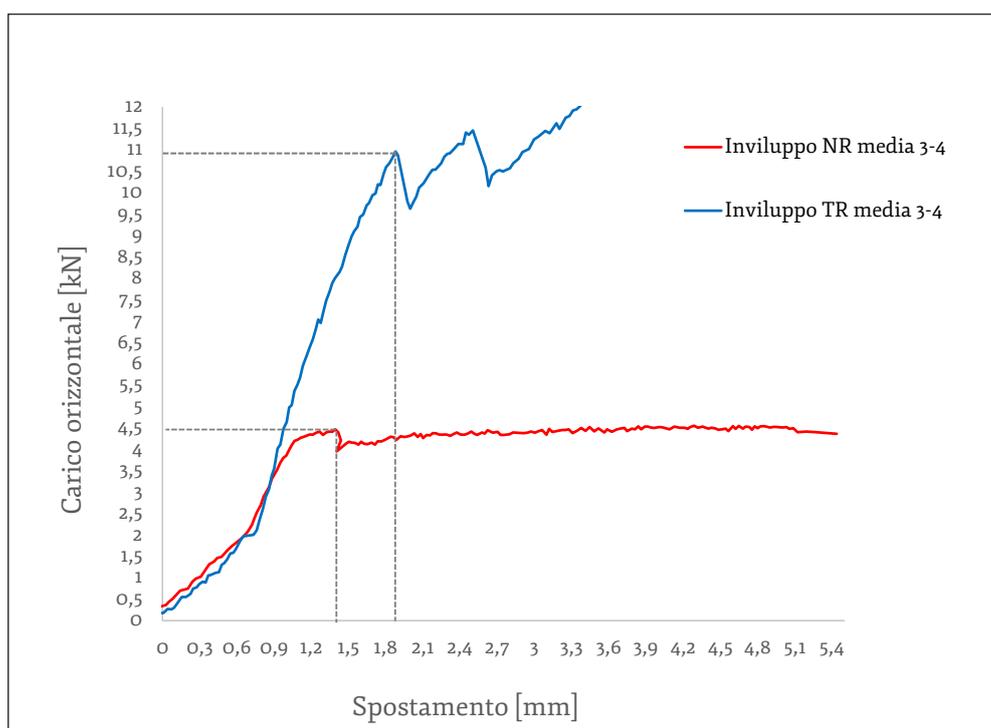
Il rinforzo ligneo ha garantito, inoltre, che il pannello esibisse un buon comportamento dissipativo (superando il comportamento fragile).

In termini di rigidezza e duttilità ci sono discrete variazioni tra la sperimentazione del pannello NR e di quello rinforzato. Infatti, come evidenziato dalla figura 6.87b, confrontando l'andamento del primo tratto di entrambi i grafici NR e TR in mezzeria, è evidente un'evoluzione del diagramma sovrapponibile, con un incremento di rigidezza tangente che varia da 5.88 kN/mm del NR a 8.1 kN/mm del TR. Anche per quanto riguarda il comportamento pre-picco, analizzando il primo tratto di entrambe le sperimentazioni, si nota come la duttilità cinematica passa da 1.28 per il NR e a 1.12 per il TR. Un primo cambio di pendenza, e quindi di rigidezza, si ha a circa 2,10 kN, con spostamento di 0,76 mm, fino ad arrivare a circa 11 kN, con spostamento di circa 1,80 mm (tabella 6.24).

Infine, se si osservano gli spostamenti registrati in entrambe le sperimentazioni è possibile notare come, a parità di carico raggiunto -ovvero per il massimo valore della sperimentazione del pannello non rinforzato- gli spostamenti siano pari a 4,28 mm e 0,99 mm rispettivamente per il pannello NR e TR (tabella 6.25). Da tali valori si può dedurre come il sistema ligneo contribuisca a limitare le ulteriori deformazioni del pannello murario e ad impedire, così, l'evoluzione dello schema cinematico che porterebbe il pannello al collasso.



a)



b)

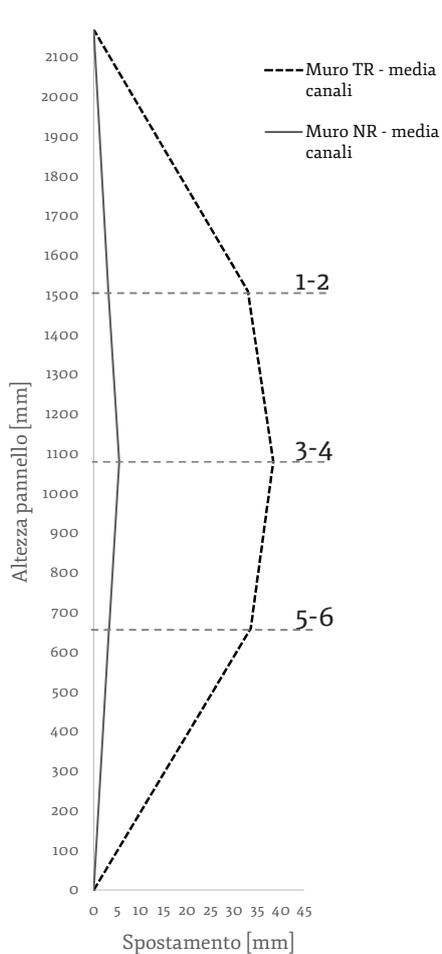
Figura 6.87

a) Confronto tra i grafici carico-spostamento (in mezzeria) del pannello NR (rosso) e quello TR (blu);  
 b) inset del confronto tra i grafici carico-spostamento NR e TR.

	P	$\Delta_M$	$\Delta_{L'}$	$\mu_c$	k
	[kN]	[mm]	[mm]	[-]	[kN/mm]
NR 3-4 max	4,47	1,39	1,09	1,28	5,88
TR 3-4 I tratto	10,87	1,90	1,69	1,12	8,01
TR 3-4 max	32,38	38,27	4,16	9,20	

Tabella 6.23

Dati relativi ai carichi massimi raggiunti nelle due sperimentazioni e ai relativi spostamenti per i canali 1-2(sommità), 3-4(mezzeria), 5-6 (alla base). E valore di spostamento nel diagramma TR a parità di carico massimo del NR. Si indica con P=carico;  $\Delta_M$ = spostamento massimo;  $\Delta_{L'}$ = rappresenta il punto in ascissa derivante dall'intersezione della retta tangente alla curva P- $\delta$  e l'ordinata del punto M, ossia il carico Pmax raggiunto;  $\mu_c$ = duttilità cinematica; k=rigidezza.



	P [kN]	$\delta$ (1-2) [mm]	$\delta$ (3-4) [mm]	$\delta$ (5-6) [mm]
NRmax	<b>4,552</b>	2,742	4,287	2,624
TR	4,568	0,422	0,990	0,610
TR <sub>Pmax</sub>	<b>32,383</b>	33,395	38,271	32,691

Tabella 6.24

Dati relativi ai carichi massimi raggiunti nelle due sperimentazioni e ai relativi spostamenti per i canali 1-2 (in sommità), 3-4 (in mezzeria), 5-6 (alla base). Si riporta il valore di spostamento nel diagramma TR a parità di carico massimo del NR. Si indica con P= carico;  $\delta$ = spostamento relativo al carico P.

Figura 6.88  
 Confronto tra la storia degli spostamenti massimi del pannello non rinforzato (NR) e di quello rinforzato con il telaio ligneo (TR).

## Capitolo 7

# Analisi e interpretazioni dei risultati sperimentali tramite modellazioni analitiche e numeriche

### 7.1 Introduzione

Le campagne sperimentali condotte nel capitolo 6 hanno messo in luce dei fenomeni locali dati dalla natura composta del sistema legno-muratura-ancoraggi.

Il capitolo che segue intende innanzitutto illustrare:

- a) le indagini qualitative attraverso l'applicazione del metodo dell'Indice di Qualità Muraria (Borri et al., 2019);
- b) le formulazioni analitiche e le riflessioni elaborate a supporto delle prove di carico sperimentali sia del pannello non rinforzato che rinforzato (cfr. Capitolo 6).
- c) il comportamento meccanico del sistema composto mediante valutazioni numeriche basate sulla teoria del metodo degli elementi finiti (FEM, Finite Elements Method). L'obiettivo è quello di tentare di comprendere le cause che hanno determinato lo specifico comportamento post fase elastica, e capire il ruolo e l'influenza degli elementi di rinforzo: il telaio ligneo e i connettori metallici.

I fenomeni registrati durante la sperimentazione con il telaio di rinforzo hanno, infatti, evidenziato, negli ultimi cicli di carico, una perdita progressiva di rigidità del sistema.

La sezione presenta in ordine:

- le indagini qualitative attraverso l'applicazione del metodo dell'Indice di Qualità Muraria (Borri et al., 2019);
- le formulazioni analitiche e le riflessioni elaborate a supporto delle prove di carico sperimentali del pannello non rinforzato e rinforzato (cfr. Capitolo 6).
- valutazione numerica tramite modelli FEM del pannello non rinforzato (NR);
- valutazione numerica tramite modelli FEM del pannello rinforzato con un telaio ligneo (TR).

## **7.2 Formulazioni analitiche**

Dal momento che le modalità di collasso delle costruzioni esistenti in muratura risiedono nella perdita di capacità portante - e raramente nel superamento di stati tensionali limite - dovuta all'instaurarsi di meccanismi di I modo, quest'ultimi possono considerarsi più pericolosi di quelli associati ad una crisi nel piano: la perdita di equilibrio, infatti, causa un rovinoso collasso dei solai (cfr. Capitolo 4) (figura 7.1).

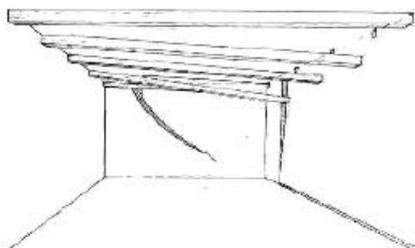


Figura 7.1  
Sfilamento degli orizzontamenti  
(da Giuffrè, 1993).

Le caratteristiche costruttive, dedotte dalle indagini preliminari, che hanno portato alla definizione del meccanismo da analizzare sono:

- il fattore di snellezza;
- la scarsa qualità muraria, rafforzata dall'assenza di efficaci collegamenti trasversali tra i paramenti;
- la scarsa qualità delle connessioni tra pareti e solai di piano;
- le coperture leggere lignee raramente spingenti.

Per tali ragioni, il meccanismo ipotizzato è quello di flessione verticale di parete (cfr. Capitolo 4). La scelta del meccanismo,

ritenuto significativo a seguito della sistematizzazione delle informazioni raccolte, è stato identificato:

- tra quelli più comuni e ritenuti più facilmente attivabili sulla base della conoscenza delle tipologie murarie e dei fattori di vulnerabilità di Castelvetero sul Calore;
- sulla base dell'abaco di possibili meccanismi attivabili ricavati dalle osservazioni di strutture analoghe danneggiate dai terremoti (Beolchini et al., 2005; Vinci, 2019).

Tale ipotesi, tuttavia, non è da ritenersi esaustiva di tutte possibili casistiche.

### 7.2.1 Il giudizio della qualità muraria attraverso il metodo Indice di qualità murario (I.Q.M.)

Una valutazione qualitativa della muratura è stata effettuata con il fine di caratterizzare preliminarmente i parametri meccanici del pannello in esame (figura 7.2).

Come anticipato (cfr. Capitolo 4) il comportamento meccanico della muratura dipende fortemente dalla qualità dei materiali e dal rispetto o meno della "regola dell'arte". Il metodo applicato è quello dell'Indice di Qualità Murario (I.Q.M.) (Borri et al., 2011a; 2011b; Borri et al., 2015; Borri, De Maria, 2019), che ha fornito una stima delle caratteristiche meccaniche, in base alla qualità costruttiva del pannello in analisi. Tale metodo è stato descritto e utilizzato precedentemente per la valutazione della qualità muraria di alcune murature del caso studio di Castelvetero sul Calore (cfr. Capitolo 5).

In questa fase, la determinazione dell'I.Q.M., ha come scopo quello di stimare i valori propri della muratura in esame come:

- la resistenza minima, media e massima a taglio ( $\tau_0$ );
- la resistenza minima, media e massima a compressione ( $f_m$ );
- il valore minimo, medio e massimo del modulo di Young normale ( $E_m$ ).

Il pannello, come detto, è stato ricostruito in laboratorio mediante l'utilizzo di scapoli di pietra scorporati da una muratura esistente. Questo dettaglio ha fatto sì che le dimensioni e la tipologia delle pietre, tra cui la presenza ridottissima di diatoni, siano esattamente le stesse. Le variabili sono state la

malta utilizzata - seppure realizzata secondo le indicazioni delle analisi mineralogiche - e la maestranza nel realizzare un pannello quanto più ingranato possibile, componendo e organizzando elementi così irregolari.

In particolar modo, il parametro della malta è stato classificato come “parzialmente rispettato”, in quanto, nonostante fosse di nuova fattura, non presentava ottime prestazioni meccaniche sia a compressione che a flessione, e la malta risultasse quindi debolmente coesiva (cfr. §6.2). Si riportano i risultati dell'applicazione dell'I.Q.M. in tabella 7.1.

Figura 7.2  
Applicazione del  
metodo dell'I.Q.M.  
sul pannello murario  
e calcolo della linea  
minima di tracciato  
(LMT).

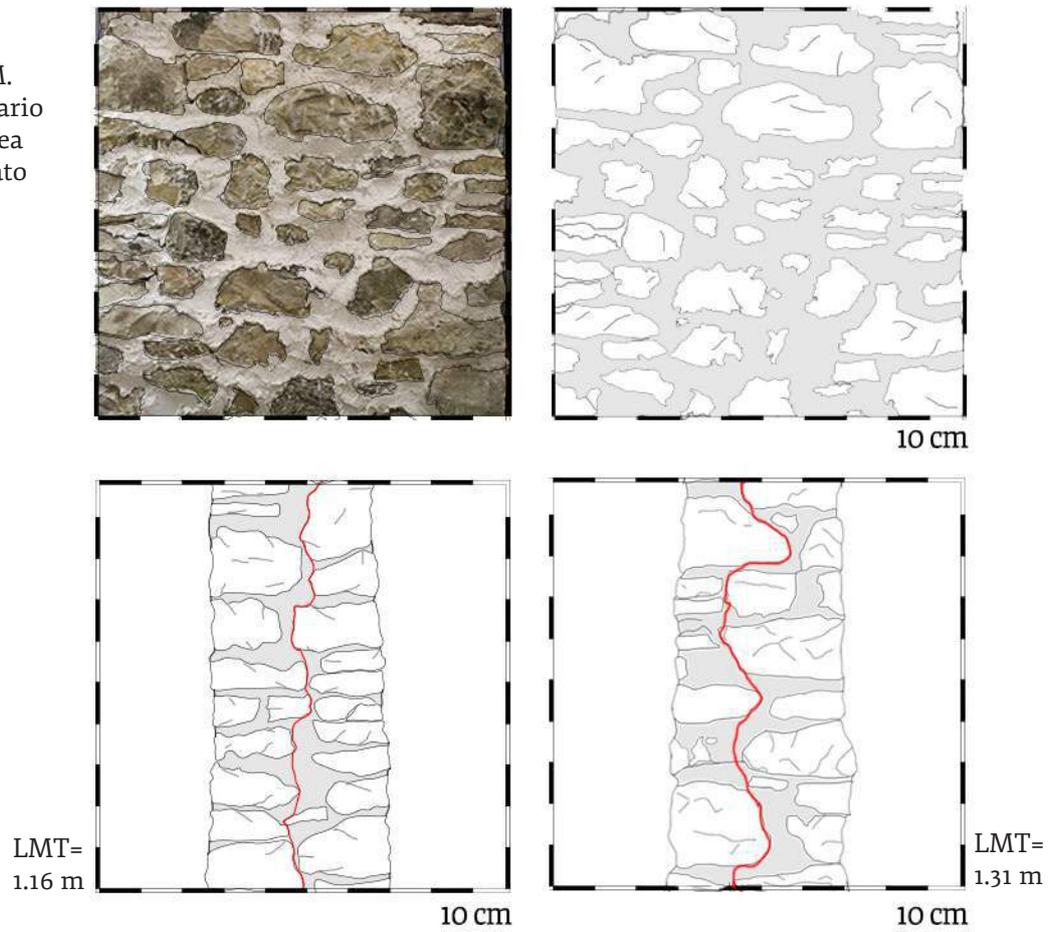


Tabella 7.1  
Risultati derivanti  
dall'applicazione del  
metodo I.Q.M.

Parametri della Qualità Muraria			
Orizzontalità dei filari	OR.	<b>PR</b>	
Presenza di diatoni	P.D.	<b>NR</b>	
Forma degli elementi	F.EL.	<b>PR</b>	
Sfalsamento fra i giunti verticali	S.G.	<b>NR</b>	
Dimensione degli elementi resistenti	D.EL.	<b>PR</b>	
Qualità della malta	MA.	<b>PR</b>	
Resistenza degli elementi resistenti	RE.EL.	<b>R</b>	
Azioni	Verticali	Fuori dal piano	Nel piano
I.Q.M	2,45	2,45	2,8
Classificazione categoria muraria	C	C	C
Parametri meccanici	$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_o$ [N/cm <sup>2</sup> ]	E [N/cm <sup>2</sup> ]
min	161,9	3,5	839,4
<b>media</b>	<b>218,4</b>	<b>4,4</b>	<b>1032,7</b>
max	274,8	5,3	1225,6

## 7.2.2 Il muro non rinforzato

### Analisi cinematica lineare

La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti in muratura può essere affrontata verificando il comportamento di tipo globale. Quando però la costruzione non manifesta un comportamento unitario e reagisce scomponendosi in macroelementi, diventa indispensabile considerare anzitutto la vulnerabilità dei singoli elementi nei confronti di meccanismi locali di danno. Tale controllo può essere efficacemente condotto nel contesto dell'analisi limite con l'approccio cinematico, considerando la muratura costituita da blocchi rigidi fra i quali valgono le seguenti ipotesi sono (Heyman, 1966) (figura 7.3):

- 1) resistenza a trazione nulla;
- 2) assenza di scorrimento tra i blocchi;
- 3) resistenza a compressione infinita.

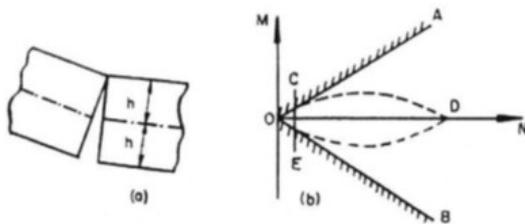


Figura 7.3  
Modello a blocchi rigidi (da Heyman, 1982).

Attraverso l'approccio cinematico dell'analisi limite è possibile determinare il moltiplicatore di collasso, di un sistema equilibrato e congruente, impiegando il Principio dei Lavori Virtuali (PLV). Il metodo valuta, infatti, l'azione orizzontale espressa in funzione del peso proprio tramite il valore del moltiplicatore dei carichi, necessaria all'attivazione del cinematicismo in analisi, secondo l'approccio cinematico, basato sull'applicazione del PLV. La struttura in esame viene rappresentata come un sistema ad un grado di labilità (una catena cinematica) soggetto a un sistema di carichi noti e fissati e ad un ulteriore sistema di carichi dipendenti da un unico moltiplicatore, il cui valore è incognito. Imponendo la condizione di equilibrio del sistema, cioè l'azzerarsi del lavoro virtuale totale, si può determinare il valore del moltiplicatore.

Tale valore si può considerare di collasso quando risulta esse-

re il minimo fra tutti i possibili moltiplicatori che si ottengono per il sistema in esame con altre configurazioni di meccanismo.

Nel caso in cui vengano considerate le azioni orizzontali proporzionali alle masse, la determinazione del moltiplicatore di collasso può essere correlata direttamente all'accelerazione orizzontale necessaria per l'attivazione del meccanismo e confrontato con l'accelerazione attesa al sito.

Questo tipo di analisi, utilizzato da diversi autori per studi su strutture in muratura (Giuffrè, 1991; D'Ayala, 1999; D'Ayala, Speranza, 2003; Lagomarsino, Podestà, 2004; Casapulla, D'Ayala, 2006) può essere condotta sia in ambito lineare che non lineare.

L'analisi cinematica lineare, ipotizzando un meccanismo locale, permette di determinare l'azione sismica necessaria all'attivazione del cinematiso. Nella realtà delle strutture murarie, tale condizione può risultare anche molto distante dal collasso completo della struttura, mentre è riconducibile in modo più verosimile ad uno stato di danneggiamento. La capacità ultima della struttura può essere efficacemente investigata attraverso l'analisi cinematica non lineare, in cui l'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha$ , ovvero il rapporto tra le forze orizzontali applicate e i corrispondenti pesi delle masse agenti, può essere valutata al crescere dello spostamento  $d_k$  di un punto di controllo della catena cinematica, genericamente posizionato in prossimità del baricentro delle masse. L'analisi determina l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è capace di sopportare al progredire del meccanismo, fino all'annullamento di ogni capacità di contrasto delle azioni orizzontali ( $\alpha=0$ ). Nota la capacità di spostamento, la verifica si esegue confrontando lo spostamento ultimo dell'elemento di analisi con la domanda di spostamento.

In tale meccanismo, le azioni orizzontali fuori dal piano dividono la struttura muraria in due blocchi rigidi che ruotano reciprocamente attorno ad una cerniera cilindrica.

Una volta definita la geometria (tabella 7.2), la struttura schematizzata (figura 7.4) è considerata vincolata alla base con una cerniera che consente la sola rotazione in sommità da un carrello che consente sia la traslazione verticale che la rotazione. In tale ipotesi si trascurano i carichi verticali dovuti ai pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura.

L'azione sismica può essere schematizzata come una forza orizzontale proporzionale alle masse. Per ottenere il multipli-

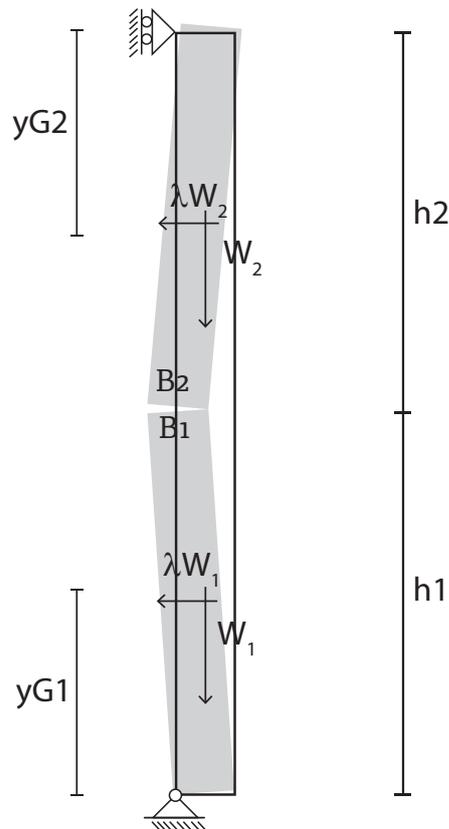


Figura 7.4  
Schema di calcolo per flessione verticale.

		<b>B1</b>	<b>B2</b>
Geometria	Spessore della parete $t$	[m]	0,4
	Altezza della parete $h_1$	[m]	1,1
	Altezza totale della parete $H$	[m]	2,17
	Lunghezza della parete $L$	[m]	0,97
	Volume della parete $V$	[m <sup>3</sup> ]	0,427
	Quota del baricentro della parete $Y_{Gi}$	[m]	0,55
Azioni	Peso specifico della muratura $\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	23
	Peso proprio della parete $W_i$	[kN]	9,92

Tabella 7.2  
Geometria e azioni del meccanismo di flessione verticale.

catore orizzontale  $\lambda$  dei carichi, che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno, si è quindi tenuto in conto dei pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro. Si è considerato il peso specifico relativo alla muratura ricavato dalla percentuale di malta e pietre utilizzate, pari a  $2300 \text{ kg/m}^3$ . Una volta determinate le azioni sui blocchi rigidi della catena cinematica in esame, si è valutata la configurazione rototraslata della struttura rigida, tenendo conto delle condizioni di congruenza del sistema, assegnata una rotazione virtuale  $\theta$  al blocco 1, e nota la geometria della struttura, si sono assegnati gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione.

Applicando il PLV (equazione 7.1), si ottiene  $\lambda$  ponendo uguale a zero il lavoro virtuale compiuto dalle azioni orizzontali e verticali presenti nel sistema considerato (equazione 7.2).

$$\lambda \left[ \sum_{i=1}^n P_i \delta_{ix} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{jx} \right] - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{iy} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi} \quad (7.1)$$

$$\lambda (w_1 \cdot \delta_{1x} + w_2 \cdot \delta_{2x}) = w_1 \cdot \delta_{1y} + w_2 \cdot \delta_{2y} \quad (7.2)$$

$$\lambda = \frac{E}{w_1 y_{G_1} + (w_2 \cdot y_{G_2}) \cdot \frac{h_1}{h_2}}$$

dove:

$$E = \frac{w_1}{2} \cdot t_1 + w_2 \cdot t_2 + \frac{h_1}{h_2} \cdot \left( \frac{w_2}{2} \cdot t_2 \right)$$

$$\lambda = \frac{\frac{w_1}{2} \cdot t_1 + w_2 \cdot t_2 + \frac{h_1}{h_2} \cdot \left( \frac{w_2}{2} \cdot t_2 \right)}{w_1 \cdot y_{G_1} + (w_2 \cdot y_{G_2}) \cdot \frac{h_1}{h_2}} \quad (7.3)$$

Le condizioni di vincolo per i due corpi sono:

$$u_A = 0; v_A = 0; \theta_1 = \psi = 1, \text{ per il corpo B1}$$

$$u_B = 0, \text{ per il corpo B2.}$$

Applicando l'equazione dei lavori virtuali (7.3) e sostituendo i valori in tabella 7.1, si ottiene quindi il valore del moltiplicatore dei carichi che attiva il meccanismo, che è pari a:

$$\lambda = 0,74.$$

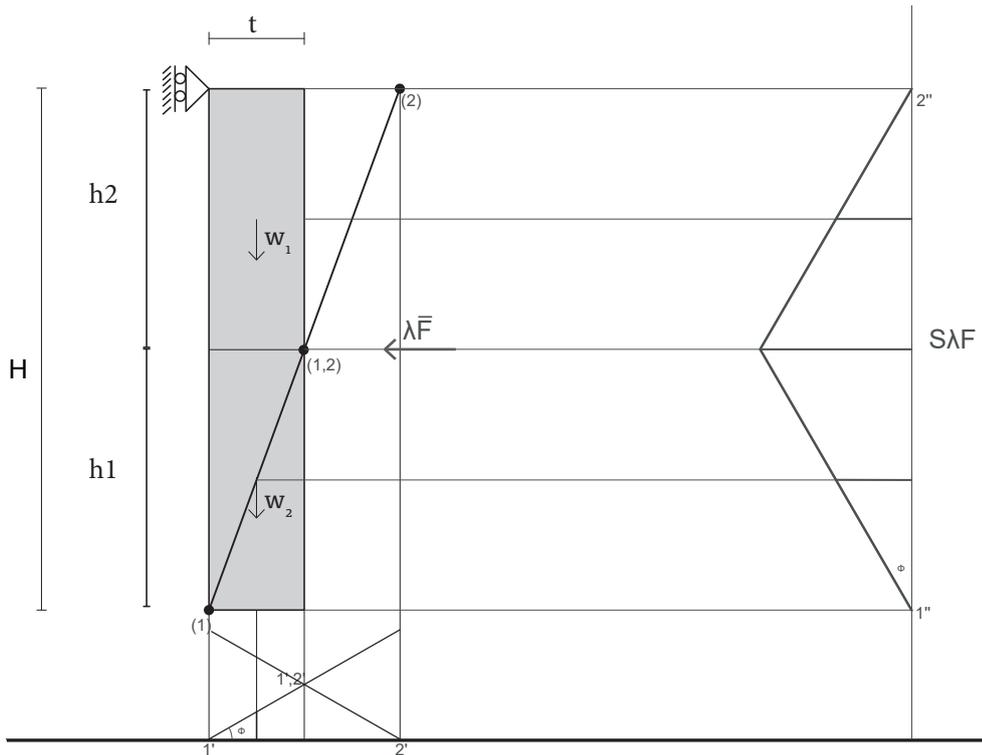


Figura 7.5  
Catena cinematica per  
flessione verticale.

### Verifica allo Stato Limite Ultimo

La verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU), come afferma la nuova NTC 2018, non fa riferimento al moltiplicatore di collasso, ma all'accelerazione di attivazione  $a_0^*$ , calcolabile a seguito della massa partecipante  $M^*$  e della frazione di massa partecipante  $e^*$ :

$$M^* = \frac{\left( \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} \quad e^* = \frac{g M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad (7.4)$$

dove:

- $g$  è l'accelerazione di gravità;
- $n+m$  è il numero delle forze peso  $P_i$  applicate, le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali;
- $\delta_{x,i}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' $i$ -esimo peso  $P_i$ .

Una volta calcolati tali valori si può procedere al calcolo dell'accelerazione sismica spettrale:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad (7.5)$$

dove:

- $\alpha_o$  è il moltiplicatore di attivazione del meccanismo;
- FC è il fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza LC1 (FC =1,35) (NTC 2018) quando per la valutazione del moltiplicatore non si tiene conto della resistenza a compressione della muratura.

Nel caso in esame la verifica è soddisfatta se, per l'analisi cinematica lineare con verifica semplificata con fattore di struttura  $q=2$ , l'accelerazione spettrale  $a_o^*$  soddisfa la seguente disuguaglianza allo Stato limite di Danno (SLD):

$$a_o^* \geq a_g(P_{VR})S \tag{7.6}$$

per  $Z=0$  (quota della cerniera).

Nel caso in esame si ipotizza la porzione di costruzione appoggiata a terra, quindi  $Z=0$ . La verifica di sicurezza allo Stato Limite di Danno (SLD) è soddisfatta, quindi, quando l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (la capacità) è maggiore o uguale all'accelerazione di picco della domanda sismica. Dati i parametri in tabella 7.3, si ottiene che la disuguaglianza è soddisfatta.

$$3,690 \geq 0,755 \times 1,2 \quad 3,690 \geq 0,90$$

Tabella 7.3  
Parametri per la verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno (SLD).

Parametri di calcolo per la verifica allo SLD per l'analisi cinematica lineare	
$\alpha_o$	0,376
$a_g(P_{VR})$	0,755 m/s <sup>2</sup>
$M^*$	2,035
$e^*$	1
$a_o^*$	3,690 m/s <sup>2</sup>
S	1,2
q	2

$M^*$ : massa partecipante al cinematicismo;  
 $e^*$ : frazione di massa partecipante della struttura;  
 $a_o^*$ : accelerazione di attivazione del meccanismo;  
 S: coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e condizioni topografiche;  
 q: fattore di struttura.

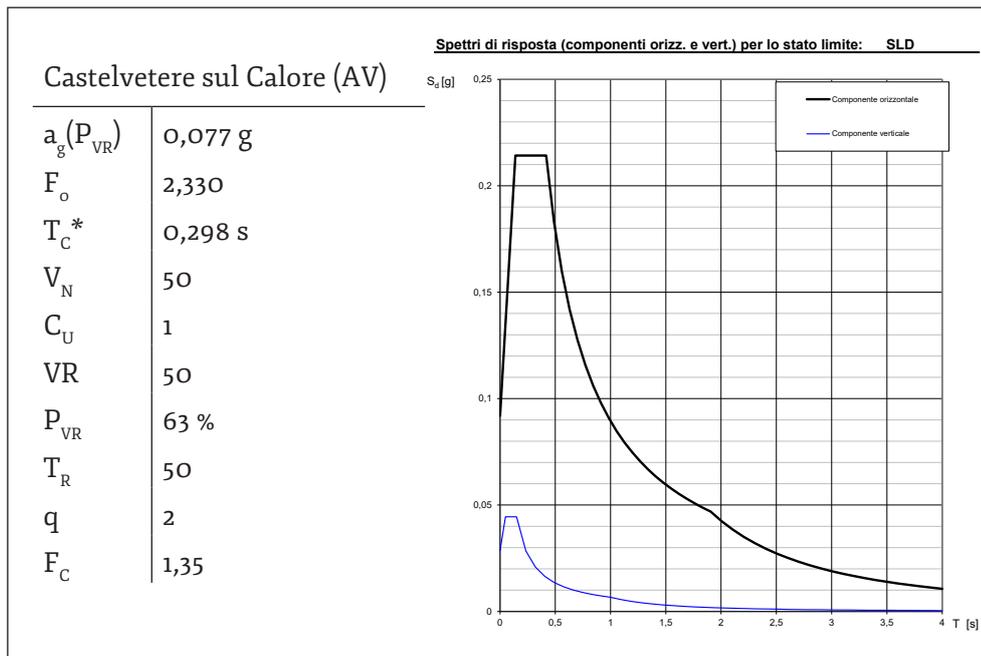


Figura 7.6  
 A sinistra: parametri per la definizione della pericolosità sismica di Castelvetero sul Calore; a destra: spettri di risposta per lo stato limite di danno (SLD).

**Analisi cinematica non lineare: calcolo dell'accelerazione di attivazione  $a_0^*$**

L'analisi cinematica non lineare permette di determinare l'andamento dell'azione orizzontale e di conoscere la capacità di spostamento della struttura fino al raggiungimento del collasso ( $\alpha=0$ ). La curva di capacità descrive il moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha$  variando le configurazioni della catena cinematica.

Il meccanismo così rappresentato varia al variare dello spostamento generalizzato  $d_k$  da un punto di controllo di riferimento, fino al raggiungimento della configurazione per cui il moltiplicatore  $\alpha$  annulla ogni capacità di sopportare azioni orizzontali in corrispondenza dello spostamento  $d_{k,0}$ .

Nel caso in esame le diverse azioni, come il peso e le azioni sia esterne che interne, rimangono costanti all'evolversi del cinematicismo, per cui la curva assume un andamento lineare. La curva di capacità è espressa mediante la formula:

$$\alpha = \alpha_0 \left( 1 - \frac{d_k}{d_{k,0}} \right) \quad (7.7)$$

Per l'analisi cinematica non lineare, la verifica si attua allo Stato Limite della Salvaguardia della Vita (SLV), attraverso la verifica mediante spettro di capacità, confrontando la capacità di spostamento ultimo  $d_u^*$  del meccanismo locale e la domanda di spostamento  $\Delta_d$ , in corrispondenza del periodo secante  $T_s$ .

Definito lo spostamento  $d_s^* = 0.4 d_u^*$  ed individuata sulla curva di capacità l'accelerazione spettrale secante  $a_s^*$  (incluso il fattore di confidenza FC), corrispondente allo spostamento spettrale secante  $d_s^*$ , il periodo secante è calcolato come:

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} \quad (7.8)$$

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione, a quota  $Z=0$ , come nel caso del pannello in esame, la verifica di sicurezza (SLD) si considera

soddisfatta se la capacità di spostamento ultimo  $d_u^*$  del meccanismo locale è maggiore o uguale allo spettro di risposta elastico in spostamento in corrispondenza del periodo secante  $T_s$ .

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) \quad (7.9)$$

Le verifiche sul pannello sono state effettuate per valori sismici relativi al caso studio di Castelvetero sul Calore. L'ipotesi del meccanismo a flessione verticale è stata eseguita considerando i due casi di seguito elencati:

- caso 1: la muratura sia infinitamente resistente a compressione e infinitamente rigida, con cerniera posizionata all'estremità;
- caso 2: la muratura con resistenza a compressione finita con arretramento della cerniera cinematica nello spessore del muro. Data la qualità del pannello murario, è opportuno, infatti, considerare la finita resistenza della muratura. Le distanze delle forze stabilizzanti dalla cerniera cinematica diminuiscono, incidendo sull'esito della verifica. In questo caso, la resistenza a compressione utilizzata per calcolarla, deriva dalle indagini qualitative effettuate con il metodo I.Q.M. (cfr. §7.2.3). Abbiamo visto come l'evoluzione del cinematismo può essere eseguita per via grafica o numerica considerando una successione di rotazioni virtuali finite, alle quali corrispondono dei moltiplicatori di attivazione, avremo quindi:

### Caso 1

Nel caso in esame è stato possibile identificare la rotazione del blocco  $\theta_{k,o}$ , imponendo all'elemento in esame una rotazione rispetto alla cerniera cilindrica A, corrispondente all'intersezione del baricentro delle forze verticali con l'asse verticale passante per la stessa cerniera A. Tale rotazione implica l'annullamento del braccio del momento resistente e, conseguentemente, del moltiplicatore  $\alpha$  (figura 7.8a);

### Caso 2

La posizione della cerniera cinematica C' si ipotizza nel punto di applicazione della forza N, dovuta ai carichi verticali (figura

7.8b, 7.9) (equazione 7.10). È ben noto come la muratura sia in grado di resistere a ridotte tensioni di trazione, quando totalmente priva di dispositivi a questo preposti (catene, rinforzi FRP etc.), per cui, in tale condizione l'equilibrio della parete si ha solo entro limiti di eccentricità ( $e=N/M$ ) di sollecitazioni di  $N$ , carichi verticali, e  $M$ , ad esempio azioni orizzontali come vento e sisma. Con l'aumento di un'azione sismica, aumenta l'eccentricità e diminuisce la porzione compressa sviluppando così il cinematismo a flessione verticale, che suddivide, come detto, la porzione muraria in due blocchi rigidi, che ruotano rispetto ad una cerniera cilindrica.

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m \cdot F_c} \qquad a = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot I \cdot f_d} \qquad (7.10)$$

In tutti e due i casi analizzati risulta soddisfatta la verifica in relazione al cinematismo analizzato.

La curva di capacità che si ottiene, espressione del legame tra moltiplicatore  $a_o^*$  e spostamento generalizzato, è pressoché lineare dal momento che le varie azioni agenti sul pannello rimangono costanti. Si valuta, così, il valore dello spostamento  $d_{k,0}$  per cui si annulla il moltiplicatore.

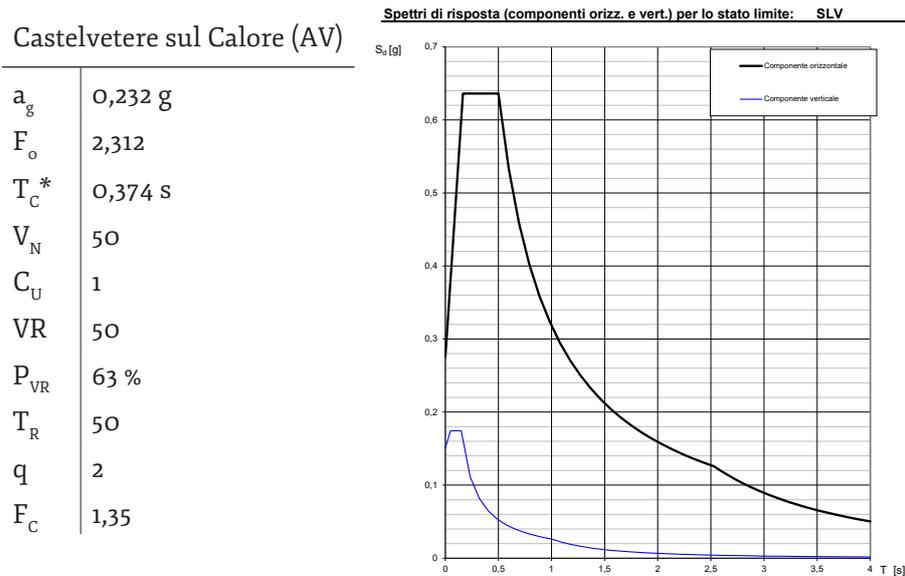


Figura 7.7  
A sinistra: parametri per la definizione della pericolosità sismica di Castelvetero sul Calore allo SLV; a destra: spettri di risposta per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita umana (SLV).

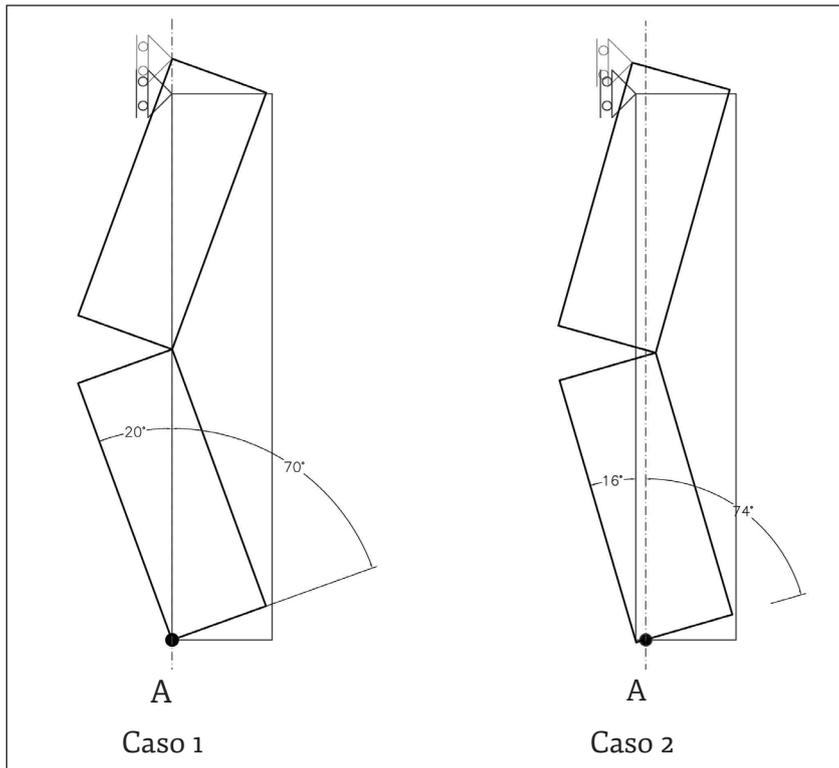


Figura 7.8  
Schema cinematico a flessione verticale per:  
a) caso 1: cerniera all'estremità;  
b) caso 2: cerniera arretrata con resistenza a compressione finita.

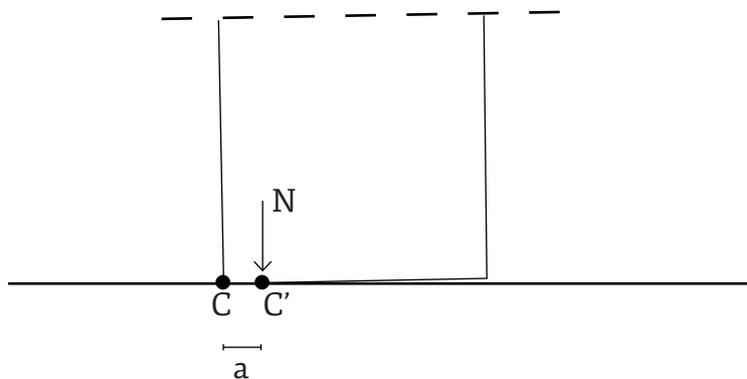
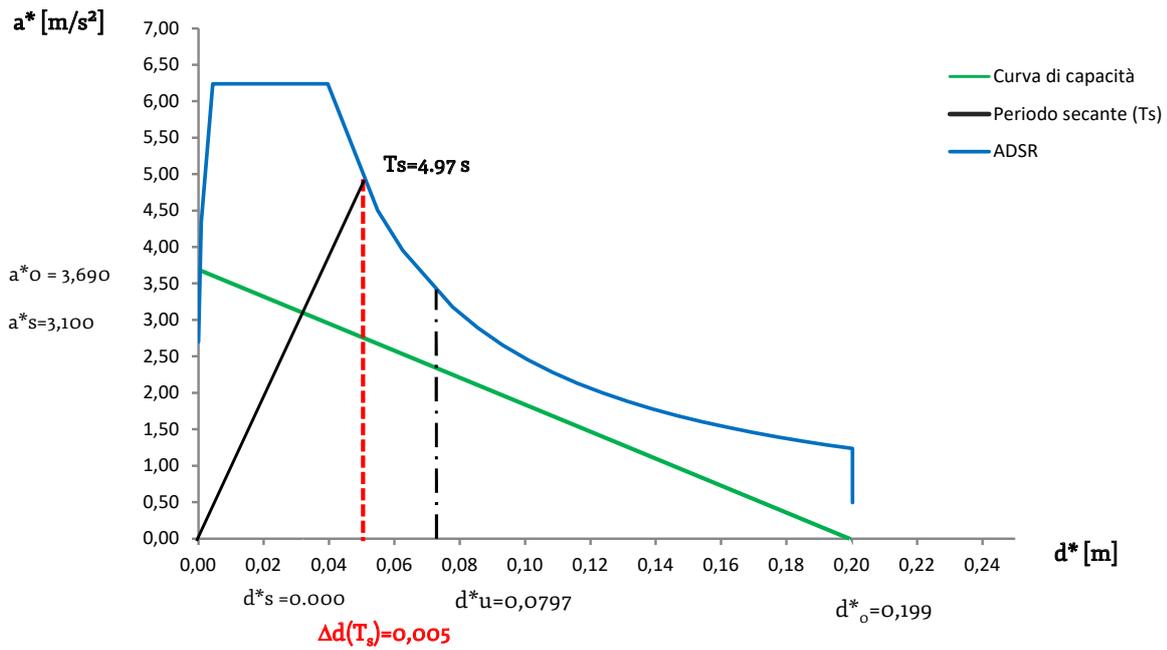


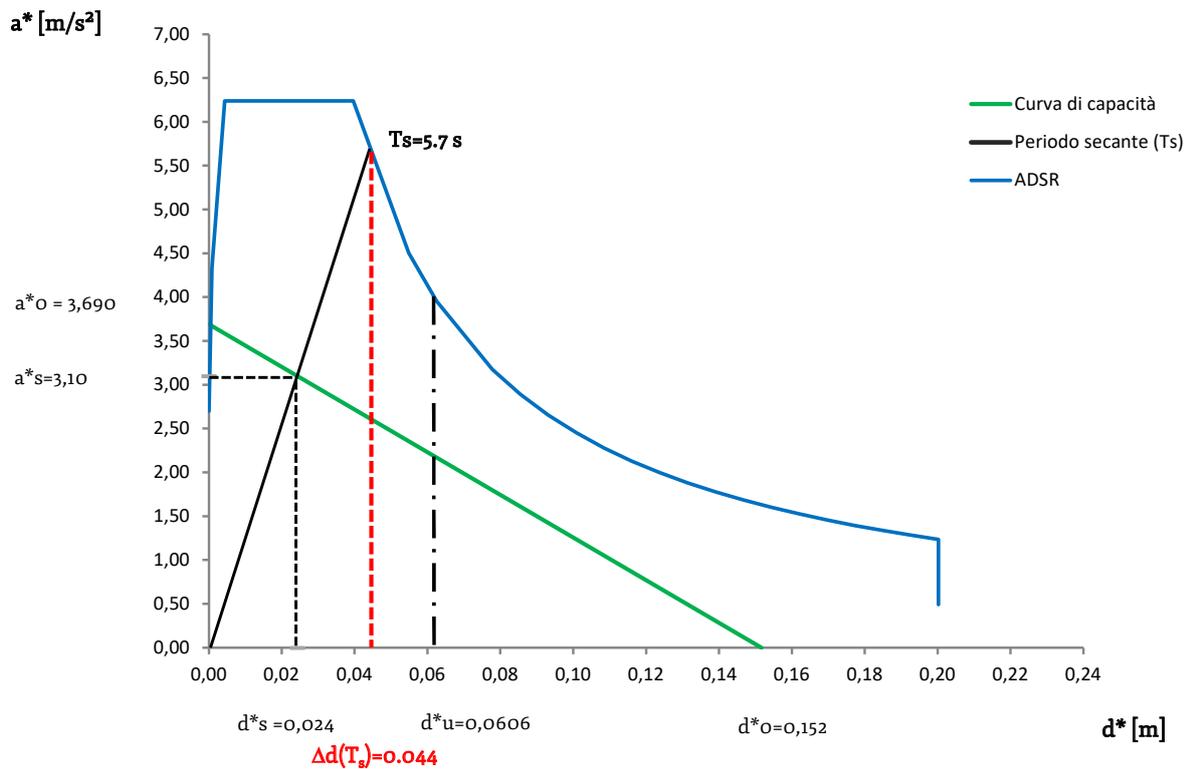
Figura 7.9  
Arretramento della cerniera nel punto C'.

Resistenza caratteristica a compressione della muratura	$f_k$	[daN/cm <sup>2</sup> ]	21,8
Resistenza a compressione	$f_d$	[daN/cm <sup>3</sup> ]	8,0741
Sforzo normale sollecitante alla base della parete	N	[daN]	1909,6
Coefficiente di sicurezza della muratura	$\gamma_m$		2
Fattore di confidenza	FC		1,35
Peso totale	$W_1+W_2$	[daN]	1909,6
Lunghezza della parete	I	[cm]	40
Posizione cerniera arretrata	a	[cm]	3,9418

Tabella 7.4  
Caratteristiche pannello murario per calcolo arretramento della cerniera.



a)



b)

Figura 7.10

Curva di capacità e domanda di spostamento spettrale.

a) In alto: caso 1- cerniera posizionata all'estremità. Curva di capacità e domanda di spostamento spettrale.

b) In basso: caso 2- cerniera arretrata con resistenza a compressione finita.

	$M^*$ [kN]	$\alpha_o$	$a_o^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a^*s$ [m/s <sup>2</sup> ]	$d^*u$ [m]	$d^*s$ [m]	$d^*o$ [m]	$T_s$ [s]	$Se(T_s)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$SDe(T_s)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$T_1$ [s]	$Se(T_1)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$SDe(T_1)$ [m/s <sup>2</sup> ]
a) Cerniera non arretrata	2,04	0,376	3,6904	3,0999	0,0797	0,0319	<b>0,1993</b>	0,6369	0,4977	0,0051	0,0894	0,4669	0,00009
b) Cerniera arretrata	2,04	0,376	3,6904	3,0999	0,0606	0,0243	<b>0,1516</b>	0,5555	0,5734	0,044	0,0894	0,4684	0,00009

Tabella 7.5

Dati riassuntivi dell'analisi cinematica lineare relativi ai due casi in esame: a) caso 1: cerniera non arretrata; b) caso 2: cerniera arretrata. Si indica con  $M^*$ : massa partecipante al cinematisimo;  $\alpha$ = moltiplicatore orizzontale dei carichi;  $a_o^*$ : accelerazione di attivazione del meccanismo;  $a_s^*$ =accelerazione spettrale secante;  $d_u^*$ = capacità di spostamento ultimo;  $d_o^*$  = spostamento spettrale del sistema equivalente;  $T_s$ =periodo secante;  $Se(T_s)$ = spettro di risposta elastico in accelerazione in corrispondenza del periodo secante  $T_s$ ;  $SDe(T_s)$ = spettro di risposta elastico in spostamento in corrispondenza del periodo secante  $T_s$ ;  $T_1$ = il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura considerata;  $Se(T_1)$ = spettro di risposta elastico in corrispondenza del periodo fondamentale della struttura  $T_1$ ;  $SDe(T_1)$ = spettro di risposta elastico in spostamenti al periodo  $T_1$ .

Per ogni caso illustrato è stata calcolata la curva di capacità e la domanda di spostamento spettrale secondo le equazioni 7.7, 7.9 e sono stati sovrapposti allo spettro di risposta elastico in spostamento denominato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum), nel quale in ordinata sono riportate le accelerazioni spettrali e in ascissa gli spostamenti spettrali.

### Risultati

Dai diagrammi in figura 7.10 emerge come l'arretramento della cerniera (caso 2, figura 7.8b) incida sull'esito della verifica proprio grazie al fatto che le distanze delle forze stabilizzanti diminuiscano dal centro di rotazione C'. La capacità di spostamento del caso 2 è minore rispetto alla capacità raggiunta nel caso 1 della cerniera non arretrata (tabella 7.4): lo spostamento ottenuto dallo spettro di risposta in termini di spostamenti ( $S_{De}$ ) in corrispondenza del periodo  $T_s$  vale 0,044 m/s<sup>2</sup> per il caso della cerniera arretrata (caso 2) e 0,0051 m/s<sup>2</sup> per il caso della cerniera non arretrata (caso 1). In entrambi i casi l'esito della verifica è comunque verificato allo SLV:

$$\text{Caso 1 : } d_u^* > S_{De}(T_s) = 0,0797 > 0,0051$$

$$\text{Caso 2 : } d_u^* > S_{De}(T_s) = 0,06 > 0,044.$$

### Schema statico equivalente

La risposta del pannello murario è stata valutata considerando l'equilibrio di uno schema statico di una trave piana sollecitata a flessione su tre punti. Nella configurazione ipotizzata si considera il pannello vincolato alle estremità superiore con un carrello ad asse orizzontale e al piede con due carrelli, uno ad asse orizzontale e il secondo ad asse verticale (figura 7.11). L'introduzione di un carrello ad asse verticale alla base permette la traslazione e la rotazione del pannello stesso (Gattecso, Boem, 2017). Nel sistema così inteso è stata considerata una forza orizzontale aggiuntiva agente alla base del campione, ovvero la forza di attrito che si genera tra il cilindro di acciaio e le IPE di base. Il coefficiente di attrito applicato è di 0.74.

I valori di momento flettente e di taglio, ricavati dai dati ottenuti sperimentalmente, sono riportati in tabella 7.6. Le reazioni vincolari in A e in B, il momento flettente in C e la forza d'attrito applicata alla base, sono stati calcolati con le seguenti formule:

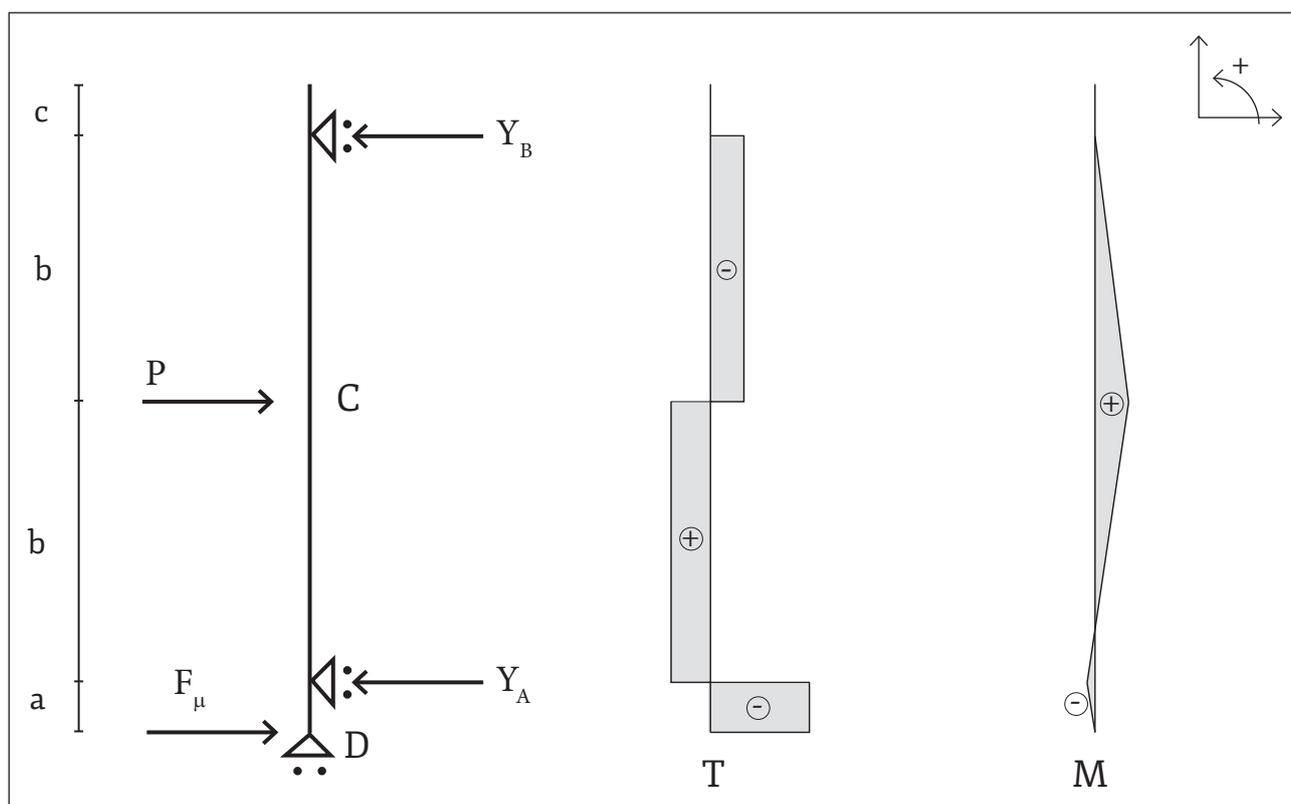


Figura 7.11  
 Schema statico del pannello oggetto di sperimentazione.

$$y_A = \frac{P}{2} + \frac{F_\mu(a + 2b)}{2b} \quad (7.11)$$

$$y_B = \frac{P}{2} - \frac{F_\mu \cdot a}{2b} \quad (7.12)$$

$$M_{(c)} = \frac{Pb}{2} - \frac{F_\mu a}{2} \quad (7.13)$$

$$F_u = \mu_s mg \quad (7.14)$$

dove:

- a= distanza dal carrello alla base e il carrello in A;
- b= distanza dai carrelli in A e B e l'applicazione del carico in C;
- P= carico applicato in mezzeria;
- $Y_B$ = reazione vincolare in B;
- $Y_A$ = reazione vincolare in A;
- $M_{(c)}$ = momento flettente in C;
- $F_\mu$  = forza di attrito applicata alla base del sistema;
- $\mu_s$  = coefficiente di attrito statico acciaio-acciaio.

Dati riassuntivi dello schema statico		
<b>a</b>	m	0,09
<b>b</b>	m	1,045
<b>c</b>	m	0,03
<b>P</b>	kN	4,55
<b>F<math>\mu</math></b>	kN	6,5
<b>Y<sub>B</sub></b>	kN	2,0
<b>Y<sub>A</sub></b>	kN	9,0
<b>M<sub>(A)</sub></b>	kNm	0,6
<b>M<sub>(c)</sub></b>	kNm	2,1
<b>T<sub>(A)</sub></b>	kN	2,6
<b>T<sub>(c)</sub></b>	kN	2,0
<b>T<sub>(D)</sub></b>	kN	6,5
<b><math>\mu_s</math></b>	-	0,74

Tabella 7.6

Dati riassuntivi per il calcolo delle reazioni vincolari, del momento flettente e di taglio.

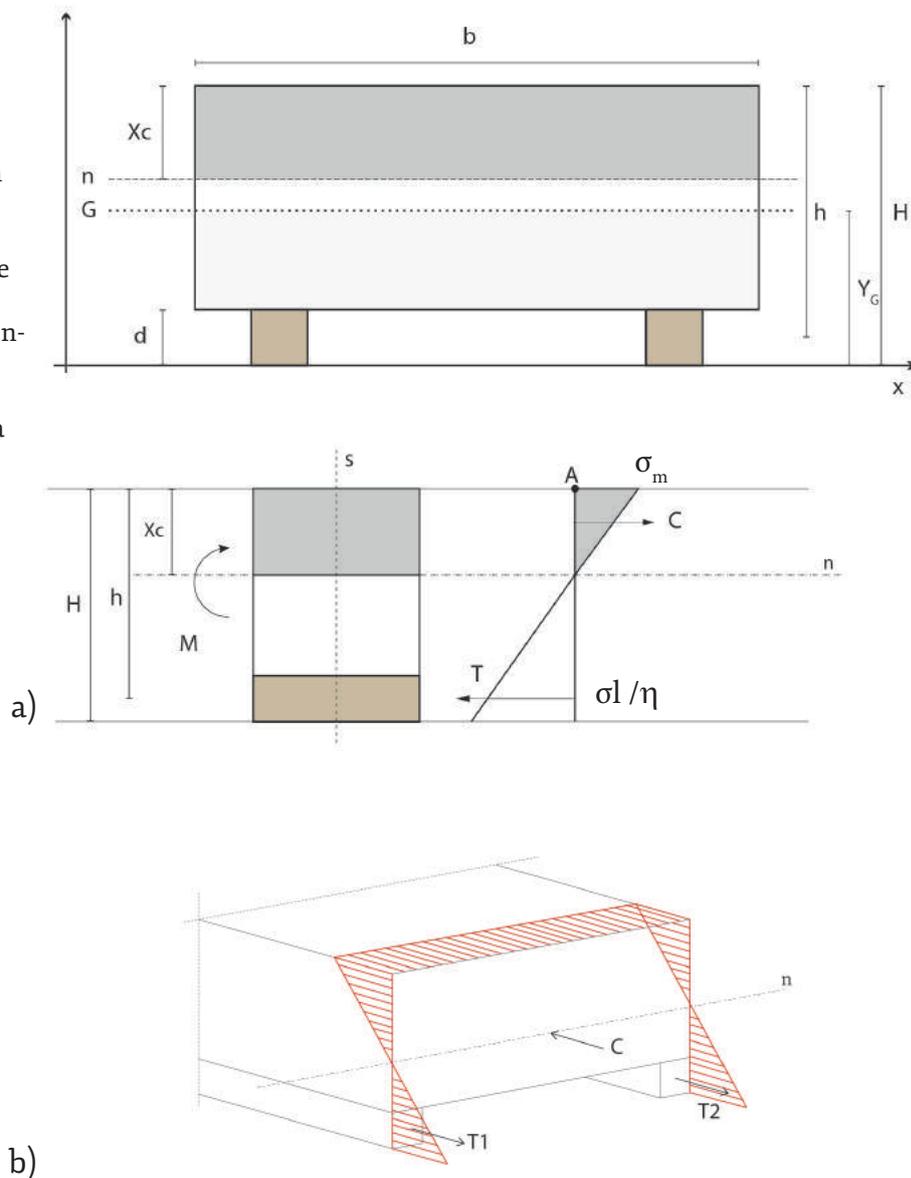
- a= distanza dal carrello alla base e il carrello in A;
- b= distanza dai carrelli in A e B e l'applicazione del carico in C;
- c= distanza dal carrello B in sommità e l'estremità del sistema;
- P= carico applicato in mezzeria;
- F = forza di attrito applicata alla base del sistema;
- $Y_B$ = reazione vincolare in B;
- $Y_A$ = reazione vincolare in A;
- $M_{(A)}$ = valore del momento flettente in A;
- $M_{(c)}$ = valore del momento flettente in C;
- $T_{(A)}$ = valore di taglio in A;
- $T_{(c)}$ = valore di taglio in C;
- $\mu_s$  = coefficiente di attrito statico acciaio-acciaio.

### 7.2.3 Il muro rinforzato con un telaio ligneo

Nel caso della seconda sperimentazione del pannello rinforzato sono state effettuate ulteriori valutazioni sempre di natura analitica considerando l'intero sistema in campo elastico lineare. Nello specifico sono state considerate le seguenti ipotesi:

- la conservazione delle sezioni piane;
- la perfetta aderenza legno e muratura;
- la muratura non reagente a trazione;
- la deformabilità delle connessioni è trascurata.

Figura 7.12  
 Schema di riferimento per il calcolo della flessione retta di una sezione composta:  
 a) flessione retta di un sistema composto e il diagramma delle tensioni con relative forze equivalenti;  
 b) diagramma tridimensionale di andamento delle tensioni di flessione retta del sistema composto (pagina successiva).



In figura 7.12a,b, è rappresentato il modello schematico di una sezione rettangolare rinforzata con due regoli lignei a sezione quadrata soggetta a flessione retta e il corrispondente diagramma di andamento delle tensioni di una sezione composta inflessa. Nelle sollecitazioni di flessione semplice il sistema di forze interne deve essere equivalente ad una coppia il cui momento rappresenta la sollecitazione flessionale resistente della sezione.

Definita la posizione dell'asse neutro  $x_c$ , si è imposto e risolto un sistema di due equazioni a due incognite (un'equazione di equilibrio alla traslazione e una alla rotazione rispetto ad A, figura 7.12a) (equazione 7.15), il quale restituisce i valori di tensioni  $\sigma$  della muratura e del legno:

$$\begin{cases} (A_{cm} \cdot \sigma_m) - (A_l \cdot \sigma_l) = 0 \\ (A_{cm} \cdot \sigma_m) \cdot \frac{x_c}{3} - (A_l \cdot \sigma_l) \cdot h + M = 0 \end{cases} \quad (7.15)$$

da cui:

$$\begin{cases} \left( \frac{B \cdot x_c}{2} \cdot \sigma_m \right) - (A_l \cdot \sigma_l) = 0 \\ \left( \frac{B \cdot x_c}{2} \cdot \sigma_m \right) \cdot \frac{x_c}{3} - (A_l \cdot \sigma_l) \cdot h + M = 0 \end{cases} \quad (7.16)$$

dove:

- $\sigma_m$ =tensione della muratura;
- $\sigma_l$ =tensione del legno.
- $x_c$ = distanza dall'asse neutro dal lembo compresso della sezione composta, pari a 200 mm, ed è stato valutato in funzione delle osservazioni delle lesioni della sezione muraria in fase sperimentale;
- $A_l$ = l'area del legno teso;
- $B$ = la larghezza del muro;
- $h$ = altezza utile della sezione, ovvero la distanza tra il lembo compresso del muro e l'asse del legno teso;
- $M$ = il valore del momento flettente pari a  $5,36 \cdot 10^9$ , corrispondente al carico relativo la fine del tratto elastico del diagramma  $P-\delta$  della seconda sperimentazione del pannello rinforzato, pari a 10670 N.

Si ottengono così i valori di  $\sigma_m$ ,  $\sigma_1$  pari a:

$$\sigma_m = 0,139 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_1 = 0,699 \text{ N/mm}^2$$

Il momento d'inerzia baricentrico della sezione composta è stato valutato come segue:

$$J^* = \left[ \frac{Bx_c^3}{12} + Bx_c \left( Y_G - \frac{x_c}{2} \right)^2 \right] + \eta \cdot 2 \left( \frac{l^4}{12} + l^2 (h - Y_G)^2 \right) \quad (7.17)$$

dove:

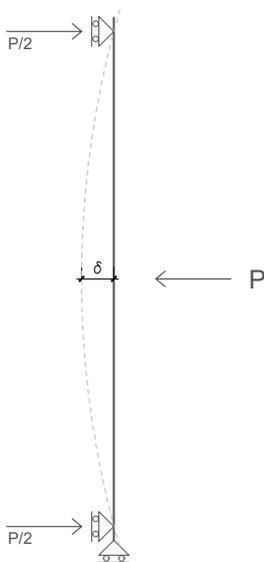
- B= la larghezza del muro;
- $x_c$ = distanza dall'asse neutro dal lembo compresso della sezione composta, pari a 200 mm,
- l = lato del regolo ligneo;
- $\eta = E_l/E_m$  è il coefficiente di omogeneizzazione tra legno e muratura;
- $Y_G$  rappresenta la distanza dell'asse neutro della sezione composta del lembo compresso (figura 7.11), ed è stato calcolato come:

Figura 7.13  
Deflessione nello schema statico equivalente di una trave doppiamente appoggiata.

$$y_G = \frac{Sx}{2} = (H + l) - \frac{\frac{\eta \cdot 2 \cdot l^2 \cdot l}{2} + Bx_c \left( \frac{x_c}{2} + h - x_c + \frac{l}{2} \right)}{(\eta \cdot 2 \cdot l^2 + Bx_c)} \quad (7.18)$$

Considerando il sistema reagente costituito dall'area compressa della muratura e l'area tesa dei rinforzi lignei nella sezione così parzializzata, la freccia elastica in mezzzeria  $\delta$  sarà pari a:

$$\delta = \frac{1}{48} \frac{Pl^3}{E_m J^*} \quad (7.19)$$



dove si indica con:

P= il valore di carico alla fine del tratto elastico registrato in sede sperimentale;

$E_m$ = modulo Elastico della muratura;

$J^*$ = momento d'inerzia della sezione composta (da equazione 7.17);

l= lunghezza del sistema composto.

Dalla relazione (7.19) per il calcolo della freccia in mezzzeria di una trave semplicemente appoggiata, si ottiene rispettivamente per la sezione composta il valore di  $\delta$  pari a:

$$\delta=0,156 \text{ mm}$$

In tabella 7.7 sono riportati i risultati dall'applicazione delle relazioni.

In sede sperimentale, il valore di spostamento raggiunto alla soglia del carico di 10670 N, è stato pari a circa 1,80 mm. Tale differenza di deflessione può essere collegata ad una iniziale fase di assestamento del provino, evidente nel grafico sperimentale di carico-spostamento (cfr.§6.6.1).

Dati sezione composta muratura-legno		
<b>s</b>	mm	400
<b>A<sub>m</sub></b>	mm	4,00E+05
<b>Al<sub>tot</sub></b>	mm <sup>2</sup>	2,00E+05
<b>B</b>	mm	1000
<b>H</b>	mm	500
<b>h</b>	mm	450
<b>x<sub>c</sub></b>	mm	200
<b>L</b>	mm	2000
<b>l</b>	mm	100
<b>η= El/Em</b>		17,39
<b>El</b>	N/mm <sup>2</sup>	13000
<b>Em</b>	N/mm <sup>2</sup>	690
<b>J*</b>	mm <sup>4</sup>	1,65E+10
<b>YG</b>	mm	322,18
<b>P</b>	N	10670
<b>M</b>	Nmm	5,36E+09
<b>σ<sub>l</sub></b>	N/mm <sup>2</sup>	1,27
<b>σ<sub>m</sub></b>	N/mm <sup>3</sup>	0,25
<b>δ</b>	mm	0,16

Tabella 7.7

Dati riassuntivi per il calcolo delle sezione composta muratura-legno, dove:

s: spessore del pannello murario;

A<sub>m</sub>= area pannello murario;

Al<sub>tot</sub>= area totale dei due regoli 10x10 cm;

B= larghezza del pannello murario;

H= altezza totale del pannello rinforzato;

h= altezza utile della sezione;

x<sub>c</sub>= distanza dell'asse neutro dal lembo compresso;

L= lunghezza del pannello murario;

η=coefficiente di omogeneizzazione dato dal rapporto El/Em

E<sub>l</sub>=modulo elastico del legno di calsse D35, da EN 338;

E<sub>m</sub>= modulo elastico muratura da NTC 2018 (tabella C.8.5.1);

J\*= momento d'inerzia della sezione composta rispetto all'asse baricentrico;

Y<sub>c</sub>= distanza dell'asse baricentrico dal lembo compresso;

P= valore del carico, da sperimentazione, pari alla fine del tratto elastico;

M= momento flettente relativo al carico P;

σ<sub>l</sub>=tensione del legno;

σ<sub>m</sub>=tensione della muratura;

δ= freccia elastica del sistema composto.

### 7.3 Valutazioni tramite modellazione numerica FEM

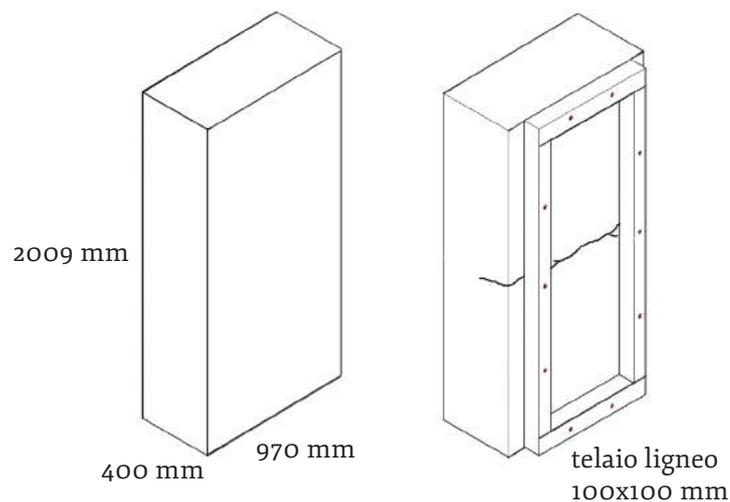
Nel presente paragrafo si intende elaborare i dati acquisiti ed utilizzarli per calibrare un modello numerico non lineare realizzato secondo il metodo degli elementi finiti (FEM, Finite Elements Method), al fine di simulare il comportamento di pannelli murari rinforzati con elementi lignei. Tale metodo implica la discretizzazione di un oggetto continuo in elementi finiti di forma codificata, dai quali si ricostruisce il comportamento complessivo del modello analizzato. Il metodo contempla una serie di passaggi, in ordine:

- 1) la discretizzazione del continuo, dove l'oggetto è suddiviso in elementi finiti (mesh), il cui numero influisce sul numero di nodi;
- 2) la determinazione dei modelli di spostamento, *shape functions*, ovvero la definizione di funzioni descritte da polinomi, la cui complessità - grado del polinomio - è proporzionale alla suddivisione della mesh che comporta, quindi, un maggiore o minore numero di nodi;
- 3) la caratterizzazione meccanica del materiale costituente l'elemento finito a cui viene attribuita una determinata rigidità;
- 4) la definizione delle condizioni di vincolo: questa operazione influisce in maniera rilevante nella risposta del modello e deve essere quindi accuratamente definita;
- 5) l'analisi e la risposta numerica: le quali variano in funzione dell'obiettivo; nelle analisi non lineari, infatti, la procedura richiede diversi passaggi per la risoluzione del problema a

Figura 7.14

A sinistra: modello semplificato del muro integro non rinforzato. Distanza tra gli appoggi.

A destra: modello semplificato del muro lesionato e rinforzato con telaio ligneo e ancoraggi metallici.



causa della complessità e varietà dei parametri che entrano in gioco.

I risultati sperimentali descritti nel capitolo 6 sono stati essenziali ai fini dell'analisi statica non lineare, la cui finalità è stata quella di:

- indagare il comportamento del pannello NR;
- indagare l'efficacia del rinforzo ligneo nel pannello TR;
- indagare il comportamento e la capacità dell'ancoraggio tra la muratura e il telaio di rinforzo ligneo nel pannello TR.

Le analisi statiche non lineari sono state effettuate impiegando il software DIANA 10.4 (DIANA FEA) attraverso l'elaborazione di due modelli semplificati:

- 1) del pannello non rinforzato (NR);
- 2) del pannello così lesionato e rinforzato con telaio ligneo e ancoraggi metallici (TR).

Le informazioni raccolte ai fini di entrambe le modellazioni FEM sono state:

- geometria del pannello murario, del telaio di rinforzo e dei connettori metallici (TR);
- le condizioni di vincolo e la modalità di applicazione di carico;
- caratteristiche fisiche e meccaniche dei singoli elementi: il peso specifico, il modulo di elasticità longitudinale, la resistenza a trazione, la resistenza a taglio e la relativa legge di softening, le ulteriori leggi d'interfaccia eventualmente necessarie.

Di seguito sono illustrati i due casi analizzati.

	$\gamma$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$E_m$ [Mpa]	Coefficiente di Poisson ( $\nu$ )
Pannello murario	2300	330	0,04

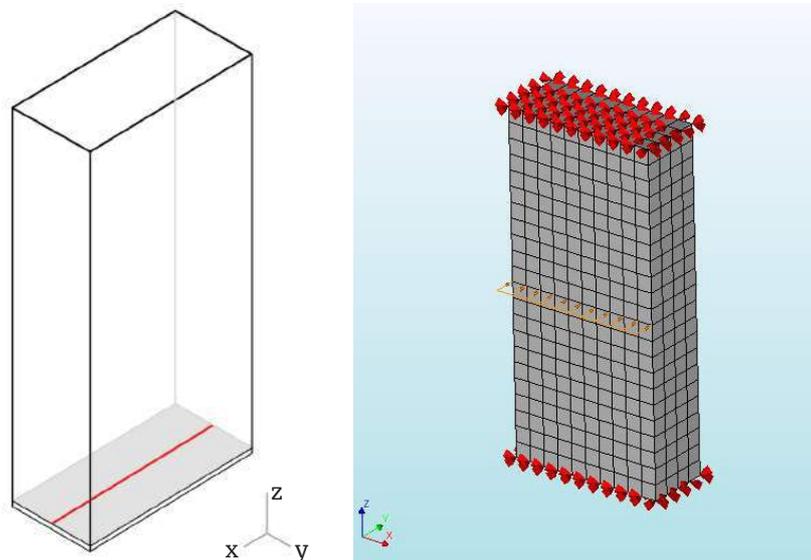
Tabella 7.8  
Caratteristiche tecniche del pannello murario (NR) impostate nel modello FEM.

## Caso 1 - Pannello murario (NR)

### 1) Modellazione della geometria e dei vincoli

La procedura adottata ha previsto il settaggio dei parametri del muro, modellato come una mesh suddivisa in 880 elementi prismatici, in cui sono state riportate le dimensioni reali semplificate e le caratteristiche meccaniche derivanti da valutazioni sperimentali descritte in precedenza (cfr. Capitolo 6). Dopo questa fase, sono state definite le condizioni di vincolo. Alla base del pannello è stata modellata una piastra di rigidità sufficientemente elevata tale da poter ripartire in modo uniforme le forze reattive della linea centrale di vincolo, rappresentativa della reale condizione testata sul provino. Infatti, la linea mediana della faccia inferiore della piastra di ripartizione è stata vincolata per la traslazione in direzione  $x$ ,  $y$  e in quella verticale  $z$  (figura 7.15a). In sommità del pannello le condizioni di vincolo impediscono gli spostamenti nelle direzioni  $x$  e  $y$ , mentre permettono le traslazioni lungo l'asse  $z$  (figura 7.15b). In aggiunta, tra la superficie inferiore del pannello murario e quella superiore della piastra metallica è stata considerata un'interfaccia governata da una legge di scorrimento di tipo attritivo (Coulomb) con angolo di attrito di  $30^\circ$ . Tale interfaccia permette di descrivere la forza di attrito che si genera alla base del sistema. Infine, la forza trasmessa in mezzeria dal martinetto è stata modellata come un carico distribuito costante di densità di risultante pari a  $1,03 \text{ N/mm}$ ; tale forza è stata incrementata mediante step di carico.

Figura 7.15  
 a) vincolo centrale (in rosso) e piastra di ripartizione (in grigio);  
 b) condizioni di vincolo del modello NR.



## 2) Applicazione delle proprietà meccaniche

Le caratteristiche del pannello murario sono state considerate tenendo conto dei risultati dell'I.Q.M. e dalle tabelle di riferimento su murature di natura simile della Circolare ministeriale 2019 (CNTC19). In particolar modo, il modulo elastico  $E$  è stato calibrato, in una logica di *reverse engineering*, al fine di riprodurre il percorso di equilibrio testato sperimentalmente. Il valore impiegato nelle analisi, (tabella 7.8), è circa un terzo circa del valore medio stimato dalla procedura dell'I.Q.M. nonché dalla normativa per muratura a conci sbozzati (tabella C.8.5.I., CNTC2019).

Tale differenza è chiaramente legata alle forti discrepanze che sussistono fra la condizione di vincolo e di carico su una parete testata in situ o in laboratorio. Infatti i valori di riferimento suggeriti dalla normativa, ossia valutati sperimentalmente per la definizione del metodo dell' I.Q.M, si riferiscono a ripetute prove di compressione con martinetti piatti doppi su apparati esistenti, il cui comportamento meccanico è influenzato da numerose variabili. Nel caso in esame il pannello risulta non solo svincolato lateralmente, ma è anche privo di qualunque sovraccarico che, contrariamente, si ritrova nei contesti reali. Il prototipo così caratterizzato possiede una rigidità minima.

Il comportamento a compressione della muratura è stato considerato elastico, mentre il grafico tensione-deformazione per azioni di trazione è rappresentato da un legame costitutivo elasto-fragile. Il primo tratto è elastico fino al raggiungimento della tensione ultima di picco pari a  $0.052 \text{ N/mm}^2$  (figura 7.16); per ragioni di stabilità numerica, durante le analisi è stata considerata una tensione residua pari a  $0.012 \text{ N/mm}^2$ . In prossimità delle prime lesioni in mezzeria si innesca un processo prettamente fragile, dove l'ingranamento tra le pietre offre, seppure minimamente, una resistenza coesiva. Sono state tuttavia effettuate e calibrate diverse valutazioni riportate in figura 7.17. La tensione di picco e quella residua sono state valutate in funzione dei risultati ottenuti sperimentalmente e hanno permesso la definizione di un diagramma carico-spostamento che si sovrappone verosimilmente a quello ricavato sperimentalmente (figura 7.18).

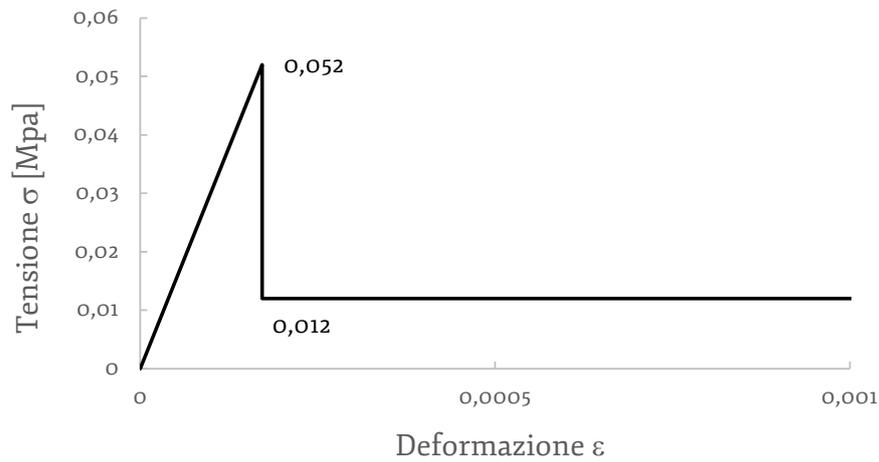


Figura 7.16  
 Diagramma tensione-deformazione descrivente il comportamento a trazione del pannello murario.

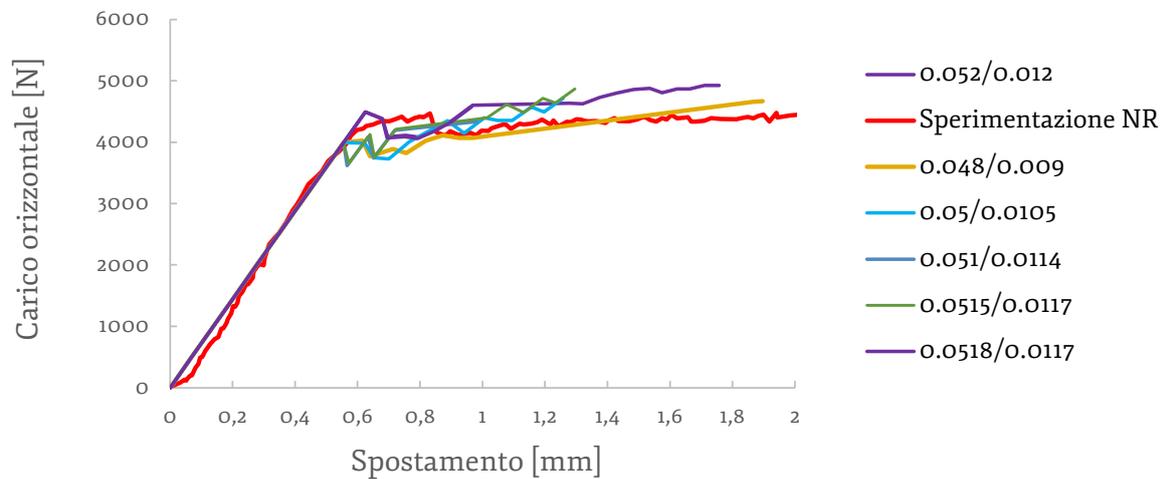


Figura 7.17  
 Diagrammi carico-spostamento: relazione tra curva relativa alla sperimentazione NR (canali 3-4) e curve derivanti dalle combinazioni di resistenza massima e residua.

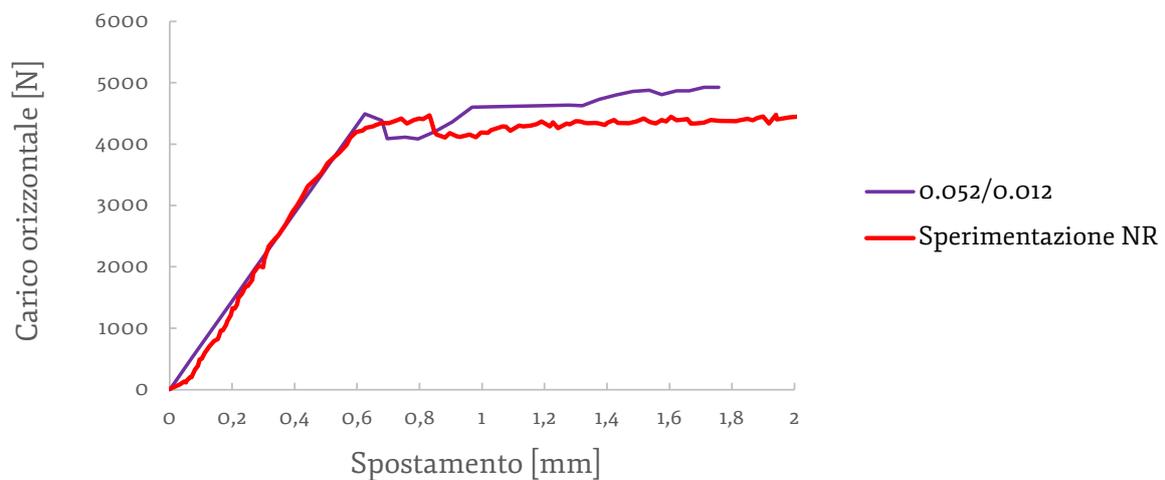


Figura 7.18  
 Diagramma carico-spostamento: relazione tra curva relativa alla sperimentazione NR (canali 3-4) e curva derivante dalle combinazioni di resistenza massima e residua.

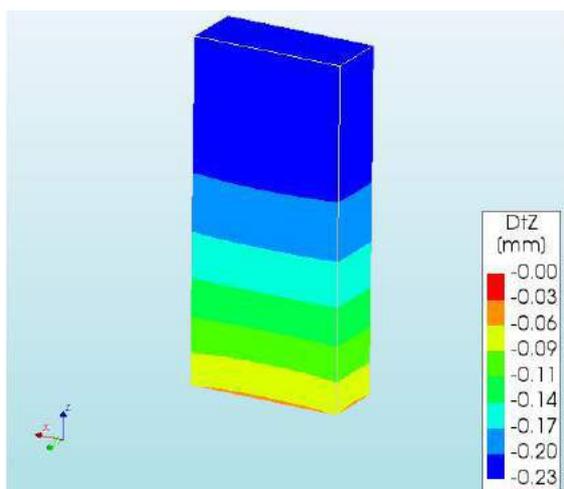


Figura 7.19  
Spostamenti in direzione Z (verticale) alla presenza della sola forza di gravità.

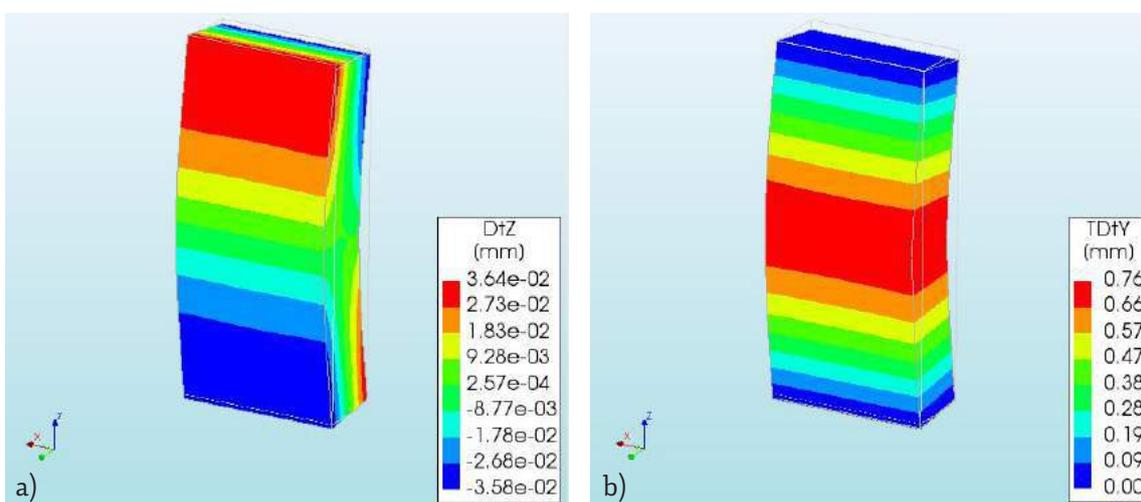


Figura 7.20  
a) spostamenti in direzione Z (verticale); b) spostamenti in direzione Y per carico pari a 4,088 kN.

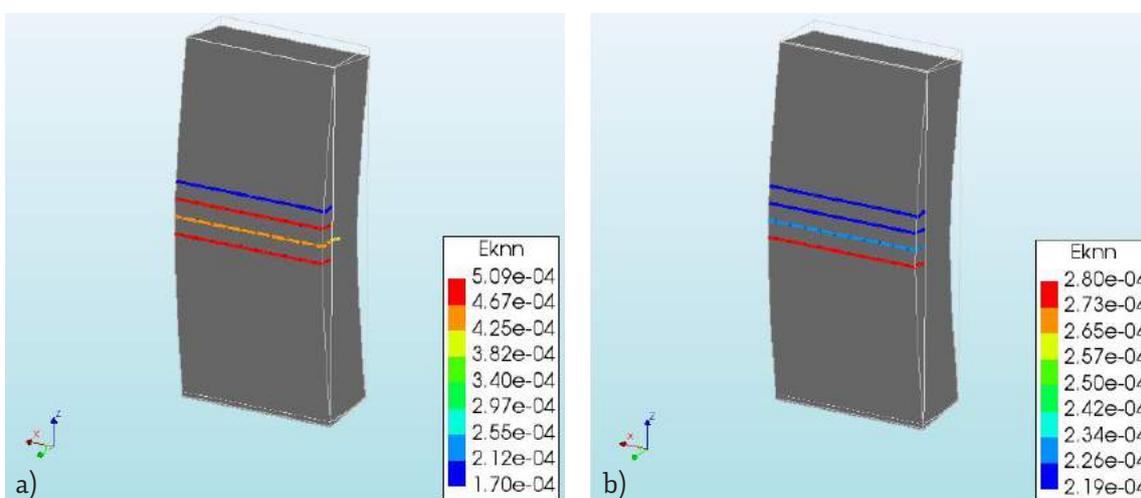


Figura 7.21  
a) quadro fessurativo per carico pari a 4,088 kN nella fase di tensione post-picco; b) quadro fessurativo per carico di picco pari a 4,376 kN.

## Risultati

Confrontando i valori ottenuti dalle prove sperimentali e quelle ottenute con l'analisi numerica, si è potuto constatare come il comportamento meccanico del modello sperimentale di laboratorio può essere simulato in modo molto efficace con il settaggio proposto dall'analisi numerica. In figura 7.19 si riporta, innanzitutto, la configurazione zero, dove è possibile leggere gli spostamenti in direzione verticale Z con la sola presenza della forza di gravità. Successivamente, incrementando il carico in mezzeria, aumentano gli spostamenti lungo l'asse y. Rispetto ad un carico pari a 4,088 kN, si ottiene uno spostamento massimo di circa 0.76 mm (figura 7.20b). Osservando gli spostamenti in direzione z è possibile constatare come la corretta collocazione delle condizioni al contorno consenta gli spostamenti lungo l'asse verticale z: si registrano spostamenti positivi in sommità e negativi alla base, mentre sono essenzialmente nulli in mezzeria (figura 7.20a). Congruentemente, gli spostamenti in direzione y sono massimi in mezzeria e nulli alle estremità, superiore e inferiore, e simmetrici rispetto all'asse verticale del pannello (figura 7.20b). Si può osservare, inoltre, il quadro fessurativo del modello NR, dove è possibile leggere le aree in cui la deformazione a trazione ha superato il limite elastico. In figura 7.21 sono rappresentati gli andamenti delle deformazioni diffuse dovute alle lesioni sulla base del modello di danneggiamento incluso nel codice di calcolo di Diana, chiamato "*Smearred Crack Model*" (Lourenço et al., 1997; Lourenço, Rots, 1997). Nel modello a fessurazione diffusa, si considera che la frattura non produca alcuna nuova superficie non appena viene superata la deformazione da limite elastico; al contrario, lo spostamento relativo fra i lembi si può rappresentare mediante le deformazioni da fessurazione che assicurano la continuità dell'elemento finito. Le linee colorate della figura 7.21 indicano:

- l'intensità delle deformazioni espresse attraverso la colorazione (e dunque la severità della lesione);
- il reale andamento delle fratture attraverso la loro disposizione, (in cui si sviluppano trazioni ortogonali all'andamento della lesione stessa).

Infine, è utile notare come il danneggiamento simulato attraverso l'analisi FEM ripercorra in modo molto soddisfacente la modalità di rottura del pannello murario durante il test.

## **Caso 2 - Pannello rinforzato con un telaio ligneo e ancoraggi metallici (TR)**

### **1) Modellazione della geometria e dei vincoli**

Il modello del pannello rinforzato si compone del solido murario e dei rinforzi lignei, i quali, anche in questo caso, sono stati rappresentati tramite elementi tridimensionali (structural solid elements) (figura 7.22). I connettori metallici legno-muratura, invece, sono stati rappresentati attraverso elementi monodimensionali di rinforzo (barre).

A differenza del modello NR, il pannello murario è stato definito attraverso due macro-blocchi. Ciò è dovuto dal fatto che, a seguito della prima sperimentazione, il pannello risultava lesionato trasversalmente in mezzera per una profondità pari a circa la metà dello spessore del pannello stesso.

Le specifiche dei materiali che rappresentano il pannello murario, gli elementi lignei, i connettori metallici e la piastra di base in acciaio sono riportati nella tabella 7.9.

Per quanto riguarda i settaggi dei parametri di vincolo esterni, la condizione è rimasta invariata rispetto al modello non rinforzato; l'inserimento degli elementi lignei non ha previsto nessun ulteriore vincolo di frontiera.

Al fine di definire in modo appropriato la modalità di interazione fra le varie componenti del modello sono stati impiegati differenti elementi di interfaccia:

- la "3D surface interface" è stata inserita per modellare le superfici di contatto tra il pannello murario e gli elementi lignei e tra pannello murario e la lastra di acciaio alla base (figura 7.23a) Tali interfacce presentano un comportamento di tipo attritivo con modello tipo Coulomb;
- una interfaccia del tipo "3D point interface" è stata, invece, adottata in prossimità degli ancoranti metallici, nei punti di contatto tra gli elementi lignei e la muratura (figura 7.23b).

Muratura	
Young's modulus	302 N/mm <sup>2</sup>
Poisson's ratio	0.04
Mass density	2.3e-09 T/mm <sup>3</sup>
Crack orientation	Fixed
Tensile curve	Ideal
Tensile strength	0.0518 N/mm <sup>2</sup>
Reduction model	No reduction
Compression curve	Elastic
Shear retention function	Constant
Shear retention	0.01
Telai lignei	
Young's modulus	14190 N/mm <sup>2</sup>
Poisson's ratio	0.15
Mass density	6.07e-10 T/mm <sup>3</sup>
Crack orientation	Fixed
Tensile curve	Ideal
Tensile strength	61 N/mm <sup>2</sup>
Reduction model	No reduction
Compression curve	Elastic
Shear retention function	Constant
Shear retention	0.01
Piastra di base in acciaio	
Young's modulus	270000 N/mm <sup>2</sup>
Poisson's ratio	0.1
Mass density	7.8e-09 T/mm <sup>3</sup>
Ancoraggi metallici	
Material class	Reinforcements
Material model	Linear elasticity
Young's modulus	205000 N/mm <sup>2</sup>

Tabella 7.9  
 Caratteristiche tecniche del pannello murario rinforzato (TR) impostate nel modello FEM.

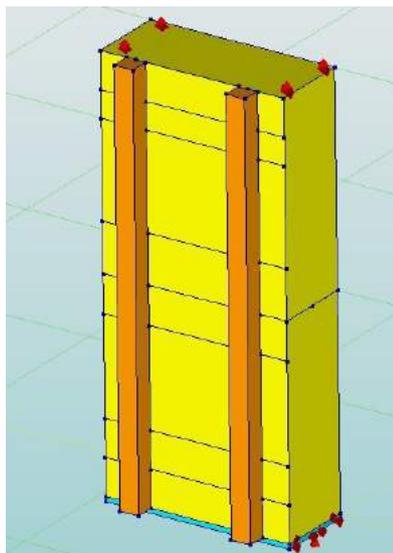


Figura 7.22  
Modello FEM del pannello rinforzato con un telaio ligneo.

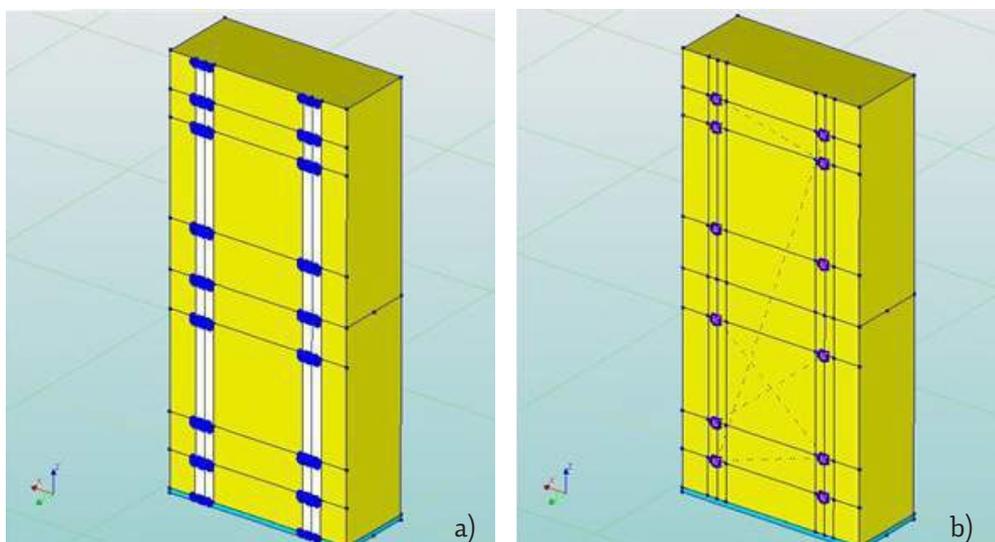


Figura 7.23  
a) "3D surface interface" tra pannello murario ed elementi lignei; b) "3D point interface" nei punti di contatto tra gli ancoraggi, elementi lignei e muratura.

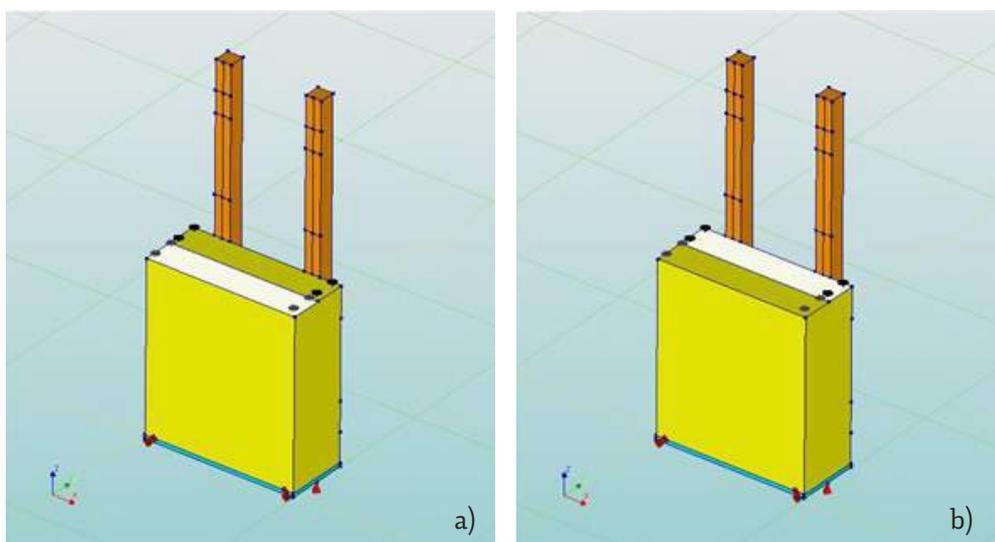


Figura 7.24  
a) interfaccia di unione tra i macro-blocchi del pannello; b) interfaccia di separazione tra i macro-blocchi.

Tali interfacce presentano un comportamento di tipo elastico non-lineare, in cui sono identificabili i parametri di rigidità elastica, la soglia di innesco del tratto non lineare e il fattore di riduzione della resistenza a trazione.

Infine, in mezzeria, nella porzione non interessata dalla lesione è stato assegnato un comportamento completamente solidale alla superficie di contatto fra i due macro-blocchi murari (figura 7.24a), mentre la restante area (adiacente ai rinforzi lignei), è stata considerata del tutto disaccoppiata (figura 7.24b).

Gli elementi di interfaccia sono stati inseriti per due ragioni:

- 1) la presenza dell'interfaccia fra muratura ed elementi lignei ("3D surface interface") induce uno spostamento relativo anche nei nodi "elementi lignei-ancoraggi metallici-pannello murario", vanificando, così, il contributo di connessione tra muro e rinforzo ligneo, offerto dai connettori metallici;
- 2) dalle osservazioni sperimentali, il fallimento dei connettori è avvenuto per scorrimento degli elementi, anziché per snervamento degli stessi. Infatti, in mancanza di prove di pull-out dei connettori, l'assegnazione agli elementi metallici di una legge adesione-scorrimento avrebbe comportato la definizione di un numero di variabili di più incerta descrizione rispetto a quella dell'interfaccia "3D point interface" e non avrebbe comunque evitato la discontinuità degli spostamenti relativi in prossimità dei nodi. L'uso di una legge puntuale, anche se più semplificata, ha invece permesso un controllo soddisfacente della modalità di fallimento per scorrimento.

Il settaggio dei parametri di ogni tipologia d'interfaccia è stato effettuato in funzione del fitting della curva sperimentale. I valori sono riportati in tabella 7.10

Superficie di interfaccia pannello murario - telaio ligneo	
Material class	Interface elements
Material model	Coulomb friction
Color	silver
Type	3D surface interface
Normal stiffness modulus-z	0.05 N/mm <sup>3</sup>
Shear stiffness modulus-x	0.05 N/mm <sup>3</sup>
Shear stiffness modulus-y	0.05 N/mm <sup>3</sup>
Fricti	T
Cohesion	0.01 N/mm <sup>2</sup>
Friction angle	30 °
Dilatancy angle	0 °
Interface opening model	No opening

Interfaccia puntuale nodi telaio-ancoraggio-pannello	
Material class	Interface elements
Material model	Nonlinear elasticity
Color	silver
Type	3D point interface
Normal stiffness modulus-x	80 N/mm <sup>3</sup>
Shear stiffness modulus-y	80 N/mm <sup>3</sup>
Shear stiffness modulus-z	80 N/mm <sup>3</sup>
No-tension or diagram	No-tension with constant shear stiffness
No tension parameters	0.2 0.5 mm

Tabella 7.10  
Caratteristiche delle  
tipologie di interfaccia  
adottate.

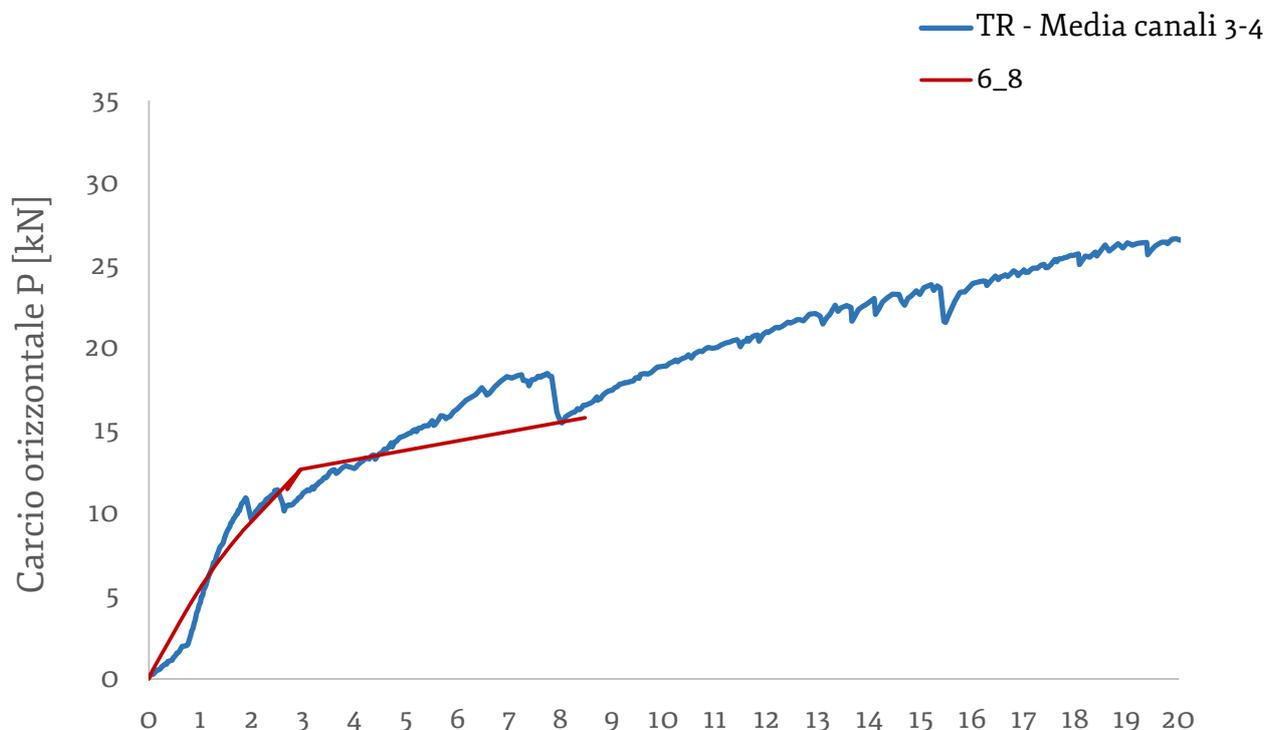


Figura 7.25  
Diagramma carico-spostamento: relazione tra curva relativa alla sperimentazione TR (canali 3-4, in blu) e curva derivante da modellazione FEM (in rosso).

## Risultati

Se si confronta il grafico del pannello rinforzato (TR) ottenuto sperimentalmente e quello corrispondente alle valutazioni analitiche condotte, emerge come il comportamento meccanico simulato attraverso l'analisi numerica ripercorra principalmente due fasi. La prima caratterizzata da un tratto iniziale di tipo elastico lineare e successivamente elastico non-lineare, fino al raggiungimento di circa 12 kN; dopo tale valore, nella seconda fase si assiste al repentino cambio di rigidità e ampi spostamenti laterali (figura 7.25). Nonostante le numerose variabili in gioco, è stato possibile ripercorrere questo comportamento grazie alla specifica modellazione del pannello in due macro-blocchi (simulando così la porzione fessurata e quella integra) e all'introduzione di specifiche interfacce, sia superficiali che puntuali, in grado di descrivere il comportamento locale innescato dall'interazione di materiali differenti. In figura 7.26 è possibile leggere rispettivamente gli spostamenti (in mm) in direzione verticale Z (7.26a), dove gli spostamenti sono differenti al di sopra e al di sotto della mezzeria per via della presenza della pre-fratture in direzione Y (7.26b), dove è possibile leggere gli spostamenti maggiori in mezzeria e nulli alle estremità superiore e inferiore. Nelle figure 7.27 e 7.28, si riporta l'evoluzione del quadro fessurativo descritto tramite ampiezza delle lesioni- all'aumentare del carico. Osservando le immagini è evidente come il danneggiamento si propaghi a partire dai nodi legno-ancoraggio-muro, a partire da 4,45 kN di carico, per poi estendersi alla porzione della muratura non ancora lesionata (figura 7.27b) ad un carico di 5,27 kN. Tale quadro fessurativo si amplia progressivamente negli ancoraggi posti all'estremità, mentre in mezzeria l'evoluzione del danno è meno repentina fino al raggiungimento del carico massimo di 12.63 kN (figura 7.28a,b). Tale aspetto è riscontrabile nel grafico (figura 7.25) con la perdita di carico e l'aumentare degli spostamenti: tra gli 8 e i 12 kN si assiste, infatti, ad un forte incremento del quadro del danno. In figura 7.29 si riporta l'andamento e le posizioni delle lesioni che si sono sviluppate.

Lo stato tensionale (in direzione Z) del sistema rinforzato è riportato in figura 7.29b. Lo stato tensionale (in direzione Y)

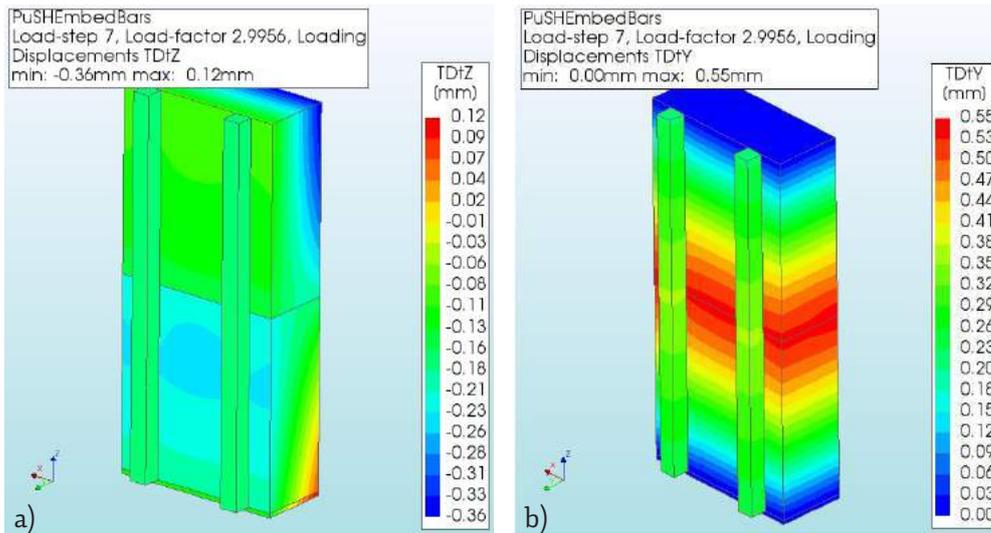


Figura 7.26

a) Spostamenti in direzione Z (verticale); b) spostamenti in direzione Y per carico pari a 2,99 kN.

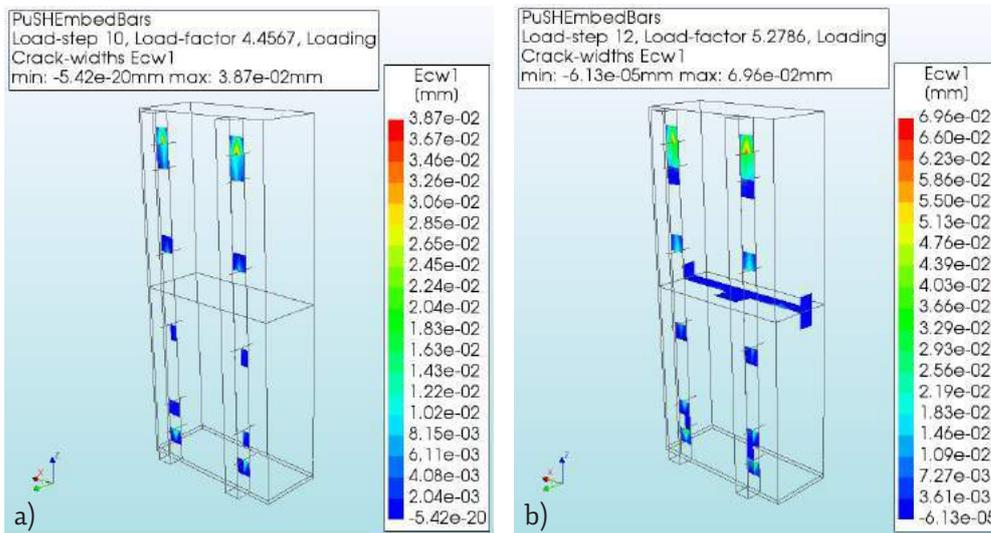


Figura 7.27

a) ampiezza lesioni per carico pari a 4,45 kN; b) ampiezza lesioni per carico pari a 5,27 kN.

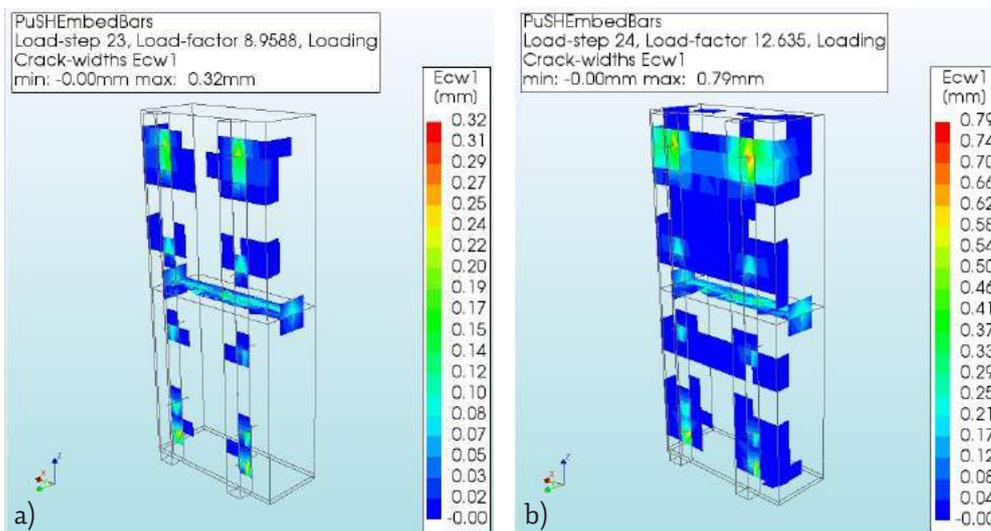


Figura 7.28

a) ampiezza lesioni per carico pari a 8,96 kN; b) ampiezza lesioni per carico pari a 12,63 kN.

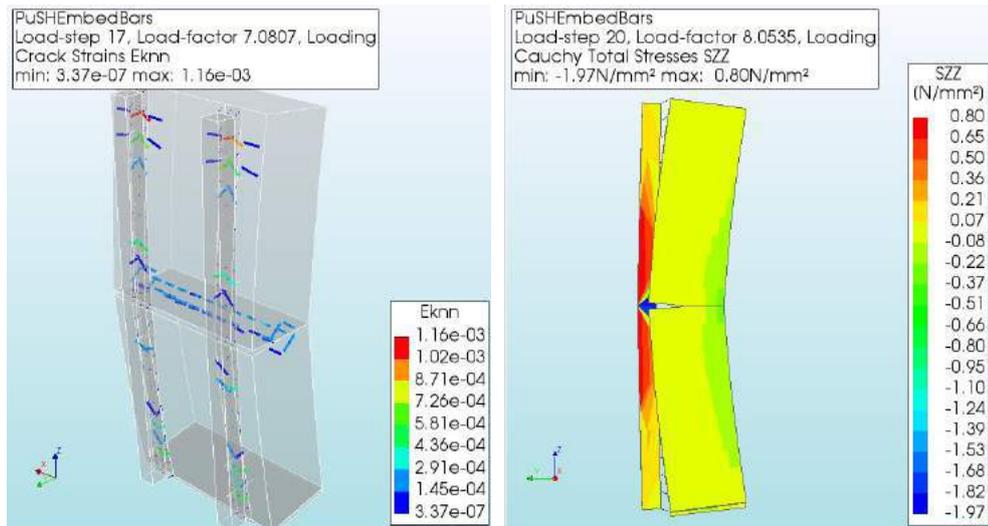


Figura 7.29  
 a) quadro fessurativo per carico pari a 7,08 kN. b) stato tensionale del pannello rinforzato in direzione Z.

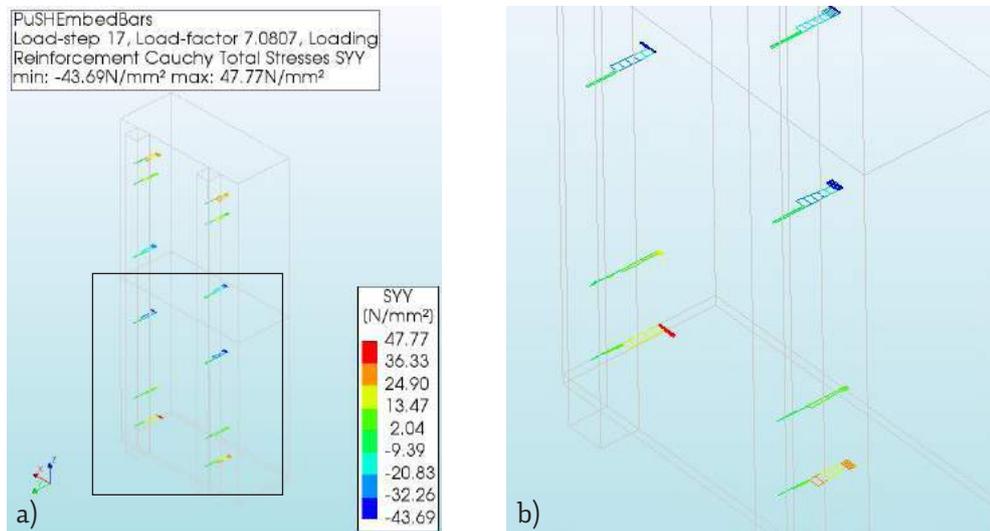


Figura 7.30  
 a) stato tensionale degli ancoraggi metallici; b) inset stato tensionale ancoraggi alla base.

degli ancoraggi è riportato in figura 7.30a, dove si evince come i connettori sollecitati per trazione siano quelli collocati alle estremità del pannello. La differenza di tensione di trazione visibile nell'inset (figura 7.30b) è dovuta alla presenza dell'interfaccia puntuale nei nodi legno-ancoraggio-muratura che in questo modo permettono di descrivere, seppur puntualmente, lo scorrimento degli ancoraggi in direzione parallela all'asse del bullone.

La combinazione dei settaggi e le introduzioni delle interfacce descritte precedentemente, hanno permesso di descrivere in modo qualitativamente soddisfacente il comportamento globale del sistema misto di rinforzo legno-ancoraggio-muratura.

## **7.4 Conclusioni**

La sezione appena illustrata si è concentrata sulla descrizione analitica del pannello non rinforzato (NR) e rinforzato (TR).

Per il pannello NR sono state effettuate valutazioni tramite:

- applicazione dell'Indice di Qualità muraria (I.Q.M.), al fine di fornire una stima dei principali parametri meccanici del pannello in esame;

- analisi limite dell'equilibrio secondo l'approccio cinematico, basata sulla valutazione dell'azione orizzontale che attiva il cinematicismo analizzato. Al fine di conoscere la capacità di spostamento della struttura fino al collasso, sono state inoltre effettuate considerazioni anche attraverso l'analisi cinematica non lineare, verificando la struttura sia allo stato limite di danno (SLD) (per l'analisi cinematica lineare) che allo stato limite della salvaguardia (SLV) (per l'analisi cinematica non lineare).

- schema statico di una trave piana sollecitata a flessione su tre punti, il quale intende simulare il caso reale di analisi e individuare i valori di carico e momento flettente, considerando una forza attritiva alla base del sistema.

Per quanto riguarda il pannello con il telaio ligneo di rinforzo (TR), è stato valutato il comportamento considerando il sistema composto in campo elastico lineare, ricavando i valori tensionali del pannello murario e del legno, nonché il valore di deflessione per il valore di carico coincidente la fine del ramo elastico del grafico sperimentale.

Infine sono stati valutati numericamente i risultati ottenuti dalle sperimentazioni effettuate sul pannello murario (sia non rinforzato che rinforzato con un telaio ligneo) attraverso l'elaborazione di un modello realizzato secondo il metodo degli elementi finiti FEM. Si è compreso come le cause che hanno determinato lo specifico comportamento post fase elastica siano state dovute a fenomeni di scorrimento locale dei connettori metallici.

## Capitolo 8

### Osservazioni conclusive e sviluppi futuri

#### 8.1 Valutazione e sintesi dei risultati ottenuti

Il progetto di ricerca illustrato nel presente elaborato nasce da una riflessione sulla condizione del territorio italiano a seguito degli eventi sismici degli ultimi anni, allo sconcerto causato dalle numerose vittime e dalla conseguente perdita di un intrecciato patrimonio storico e paesaggistico, testimonianza non replicabile di culture del passato. Da tali premesse emerge la consapevolezza di un territorio fragile, concentrato perlopiù nelle aree appenniniche, sul quale è necessario intervenire con azioni preventive efficaci e sperimentalmente validate, per mitigare i danni a persone, beni, patrimonio e territorio.

Facendo della necessità di tutela e difesa il filo conduttore dell'intero percorso, è stato in primo luogo tracciato un inquadramento del problema, che ha previsto la raccolta e la sistematizzazione dei dati riferiti alla sismicità e alle fragilità del territorio. Al contempo, si è data evidenza delle opportunità di sviluppo che i materiali naturali disponibili in loco, in particolare il legno, potrebbero generare se impiegati per la messa in sicurezza, secondo un modello economico peraltro coerente con le esigenze dettate dalle attuali criticità ambientali e capace di innescare filiere virtuose a scala locale.

A seguito dell'inquadramento, si è cercato di ricostruire il modo in cui, nei secoli, le comunità hanno formulato strategie vernacolari di adattamento, basate su approcci reattivi o preventivi, funzione della consapevolezza del rischio sismico nelle proprie località. Nel mondo, nelle aree ad alto rischio sismico (GSHAP), il legno è stato applicato alla muratura come presidio antisismico, declinato secondo diversi "idiomi": la disamina della letteratura esistente ha permesso di definire cinque famiglie di soluzioni, le cui informazioni tecniche sono state raccolte in schede sintetiche illustrate nell'annesso A. Ad ulteriore supporto di tali applicazioni anche nel contesto italiano, è stato ricostruito un excursus storico-normativo ad esse relativo. Il ricorso al legno per questa funzione non è estraneo alla cultura costruttiva della Penisola, ma al contrario, in alcune aree geografiche è stato previsto dalle prescrizioni del passato, che suggerivano un approccio preventivo, riflesso di una consolidata consapevolezza del rischio.

Le informazioni raccolte sono state sistematizzate, fornendo in questo modo spunti utili all'elaborazione di sistemi di potenziamento dell'edificato diffuso, affinché questo sia in grado di rispondere efficacemente alle sollecitazioni sismiche. La natura così eterogenea e variabile degli edifici storici in muratura non permette tuttavia di sviluppare una logica generale e indistinta d'intervento, che prescinderebbe da un'opportuna conoscenza dello specifico contesto di applicazione. Per proporre interventi filologicamente compatibili si è ritenuto metodologicamente coerente suddividere l'Appennino in macroaree e successivamente selezionare, nell'ambito di queste, una precisa area di studio che è stata individuata in base alla sismicità storica di sito (quindi la pericolosità sismica, la frequenza e l'intensità del terremoto atteso), all'esistenza di letteratura scientifica in merito (il Codice di Pratica di Giuffrè) e al permanere di un tessuto edilizio storico, pur in conseguenza del terremoto dell'Irpinia del 1980 e della successiva, similmente disastrosa, legge regionale del 1981, che incentivava interventi di demolizione dell'esistente, in favore di nuove costruzioni. Sull'area di studio selezionata, ovvero il borgo rurale irpino di

Castelvetero sul Calore, sono state raccolte informazioni circa le tipologie murarie e la qualità delle stesse, la tipologia delle malte e delle pietre (attraverso analisi mineralogiche e test di caratterizzazione meccanica), le sezioni murarie tipiche, le tipologie di orizzontamenti, al fine di simulare in laboratorio una porzione muraria realizzata secondo tali specifiche.

Le informazioni raccolte precedentemente, relative alle famiglie di presidi adottati in tutto il mondo che prevedono l'utilizzo del legno, ed in particolar modo la famiglia dei "sistemi ibridi" come la casa Gaiola e la casa tradizionale dell'isola di Lefkada, ha indirizzato il percorso di tesi verso la concreta messa a punto di un prototipo ligneo di rinforzo da applicare al pannello ricostruito in laboratorio, da validare sperimentalmente.

Si è così avviato un approccio analitico-sperimentale per la comprensione innanzi tutto di un di un dispositivo ligneo inserito a supporto della muratura, concepito come presidio antisismico di sicurezza.

Propedeutica alla campagna sperimentale è stata la progettazione ad hoc del piano di prova, al fine di rispettare le condizioni di vincolo. Sono state effettuate indagini meccaniche sui costituenti: prove a compressione e flessione (su tre punti) sulle malte, prove a compressione sulla pietra e prove a flessione sul legno (su quattro punti). Sono inoltre state effettuate indagini di tipo qualitativo e non distruttive sul pannello, prima delle prove di carico: prove soniche e applicazione del metodo dell'Indice di Qualità Muraria.

Si è quindi testato, in assenza di rinforzo, il pannello murario realizzato in scala reale e costituito da materiali provenienti dal sito di studio o analoghi ad essi. Successivamente sono state svolte le medesime prove sul pannello con rinforzo in legno di castagno, non solo molto diffuso nell'area di intervento e in tutto l'Appennino, ma spesso indicato nelle prescrizioni storiche (cfr. Capitolo 3).

Le sperimentazioni hanno previsto una prova a flessione verticale su tre punti, con applicazione del carico in mezzeria. In parallelo alle sperimentazioni è stata condotta una correlazione digitale d'immagine (DIC), che ha fornito una lettura qua-

litativa del quadro fessurativo e degli spostamenti registrati. L'applicazione di tale metodo, nata per sperimentazioni di campioni di scala molto più piccola, nonché di spostamenti e deformazioni minori di quelle del presente elaborato, necessiterà di ulteriori analisi e accorgimenti commisurati alla tipologia di sperimentazione e alla scala del campione in analisi.

In conclusione, i dati ottenuti sperimentalmente hanno evidenziato l'efficacia del sistema di rinforzo ligneo a fronte di azioni flessionali: i risultati della prova a flessione verticale del pannello murario con il telaio di rinforzo (TR) hanno evidenziato come gli elementi lignei, applicati alla muratura come elementi ridondanti, abbiano permesso al pannello di mantenere una capacità di carico tale da prevenire il collasso e abbia incrementato la capacità del muro di subire deformazioni e di lesionarsi. Per livelli di carico maggiore si sono innescate, a causa delle discontinuità, differenze nella risposta meccanica e quindi delle asimmetrie nella concentrazione degli stress e delle deformazioni. Il fallimento del sistema è avvenuto per scorrimento degli ancoraggi metallici.

Se da una parte il primo obiettivo è stato quello di valutare l'efficacia del rinforzo per azioni flessionali, dall'altra il secondo è stato indagare la possibilità di valutare numericamente il sistema così inteso e valutare il contributo degli elementi lignei e degli ancoraggi metallici attraverso modellazioni non lineare FEM. Entrambe le sperimentazioni (NR e TR), infatti, sono state fondamentali per la calibrazione di un modello semplificato in grado di simulare il comportamento meccanico di pannelli murari rinforzati con elementi lignei. I risultati emersi dalle modellazioni -effettuate in questa sede su un modello di base- saranno altresì utili alla descrizione, al dimensionamento e alla simulazione del comportamento globale di una scatola muraria rinforzata con il sistema descritto e sperimentato.

## 8.2 Osservazioni conclusive e sviluppi futuri

Gli sviluppi futuri del presente lavoro possono essere tracciati sulla base di considerazioni che partono dalle specifiche di dettaglio della soluzione tecnologica adottata, per poi estendersi alla scala del singolo manufatto edilizio e dell'aggregato urbano, che non sono trascurabili nell'influenzare il comportamento meccanico d'insieme.

Il patrimonio diffuso della dorsale appenninica, come è stato illustrato a più riprese nei capitoli introduttivi della tesi, presenta caratteri di eterogeneità che non confluiscono in un codice di pratica uniforme per l'intero territorio. Ciò deriva dalla variabilità della materia prima disponibile localmente, dalle conoscenze delle maestranze locali e più in generale dalla cultura costruttiva del posto, che a sua volta riflette specifiche condizioni socioeconomiche del contesto storico e geografico. In fase di sperimentazione del rinforzo ligneo su pannello murario, tale molteplicità della materia oggetto della ricerca ha reso necessario, pur a fronte di una soluzione tecnologica ripetibile, l'individuazione di uno specifico contesto di intervento, sulla base del quale fissare alcune variabili che influenzano l'esito delle prove.

Infatti, la soluzione tecnologica ipotizzata, consistente in un'intelaiatura lignea di rinforzo ancorata internamente alla muratura esistente e agli orizzontamenti (anche detta "gabbia"), è un approccio declinabile anche in altri borghi dell'Appennino, ma la cui efficacia va validata per altre macroaree d'intervento in relazione alle variabili specifiche dettate dal contesto. Tra queste vi sono: le materie prime reperibili in sito (pietra e malta), le modalità con cui vengono assemblate, la sezione della parete e la qualità muraria che ne deriva, la specie legnosa ed il prodotto strutturale corrispondente (legno lamellare o massiccio).

Pertanto, qualora la sperimentazione venisse ripetuta su altre tipologie murarie, la validazione meccanica del prototipo necessiterebbe di un ulteriore approfondimento in funzione:

- a) del materiale impiegato per la muratura locale;
- b) degli aspetti tecnologici relativi ai nodi strutturali e agli an-

coraggi tra gli stessi elementi esistenti e tra questi e il rinforzo introdotto;

c) del comportamento meccanico della muratura e, in base a questo, della soluzione proposta.

Infatti, relativamente alla risposta strutturale, è noto come il comportamento delle murature dipenda non solo dalle proprietà meccaniche dei materiali (malta e pietre), ma anche dalla tipologia, dalla pezzatura e dalla disposizione degli elementi (cfr. Capitolo 4). Allo stesso modo, anche le prestazioni meccaniche del legno variano al variare della specie arborea e dei difetti intrinseci del materiale (cfr. Capitolo 6). Pertanto, ulteriori indagini dovranno essere effettuate seguendo diverse combinazioni, attraverso:

a) la selezione di altre tipologie murarie, anche in funzione della classe di appartenenza (come da tabella ministeriale C.8.5.I.; CNTC, 2019) e qualità muraria delle stesse;

b) la variazione della specie lignea e della tipologia di prodotto (es. utilizzo di legno lamellare o massiccio).

Sarà inoltre da valutare il comportamento meccanico del pannello murario per sollecitazioni taglienti (nel piano), sia nella condizione non rinforzata che rinforzata, in analogia a quanto fatto nel presente lavoro, che si è invece concentrato su azioni fuori dal piano. Le caratteristiche che influenzano il comportamento meccanico delle strutture intelaiate e che necessitano di essere correttamente valutate e sono: le connessioni, la resistenza del legno e il tipo di riempimento. (Ceccotti et al., 2006).

Ulteriore campo d'indagine è quello relativo alle tecniche di connessione tra gli elementi lignei e la muratura e ai relativi materiali di ancoraggio. La sperimentazione sul pannello TR suggerisce di valutare ancoraggi inseriti ad una profondità maggiore; a titolo di esempio, potranno essere valutati ancoraggi tra i telai lignei e la muratura mediante tirantini antisplulsivi o barre autofilettanti. Potrà inoltre essere previsto e valutato il vantaggio derivante dall'inserimento di elementi diagonali di controventamento (a croce di S. Andrea) per migliorare il comportamento globale della struttura rinforzata anche nei confronti di azioni orizzontali nel piano. Come affermato inizialmente, le indagini sperimentali fin qui condotte

potranno essere ulteriormente ampliate andando ad approfondire altri aspetti inquadrabili alla scala del singolo manufatto edilizio. Estendere l'ambito di studio consentirebbe, ad esempio, di valutare il comportamento globale del sistema di rinforzo inserito nell'edificio, in modo da ampliare le valutazioni tecnologiche e meccaniche sin qui condotte, considerando anche il contributo derivante dall'ancoraggio dell'intelaiatura interna lignea agli orizzontamenti esistenti, quali solai di copertura, solai intermedi e alle fondazioni. In particolare, sarà da valutare la fattibilità tecnologico-costruttiva dell'inserimento del rinforzo ligneo su strutture in muratura con solai di altro materiale (es. laterocemento). Inoltre, in considerazione del fatto che in corrispondenza degli spigoli dell'edificio si assiste ad un incremento delle tensioni, sarà opportuno considerare il comportamento dettato dall'inserimento del rinforzo e dall'accuratezza della progettazione dei nodi strutturali. Per lo svolgimento di prove sperimentali, si renderà necessario replicare dei modelli globali in scala reale o ridotta, supportate da valutazioni numeriche ottenute mediante modelli FEM.

È altresì necessario indagare le modalità di rinforzo per edifici in aggregato. Ciascun elemento del tessuto urbano - per quelle che sono le caratteristiche dei borghi storici, dove ogni edificio è ancorato ad altri - svolge una funzione meccanica tale da giustificare ulteriormente l'importanza del recupero del patrimonio esistente in alternativa alla sua demolizione e ricostruzione. Data la scala dell'oggetto di studio, sarà in questo caso plausibile compiere delle valutazioni qualitative inerenti agli aspetti tecnologici, che serviranno a completare e supportare quanto ottenuto mediante le prove sperimentali svolte al livello della soluzione tecnologica e del manufatto edilizio. Ampliando la tipologia di considerazioni che esulano da questo settore di studio, ma che sono imprescindibili in ottica di un intervento integrato, è inoltre importante non trascurare aspetti relativi alla durabilità dei materiali in opera, alla sicurezza in termini di comportamento al fuoco, alla fattibilità economica del rinforzo proposto, anche a confronto con soluzioni alternative, valutandone il rapporto costi-benefici.

## Riferimenti bibliografici

Ab Ghani, A. F., Ali, M. B., DharMalingam, S., & Mahmud, J. (2016). Digital image correlation (DIC) technique in measuring strain using opensource platform Ncorr. *Journal of Advanced Research in Applied Mechanics*, 26(1), 10-21.

Abdessemed Foufa A, Benouar D (2005) Atlas of earthquake-resistant traditional techniques in Algeria: the case of the Casbah of Algiers, *European Earthquake Engineering J.* 2 (5): 23-3.

Abdessemed-foufa A. A., Benouar D. (2010). Investigation of the 1716 Algiers (Algeria) Earthquake from historical sources: effect, damages, and vulnerability. *International Journal of Architectural Heritage*, 4(3), 270-293.

Abdessemed-Foufa A.A. (2016), *Historic Earthquake-Resistant Constructive Techniques Reinforced by Wooden Logs in Algeria*. In *Historical Earthquake-Resistant Timber Framing in the Mediterranean Area* (pp. 33-45). Springer, Cham.

Aktaş, Y. D. (2017). Seismic resistance of traditional timber-frame hımmiş structures in Turkey: a brief overview. *International Wood Products Journal*, 8(sup1), 21-28.

Aktaş, Y. D., & Türer, A. (2016). Seismic per-

formance evaluation of traditional timber Hımmiş frames: Capacity spectrum method based assessment. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(11), 3175-3194.

Albert Szabo, & Thomas Jefferson Barfield. (1991). *Afghanistan: an atlas of indigenous domestic architecture*. Thomas Barfield.

Albrecht B., Magrin A., (a cura di) (2017), *Il Bel Paese 1 progetto x 22261 centri storici*, Rubbettino editore.

Ali, Q., Schacher, T., Ashraf, M., Alam, B., Naeem, A., Ahmad, N., & Umar, M. (2012). In-plane behavior of the dhajji-dewari structural system (Wooden Braced Frame with Masonry Infill). *Earthquake Spectra*, 28(3), 835-858.

Aloisio, A., Fragiaco, M., & D'Alò, G. (2019). Traditional TF masonries in the city centre of L'Aquila-The baraccato aquilano. *International Journal of Architectural Heritage*, 1-18.

Angulo-Ibáñez Q, Mas-Tomás Á, Galvañ-Llopis V, Sántolaria-Montesinos JL (2012) Traditional braces of earth constructions, *Construction and Building Materials* 30: 389-399.

Arnold, C., Reitherman, R., & Whitaker, D. (1981). *Building configuration and seismic*

- design: The architecture of earthquake resistance. *STIN*, 82, 29506.
- Arrighetti, A. (2015). *L'archeosismologia in architettura: Per un manuale (Vol. 2)*. Firenze University Press.
- ARUP (2011). Dhajji Dewari. Affordable seismically resistant and sustainable housing. Report September 2011.
- ARUP (2019) Rethinking timber buildings. Seven perspectives on the use of timber in building design and construction. Report: [www.arup.com/perspectives/publications/research/section/rethinking-timber-buildings](http://www.arup.com/perspectives/publications/research/section/rethinking-timber-buildings) (ultimo accesso marzo 2021).
- Arya, A. S., Boen, T., & Ishiyama, Y. (2014). Guidelines for earthquake resistant non-engineered construction. UNESCO.
- ASTM. (2000). "Standard test method for laboratory determination of pulse velocities and ultrasonic elastic constants of rock." D 2845-00, West Conshohocken, PA.
- Baggio, C., Masiani, R., & Trovalusci, P. (1991, September). Modelli discreti per lo studio della muratura a blocchi. In *L'Ingegneria Sismica in Italia; Proc. 5th nat. conf.*, Palermo (Vol. 2, pp. 1205-1218).
- Bariola, J., & Sozen, M. A. (1990). Seismic tests of adobe walls. *Earthquake Spectra*, 6(1), 37-56.
- Barucci, C. (1990). *La casa antisismica: prototipi e brevetti: materiali per una storia delle tecniche e del cantiere*. Gangemi.
- Bellicini, L. (2012). *I Rapporto ANCE/CRE-SME. Lo stato del territorio italiano 2012. Insediamento e rischio sismico e idrogeologico*.
- Bellini, O. E., Marini, A., & Passoni, C. (2018). Sistemi a esoscheletro adattivo per la resilienza dell'ambiente costruito. *TECHNE: Journal of Technology for Architecture & Environment*, 15.
- Benedetti, D., & Petrini, V. (1984). Sulla vulnerabilità sismica di edifici in muratura: un metodo di valutazione. A method for evaluating the seismic vulnerability of masonry buildings. *L'industria delle Costruzioni*, (149), 66-74.
- Beolchini, G. C., Milano, N., & Antonacci, E. (2005). Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura-Definizioni di modelli per l'analisi strutturale degli edifici in muratura, Volume 2-Parte 1. Convenzione di ricerca con la regione Marche; Consiglio Nazionale delle Ricerche-Istituto per la tecnologia delle costruzioni-Sede di L'Aquila; Dipartimento di ingegneria delle strutture. Vol. II-Parte, 1.
- Berra, M., Binda, L., Anti, L., and Faticcioni, A. (1992). "Utilisation of sonic tests to evaluate damaged and repaired masonries." *Proc., Conf. Nondestructive Evaluation of Civil Structures and Materials*, Boulder, CO, 329-338.
- Bianco, A., Esposito, A., & Tuzza, S. (2007). *Le indagini non distruttive come strumento investigativo per la conoscenza delle*

tecniche costruttive dell'edilizia storica del '900: Il caso-studio di Reggio Calabria. In *Proceedings of the X Conferenza Nazionale Sulle Prove Non Distruttive, Monitoraggio e Diagnostica*, Milano, Italy (pp. 11-13).

Blaber, J., Adair, B., & Antoniou, A. (2015). Ncorr: open-source 2D digital image correlation matlab software. *Experimental Mechanics*, 55(6), 1105-1122.

Boeri, A., Longo, D., & Roversi, R. (2012). Rinnovo urbano: strategie per la valorizzazione di quartieri ad alta densità residenziale/Urban renewal: strategies for high density residential suburbs regeneration. *Techne*, 4, 171.

Boostani A. (2019). Traditional construction techniques in Northern Afghanistan. Consolidation and retrofitting on ancient architecture: the case of Noh-Gonbad mosque in Balkh. Ph.D Thesis. University of Florence.

Borri A. De Maria A. (2001a), IQM Indice di Qualità Muraria: definizione e linee guida per la compilazione della scheda.

Borri A., Avorio, A., Cangini, G. (2001b). Guidelines for seismic retrofitting of ancient masonry buildings. *Rivista italiana di geotecnica*, 4, 112-121.

Borri A., Cangini G., De Maria A., Donà C., (2011a), Metodi qualitativi per la valutazione della qualità muraria, in Baila A. et al., "Manuale delle murature storiche", DEI.

Borri A., Paci G., De Maria A. (2011b), Resi-

stenza a taglio delle murature: prove diagonali e correlazione con l'Indice di Qualità Muraria IQM, XIV convegno ANIDIS, L'ingegneria sismica in Italia. Sommari, relazioni ad invito, atti su dvd. Bari, 18-22.

Borri A., Sisti R., Prota A., Di Ludovico M., Costantini S., Barluzzi M., De Maria A., Aisa E., Bragetti A., Savi F., Fagotti G., Baldi L. (2018). La risposta strutturale degli edifici ordinari del centro storico di Norcia alla sequenza sismica del 2016. *Structural 216*, marzo-aprile <https://doi.org/10.12917/STRU216.07>.

Borri, A., & De Maria, A. (2019). Il metodo IQM per la stima delle caratteristiche meccaniche delle murature: allineamento alla circolare n. 7/2019. Il metodo IQM per la stima delle caratteristiche meccaniche delle murature: allineamento alla circolare n. 7/2019, 2-21.

Borri, A., Avorio, A., & Cangini, G. (1999). Riparazione e consolidamento degli edifici in muratura. Regione dell'Umbria-Guerrieri, F. (a cura di), *Manuale per la riabilitazione e la ricostruzione post-sismica degli edifici*. DEI Tipografia del Genio Civile, Roma.

Borri, A., Corradi, M., & De Maria, A. (2020). The Failure of Masonry Walls by Disaggregation and the Masonry Quality Index. *Heritage*, 3(4), 1162-1198.

Borri, A., Corradi, M., Castori, G., & De Maria, A. (2015). A method for the analysis and classification of historic masonry. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(9), 2647-2665.

- Borri, A., Sisti, R., Corradi, M., & Giannantoni, A. (2016). Experimental analysis of masonry ring beams reinforced with composite materials.
- Bramanti, A. (2002). L'utilizzo di rinforzi lignei all'interno della muratura: ricerche nei siti fortificati medioevali della Toscana. *Bollettino degli Ingegneri*, (12).
- British Standards Institute (BSI). (1986). "Testing concrete-Part 203: Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete." London.
- Cancino, C., Farneth, S., Garnier, P., Vargas, J., & Webster, F. (2011). Damage Assessment of Historic Earthen Buildings after the August 15, 2007 Pisco, Peru Earthquake. Getty Conservation Institute.
- Cangi, G. (2009). Murature tradizionali e terremoto-Analisi critica del danno come presupposto per il recupero e la ricostruzione dell'edilizia storica danneggiata dal sisma in Abruzzo. Restaurare dopo il terremoto, Atti del convegno ARCo (Pescara).
- Cangi, G., & Giovanetti, F. (2012). Manuale del recupero strutturale e antisismico. Dei.
- Cangi, G., De Maria, A., & Caraboni, M. (2010). Analisi strutturale per il recupero antisismico: calcolo dei cinematismi per edifici in muratura secondo le NTC. DEI.
- Caniggia, G.F., Maffei G.L., (1979). Lettura dell'edilizia di base. Venezia, Marsilio Editori.
- Cardani, G., & Binda, L. (2015). Guidelines for the evaluation of the load-bearing masonry quality in built heritage. In *Built Heritage: Monitoring Conservation Management* (pp. 127-139). Springer, Cham.
- Carocci, C. F. (2001). Guidelines for the safety and preservation of historical centres in seismic areas. *Historical constructions*, 145-166.
- Carocci, C. F. (2004). La lettura critica del costruito dei centri storici. Rischio sismico, territorio e centri storici, Atti del convegno nazionale (Sanremo), 257-262.
- Carocci, C. F. (2012). Small centres damaged by 2009 L'Aquila earthquake: on site analyses of historical masonry aggregates. *Bulletin of earthquake engineering*, 10(1), 45-71.
- Carocci, C. F., & Lagomarsino, S. (2009). 2.4 Gli edifici in muratura nei centri storici dell'Aquilano. *Progettazione Sismica*, (3).
- Carocci, C. F., Cattari, S., Lagomarsino, S., & Tocchi, C. (2010). The case study of Santa Maria Paganica church damaged by 2009 L'Aquila earthquake. In *Advanced Materials Research* (Vol. 133, pp. 163-168). Trans Tech Publications Ltd.
- Carta di Venezia (1964) International charter for the conservation and restoration of monuments and sites. In: *Proceeding, 2nd international congress of architects and technicians of historic monuments*, Venice: [http://www.international.icomos.org/charters/venice\\_e.pdf](http://www.international.icomos.org/charters/venice_e.pdf).

- Casapulla, C., & D'Ayala, D. (2006, November). In-plane collapse behaviour of masonry walls with frictional resistances and openings. In *Structural analysis of historical constructions. Possibilities of numerical and experimental techniques. Proceedings of the 5th International Conference*, Macmillan India Ltd, New Delhi (pp. 1153-1160).
- Cassol, D., Giongo, I., Ingham, J., & Dizhur, D. (2021). Seismic out-of-plane retrofit of URM walls using timber strong-backs. *Construction and Building Materials*, 269, 121237.
- CBS (2004). Catalogazione dei beni di interesse culturale ricadenti nell'ambito territoriale di Castelvete sul Calore, Comune di Castelvete sul Calore, 2004.
- Ceccotti A, Uzielli L. (2003) *Manuale delle Costruzioni di Legno*, Mancosu Editore, Roma.
- Ceccotti, A., & Sandhaas, C. (2015). A proposal for a procedure to evaluate the seismic vulnerability of historic timber frame buildings. In *Historical Earthquake-Resistant Timber Frames in the Mediterranean Area* (pp. 105-118). Springer, Cham.
- Ceccotti, A., Faccio, P., Nart, M., Sandhaas, C., & Simeone, P. (2006). Seismic behaviour of historic timber-frame buildings in the Italian Dolomites. In *ICOMOS International Wood Committee—15th International Symposium Istanbul and Rize (Turkey)*.
- Ceniccola, G. (2014). Sostenibilità delle strutture intelaiate: la muratura baraccata “alla beneventana. *SCIENZA E BENI CULTURALI*, XXX, Quale sostenibilità per il restauro, 12.
- Ceradini, V. (2003). *Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione degli insediamenti storici dell'Area Greca*. Gangemi, Roma.
- Cerasi, M. (1998). The formation of Ottoman house types: a comparative study in interaction with neighboring cultures. *Muqarnas*, 15, 116-156.
- Conedera, M., Krebs, P., Tinner, W., Pradel-la, M., & Torriani, D. (2004). The cultivation of *Castanea sativa* (Mill.) in Europe, from its origin to its diffusion on a continental scale. *Vegetation History and Archaeobotany*, 13(3), 161-179.
- Corradi M, Borri A, Castori G and Sisti R (2016) The Reticulatus method for shear strengthening of fair-faced masonry. *Bulletin of Earthquake Engineering* 14: 3547-3571.
- Corradi, M., Di Schino, A., Borri, A., & Rufini, R. (2018). A review of the use of stainless steel for masonry repair and reinforcement. *Construction and Building Materials*, 181, 335-346.
- Correia, M. R., Lourenço, P. B., & Varum, H. (Eds.). (2015). *Seismic Retrofitting: Learning from Vernacular Architecture*. CRC Press.

- Correia, M., & Carlos, G. (2015). Local seismic culture in Portugal. *Argumentum*, Lisbon, Portugal.
- Correia, M., & Merten, J. (2001). Report of the local seismic culture in Portugal. Taverism Project-Atlas of Local Seismic Cultures. Ravello: EUCCH-European University Centre for Cultural Heritage.
- Correia, M., Dipasquale, L., & Mecca, S. (Eds.). (2014). *VERSUS: heritage for tomorrow*. Firenze University Press.
- Cucinella, M. (Ed.). (2018). *Arcipelago Italia: progetti per il futuro dei territori interni del paese: padiglione Itala alle Biennale Architettura 2018*. Quodlibet.
- D'Ayala, D. F., & Paganoni, S. (2011). Assessment and analysis of damage in L'Aquila historic city centre after 6th April 2009. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(1), 81-104.
- D'Ayala, D., & Speranza, E. (1999, September). Identificazione dei meccanismi di collasso per la stima della vulnerabilità sismica di edifici nei centri storici. In 9th National Conference "L'Ingegneria Sismica in Italia", CD-ROM.
- D'Ayala, D., & Speranza, E. (2003). Definition of collapse mechanisms and seismic vulnerability of historic masonry buildings. *Earthquake Spectra*, 19(3), 479-509.
- D'Europa, C. (2000, Ottobre). Convenzione europea del paesaggio. In Congresso dei poteri locali e regionali del Consiglio d'Europa, Firenze (Vol. 20).
- Damiani, N., Miglietta, M., Guerrini, G., & Graziotti, F. (2020). An innovative timber system for the seismic retrofit of unreinforced brick masonry buildings. In 17th International Brick and Block Masonry Conference (17th IBMAC 2020) (pp. 508-516).
- D'Anselmo, M. (1996). Le strutture degli edifici dei centri storici minori in Abruzzo: osservazioni sulle tecniche di consolidamento. In *Conservazione: ricerca e cantiere* (pp. 71-76).
- Decanini, L., De Sortis, A., Goretti, A., Langenbach, R., Mollaioli, F., & Rasulo, A. (2004). Performance of masonry buildings during the 2002 Molise, Italy, earthquake. *Earthquake Spectra*, 20(S1), S191-S220.
- dei Ministri, P. D. C., & Italia, S. D. M. C. (2017). *Rapporto sulla Promozione della sicurezza dai Rischi naturali del Patrimonio abitativo*.
- Dhandapany, D., & Menon, A. (2019). Seismic behavior of timber-laced masonry structures in the himalayan belt. In *Structural Analysis of Historical Constructions* (pp. 605-613). Springer, Cham.
- Di Pasquale S., Tonietti U., Tempesta G. (1986), *Architettura e Terremoti*, Architettura e terremoti. Il caso di Parma: 9 novembre

1983. La salvaguardia delle città storiche, Pratiche editrice, Parma.

Di Pasquale, S., Architettura e terremoti. Architettura e terremoti. Il caso di parma: 9 novembre 1983. 1986. 13-47.

Dipartimento di Protezione Civile, reluis, Linee Guida per il Rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato, Bozza - ottobre 2010.

Dipasquale L., Mecca S. (2013). Chefchaouen, un patrimonio in pericolo, Contesti. Città, Territori, Progetti 1/2012. Città e territori oltre il Nord.

Dizhur, D. Y., Giaretton, M., Giongo, I., & Ingham, J. M. (2017). Seismic retrofit of masonry walls using timber strong-backs. SESOC Journal, 30(2), 30.

Doğangün, A., Tuluk, Ö. İ., Livaoğlu, R., & Acar, R. (2006). Traditional wooden buildings and their damages during earthquakes in Turkey. Engineering Failure Analysis, 13(6), 981-996.

Dolce, M., & Manfredi, G. (2010). Linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e Partizioni. Protezione Civile and ReLUIS, May 2010.

Dolce, M., Nigro, D., Ponzio, F. C., & Marnetto, R. (2001, October). The CAM system for the retrofit of masonry structures. In 7th

International Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibrations of Structures (pp. 2-5).

Donà, C., & De Maria, A. (2011). Manuale delle murature storiche. Roma, DEI.

Dutu, A., Niste, M., Spatarelu, I., Dima, D. I., & Kishiki, S. (2018). Seismic evaluation of Romanian traditional buildings with timber frame and mud masonry infills by in-plane static cyclic tests. Engineering Structures, 167, 655-670.

Edelberg, L., & Jones, S. (1979). Nuristan. Akad. Dr.-u. Verlag-Anst.

EN 14081:2016 Timber structures-Strength graded structural timber with rectangular cross section

Ferrigni, F. (Ed.). (1990). S. Lorenzello, à la recherche des anomalies qui protègent. Centre Universitaire pour les Biens Culturels.

Ferrigni, F., Della Pietra, A., & Sorrentino, M. C. (2017) Rafforzamento appropriato dell'edificato storico in zona sismica.

Ferrigni, F., Helly, B., Mendes, V. L., Pirotti, P., & Rideaud Teves Costa, P. (2005). Ancient Buildings and earthquakes, The Local Seismic Culture approach: principles, methods, potentialities. Bari: Edipuglia.

Fiandaca O., Lione R., Il sisma. Ricordare, prevenire, progettare, Alinea, Firenze, 2009.

Food and Agriculture Association of the United Nations. Forest Products Annual Market Review 2018-2019. <http://www.unece.org/DAM/timber/publications/sp48.pdf>. (ultimo accesso marzo 2021).

Food and Agriculture Organisation of the United Nations (2016). Forests and climate change after Paris. <http://www.fao.org/3/a-i5983e.pdf>. (ultimo accesso marzo 2021).

Formisano, A., Florio, G., Landolfo, R., & Mazzolani, F. M. (2011). Un metodo per la valutazione su larga scala della vulnerabilità sismica degli aggregati storici. Anidis, Bari.

Galassi, S., Ruggieri, N., & Tempesta, G. (2015). Seismic performance evaluation of timber-Framed masonry walls experimental tests and numerical modelling. In Historical earthquake-resistant timber frames in the mediterranean area (pp. 95-103). Springer, Cham.

Gattesco, N., & Boem, I. (2017). Out-of-plane behavior of reinforced masonry walls: Experimental and numerical study. *Composites Part B: Engineering*, 128, 39-52.

Giaretton M, Dizhur D and Ingham JM (2016). Shaking table testing of as-built and retrofitted clay 721 brick URM cavity-walls. *Engineering Structures*, 125: 70-79. 722.

Giaretton M, Dizhur D, Garbin E et al. (2018). In-plane strengthening of clay brick and block 723 masonry walls using texti-

le-reinforced mortar. *Journal of Composites for Construction*, 22(5): 724 04018028.

Giaretton, M., Dizhur, D., da Porto, F., & Ingham, J. M. (2016). Seismic assessment and improvement of unreinforced stone masonry buildings. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 49(2), 148-174.

Giovanetti F. (a cura di) (1998). *Manuale del Recupero: Città di Castello*. DEI, Tipografia del Genio Civile.

Giuffrè, A. (1991). *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*.

Giuffrè, A. (1993). *Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia*, 279.

Giuffrè, A. (2011). *Leggendo il libro delle antiche architetture: Aspetti statici del restauro*. Saggi 1985-1997. Gangemi Editore spa.

Giuffrè, A., & Carocci, C. (1999). *Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione del centro storico di Palermo*.

Giuffrè, A., Zampilli, M., Ceradini, V., Jacovoni, F., & Pugliano, A. (1988). *Centri storici in zona sismica. Analisi tipologica della danneggiabilità e tecniche di intervento conservativo: Castelvetero sul Calore*. Roma. Università di Roma 'La Sapienza'.

GNDT (1993). *Rischio sismico di edifici pubblici. Parte I - Aspetti metodologici*, GNDT-CNR Report, Tipografi a Moderna.

- Gonçalves, A. M., Candeias, P., Guerreiro, L., Ferreira, J. G., & Campos Costa, A. (2019). Characterization of timber masonry walls with dynamic tests. *International Journal of Architectural Heritage*, 13(2), 298-313.
- Güçhan, N. Ş. (2018). History and characteristics of construction techniques used in traditional timber Ottoman houses. *International Journal of Architectural Heritage*, 12(1), 1-20.
- Guerrini, G., Damiani, N., Miglietta, M., & Graziotti, F. (2020). Cyclic response of masonry piers retrofitted with timber frames and boards. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 1-54.
- Guidoboni E., Ferrari G., Mariotti D., Comastri A., Tarabusi G., Sgattoni G., Valensise G. (2018) - CFTI5Med, Catalogo dei Forti Terremoti in Italia (461 a.C.-1997) e nell'area Mediterranea (760 a.C.-1500). Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). doi: <https://doi.org/10.6092/ingv.it-cfti5>.
- Guidoboni E., Ferrari G., Tarabusi G., Sgattoni G., Comastri A., Mariotti D., Ciuccarelli C., Bianchi M.G., Valensise G. (2019), CFTI5Med, the new release of the catalogue of strong earthquakes in Italy and in the Mediterranean area, *Scientific Data* 6, Article number: 80 (2019). doi: <https://doi.org/10.1038/s41597-019-0091-9>.
- Gülhan, D., & Güney, İ. Ö. (2000). The behaviour of traditional building systems against earthquake and its comparison to reinforced concrete frame systems. In *Earthquake-safe: lessons to be learned from traditional buildings* (pp. 18-18).
- Gülkan, P., & Langenbach, R. (2004, August). The earthquake resistance of traditional timber and masonry dwellings in Turkey. In *13th World Conference on Earthquake Engineering* (Vol. 2297).
- Gurrieri, F., Blasi, C., Borri, A., Di Pasquale, S., Malesani, P., Nigro, G., & Tampone, G. (1999). *Manuale per la riabilitazione e la ricostruzione postsismica degli edifici*. DEI Tipografia del Genio Civile: Roma.
- Heyman, J. (1966). The stone skeleton. *International Journal of solids and structures*, 2(2), 249-279.
- Hoffmann M., (2015) *Le facteur séisme dans l'architecture vernaculaire. Un décryptage entre déterminants culturels, types de structures et ressources cognitive parasismiques*, École Polytechnique Fédérale De Lausanne.
- Homan J (2004) *Seismic cultures: myth or reality?* in: *Proc. of Second International conference on post-disaster reconstruction: planning for reconstruction*, Coventry University, UK
- Hossain, M.A., Totoev Y.Z., Masia M.J., (2018), *Using Digital Image Correlation (DIC) Technique to Investigate Deformation of Semi-Interlocking Masonry (SIM) Panels*

Under In-Plane Loading. 10th IMC International Masonry Conference, 178-195.

Hughes, R. (2000). Cator and cribbage construction of Northern Pakistan. In Proceedings of Earthquake-Safe: Lessons To Be Learned From Traditional Construction—International Conference on the Seismic Performance of Traditional Buildings (pp. 16-18).

ICOMOS (2003). Principles for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage. Ratified by the ICOMOS 14th General Assembly, Victoria Falls, available at: [www.icomos.org/charters/structures\\_e.pdf](http://www.icomos.org/charters/structures_e.pdf).

Inan, Z. (2013). Runner beams as a building element of masonry walls in Eastern Anatolia, Turkey. In Vernacular Heritage and Earthen Architecture (pp. 714-719). CRC Press.

INGV-CNT (2018). Istituto Nazionale Centro Nazionale Terremoti, Earthquake Database. <http://cnt.rm.ingv.it/>.

International Council on Monuments and Sites (ICOMOS) Principles for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage (2003). [https://www.icomos.org/charters/structures\\_e.pdf](https://www.icomos.org/charters/structures_e.pdf).

International Scientific Committee for Analysis And Restoration Of Structures Of Architectural Heritage (ISCARSAH) Recommendations for the analysis, conservation

and structural restoration of architectural heritage. ICOMOS, 2003. <https://iscarsah.files.wordpress.com/2014/11/iscarsah-guidelines.pdf>.

IPCC (2018) Global warming of 1.5°C report: [www.ipcc.ch/sr15/](http://www.ipcc.ch/sr15/).

ISTAT, A., & BALBO, V. C. (2019). Rapporto sulla competitività dei settori produttivi.

Jain, S. K. (1998). Indian earthquakes: an overview. *Indian Concrete Journal*, 72, 555-562.

Jorquera, N. (2012). Culturas constructivas en tierra y riesgo sísmico. Conocimiento de la arquitectura tradicional chilena y evaluación de su vulnerabilidad frente a los sismos (Doctoral dissertation, Tesis para optar al título de doctor en Tecnología de la Arquitectura. Florencia: Universidad de Florencia, Italia).

Jorquera, N., & Pereira, H. (2015). Case study: Vernacular seismic culture in Chile. *Seismic Retrofitting: Learning from Vernacular Architecture*, 105-106.

Jorquera, N., Misseri, G., Palazzi, N., Rovero, L. and Tonietti, U. (2017). Structural characterization and seismic performance of San Francisco church, the most ancient monument in Santiago, Chile. *International Journal of Architectural Heritage* 11(8), 1061-1085.

Kaushik, H., & Babu, K. R. (2009). Assam-type house. *World Housing Encyclope-*

- dia. Oakland, Tokyo: International Association for Earthquake Engineering, 154.
- Lagomarsino S. and Giovinazzi S. (2006). "Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings"; *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4, 25 August: pp. 415-443.
- Lagomarsino, S., & Giovinazzi, S. (2006). "Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(4), 415-443.
- Lagomarsino, S., & Podesta, S. (2004). "Damage and vulnerability assessment of churches after the 2002 Molise, Italy, earthquake. *Earthquake Spectra*, 20(1\_suppl), 271-283.
- Lagomarsino, S., & Ugolini, P. (2004). "Rischio sismico, territorio e centri storici. *Atti del Convegno Nazionale Sanremo (IM)*, 2, 3.
- Langenbach R (2007) From "Opus Craticum" to the "Chicago Frame": earthquake-resistant traditional construction. *Int J Archit Herit* 1(1):29-59.
- Langenbach R. (2009) DON'T TEAR IT DOWN! Preserving the earthquake resistant vernacular architecture of Kashmir. UNESCO, New Delhi.
- Legambiente (2019). Report foreste 2019. La bioeconomia delle foreste. Conservare, ricostruire, rigenerare. Secondo forum nazionale sulla gestione forestale sostenibile.
- Lourenço, P. B., & Rots, J. (1994). Analysis of masonry structures with interface elements. Rep. No. 03-21-22-0, 1.
- Lourenço, P. B., & Rots, J. G. (1997). A solution for the macro-modelling of masonry structures. In *Proceedings of the 11th International Brick/Block Masonry Conference* (pp. 1239-1249). Tongji University Shanghai, China.
- Lourenço, P. B., De Borst, R., & Rots, J. G. (1997). A plane stress softening plasticity model for orthotropic materials. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 40(21), 4033-4057.
- Lourenço, P. B., Mendes, N., Ramos, L. F., & Oliveira, D. V. (2011). Analysis of masonry structures without box behavior. *International Journal of Architectural Heritage*, 5(4-5), 369-382.
- Lourenço, P. B., Oliveira, D. V., Leite, J. C., Ingham, J. M., Modena, C., & Da Porto, F. (2013). Simplified indexes for the seismic assessment of masonry buildings: International database and validation. *Engineering Failure Analysis*, 34, 585-605.
- Luongo, G., Carlino, S., Cubellis, E., Delizia, I., Iannuzzi, R., & Obrizzo, F. (2006). Il terremoto di Casamicciola del 1883: una ricostruzione mancata.
- Maccarini, H., Vasconcelos, G., Rodrigues, H., Ortega, J., & Lourenço, P. B. (2018). Out-

- of-plane behavior of stone masonry walls: Experimental and numerical analysis. *Construction and Building Materials*, 179, 430-452.
- Makarios, T., & Demosthenous, M. (2006). Seismic response of traditional buildings of Lefkas Island, Greece. *Engineering structures*, 28(2), 264-278.
- Margagni G., (2009). *Costruzione e recupero. "Regola dell'arte" e interventi di consolidamento*. Editrice Il Lunario.
- Mariani, M. (2006). *Trattato sul consolidamento e restauro degli edifici in muratura*.
- Masciari-Genoese, F. (1915). *Trattato di costruzioni antisismiche, preceduto da un Corso di sismologia*. U. Hoepli.
- Masiani, R., & Tocci, C. (2015). Seismic history of the church of san pietro di coppito in l'aquila. *International Journal of Architectural Heritage*, 9(7), 811-833.
- Mazziotti, I. (2004). *Immigrazioni albanesi in Calabria nel XV secolo e la colonia di San Demetrio Corone (1471-1815)*. Il coscile.
- McCormick, N. J., & Lord, J. D. (2010). Practical in situ applications of DIC for large structures. In *Applied mechanics and materials* (Vol. 24, pp. 161-166). Trans Tech Publications Ltd.
- Meireles, H., & Bento, R. (2010). Cyclic behaviour of pombalino frontal walls. In *Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering (14ECEE)*, Ohrid, FYRO Macedonia.
- Meireles, H., Bento, R., Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2012). A hysteretic model for "frontal" walls in Pombalino buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(5), 1481-1502.
- Meletti, C., Stucchi, M., & Calvi, G. M. (2014). *La classificazione sismica in Italia, oggi*. *Progettazione Sismica*, (3).
- Mendes, N., & Lourenço, P. B. (2009). Seismic assessment of masonry "Gaioleiro" buildings in Lisbon, Portugal. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(1), 80-101.
- Mendes, N., Costa, A. A., Lourenço, P. B., Bento, R., Beyer, K., de Felice, G., & Sorrentino, L. (2017). Methods and approaches for blind test predictions of out-of-plane behavior of masonry walls: A numerical comparative study. *International Journal of Architectural Heritage*, 11(1), 59-71.
- Michiels, T. L. (2015). Seismic retrofitting techniques for historic adobe buildings. *International Journal of Architectural Heritage*, 9(8), 1059-1068.
- Miglietta, M., Damiani, N., Guerrini, G., & Graziotti, F. (2021). Full scale shake table tests on two unreinforced masonry cavity wall buildings: effect of an innovative timber retrofit. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1-36.

- Milizia, F. (1813). *Principi di architettura civile* (1781). Bassano: Giuseppe Remondini.
- Ministero BB CC AA, Comitato 'Rischio Sismico'. *Tecniche di prevenzione sismica premoderna. Linea di ricerca 4.1.1. Direzione P. Marconi, Coordinamento A. Pugliano Crf.* In "Pugliano A., (2017). *La ricostruzione del Patrimonio immateriale nei luoghi danneggiati dai terremoti*, in "Ricerche di storia dell'arte" 2/2017, pp. 22-36, doi: 10.7374/87689.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. (2019). *CNTC19-Circolare applicativa delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al DM 17/01/2018. (NTC 2018).*
- Ministero per i beni culturali, *Dopo la polvere. Rilevazione degli interventi di recupero (1985-1989) del Patrimonio Artistico-Monumentale danneggiato dal terremoto del 1980-1981. Tomo I e Tomo II*, Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato, Roma 1994.
- MIPAAFT 2019 - RAF Italia 2017-2018. *Rapporto sullo stato delle foreste e del settore forestale in Italia.*
- Miranda, L. F., Rio, J., Guedes, J. M., & Costa, A. (2012). *Sonic Impact Method-A new technique for characterization of stone masonry walls.* *Construction and building materials*, 36, 27-35.
- Miranda, L., Cantini, L., Guedes, J., Binda, L., & Costa, A. (2013). *Applications of sonic tests to masonry elements: Influence of joints on the propagation velocity of elastic waves.* *Journal of materials in civil engineering*, 25(6), 667-682.
- Miranda, L., Rio, J., Guedes, J., & Costa, A. (2010). *Propagation of elastic waves on stone masonry walls.* In *Proceedings of the Eighth International Masonry Conference. Dresden, Germany.*
- Misseri, G., Rovero, L., Stipo, G., Barducci, S., Alecci, V., & De Stefano, M. (2019). *Experimental and analytical investigations on sustainable and innovative strengthening systems for masonry arches.* *Composite Structures*, 210, 526-537.
- MPS04-S1 *Mappa interattiva di pericolosità sismica (esse1-gis.mi.ingv, INGV).* Stucchi M., Meletti C., Montaldo V., Crowley H., Calvi G.M., Boschi E., (2011). *Seismic Hazard Assessment (2003-2009) for the Italian Building Code.* *Bull. Seismol. Soc. Am.* 101(4), 1885-1911. DOI: 10.1785/0120100130.
- Munafò, M. (a cura di), 2019. *Consumo di suolo, dinamiche territoriali e servizi ecosistemici.* Edizione 2019. Report SNPA 08/19.
- Murano, A., Ortega, J., Vasconcelos, G., & Rodrigues, H. (2019). *Influence of traditional earthquake-resistant techniques on the out-of-plane behaviour of stone masonry walls: Experimental and numerical assessment.* *Engineering Structures*, 201, 109815.

- Naderzadeh, A. (2009). Application of seismic base isolation technology in Iran. *Menshin* 63 (2):40-47.
- Negro, F., Cremonini, C., Zanuttini, R., & Dezzutto, S. (2017). Il legno di castagno. Conoscerne il valore,(ri) scoprirne le potenzialità.
- Niglio, O., & Ulivieri, D. (2005). Vernacular architecture and “historical seismography”: an experience research.
- Nocetti M, Brunetti M, Bacher M (2015) Effect of moisture content on the flexural properties and dynamic modulus of elasticity of dimension chestnut timber. *Eur J Wood Prod* 73(1):51-60. doi:10.1007/s00107-014-0861-1.
- Nocetti, M., Brunetti, M., & Bacher, M. (2016). Efficiency of the machine grading of chestnut structural timber: prediction of strength classes by dry and wet measurements. *Materials and Structures*, 49(11), 4439-4450.
- NTC, L. G. (2018). Norme tecniche per le costruzioni. Italian technical norms for constructions.
- Oliver-Smith, A. (1999). What is a disaster? Anthropological perspectives on a persistent question. *The angry earth: Disaster in anthropological perspective*, 18-34.
- Ortega, J., Vasconcelos, G., & Correia, M. (2015). Seismic-resistant building practices resulting from Local Seismic Culture. *Seismic Retrofitting: Learning from Vernacular Architecture*, 17-22.
- Ortega, J., Vasconcelos, G., Rodrigues, H., & Correia, M. (2018). Assessment of the efficiency of traditional earthquake resistant techniques for vernacular architecture. *Engineering Structures*, 173, 1-27.
- Ortega, J., Vasconcelos, G., Rodrigues, H., Correia, M., & Lourenço, P. B. (2017). Traditional earthquake resistant techniques for vernacular architecture and local seismic cultures: A literature review. *Journal of Cultural Heritage*, 27, 181-196.
- Palazzi N.C. (2019) Seismic fragility assessment of unreinforced masonry churches in central chile. Ph.D Thesis. University of Florence. Pontificia Universidad Catolica de Chile.
- Paolini, C. (2005). *Tradizione costruttiva e terremoto: l'edilizia storica a Cosenza*. Gangemi.
- Papadopoulos, M. L. (2015). Study of Seismic Response of Traditional URM Houses Through Analytical Simulation—The Historical Core of the City of Xanthi. In *Seismic assessment, behavior and retrofit of heritage buildings and monuments* (pp. 449-474). Springer, Cham.
- Penna, A., Morandi, P., Rota, M., Manzini, C. F., Da Porto, F., & Magenes, G. (2014). Per-

- formance of masonry buildings during the Emilia 2012 earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(5), 2255-2273.
- Pesso L., (1895), *Sul consolidamento delle fabbriche nelle Calabrie contro i danni dei terremoti*, Parma.
- Piazza, M., Modena, R., & Tomasi, R. (2005). *Strutture in legno. Materiale, calcolo e progetto secondo le nuove normative europee*. Hoepli Editore.
- Pierotti, P., & Ulivieri, D. (2001). *Culture sismiche locali*. Edizioni Plus Università di Pisa.
- Poletti, E., & Vasconcelos, G. (2015). Seismic behaviour of traditional timber frame walls: experimental results on unreinforced walls. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(3), 885-916.
- Pollione, M. V. (1990). *De Architectura*, traduzione di Luciano Migotto.
- Polverino, F. (1998). *Ischia: architettura e terremoto*. Clean.
- Primo Rapporto, A. N. C. E. CRESME (2012). *Lo stato del territorio italiano 2012. Insediamento e rischio sismico e idrogeologico*.
- PUC (2018). *Piano Urbanistico Comunale dal Comune di Castelvete sul Calore*.
- Pugliano, A. (1993). *Il contributo formativo del terremoto nella cultura edilizia della città storica: la normativa antisismica pre-moderna*.
- Pugliano, A. (2017). *La ricostruzione del Patrimonio immateriale nei luoghi danneggiati dai terremoti*. *Ricerche di storia dell'arte*, 40(2), 23-36.
- Quinn, N., & D'Ayala, D. (2014, October). *In-plane experimental testing on historic quincha walls*. In 9th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions.
- F. Peña & M. Chávez (eds.), *Mexico City, Mexico*.
- Quinn, N., D'Ayala, D., & Descamps, T. (2016). *Structural characterization and numerical modeling of historic Quincha Walls*. *International Journal of Architectural Heritage*, 10(2-3), 300-331.
- Rapoport, A. (1969). *House form and Culture*. London-University College: New Delhi: Prentice-hall of India Private Ltd, 73.
- Rautela, P., & Joshi, G. C. (2007). *Earthquake safe Banal Koti Architecture of Uttarakhand, India*. Disaster Mitigation and Management Centre, Department of Disaster Management, Govt. of Uttarakhand, Dehradun.
- Redondo, E. G., & Hernández-Ros, R. A. (2003, January). *Wooden framed structures in Madrid domestic architecture of 17th to 19th centuries*. In *Proceedings of the First*

International Congress on Construction History (Vol. 20, p. 24th).

Regio Decreto 18 aprile 1909 n.193, portante norme tecniche ed igieniche obbligatorie per le riparazioni ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei luoghi colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 e da altri precedenti elencati nel R.D. 15 aprile 1909 e ne designa i Comuni, Gazzetta Ufficiale n.95 del 22 aprile 1909.

RELUIS (2017) D'Ambra, C., Prota, A., Di Ludovico, M., & Manfredi, G.. Rapporto fotografico relativo ai danni subiti da alcuni edifici a seguito dell'evento sismico del 21 Agosto 2017 presso isola d'Ischia-M= 4.0. Available at [www.reluis.it](http://www.reluis.it).

Revi, A., & Kishore, K. (1994). Reconstruction in Marathwada. ARCHITECTURE, 17.

Righetti L, Borri A and Corradi M (2016) Sustainable strengthening techniques for masonry structures, In Proceedings of 12th International Conference on Structural Repair and Rehabilitation, Porto, Portugal.

Riva, G., Bettio, C., & Modena, C. (1997, October). The use of sonic wave technique for estimating the efficiency of masonry consolidation by injection. In Proc. 11th International Brick/Block Masonry Conference (pp. 28-39).

Rondelet, G. (1832). Trattato teorico e pratico dell'arte di edificare, tomo II e III.

Rovero L., Tonietti U., (2012). Criteri metodologici per l'intervento sul costruito storico a rischio sismico: istanze di sicurezza, istanze di salvaguardia e l'insegnamento delle culture costruttive locali. In: Convegno in onore del prof. Guido Sarà, Chianciano Terme, ottobre 2010, Firenze University Press, pp. 289-300.

Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli B., Gasperini P. (2020). The Italian earthquake catalogue CPTI15. Bulletin of Earthquake Engineering, 18(7), 2953-2984. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00818-y>.

Rovida, A. N., Locati, M., Camassi, R. D., Lolli, B., & Gasperini, P. (2019). Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani CPTI15, versione 2.0.

Rudofsky, B. (1987). Architecture without architects: a short introduction to non-pedigreed architecture. UNM Press.

Ruffolo, F. (1912). La stabilità sismica dei fabbricati. Casa editrice l'elettricista.

Ruggieri, N. (2005). La casa antisismica. In Conservation of historic wooden structures: proceedings of the international conference, Florence 22-27 February, 2005. Vol. 1 and 2 (pp. 141-146).

Ruggieri, N. (2015). L'ingegneria antisismica nel Regno di Napoli. Aracne Editrice, Roma.

Ruggieri, N. (2021). New Insights on the Borbone Construction System: a Peculiar 18th Century Retrofitting Solution for Ear-

thquake Damaged Churches. *International Journal of Architectural Heritage*, 1-17.

Ruggieri, N., Sandhaas, C., & Ceccotti, A. (2016). Seismic Vulnerability of Borbone Masonry Reinforced with Timber Frames. In *Historical Earthquake-Resistant Timber Framing in the Mediterranean Area* (pp. 193-204). Springer, Cham.

Ruggieri, N., Tampone, G., & Zinno, R. (2015). In-plane versus out-of-plane “Behavior” of an Italian timber framed system—The Borbone constructive system: Historical analysis and experimental evaluation. *International Journal of Architectural Heritage*, 9(6), 696-711.

Sarconi, M. (1784). *Istoria de fenomeni del tremoto avvenuto delle Calabrie, e nel Valdemone nell'anno 1783*. Campo.

Schacher T (2007) *Bhatar Construction, an illustrated guide for craftsmen*, Swiss Agency for Development and Cooperation, Berne; UN Habitat, Islamabad; and Earthquake Reconstruction and Rehabilitation Authority Islamabad, Pakistan, [http://www.archidev.org/IMG/pdf/Battar-handout\\_English-07-06-04.pdf](http://www.archidev.org/IMG/pdf/Battar-handout_English-07-06-04.pdf).

Shawa, O. A., de Felice, G., Mauro, A., & Sorrentino, L. (2012). Out-of-plane seismic behaviour of rocking masonry walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(5), 949-968.

Sidik, D. O. (2012). Presidi antisismici nelle culture costruttive tradizionali: prime validazioni sperimentali relative all'impiego del legno negli edifici in terra.

Sieberg A., 1930. *Geologie der Erdbeben, Handbuch der Geophysik*, 2, 4, 552-555.

SNAI - Strategia Nazionale per le Aree Interne, Agenzia per la coesione territoriale.

Sorrentino, L., Cattari, S., da Porto, F., Magenes, G., Penna A., (2019). “Seismic behaviour of ordinary masonry buildings during the 2016 central Italy earthquakes” *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17 (10), 5583-5607.

Stefanini S., (2020). *Il Patrimonio architettonico delle culture del Maghreb a rischio di scomparsa per perdita di conoscenza ed aggressione ambientale. Valutazione delle vulnerabilità e del rischio sismico della medina di Fes in Marocco*. Università di Firenze. Tesi di Dottorato.

Stellacci, S., Rato, V., Poletti, E., Vasconcelos, G., & Borsoi, G. (2018). Multi-criteria analysis of rehabilitation techniques for traditional timber frame walls in Pombalino buildings (Lisbon). *Journal of Building Engineering*, 16, 184-198.

Stellacci, S., Ruggieri, N., & Rato, V. (2016). Gaiola vs. Borbone system: A comparison between 18th century anti-seismic case studies. *International Journal of architectural heritage*, 10(6), 817-828.

- Sutton, M. A., Matta, F., Rizos, D., Ghorbani, R., Rajan, S., Mollenhauer, D. H., ... & Lasprilla, A. O. (2017). Recent progress in digital image correlation: background and developments since the 2013 WM Murray Lecture. *Experimental Mechanics*, 57(1), 1-30.
- Symbola, F. (2018). *Atlante dell'Appennino*. Rubbettino, Soveri Mannelli (CZ).
- Sustersic I., Dujic B. (2012). Seismic strengthening of existing buildings with cross-laminated timber panels. 12th World Conference of Timber Engineering WCTE. Auckland, New Zealand.
- Sustersic I., Dujic B. (2014). Seismic shaking table testing of a reinforced concrete frame with masonry infill strengthened with cross-laminated timber panels. 13th World Conference of Timber Engineering WCTE. Auckland, New Zealand.
- Tampone G., (1996) *Il restauro delle strutture in legno*, Hoepli, Milano.
- Tassios, T. P., & Avramidou, N. (1988). *Mecanica delle murature*. Liguori.
- Tempesta, G. (2011). *La vulnerabilità sismica dell'edilizia storica e dei monumenti*. *Costruire in laterizio*, 140.
- Tempesta, G. (2018). Seismic retrofit of historical masonry walls by means of natural basalt fiber strips system (BFRP). *Pre-modern concepts and innovative materials*. In *MATEC Web of Conferences* (Vol. 242, p. 01014). EDP Sciences.
- Tobriner, S. (1983). *La casa baraccata: Earthquake-resistant construction in 18th-century Calabria*. *The Journal of the Society of Architectural historians*, 42(2), 131-138.
- Tobriner, S. (1989). *La genesi di Noto: una città siciliana del Settecento*. Edizioni Dedalo.
- Tomovska, R., & Radivojević, A. (2017). Tracing sustainable design strategies in the example of the traditional Ohrid house. *Journal of cleaner production*, 147, 10-24.
- Tonna, S., Chesi, C., Vintzileou, E., & Katopodis, K. (2014). Traditional building criteria in the Lefkada island: peculiarities of the foundation system. In *SAHC2014—9th international conference on structural analysis of historical constructions*, Mexico City, Mexico.
- Tonna, S., Ruggieri, N., & Chesi, C. (2018). Comparison between Two Traditional Earthquake-Proof Solutions: Borbone and Lefkada Timber-Frame Systems. *Journal of Architectural Engineering*, 24(4), 04018030.
- Torricelli, M. C., Del Nord, R., & Felli, P. (2012). *Materiali e tecnologie dell'architettura*. Roma-Bari: Laterza.
- Tosone, A., & Bellicoso, A. (2018). *Anti-seismic presidia in the historical building of*

- L'Aquila: The role of the wooden elements. *Heritage Architecture Studies*, 49.
- Touliatos, P. (2005). The box framed entity and function of the structures: the importance of wood's role. In *Conservation of historic wooden structures: proceedings of the international conference, Florence 22-27 February, 2005*. Vol. 1 and 2 (pp. 52-64).
- Touliatos, P. G. (1992). Traditional aseismic techniques in Greece. *Les systemes nationaux faces aux seismes majeurs*. Centro de Geofisica, Universidade de Lisboa, Lisbon, 110-124.
- Touliatos, P., & Gante, D. (1995). Local historical antiseismic construction: the example of Lefkada. National Technical University of Athens.
- Tsakanika-Theohari, E. (2008). The constructional analysis of timber load bearing systems as a tool for interpreting Aegean Bronze Age architecture. In *Proceedings of the Symposium 'Bronze Age Architectural Transitions in the Eastern Mediterranean: Diffusion and Diversity* (Vol. 7, No. 08, p. 05).
- UNESCO (1972). *La Convenzione per la protezione del Patrimonio Mondiale culturale e naturale*.
- UNESCO (1984). *Seismic risk reduction in the Balkan region: Regional (Albania, Bulgaria, Greece, Romania, Turkey, and Yugoslavia) - (mission). Project findings and recommendations* <https://unesdoc.unesco.org/ark:/48223/pfo000060371>.
- UNESCO (2003). *La Convenzione per la Salvaguardia del Patrimonio Culturale Immateriale* <https://www.unesco.beniculturali.it/pdf/ConvenzionePatrimonioImmateriale2003-ITA.pdf>.
- Valluzzi, M. R., Cescatti, E., Cardani, G., Cantini, L., Zanzi, L., Colla, C., & Casarin, F. (2018). Calibration of sonic pulse velocity tests for detection of variable conditions in masonry walls. *Construction and Building Materials*, 192, 272-286.
- Varagnoli, C. (Ed.). (2011). *La costruzione tradizionale in Abruzzo: fonti materiali e tecniche costruttive dalla fine del Medioevo all'Ottocento*. Gangemi Editore spa.
- Vasconcelos, G., Poletti, E., Salavessa, E., Jesus, A. M., Lourenço, P. B., & Pilaon, P. (2013). In-plane shear behaviour of traditional timber walls. *Engineering Structures*, 56, 1028-1048.
- Verazzo, C. (2015). *Le tecniche della tradizione: Architettura e città in Abruzzo citeriore*. Gangemi Editore spa.
- Verazzo, C. (2015). *Le tecniche della tradizione: Architettura e città in Abruzzo citeriore*. Gangemi Editore spa.
- Verderosa, A. (Ed.). (2005). *Il recupero dell'architettura e del paesaggio in Irpinia: manuale delle tecniche di Intervento*. De Angelis.

- Vieux-Champagne, F., Grange, S., Siefert, Y., Daudeville, L., Ceccotti, A., & Polastri, A. (2012, September). Experimental analysis of seismic resistance of shear walls in traditional Haitian houses. In 15th world conference on earthquake engineering, Lisbon, Portugal. %28web%29.pdf (ultimo accesso marzo 2021)
- Vinci M., (2018). Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura- III edizione. Guida completa per la valutazione degli indicatori di rischio e la progettazione degli interventi. Dario Flaccovio Editore.
- Vintzileou, E. (2011). Timber-reinforced structures in Greece: 2500 BC-1900 AD. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings, 164(3), 167-180.
- Vintzileou, E., Zagkotsis, A., Repapis, C., & Zeris, C. (2007). Seismic behaviour of the historical structural system of the island of Lefkada, Greece. Construction and Building Materials, 21(1), 225-236.
- Vlachakis, G., Vlachaki, E., & Lourenço, P. B. (2020). Learning from failure: Damage and failure of masonry structures, after the 2017 Lesvos earthquake (Greece). Engineering Failure Analysis, 117, 104803.
- World Green Building Council (WGBC) (2017), Global status Report 2017: [www.worldgbc.org/sites/default/files/UNEP%20188\\_GABC\\_en%20](http://www.worldgbc.org/sites/default/files/UNEP%20188_GABC_en%20) World housing encyclopedia: A Resource on construction in Earthquake Regions <http://db.world-housing.net/building/150/>.
- Zampilli, M. (2017). Come affrontare il processo di ricostruzione dei centri storici. Ricerche di storia dell'arte, 40(2), 37-50.
- Zhiping Z (2000) Traditional Chinese buildings and their performance in earthquake, in: Proc. Of the International Conference on the Seismic Performance of Traditional Buildings, Istanbul, Turkey.





## Ringraziamenti

La ricerca, nella sua accezione più pura, non è mai un processo individuale e per la sua complessità vede coinvolti numerosi attori accomunati da valori condivisi.

Per tale ragione, a conclusione di questi lunghi e intensi anni sono numerose le persone che sento di voler ringraziare. Ognuno di loro, a volte con una presenza costante, a volte con una semplice parola detta di sfuggita, a volte con un gesto spontaneo, ha preso parte a quello che per me è stato un vero e proprio salto nel vuoto e rappresenta un lungo viaggio non solo professionale, ma soprattutto di conoscenza: di identità, di relazioni, di possibilità e, perché no, di crisi. Questo viaggio nasce da un movimento interno, dallo slancio di un'idea e non sarebbe stato possibile senza che mi relazionassi, confrontassi con la realtà esterna che mi circonda.

Voglio, quindi, innanzitutto ringraziare il prof. Tonietti che ha creduto in quest'idea fin dagli esordi e che, con fiducia, ne ha seguito passo dopo passo l'evoluzione; voglio ringraziare la prof.ssa Rovero per aver condiviso con me il suo bagaglio di conoscenza e la pragmaticità necessaria alla ricerca e Giulia, ora prof.ssa Misseri, per il suo preziosissimo aiuto, le sue competenze, il tempo e l'infinita pazienza.

Un sincero ringraziamento va al tecnico di laboratorio Aldo Regoli, senza il quale sarebbe stato difficile plasmare e concretizzare quel complicato tassello necessario a dare il via a tutto il resto. Ringrazio i tecnici di laboratorio Paolo e Gianfranco per avermi supportato durante la lunga fase di preparazione ed esecuzione sperimentale, soprattutto nelle complicate e lente fasi di ripresa post lockdown, tra il senso di incertezza, lo sconforto e la paura che tutti abbiamo sperimentato.

Un grande grazie va al tecnico Teresa Salvatici e a tutto il team del Laboratorio Materiali Lapidari e Geologia dell'Ambiente e del Paesaggio del Dipartimento di Scienze della Terra per il prezioso aiuto e affiancamento tecnico nelle indagini soniche. Il pannello murario non sarebbe stato eretto senza l'aiuto essenziale dell'Ing. Stefano Pianigiani e di Uke, a loro va un mio sincero riconoscimento.

Voglio esprimere la mia profonda gratitudine al dott. Michele Brunetti e alla dott.ssa Michela Nocetti del CNR-IBE di Sesto Fiorentino per la loro immensa disponibilità, per aver messo a disposizione le loro competenze e il loro tempo per tutto ciò che è inerente le indagini condotte sui materiali lignei: dalla selezione del materiale in azienda alle sperimentazioni condotte presso Laboratorio di prove fisico-meccaniche del CNR-IBE di Firenze. Gliene sono davvero grata.

Un ringraziamento va al prof. Fratini per le analisi mineralogiche condotte sui materiali lapidei esistenti e a Paolo e Filippo del Laboratorio Fotografico di Architettura per i consigli tecnici per la selezione della strumentazione fotografica.

Ringrazio l'azienda Campaldino Legnami s.r.l di Poppi, per la generosa fornitura del legname necessario, l'azienda Europomice s.r.l per quella degli inerti per le sperimentazioni delle malte e infine un sentito grazie va a Giuseppe Di Domenico per aver messo a disposizione il materiale lapideo necessario alla realizzazione del pannello murario.

La raccolta del materiale storico e architettonico del caso studio non sarebbe stata possibile senza la guida costante di Federico Aliasi, alle narrazioni e ricerche personali di Damiano

Ferraro e all'Arch.Dello Buono, nonché al sindaco Generoso Moccia di Castelvetere sul Calore. A tutti loro va un mio sentito grazie per l'accoglienza, l'estrema gentilezza e disponibilità nell'accompagnarmi nel processo di scoperta delle radici e dei processi evolutivi, architettonici e antropologici del borgo storico. Quelle stesse radici che per me sono molto care.

Questi anni intensi portano con sé turbini che sono stati nutrimento per il mio terreno dei rapporti umani: solidificando quelli esistenti con nuovi cerchi concentrici e facendo germogliare nuovi fucelli di affetti.

Ringrazio la mia intera e numerosa famiglia. Ringrazio i miei genitori, Michele e Carmela; se mi trovo a scrivere queste parole e ad avere slanci e curiosità nella vita è anche grazie a loro, all'affetto e alle possibilità di esplorare che mi hanno sempre offerto. Un profondo grazie va ad Evelina, Ermanno e Isabella: la loro motivazione e perseveranza è stata per me di esempio, così come negli anni il rapporto con ognuno di loro è stato fonte di molteplici movimenti.

Veronica, Dalila da sempre sono le testimoni dirette delle mie realizzazioni e dei miei smarrimenti; a loro, come sempre, devo la fiducia, la piena comprensione e quella loro straordinaria capacità di riuscire a "sentire l'altro".

Ringrazio Valentina per la continua esortazione, per l'umana presenza e per ricordarmi che il primo -e forse peggior- ostacolo per qualunque tipo di realizzazione è quello di non "vedersi". A Sara e Laura, i miei "giovani affetti" inaspettatamente nati da questo percorso, devo la complicità, l'aiuto e il conforto continuo. Da loro imparo giornalmente la potenza di una risata e dell'autoironia.

Un mio profondo grazie va ad Alexia, Benedetta, Paolino, Sara B., Chiara, Monica, Fiorigia che, in questi anni, con linee e colori diversi hanno tracciato importanti tratti nella mia vita.

Ringrazio sentitamente Letizia e tutti gli amici del "mercoledì da leoni" che, in un altro tipo di ricerca, mi hanno insegnato -e continuano a farlo- cosa significa realmente il vedere, il ri-

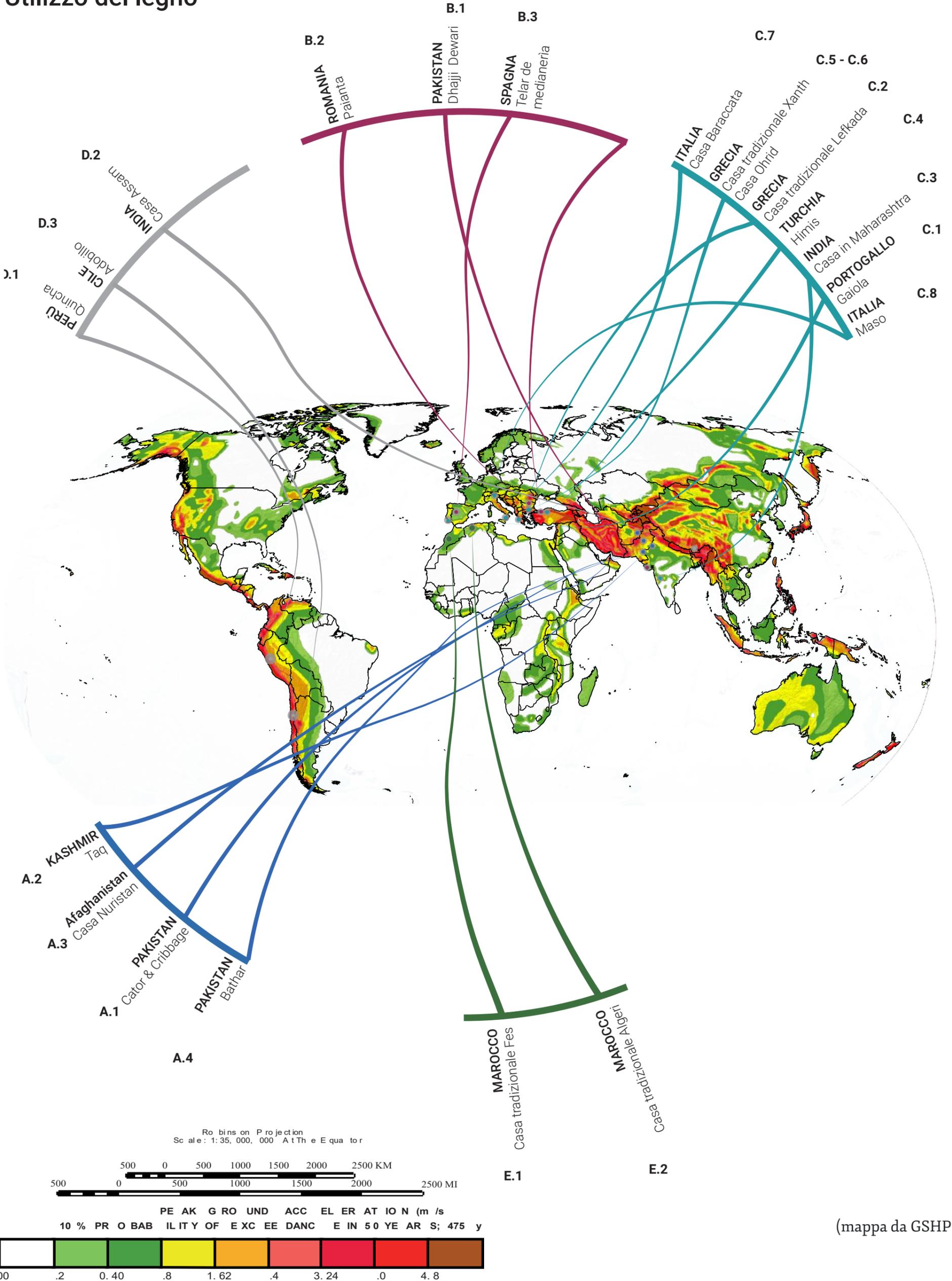
conoscere e il sentire; nel ricordarmi che realizzare la separazione, la trasformazione, la propria identità è possibile, anzi, è un imperativo per sé e per gli altri.

Ringrazio Margherita e Vieri che hanno percorso con me questo viaggio su strade parallele alla mia e averne a volte condiviso sia intuizioni che smarrimenti.

Un mio immenso grazie va a Grazia Poli che con la sua naturale capacità di aiutare gli altri ha contribuito affinché tutto lo step sperimentale prendesse concretamente forma.

# Annexo A

## Le culture sismiche locali nel mondo Utilizzo del legno



(mappa da GSHP)

Muratura in pietrame o mattoni con cordoli in legno

A

- A.1 Cator and Cribbage
- A.2 Taq
- A.3 Casa Nuristan, Pashai
- A.4 Bathar

Intelaiatura lignea con muratura in pietrame o mattoni

B

- B.1 Dhajji Dewari
- B.2 Paianta
- B.3 Telar de medianeria

I sistemi ibridi

C

- C.1 Casa Gaiola, Pombalino
- C.2 Casa tradizionale Lefkada
- C.3 Casa in Maharashtra
- C.4 Himis
- C.5 Casa tradizionale in Xanthi
- C.6 Casa Ohrid
- C.7 Casa Baraccata
- C.8 Maso

Intelaiatura lignea e muratura in fango o terra

D

- D.1 Quincha
- D.2 Casa Assam
- D.3 Adobillo

Muratura con inserti di legno

E

- E.1 Casa tradizionale Fes
- E.2 Casa tradizionale Casbah di Algeri

# A.1

## Cator and Cribbage 3500 a.C

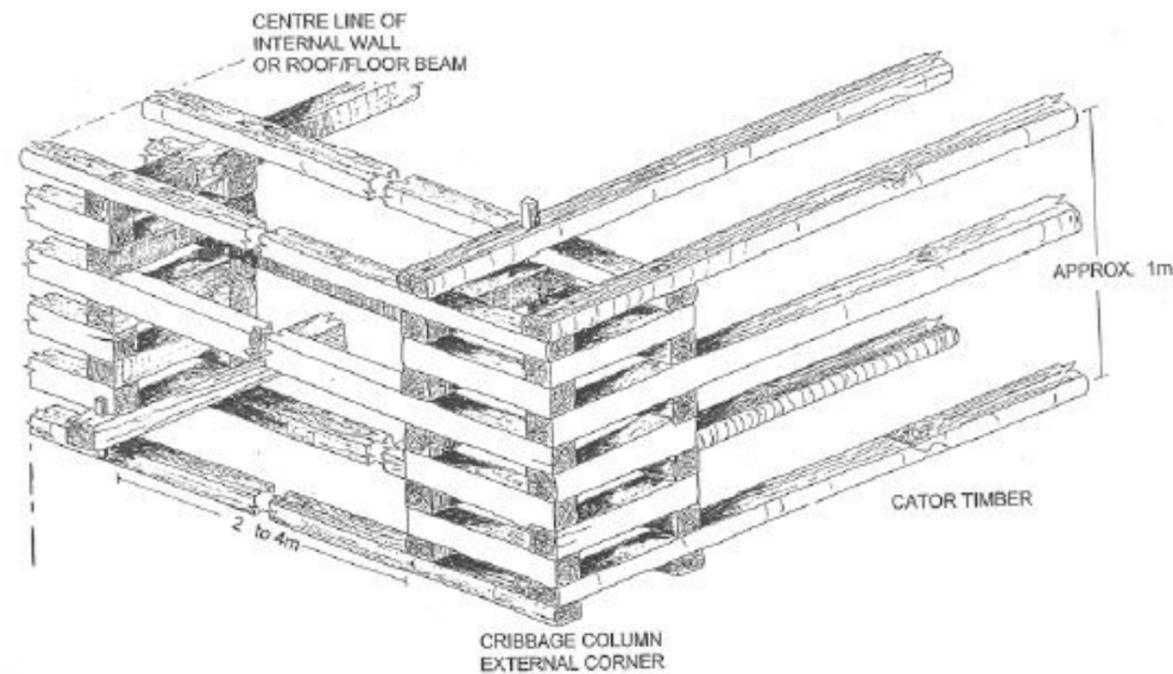
Presidi simili: *Hatil*, Anatolia, Turchia; *Koti Banal*, *Kat ki kunni*, India

Regione

Pakistan



Caratteristiche generali	Muratura	Intelaiatura lignea
Destinazione d'uso	Tipologia	Dimensioni ricorsi lignei
Militare/difensiva Residenziale	Muratura in pietrame caotico	da 5 a 12 cm
Basamento/Piano terra	Spessore muratura	Intervalli ricorsi orizzontali
-	Muratura in pietrame caotico	da 30 a 130 cm
Numero di piani	Tipo di malta	Nodi strutturali
-	malta calce o terra	chiodatura/incastro
Particolarità	Fondazioni	Presenza controventi
-	superficiali senza basamento	-



Riferimenti bibliografici

Hughes R. 2000

P.T: Piano terra  
P.P. Piano primo  
P.S: Piani superiori

## A.2

### Taq

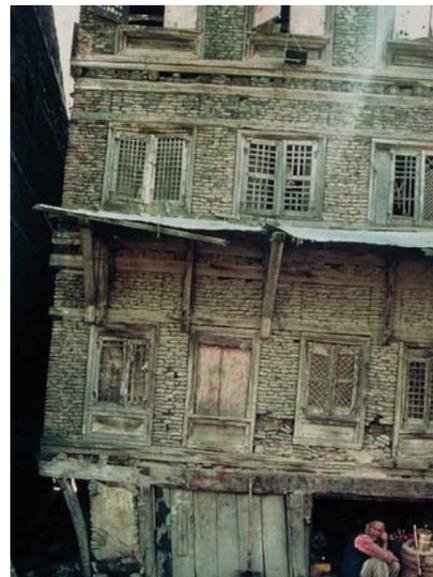
#### Regione

Kashmir | India



Caratteristiche generali	Muratura	Intelaiatura lignea
Destinazione d'uso	Tipologia	Dimensioni ricorsi lignei
Residenziale	Pietrame	sezione variabile tra i 10 e i 16 cm
Basamento/Piano terra	Spessore muratura	Intervalli ricorsi orizzontali
-	50 cm	-
Numero di piani	Tipo di malta	Nodi strutturali
1 o 2 piani h. 2 m	malta di terra	Incastri e chiodature
Particolarità	Fondazioni	Presenza controventi
i ricorsi lignei sono posizionati esclusivamente al livello del solaio	-	-
Riferimenti bibliografici		

Langenbach, 2009



P.T: Piano terra  
P.P. Piano primo  
P.S: Piani superiori

# A.3

## Casa Nuristan, Pashai

### Regione

Sasco | Nuristan | Afghanistan

### Caratteristiche generali

Destinazione d'uso

Residenziale

Basamento/Piano terra

-

Numero di piani

Tipicamente 2, per un'altezza di circa 5,20 m

Particolarità

### Muratura

Tipologia

Muratura di riempimento in pietrame

Spessore muratura

la muratura -di riempimento- ha lo stesso spessore del telaio ligneo

Tipo di malta

Malta di terra

Fondazioni

### Intelaiatura lignea

Dimensioni ricorsi lignei

15 cm ca

Intervalli ricorsi orizzontali

25 cm ca

Nodi strutturali

Incastro a mezzo legno in prossimità degli angoli

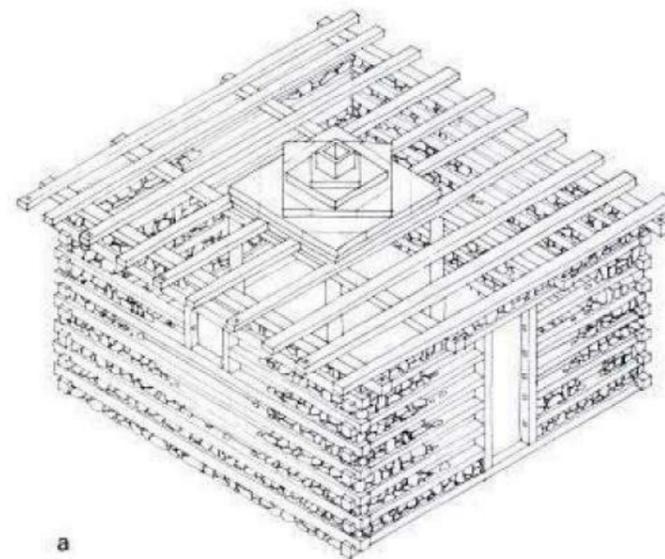
Presenza controventi

-

Riferimenti bibliografici

Szabo A., 1991

Edelberg, 1984



a

P.T: Piano terra  
P.P. Piano primo  
P.S: Piani superiori

# A.4

## Bhatar

Presidi simili: *dugmeli, Turchia*

Regione

Pakistan

### Caratteristiche generali

Destinazione d'uso

Residenziale

Basamento/Piano terra

in pietrame, circa 30 cm

Numero di piani

1 o 2 piani h. 2 m

Particolarità

### Muratura

Tipologia

Pietrame

Spessore muratura

45 cm circa

Tipo di malta

malta di terra

Fondazioni

In pietra: profondità 90 cm circa;  
larghezza 75 cm circa

### Intelaiatura lignea

Dimensioni ricorsi lignei

7x10 cm

Intervalli ricorsi orizzontali

60 cm circa

Nodi strutturali

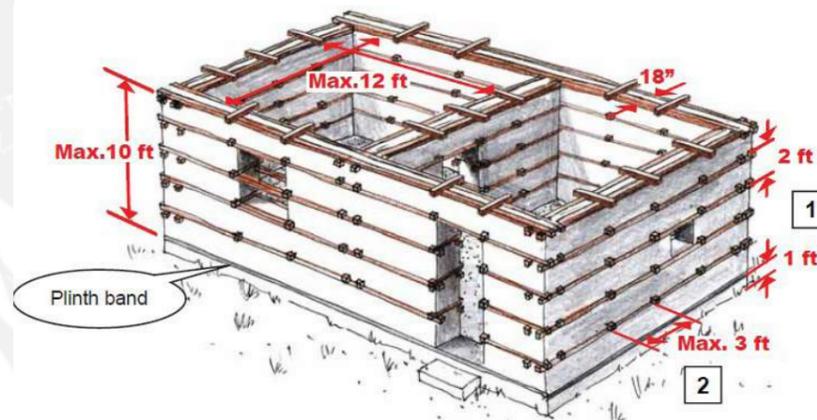
Incastri e chiodature

Presenza controventi

-

Riferimenti bibliografici

Schacher, 2007



P.T: Piano terra  
P.P. Piano primo  
P.S: Piani superiori

# B.1

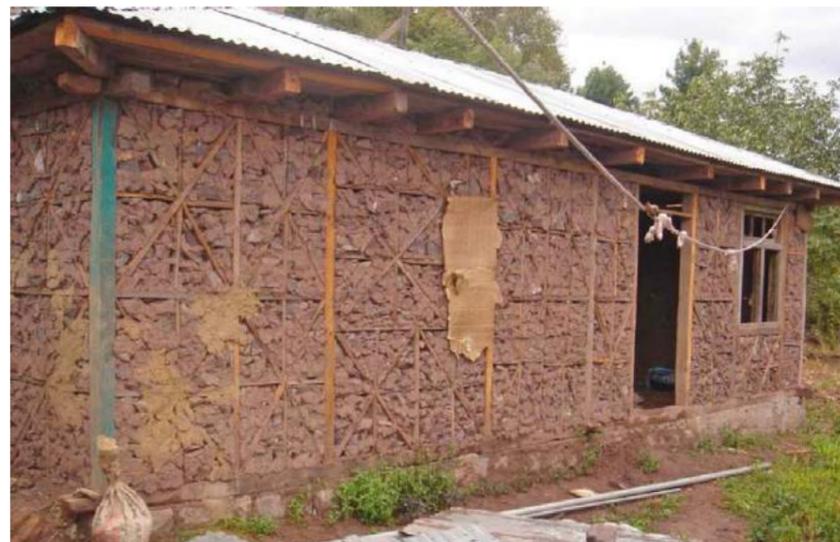
## Dhajji Dewari

### Regione

Pakistan| Kashmir| India



Caratteristiche generali	Muratura	Intelaiatura lignea
Destinazione d'uso Residenziale	Tipologia Muratura di riempimento in pietrame	Dimensioni ricorsi lignei Montanti P.T.: min. 10 x 10 cm circa struttura secondaria min. 5 x 10 cm circa
Basamento/Piano terra Basamento in pietra di h. di 30 cm ca	Spessore muratura la muratura -di riempimento- ha lo stesso spessore del telaio ligneo	Intervalli ricorsi orizzontali Struttura principale: max 180 cm ca Struttura secondaria: da 45 a 90 cm ca
Numero di piani 1 piano 3 m h. circa raramente 2 piani	Tipo di malta Malta di terra	Nodi strutturali Chiodature Incastri
Particolarità	Fondazioni Muratura in pietrame min 60 cm ca di profondità e spessore	Presenza controventi di dimensioni e geometrie variabili
		Riferimenti bibliografici Ali et al. 2012 Ali Q., Schacher, A guidebook for technicians and artisans



P.T: Piano terra  
P.P. Piano primo  
P.S: Piani superiori

## B.2

# Paianta

### Regione

Viperesti | Romania



Caratteristiche generali	Muratura	Intelaiatura lignea
Destinazione d'uso	Tipologia	Dimensioni ricorsi lignei
-	mattoni	15x15 o 20x20 cm circa, sezione rettangolare o circolare
Basamento/Piano terra	Spessore muratura	Intervalli ricorsi orizzontali
Basamento in pietrame	-	-
Numero di piani	Tipo di malta	Nodi strutturali
-	malta di terra	incastro a mezzo legno, chiodatura o morsetti di acciaio
Particolarità	Fondazioni	Presenza controventi
-	Pietrame o ciottoli di fiume senza l'utilizzo di malta	dai 10x10 cm ai 15x15 cm
		Riferimenti bibliografici



Dutu A., et al. 2018

P.T: Piano terra  
P.P. Piano primo  
P.S: Piani superiori

# B.3 Telar de medianeria XVII-XIX sec.

## Regione

Europa | Spagna



Caratteristiche generali	Muratura	Intelaiatura lignea
Destinazione d'uso	Tipologia	Dimensioni ricorsi lignei
Residenziale	Riempimento di pietrame o laterizio	da 12x12 a 20x20 cm, più comuni 16x16 cm
Basamento/Piano terra	Spessore muratura	Intervalli ricorsi orizzontali
Basamento in pietrame	P.T 81 cm - P.P 77 cm P. S 73 cm - P.T 70 cm	-
Numero di piani	Tipo di malta	Nodi strutturali
5-7	-	corde di Sisal chiodatura
Particolarità	Fondazioni	Presenza controventi
-	110 cm circa	variante: piani superiori al primo (distanza 140-167 cm)



## Riferimenti bibliografici

Gonzàles et al., 2003  
Dutu et al., 2012

P.T: Piano terra  
P.P. Piano primo  
P.S: Piani superiori

# C.1 Casa Gaiola Pombalino dal 1755

Regione

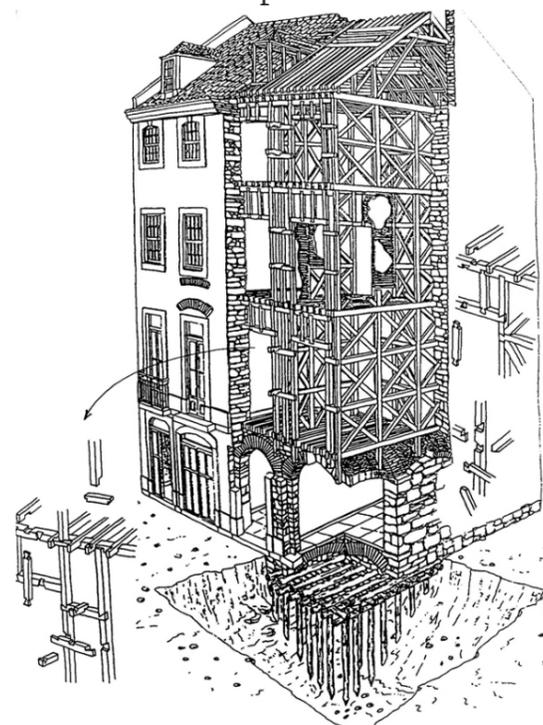
Portogallo



Caratteristiche generali	Muratura	Intelaiatura lignea
Destinazione d'uso Residenziale	Tipologia P.T: Muratura in pietrame con solaio voltato P.S: Telaio ligneo con pietrame o laterizio	Dimensioni ricorsi lignei Elementi diagonali: 10×10 cm o 10×8 cm Elementi verticali 12×10 cm o 15×13 cm Elementi orizzontali: 12 × 15 cm e 14 × 10 cm o, 10 × 13 e 10×10 cm
Basamento/Piano terra muratura in pietrame e mattoni archi in pietra e voltati in laterizio	Spessore muratura P.T: 60-70 cm P.S: 15-20 cm	Intervalli ricorsi orizzontali -
Numero di piani fino a 5 piani	Tipo di malta malta di calce e argilla	Nodi strutturali chiodatura tra montanti e traversi incastro mezzo legno per gli elementi diagonali
Particolarità Struttura caratterizzata da una muratura esterna e da un telaio ligneo interno chiamata "gaiola". Quando l'edificio viene sollecitato sismicamente la caduta della pesante muratura delle facciate, così come le tegole del tetto e l'intonaco delle pareti interne è permesso, ma lo scheletro in legno dovrebbe rimanere intatto. "Frontal walls": muri interni che si comportano come muri di taglio	Fondazioni muratura in pietrame e mattoni	Presenza controventi piani superiori al primo
		Riferimenti bibliografici Stellacci S., et al. 2017 Poletti E., Vasconcelos G., 2015 Mascarenhas J., 2004 Santos et al. 1990



Poletti E., Vasconcelos G., 2015



Mascarenhas J., 2004

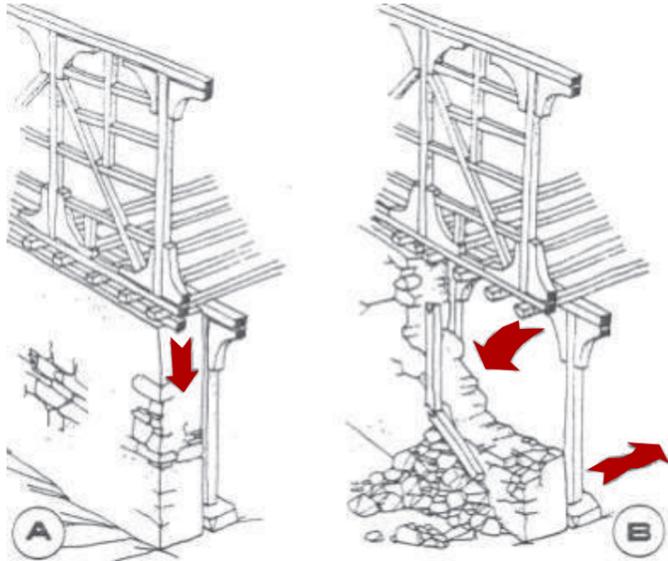
P.T: Piano terra  
P.P. Piano primo  
P.S: Piani superiori

## C.2 Casa tradizionale Lefkada XIX sec.

Regione

Grecia | Europa



Caratteristiche generali	Muratura	Intelaiatura lignea
Destinazione d'uso	Tipologia	Dimensioni ricorsi lignei
Residenziale	P.T: Muratura tradizionale P.S: Mattoni in laterizio	20 x 20 cm con dormienti distanti tra loro 40 cm
Basamento/Piano terra	Spessore muratura	Intervalli ricorsi orizzontali
Muratura + telaio ligneo	60 -100 cm	-
Numero di piani	Tipo di malta	Nodi strutturali
2 di h. 3.00 m	Malta di calce	Chiodatura
Particolarità	Fondazioni	Presenza controventi
Al P.T. una struttura secondaria in legno collaborante con la muratura	Muratura con malta idraulica	piani superiori al primo
		Riferimenti bibliografici
		Makarios T., Demosthenous M., 2015 Vintzileou, E. and Touliatos, P., 2004 Vintzileou, E. et al., 2007 Touliatos, P. 2001

P.T: Piano terra  
P.P. Piano primo  
P.S: Piani superiori

# C.3

## Casa in Maharashtra

Regione

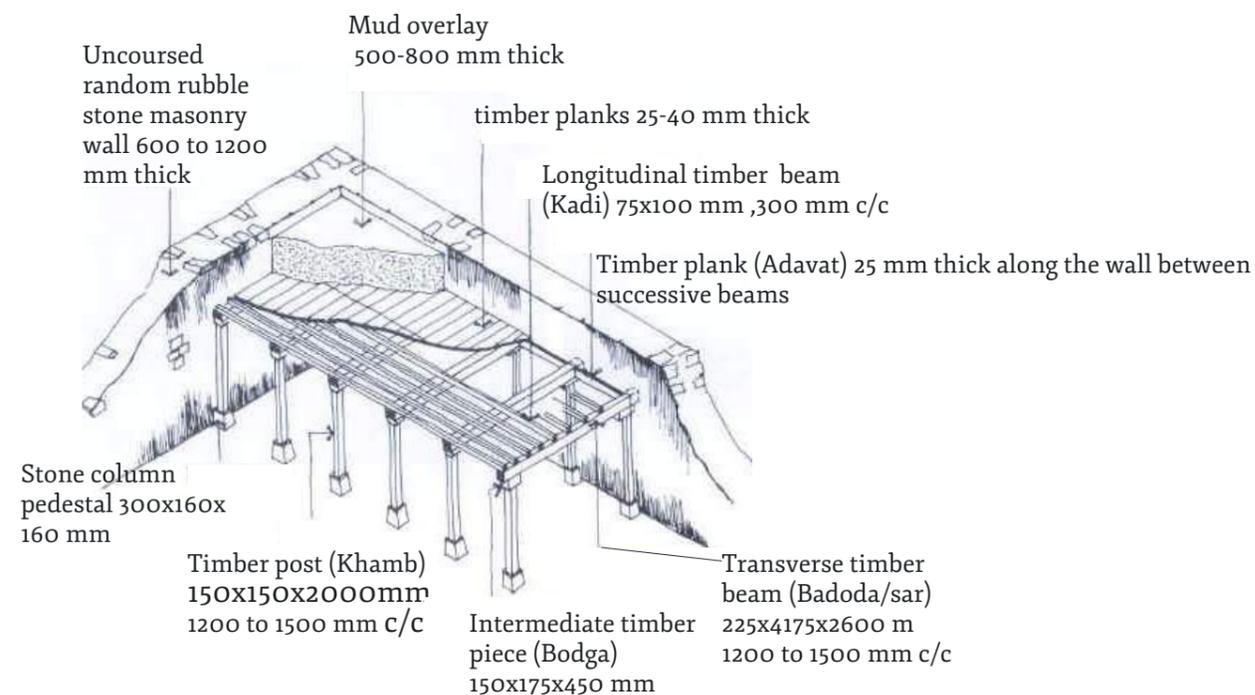
India



Caratteristiche generali	Muratura	Intelaiatura lignea
Destinazione d'uso	Tipologia	Dimensioni ricorsi lignei
Residenziale	Muratura di pietrame	-
Basamento/Piano terra	Spessore muratura	Intervalli ricorsi orizzontali
Muratura + telaio ligneo	da 60 ai 120 cm	-
Numero di piani	Tipo di malta	Nodi strutturali
1 di 250 cm	malta di terra	-
Particolarità	Fondazioni	Presenza controventi

Sottostruttura lignea adiacente alla muratura in pietrame.

Terra



Riferimenti bibliografici

Revi A., Kishore K. 1994

WHE- World housing encyclopedia

P.T: Piano terra  
P.P. Piano primo  
P.S: Piani superiori

# C.4

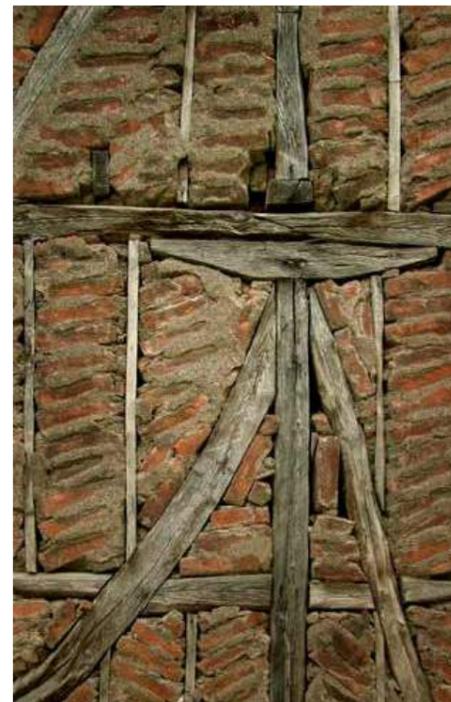
## Himis

### Regione

Anatolia | Coste del mar Nero | Turchia



Caratteristiche generali	Muratura	Intelaiatura lignea
Destinazione d'uso	Tipologia P.T: Muratura in pietrame o muratura con strati alternati di pietre e mattoni di terra P.S: Telaio ligneo con riempimento in mattoni o pietra (dipende dall'area geografica)	Dimensioni ricorsi lignei Traversi confinanti con muratura: 12 x 15 cm ca Montanti: 10 x 15 cm ca Elementi diagonali: da 5-7 -10 x 10-15 cm
Basamento/Piano terra	Spessore muratura P.T: 70 cm ca P.S: 15 cm ca	Intervalli ricorsi orizzontali -
Numero di piani tra il XV e il XVI sec.: 1 piano successivamente: 2 o più piani	Tipo di malta Malta di terra o argilla	Nodi strutturali chiodatura tra montanti e traversi; raramente gli elementi sono uniti con giunti di carpenteria
Particolarità	Fondazioni -	Presenza controventi di dimensioni e geometrie variabili



Gulkan, Langenbach 2004

### Riferimenti bibliografici

Aktas Y.D., 2017

Gulkan, Langenbach 2004

P.T: Piano terra  
P.P. Piano primo  
P.S: Piani superiori

# C.5

## Casa tradizionale in Xanthi

Regione

Grecia | Europa



Caratteristiche generali	Muratura	Intelaiatura lignea
Destinazione d'uso	Tipologia	Dimensioni ricorsi lignei
Residenziale	P.T: Muratura in pietrame confinata P.S: Telaio ligneo con muratura	-
Basamento/Piano terra	Spessore muratura	Intervalli ricorsi orizzontali
Muratura + cerchiatura lignea	-	-
Numero di piani	Tipo di malta	Nodi strutturali
2 piani di h. 3.00 m ca	Malta di calce	Chiodatura
Particolarità	Fondazioni	Presenza controventi
Combinazione di tre tipologie strutturali: -Telaio ligneo con riempimenti in pietrame - Muratura confinata - Divisori interni in legno intrecciato	Muratura in pietrame	piani superiori al primo
		Riferimenti bibliografici
		Papadopoulos M.L; 2013



P.T: Piano terra  
P.P. Piano primo  
P.S: Piani superiori

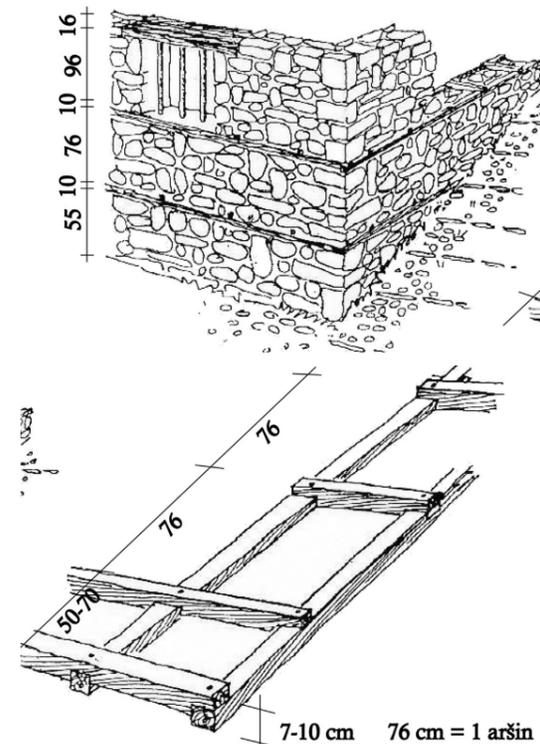
# C.6 Casa Ohrid Tsatmades Bondruk

Regione

Macedonia | Grecia



Caratteristiche generali	Muratura	Intelaiatura lignea
Destinazione d'uso	Tipologia	Dimensioni ricorsi lignei
Residenziale	P.T: Muratura in pietrame confinata P.S: Telaio ligneo con muratura	12 cm ca posti a 38-114 cm di distanza tra loro
Basamento/Piano terra	Spessore muratura	Intervalli ricorsi orizzontali
Muratura in pietrame + cerchiatura lignea	P.T: 50-70 cm P.S: 12 cm (stesso spessore del telaio ligneo)	Al P.T : da 50 a 100 cm ca
Numero di piani	Tipo di malta	Nodi strutturali
fino a 3 piani fuori terra	Malta di terra o senza malta	Chiodature Incastri + chiodature
Particolarità	Fondazioni	Presenza controventi



Riferimenti bibliografici

Tomovska R., Radivojevic A., 2017

piani superiori al primo

P.T: Piano terra  
P.P. Piano primo  
P.S: Piani superiori

# C.7

## Casa baraccata XVIII secolo

Regione

Italia | Europa



Caratteristiche generali	Muratura	Intelaiatura lignea
Destinazione d'uso Residenziale	Tipologia Riempimento ossatura lignea (da progetto, doppia orditura di telai) con - conci di pietra regolari - opus incertum	Dimensioni ricorsi lignei sezione resistente quadrata, generalmente 20x20 cm circa, di circa 13 m di lunghezza
Basamento/Piano terra	Spessore muratura generalmente 40 cm	Intervalli ricorsi orizzontali -
Numero di piani massimo 1 o h. max 38 palmi (10 m circa)	Tipo di malta	Nodi strutturali incastri a coda di rondine incastro montanti e traversi a mezzo legno
Particolarità	Fondazioni Pali di quercia immersi nel terreno per circa 3 m	Presenza controventi variabile
		Riferimenti bibliografici Ruggieri N., 2015 Bianco A., 2010



P.T: Piano terra  
P.P. Piano primo  
P.S: Piani superiori

# C.8

## Maso

### Regione

Italia | Europa



Caratteristiche generali	Muratura	Intelaiatura lignea
Destinazione d'uso	Tipologia	Dimensioni ricorsi lignei
Residenziale	P.T: Muratura in pietrame P.S: Intelaiatura lignea (2 tipologie)	Tipo 1: elementi principali: 16x19 cm, secondari 7x7 cm; Tipo 2: elementi principali: 15x15 cm
Basamento/Piano terra	Spessore muratura	Intervalli ricorsi orizzontali
muratura in pietrame	malta di calce	-
Numero di piani	Tipo di malta	Nodi strutturali
3 piani fuori terra	-	Tipo 1: incastro a "coda di rondine" o nodi semplici con chiodature; tipo 2:
Particolarità	Fondazioni	Presenza controventi

Si caratterizza di due tipologie:  
 - tipo 1: "Gadiz": griglia di pali conficcati nel terreno. Il muro si caratterizza di elementi orizzontali e verticali di abete rosso connessi tra loro.  
 Tipo 2: rispetto alla tipologia precedente include gli elementi diagonali



Riferimenti bibliografici

Ceccotti et al. 2006, 2015

P.T: Piano terra  
 P.P. Piano primo  
 P.S: Piani superiori

# D.1

## Quincha XVI-XIX Sec.

Regione

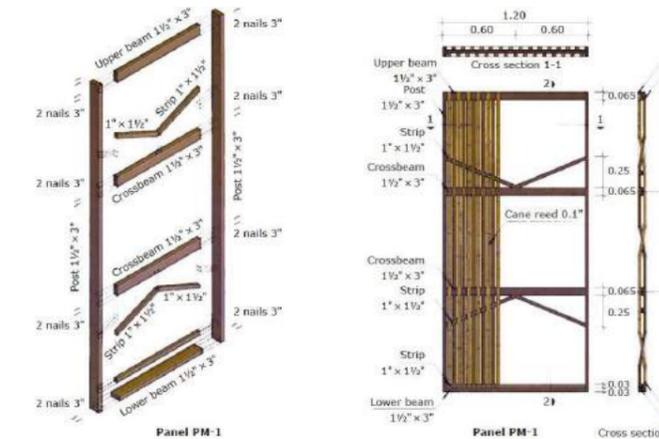
Quincha | Perù



Caratteristiche generali	Muratura	Intelaiatura lignea
Destinazione d'uso	Tipologia	Dimensioni ricorsi lignei
Residenziale	telaio di legno riempito con una trama di canne ricoperte di fango e gesso	montanti e traversi: 8 x 3 cm ca
Basamento/Piano terra	Spessore muratura	Intervalli ricorsi orizzontali
Solitamente il piano terra è realizzato in mattoni di Adobe	Pari alla dimensione del telaio ligneo	-
Numero di piani	Tipo di malta	Nodi strutturali
2 o tre piani	Malta di fango o gesso	Chiodature
Particolarità	Fondazioni	Presenza controventi
Dopo il terremoto del 1687 fu emanata una legge che stabiliva che il "quincha" dovesse essere utilizzato per la realizzazione di piani superiori di qualsiasi edificio di altezza superiore a un solo piano.	-	configurazioni variabile; può essere presente, solo alla base, o può essere assente
		Riferimenti bibliografici

Cancino et al., 2011

Quinn et al., 2016



da Cancino et al. 2011



da Quinn N., D'Alaya D., 2016

P.T: Piano terra  
P.P. Piano primo  
P.S: Piani superiori

## D.2

# Casa Assam

Regione

Assam | India

Caratteristiche generali

Destinazione d'uso

Residenziale

Basamento/Piano terra

-

Numero di piani

tipicamente 1

Particolarità

Muratura

Tipologia

telaio ligneo riempito con malta di fango o sabbia di fiume

Spessore muratura

spessore del telaio ligneo

Tipo di malta

Malta di fango

Fondazioni

I montanti principali sono interrati di 60-90 cm  
variante: aggiunta di plinti 40x50 cm di profondità

Intelaiatura lignea

Dimensioni ricorsi lignei

montanti principali: 15-20 cm di diametro, distanza 2-3 m  
montanti secondari, misure variabili: cm 12x12, 12x7,5, 10x10, 10x7,5

Intervalli ricorsi orizzontali

I montanti secondari (verticali e orizzontali) sono posizionati ad una distanza di 100-120 cm

Nodi strutturali

chiodature o bullonature

Presenza controventi

non presenti

Riferimenti bibliografici

Kaushik H., Babu K. S. R., 2009



da Kaushik H., Babu K. S. R., 2009

P.T: Piano terra  
P.P. Piano primo  
P.S: Piani superiori

## D.4

# Adobillo

### Regione

Valparaiso | Cile



Caratteristiche generali	Muratura	Intelaiatura lignea
Destinazione d'uso	Tipologia	Dimensioni ricorsi lignei
Residenziale	Mattoni di terra cruda sagomato: 15 sp x 60 l x 10 h cm	"travesaños": traversi di 10x15 cm "listón": elemento secondario 5x5 cm
Basamento/Piano terra	Spessore muratura	Intervalli ricorsi orizzontali
basamento o zoccolatura realizzata in pietracalcestruzzo o mattone cotto. Può raggiungere i 3m di h.	15 cm (fino a 20-25 cm con rivestimento int. ed est)	Montanti distanti tra loro 60 cm circa
Numero di piani	Tipo di malta	Nodi strutturali
	Malta di fango di sp. 1-2 cm	Chiodature
Particolarità	Fondazioni	Presenza controventi
	di pietra o calcestruzzo: 50 cm di larghezza. Profondità variabile	non presenti
		Riferimenti bibliografici



da Correia et al. 2014

Jorquera Silva N., 2012  
Correia et al., 2014

P.T: Piano terra  
P.P. Piano primo  
P.S: Piani superiori

E.1

# Casa tradizionale Fes

Regione

Fes | Marocco



Caratteristiche generali	Muratura	Intelaiatura lignea
Destinazione d'uso Residenziale	Tipologia Mattoni	Dimensioni ricorsi lignei 6-8 cm di spessore lunghi circa 2,20 m
Basamento/Piano terra -	Spessore muratura tra i 50 cm e 1 m	Intervalli ricorsi orizzontali Intervalli variabili
Numero di piani 1 o 2 piani, h, di interpiano fino a 5 m	Tipo di malta malta di calce grassa raramente di terra	Nodi strutturali -
Particolarità	Fondazioni -	Presenza controventi -



Riferimenti bibliografici

Stefanini, 2020

P.T: Piano terra  
P.P. Piano primo  
P.S: Piani superiori

## E.2 Casa tradizionale Casbah di Algeri

Regione

Casbah di Algeri | Algeria



Caratteristiche generali	Muratura	Intelaiatura lignea
Destinazione d'uso	Tipologia	Dimensioni ricorsi lignei
Residenziale	Laterizi: 3 x10x20 cm, 3x112x22 cm, 4 x12 x22 cm Pietra irregolare	"thuya": tronchi lignei 10 cm ca
Basamento/Piano terra	Spessore muratura	Intervalli ricorsi orizzontali
-	60-80 cm	80-120 cm ca
Numero di piani	Tipo di malta	Nodi strutturali
-	Malta di sabbia e calce	Sovrapposizione di tronchi lignei
Particolarità	Fondazioni	Presenza controventi
I tronchi suddividono la pareti in pannelli più piccoli rendendole più resistenti al taglio, impedendo grandi lesioni e collassi	-	-

I tronchi suddividono la pareti in pannelli più piccoli rendendole più resistenti al taglio, impedendo grandi lesioni e collassi

Tale tecnica fa parte delle misure preventive attuate con il primo codice antisismico dell'area maghrebina dal governatore Ali Shaush a seguito della parziale distruzione della città causata dal terremoto del 1716.



Abdessemed-Foufa and Adjali, 2015



Palazzo del Dey, Cittadella di Algeri



(Abdessemed-Foufa, 2005)

Riferimenti bibliografici

Abdessemed-Foufa, 2005

Abdessemed-Foufa, 2016

P.T: Piano terra  
P.P. Piano primo  
P.S: Piani superiori