



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE

DOTTORATO DI RICERCA IN GESTIONE SOSTENIBILE DELLE  
RISORSE AGRARIE, FORESTALI E ALIMENTARI

CICLO XXIX

CURRICULUM "ECONOMIA, PIANIFICAZIONE FORESTALE E SCIENZE DEL LEGNO"

COORDINATORE Prof. Leonardo Casini

STUDIO E VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DEL RINFORZO  
STRUTTURALE DI TRAVI ANTICHE DI ABETE TRAMITE INSERTI A  
BASE DI PANNELLI DI LEGNO CON COLLEGAMENTO MECCANICO

Settore Scientifico Disciplinare AGR/06

**Dottorando**

Dott. Cibecchini Daniele

**Tutore**

Prof. Togni Marco

**Coordinatore**

Prof. Casini Leonardo

Anni 2013/2016

# INDICE

---

---

<b>INDICE DELLE TABELLE</b> .....	<b>I</b>
<b>INDICE DELLE FIGURE</b> .....	<b>II</b>
<b>SIMBOLI E ABBREVIAZIONI</b> .....	<b>V</b>
<b>1 INTRODUZIONE</b> .....	<b>1</b>
1.1 INTERVENTI DI RESTAURO NELLE STRUTTURE ANTICHE: PRINCIPI E TIPOLOGIE .....	2
1.1.1 VISIBILITÀ DEGLI INTERVENTI DI RESTAURO .....	2
1.1.2 TIPOLOGIE D'INTERVENTO.....	3
1.1.3 REVERSIBILITÀ DEGLI INTERVENTI DI RINFORZO: SISTEMI DI UNIONE E COLLEGAMENTO .....	6
1.2 RINFORZI CON MATERIALI COMPOSITI FIBRORINFORZATI E ACCIAIO .....	8
1.2.1 CONSOLIDAMENTO TRAMITE L'APPLICAZIONE DI ELEMENTI DI RINFORZO ESTERNI .....	11
1.2.2 CONSOLIDAMENTO TRAMITE L'APPLICAZIONE DI ELEMENTI DI RINFORZO INTERNI.....	12
1.3 RINFORZI CON LEGNO E CON FIBRE NATURALI .....	15
1.4 VALUTAZIONE DELL'EFFICACIA DEGLI INTERVENTI DI RINFORZO.....	18
1.5 OBIETTIVI.....	21
<b>2 MATERIALI E METODI</b> .....	<b>22</b>
2.1 LE TRAVI LIGNEE ANTICHE .....	22
2.2 PRODOTTI A BASE DI LEGNO COME ELEMENTI DI RINFORZO .....	23
2.2.1 SELEZIONE DEL MATERIALE RINFORZANTE.....	24
2.2.1.1 LVL di faggio per uso strutturale .....	24
2.2.1.2 Pannelli densificati con prestazioni migliorate.....	27
2.2.2 SCELTA DELLO SPESSORE DEI PANNELLI DI RINFORZO .....	29
2.3 LA REALIZZAZIONE DELLE SCANALATURE .....	31
2.3.1 IL RILIEVO DELLE DIMENSIONI DELLE SCANALATURE E DEI PANNELLI .....	34
2.3.2 CARATTERISTICHE QUALITATIVE DELLA TRAVE INTAGLIATA .....	35
2.4 IL SISTEMA DI CONNESSIONE .....	37
2.4.1 PROGETTAZIONE DEL SISTEMA DI CONNESSIONE .....	38
2.4.1.1 Tipologia dei connettori meccanici e spaziatore .....	40

2.4.1.2 Il numero di viti .....	43
2.4.1.3 Modalità d'inserimento delle viti.....	44
<b>2.5 PROVE STATICHE A FLESSIONE PER LA DETERMINAZIONE DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE DEGLI ELEMENTI LIGNEI .....</b>	<b>45</b>
2.5.1 DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DI RIGIDEZZA DEI SINGOLI ELEMENTI .....	46
2.5.2 DETERMINAZIONE DEL NUMERO DI VITI DELLA CONNESSIONE.....	49
2.5.3 DETERMINAZIONE DELLE PROPRIETÀ DI RIGIDEZZA E DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI RINFORZATI .....	52
2.5.3.1 La determinazione del modulo elastico .....	52
2.5.3.2 La determinazione della resistenza a flessione del composito .....	54
<b>2.6 PROVE DI VIBRAZIONE PER LA DETERMINAZIONE DEL MODULO ELASTICO DINAMICO.....</b>	<b>57</b>
2.6.1 VIBRAZIONE LIBERA FLESSIONALE .....	58
2.6.2 VIBRAZIONE LIBERA LONGITUDINALE.....	60
2.7 DETERMINAZIONE DELLA MASSA VOLUMICA E DELL'UMIDITÀ .....	61
<b>3 RISULTATI.....</b>	<b>62</b>
3.1 CLASSIFICAZIONE SECONDO LA RESISTENZA .....	62
3.2 RISULTATI DELLE PROVE STATICHE .....	65
3.2.1 RIGIDEZZA DEI SINGOLI ELEMENTI .....	65
3.2.2 NUMERO DI VITI E VARIAZIONI DI MODULO ELASTICO .....	68
3.2.3 RIGIDEZZA E RESISTENZA DELLE TRAVI RINFORZATE.....	73
3.2.3.1 Il modulo elastico a flessione delle travi rinforzate .....	73
3.2.3.2 La resistenza a flessione e la tipologia di rottura delle travi rinforzate .....	74
3.3 EFFICACIA DELL'INTERVENTO DI RINFORZO.....	79
3.4 RISULTATI RELATIVI ALLA MASSA VOLUMICA E UMIDITÀ.....	82
3.5 RISULTATI DELLE PROVE DINAMICHE DI VIBRAZIONE .....	83
3.5.1 PREVISIONE DI $E$ TRAMITE PROVE NON DISTRUTTIVE.....	84
3.5.2 PREVISIONE DEL MOR MEDIANTE PROVE NON DISTRUTTIVE.....	88
3.6 ANALISI DELLA SIGNIFICATIVITÀ DEGLI INCREMENTI DEL MODULO ELASTICO .....	90
<b>4 IL COMPORTAMENTO MECCANICO DELLE TRAVI RINFORZATE.....</b>	<b>91</b>
4.1 LA DINAMICA DI ROTTURA .....	91
4.2 IL FUNZIONAMENTO DEL SISTEMA DI CONNESSIONE .....	94
<b>5 INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO .....</b>	<b>96</b>

---

<b>6 UTILIZZO DELLE PROVE DINAMICHE PER LA PREVISIONE DELLE VARIAZIONI DI <i>E</i>.....</b>	<b>102</b>
<b>7 CONCLUSIONI.....</b>	<b>104</b>
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>106</b>
<b>ALLEGATI.....</b>	<b>113</b>
ALLEGATO A (1/2): PROVE STATICHE INIZIALI.....	113
TRAVI SCANALATE.....	113
PANNELLI DI RINFORZO .....	113
ALLEGATO A (2/2): PROVE STATICHE FINALI .....	114
CICLO DI PROVA 1 .....	114
CICLO DI PROVA 2 .....	114
CICLO DI PROVA 3 .....	115
PROVE DI ROTTURA.....	115
ALLEGATO B: PROVE DINAMICHE .....	116
TRAVI SCANALATE.....	116
PANNELLI DI RINFORZO .....	116
TRAVI RINFORZATE.....	117
FREQUENZE DI VIBRAZIONE TRA I LIVELLI DI CONNESSIONE.....	118
ALLEGATO C: GRAFICI SOLLECITAZIONE-DEFORMAZIONE RELATIVA DELLE PROVE FINALI DI ROTTURA.....	120
ALLEGATO D: ROTTURE A FLESSIONE .....	125



## INDICE DELLE TABELLE

<b>Tabella 1</b> – Dimensioni del campione di travi antiche .....	23
<b>Tabella 2</b> – Valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche del pannello BauBuche tipo S (PM-003-2015) .....	26
<b>Tabella 3</b> – Valori medi delle proprietà e meccaniche del pannello Ranprex® ML10L (PFWV304-KP20128-04/ 2015) .....	28
<b>Tabella 4</b> - Proprietà fisiche e meccaniche a confronto dei pannelli di rinforzo .....	29
<b>Tabella 5</b> – Dimensioni della scanalatura e dei relativi pannelli di rinforzo. ....	34
<b>Tabella 6</b> – Valori minimi di spaziatura e di distanza dall’estremità e dal bordo, per viti caricate assialmente (ETA 11/0030); .....	41
<b>Tabella 7</b> – Profondità, angoli d’inserimento e lunghezze delle viti a tutto filetto per ciascuna trave. ....	43
<b>Tabella 8</b> - Risultati della classificazione a vista dell’intera trave secondo la norma UNI 11119:2004...	63
<b>Tabella 9</b> – Variazione dell’incidenza dei nodi dell’estradosso dopo la realizzazione della scanalatura del terzo centrale (S = scartato).....	64
<b>Tabella 10</b> – Variazione della presenza di fessurazioni da ritiro passanti dopo la realizzazione della scanalatura (0 = non passanti, 1 = passanti) .....	64
<b>Tabella 11</b> – Risultati delle prove statiche per la determinazione delle proprietà di rigidità dei singoli elementi. ....	66
<b>Tabella 12</b> – Parametri statistici descrittivi delle proprietà di rigidità delle travi e dei pannelli di rinforzo .....	67
<b>Tabella 13</b> – Risultati di $E_{mg\_T}$ delle travi depurati dallo schiacciamento misurato in prossimità degli appoggi.....	68
<b>Tabella 14</b> – Risultati delle prove di determinazione del numero di viti.....	72
<b>Tabella 15</b> – Risultati delle prove di determinazione del modulo elastico globale delle travi rinforzate, nei tre cicli di prova.....	73
<b>Tabella 16</b> – Risultati del modulo di rottura a flessione delle travi rinforzate suddivisi per categorie di classificazione visuale di ciascuna trave .....	74
<b>Tabella 17</b> – Efficacia dell’intervento di rinforzo .....	80
<b>Tabella 18</b> – Valori del coefficienti di variazione di $E_{mg}$ prima e dopo l’intervento di rinforzo .....	80
<b>Tabella 19</b> – Valori di massa volumica delle travi, dei pannelli di rinforzo e dei compositi .....	82
<b>Tabella 20</b> – Risultati dell’umidità dei campioni .....	83
<b>Tabella 21</b> – Valori di modulo elastico dinamico per i singoli elementi e per i compositi. ....	84
<b>Tabella 22</b> – Valori del coefficiente di determinazione $R^2$ e degli errori MAE e MAPD delle analisi di regressione lineare semplice tra $E_{mg}$ ed $E_{dyn}$ .....	86
<b>Tabella 23</b> – Variazione della massa volumica ( $\rho$ ) della frequenza longitudinale ( $f_l$ ) e trasversale ( $f_t$ ) delle travi tra prima e dopo l’intervento di rinforzo.....	87
<b>Tabella 24</b> – Risultati del coefficiente di determinazione $R^2$ e degli errori MAE e MAPD delle analisi di regressione lineare semplice tra $E_{mg\_C}$ e MoR.....	89
<b>Tabella 25</b> – Test di Shapiro-Wilk per i diversi valori di $E_{mg}$ .....	90
<b>Tabella 26</b> – t-test di Student per dati appaiati e test di Wilcoxon per dati appaiati. ....	90

## INDICE DELLE FIGURE

<b>Figura 1</b> - Rinforzo dell'intradosso delle travi principali di un solaio ligneo mediante l'applicazione di lamine di acciaio interne, effettuato nel 2010. Con il tempo la resina di copertura delle lamine si è staccata lasciando a vista l'acciaio sottostante. Loggia coperta di Palazzo Pretorio a Certaldo (Fi). .....	3
<b>Figura 2</b> - Alcune tipologie d'intervento di restauro eseguite su elementi lignei antichi: .....	5
<b>Figura 3</b> - Rigidezza delle connessioni meccaniche legno-legno in prove di carico-scorrimento (da CNR-DT 201/2005 modificato) .....	7
<b>Figura 4</b> - Effetto della spaziatura dei connettori sul momento flettente massimo registrato a rottura (da Dempsey e Scott 2006).....	7
<b>Figura 5</b> - Possibili soluzioni di rinforzo di singoli elementi mediante FRP.....	9
<b>Figura 6</b> - Possibili soluzioni d'intervento (da Cavalli 2012) .....	14
<b>Figura 7</b> - Andamento delle curve carico-deformazione di travi antiche portate a rottura mediante prove a flessione e successivamente riparate con CFRP a sinistra; intradosso di un elemento antico riparato con CFRP a destra (da D'Ambrisi <i>et al.</i> 2014). .....	14
<b>Figura 8</b> - Esempi di consolidamento di solai lignei attraverso la realizzazione di sezioni composte a forma di T. ....	16
<b>Figura 9</b> - Esempi di riparazione di elementi flessionali (da Cibecchini <i>et al.</i> 2016a).....	17
<b>Figura 10</b> - Esempio di grafico carico deformazione di una prova a flessione statica di una trave a sezione composta. Nel grafico sono visualizzati i limite teorico inferiore di rigidezza (assenza di connessione) e superiore (infinita rigidezza) della connessione meccanica. Il valore sperimentale si colloca in mezzo (connessione semirigida) (da Riggio <i>et al.</i> 2014).....	20
<b>Figura 11</b> - Il campione di travi antiche, già oggetto di studio sugli effetti d'indebolimento dovuti al taglio (Cavalli 2012).....	23
<b>Figura 12</b> - Schema del processo produttivo del pannello LVL di faggio (da <a href="http://www.pollmeier.com">www.pollmeier.com</a> modificato) .....	25
<b>Figura 13</b> - LVL di faggio prima della sezionatura .....	26
<b>Figura 14</b> - I pannelli di rinforzo: <b>A</b> il pannello densificato Ranprex®; <b>B</b> il pannello BauBuche.....	29
<b>Figura 15</b> - Transformed Section Method. Sezione originale a sinistra, sezione rinforzata al centro ( $E_r > E_t$ ); sezione lignea equivalente formata da un solo materiale dopo la trasformazione ( $E_t$ ) .....	30
<b>Figura 16</b> - Caratteristiche geometriche della sezione trasformata.....	31
<b>Figura 17</b> - Posizionamento del filo da muratore e tracciamento delle linee di taglio (trave T09). .....	32
<b>Figura 18</b> - Esecuzione dei tagli mediante l'elettrosega. ....	33
<b>Figura 19</b> - Trave scavata (T07) (foto di sinistra) e con pannello inserito prima della rifinitura (foto di destra). .....	35
<b>Figura 20</b> - Le due testate della trave T04 in cui è ben visibile la presenza di una fessurazione profonda e passante per quasi tutta la lunghezza dell'elemento. Il midollo, che in questo caso era centrato, è stato completamente asportato per la realizzazione della scanalatura. ....	36
<b>Figura 21</b> - Unioni legno-legno. Variazione della rigidezza della connessione in base all'angolo d'inclinazione tra l'asse della vite e il piano di taglio (da Blaß e Bejtka 2001). .....	38
<b>Figura 22</b> - Rappresentazione tridimensionale degli angoli $\alpha$ e $\beta$ del sistema di connessione meccanico progettato.....	39

<b>Figura 23</b> – Posizione dell’asse neutro della trave ( $S_1$ ) e del pannello ( $S_2$ ) .....	39
<b>Figura 24</b> – Schema di una prova a flessione statica a quattro punti di una trave rinforzata. Le frecce in nero rappresentano l’andamento delle sollecitazioni di compressione (C) e di trazione (T) del pannello di rinforzo. Nella figura è inoltre illustrato il posizionamento delle viti secondo l’angolo $\beta$ .....	40
<b>Figura 25</b> – Posizionamento delle viti incrociate e inclinate secondo l’angolo $\alpha$ ( $45^\circ$ ) rispetto alla direzione della fibratura .....	40
<b>Figura 26</b> – Spaziature e distanze per viti caricate assialmente (EN 1995-1-1).....	41
<b>Figura 27</b> – Connettori tutto filetto VGZ di lunghezza differente utilizzati per collegare trave e rinforzo. ....	41
<b>Figura 28</b> – Rappresentazione grafica delle distanze $x_1$ e $x_2$ .....	42
<b>Figura 29</b> – Spaziature delle viti lungo l’asse longitudinale della trave.....	43
<b>Figura 30</b> – Punta HSS utilizzata per eseguire la preforatura .....	44
<b>Figura 31</b> – Procedura per l’avvitamento delle viti.....	45
<b>Figura 32</b> – Collocamento di una trave sugli appoggi per la prova a flessione con la scanalatura verso l’alto (foto di sinistra) e utilizzo del gesso tra la piastra e la superficie della trave degradata (foto di destra)...	48
<b>Figura 33</b> – Nella foto di sinistra è raffigurata la macchina prova materiali Metrocom e il sistema di acquisizione dei dati durante la prova di una trave. La foto di destra mostra i tre trasduttori per la determinazione di $E_{m1}$ e $E_{mg}$ posizionati per il test di un pannello densificato. ....	49
<b>Figura 34</b> – Coppia di trasduttori collegati all’estradosso del rinforzo per la misura dello scostamento tra i due elementi in mezzeria.....	50
<b>Figura 35</b> – Applicazione del carico alla sola trave per testare il livello di collaborazione tra gli elementi del composito. ....	51
<b>Figura 36</b> – Andamento dello scostamento in mezzeria tra trave e pannello con l’aumentare del numero di viti.....	51
<b>Figura 37</b> – Esempi di riparazioni delle testate di due travi per consentire un appoggio distribuito e uniforme sulle piastre. ....	54
<b>Figura 38</b> – Trasduttori di spostamento per la misura dell’abbassamento della trave in prossimità degli appoggi.....	54
<b>Figura 39</b> – Il trasduttore di spostamento utilizzato per il rilevamento dell’accorciamento relativo dell’estradosso e indirettamente dell’istante in cui è avvenuta la rottura del rinforzo durante la prova..	55
<b>Figura 40</b> – Grafico carico-deformazione rilevato tramite il trasduttore in figura 39. L’aumento improvviso della deformazione a seguito di un drastico calo del carico rappresenta il momento in cui è avvenuta la rottura del rinforzo (particolari evidenziati sul grafico). ....	56
<b>Figura 41</b> - Posizione degli appoggi per la prova a vibrazione libera flessionale (Frese and Blaß 2007)	59
<b>Figura 42</b> – Disposizione dell’accelerometro per le prove di vibrazione longitudinale (A e B) e flessionale (C e D).....	61
<b>Figura 43</b> – Campo di variazione e valore medio di $E_{mg,t}$ , per le categorie I, II e III indicate dalla norma UNI 11119. (S = scartato). ....	68
<b>Figura 44</b> – Andamento dei valori dello scostamento medio ( $\Delta$ ) tra trave e pannello misurati con l’aumentare del numero di viti inserite: 4, 8, 12, 16, 20 viti. ....	70
<b>Figura 45</b> – Incremento della rigidezza media $k_g$ dei campioni provati, all’aumentare del numero di viti inserite.. ....	71



<b>Figura 46</b> - Campo di variazione e valore medio del MoR di tutte le travi rinforzate e per le categorie I, II, III e S indicate dalla norma UNI 11119. ....	75
<b>Figura 47</b> – Prova di rottura dell’elemento T09. La foto di sinistra mostra il cedimento nella trave in corrispondenza dell’appoggio. Nella foto di destra è possibile osservare la tipica rottura del legno degradato con tranciatura netta delle fibre. ....	76
<b>Figura 48</b> – Frazionamento della sezione della trave causate da rotture a taglio in corrispondenza di fessurazioni da ritiro passanti e cipollatura. ....	77
<b>Figura 49</b> – Grafici riassuntivi delle prove di rottura dei campioni di T07 e T10.....	78
<b>Figura 50</b> – Grafici della prova di rottura dei campioni T04 e T05 rinforzati con il pannello densificato.. ....	78
<b>Figura 51</b> – Campo di variazione e valori medi del modulo elastico globale delle travi prima e dopo l’azione di rinforzo, suddivise in categorie qualitative seconda la UNI 11119. ....	81
<b>Figura 52</b> – Relazione tra modulo elastico dinamico flessionale e $E_{mg}$ delle singole travi e dei compositi. ....	87
<b>Figura 53</b> – Relazione tra modulo elastico dinamico longitudinale e $E_{mg}$ delle singole travi e dei compositi. ....	88
<b>Figura 54</b> – Relazione tra modulo elastico globale statico dei compositi ( $E_{mg\_c}$ ) e MoR di tutto il campione.. ....	89
<b>Figura 55</b> – Parzializzazione della sezione durante le prove ultime di rottura. In rosso è evidenziata la sezione composta a “T” formata dal rinforzo come anima centrale e i due lembi di trave connessi con le viti. La parte inferiore, in questo caso, indicata in blu si è ulteriormente suddivisa in due parti in corrispondenza di una fessura da ritiro.....	92
<b>Figura 56</b> – Relazione tra $k_{EI}$ e MoR per le n. 8 travi rinforzate con il pannello lvl di faggio tipo S (BauBuche).....	93
<b>Figura 57</b> – Estrazione dei connettori e rimozione del pannello di rinforzo (BauBuche) dopo la prova di finale di rottura. Dalla figura è possibile notare come le viti siano sostanzialmente dritte. ....	95
<b>Figura 58</b> – Connettore avvitato nel pannello Ranprex. Anche in questo caso è possibile constatare la non curvatura della vite. ....	96
<b>Figura 59</b> – Variazioni di E percentuali riferiti al modulo elastico globale delle travi scavate. La linea nera rappresenta l’unità. ....	97
<b>Figura 60</b> – Soluzioni di miglioramento dell’intervento d’irrobustimento attraverso l’incremento dell’altezza del pannello di rinforzo .....	98
<b>Figura 61</b> – Soluzioni di miglioramento dell’intervento d’irrobustimento attraverso l’aggiunta di altri elementi rinforzanti.. ....	99
<b>Figura 62</b> - Soluzioni di miglioramento dell’intervento di rinforzo attraverso l’utilizzo di connettori di lunghezza maggiore in modo da formare un’unione a due piani di taglio e collegare pannello di rinforzo all’intradosso della trave.....	100
<b>Figura 63</b> – Soluzioni di miglioramento dell’intervento di rinforzo attraverso l’aumento della tenacia della connessione.....	101
<b>Figura 64</b> – Relazione tra gli incrementi del modulo di elasticità globale statico e del modulo di elasticità dinamico longitudinale ( $\Delta E_i$ ).....	103

## SIMBOLI E ABBREVIAZIONI

$a$	Distanza tra un punto di applicazione del carico e l'appoggio più vicino (braccio)
$A_r$	Area della sezione del rinforzo
$A_t$	Area della sezione media della trave scavata
$b$	Base media trave
$b_1$	Base della sezione trasformata
$b_r$	Base rinforzo
$b_s$	Base scavo
$b_t$	Base media della trave del terzo centrale di prova
CV	Coefficiente di variazione
$C_c$	Asse baricentrico della sezione trasformata
$d$	Diametro nominale della vite
$E$	Modulo elastico statico del materiale
$E_{dyn}$	Modulo elastico dinamico del materiale
$E_f$	Modulo elastico dinamico a flessione
$E_{f\_B}$	Modulo elastico dinamico a flessione dei pannelli BauBuche
$E_{f\_C}$	Modulo elastico dinamico a flessione dei compositi
$E_{f\_R}$	Modulo elastico dinamico a flessione dei pannelli densificati Ranprex
$E_{f\_T}$	Modulo elastico dinamico a flessione delle travi scavate
EI	Rigidezza dell'elemento prima del rinforzo
$EI_0$	Rigidezza del sistema composto in assenza di connessione
$EI_\infty$	Rigidezza del sistema composto assumendo una connessione infinitamente rigida
$EI_{eff}$	Rigidezza dell'elemento effettiva ottenuta dopo l'azione d'irrobustimento
$E_l$	Modulo elastico dinamico longitudinale
$E_{l\_B}$	Modulo elastico dinamico longitudinale dei pannelli BauBuche
$E_{l\_C}$	Modulo elastico dinamico longitudinale dei compositi
$E_{l\_R}$	Modulo elastico dinamico longitudinale dei pannelli densificati Ranprex
$E_{l\_T}$	Modulo elastico dinamico longitudinale delle travi scavate
$E_{mg}$	Modulo elastico globale a flessione
$E_{mg_0}$	Modulo elastico globale del composito determinato in assenza di connessione
$E_{mg_\infty}$	Modulo elastico globale del composito assumendo una connessione infinitamente rigida
$E_{mg\_B}$	Modulo elastico globale del pannello lvl di faggio tipo S (BauBuche)
$E_{mg\_C}$	Modulo elastico globale a flessione del composito
$E_{mg\_IN}$	Modulo elastico globale della trave integra, prima della realizzazione della scanalatura
$E_{mg\_R}$	Modulo elastico globale del pannello densificato (Ranprex)
$E_{mg\_r}$	Modulo elastico globale dei pannelli di rinforzo
$E_{mg\_t}$	Modulo elastico globale a flessione delle travi scanalate
$E_{mg\_T}$	Modulo elastico globale delle travi scanalate depurato dallo schiacciamento agli appoggi

$E_{ml}$	Modulo elastico locale a flessione
$E_{ml\_C}$	Modulo elastico locale a flessione del composito
$E_r$	Modulo elastico del rinforzo
$E_t$	Modulo elastico della trave
$f_l$	Frequenza fondamentale della vibrazione longitudinale
$f_m$	Resistenza a flessione del composito
$f_t$	Frequenza fondamentale della vibrazione trasversale
$G$	Modulo di taglio
$g$	Distanza dagli appoggi per la misura dello schiacciamento verticale
$h$	Altezza media trave
$h_r$	Altezza rinforzo
$h_s$	Altezza scavo
$h_t$	Altezza media della trave del terzo centrale di prova
$I$	Momento d'inerzia medio
$I_c$	Momento d'inerzia del terzo centrale del composito
$I_t$	Momento d'inerzia del terzo centrale della trave scavata
$I_{tr}$	Momento d'inerzia della sezione trasformata
$k_{EI}$	Incremento di rigidezza conseguito tra prima e dopo l'azione rinforzante
$k_g$	Coefficiente angolare del tratto lineare del grafico carico-deformazione
$k_{g\_0}$	Coefficiente angolare del tratto lineare del grafico carico-deformazione del composito in assenza di connessione
$k_{g\_R}$	Coefficiente angolare del tratto lineare del grafico carico-deformazione del composito collegato tramite le viti
$k_{g\_t}$	Coefficiente angolare del tratto lineare del grafico carico-deformazione della trave scavata
$k_i$	Costante per la frequenza fondamentale in prove di vibrazione libera trasversale con estremità libere
$k_s$	Coefficiente unitario di schiacciamento
$l$	Distanza degli appoggi (luce) nelle prove statiche a flessione
$l_l$	Distanza di riferimento per la determinazione del modulo di elasticità locale
$l_t$	Lunghezza della trave e del pannello di rinforzo
$l_v$	Lunghezza della vite
$m$	Massa
MAE	Mean absolute error del modello di regressione lineare
MAPD	Mean absolute percent difference del modello di regressione lineare
MoR	Modulo di rottura a flessione delle travi rinforzate
$N$	Numero campione
$n$	Coefficiente di omogeneizzazione
$P$	Carico applicato durante le prove a flessione statica
$p$	p-value
$P_{max}$	Carico massimo della trave rinforzata

SD	Deviazione standard
$s_1$	Posizione dell'asse neutro della trave
$s_2$	Posizione dell'asse neutro del pannello
$T_1$	Coefficiente di correzione per il calcolo di $E_f$
$u$	Deformazione relativa registrata tra il punto situato alla distanza $g$ e $l/2$
$U$	Umidità del legno
$u_g$	Deformazione misurata alla distanza $g$ indotta dall'applicazione del carico $P$
$w$	Deformazione indotta dall'applicazione del carico $P$
$x_1$	Distanza orizzontale del punto d'inserimento della vite rispetto al lato opposto del rinforzo
$x_2$	Profondità della vite all'interno della sezione
$\alpha$	Angolo d'inclinazione d'inserimento dei connettori rispetto all'asse longitudinale della trave
$\beta$	Angolo d'inclinazione d'inserimento dei connettori rispetto all'estradosso della trave
$\Delta$	Differenza di abbassamento media tra trave e rinforzo misurato in mezzeria per la determinazione del numero di connettori
$\epsilon$	Rapporto tra la deformazione indotta dal carico $P$ e la luce di prova nei test finali per la determinazione del MoR delle travi rinforzate
$\eta$	Efficienza della connessione
$\mu$	Modulo di Poisson
$\rho$	Densità
$\sigma_f$	Sollecitazione di flessione



# 1 INTRODUZIONE

L'articolo 30 del D.lgs. 42/2004 Codice dei beni culturali e dell'ambiente – Parte II – Sezione II “Misure di conservazione”, sancisce l'obbligo di garantire la sicurezza e la conservazione dei beni culturali. All'interno della maggior parte degli edifici storici sono presenti strutture portanti lignee, costituenti generalmente la copertura e i solai. Con il passare degli anni queste strutture possono essere oggetto di interventi di riparazione e di rinforzo, mirati a ristabilire o a potenziare la capacità portante della costruzione. Tali interventi possono essere scaturiti non solo dalla presenza di elementi lignei degradati, o danneggiati meccanicamente a causa di eventi eccezionali, ma possono derivare altresì dall'esigenza di un adeguamento della struttura ai canoni di sicurezza odierni, quali il miglioramento della resistenza sismica della costruzione, o dall'esigenza di un cambio di destinazione d'uso dell'edificio. Per le strutture storiche, l'obiettivo principale è quello di preservare la funzionalità dell'edificio e il materiale originale. Troppo spesso in passato, soprattutto nel periodo a cavallo tra gli anni '70 e '80, solai e strutture di copertura lignee sono state completamente sostituite con nuovi materiali e tecniche costruttive, provocando, in alcuni casi, conseguenze negative all'intero edificio (Parisi e Piazza 2007). Tutto ciò derivava da una scarsa conoscenza del materiale e da una mal fondata convinzione che il legno fosse un materiale inaffidabile, che con il passare del tempo andasse incontro a un degradamento naturale delle proprietà meccaniche (Cavalli 2012). Se il legno strutturale viene mantenuto correttamente e non sovraccaricato, non ci sono motivi perché perda di funzionalità strutturale, ma qualora sia stato oggetto di interventi di recupero, se essi vengono adeguatamente progettati e viene eseguita una corretta manutenzione, il ripristino delle caratteristiche prestazionali delle strutture lignee antiche può essere agevolmente raggiungibile. Esistono infatti esempi di edifici costruiti nel medioevo o nel periodo rinascimentale tutt'oggi in buono stato conservativo, grazie anche a corretti interventi di manutenzione e restauro (Larsen e Marstein 2000).

L'approccio con cui viene eseguita l'ispezione e la diagnosi di elementi lignei antichi dovrebbe essere diverso rispetto alla classificazione del legname nuovo, in quanto essi stessi sono stati testati continuamente nel tempo fino ad oggi. Sostituire una trave o un qualsiasi altro componente ligneo che è stato in servizio per anni e non mostra cenni di cedimento o di degrado avanzato solo perché non soddisfa i criteri attuali di selezione degli elementi moderni di legno, risulta complicato, costoso, generalmente inutile e a volte dannoso. Se le condizioni di sollecitazione e di conservazione restano immutate il livello di affidabilità della struttura lignea resta comunque alto. E' infatti la struttura stessa a indicare quali elementi non sono stati in grado di sostenere i carichi nel tempo (Kasal e Anthony 2004; Cavalli e Togni 2015).

Nel momento in cui le condizioni di conservazione vengono tuttavia a decadere oppure il manufatto ligneo presenta punti deboli, si deve ricorrere ad azioni di riparazione o di rinforzo. Esistono numerose soluzioni che divergono sia per la tipologia d'intervento sia per il materiale d'irrobustimento utilizzato. La sperimentazione di nuove tecniche e materiali, soprattutto per il legname nuovo, è in continua evoluzione, ma spesso tali soluzioni mal si adattano alla realtà delle strutture lignee antiche, nelle quali l'aspetto estetico e l'utilizzo di tecniche di intervento raffrontabili con quelle tradizionali possono avere rilevanza per la conservazione del patrimonio storico e culturale.

Nella gran parte dei casi per i rinforzi vengono usati altri materiali moderni e spesso anche di nuova generazione, altamente performanti, che risultano quasi sempre esautorare la funzione strutturale del legno

antico, o relegarla a una mera funzione estetica, e, a volte altamente impattanti in termini di sostenibilità ambientale.

Questo lavoro è scaturito proprio dall'osservazione di alcuni di questi interventi in edifici storici e dal loro impatto, funzionale, strutturale, estetico ecc., sulle strutture stesse, da cui è emersa la necessità di fornire un contributo utile alla individuazione di soluzioni alternative di rinforzo, a base di legno, in grado di garantire la massima conservazione del materiale originale, di migliorare il funzionamento strutturale degli elementi lignei antichi rinforzati, preservandone, al tempo stesso, le caratteristiche estetiche.

### **1.1 INTERVENTI DI RESTAURO NELLE STRUTTURE ANTICHE: PRINCIPI E TIPOLOGIE**

#### **1.1.1 VISIBILITÀ DEGLI INTERVENTI DI RESTAURO**

Il principio del minimo intervento e della massima conservazione dei materiali originali, così come l'adozione di tecniche di lavoro tradizionali sono la base su cui si fondano le linee guida per la salvaguardia delle strutture lignee antiche appartenenti ai beni culturali, contenute nel documento "The Principles for the Historic Timber Structures Preservation", emanato nel 1999 dal Wood Committee dell'International Council on Monuments and Sites (ICOMOS).

L'edificio storico dovrebbe, se possibile, essere conservato così come ci è stato tramandato dal passato salvaguardandone gli aspetti strutturali e funzionali. Lo scopo primario della conservazione è infatti quello di riuscire a mantenere l'integrità storica del nostro patrimonio culturale che rappresenta il collegamento diretto tra presente e passato. L'importanza di utilizzare materiali tradizionali e tecnologie compatibili per la riparazione e il consolidamento degli edifici storici consente di far rivivere il pensiero architettonico e culturale, legato alle lavorazioni e agli usi del legno, delle generazioni passate. Ne deriva che la scelta della tecnica di restauro da adottare non deve, per quanto possibile, alterare le caratteristiche estetiche della struttura in modo da preservarne la sua autenticità e il suo valore storico culturale. Anche la ridotta visibilità dell'intervento è un punto fondamentale che deve guidare il progettista nella scelta della tecnica di restauro. Gli edifici storici costituiscono fonti primarie di conoscenza sull'epoca in cui essi furono costruiti, dai quali possiamo raccogliere molti aspetti della cultura che li produsse. Distorcere l'aspetto estetico del manufatto mediante interventi impattanti è come se falsificasse la storia che esso tramanda. La bellezza della struttura è quindi intimamente legata al suo stesso valore in quanto essa rappresenta un vero e proprio documento storico (Larsen e Marstein 2004). Ne segue che nel progettare una qualsiasi operazione di restauro, oltre che massimizzare la conservazione del materiale esistente dell'edificio storico (principio del minimo intervento), il progettista deve riuscire ad ottimizzare la qualità estetica dell'intervento stesso.

Larsen e Marstein (2000) fanno notare come sia l'articolo 10 della *Carta di Venezia*, nata nel 1964 con lo scopo di fissare delle linee guida per conseguire le migliori pratiche di restauro architettonico, sia i principi emanati dal Wood Committee, accettano entrambi l'impiego di materiali contemporanei (per esempio l'acciaio) nei casi in cui l'adozione di tecniche tradizionali non garantisca la conservazione del manufatto oppure non soddisfi i criteri di sicurezza.

«Art. 10 Quando le tecniche tradizionali si rivelano inadeguate, il consolidamento di un monumento può essere assicurato mediante l'ausilio di tutti i più moderni mezzi di struttura e di conservazione, la cui efficienza sia stata dimostrata da dati scientifici e sia garantita dall'esperienza» (Carta di Venezia 1964).

La richiesta di una dimostrata efficacia dell'intervento tramite ricerca scientifica mostra un certo scetticismo verso i materiali moderni, che si fonda sulla consapevolezza che questi possono sì risolvere problemi specifici nell'immediato, ma avere effetti collaterali imprevedibili nel lungo termine che potrebbero, a loro volta, causare seri problemi agli edifici storici. Problemi che possono essere sia di tipo strutturale che di tipo estetico (Figura 1).



*Figura 1 - Rinforzo dell'intradosso delle travi principali di un solaio ligneo mediante l'applicazione di lamine di acciaio interne, effettuato nel 2010. Con il tempo la resina di copertura delle lamine si è staccata lasciando a vista l'acciaio sottostante. Loggia coperta di Palazzo Pretorio a Certaldo (Fi).*

### 1.1.2 TIPOLOGIE D'INTERVENTO

Gli interventi di restauro delle costruzioni portanti lignee possono essere dei più vari. In linea generale possiamo distinguerli in due tipi.

- i. Riabilitazione strutturale: interventi finalizzati a ristabilire le capacità prestazionali di componenti deteriorate;
- ii. Adeguamento strutturale: interventi mirati a potenziare le prestazioni meccaniche della struttura stessa, agendo su singoli elementi o aree della costruzione non necessariamente danneggiate.

Nel primo caso (i) la capacità portante globale della struttura viene modificata in misura limitata o comunque inalterata, senza incorrere in rischi di danni indiretti che si potrebbero verificare a seguito del cambiamento dello stato di sollecitazione. Fanno parte della seconda tipologia (ii), invece, quegli interventi in cui si richiedono maggiori prestazioni alla costruzione: ad esempio per adeguare il livello di sicurezza di



una struttura soggetta ad un cambiamento di destinazione d'uso, oppure per rimediare ai punti di debolezza riscontrati nella costruzione. Con questi interventi, poiché vengono aumentate sia la resistenza che la rigidità di singole parti della struttura, si possono verificare modifiche indesiderate del comportamento portante della costruzione. Risulta pertanto indispensabile eseguire un'accurata analisi degli effetti che tali operazioni provocano alla struttura.

Entrambe le tipologie d'intervento sopra elencate (i, ii) possono essere realizzate agendo su singoli elementi portanti di legno e relativi punti di connessione, o intervenendo in maniera omogenea su intere parti della costruzione, come per esempio il consolidamento di solai tramite l'utilizzo di solette di calcestruzzo o tavolati lignei (Ceccotti 2002; Piazza *et al.* 2008; Angeli *et al.* 2010; Riggio *et al.* 2014). Tra queste, dato l'oggetto della presente tesi, viene trattata solo la prima, ovvero quella riguardante gli elementi singoli che devono essere rinforzati.

Gli interventi realizzabili su singoli elementi possono essere raggruppati in tre categorie (da Cavalli 2012 modificato):

- 1) **Sostituzione**: ovvero la più estrema delle soluzioni, che consiste nella rimozione di un intero elemento ligneo deteriorato a tal punto da non poter più svolgere la funzione strutturale per cui era stato progettato (Figura 2a);
- 2) **Rinforzo**: aggiunta di materiale diverso dall'originale al fine di recuperare o di migliorare le caratteristiche meccaniche dell'elemento da rinforzare (Figura 2b-c). In questa categoria fanno parte quegli interventi che prevedono l'aggiunta di nuovi elementi di supporto e la realizzazione di un sistema composto (per esempio legno-acciaio, legno-legno, legno-FRP) tramite l'applicazione di elementi di rinforzo esterni oppure interni (Ayala *et al.* 2014).
- 3) **Riparazione e ripristino della continuità strutturale**: sono quegli interventi localizzati atti a sostituire parti degradate con materiali diversi dall'originale, non necessariamente di legno, al fine di ristabilire la continuità strutturale degli elementi lignei. Appartengono a questa categoria l'applicazione di protesi, il rinforzo delle unioni, oppure operazioni di riparazioni puntuali di zone danneggiate meccanicamente (Figura 2d-f) o alterate.

La rimozione e la sostituzione di parti originali del manufatto è considerata impropria per i principi di conservazione dei beni culturali e si applica solo nei casi in cui siamo di fronte a elementi fortemente degradati che compromettono il livello di sicurezza della struttura. Per le altre due categorie, invece, esiste una grande varietà di soluzioni che prevedono sia l'utilizzo di materiali tradizionali che di nuova generazione (Uzielli 2004). In Figura 2 sono raffigurati degli esempi di alcune azioni di restauro su singoli elementi. Nei paragrafi successivi verranno trattati solamente gli interventi di rinforzo appartenenti alla categoria 2).



**Figura 2** - Alcune tipologie d'intervento di restauro eseguite su elementi lignei antichi: **A** sostituzione di elementi deteriorati (da Pinto 2008); **B** e **C** rinforzo tramite l'applicazione di fibre di carbonio esterne (da Franke et al. 2015) e mediante l'inserimento di trefoli d'acciaio (<http://www.timber-repair.co.uk>). Esempi di riparazione e di ripristino della continuità strutturale mediante: **D** protesi di legno (da Uzielli 2004), **E** interventi localizzati di riparazione di una zona danneggiata meccanicamente tramite l'aggiunta di nuovi elementi lignei avvitati ai lati del puntone di una capriata (da Cibecchini et al. 2016a) e **F** rinforzo di unioni tramite piastre d'acciaio (Ilharco et al. 2010).

### 1.1.3 REVERSIBILITÀ DEGLI INTERVENTI DI RINFORZO: SISTEMI DI UNIONE E COLLEGAMENTO

I principi per la conservazione delle strutture lignee antiche approvate dall' ICOMOS incentivano gli interventi di riparazione o di rinforzo reversibili, in modo da garantire eventuali sostituzioni future con materiali o tecniche più idonee e avanzate. La possibilità di effettuare tali modifiche senza pregiudicare la funzionalità e il valore storico culturale dell'elemento originale è un vantaggio non trascurabile. Con il passare del tempo infatti si possono verificare delle incompatibilità tra i materiali, può essere richiesta un'ulteriore azione di rinforzo dovuta per esempio ad un cambio di destinazione d'uso oppure si possono verificare dei danni meccanici.

Gli interventi di rinforzo più comuni sono quelli in cui si prevede la realizzazione di elementi compositi che vengono solidarizzati tramite l'utilizzo di mezzi meccanici di unione o mediante l'incollaggio. La reversibilità e la non reversibilità dell'intervento è determinata pertanto dal sistema di connessione utilizzato.

La capacità portante e la rigidezza di un composito oltre a essere condizionate dalle proprietà dei singoli componenti sono influenzate anche dalle prestazioni dell'unione. Se il sistema composto funziona correttamente il grado di cooperazione tra i componenti è tale da permettere un regolare trasferimento dei carichi tra di loro. Altrimenti, se i singoli elementi non collaborano, tenderanno a lavorare indipendentemente l'uno dall'altro, riducendo notevolmente il risultato dell'intervento.

Il mezzo di collegamento più diffuso impiegato in questo tipo d'interventi, nei quali si mira ad ottenere un miglioramento delle proprietà meccaniche dell'elemento ligneo, è l'incollaggio. Le resine strutturali, in particolare epossidiche<sup>1</sup>, consentono di ottenere la migliore collaborazione (in teoria unione infinitamente rigida) tra gli elementi e quindi di raggiungere valori di rigidezza del composito più elevati. Benché l'effettivo livello di collaborazione dipende fortemente anche dal modulo elastico della resina, che può variare da prodotto a prodotto, e da una formulazione da un'altra.

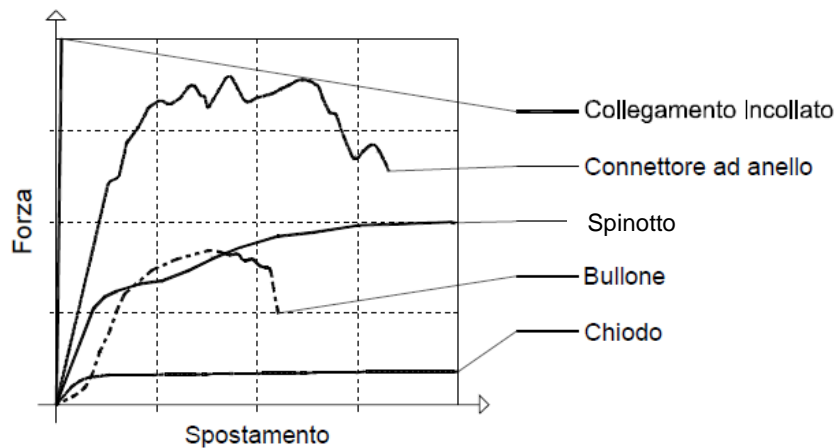
L'alternativa all'incollaggio sono le connessioni meccaniche con cui si riesce a unire facilmente e rapidamente i vari elementi in un'unica sezione. Se da un lato esse non consentono di raggiungere i livelli di rigidezza che si possono ottenere attraverso l'incollaggio (unione semirigida) (Figura 3), dall'altro permettono di rendere l'intervento reversibile e meno impattante nei confronti dell'ambiente rispetto all'uso di resine epossidiche. Le minori performance strutturali che teoricamente si ottengono con i connettori meccanici sono dovute alla presenza di uno scorrimento relativo più o meno importante che si manifesta, a causa delle forze di taglio che si creano, tra gli strati adiacenti degli elementi. L'entità di tale scorrimento, oltre a determinare l'efficacia dell'intervento di rinforzo, è influenzata sia dal tipo di connettore utilizzato sia dal sistema di unione progettato.

Gubana (2015), dopo una campagna di prove effettuate su travi a sezione composta, riporta che la rigidità delle connessioni che si ottiene con l'utilizzo di viti autofilettanti è maggiore rispetto a quella che si raggiungerebbe con gli spinotti, sia di materiale ligneo sia di acciaio. Lo slittamento iniziale che si è

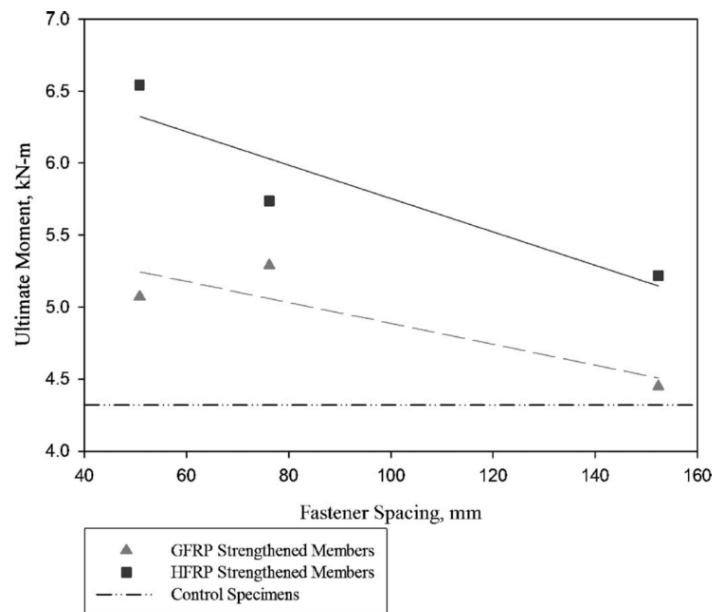
---

<sup>1</sup> Occorre ricordare che nell'ambito strutturale gli adesivi epossidici risultano i più adatti agli interventi di rinforzo e/o di riparazione poiché sono gli unici che possono essere impiegati formando spessori anche importanti (*gap filler*) e in condizioni di impiego non particolarmente controllate. Tutte le altre resine sintetiche funzionano bene solo per piccoli o piccolissimi spessori, con pressioni idonee e con temperature comprese entro determinati intervalli.

verificato prima di entrare in forza con il legno circostante è risultato essere più consistente nelle connessioni con spinotti. Dempsey e Scott (2006) riportano che con l'aumentare del numero di connettori meccanici e quindi riducendo la spaziatura tra di essi, l'intervento di rinforzo è risultato più efficace in termini di capacità portante, rigidità e duttilità (Figura 4). Tali spaziature non devono tuttavia essere inferiori a certi limiti per non compromettere la tenuta della connessione stessa (§ 2.4.1.1).



**Figura 3** - Rigidezza delle connessioni meccaniche legno-legno in prove di carico-scorrimento (da CNR-DT 201/2005 modificato)



**Figura 4** - Effetto della spaziatura dei connettori sul momento flettente massimo registrato a rottura (da Dempsey e Scott 2006). Nella figura è possibile constatare come i campioni con i valori di spaziatura più bassi corrispondono ad un valore di momento flettente massimo più elevato. L'aumento del numero di connettori permette di ottenere una migliore collaborazione tra i componenti che si manifesta con una maggiore efficacia dell'intervento.

Attraverso la scelta dei connettori e del loro numero non è in ogni modo possibile ottenere con mezzi meccanici una connessione infinitamente rigida tipica dell'incollaggio, che renderebbe ottimale lo sfruttamento di ciascun singolo componente dell'elemento portante (Görlacher 2004). Tuttavia, l'uso di adesivi epossidici, oltre all'irreversibilità dell'intervento, presenta altre problematiche quali: la perdita di performance strutturali nel tempo (creep), la possibilità che si manifestino delaminazioni a seguito di continue variazioni di umidità in esercizio e la perdita delle prestazioni meccaniche con l'aumentare delle temperatura. Pizzo e Smedley (2015) fanno notare come la maggior parte degli adesivi epossidici presenti in commercio sono caratterizzati da valori di temperatura di transizione vetrosa ( $T_g$ ), al di sopra della quale si ha una diminuzione della resistenza, di 50-70 °C (o inferiori); e come essi siano prossimi a quelli che si possono raggiungere all'interno delle strutture di copertura degli edifici dell'Europa meridionale. Particolarmente importante è anche la corretta miscelazione tra i due reagenti, indurente e resina, pena il grave decadimento delle prestazioni dell'incollaggio. Borri *et al.* 2004, esprimono un certo scetticismo verso l'uso di quantitativi importanti di resine strutturali per interventi di rinforzo mediante l'applicazione di lamine interne (Figura 2c).

«L'applicazione intradossale delle barre in composito, che possono essere facilmente "nascoste" nelle travi lignee, presenta oggettive difficoltà di realizzazione in situ e necessita comunque di una quantità rilevante di resina epossidica da inserire nelle scanalature ricavate nel legno. Tali resine sono in generale caratterizzate da bassi moduli di elasticità e ciò può compromettere il trasferimento di sollecitazione tra legno e composito». (Borri *et al.* 2004, p. 177)

Benché in genere gli adesivi epossidici non risultino soggetti ad alterazioni da agenti esterni (Cavalli *et al.* 2014), occorre non trascurare la mancanza di esperienza per il lungo e lunghissimo periodo sull'uso e le prestazioni della resina epossidica, se si considera che i primi usi strutturali sono successivi solo al secondo dopoguerra.

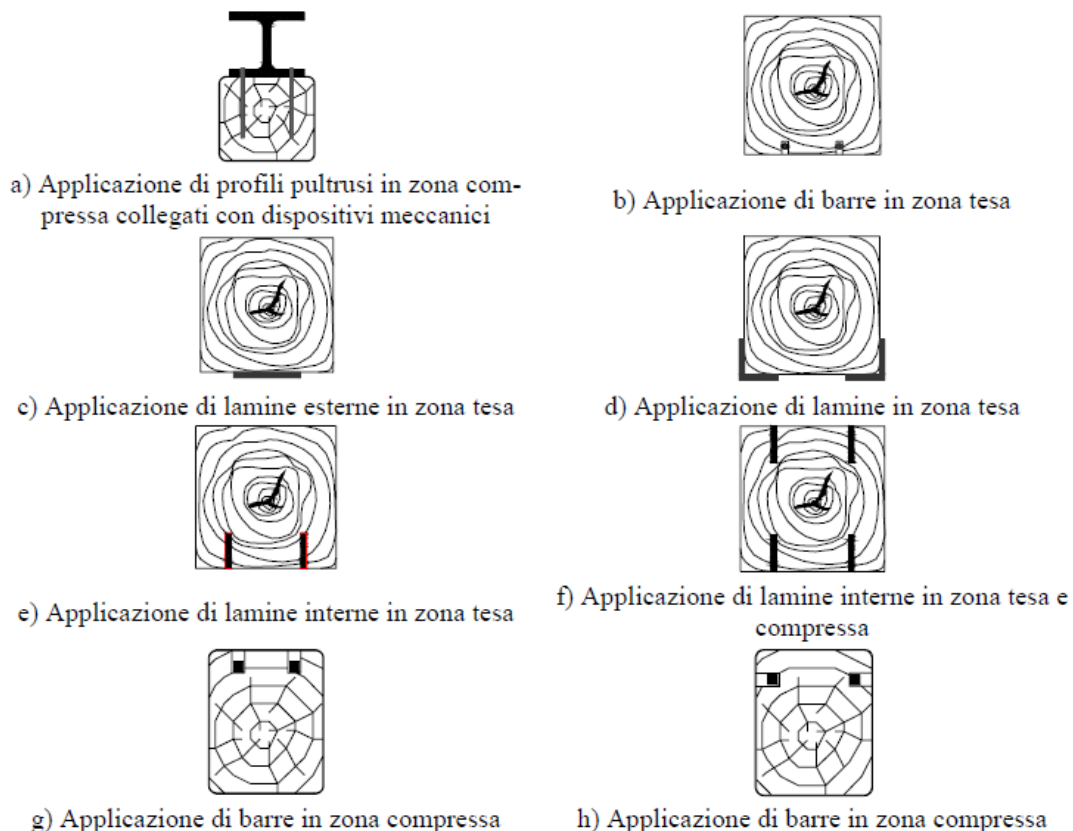
Infine, anche se gli elementi portanti compositi realizzati mediante unioni incollate consentono di trasferire una maggiore percentuale di sollecitazione alle componenti d'irrobustimento, con l'utilizzo di connettori meccanici viene mantenuto un approccio di conservazione favorevole all'ambiente. I materiali sono trasmettitori di valori storici e culturali. Riuscire a preservare l'integrità degli edifici storici con tecniche tradizionali permetterà, come affermano Larsen e Marstein (2004), di «far rivivere il pensiero ecologico che caratterizzò le società che li edificarono».

## 1.2 RINFORZI CON MATERIALI COMPOSITI FIBRORINFORZATI E ACCIAIO

La tematica dei rinforzi strutturali di singoli elementi e costruzioni lignee suscita forte interesse nella comunità scientifica internazionale ed è ampiamente studiata in letteratura (Bulleit 1984; Richter and Cruz 2008; Franke *et al.* 2015; Kliger *et al.* 2016). Esaminando solamente gli interventi d'irrigidimento di elementi lignei portanti sollecitati a flessione, emerge come i materiali compositi fibrorinforzati (FRP – fiber reinforced polymer) costituiti da fibre di carbonio (CFRP) o da fibre di vetro (GFRP) così come piastre e barre d'acciaio, siano i materiali più studiati e impiegati per questo tipo d'interventi (André 2006; Franke

*et al.* 2015; Schober *et al.* 2015 ). Tali rinforzi vengono eseguiti sia su prodotti moderni a base di legno, come il legno lamellare (GLULAM – glued laminated timber) (Blaß and Romani 1998; Johnsson *et al.* 2006; Kliger *et al.* 2008; Ribeiro *et al.* 2009; Raftery and Rodd 2015; Nadir *et al.* 2016; Yang *et al.* 2016), sia su segati di legno massiccio nuovi (Gómez *et al.* 2016), fino ad arrivare alle travi antiche.

Esiste una grande varietà di soluzioni che possono essere adottate dal progettista in base al tipo d'intervento da effettuare, le quali potenzialmente potrebbero condurre a risultati diversi (Figura 5).



**Figura 5** - Possibili soluzioni di rinforzo di singoli elementi mediante FRP. Le figure da b) ad h) mostrano applicazioni di barre e lamine di FRP incollate sulla superficie esterna della trave o all'interno di apposti alloggiamenti predisposti nel corpo dell'elemento (da CNR-DT 201/2005).

Borri *et al.* (2005) fanno notare come ogni scelta tra tecnica di rinforzo e prodotto rinforzante debba essere guidata da un'approfondita analisi delle caratteristiche strutturali dell'elemento, in modo da evitare azioni di consolidamento inefficaci. La selezione della tipologia d'intervento può dipendere anche da altri fattori, i quali possono indirizzare la preferenza verso una o un'altra configurazione: la presenza di decorazioni di valore storico sulle travi che potrebbe limitare la scelta verso quegli interventi che prevedono l'applicazione del materiale rinforzante sull'estradosso della trave e quindi non visibile dal basso; i requisiti di protezione antincendio, i quali potrebbero escludere l'uso di piastre di acciaio sulle superfici esposte; le condizioni termigrometriche di esposizione del rinforzo, che potrebbero limitare l'applicazione di materiali

eccessivamente rigidi oppure favorire la scelta di un mezzo di connessione piuttosto che un altro; l'economicità dell'intervento; i tempi di realizzazione e la disponibilità di manodopera qualificata.

Tutto ciò, non può prescindere dalla conoscenza del comportamento strutturale del legno e da come esso interagisce con i materiali rinforzanti. Le proprietà meccaniche del legno strutturale sono caratterizzate da un'alta variabilità, dovuta all'origine biologica del materiale e alla presenza di difetti. Normalmente, la rottura di elementi lignei sottoposti a flessione avviene in maniera fragile sul lato sollecitato a trazione, proprio in corrispondenza dei difetti naturali presenti (nodi e inclinazione della fibratura, principalmente). Pertanto, gli interventi mirati a rinforzare l'intradosso della trave sono molto più efficaci nel migliorare le prestazioni a flessione del materiale. In questa tipologia d'intervento, l'asse neutro tende a spostarsi verso il basso variando la distribuzione delle sollecitazioni nella sezione: l'estradosso risulta essere maggiormente sollecitato rispetto al suo opposto e di conseguenza si possono determinare dei cedimenti a compressione, tipici del legno privo di difetti, prima di rompersi definitivamente sul lato teso (Franke *et al.* 2015). Tale comportamento, inoltre, aumenta la duttilità del materiale a causa di una più o meno marcata plasticizzazione della sezione (CNR-DT 201/2005).

Schober *et al.* (2015) affermano che, sulla base dei risultati conseguiti negli ultimi vent'anni, sia alquanto improbabile che la rottura avvenga al livello del materiale rinforzante, in particolare FRP, ed è quindi il legno a cedere secondo due meccanismi più frequenti:

- a) Rottura di tipo fragile nella zona tesa;
- b) Cedimento della zona compressa con successiva rottura del lato teso.

La tipologia di rottura b) permette di raggiungere una maggiore duttilità al collasso e di sfruttare al meglio il materiale costituente la sezione. L'altro effetto che si viene a determinare è quello della riduzione della variabilità delle proprietà meccaniche degli elementi rinforzati, in quanto il materiale rafforzante, soprattutto se posizionato sul lato teso della trave, tende a diminuire l'influenza dei difetti esistenti sul comportamento meccanico globale dell'elemento (D'Ambrisi *et al.* 2014).

La configurazione dell'intervento è quindi un altro fattore che ne condiziona l'efficacia. Blass e Romani (1998) mettono in evidenza come l'effetto del rinforzo cresce con l'aumentare della distanza dal centro della sezione, con la quantità di materiale rinforzante impiegato (intensità d'intervento) e con le proprietà di rigidità (modulo elastico) dello stesso.

Interessante è il lavoro di Kliger *et al.* (2007), i quali hanno svolto uno studio mirato a quantificare le variazioni di resistenza e rigidità di travi sollecitate a flessione in base alla distribuzione del rinforzo (CFRP). Gli autori dichiarano che per massimizzare la capacità portante dell'elemento, il 75% e il 25% del materiale rinforzante dovrebbe essere collocato rispettivamente sul lato teso e su quello compresso; e per raggiungere la massima duttilità, tutto il rinforzo dovrebbe essere posizionato sull'intradosso. Per quanto riguarda invece la rigidità, i migliori risultati li hanno ottenuti distribuendo uniformemente il materiale d'irrigidimento sull'estradosso e sull'intradosso della trave. Alam *et al.* (2009) presentano i risultati di una campagna di prove a flessione su 36 travi di legno lamellare di abete rosso. Gli autori hanno portato a rottura tutto il campione di travi per poi ripararlo utilizzando delle lamine di acciaio, di CFRP, di GFRP e compositi in termoplastico a matrice poliuretana, incollate mediante resina epossidica in appositi intagli secondo tre diverse soluzioni: a) intradosso della trave, b) estradosso della trave c) entrambi i lati. A parità di volume i rinforzi sul lato teso della trave si sono dimostrati molto più efficaci. Borri *et al.* (2005) propongono tre differenti tecniche di rinforzo tramite l'uso di CFRP per l'irrigidimento di elementi antichi



sollecitati a flessione. Lo studio, eseguito tuttavia su travi nuove, riporta un aumento di carico ultimo a rottura fino al 60% comparato a quello determinato su elementi di controllo non rinforzati, mentre per la rigidezza hanno ottenuto incrementi che variano dal 22% al 30%.

Oltre alla configurazione, alle caratteristiche del rinforzo e a quelle del mezzo di unione, la maggiore o minore efficacia dell'intervento di consolidamento dipende anche dalle proprietà meccaniche degli elementi lignei. Andor *et al.* (2015) hanno ottenuto un incremento del MOE (modulo elastico longitudinale) che varia dal 9% al 16% applicando delle strisce di CFRP sull'intradosso di 36 travi di legno massiccio di abete rosso provate a flessione, evidenziando tramite tecniche statistiche (analisi della varianza - ANOVA), che il maggior incremento di rigidezza, a parità d'intensità d'intervento è stato ottenuto per le travi lignee con modulo elastico più basso.

### **1.2.1 CONSOLIDAMENTO TRAMITE L'APPLICAZIONE DI ELEMENTI DI RINFORZO ESTERNI**

Le azioni di consolidamento di singoli elementi flessionali possono essere eseguite principalmente secondo due metodologie: aggiungendo rinforzi esterni alle travi portanti, non invasivi nei confronti della trave stessa e attraverso l'inserimento di anime rinforzanti, che come tali necessitano di eseguire delle scanalature più o meno importanti nell'elemento ligneo.

Per la realizzazione di azioni di consolidamento esterne la condizione necessaria è quella di avere disponibilità di spazio per applicare il materiale d'irrobustimento. Nel caso di interventi dal basso sarebbe opportuno evitare di eseguirli su travi a vista in modo da non alterare le caratteristiche estetiche della struttura. Non considerando le azioni di rinforzo realizzate sul legno lamellare, i seguenti lavori presenti in letteratura riassumono le principali casistiche e tipologie d'intervento: Triantafillou e Deskovic (1992) hanno incollato nastri di fibre di carbonio pretensionate sull'intradosso di 3 campioni di faggio di dimensioni ridotte e prive di difetti, e le hanno testate a flessione con una prova a tre punti. Gli autori riportano un miglioramento delle proprietà di resistenza, di rigidezza e di duttilità rispetto al campione non rinforzato. Fiorelli e Dias (2003) hanno rinforzato 9 travi di pino (*Pinus caribea var hondurensis*) incollando lamine di GFRP (1% del volume di legno) e di CFRP (0,4% del volume di legno) sul lato teso dei campioni e hanno ottenuto un incremento di rigidezza a flessione che varia dal 15% al 30%. Branco *et al.* (2005) hanno sperimentato un rinforzo mediante strisce di fibre di carbonio collocate sull'intradosso di travi antiche di *Eucalyptus globulus* Labill., riscontrando incrementi pari a 23,5% per la rigidezza e di 2,8% per la resistenza a flessione. Neubauerová (2012) ha incollato mediante resina epossidica dei nastri di CFRP sull'intradosso di un campione travi di sezione diverse non conseguendo però risultati significativi. Garcia *et al.* (2013) hanno utilizzato strisce di CFRP applicandole a forma di "U" così da avvolgere la trave fino a metà altezza. Bru *et al.* 2014, invece delle fibre di carbonio hanno adoperato nella stessa maniera tessuti di fibre di vetro (GFRP). Peterson (1965) ha eseguito una sperimentazione su travi rinforzate mediante delle lamine di acciaio incollate con adesivi epossidici nella zona tesa. Borri e Corradi (2011), hanno utilizzato delle strisce di compositi rinforzati di acciaio (SRP: Steel Reinforced Polymer) incollandole sempre sul lato teso di travi e travicelli di sezione diverse, ottenendo un incremento di rigidezza medio pari al 30%.

Per quanto concerne invece il rinforzo della zona compressa di elementi sollecitati a flessione, Corradi e Borri (2007) hanno applicato profili pultrusi strutturali di GFRP a forma di "I" e "H" sull'estradosso di 13



travi, di cui 7 di abete bianco e 6 di castagno. Gli autori hanno conseguito incrementi di rigidità fino a un massimo di 188% e un aumento di carico ultima a rottura, molto variabile, 3 volte superiore (nel migliore dei casi) a quello delle travi di controllo non rinforzate. In questo caso per unire i due componenti sono stati utilizzati sia l'incollaggio sia viti d'acciaio.

Soluzioni alternative all'utilizzo di colle sono state studiate da Dempsey e Scott (2006), i quali hanno testato 12 travi rinforzate sul lato teso con lamine di GFRP e HFRP (compositi ibridi di fibre di vetro e di carbonio), unite meccanicamente secondo tre configurazioni diverse di fissaggio, variando la spaziatura tra connettori. Nessun distacco è stato rilevato tra il rinforzo di FRP e l'elemento ligneo, a conferma che la resistenza fornita dal sistema di connessione progettata era sufficiente a garantire un buon serraggio e un buon trasferimento delle sollecitazioni tra legno e composito. Infine, incrementi che variano da 2,9-51,3%, da 8,4-53,8% e da 19,7-262%, sono stati ottenuti rispettivamente per il carico massimo di rottura, per la rigidità e per la duttilità.

Corradi *et al.* (2016) hanno eseguito uno studio simile su 41 travi, di cui 26 di abete bianco e 15 di legno lamellare. Anche in questo caso sono state fissate lamine di vetroresina con connessioni di tipo meccanico nella zona tesa degli elementi lignei secondo differenti configurazioni. Oltre a testare le consuete travi non rinforzate come controllo, gli autori hanno esaminato anche il comportamento strutturale di altri campioni con la stessa metodologia d'intervento, ma con la lamina incollata. Per quanto riguarda le travi di legno massiccio, i risultati ottenuti hanno evidenziato la validità della tecnica d'irrobustimento attuata in termini di carico ultimo di rottura e modulo elastico. Tuttavia, i campioni con il rinforzo incollato hanno registrato le prestazioni meccaniche migliori, superando di 30-35% i valori di rigidità dalle travi con le lamine di GFRP connesse meccanicamente. Tali risultati evidenziano come l'incollaggio permetta di ottenere un sistema di fissaggio più rigido rispetto ai connettori meccanici, nei quali non si riesce ad annullare completamente lo scorrimento che si verifica tra gli elementi. L'entità di tale scorrimento si ripercuote direttamente sull'efficacia d'intervento.

### **1.2.2 CONSOLIDAMENTO TRAMITE L'APPLICAZIONE DI ELEMENTI DI RINFORZO INTERNI**

Il rinforzo di travi sollecitate a flessione mediante l'inserimento di elementi interni è una pratica diffusa negli interventi di consolidamento delle strutture lignee antiche. Tale intervento consiste nel realizzare delle scanalature in diversi punti delle travi (laterali, dall'intradosso o dall'estradosso) e nell'introdurre lamine rinforzanti. I principali vantaggi che si ottengono utilizzando questa tipologia di rinforzo possono essere così riassunti (Cavalli 2012):

- a) rispetto della concezione originaria della struttura;
- b) ridotta visibilità dell'intervento;
- c) accoppiamento dei materiali in senso longitudinale al legno; direzione che offre il minor ritiro specifico per il legno;
- d) facilità di esecuzione (ma inferiore rispetto all'applicazione di rinforzi esterni);
- e) protezione dei materiali di rinforzo garantita dal legno stesso;
- f) possibile reversibilità.

I punti a) e b) si adattano bene alle operazioni di restauro delle strutture lignee appartenenti ai beni culturali, in quanto rientrano nei principi di conservazione emanati dall'ICOMOS. Non è raro, infatti, trovare all'interno di edifici storici elementi decorati da consolidare. In queste circostanze l'applicazione di materiali rinforzanti esterni risulta essere inappropriata in quanto si altera l'estetica della struttura, mentre l'inserimento di elementi di rinforzo interni può offrire una valida alternativa al progettista (Tampone 2005). Esistono diverse soluzioni che divergono per il numero di tagli, la posizione, la profondità degli stessi così come il materiale rafforzante utilizzato (Figura 6).

In letteratura, proprio per il vantaggio che questa metodologia d'intervento offre nei confronti delle strutture storiche, il numero delle pubblicazioni basate sul rinforzo di elementi lignei antichi risulta essere maggiore. Tampone *et al.* (1989) hanno testato a flessione statica, mediante delle prove a tre punti, 5 travi antiche di abete bianco rinforzate con lamine di acciaio inserite nell'intradosso, ottenendo un incremento massimo di modulo elastico del 40%. Gentile *et al.* (2002) riportano uno studio sul rinforzo di 3 travi provenienti da un ponte di legno dismesso dopo 30 anni di servizio. Gli autori per irrobustire i campioni hanno inserito delle barre di GFRP di diametro differente all'interno di appositi intagli situati nell'intradosso, per due travi, e lateralmente per la terza; il tutto unito tramite resina epossidica. Gli incrementi di rigidità ottenuti con questi tipo d'intervento, tra prima e dopo l'applicazione delle barre, erano del 5% e del 7% in due casi e nullo nel terzo. Schober e Rautenstrauch (2007) hanno pubblicato i risultati di un'indagine eseguita sul rinforzo di 11 travi e travicelli antichi di abete rosso, con più di 100 anni, rinforzati attraverso l'inserimento di lamine in fibra di carbonio con differenti schemi di consolidamento, ottenendo un aumento medio di rigidità del 6%. Sia Jankowski *et al.* (2010) che Nowak *et al.* (2013), riportano la sperimentazione di 15 travi di pino antiche, anch'esse con più di 100 anni, rinforzate con lamine di CFRP inserite secondo schemi di rinforzo diversi. Gli autori, dopo una campagna di prove a flessione, hanno rilevato incrementi di carico ultimo a rottura, comparato con 3 campioni di controllo, che variano tra il 21% e il 79% in base al del tipo di rinforzo adottato. D'Ambrisi *et al.* (2014) pubblicano l'efficacia di un intervento di riparazione tramite l'inserimento di due lamine di CFRP nell'intradosso di 6 travi antiche. Per la rigidità gli autori hanno registrato una leggera diminuzione, mentre per il carico massimo di rottura a flessione essi hanno ottenuto incrementi che variano tra il 12% fino a un massimo di 150%, con aumenti più consistenti per le travi che possedevano valori di resistenza più bassi (Figura 7). Altre sperimentazioni hanno visto invece l'utilizzo di legname nuovo (Borri *et al.* 2005; Duarte *et al.* 2008; Alam *et al.* 2009; Yusof e Saleh 2010; Raftery e Whelan 2014; Yang *et al.* 2016) o di entrambi (Gentile *et al.* 2002; D'Ambrisi *et al.* 2014).

La realizzazione di tagli più o meno profondi nelle travi portanti lignee comporta tuttavia una interruzione della continuità degli elementi cellulari riducendo la capacità di trasferire le sollecitazioni lungo la fibratura. Wolfe e Murphy (2005) hanno eseguito una campagna di prove a flessione su segati e legno tondo trovando valori di modulo elastico e resistenza superiori per il tondame e imputando l'esistenza di tali differenze alla presenza di fibre interrotte che caratterizza il legno segato.

La presenza dei difetti e come questi influenzano le prestazioni meccaniche di un elemento strutturale intagliato è un altro fattore che deve essere considerato nella progettazione dell'intervento. Cavalli (2012) ha sperimentato come varia il modulo elastico di 13 travi portanti antiche sottoposte a intagli di diverse profondità. L'autore, per tagli centrali di altezza da qualche centimetro fino a una profondità del 75% dell'altezza del campione, ha registrato una riduzione media del 17% per il modulo elastico globale ( $E_{mg}$ ) e del 11% per quello locale ( $E_{ml}$ ) rispetto all'elemento integro. Tali variazioni di rigidità vengono attribuite prevalentemente all'incidenza dei nodi sulle facce interrotte dal taglio e alla presenza di

fessurazioni da ritiro passanti, le quali creano una discontinuità impedendo il trasferimento di carichi all'interno della sezione della trave.

Quanto riportato mostra chiaramente l'importanza dell'uso di tecniche di rinforzo supportate da prove sperimentali così come la consapevolezza dell'estrema variabilità che caratterizza il legno strutturale. Tali fattori sono fondamentali e devono essere presi in considerazione ogni qualvolta si prevede di realizzare un intervento su elementi lignei antichi.

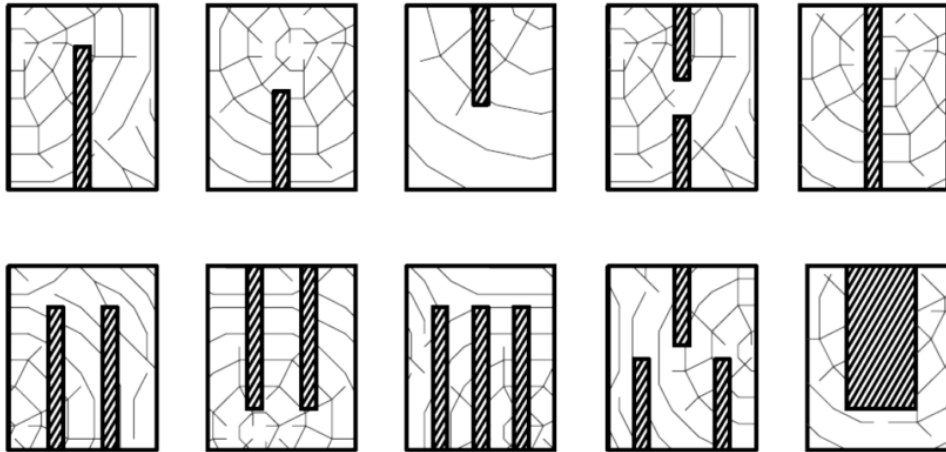


Figura 6 - Possibili soluzioni d'intervento (da Cavalli 2012)

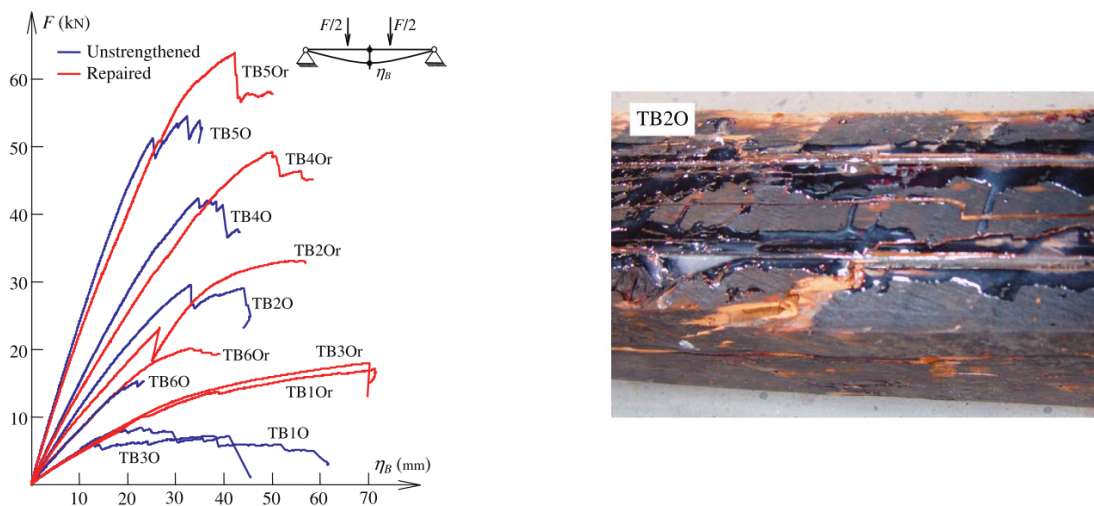


Figura 7 - Andamento delle curve carico-deformazione di travi antiche portate a rottura mediante prove a flessione e successivamente riparate con CFRP a sinistra; intradosso di un elemento antico riparato con CFRP a destra (da D'Ambrisi et al. 2014).

### 1.3 RINFORZI CON LEGNO E CON FIBRE NATURALI

Nonostante l'alta variabilità dei risultati ottenuti nelle pubblicazioni riportate nei capitoli precedenti, l'uso di compositi fibrorinforzati e dell'acciaio sembra essere un valido strumento per il consolidamento di travi portanti lignee sollecitate a flessione. In quasi tutti gli studi esaminati, l'applicazione di tali materiali di rinforzo ha sempre comportato dei benefici incrementando le caratteristiche meccaniche dei campioni studiati.

Occorre comunque precisare che molti dei risultati ottenuti si riferiscono o ad un numero basso di campioni, soprattutto per il legname antico, o al confronto tra elementi lignei diversi. Le caratteristiche meccaniche dei provini definiti di controllo condizionano fortemente l'entità dei risultati ottenuti, soprattutto se di bassa qualità (§ 1.4), in considerazione dell'alta variabilità del legno.

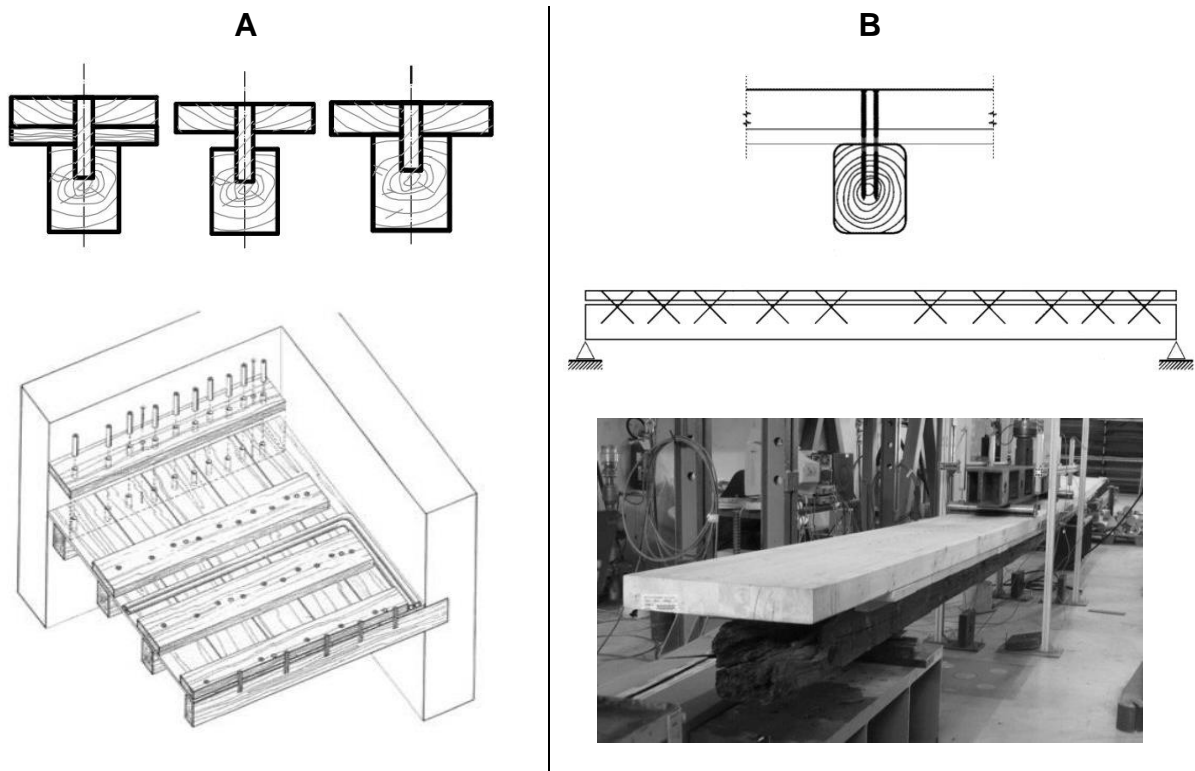
Se da una parte tali materiali offrono facilità d'intervento, poco ingombro, oltre alle già esaltate proprietà di resistenza e rigidità, dall'altra risultano avere un alto impatto ambientale e un diverso comportamento fisico-meccanico nei confronti sia dell'umidità sia del fuoco (in caso di incendio). Il principale problema che deriva dall'uso di materiali molto più rigidi del legno, risiede nel diverso comportamento rispetto alle caratteristiche del legno stesso. Ad esempio le variazioni dimensionali e di rigidità che si verificano nel caso di oscillazioni termoigrometriche tra materiale ligneo e composito possono far sorgere tensioni che potrebbero danneggiare l'intervento stesso. Per esempio si potrebbero verificare delle discontinuità tra i materiali a causa della separazione delle linee d'incollaggio (delaminazioni) (Cavalli *et al.* 2014) e portare ad un collasso prematuro dell'elemento; oppure compromettere ulteriormente la resistenza della trave nel caso in cui tali tensioni tendano ad accumularsi in aree particolarmente difettose (Pizzo 2008).

Diversi autori si sono quindi cimentati nello studio di soluzioni alternative al fine di sopperire, o meglio mitigare, questi inconvenienti, utilizzando il legno stesso oppure compositi di fibre naturali. Anshari *et al.* (2012) per rinforzare delle travi di glulam di sugi (*Crytomeria japonica* D Don.) hanno utilizzato dei blocchi di legno densificato a forma di parallelepipedo con umidità inferiore a quella di equilibrio e li hanno inseriti in apposte cavità sull'estradosso delle travi, in modo da sfruttarne le caratteristiche d'igroscopicità. Il rigonfiamento dei blocchi ha consentito di ottenere una precompressione inducendo la formazione di una contro-freccia iniziale ("monta") la quale, a parità di carico, ha consentito di ridurre l'abbassamento globale della trave durante le prove a flessione statica. Inoltre, gli stessi autori, per aumentare la resistenza a trazione, hanno applicato una lamella di legno densificato sul lato teso dei campioni. Borri *et al.* (2013), hanno adoperato tecniche di rinforzo collaudate impiegando materiali compositi fibrorinforzati a base di fibre naturali di lino, di canapa, di bamboo e di basalto. In particolare gli autori hanno eseguito delle prove a flessione su travi di qualità differente, irrobustite con delle strisce di composito fibroso incollate sull'intradosso, ottenendo però risultati apprezzabili in termini di capacità portante solo per i campioni di bassa qualità.

Tra le soluzioni di rinforzo legno con legno che garantiscono la totale compatibilità dei materiali, la tecnica più studiata in letteratura è la formazione della cosiddetta "trave composta" (Gubana 2015): ovvero, il consolidamento della zona estradosso della trave esistente mediante l'accoppiamento di altri elementi lignei (fig. 8). Tale tecnica risulta essere molto diffusa per gli interventi di rinforzo di solai lignei, in quanto permette di costruire sezioni più efficienti a partire da elementi di dimensioni ridotte (Ceccotti 2003; Piazza 2004). Oltre ad aumentare la rigidità e la resistenza della struttura originaria, la realizzazione di solai

misti legno-legno permette di ottenere una più efficace distribuzione trasversale dei carichi verticali e un più funzionale collegamento orizzontale tra gli elementi portanti del manufatto.

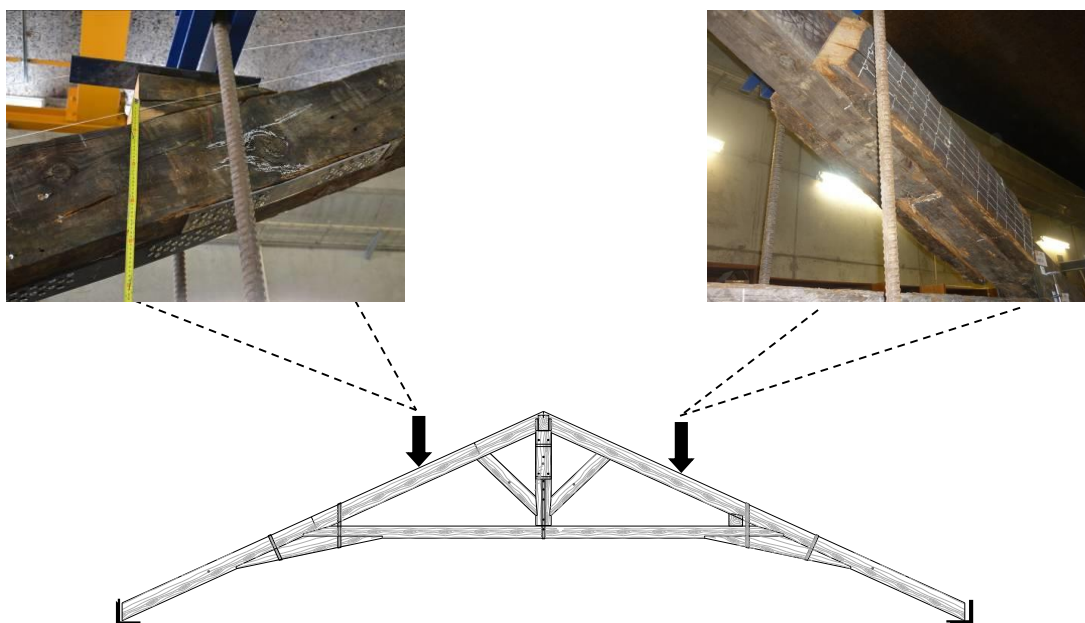
La maggiore o minore capacità d'irrobustimento della struttura composta deriva dal grado di collaborazione tra gli elementi e quindi dalla rigidità delle connessioni. Vari ricercatori si sono dunque cimentati nello studio di diverse modalità di unione al fine di determinarne l'efficacia. Modena *et al.* (2005) riporta una sperimentazione di un campione di travi a sezione composta a forma di T, collegando i due elementi con degli spinotti di faggio inseriti a "secco" senza l'utilizzo di resine epossidiche (Figura 8-A). La stessa tecnica viene adottata da Valluzzi *et al.* (2007) con la sola differenza di combinare una striscia di tessuto di fibre di carbonio sul lato teso della trave composta per aumentarne la resistenza a trazione. Angeli *et al.* (2010) invece di giuntare i due elementi con degli spinotti propongono di utilizzare viti a doppio filetto incrociate di 45°, in modo da garantire una connessione più rigida. Tale metodologia è stata poi realizzata per il consolidamento di un solaio antico (all'interno del castello di Belasi, in provincia di Trento), sul quale sono state poste delle tavole di legno lamellare come rinforzo estradossale delle travi principali e collegate, appunto, mediante connettori a doppio filetto. Gli autori, mediante delle prove di carico sul solaio stesso riportano un aumento di rigidità quattro volte superiore all'originale. Successivamente, Riggio *et al.* (2014) confrontano i risultati ottenuti in opera con quelli di laboratorio testando una trave dismessa dallo stesso solaio e conseguendo la stessa efficacia d'intervento (Figura 8-B).



**Figura 8** - Esempi di consolidamento di solai lignei attraverso la realizzazione di sezioni composte a forma di T: **A** rinforzo eseguito mediante tavole di legno massiccio connesse con tasselli di faggio (da Valluzzi *et al.* 2007); **B** prova a flessione a 4 punti di una trave antica dismessa e rinforzata con una tavola di legno lamellare collegata con viti a doppio filetto incrociate (da Riggio *et al.* 2014).

La semplicità di esecuzione, che non necessita di manodopera specializzata, la leggerezza, la reversibilità dell'intervento, la completa affinità dei materiali, la lavorazione a secco, i costi e anche i risultati assolutamente soddisfacenti, rendono la realizzazione di travi composte legno con legno una tecnica di rinforzo altamente competitiva per il consolidamento di solai. Tuttavia non sempre può essere utilizzata. Esistono casi in cui risulta impossibile modificare la quota di calpestio dei solai senza incorrere in problemi derivati dalla presenza d'infissi, di porte, ecc. Riuscire quindi a ridurre la sezione degli elementi lignei senza compromettere l'efficacia dell'intervento, in modo da non innalzare eccessivamente il pavimento, può estendere l'applicazione di questa tipologia di rinforzo a un numero più ampio di casistiche. In tal senso, alcune ricerche sono state condotte impiegando pannelli per uso strutturale a base di legno, come CLT (cross laminated timber) e LVL (laminated veneer lumber) (Gubana 2010; Salem 2014; Schiro *et al.* 2016a; Schiro *et al.* 2016b, Soilán *et al.* 2016)

Altre ricerche che trattano la tematica degli interventi di rinforzo o di riparazione utilizzando il legno, sono state svolte da alcuni autori (Akbiyik *et al.* 2007; Cibecchini *et al.* 2016a). I primi autori hanno impiegato dei pannelli di legno compensato per la riparazione di cretti e fessurazioni longitudinali di traverse lignee dismesse da ponti ferroviari in servizio da più di 30 anni, al fine di aumentarne la resistenza a taglio. I secondi hanno invece eseguito un test su una intera capriata di pino in dimensioni reali, costruita alla fine del 18° secolo, per monitorarne il comportamento meccanico. La prova, terminata con la rottura dei due puntoni in corrispondenza di due difetti localizzati (nodi), è stata poi ripetuta dopo la riparazione di entrambi gli elementi, eseguita secondo due metodologie differenti: da un lato sono state utilizzate due guance di rinforzo di legno massiccio ognuna di spessore pari alla metà della sezione del puntone da riparare; dall'altro, invece, sono state impiegate due piastre d'acciaio collocate nell'intradosso del punto di rottura (Figura 9). In entrambi i metodi il mezzo di unione adottato è stato di tipo meccanico adoperando viti autofilettanti di diverse lunghezze e tipologie in base al tipo di sollecitazione che dovevano sopportare.



**Figura 9** - Esempi di riparazione di elementi flessionali (da Cibecchini *et al.* 2016a)

La sperimentazione ha evidenziato come la riparazione eseguita con le piastre d'acciaio, una volta superata la resistenza della sezione, ha evitato il collasso del puntone causando rotture in altre zone della capriata; mentre, dal lato della riparazione legno-legno, punto in cui nel test iniziale è avvenuta la prima rottura, le guance hanno permesso di riprendere carico e di mantenerlo senza provocare ulteriori cedimenti del puntone. L'eccessiva rigidità portata dall'acciaio ha causato una diversa distribuzione delle sollecitazioni cambiando il comportamento meccanico della struttura e provocando rotture in altri punti della capriata. Gli autori concludono affermando che anche se entrambe le tecniche di riparazione hanno permesso di superare i limiti di sicurezza richiesti, l'applicazione delle guance di legno massiccio ha evidenziato una migliore performance strutturale.

### **1.4 VALUTAZIONE DELL'EFFICACIA DEGLI INTERVENTI DI RINFORZO**

In questo paragrafo vengono esposte le principali metodologie riportate in letteratura per la valutazione dell'efficacia dell'intervento di rinforzo e i limiti che tali studi presentano.

La grande variabilità dei risultati pubblicati nelle diverse ricerche induce a fare alcune considerazioni circa i metodi di determinazione dell'efficacia dei vari interventi di rinforzo analizzati. In quasi la totalità degli studi citati la comparazione effettuata per la determinazione degli incrementi di rigidità e di resistenza si riferisce a elementi diversi: i cosiddetti "elementi di controllo". Se si considera il fatto che il legname strutturale nuovo classificato a vista in base alle qualità resistenti e quindi associato ad una Classe di Resistenza (EN 338) è caratterizzato da una variabilità (CV) delle proprietà meccaniche che può essere superiore al 20% (Fioravanti e Togni, 2001), molto discutibile risulta essere l'attendibilità dei risultati delle soluzioni investigate con tali sistemi "di controllo" e soprattutto la possibilità di estenderli alla realtà delle strutture lignee antiche. Infatti, utilizzare campioni di controllo non rinforzati nel caso si stia testando elementi antichi aumenta notevolmente il rischio di riportare conclusioni errate circa l'efficienza di un determinato intervento di rinforzo. La variabilità delle proprietà meccaniche che caratterizza le travi antiche è molto elevata: Cavalli *et al.* (2016a) hanno testato a flessione 81 travi antiche di abete bianco e rosso riportando un CV del 32% e del 49% rispettivamente per il modulo di elasticità (MOE) e per il modulo di rottura (MOR).

In passato, la scelta del legname da costruzione veniva effettuata in base all'esperienza dei carpentieri e non esisteva un sistema di norme, come quello attuale, in grado di "standardizzare" il legno per usi strutturali. All'interno degli edifici antichi troviamo un'alta diversità di elementi strutturali. Diversità che è dovuta sia per le dimensioni degli elementi stessi sia per la qualità strutturale che li caratterizza. Inoltre, anche il fatto di essere rimasti in esercizio per molti anni è una fonte di variabilità assolutamente non marginale: lo stato di conservazione, la durata del carico, con effetti sulle deformazioni viscoelastiche (*creep*), eventuali danni meccanici accidentali che si sono verificati nel tempo; sono tutti fattori che devono essere presi in considerazione quando viene testato del materiale ligneo antico dismesso (Cavalli *et al.* 2016b). La consuetudine di utilizzare dei provini di controllo per valutare l'effetto degli interventi di rinforzo, benché errata anche nel caso del legname nuovo (Zanutini *et al.* 2014) risulta essere ancor più sbagliata per gli elementi antichi. Utilizzare degli elementi di controllo diversi per valutare la efficacia di un determinato intervento di rinforzo ha valore solo per campioni con un numero molto elevato di provini,

sia di prova che di controllo, tali da ricondurre le variabilità del materiale sotto stretto controllo statistico (Togni 2014). L'efficacia dell'intervento di rinforzo, almeno per le caratteristiche di rigidità, dovrebbe essere quindi valutata sullo stesso elemento prima e dopo l'azione d'irrobustimento. I risultati ottenuti a partire da campioni di controllo sono dunque di per sé caratterizzati da una bassa valenza statistica (a meno che non si tratti di provini di legno netto da difetti) e dovrebbero essere considerati come indicativi del comportamento globale degli elementi lignei rinforzati, facendo attenzione a non generalizzare.

Per quanto riguarda l'applicazione di elementi fibrorinforzati esterni o interni, in letteratura troviamo diverse metodologie per la determinazione dell'efficacia d'intervento. Il metodo più diffuso è quello di confrontare la rigidità flessionale in termini di EI tra prima e dopo l'azione di rinforzo considerando la sezione nominale dell'elemento ligneo (Schober e Rautenstrauch 2007):

$$k_{EI} = \frac{EI_{\text{eff}}}{EI} \quad (1)$$

dove  $k_{EI}$  indica l'incremento di rigidità,  $EI_{\text{eff}}$  e  $EI$  sono rispettivamente la rigidità dell'elemento rinforzato e non rinforzato.

Alam *et al.* (2009) invece hanno analizzato i risultati conseguiti secondo due metodologie: considerando la sezione effettiva degli elementi e applicando il "Transformed Section Method" (TSM). Quest'ultimo metodo prevede la conversione della superficie del materiale rinforzante in termini di area equivalente di legno sulla base del modulo elastico flessionale dei due materiali (Gere e Goodno 2009). Il TSM viene comunemente utilizzato per i calcoli di progetto agli Stati Limite d'Esercizio (SLE) degli interventi di consolidamento con FRP e acciaio (Schober *et al.* 2015).

Altri ricercatori hanno sperimentato l'efficacia di prove dinamiche di vibrazione nel prevedere l'efficacia del rinforzo di elementi lignei irrobustiti con compositi fibrorinforzati (GFRP) (Cheng e Hu 2011; Bru *et al.* 2014; Zhu e Liu 2014), ottenendo risultati soddisfacenti. Le potenzialità di questi strumenti dovrebbero essere ulteriormente investigate. Schober *et al.* (2015) affermano come la determinazione delle caratteristiche meccaniche degli elementi lignei da rinforzare sia la difficoltà maggiore per i calcoli di progetto degli interventi stessi, in particolare per le strutture antiche. L'ausilio di prove non distruttive, in connubio con i risultati d'ispezioni diagnostiche visive, potrebbe offrire un valido supporto all'ingegnere incaricato della progettazione dell'intervento (Ceccotti *et al.* 1994; Ceccotti e Togni 1996; Ross e Pellerin 1994; Cavalli e Togni 2013; Cavalli e Togni 2015; Ilharco *et al.* 2015; Cavalli *et al.* 2016a).

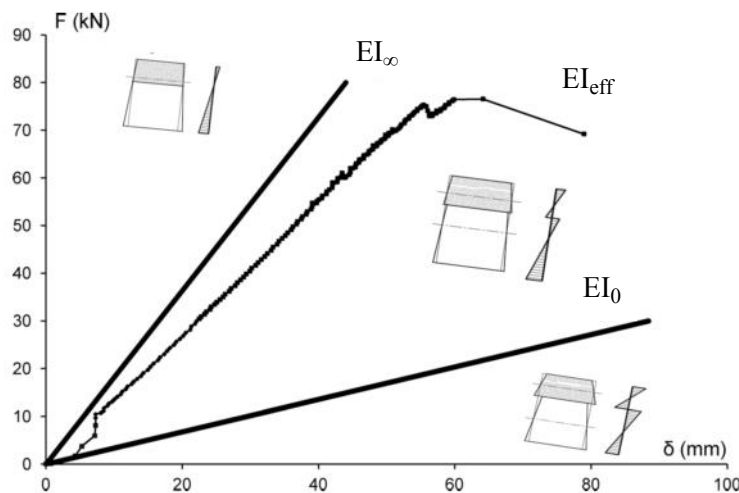
In riferimento alla realizzazione di sezioni composte legno-legno tramite connessioni meccaniche, il comportamento della struttura mista, come ampiamente discusso nel paragrafo precedente, oltre che essere funzione delle proprietà meccaniche delle singole componenti è fortemente influenzata dal modo di comportarsi della connessione. Tanto più la connessione è rigida, e quindi è in grado di limitare gli spostamenti tra gli elementi, tanto più risulta riuscito l'intervento d'irrobustimento. Il parametro adimensionale con cui viene eseguita la valutazione dell'efficacia del rinforzo rappresenta dunque l'efficienza della connessione nel limitare lo scorrimento nell'interfaccia tra i due elementi, e viene espresso nel seguente modo (Riggio *et al.* 2014):



$$\eta = \frac{EI_{\text{eff}} - EI_0}{EI_{\infty} - EI_0} \quad (2)$$

dove,  $EI_0$  identifica la situazione di rigidità nulla, ossia il caso di assenza di connessione;  $EI_{\infty}$  è la condizione di rigidità infinita in cui la generica sezione globale di una trave composta si mantiene piana, con assenza di scorrimenti; e infine  $EI_{\text{eff}}$  rappresenta il comportamento statico reale delle struttura in oggetto, intermedio alle due casistiche anzi descritte, e può essere ricondotto alla situazione di due elementi collegati con una connessione semirigida e quindi deformabile (Figura 10).

I valori di  $\eta$  usuali per i solai composti lignei (con soletta di legno o calcestruzzo), sono generalmente compresi tra 0,4 e 0,7 (Piazza 2004).



**Figura 10** - Esempio di grafico carico deformazione di una prova a flessione statica di una trave a sezione composta. Nel grafico sono visualizzati i limite teorico inferiore di rigidità (assenza di connessione) e superiore (infinita rigidità) della connessione meccanica. Il valore sperimentale si colloca tra i due casi limite (connessione semirigida) (da Riggio et al. 2014).

Infine, per quanto concerne invece la determinazione dell'efficacia d'intervento in termini di resistenza, la valutazione viene eseguita attraverso il confronto tra il valore medio del carico di rottura a flessione dell'elemento rinforzato con quello dei campioni di controllo, con tutti i limiti prima descritti (Corradi et al. 2016):

$$\delta = \frac{P_{\text{max}}}{P_{\text{max un}}} \quad (3)$$

dove  $\delta$  è il parametro adimensionale che esprime l'efficacia del rinforzo,  $P_{\text{max}}$  e  $P_{\text{max un}}$  sono rispettivamente i valori di carico massimo medi per gli elementi rinforzati e non rinforzati (campioni di controllo).

## 1.5 OBIETTIVI

La molteplicità di varianti concernenti gli interventi di rinforzo di travi antiche presenti in letteratura fa emergere come, nonostante si tratti dello stesso materiale, il legno e i prodotti a base di legno siano limitatamente utilizzati come elementi d'irrobustimento se non per la formazione di travi composte. Nella gran parte dei casi di rinforzo, oggetto dello studio bibliografico (§. 1.2), si procede ad "armare" il legno antico con materiali altamente performanti, tanto da rischiare di generare problemi in altre parti dell'elemento strutturale oppure da esautorare dalla sua funzione portante il legno stesso.

Lo scopo del lavoro è quello di proporre una soluzione alternativa per il rinforzo dall'estradosso di travi lignee antiche attraverso l'applicazione di prodotti a base di legno, con proprietà meccaniche avanzate, sotto forma di elementi interni d'irrigidimento. L'idea guida è quella di cercare la massima collaborazione tra le componenti, sfruttando appieno la capacità portante residua dell'elemento ligneo antico. La proposta di rinforzo a scomparsa è ispirata dai vari tentativi di rinforzo di elementi strutturali antichi, esistenti in letteratura ed effettivamente attuati (§ 1.2.2), che prevedono questo genere di approccio, dove, nella scanalatura possono essere immessi diversi materiali (pultrusi, CFRP, acciaio) e raramente prodotti a base di legno. Anche se, come appurato dallo studio bibliografico, l'efficienza dei rinforzi eseguiti dall'estradosso delle travi risulta essere più scarsa di quelli dall'intradosso, nel caso degli elementi inflessi (§ 1.2 e § 1.2.1), intervenire dall'alto consente di conservare al meglio l'aspetto estetico degli elementi lignei, evitando, nel caso in cui gli elementi da rinforzare siano a vista, la visibilità di tagli sulla superficie dell'intradosso, la cui qualità estetica può essere anche molto discutibile (§ 1.1.1). Altro fattore sul quale conviene investire è il mezzo di unione tra i due componenti. La reversibilità dell'intervento di rinforzo, come abbiamo visto nel paragrafo 1.1.3, è un valore aggiunto di non poco conto. Normalmente per questa tipologia di consolidamento si tende ad avvalersi di resine sintetiche per uso strutturale, il cui uso di per sé rende impossibile qualsiasi altra eventuale modifica futura, per il loro carattere di non reversibilità. Valutare i risultati dell'impiego di un sistema di connessione di tipo meccanico è dunque un'altra finalità del presente studio. Infine, la conoscenza delle proprietà meccaniche dell'elemento ligneo da rinforzare, essenziale per i calcoli di progetto degli interventi di rinforzo, così come la verifica dell'effetto di tali interventi, risultano essere difficilmente conseguibili in opera: raramente vengono eseguite prove di carico prima e dopo il consolidamento. Nel presente lavoro, viene quindi verificata l'applicabilità di metodi non distruttivi (NDT – non-destructive testing) nel prevedere le variazioni delle proprietà meccaniche precedenti e successive all'intervento. Un tipo di controllo ripetibile, che può ritornare utile nel futuro della vita della struttura, per le ispezioni diagnostiche del manufatto. Riassumendo gli obiettivi dello studio sono:

- proporre prodotti a base di legno con proprietà meccaniche avanzate per il rinforzo di elementi antichi, in modo da ottenere una maggiore compatibilità tra i materiali, un minor impatto ambientale e una valida alternativa alle modalità di intervento esistenti;
- implementare un sistema di connessione meccanico, alternativo all'incollaggio, in modo da conseguire la reversibilità dell'intervento e una maggiore semplicità di realizzazione e, come elemento aggiuntivo, una maggiore sostenibilità ambientale dell'intervento stesso;
- studiare il comportamento meccanico del sistema legno-legno realizzato e determinarne l'efficacia in termini di rigidità e di resistenza;
- valutare l'efficacia di prove dinamiche di vibrazione nella previsione degli incrementi di rigidità e resistenza ottenuti con il rinforzo.

## 2 MATERIALI E METODI

### 2.1 LE TRAVI LIGNEE ANTICHE

All'interno degli edifici storici è possibile trovare elementi portanti di specie legnose differenti, sia latifoglie, quali querce, castagno, pioppi, olmi, sia conifere come abeti, larice e pini. Le più diffuse e tradizionalmente utilizzate per la realizzazione di travi strutturali in Italia sono decisamente l'abete bianco (*Abies alba* Mill.) e l'abete rosso (*Picea abies* L.). La disponibilità di queste specie sul territorio nazionale, le dimensioni, la forma dritta del fusto e le sue caratteristiche meccaniche, sono le principali ragioni del loro successo come materiale da costruzione. Nella maggior parte degli edifici storici gli elementi lignei strutturali componenti solai e strutture di copertura sono principalmente costituite da queste due specie. Nella Piana di Firenze, per esempio, e nelle aree limitrofe, l'abete bianco è stato ampiamente impiegato fin dal passato, grazie all'elevata disponibilità nelle zone appenniniche circostanti.

Lo studio è stato svolto su un campione di 10 travi di solaio antiche di abete bianco e rosso. La sperimentazione di una nuova tecnica di rinforzo sulle specie più adoperate nelle costruzioni ha l'obiettivo di poter estendere i risultati a più casi: alla maggior parte degli edifici storici e, in futuro, anche a quelli di nuova costruzione.

Le travi analizzate, costituite da 7 travi di abete bianco e 3 di abete rosso, facevano parte di un campione già oggetto di precedenti ricerche (Cavalli, 2012). Come riportato dall'autore, le travi provenivano da cantieri di restauro di edifici collocati nei dintorni di Firenze e, nonostante non sia stata eseguita nessuna analisi specifica finalizzata a stabilire l'età delle stesse, in base alla storia degli edifici di provenienza, alle lavorazioni presenti sulla superficie degli elementi lignei e agli evidenti segni del tempo, tali travi possono essere rimaste in opera per un periodo superiore ai 70 anni. Su queste travi era già stato effettuato uno studio, con la realizzazione di un taglio centrale, esteso per tutta la lunghezza della trave, che potesse contenere una piastra di acciaio al fine di simulare un intervento di rinforzo e di verificare l'influenza dello stesso taglio sulle proprietà meccaniche dell'elemento ligneo, in base alle caratteristiche e ai difetti presenti. Gli elementi lignei sono stati quindi classificati a vista secondo la norma UNI 11119:2004 - *Manufatti lignei - Strutture portanti degli edifici - Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi lignei in opera* – la quale stabilisce i criteri, le procedure e i requisiti per effettuare la diagnosi dello stato di conservazione e la stima delle proprietà meccaniche di elementi lignei in opera nelle strutture portanti di edifici appartenenti ai beni culturali.

Il materiale dello studio è pertanto costituito da elementi lignei, diversi sia per sezione che per lunghezza (scelta eseguita al fine di determinare gli effetti dei tagli su travi di dimensioni diverse), e caratterizzati dalla presenza di un taglio centrale di spessore pari alla stradatura della lama dell'elettrosega con la quale era stato realizzato (9 mm), e profondo fino a circa il 75% dell'altezza dell'elemento (fig. 11).

Rispetto al campione disponibile di travi intagliate è stato possibile svolgere lo studio su 10 travi, dato che il resto del materiale presentava uno stato di degradamento troppo avanzato che rendeva impossibile la sperimentazione, causato da un attacco di termiti.

Il nuovo campione di 10 travi è stato l'oggetto della sperimentazione: le travi sono state rinominate, è stata misurata la sezione di ciascuna, prendendo la media di tre misurazioni eseguite all'estremità e in mezzeria

(Tabella 1) e sono state verificate le lunghezze. Sulla base di tali dimensioni sono state poi avanzate le ipotesi di rinforzo, come formulate negli obiettivi.



**Figura 11** - Il campione di travi antiche, già oggetto di studio sugli effetti d'indebolimento dovuti al taglio (Cavalli 2012)

**Tabella 1**– Dimensioni del campione di travi antiche

<b>Trave N</b>	<b>Specie</b>	<b>Base (b) [mm]</b>	<b>Altezza (h) [mm]</b>	<b>Lunghezza (l) [mm]</b>
T01	Abete bianco	202	261	3745
T02	Abete bianco	161	176	2554
T03	Abete bianco	161	219	3500
T04	Abete rosso	202	233	2705
T05	Abete rosso	206	237	2710
T06	Abete rosso	200	230	2720
T07	Abete bianco	161	207	4062
T08	Abete bianco	187	254	3050
T09	Abete bianco	173	245	2495
T10	Abete bianco	218	270	3514

## 2.2 PRODOTTI A BASE DI LEGNO COME ELEMENTI DI RINFORZO

Rispetto ai sistemi di rinforzo maggiormente utilizzati negli interventi di restauro delle travi antiche, basati principalmente sull'inserimento di piastre o tondini d'acciaio, inserti in FRP, in vetroresina o altro inghisati all'interno dell'elemento ligneo, l'idea portante di questo lavoro è stata quella di impiegare come rinforzo materiali avanzati, a elevate prestazioni meccaniche, a base di legno.

### 2.2.1 SELEZIONE DEL MATERIALE RINFORZANTE

La selezione del materiale di rinforzo da applicare come inserto all'interno delle travi è stata eseguita vagliando le possibili soluzioni disponibili sul mercato, concernenti i prodotti a base di legno per uso strutturale e non.

Nulla vieta che si possa utilizzare anche il legno massiccio di specie con proprietà meccaniche elevate (ad esempio legni a densità molto alta, legnami tropicali ecc.), ma data la sua variabilità, resta comunque difficile ottenere una fornitura di legname privo di difetti importanti, soprattutto nel caso di grandi lunghezze. I prodotti a base di legno ricomposto hanno invece il vantaggio di poter eliminare tali difetti così da conseguire una maggiore omogeneità e un miglior controllo delle prestazioni meccaniche. Altro vantaggio è quello dimensionale, in quanto è possibile svincolarsi dalla grandezza del tronco ed ottenere lunghezze teoricamente illimitate.

Il fattore preponderante che ha guidato la selezione è stato, ovviamente, quello di ricercare prodotti altamente performanti, con elevate prestazioni meccaniche, pur senza curarsi di competere con l'acciaio e con i compositi fibrorinforzati in genere. Chiaramente maggiori sono le proprietà meccaniche del rinforzo, minore è il quantitativo di materiale necessario per ottenere la stessa efficacia d'intervento. Ciò si traduce in una riduzione delle dimensioni delle scanalature interne e quindi in una migliore conservazione della trave lignea originale.

La scelta è dunque ricaduta su quei prodotti a base di legno in cui la lunghezza è prevalente e in cui vengono esaltate le proprietà di rigidità e di resistenza in direzione longitudinale. Il prodotto che più di tutti esprime queste caratteristiche è il pannello microlamellare LVL (laminated veneer lumber). Tale pannello è costituito da sfogliati di spessore costante, normalmente compreso da 2,5 mm fino a 4 mm in base al prodotto finale da ottenere, incollati con resine strutturali (fenoliche), impilati sulle facce uno sull'altro con la fibratura parallela alla lunghezza e pressati a caldo. In questo modo vengono sfruttate le proprietà di resistenza e di rigidità del legno in direzione assiale, nella quale esprime le migliori prestazioni meccaniche. La continuità longitudinale di ciascuno strato è assicurata dalla presenza di giunti che uniscono i fogli, i quali devono essere sfalsati nello spessore del pannello per minimizzare il loro effetto sulla resistenza complessiva, evitando di creare punti di debolezza.

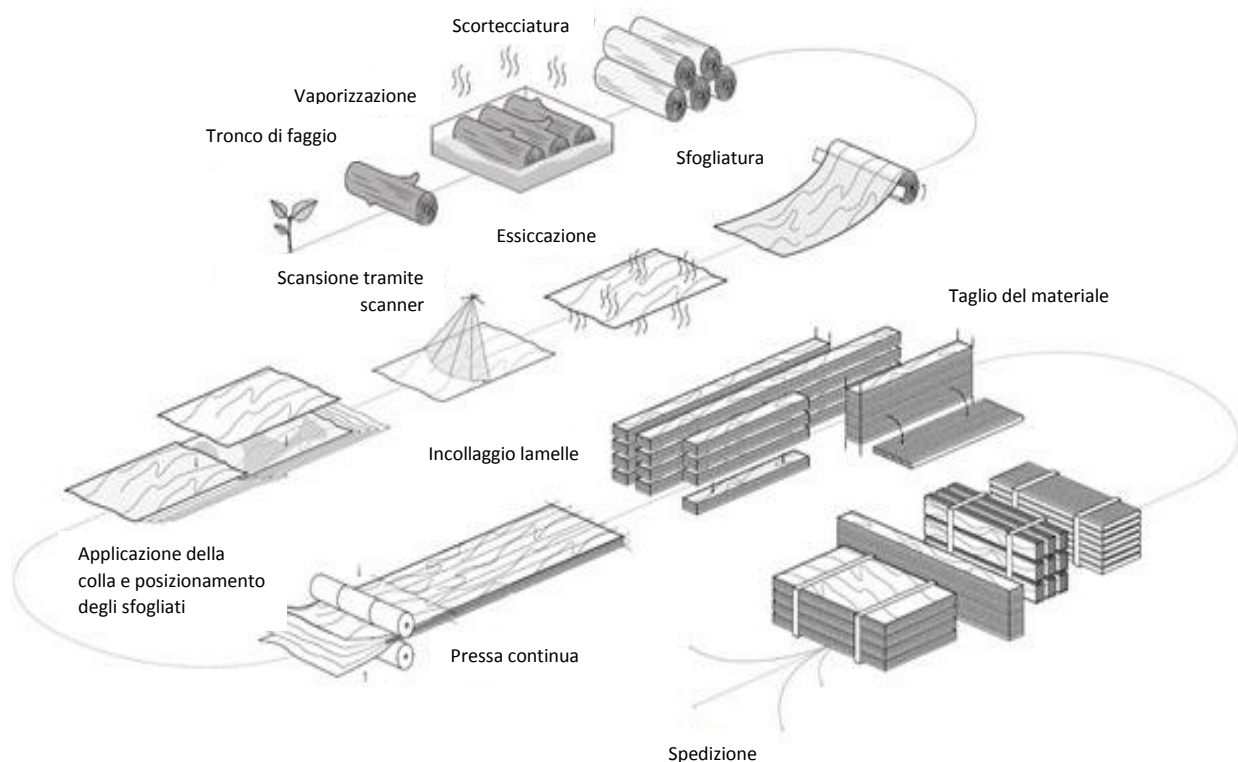
Nella ricerca di prodotti a base di legno con prestazioni ancora più avanzate abbiamo poi deciso di utilizzare anche pannelli di faggio densificato, realizzati circa con la stessa procedura del LVL, ma con pressioni per incollaggio di gran lunga superiori a quelle del prodotto standard, tali da portare a una densificazione del legno con una riduzione quasi totale dei lumi degli elementi cellulari. La resina impiegata per l'incollaggio è sempre resina fenolica.

La scelta di utilizzare queste due tipologie di pannello deriva dalle necessità di fornire soluzioni alternative e di sperimentarne la diversa risposta del sistema composto legno-legno, in modo da determinarne gli effetti ed il comportamento.

#### 2.2.1.1 LVL di faggio per uso strutturale

Le specie più utilizzate per la formazione di LVL per uso strutturale sono prevalentemente conifere: abete, pino e douglasia. Dal 2014 l'azienda tedesca Pollmeier ha sviluppato un pannello microlamellare di faggio (*Fagus sylvatica* L.) all'avanguardia, chiamato "BAUBUCHE", con proprietà meccaniche molto elevate,

dovute proprio alla specie utilizzata. Attualmente il pannello LVL di faggio risulta essere molto studiato per applicazioni strutturali innovative (Boccardo *et al.* 2016; Dill-Langer e Aicher 2016; Klippel *et al.* 2016; Kobel *et al.* 2016; Misconel *et al.* 2016) e potrebbe essere uno dei prodotti a base di legno con più prospettive future di utilizzo nel settore edile. Per la fabbricazione del pannello BauBuche vengono utilizzati sfogliati di spessore pari a 3,7 mm, i quali vengono essiccati e selezionati in base alla resistenza con la possibilità di eliminare parti danneggiate o particolarmente difettose. La pressatura a caldo avviene per mezzo di una pressa continua. La limitazione dimensionale per la lunghezza è dunque dovuta alle possibilità di trasporto. Esistono due tipi di pannelli: il tipo S che è formato da tutti gli sfogliati incollati parallelamente alla fibratura e il tipo Q che è caratterizzato dalla presenza di alcuni fogli incollati con la fibratura orientata a 90° rispetto agli strati adiacenti<sup>2</sup>. Quest'ultimo pannello è particolarmente indicato nei casi in cui vi siano condizioni climatiche variabili e sia richiesta una maggiore resistenza rispetto alle sollecitazioni nella direzione minore del piano del pannello. La presenza di fogli trasversali permette infatti, di conferire una maggiore stabilità dimensionale al pannello e una maggiore resistenza ai carichi perpendicolari alla direzione maggiore del pannello. Il tipo S invece risulta essere particolarmente indicato per la realizzazione di componenti monodimensionali, come le travi. Dato l'obiettivo del presente studio, la scelta è ricaduta sul pannello di tipo S.

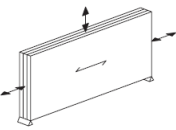
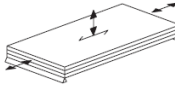


**Figura 12** - Schema del processo produttivo del pannello LVL di faggio (da [www.pollmeier.com](http://www.pollmeier.com) modificato)

<sup>2</sup> Il numero di fogli trasversali varia in base alle dimensioni dello spessore (s) del pannello: per i pannelli di spessore  $20 \leq s \leq 50$  mm sono previsti 2 fogli trasversali; mentre per i pannelli di spessore  $50 < s \leq 80$  mm sono previsti 4 fogli trasversali (PM-003-2015).

Il processo produttivo è raffigurato nella Figura 12, mentre le proprietà meccaniche dichiarate dal produttore (PM-003-2015) sono elencate nella Tabella 2<sup>3</sup>.

**Tabella 2** – Valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche del pannello BauBuche tipo S (PM-003-2015)

Proprietà	Unità	Simbolo		
Conformazione			A lastra	A piastra
Resistenza a flessione	[N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{m,k}$	75	80
Resistenza a trazione	[N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{t,0,k}$	60	
		$f_{t,90,k,edge}$	1,5	
Resistenza a compressione	[N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{c,0,k}$	57,5	
		$f_{c,90,k,edge}$	14	
		$f_{c,90,k,flat}$	10	
Resistenza a taglio	[N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{v,k}$	8	
Modulo di elasticità	[N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{m,0,mean}$	16800	
		$E_{m,0,05}$	14900	
		$E_{90,mean}$	470	
		$E_{90,05}$	400	
Modulo di taglio	[N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{v,0,mean}$	760	850
Massa volumica	[kg/m <sup>3</sup> ]	$\rho_{mean}$	800	
		$\rho_k$	730	



**Figura 13** – LVL di faggio prima della sezionatura

<sup>3</sup> Le caratteristiche tecniche fornite dal produttore e disponibili in rete, sono state oggetto di modifiche quando, a materiale già acquisito, erano in corso di esecuzione le prove di laboratorio concernenti la ricerca. Nella prima versione la resistenza caratteristica  $f_{m,k}$  era indicata a 70 N/mm<sup>2</sup>, la densità media  $\rho_{mean}$  740 kg/m<sup>3</sup> e quella caratteristica  $\rho_k$  680 kg/m<sup>3</sup> (PM-003-2013).

In totale 8 travi sono state rinforzate con il BauBuche tipo S. Gli elementi di rinforzo sono stati ricavati da due pannelli di 6000 mm di lunghezza e di 1820 mm di larghezza (Figura 13), appositamente sezionati attraverso una sezionatrice a controllo numerico, con un piccolo sovradimensionamento per tener conto di eventuali difformità dei tagli durante la realizzazione delle scanalature. I pannelli sono stati poi refilati e troncati nelle dimensioni precise una volta eseguito lo scavo nelle travi.

### 2.2.1.2 Pannelli densificati con prestazioni migliorate

Altri prodotti che potrebbero risultare particolarmente interessanti per il rinforzo di elementi lignei strutturali sono i pannelli densificati con prestazioni meccaniche migliorate. Si tratta di multistrati composti da sfogliati, di solito di faggio, incollati sempre con adesivi sintetici e pressati a compressione trasversale molto elevata e ad alte temperature. Tale pressatura permette di ridurre gli spazi vuoti presenti nel legno con conseguente diminuzione dello spessore e relativo aumento della massa volumica, che viene portata fino a 1,30 – 1,35 g/cm<sup>3</sup>. Il prodotto che ne deriva è un materiale ligneo completamente differente da quello di partenza. Il processo infatti rende più fine la tessitura, raddoppia la durezza, conferisce una certa stabilità dimensionale rispetto all'acqua, anche grazie al contributo della resina impiegata per l'incollaggio, una maggiore durabilità nei confronti dei più comuni agenti di deterioramento, siano essi biologici o chimici, e un sensibile incremento delle caratteristiche meccaniche (Giordano 1983). Normalmente questo prodotto viene impiegato in ambienti particolarmente soggetti ad usura, come parquet, scalini, nell'industria meccanica in alternativa ai metalli, ingranaggi antirumore, piani per macchine utensili, barre filettate, dadi ecc.

A differenza del BauBuche, che è un prodotto dedicato per applicazioni strutturali (salvo la tipologia "tavolato"), in letteratura esiste una sola sperimentazione didattica universitaria sull'utilizzo del pannello Ranprex in edilizia, in particolare per il consolidamento di travi lignee (Ricottini 1994). Nonostante le proprietà meccaniche elevate, vi sono alcuni fattori limitanti per il suo impiego in abito strutturale, a confronto con altri prodotti a base di legno: il peso degli elementi lignei, le difficoltà di lavorazione in opera e soprattutto il costo del prodotto<sup>4</sup>. Differente è invece l'impiego dei pannelli densificati per il rinforzo di elementi lignei portanti, dove normalmente vengono utilizzati prodotti molto più costosi quali, l'acciaio e FRP.

I principali marchi che si trovano sul mercato sono Delignit®, Lignostone® e Ranprex®. Proprio per il fatto che i pannelli densificati non nascono per usi strutturali, non poche difficoltà sono state riscontrate per reperire il materiale di lunghezza idonea per il rinforzo delle travi: difficilmente si riescono a ottenere misure maggiori di 2000 mm se non su richiesta e con costi più alti, poiché si tratta di una pressatura speciale che, attualmente, non viene eseguita per piccole quantità. Attualmente il fattore produttivo critico è ovviamente la lunghezza della pressa che deve densificare il legno e che in questo caso non è continua, ma ha dimensioni limitate. Questi limiti potrebbero essere superati nel momento in cui l'interesse anche di tipo strutturale per questo materiale fosse avviato.

---

<sup>4</sup> La differenza di prezzo tra le due tipologie di pannelli trattati in questo studio è notevole. A parità di unità di volume il Ranprex ha un costo superiore al BauBuche di circa 15 volte. E' però prevedibile che nel momento in cui si sviluppasse l'uso di pannelli densificati come materiali rinforzanti per travi lignee, il suo maggior impiego e il conseguente sviluppo del mercato può consentire una riduzione di questo rapporto.



Tra i marchi prima indicati, il prodotto Ranprex® è realizzato dall'azienda italiana Rancan che produce più tipologie di pannelli densificati, da quelli conformati come i compensati a quelli realizzati come gli LVL. Di particolare interesse, ai fini del presente studio, risulta essere il pannello denominato ML10L, formato da sfogliati di faggio incollati con le fibratura parallela tra di loro. Le prestazioni meccaniche dichiarate dal produttore sono elencate in Tabella 3, ma trattandosi di materiali normalmente non utilizzati per impiego strutturale non sono valori caratteristici ma valori medi delle proprietà indicate.

**Tabella 3** – Valori medi delle proprietà e meccaniche del pannello Ranprex® ML10L (PFWV304-KP20128-04/2015)

Proprietà	Unità	Simbolo	
Resistenza a flessione	[N/mm <sup>2</sup> ]	$f_m$	240
Resistenza a trazione	[N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{t,0}$	260
Resistenza a compressione	[N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{c,0}$	160
	[N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{c,90}$	145
Resistenza a taglio	[N/mm <sup>2</sup> ]	$f_v$	30
Modulo elastico a flessione	[N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{0,mean}$	20000
Massa volumica	[kg/m <sup>3</sup> ]	$\rho_{mean}$	1300 - 1400



In questo caso le proprietà del pannello sono state determinate dall'azienda produttrice attraverso prove su piccoli provini secondo la conformazione a piastra. Nella tabella 3 non appare dunque alcuna distinzione tra le caratteristiche di resistenza e di rigidità secondo la diversa conformazione d'uso (a lastra e a piastra, posizioni indicate in tabella 2) come nel caso del BauBuche. Quest'ultimo è infatti un prodotto nato per l'uso strutturale, sul quale sono state eseguite le consuete prove di caratterizzazione fisico-meccanica per la determinazione dei valori caratteristici delle proprietà di resistenza, rigidità e densità che servono al progettista per i calcoli strutturali. Tali valori non esistono per il pannello Ranprex® ML10L.

In totale due travi sono state rinforzate con il pannello densificato. In questo caso la difficoltà di reperire lunghezze superiori a 2000 mm ha limitato la fornitura a solo due pannelli di lunghezza di 3000 mm derivati da una pressatura speciale per la realizzazione di parallele sportive.

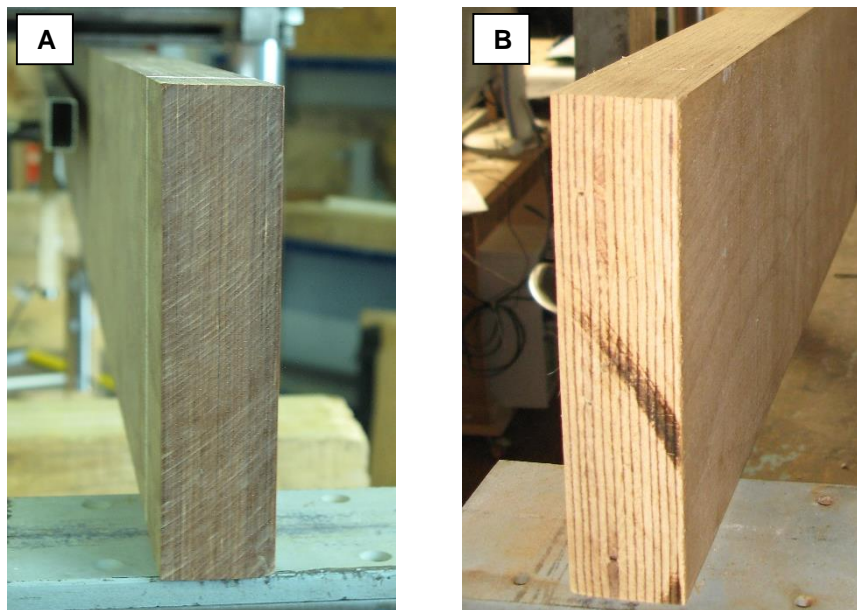
Date le migliori prestazioni meccaniche del pannello ML10L rispetto al tipo S, le travi selezionate per il rinforzo con Ranprex, numero T04 e T05, presentavano le caratteristiche di rigidità originarie più alte secondo i dati di bibliografia (Cavalli 2012), e una lunghezza idonea rispetto a quella dei pannelli.

Nella tabella 4 sono riepilogati i principali valori delle prestazioni meccaniche d'interesse ai fini del presente studio, dichiarate nelle schede tecniche di accompagnamento di entrambi i pannelli di rinforzo impiegati. La figura 14, invece, mette a confronto i due prodotti mostrandone il diverso aspetto derivante dal differente processo di produzione.

**Tabella 4** - Proprietà fisiche e meccaniche a confronto dei pannelli di rinforzo

Proprietà	Unità	Simbolo	Ranprex® ML10L	BauBuche S
Resistenza a flessione	[N/mm <sup>2</sup> ]	$f_m^*$	240	75
Modulo elastico a flessione	[N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{0,mean}$	20000	16800
Massa volumica	[kg/m <sup>3</sup> ]	$\rho_{mean}$	1300 - 1400	800

\*Per il Ranprex  $f_m$  è il valore medio; mentre per il BauBuche  $f_m = f_{m,k}$  è valore caratteristico della resistenza a flessione.



**Figura 14** - I pannelli di rinforzo: **A** il pannello densificato Ranprex®; **B** il pannello BauBuche. Dalle immagini è possibile notare la differenza di colore e di spessore degli sfogliati che compongono i pannelli, dovuta alla maggiore compressione trasversale applicata per densificare il prodotto **A** e al diverso contenuto di resina.

### 2.2.2 SCELTA DELLO SPESSORE DEI PANNELLI DI RINFORZO

La scelta dello spessore del pannello è un punto fondamentale per la buona riuscita dell'intervento di rinforzo. Maggiore è la quantità di materiale rinforzante maggiore è l'incremento di prestazioni meccaniche che si ottiene. Per ragioni conservative e per la variabilità delle sezioni delle travi, la scelta è ricaduta sullo spessore standard più piccolo fornito per il pannello BauBuche tipo S: 42 mm (41 mm levigato). Utilizzando una sola larghezza, il rapporto tra la superficie dell'elemento di rinforzo e quella dell'elemento ligneo variava da campione a campione (§ 2.1.3, Tabella 5).

Come riportano Schober *et al.* (2015), in campo elastico e per la verifica agli stati limite d'esercizio si presuppone che i materiali del composito si comportino in maniera lineare. Assumendo una connessione infinitamente rigida e quindi con assenza totale di scorrimento tra i due elementi, la rigidità flessionale ( $EI_{tr}$ ) della trave rinforzata può quindi essere determinata utilizzando il TSM (§ 1.4).

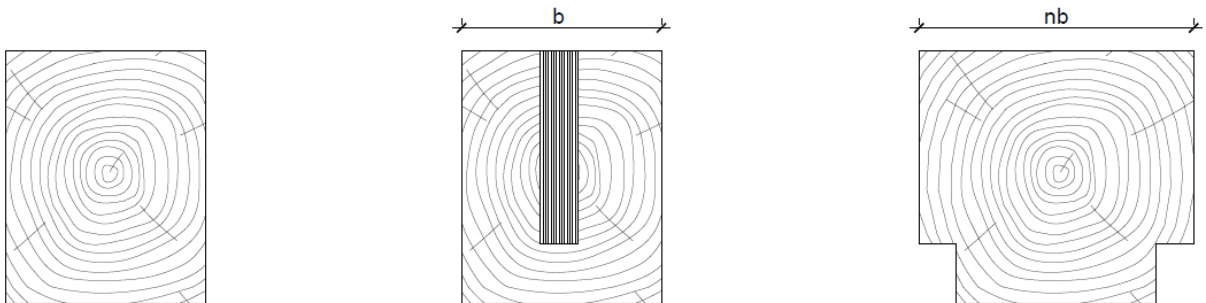
Dall'ipotesi di conservazione delle sezioni piane è infatti possibile trasformare la sezione composta della trave in un'altra ideale, in cui la superficie del pannello di rinforzo viene semplicemente convertita in una sezione lineare equivalente avente lo stesso baricentro, impiegando un coefficiente  $n$  di omogeneizzazione:

$$n = \frac{E_r}{E_t} \quad (4)$$

Dove  $E_r$  e  $E_t$  sono i valori di modulo elastico parallelo alla fibratura del pannello di rinforzo e della trave rispettivamente. Maggiore è il rapporto  $n$  maggiore è il livello d'irrigidimento apportato dal rinforzo, ragione per cui è stato utilizzato il pannello ML10L per l'irrobustimento delle travi più rigide.

Per eseguire la conversione, la base dell'elemento di rinforzo viene moltiplicata per il coefficiente di omogeneizzazione (fig. 15). La determinazione delle caratteristiche della nuova sezione, come l'asse baricentrico ( $C_c$ ) e il momento d'inerzia ( $I_{tr}$ ), viene effettuata secondo gli ordinari metodi della geometria delle masse (Alam *et al.* 2009).

Attraverso il metodo della sezione trasformata è stato possibile pertanto determinare l'incremento di rigidezza ( $k_{EI}$ ) teorico utilizzando la formula (1) (§ 1.4), con al numeratore il valore di  $EI_\infty$  e al denominatore quello della trave originaria ( $EI$ ). Ciò ha permesso di confrontare i valori di rigidezza sperimentali ottenuti con le prove meccaniche a flessione (§ 2.5.3) con quelli teorici determinati assumendo una connessione infinitamente rigida. Tale comparazione consente di valutare l'efficacia della connessione meccanica e di individuare il valore di rigidezza teorico massimo conseguibile con l'intervento.



**Figura 15** - Transformed Section Method. Sezione originale a sinistra, sezione rinforzata al centro ( $E_r > E_t$ ); sezione lineare equivalente formata da un solo materiale dopo la trasformazione ( $E_t$ )

La base della nuova sezione è determinata mediante l'equazione (5).

$$b_1 = \left\{ \frac{E_r b_t}{E_t} + b_t - b_r \right\} \quad (5)$$

Dove  $b_1$  è la base della trave e  $b_r$  è quella del rinforzo.

L'equazione (6) è utilizzata per il calcolo di  $C_c$  dall'alto, il quale è poi impiegato per la determinazione di  $I_{tr}$ , eq. (7).

$$C_c = \frac{\sum_i y_i A_i}{\sum_i A_i} = \frac{(b_1 h_1) y_1 + (b_2 h_2) (h_1 + y_2)}{(b_1 h_1) + (b_2 h_2)} \quad (6)$$

$$I_{tr} = \left\{ \frac{b_1 h_1^3}{12} + (b_1 h_1) (C_c - y_1)^2 \right\} + \left\{ \frac{b_2 h_2^3}{12} + (b_2 h_2) (h_1 - C_c - y_2)^2 \right\} \quad (7)$$

Dove  $h_1 = h_r$  e  $h_2 = h_t - h_r$ . Gli altri simboli sono indicati nella figura 16.

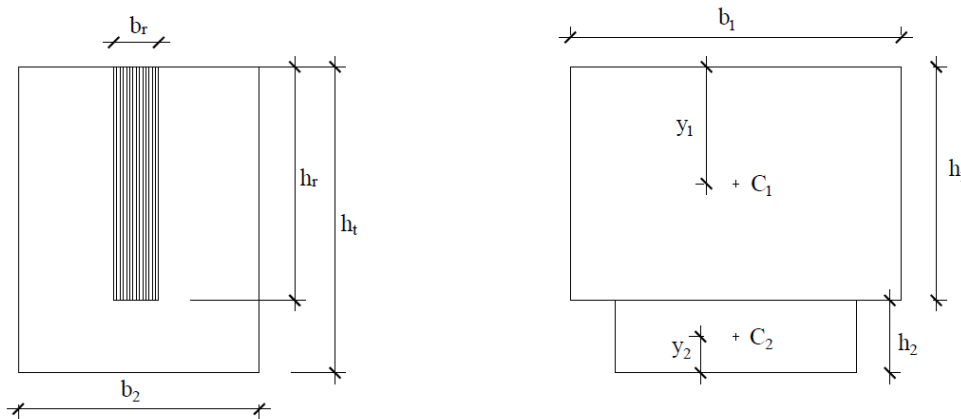


Figura 16 – Caratteristiche geometriche della sezione trasformata

### 2.3 LA REALIZZAZIONE DELLE SCANALATURE

Stabilito lo spessore del pannello di rinforzo il passo successivo è stato quello di allargare il taglio centrale esistente fino ad ottenere una scanalatura larga 42 mm e di profondità pari al taglio stesso. Uno dei fattori fondamentali per la corretta determinazione delle proprietà meccaniche durante le successive prove a flessione, è che la sezione trasversale sia mantenuta il più possibile costante per tutta la lunghezza della trave. Anche se quasi la totalità degli elementi presentavano variazioni della sezione in diversi punti, quali smussi di entità variabile, intagli, o vere e proprie riduzioni dimensionali, la realizzazione di tagli non omogenei poteva aumentare ulteriormente la difficoltà d'interpretazione dei risultati introducendo un altro elemento di variabilità. Oltre a ciò, scanalature non perfettamente rettilinee e centrate rispetto alla base

della trave avrebbero provocato problemi sia nell'inserimento dei pannelli di rinforzo sia nella distribuzione delle sollecitazioni nella sezione.

Data la presenza di un taglio centrale e l'elevata profondità dello stesso (fino a oltre 200 mm) è stato scelto di utilizzare l'elettrosega per allargare la scanalatura. Due tagli longitudinali sull'estradosso, opposti e paralleli a quello di mezzeria sono stati eseguiti ad una distanza inferiore alla metà dello spessore dei pannelli (21 mm) così da tener conto della stradatura della lama. In tal modo i due lembi di legno restanti all'interno della scavo risultavano essere così snelli ed esili da poter essere facilmente rimossi con l'ausilio di scalpelli. A tale scopo sono stati usati sia scalpelli da legno che da muratura (molto rigidi benché non affilati per il legno). Al fine eseguire i tagli centrati e paralleli per tutta la lunghezza della trave è stato teso un filo elastico e bloccato per mezzo di due chiodi posizionati al centro della sezione delle due estremità dell'elemento ligneo. Per evitare che il filo si infilasse all'interno del taglio centrale sono state utilizzate due stecche di legno come supporto. Tramite una riga metallica ad ogni metro lineare di lunghezza sono stati segnati due punti opposti a 21 mm prendendo di riferimento il filo come mezzeria. Tali punti sono stati poi uniti longitudinalmente con un pennarello indelebile in modo da tracciare la linea di taglio (fig. 17).



**Figura 17** – Posizionamento del filo da muratore e tracciamento delle linee di taglio (trave T09).

L'obiettivo di eseguire uno scavo il più preciso possibile rispetto allo spessore del pannello, deriva dalla scelta di utilizzare un sistema di connessione meccanico. Nel caso si fosse voluto procedere con un incollaggio, sarebbe stato necessario effettuare una scanalatura un po' più larga dello spessore del pannello per consentire l'inserimento di una resina capace di riempire gli spazi vuoti rimasti disponibili, e lavorare meccanicamente anche con forti spessori, come la resina epossidica.

Per mantenere la barra dell'elettrosega interna e adiacente alla linea di taglio tracciata (in modo da tener conto dello spessore e della stradatura della lama pari complessivamente a 9 mm), è stata predisposta un'apposita guida di legno, formata da due quadrotti bloccati sulla trave mediante dei morsetti, su cui far scorrere l'elettrosega stessa. I tagli sono stati eseguiti muovendosi longitudinalmente con l'elettrosega montata su una slitta di legno e ad essa fissata mediante piastre d'acciaio. Lo scorrimento della slitta



avveniva all'interno del canale formato dai due quadrotti di guida allineati alla traccia di taglio (fig. 18). L'altezza costante del taglio è stato garantita dalla presenza di una piastra di collegamento d'acciaio saldamente unita al corpo dell'elettrosega e alla slitta, che ha impedito la rotazione della barra durante la realizzazione del taglio.



**Figura 18** – Esecuzione dei tagli mediante l'elettrosega. Nella figura di sinistra è raffigurato il sistema di guida impiegato tramite l'utilizzo di due quadrotti di legno (2), fissati alla trave grazie a dei morsetti (3), dove all'interno scorre la slitta di legno (1) sulla quale è montata l'elettrosega (4).

La profondità del taglio è stata stabilita facendo ruotare il corpo l'elettrosega e cambiando il punto di fissaggio sulla barra di collegamento. Questo sistema di taglio permette di ottenere tagli rettilinei, ma si possono verificare errori in riguardo alla profondità prevista, in quanto è condizionata dalla forma dell'elemento ligneo. Infatti, dato che la slitta scorre appoggiata sulla trave lignea, la irregolarità della faccia di appoggio e scorrimento, dovuta a deformazioni, quali svergolamento o curvatura, così come la presenza di nodi in rilievo, possono far variare la profondità dei tagli. Altra problematica riscontrata riguarda il fissaggio delle guide di legno alla trave mediante morsetti. Per travi a sezione piccola o caratterizzate dalla presenza di smussi, lo spazio a disposizione per il bloccaggio si riduce e non ne consente un fissaggio corretto e stabile. In questi casi, delle stecche di legno sono state posizionate trasversalmente tra le guide e la trave e utilizzate come punto di ancoraggio per i morsetti, spostandole man mano che il taglio avanzava. Una volta eseguiti i tagli, le porzioni di legno restanti all'interno sono state estratte manualmente mediante l'ausilio di uno scalpello con un manico allungato e la superficie risultante rifinita in modo da garantire uno scavo omogeneo in termini di planarità, profondità e larghezza (fig.19). In questo modo è stato possibile ottenere per ciascuna trave una scanalatura precisa in cui inserire il pannello di rinforzo evitando scavi eccessivamente sovradimensionati in termini di ampiezza (tab. 5)

### 2.3.1 IL RILIEVO DELLE DIMENSIONI DELLE SCANALATURE E DEI PANNELLI

La sezione di ciascuna trave dopo lo scavo è stata determinata come la media di tre misurazioni eseguite ad entrambe le estremità e al centro impiegando una squadra, un calibro e una stecca metrica metallica per la misurazione della profondità della scanalatura. Il calibro è stato utilizzato per misurare lo spessore dei due lembi esterni e la larghezza dello scavo.

Analogamente, per ogni pannello è stata misurata la lunghezza, lo spessore medio e l'altezza media calcolati sulla base di tre misurazioni di entrambe le testate e in mezzzeria, dopo le operazioni di rifinitura.

In tabella 5 sono riportate le dimensioni medie dello scavo, l'incidenza dello stesso rispetto alla base (b) e all'altezza (h) della sezione media della trave, la sezione media dei pannelli e l'intensità d'intervento in termini di superficie.

A causa di leggere deformazioni di alcuni pannelli, quali l'arcuatura, l'imbarcamento e lo svergolamento, o delle travi stesse è stato necessario eseguire scanalature un po' più ampie per consentire l'inserimento in maniera agevole dell'elemento di rinforzo.

**Tabella 5** – Dimensioni della scanalatura e dei relativi pannelli di rinforzo. La lettera B e R indicano rispettivamente il prodotto: Baubuche e Ranprex®. La tabella riporta inoltre l'incidenza della scanalatura sulla base e sull'altezza della sezione di ciascuna trave e l'intensità d'intervento, dove  $A_t$  è l'area della sezione della trave intera e  $A_r$  è l'area della sezione del pannello. In grassetto sono indicati i valori medi e massimi; in corsivo quelli minimi.

Trave	Larghezza scavo (b <sub>s</sub> )	Incidenza base (b <sub>s</sub> /b)	Altezza scavo (h <sub>s</sub> )	Incidenza altezza (h <sub>s</sub> /h)	LVL	Base rinforzo (b <sub>r</sub> )	Altezza rinforzo (h <sub>r</sub> )	Intensità d'intervento (A <sub>r</sub> /A <sub>t</sub> )
N	[mm]	[%]	[mm]	[%]	N	[mm]	[mm]	[%]
T01	45,0	22	193	74	B1	41	193	15
T02	46,8	<b>29</b>	<i>125</i>	<i>71</i>	B2	41	<i>126</i>	18
T03	43,9	27	164	75	B3	41	160	<b>19</b>
T04	42,8	21	180	<b>77</b>	R4	41	180	16
T05	<b>48,4</b>	23	175	74	R5	41	174	15
T06	46,0	23	176	76	B6	41	175	16
T07	43,7	27	152	74	B7	41	150	18
T08	43,8	23	192	75	B8	41	191	16
T09	42,8	25	180	74	B9	41	180	17
T10	43,8	<i>20</i>	<b>205</b>	76	B10	41	<b>204</b>	<i>14</i>
<b>Media</b>	<b>44,7</b>	<b>24</b>	<b>174,2</b>	<b>74,6</b>	<b>Media</b>	<b>41</b>	<b>173,3</b>	<b>16,4</b>
Max	48,4	29	205	77	Max	41	204	19
Min	42,8	20	125	71	Min	41	126	14



*Figura 19 – Trave scavata (T07) (foto di sinistra) e con pannello inserito prima della rifinitura (foto di destra).*

### 2.3.2 CARATTERISTICHE QUALITATIVE DELLA TRAVE INTAGLIATA

La classificazione a vista in base alla resistenza del legname strutturale di nuova produzione è un procedimento che permette di assegnare ad ogni elemento con funzione portante, dei valori caratteristici delle proprietà di resistenza e di rigidità utili per i calcoli di progetto delle strutture. Nel caso delle strutture antiche in opera il procedimento viene adattato alle condizioni di esercizio in cui l'elemento ligneo si trova ad operare. Con questi procedimenti, ogni difetto presente sulle quattro facce dell'elemento segato viene rilevato e quantificato secondo precise norme di classificazione: la UNI 11035:2010 per il legname nuovo e la UNI 11119:2004 per il legname antico in opera.

Per comprendere al meglio il comportamento meccanico delle travi oggetto di studio, tali difetti, in particolare quelli influenzanti la resistenza, sono stati rilevati a seguito dell'esecuzione dello scavo centrale. Infatti, la realizzazione della scanalatura lungo l'estradosso degli elementi lignei divide la faccia in due parti che, per la classificazione della qualità resistente, possono essere considerate come distinte per almeno tutta la profondità dello scavo. La presenza di un nodo su un lembo rispetto ad un altro lembo senza nodi, può provocare un diverso comportamento una volta sollecitate a flessione. In questo caso, la parte più debole della trave tenderà ad inflettersi di più e la maggior parte del carico verrà assorbita dal lato più rigido, sul quale si verrà quindi a creare una sollecitazione più elevata. Tale sollecitazione si tradurrà in una maggiore inflessione della trave (Cavalli, 2010). Nel momento in cui viene immesso l'elemento di rinforzo, questa differenza di comportamento si dovrebbe attenuare, in quanto parte delle tensioni vengono assorbite dal materiale d'irrobustimento, riducendo l'inflessione della trave, ma può sempre rimanere una certa asimmetria di comportamento.

I nodi, relativamente al tratto centrale di prova, sono stati quindi misurati e la loro incidenza calcolata distintamente per i due lembi di trave rimanenti, secondo la norma UNI 11119:2004.



Altra caratteristica importante sono le fessurazioni da ritiro, naturale conseguenza dell'anisotropia dei ritiri, e normalmente presenti in elementi contenenti il midollo. La norma non ammette la presenza di fessurazioni da ritiro passanti, le quali rappresentano una discontinuità tra i tessuti legnosi in senso longitudinale riducendo la superficie resistente allo sforzo di taglio che si manifesta in elementi sottoposti a flessione. Tali discontinuità potrebbero favorire anche eventuali rotture per scorrimento non desiderate, soprattutto in elementi tozzi in cui le sollecitazioni di taglio possono diventare importanti.

In quasi tutti gli elementi esaminati, il midollo era presente e approssimativamente centrato, tipico della maggior parte delle travi antiche ricavate da un tronco intero. Con la realizzazione della scanalatura la porzione di legno centrale veniva asportata, eliminando il più delle volte anche il midollo stesso. In conseguenza a questa asportazione di materiale si sono venute a creare delle fessurazioni da ritiro passanti, nei lembi esterni della trave oppure dall'intradosso fino alla base della scanalatura (fig. 20). Alcuni elementi erano caratterizzati dalla presenza di fessurazioni profonde per quasi tutta la loro lunghezza, determinando una sorta di suddivisione della sezione resistente in più parti. All'interno dello scavo erano infatti ben visibili le tracce di tali fessurazioni passanti.

Al variare delle caratteristiche geometriche della sezione, varia anche la posizione dell'asse neutro e il valore del momento d'inerzia  $I$ , che insieme al modulo elastico esprimono le proprietà di rigidità flessionale della trave. L'effetto di queste discontinuità determinano quindi il comportamento degli elementi sollecitati a flessione. Pertanto, per ciascuna trave è stata annotata la presenza di fessurazioni da ritiro passanti.

Inoltre, è stata rilevata anche l'esistenza di eventuali attacchi d'insetti in corso e di degradamento da funghi.



**Figura 20** – Le due testate della trave T04 in cui è ben visibile la presenza di una fessurazione profonda e passante per quasi tutta la lunghezza dell'elemento. Il midollo, che in questo caso era centrato, è stato completamente asportato per la realizzazione della scanalatura.

## 2.4 IL SISTEMA DI CONNESSIONE

L'importanza di ottenere un mezzo di collegamento rigido in grado di trasferire le sollecitazioni al rinforzo e di far collaborare entrambi gli elementi è stato ampiamente trattata nei paragrafi 1.1.3 e 1.4.

Per unire il pannello alla trave è stato scelto di utilizzare un sistema di connessione di tipo meccanico per mezzo di connettori a gambo cilindrico. La resistenza delle unioni legno-legno tramite l'impiego di connettori cilindrici puntuali e sollecitati perpendicolarmente al loro asse, può essere calcolata con la teoria di Johansen (1949) basata sulle modalità di collasso osservate sperimentalmente. La capacità portante per questo tipo di connessione è legata alla resistenza a rifollamento<sup>5</sup> dell'elemento ligneo e al momento di snervamento del connettore metallico.

Negli ultimi anni, grazie alla facilità di applicazione, la versatilità e i risultati più che soddisfacenti, l'uso di viti autofilettanti per il rinforzo di strutture lignee esistenti è in continua crescita (Trautz e Koj 2009; Dietsch *et al.* 2013; Dietsch e Brandner 2015). Tali viti sono caratterizzate dalla presenza di una punta autoforante, con filetto fino all'estremità, che permette l'inserimento del connettore senza l'ausilio di un preforo. Salvo eccezioni. Ne esistono diverse tipologie, che differiscono per la destinazione d'uso, dimensioni (fino a 12 mm di diametro e 1000 mm di lunghezza) e per produttore.

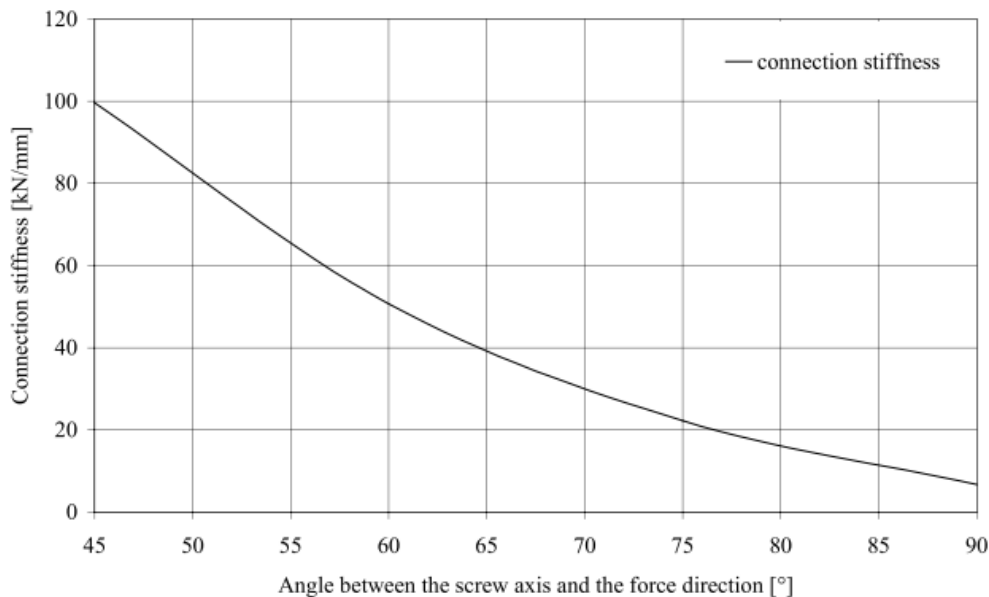
Molto utilizzate per il rinforzo di elementi lignei, risultano essere le viti a filetto totale, ovvero filettate per tutta la loro lunghezza. Questa caratteristica consente di ottenere un più uniforme trasferimento del carico tra la vite e il legno e di esaltare la capacità portante in direzione assiale, sollecitazione per la quale sono state ottimizzate. Ciò offre la possibilità di utilizzare differenti configurazioni geometriche e inclinazioni, che consentono di ottenere connessioni più resistenti e più rigide rispetto a quelle tradizionali. Blass e Bejtka (2001) e Tomasi *et al.* (2010) riportano entrambi una sperimentazione di unioni legno-legno tramite viti autofilettanti inserite con diverse angolazioni, rispetto alla direzione della fibratura del legno e alla direzione della sollecitazione. Tutte e due le pubblicazioni evidenziano come la rigidità della connessione cresca con l'aumentare dell'angolo d'inclinazione della viti rispetto alla perpendicolare del piano di taglio e della direzione della fibratura, e come la massima rigidità si raggiunga con i connettori inclinati di 45° e sollecitati a taglio-trazione (fig. 21). Mentre per viti sollecitate a taglio-compressione il sistema di unione risulta essere meno efficiente. Tomasi *et al.* (2010) sperimentano anche connessioni con viti incrociate a X caricate assialmente ottenendo i valori di rigidità più elevati.

Predisporre i connettori inclinati permette di distribuire la sollecitazione lungo l'intera superficie filettata e di caricare le viti assialmente. Così facendo, il meccanismo di trasferimento del carico non coinvolge solamente la capacità flessionale della vite e la resistenza a rifollamento del legno, ma anche la resistenza a estrazione della vite stessa e l'attrito tra gli elementi lignei indotto dalla configurazione geometrica (Tomasi *et al.* 2010). L'utilizzo di connettori a tutto filetto esalta tale resistenza a estrazione, la quale è proporzionale alla lunghezza filettata (Dietsch e Brandner 2015), permettendo l'ottenimento di connessioni

---

<sup>5</sup> La resistenza a rifollamento è una caratteristica meccanica del legno che esprime lo stato di sollecitazione massimo determinato dallo schiacciamento degli elementi cellulari legnosi per effetto della compressione localizzata esercitata dal connettore sulle pareti del foro, causandone l'ovalizzazione ed il conseguente cedimento della connessione. La resistenza al rifollamento è funzione della massa volumica del legno, del diametro del connettore e della direzione della forza applicata rispetto alla direzione della fibratura.

più rigide. La maggior rigidità comporta a sua volta un minor numero di viti impiegate a parità di prestazioni meccaniche raggiunte.



**Figura 21** – Unioni legno-legno. Variazione della rigidità della connessione in base all'angolo d'inclinazione tra l'asse della vite e il piano di taglio (da Blaß e Bejtka 2001).

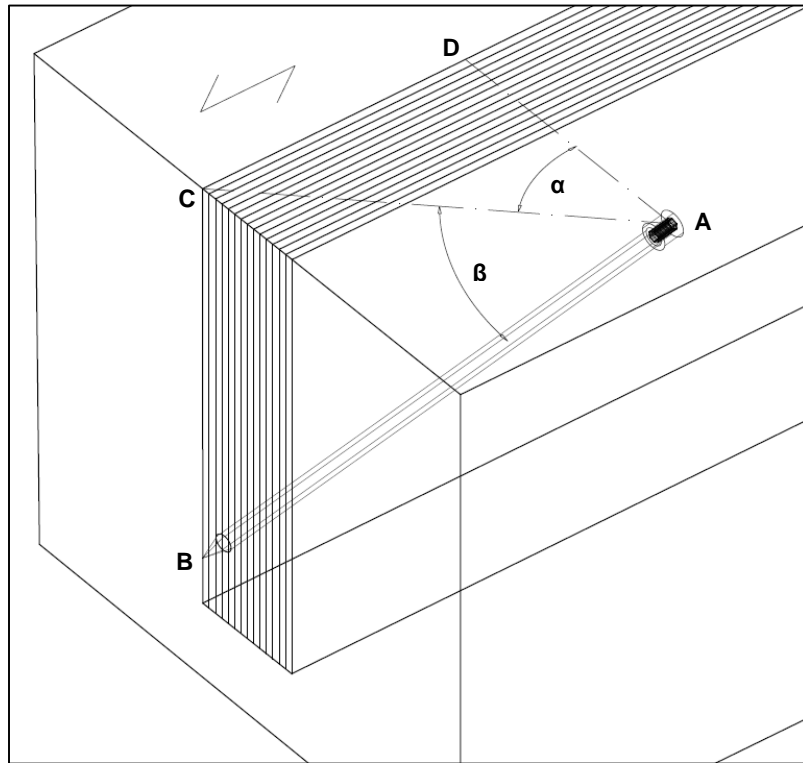
### 2.4.1 PROGETTAZIONE DEL SISTEMA DI CONNESSIONE

Sulla base di quanto esposto nel paragrafo precedente e nel paragrafo 1.1.3, l'unione tra la trave e il pannello di rinforzo è stata eseguita utilizzando viti autofilettanti a filettatura totale, inclinate di  $45^\circ$  ( $\alpha$ ) rispetto alla direzione della sollecitazione e all'asse longitudinale della trave. Inoltre, dato che con questo intervento si procede a rinforzare la trave dall'estradosso, anche l'inserimento dei connettori è stato ideato in modo che venisse eseguito dall'alto, stabilendo un secondo angolo d'inclinazione ( $\beta$ ) tra il piano parallelo alla base della sezione e l'asse longitudinale della vite stessa (fig. 22). Mentre l'angolo  $\alpha$  consente di sollecitare i connettori assialmente, il valore dell'angolo  $\beta$  determina la profondità ( $x_2$ ) che essi raggiungono nella sezione.

Nella progettazione del sistema di connessione, di rilevante importanza risulta essere la distanza tra l'asse neutro della trave ( $s_1$ ) e quello del pannello ( $s_2$ ), la quale fornisce un'indicazione sull'entità dello scorrimento che può avvenire tra i due elementi. Come si può vedere in figura 23, che può essere ritenuta rappresentativa di tutte le casistiche studiate, i due baricentri (determinati tramite CAD), risultano essere molto vicini fra loro facendo supporre un limitato scorrimento longitudinale tra trave e rinforzo; il quale incide direttamente sul numero di connettori necessari a far collaborare il sistema composto.

La posizione dell'asse neutro dei due elementi ha permesso inoltre di pianificare la direzione con cui sono stati inseriti i connettori. Al fine di sollecitare le viti a trazione esse sono state avvitate con la punta

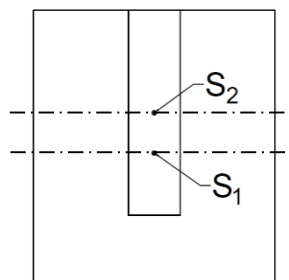
direzionata verso le testate, così da connettere la parte compressa della trave con la parte tesa del pannello di rinforzo (fig. 24).



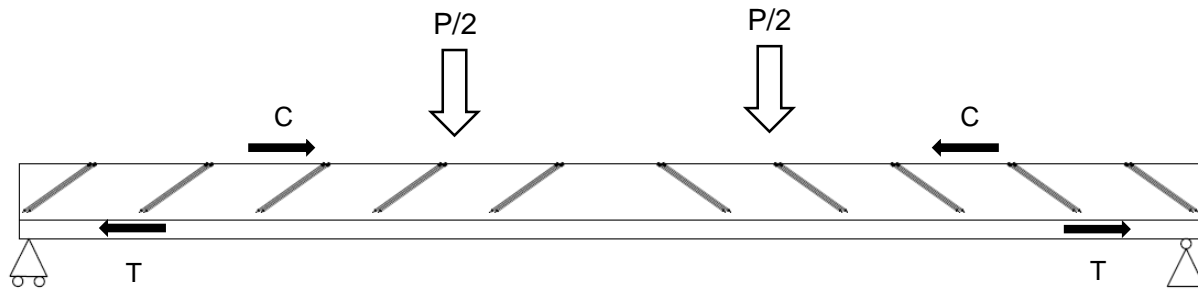
**Figura 22** – Rappresentazione tridimensionale degli angoli  $\alpha$  e  $\beta$  del sistema di connessione meccanico progettato.

Il valore dell'angolo  $\beta$  è stato quindi determinato in modo che la punta della vite raggiungesse il lato teso del pannello, stabilendo come limite minimo di profondità il 75% dell'altezza del rinforzo.

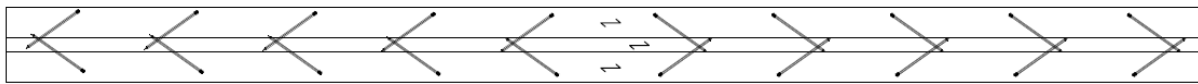
I connettori a filetto totale sono stati inseriti incrociati e opposti (uno per entrambi i lembi esterni della trave), con i fori d'inserimento sfalsati al fine di realizzare due assi di avvitarimento per evitare che si impuntassero tra di loro, fino a penetrare tutto lo spessore del pannello in modo da formare un'unione a un solo piano di taglio (fig. 25).



**Figura 23** – Posizione dell'asse neutro della trave ( $S_1$ ) e del pannello ( $S_2$ )



**Figura 24** – Schema di una prova a flessione statica a quattro punti di una trave rinforzata. Le frecce in nero rappresentano l'andamento delle sollecitazioni di compressione (C) e di trazione (T) del pannello di rinforzo. Nella figura è inoltre illustrato il posizionamento delle viti secondo l'angolo  $\beta$ .



**Figura 25** – Posizionamento delle viti incrociate e inclinate secondo l'angolo  $\alpha$  ( $45^\circ$ ) rispetto alla direzione della fibratura

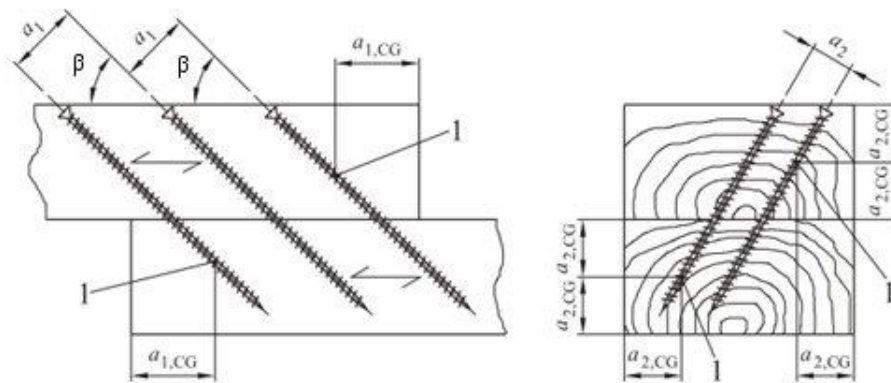
### 2.4.1.1 Tipologia dei connettori meccanici e spaziature

La connessione è stata realizzata impiegando connettori a filetto totale VGZ dell'azienda Rothoblass, concepiti per garantire elevate prestazioni statiche sfruttandone la capacità assiale. Tali viti sono dotate di un intaglio arretrato sulla punta autoforante, che riduce il rischio di spaccature nel legno e agevola la tranciatura delle fibre in fase di avvitamento. L'altra particolarità dei connettori VGZ è la testa cilindrica, la quale consente un inserimento a "scomparsa" nel legno, utile per la resistenza al fuoco e a fini estetici. L'azienda produce viti VGZ di due differenti diametri ( $d = 7$  e  $9$  mm) e di varie lunghezze in base al valore di quest'ultimo. Così come la lunghezza, anche il diametro del gambo filettato, definito come diametro nominale ( $d$ ), influenza le proprietà di rigidità e di resistenza della connessione (Dietsch e Brandner 2015). Inoltre,  $d$  viene utilizzato per la determinazione delle spaziature secondo l'Eurocodice 5 (codice europeo per la progettazione di strutture lignee, UNI EN 1995-1-1:2009) e i vari European Technical Approvals (ETAs) propri dei diversi produttori di viti. Tali documenti stabiliscono, infatti, dei valori di distanza minimi tra i connettori e distanze minime dai bordi e dalle estremità degli elementi lignei che devono essere rispettati, al fine di evitare l'insorgenza di rotture fragili indesiderate a trazione ortogonale, con conseguente cedimento prematuro della connessione.

Per quanto riguarda le viti VGZ vale l'ETA 11/0030. Una indicazione delle spaziature per viti caricate assialmente stabilite da tale documento sono fornite in tabella 6. La figura 26 è invece un estratto dell'Eurocodice 5, nella quale sono definite le distanze da rispettare per la progettazione di connessioni con viti inclinate e caricate assialmente.

**Tabella 6** – Valori minimi di spaziatura e di distanza dall'estremità e dal bordo, per viti caricate assialmente (ETA 11/0030);  $d$  è il diametro nominale della vite.

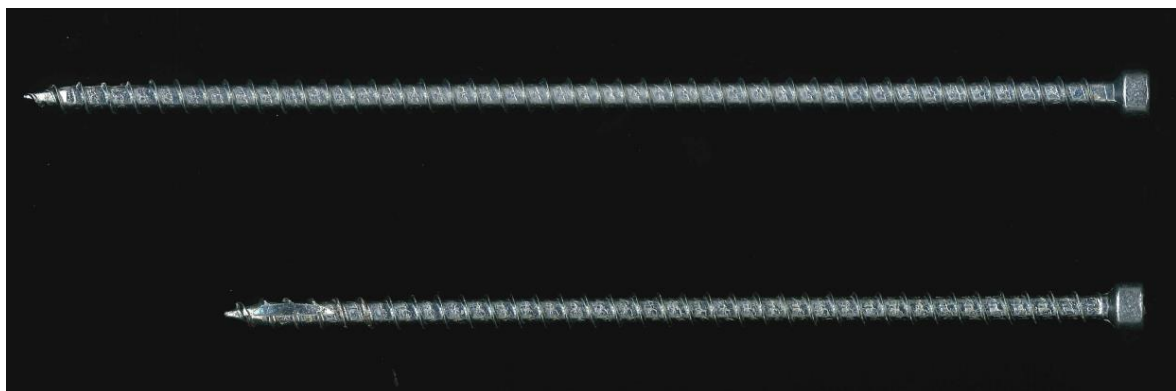
Spaziatura minima della vite in un piano parallelo alla fibratura	Spaziatura minima della vite perpendicolare a un piano parallelo alla fibratura	Distanza minima tra l'estremità dell'elemento ligneo e il baricentro della parte filettata della vite nello stesso elemento	Distanza minima dallo spigolo dell'elemento ligneo e il baricentro della parte filettata della vite nello stesso elemento
<b><math>a_1</math></b>	<b><math>a_2</math></b>	<b><math>a_{1,CG}</math></b>	<b><math>a_{2,CG}</math></b>
<b><math>5d</math></b>	<b><math>5d</math></b>	<b><math>10d</math></b>	<b><math>4d</math></b>



**Figura 26** – Spaziature e distanze per viti caricate assialmente (EN 1995-1-1).

Nel caso di connettori disposti incrociati, le due teste devono essere sfalsate tra di loro di  $1,5d$ . Altra regola indicata nell'ETA 11/0030 è l'esecuzione di una preforatura per il legno di latifoglie.

Nel presente lavoro sono state utilizzate viti VGZ di 7 mm di diametro ( $d$ ) e di due lunghezze ( $l_v$ ) differenti: 180 mm e 220 mm (fig. 27). Le spaziature minime sono state calcolate secondo le indicazioni riportate in tabella 6.



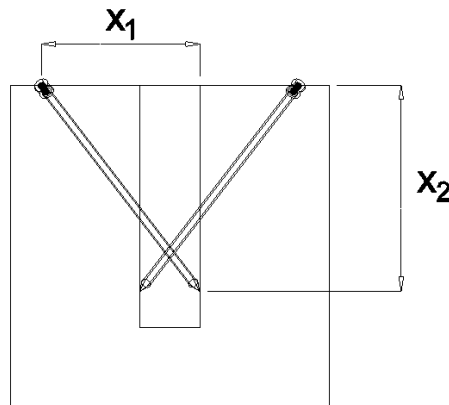
**Figura 27** – Connettori tutto filetto VGZ di lunghezza differente utilizzati per collegare trave e rinforzo.

Data la conformazione del sistema di connessione ideato, l'unica misura che non è stata soddisfatta è stata la distanza  $a_{2,CG}$  del baricentro della vite all'interno del pannello, in quanto lo spessore del rinforzo non ha consentito di raggiungere il limite minimo di 28 mm, ma di 20,5 mm che corrisponde alla metà del pannello. Conoscendo  $l_v$  è stato possibile calcolare, mediante formule di trigonometria, la profondità raggiunta dalla punta della vite  $x_2$  nella sezione (eq. 8), e il punto d'inserimento di ciascun connettore, determinato come la distanza  $x_1$  (eq. 9) dal bordo opposto del pannello perpendicolarmente all'asse longitudinale della trave (fig. 22 e 28).

$$x_2 = l_v * \sin \beta \quad (8)$$

$$x_1 = \overline{AC} * \cos \alpha = (l_v * \cos \beta) * \cos \alpha \quad (9)$$

Dove  $l_v = \overline{AB}$ ;  $x_2 = \overline{BC}$ ;  $x_1 = \overline{AD}$



**Figura 28** – Rappresentazione grafica delle distanze  $x_1$  e  $x_2$

Nonostante la variabilità delle sezioni dei campioni, la possibilità di modificare il valore dell'angolo  $\beta$  e di poter attingere a due diverse lunghezze ha consentito, in tutti gli elementi, di superare la soglia di profondità stabilita (75% dell'altezza del pannello), riuscendo quindi a connettere il lato teso del rinforzo con quello compresso della trave (tab. 7). Le combinazioni di angoli scelte sono state pertanto due:

- 1)  $\alpha = 45^\circ$  e  $\beta = 45^\circ$ ;
- 2)  $\alpha = 45^\circ$  e  $\beta = 55^\circ$ .

Quando possibile è stata preferita la combinazione numero 1) la quale, a parità di profondità raggiunta dal connettore, permette di utilizzare viti più lunghe e di sfruttare una maggiore quantità di filetto.

Tabella 7 – Profondità, angoli d’inserimento e lunghezze delle viti a tutto filetto per ciascuna trave.

Trave	$l_v$	Angolo	Angolo	Distanza $x_1$	Distanza $x_2$	Rapporto tra la distanza $x_2$ e l’altezza del rinforzo ( $h_r$ )
N	[mm]	$\alpha$	$\beta$	[mm]	[mm]	[%]
T01	220	45°	45°	110	156	81
T02	180	45°	45°	90	127	100
T03	180	45°	45°	90	127	79
T04	220	45°	45°	110	156	86
T05	220	45°	45°	110	156	89
T06	220	45°	45°	110	156	89
T07	180	45°	45°	90	127	85
T08	220	45°	55°	89	180	95
T09	220	45°	55°	89	180	100
T10	220	45°	55°	89	180	89

#### 2.4.1.2 Il numero di viti

Il numero di viti necessario a ottenere una piena collaborazione tra trave e rinforzo, è stato determinato in maniera empirica attraverso prove a flessione statica eseguite ogni qualvolta che una coppia di connettori veniva inserita in entrambe le metà delle trave. La metodologia utilizzata per misurare il livello di collaborazione tra i due elementi e per determinare il numero di viti è descritta nel paragrafo 2.5.2.

I connettori a tutto filetto sono stati inseriti ad una distanza  $a_1$  (spaziatura della vite in un piano parallelo alla fibratura) pari a  $1/10$  della luce di prova della trave ( $l$ ), riservandosi la possibilità di ridurre tale distanza e quindi di inserire altre viti intermedie, nel caso in cui il livello di collaborazione non fosse stato soddisfacente (fig. 29).

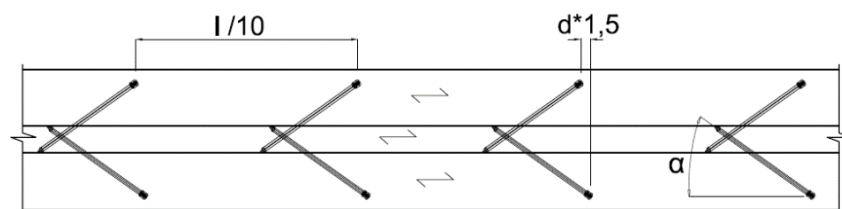


Figura 29 – Spaziature delle viti lungo l’asse longitudinale della trave



### 2.4.1.3 Modalità d'inserimento delle viti

L'inserimento delle viti nella corretta angolatura è stato eseguito mediante due guide (una per ciascuna combinazione di angoli) a forma di parallelepipedo (dime), appositamente realizzate utilizzando dei pannelli di legno. Ciascuna dima, grazie alla presenza di un foro inclinato nei due piani rispetto al lato corto del prisma, ha consentito l'avvitatura precisa dei connettori in una delle due combinazioni di angoli prescelte (§ 2.4.1.1). La realizzazione dei fori è stata eseguita in due fasi. Inizialmente è stata creata una prima dima di legno sulla quale è stata effettuata una foratura, mediante un trapano a colonna, per l'inclinazione relativa alla profondità (angolo  $\beta$ ). Tale dima è stata poi inclinata di  $45^\circ$  (angolo  $\alpha$ ) nel piano orizzontale ed è stata utilizzata per eseguire una seconda foratura sul pannello di legno utilizzato successivamente come guida per l'inserimento delle viti.

Per le travi rinforzate con il pannello BauBuche e connesse secondo la combinazione 1) ( $\alpha = 45^\circ$ ,  $\beta = 45^\circ$ ) i connettori sono stati avvitati senza preforatura. Per il pannello Ranprex® e per i compositi uniti secondo la combinazione 2) ( $\alpha = 45^\circ$ ,  $\beta = 55^\circ$ ) è stata invece necessaria la realizzazione di una preforo. In quest'ultimo caso, la maggiore inclinazione concernente l'angolo  $\beta$  non permetteva il corretto inserimento del connettore, in quanto la punta della vite veniva deviata slittando sulla faccia del rinforzo e non riusciva a forare il pannello. Con la realizzazione di un preforo, tale problematica è stata risolta. Data l'elevata massa volumica dei pannelli di rinforzo, in particolare il prodotto Ranprex®, e le dimensioni delle viti, la preforatura è stata effettuata con una punta da legno elicoidale HSS (High Speed Steel) per legni duri, di diametro 5 mm e lunghezza 250 mm (fig. 30).



**Figura 30** – Punta HSS utilizzata per eseguire la preforatura

Per l'avvitatura dei connettori tutto filetto nel composito è stata impiegata la seguente procedura (fig. 31):

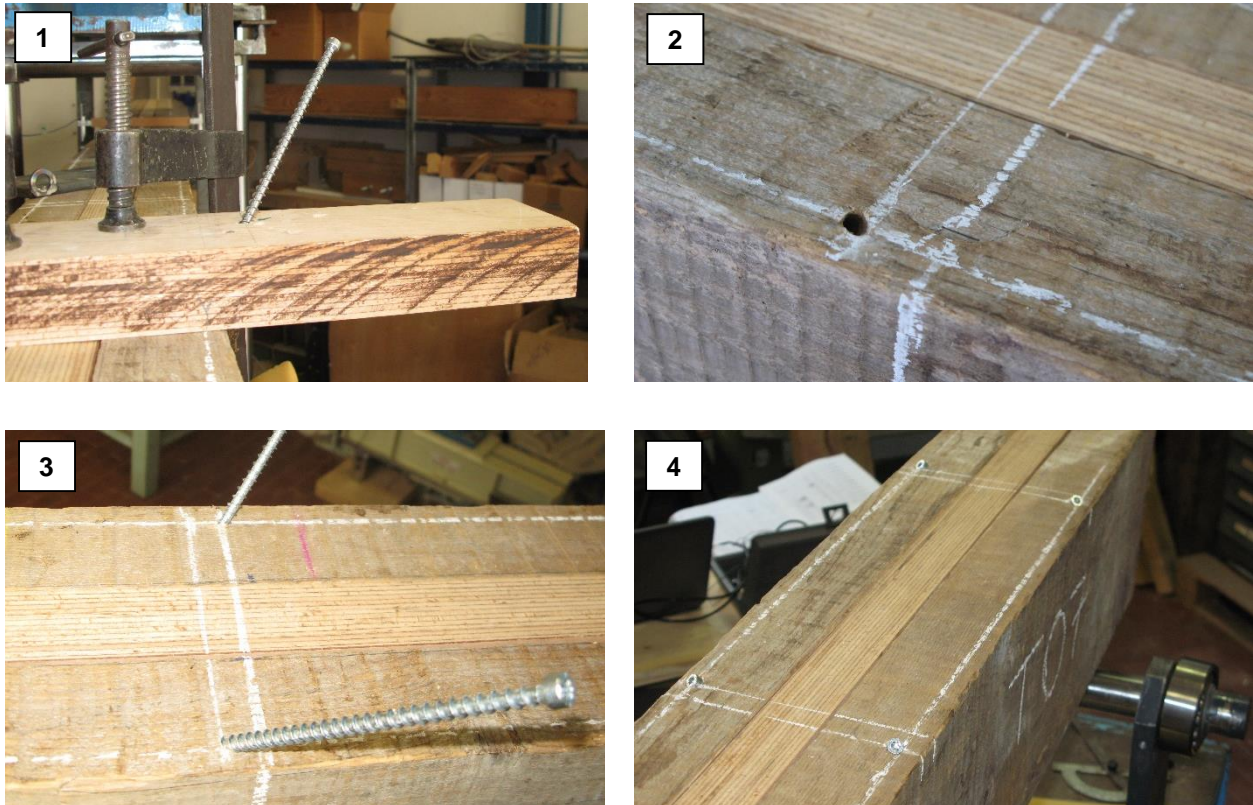
1. segnatura dei punti d'inserimento delle viti sul composito con dei gessetti per lavagna secondo le spaziature elencate in tabella 7 e in figura 29;
2. posizionamento e fissaggio mediante morsetti della guida sull'estradosso del pannello;
3. avvitamento del connettore fino a circa metà lunghezza;
4. smontaggio della dima e inserimento completo della vite; oppure, nel caso del pannello Ranprex® smontaggio della dima, realizzazione della preforatura e avvitamento totale del connettore.

Il preforo è stato realizzato seguendo l'inclinazione della foratura tracciata dalla vite nella trave durante la prima avvitatura (fig. 31 - 2), in modo da evitare di danneggiare la dima stessa.

I connettori sono stati inseriti in maniera che la testa coincidesse con l'estradosso del pannello, così da rispettare la distanza ( $x_1$ ), riferita alla posizione del lato opposto del rinforzo nella trave, e da evitare che il connettore trapassasse il pannello creando una connessione a due piani di taglio. Pertanto, per le travi

smussate o curve la parte superiore delle viti è rimasta esterna al composito, poiché se avvitata completamente avrebbe attraversato il pannello. Un'alternativa sarebbe stata quella di scegliere viti più corte e di inserirle a scomparsa. Tuttavia, nel presente studio è stato deciso di operare in questo modo per ridurre le fonti di variabilità.

L'avvitatura è stata effettuata impiegando un trapano capace di sviluppare una coppia massima di 60Nm.



**Figura 31** – Procedura per l'avvitamento delle viti. 1) fissaggio della dima tramite morsetti e prima avvitatura del connettore; 2) foro guida eseguito con la prima avvitatura 3) inserimento delle viti 4) avvitatura completa dei connettori

## 2.5 PROVE STATICHE A FLESSIONE PER LA DETERMINAZIONE DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE DEGLI ELEMENTI LIGNEI

Tutte le prove statiche a flessione sono state effettuate con una geometria di prova a 4 punti, 2 appoggi e due punti di applicazione del carico all'interno del terzo medio, tramite barra di carico collegate al martinetto centrale della macchina (pressore). I test sono stati condotti su ciascun elemento (trave, pannello e composito) impiegando una macchina prova materiali Metrocom da 200 kN a controllo elettronico e pistone idraulico per l'applicazione del carico. Le prove sono state eseguite in conformità alla norma EN 408:2012 (Strutture di legno - Legno strutturale e legno lamellare incollato - Determinazione di alcune proprietà fisiche e meccaniche), rispettando tutte le procedure per la determinazione del modulo elastico

globale ( $E_{mg}$ ) e locale ( $E_{ml}$ ) e della resistenza del composito, ad eccezione della geometria di prova. Infatti, date le dimensioni, per 9 travi su 10 non è stato possibile rispettare la distanza tra gli appoggi, in relazione all'altezza della sezione: la norma prevede che la luce di prova ( $l$ ) sia equivalente a  $18h_t \pm 3h_t$  e il provino debba avere una lunghezza minima pari a 19 volte  $h_t$ . Pertanto, per gli elementi tozzi (con  $l/h_t < 15$ )  $l$  è stata suddivisa in tre terzi uguali con la distanza tra un punto di appoggio della trave e il pressore più vicino ( $a$ ) di lunghezza pari alla distanza tra i pressori. La geometria di prova così determinata per ciascuna trave, è stata mantenuta invariata in tutte le prove condotte. Anche i relativi pannelli di rinforzo sono stati testati con la stessa configurazione geometrica della trave cui erano destinati, in modo da testare sempre lo stesso tratto anche nel composito.

Le travi presentavano spesso forma irregolare, quindi, per lo svolgimento delle prove, sono state sistemate applicando sugli appoggi dei cunei di legno, di varie dimensioni e spessori, allo scopo di allineare le facce laterali alla verticale. Ove le deformazioni erano costituite da svergolamento si è optato per l'allineamento verticale delle facce laterali in prossimità del terzo centrale.

Tra appoggio e trave è stata posizionata una piastra di acciaio che permetteva l'inflessione del pezzo e l'eventuale scorrimento (per l'allungamento della zona tesa nella prova a flessione) senza attrito significativo, necessaria per ripartire i carichi su una superficie più ampia, ed evitare indentature nel legno. Nel caso in cui la trave all'appoggio presentava zone degradate o superfici irregolari dovute alla mancanza di materiale, sono stati infrapposti dei sacchetti di acqua e gesso (scagliola), a presa rapida tra la trave e l'appoggio in modo da colmare le cavità e ripartire uniformemente il carico agli appoggi (campione T10). Anche tra le teste di applicazione del carico e l'estradosso degli elementi, sono state inserite delle piastre di acciaio di larghezza massima pari alla metà dell'altezza della sezione del provino, in modo da distribuire la sollecitazione e limitare indentature localizzate. Tali indentature, causate da cedimenti per compressione trasversale delle fibre nei punti di applicazione del carico, potrebbero infatti generare degli indebolimenti localizzati dell'estradosso compresso nel corso delle prove a flessione.

### **2.5.1 DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DI RIGIDEZZA DEI SINGOLI ELEMENTI**

Al fine di definire sperimentalmente l'efficacia dell'azione di rinforzo, ciascuna trave, dopo l'esecuzione della scanalatura, e i relativi pannelli di rinforzo sono stati sottoposti a prove meccaniche separatamente per determinarne le caratteristiche di rigidità. Le travi sono state testate nella stessa conformazione che dovrebbero assumere in opera, ovvero con la scanalatura rivolta verso l'estradosso (fig. 32).

La determinazione del modulo elastico globale e locale di ogni elemento è stata ottenuta sulla base delle frecce di inflessione misurate durante le prove. In questa fase tutte le prove sono state condotte in controllo di carico, modalità con cui la macchina è in grado di applicare un carico a incrementi costanti.

La norma EN 408 prescrive che la velocità di spostamento delle teste di applicazione del carico non deve essere maggiore di  $0,003 h \text{ mm/s}$  (dove  $h$  è l'altezza della sezione) e che il carico massimo applicato non deve superare  $0,4 P_{\max,est}$ . Quest'ultima sigla rappresenta il carico massimo stimato del materiale, che deve essere ricavato dalle prove di almeno dieci pezzi della stessa specie e di dimensioni simili a quelle dei provini analizzati, o da dati di prova esistenti appropriati. Per quanto riguarda i pannelli di rinforzo,  $P_{\max,est}$  è stato dedotto dalle schede fornite dal produttore e dalla geometria di prova. Mentre per le travi antiche

sono stati adottati accorgimenti più cautelativi: data la presenza di importanti fessurazioni da ritiro passanti e di difetti, è stato deciso di applicare carichi relativamente bassi in grado di generare sollecitazioni a flessione nell'ordine di  $1,5 - 3 \text{ N/mm}^2$ , sulla base delle caratteristiche dei singoli elementi. Tale cautela è scaturita dall'esigenza di evitare eventuali rotture, in particolare per scorrimento longitudinale (taglio) in corrispondenza delle fessurazioni da ritiro, che avrebbero compromesso l'integrità dell'elemento, avrebbero comportato un aumento dell'abbassamento verticale della trave durante la prova e pregiudicato le successive prove e l'efficacia d'intervento.

La misurazione della freccia d'inflessione per il calcolo di  $E_{ml}$  e  $E_{mg}$  è stata eseguita tramite dei trasduttori di spostamento di tipo LVDT MONTRAND MTN/EUCR 12.5 (linearità  $\pm 0,5\%$ ). Anche per la determinazione del modulo elastico locale sono stati stabiliti adattamenti della geometria di prova rispetto a quanto stabilito dalla norma. Il tratto di misura è stato infatti preso pari a  $5/6$  del tratto centrale stabilito. L'identificazione di tale tratto è servita per il posizionamento di tre punti di fissaggio (due agli estremi e uno centrale) su entrambe le facce laterali dell'elemento, utilizzati per il collocamento dei gioghi di supporto dei trasduttori in corrispondenza dell'asse neutro. In questo modo si è proceduto a misurare la deformazione della trave in corrispondenza dell'asse neutro nel segmento centrale di prova, porzione in cui, in una prova statica a flessione a 4 punti, si verifica un momento flettente massimo e costante e una sollecitazione flessionale pura, senza deformazioni dovute a sollecitazioni di taglio.

Per quanto riguarda invece il calcolo del modulo elastico globale, si è proceduto a misurare la freccia d'inflessione totale relativa all'intera luce dell'elemento. In questo caso il trasduttore di spostamento è stato disposto al centro del campione e sull'intradosso della trave o del pannello. Il nucleo del trasduttore è stato collegato al provino (trave o pannello) con un magnete agganciato alla testa di un piccolo chiodo, per la rilevazione della freccia d'inflessione.

La differenza tra i due moduli di elasticità così determinati, i cui valori possono differire notevolmente anche in uno stesso segato, è stata ampiamente trattata in letteratura (Boström 1999; Solli 2000; Ridley-Ellis *et al.* 2009; Cavalli 2012; Nocetti *et al.* 2013).  $E_{ml}$  si riferisce al solo tratto centrale dell'elemento provato e quindi è essenzialmente legato alle caratteristiche di quella zona e ai difetti presenti, come i nodi. Il modulo elastico locale viene infatti utilizzato per la determinazione dei valori caratteristici del legname nuovo, in cui si procede a stabilire una relazione statisticamente affidabile tra difetto e proprietà meccanica. Il modulo elastico globale  $E_{mg}$  risulta essere invece meno influenzato dalle caratteristiche localizzate della trave ed esprime meglio il comportamento globale dell'elemento. Esso è influenzato soprattutto dalle caratteristiche generali del legno (principalmente densità e inclinazione della fibratura) che sono distribuite per l'intera lunghezza della trave.  $E_{mg}$  tiene conto anche delle sollecitazioni a taglio longitudinale che si verificano al di fuori del tratto centrale. Tali sollecitazioni, in travi tozze e con fessurazioni da ritiro passanti, possono divenire importanti e incidere sulla freccia di inflessione totale dell'elemento.

Ai fini del presente studio il modulo elastico globale risulta essere di maggiore senso pratico, in quanto riesce a descrivere meglio il comportamento a flessione dell'intero composito. Inoltre, come descritto inizialmente (§ 1.3), la freccia d'inflessione globale viene anche utilizzata per la valutazione dell'efficacia di un'operazione di rinforzo su un solaio ligneo in opera, tramite prove di carico pre e post intervento.

La misura dell'abbassamento della linea elastica tra i punti di applicazione del carico e dell'intradosso è stata eseguita contemporaneamente in ogni prova. Il carico è stato applicato ad incrementi costanti e una volta raggiunto il valore prestabilito, si è proceduto a scaricare gli elementi con la stessa variazione di carico nel tempo, in decremento, con cui erano stati sollecitati. Per quanto riguarda le travi, la prova è stata eseguita

due volte, una in successione dell'altra. Infatti, a causa della presenza di deformazioni e di superfici a volte degradate in corrispondenza degli appoggi, la prima prova serviva per assestare la trave sulle piastre di appoggio. Mentre per la determinazione dei moduli di elasticità è stata utilizzata la seconda prova. I dati rilevati dai 3 trasduttori impiegati e dalla cella di carico della Metrocom sono stati acquisiti mediante una scheda Measurement Computing modello USB 1608-FS a 16 bit, impostata per registrare dieci punti al secondo.



**Figura 32** – Collocamento di una trave sugli appoggi per la prova a flessione con la scanalatura verso l'alto (foto di sinistra) e utilizzo del gesso tra la piastra e la superficie della trave degradata (foto di destra).

Tale scheda, dotata di 8 canali di acquisizione, comunica con il computer via porta USB. L'acquisizione dei dati, la visualizzazione dei grafici carico-deformazione e l'analisi della inclinazione delle curve per la determinazione del coefficiente angolare necessario per il calcolo del modulo elastico, sono state effettuate mediante un software dedicato realizzato con LabVIEW (Laboratory Virtual Instrumentation Engineering Workbench) (fig. 33). Il calcolo  $E_{ml}$  e  $E_{mg}$  è stato eseguito utilizzando le equazioni seguenti (EN 408):

$$E_{ml} = \frac{al_1^2 (P_2 - P_1)}{16I (w_2 - w_1)} \quad (10)$$

$$E_{mg} = \frac{3al^2 - 4a^3}{2bh^3 \left( 2 \frac{w_2 - w_1}{P_2 - P_1} - \frac{6a}{5Gbh} \right)} \quad (11)$$

$$E_{mg,t} = \frac{3al^2 - 4a^3}{24I \left( 2 \frac{w_2 - w_1}{P_2 - P_1} - \frac{6a}{5Gbh} \right)} \quad (12)$$

dove:

a                    è la distanza tra un punto di applicazione del carico e l'appoggio più vicino [mm];



$l$	è la distanza tra gli appoggi [mm];
$l_1$	è la distanza di riferimento per la determinazione del modulo di elasticità locale [mm]
$I$	è il momento d'inerzia della sezione [mm <sup>4</sup> ]
$b$	è la larghezza media della sezione trasversale del segato [mm];
$h$	è l'altezza media della sezione trasversale del segato [mm];
$P_2 - P_1$	è l'incremento del carico sulla linea di regressione con un coefficiente di correlazione di 0,99 o migliore [N];
$w_2 - w_1$	è l'incremento di deformazione corrispondente a $P_2 - P_1$ [mm];
$G$	è il modulo di taglio medio della specie [N/mm <sup>2</sup> ].
$E_{mg\_t}$	è il modulo elastico globale delle travi scanalate [N/mm <sup>2</sup> ]

Per il calcolo di  $E_{mg\_t}$  è stata utilizzata la dimensione media della sezione del terzo centrale, senza considerare l'entità degli smussi e al netto della scanalatura misurata in mezzzeria. Il momento d'inerzia è stato calcolato tramite CAD utilizzando la funzione "proprietà di massa". Il modulo di taglio ( $G$ ) è stato assunto come infinito per le travi antiche e per il pannello densificato, poiché non conosciuto: ciò è consentito dalla norma EN 408, la quale considera una buona approssimazione eliminare l'ultimo termine della formula portandolo a zero, trascurando pertanto il contributo di  $G$  ai fini del calcolo di  $E_{mg}$ . Mentre per il BauBuche è stato impiegato il valore di  $G$  dichiarato dalla scheda tecnica del prodotto (tab. 2), pari a 760 N/mm<sup>2</sup>.



**Figura 33** – Nella foto di sinistra è raffigurata la macchina prova materiali Metrocom e il sistema di acquisizione dei dati durante la prova di una trave. La foto di destra mostra i tre trasduttori per la determinazione di  $E_{ml}$  e  $E_{mg}$  posizionati per il test di un pannello densificato.

## 2.5.2 DETERMINAZIONE DEL NUMERO DI VITI DELLA CONNESSIONE

Una volta eseguite le prove iniziali per la determinazione della rigidità dei singoli elementi del composito, si è proceduto a determinare sperimentalmente il numero di viti necessario per rendere solidali trave e

rinforzo. Il pannello è stato quindi introdotto all'interno della scanalatura e sono stati svolti ulteriori test meccanici a flessione, ogni volta che due coppie di connettori venivano inserite nella metà destra e sinistra della trave. Con tale procedimento è stato possibile determinare la variazione del livello di collaborazione tra i due elementi e gli incrementi di rigidità risultanti, man mano che la cooperazione tra trave e rinforzo migliorava. Le viti sono state introdotte partendo dalle estremità e procedendo verso il centro. Le prime due coppie di connettori sono state avvitate in modo che la punta coincidesse con la linea in corrispondenza dell'appoggio. La scelta di partire dalle estremità deriva dal fatto che tali aree risultano essere le parti più sollecitate dallo scorrimento relativo tra trave e rinforzo e quindi quelle sui cui è atteso un maggior "lavoro" da parte delle viti.

La prima prova è stata eseguita sul composito privo di connettori applicando il carico alla trave e al pannello contemporaneamente, mediante le stesse piastre d'acciaio utilizzate per le prove iniziali. Come previsto, data la vicinanza dei due assi neutro (§ 2.4.1), alle estremità non è stato evidenziato nessun scorrimento tra i due elementi. L'entità di tale scorrimento, tipico delle travi composte sollecitate a flessione (Ceccotti 2003), è infatti un indice della tenacia del mezzo di connessione utilizzato per la realizzazione del sistema composto. Pertanto, data la scarsa rilevanza degli scorrimenti alle estremità del composito, il livello di collaborazione tra i due elementi è stato determinato misurando la differenza tra la curvatura della trave e quella del rinforzo, impiegando due ulteriori trasduttori elettronici di spostamento (LVDT), collocati in mezzzeria e fissati tramite un supporto ligneo al rinforzo in modo che i rispettivi nuclei poggiassero su delle piccole piastre d'acciaio a forma di L. Tali piastre sono state posizionate a loro volta sul lato destro e sinistro del composito (fig. 34). Al fine di poter verificare effettivamente il livello di collaborazione tra gli elementi, le prove sono state condotte sollecitando la sola trave così da misurare lo scostamento verticale in mezzzeria tra i due elementi (fig. 35).



**Figura 34** – Coppia di trasduttori collegati all'estradosso del rinforzo per la misura dello scostamento tra i due elementi in mezzzeria

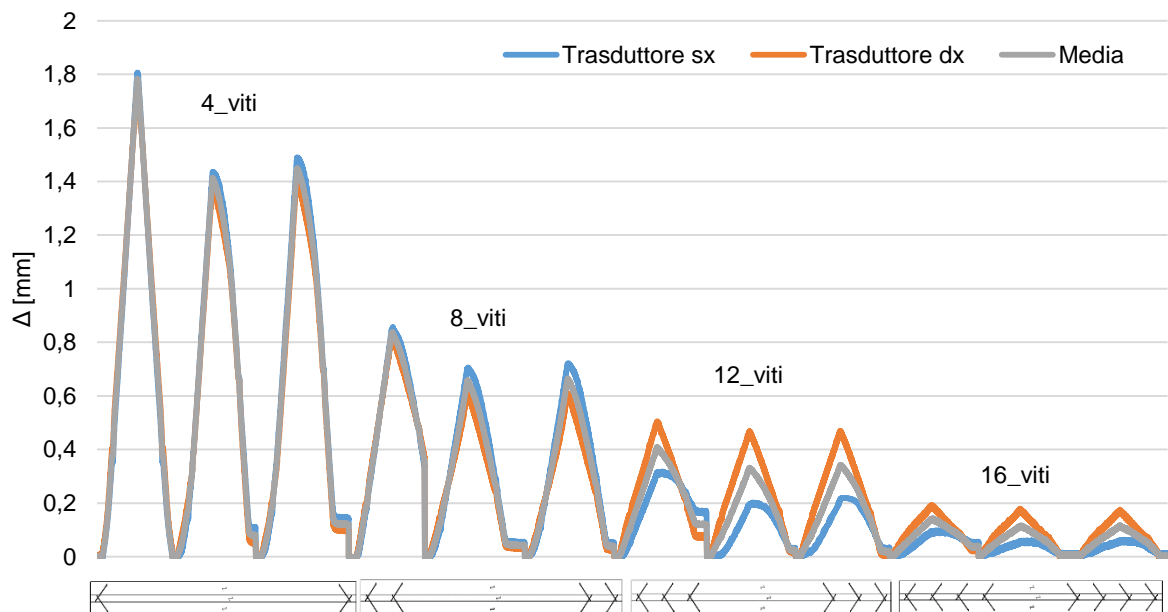
Infatti, applicando la forza solamente all'elemento ligneo antico, il pannello può ricevere la sollecitazione solo in virtù della capacità delle viti di trasferire i carichi. Di conseguenza minore è l'entità dello scostamento verticale e maggiore è la sollecitazione trasferita al pannello per mezzo dei connettori. Nel momento in cui, a parità di forza, il valore della differenza di abbassamento tra trave e rinforzo diveniva

nulla o risultava inferiore a 1/10 di mm (fig. 36), è terminato l'inserimento delle viti e il composito poteva essere considerato come un unico elemento collaborante.

Ogni volta che due coppie di connettori venivano avvitate, sono state effettuate 3 prove consecutive allo stesso carico. Ciò ha permesso di assestare la trave agli appoggi e di misurare con precisione la riduzione dello scostamento tra gli elementi dovuto all'inserimento delle viti.



**Figura 35** – Applicazione del carico alla sola trave per testare il livello di collaborazione tra gli elementi del composito. Le piastre d'acciaio, utilizzate per la ripartizione dei carichi, venivano rialzate con delle lamine di legno di Azobè<sup>6</sup>, così da non caricare il rinforzo.



**Figura 36** – Andamento dello scostamento in mezzeria tra trave e pannello con l'aumentare del numero di viti. Ogni picco corrisponde ad una prova, una in successione dell'altra. Il primo dei tre test eseguiti in successione mostrava sempre un abbassamento della trave maggiore rispetto alle due successive. In basso lo schema che riporta le viti posizionate nella trave.

<sup>6</sup> Legno tropicale duro, a densità molto elevata, con valore medio intorno ai 1050 kg/m<sup>3</sup>.



Le misure della freccia locale e globale per la determinazione della variazione di  $E_{ml}$  e  $E_{mg}$  in relazione all'aumento del numero di connettori, sono state effettuate impiegando la stessa strumentazione descritta nel paragrafo 2.5.1 e contemporaneamente alla misura dell'allontanamento in mezzeria tra i due elementi. Per il calcolo di  $E_{ml}$  e  $E_{mg}$  sono state impiegate le equazioni 10 e 11, utilizzando le caratteristiche geometriche della sezione nominale ( $b_t$  e  $h_t$ ) del terzo medio della trave e considerando gli spazi vuoti come se fossero pieni. Di conseguenza, smussi ed eventuali spaziature, dovute alla larghezza maggiore della scanalatura rispetto alla base del pannello (necessarie in certi casi per facilitare l'inserimento del pannello di rinforzo), non sono state considerate nei calcoli.

### 2.5.3 DETERMINAZIONE DELLE PROPRIETÀ DI RIGIDEZZA E DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI RINFORZATI

#### 2.5.3.1 La determinazione del modulo elastico

Successivamente alle prove per la definizione del numero di viti necessario a far collaborare il sistema composto, sono stati eseguiti ulteriori test a flessione a carichi più elevati per la determinazione delle proprietà di rigidezza del composito. Tali prove sono state effettuate seguendo tre cicli di carico a valori crescenti, mentre la velocità di applicazione della forza è rimasta costante. A differenza delle precedenti prove, in questo caso i test a flessione sono stati eseguiti sollecitando solamente il rinforzo. Sulla base dei dati di bibliografia (Cavalli 2012) e dei risultati delle prove descritte nel paragrafo 2.5.1, è infatti risultato chiaro come il pannello sia caratterizzato da una rigidezza, in termini di EI, inferiore rispetto alla trave. Ciò significa che a parità di carico applicato il pannello tenderà ad abbassarsi di più rispetto alla trave, la quale possiede un momento d'inerzia decisamente maggiore rispetto al rinforzo, a fronte di un modulo elastico basso. Le viti avranno di conseguenza un ruolo cruciale in quanto faranno da tramite nel trasferire parte della sollecitazione all'elemento ligneo antico. Applicando il carico solamente al pannello, i connettori inseriti con la punta rivolta verso gli appoggi saranno sollecitati a taglio-trazione e tenderanno ad impedire la deformazione del lato teso del rinforzo facendo forza sull'estradosso della trave. La scelta di spingere il solo rinforzo deriva proprio dalla necessità di appurare quest'ultime considerazioni e di studiare il comportamento meccanico del sistema legno-legno proposto, che è uno degli obiettivi di questo studio. Sicuramente, se entrambi gli elementi fossero stati sollecitati contemporaneamente si sarebbero ottenuti gli stessi risultati in termini di rigidezza e resistenza, ma non sarebbe stato possibile capire appieno il funzionamento del sistema composto realizzato e se, soprattutto, ci fosse stata una piena collaborazione tra gli elementi anche a carichi elevati.

I valori massimi di P raggiunti nei cicli di carico svolti sono stati determinati in base alla sollecitazione applicata durante le prove eseguite nei punti 2.5.1 e 2.5.2, secondo lo schema di seguito riportato:

Test	Carico	Tempo di applicazione del carico
1° ciclo	P	30 sec
2° ciclo	2P	60 sec
3° ciclo	3P	90 sec

Dove P rappresenta il carico di prova a cui sono stati sollecitati gli elementi per i test atti alla determinazione del numero di viti della connessione.

Per le travi di qualità strutturale scarsa sono state raggiunte, al terzo ciclo di carico, sollecitazioni massime a flessione ( $\sigma_f$ ) nell'ordine di 5-6 N/mm<sup>2</sup>; mentre per gli elementi di qualità strutturale migliore sono stati applicati valori di  $\sigma_f$  fra 8-13 N/mm<sup>2</sup>.

Data l'entità dei carichi massimi raggiunti, è stato deciso di implementare un sistema di acquisizione che tenesse conto dell'abbassamento verticale provocato dall'eventuale schiacciamento della superficie delle travi, in corrispondenza degli appoggi. Infatti, nonostante l'utilizzo di piastre d'acciaio, questo accorgimento è stato ritenuto opportuno a causa delle caratteristiche delle travi antiche: forme irregolari, e quindi necessità di adattare gli appoggi per consentire un buon trasferimento dei carichi; la presenza di degrado superficiale e anche profondo su porzioni della testata ecc. (fig. 37). Tali caratteristiche avrebbero potuto alterare il valore della freccia globale misurata, incrementandolo.

I due trasduttori di spostamento utilizzati per misurare lo scostamento tra trave e pannello descritto nel paragrafo precedente (§ 2.5.2), sono stati quindi collocati, uno per ciascuna estremità, sull'intradosso del campione ad una distanza g dagli appoggi, in modo da misurarne l'abbassamento verticale. I nuclei degli LVDT sono stati collegati alla trave mediante un magnete agganciato alla testa di un piccolo chiodo (fig. 38). I punti di fissaggio di questi trasduttori sono stati scelti alla distanza g minima possibile, in relazione all'ingombro derivante dalle dimensioni delle piastre di appoggio adoperate.

La misura dell'abbassamento della linea elastica tra i punti di applicazione del carico e della freccia globale nell'intradosso è stata effettuata con la stessa strumentazione descritta precedentemente (§ 2.5.1).

L'equazione 10 è stata utilizzata per il calcolo del modulo elastico locale, mentre la formula per il calcolo di  $E_{mg\_C}$  ( $E_{mg}$  del composito) è stata determinata a partire dalla equazione differenziale della linea elastica e dalle frecce di abbassamento di una trave (eq. 13) (Belluzzi 1941), ipotizzando che sia:

- a sezione ed elasticità costanti nella lunghezza;
- semplicemente appoggiata agli estremi;
- soggetta a due carichi concentrati, uguali e simmetrici.

$$E_{mg\_C} = \frac{[(\frac{3}{4} al^2 - a^3) - (3lga + g^3 + 3ga^2)]}{6I \left[ 2 \frac{(w_2 - u_{g\_2}) - (w_1 - u_{g\_1})}{P_2 - P_1} \right]} \quad (13)$$

dove:

$E_{mg\_C}$  è il modulo elastico globale del composito

a è la distanza tra un punto di applicazione del carico e l'appoggio più vicino [mm];

l è la distanza tra gli appoggi [mm];

g è la distanza dagli appoggi per la misura dell'abbassamento verticale [mm]

$I_c$  è il momento d'inerzia della sezione nominale del terzo medio, determinata come descritto nel paragrafo 2.5.2 [mm<sup>4</sup>]

$P_2 - P_1$  è l'incremento di carico in [N];

$w_2$  e  $w_1$  è la deformazione corrispondente a  $P_2$  e  $P_1$  misurata in mezzeria [mm];

$u_{g\_2}$  e  $u_{g\_1}$  è la deformazione media corrispondente a  $P_2$  e  $P_1$  misurato alla distanza g [mm];

Tale formula ha permesso di calcolare  $E_{mg\_C}$  in base alla deformazione relativa ( $u$ ), registrata tra il punto situato alla distanza  $g$  e  $l/2$ . Il grafico carico-deformazione è stato realizzato utilizzando un foglio di calcolo Excel, scorpendo dalla freccia totale della trave in mezzeria ( $w$ ), il valore dell'abbassamento verticale medio registrato dai due trasduttori situati alla distanza  $g$  dagli appoggi ( $u_g$ ). Il coefficiente angolare della retta di regressione risultante in corrispondenza dei punti del grafico carico-deformazione è stato utilizzato per il calcolo del modulo elastico globale secondo l'equazione 13.

Per ciascun ciclo sono state eseguite due prove consecutive e per il calcolo di  $E_{mg\_C}$  e di  $E_{ml\_C}$  sono stati utilizzati i valori del coefficiente angolare relativi al secondo test.



*Figura 37 – Esempi di riparazioni delle testate di due travi per consentire un appoggio distribuito e uniforme sulle piastre.*



*Figura 38 – Trasduttori di spostamento per la misura dell'abbassamento della trave in prossimità degli appoggi.*

### 2.5.3.2 La determinazione della resistenza a flessione del composito

Terminate le prove per la determinazione delle caratteristiche di rigidità delle travi rinforzate, sono stati eseguiti i test finali di rottura. Tali test sono stati effettuati settando la macchina prova materiali in controllo

di spostamento e impostando una corsa massima finale, in modo da applicare il carico a velocità costante. La velocità di spostamento delle testa di applicazione del carico è stata fissata, per tutti i campioni, pari a 1cm/min risultando, sulla base delle caratteristiche geometriche della sezione delle travi rinforzate, conforme alle indicazioni fornite dalla EN 408.

Per monitorare l'andamento di ciascuna prova in termini di deformazione, è stato utilizzato un trasduttore di spostamento (LVDT) con una corsa pari a 15 cm. Tale trasduttore è stato posizionato a metà della luce di prova e sull'intradosso del composito, collocandolo al di sotto della trave d'acciaio (IPE ad ali parallele) utilizzata come base per il supporto degli appoggi dei provini (per evitare danni allo strumento durante la prova). Il nucleo dell'LVDT è stato collegato alla trave per mezzo di una catenella passante attraverso un foro sulla IPE e fissata ad un occhiello di metallo avvitato al campione. L'uso del traduttore ha consentito di ricavare, per ogni prova eseguita, il rispettivo grafico carico-deformazione caratterizzante il test.

Attraverso l'esecuzione di queste prove, uniche e irripetibili per ciascuna trave, ci siamo posti i seguenti obiettivi: determinare la massima resistenza a flessione del composito, studiarne il comportamento a rottura e il livello di fragilità/plasticità, stabilire il livello di collaborazione tra rinforzo e trave e verificare se la sollecitazione massima viene raggiunta contemporaneamente dai due componenti o in momenti diversi.

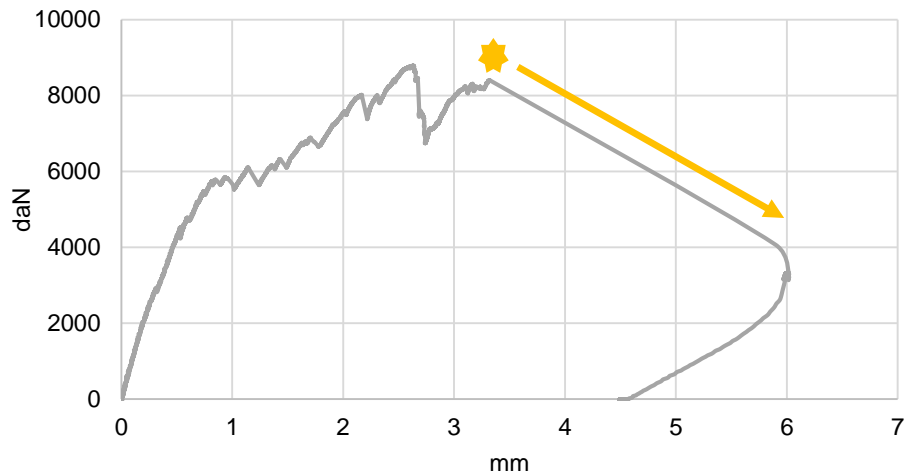
Per individuare l'istante esatto in cui si sarebbe verificato il cedimento del rinforzo, e per differenza anche quello della trave, è stato collocato all'interno del terzo medio del composito un LVDT fissato sull'estradosso del pannello, a cavallo della linea di mezzeria, al fine di monitorarne l'accorciamento della zona compressa a seguito dell'applicazione del carico. Al nucleo del trasduttore è stata applicata una prolunga, in modo da estenderne la linea di misura ad alcune decine di centimetri e aumentarne così la corsa totale misurabile, ed è stato bloccato ad una piccola piastra di acciaio a forma di L, anch'essa avvitata al rinforzo. La distanza dal punto di fissaggio del supporto per il corpo dell'LVDT e della piastra a forma di L è stata fissata a 31 cm e mantenuta costante per tutti i campioni provati.

Per fare in modo che il trasduttore seguisse fedelmente l'accorciamento della linea di misura iniziale, il nucleo è stato pretensionato con una molla, inserita dalla parte opposta del corpo dell'LVDT, e bloccato con dadi e rondelle in corrispondenza di un piccolo foro situato sulla L (fig. 39).



**Figura 39** – Il trasduttore di spostamento utilizzato per il rilevamento dell'accorciamento relativo dell'estradosso e indirettamente dell'istante in cui è avvenuta la rottura del rinforzo durante la prova. La linea bianca trasversale indica la metà della trave.

Data l'omogeneità dei pannelli di rinforzo e l'assenza di difetti, la rottura si sarebbe verificata sicuramente all'interno del terzo medio, ovvero nel tratto con il maggiore momento flettente, provocando un accorciamento repentino dell'estradosso dovuto alla perdita istantanea di sollecitazione al momento della rottura, conseguente al cedimento delle fibre nel lato teso. Il rilevamento di questo accorciamento repentino, grazie alla presenza del trasduttore posizionato sull'estradosso del pannello, ha permesso di stabilire l'istante esatto in cui è avvenuto il collasso del rinforzo (fig. 40).



**Figura 40** – Grafico carico-deformazione rilevato tramite il trasduttore in figura 39. L'aumento improvviso della deformazione a seguito di un drastico calo del carico rappresenta il momento in cui è avvenuta la rottura del rinforzo (particolari evidenziati sul grafico).

La resistenza a flessione ideale del composito ( $f_m$ ) è stata determinata mediante la seguente equazione (EN 408).

$$f_m = \frac{3P_{\max} a}{b_t h_t^2} \quad (14)$$

dove:

- a è la distanza tra un punto di applicazione del carico e l'appoggio più vicino [mm];
- $b_t$  è la base della sezione in corrispondenza del terzo medio [mm];
- $h_t$  è l'altezza della sezione della trave [mm];
- $P_{\max}$  è il carico ultimo a rottura [N].

## 2.6 PROVE DI VIBRAZIONE PER LA DETERMINAZIONE DEL MODULO ELASTICO DINAMICO

Lo studio dei metodi non distruttivi per il calcolo del modulo elastico dinamico del legno è ampiamente diffuso da anni. Le prove dinamiche più utilizzate sono quelle di risonanza, in cui un elemento ligneo viene fatto vibrare longitudinalmente o trasversalmente rispetto al proprio asse, al fine di misurarne le frequenze proprie di vibrazione. Tali prove sono spesso utilizzate da sole o in combinazione con altri parametri per la classificazione a macchina del legname strutturale nuovo (Blass e Frese 2004; Piter *et al.* 2004). I valori di modulo elastico calcolati con questi tipi di test non coincidono necessariamente con quelli determinati sulla base di prove statiche. La differenza tra questi due parametri di rigidità risiede nel fatto che eseguendo le prove dinamiche si ottengono normalmente valori più elevati di modulo elastico rispetto a quelli determinati con prove meccaniche. Questo perché nei test dinamici il comportamento viscoelastico del legno non ha modo di manifestarsi, come invece avviene nelle prove statiche. Tuttavia, i due valori risultano correlabili tra di loro.

Le prove dinamiche eseguite in questo studio sono state impiegate per la stima del valore di modulo elastico conseguibile mediante le prove statiche. In particolare, sono state utilizzate per stimare gli incrementi di rigidità e di resistenza ottenuti con il rinforzo.

Dal punto di vista applicativo, attraverso tali prove, il livello di rinforzo raggiunto potrebbe essere facilmente stimato direttamente nella fase di intervento, in opera o a piè d'opera, con strumenti semplici e poco costosi. La qualità nella stima dell'incremento di modulo elastico serve quindi anche da valutazione sull'efficacia del metodo di prova dinamica scelto e sulla sua applicabilità in opera.

Affinché le prove dinamiche siano realizzabili, si assume che la sezione sia costante e il valore di  $E$  omogeneo. La loro affidabilità è stata ampiamente dimostrata, tanto per provini piccoli e netti quanto per segati in dimensioni d'uso (Haines *et al.* 1996; Ilic 2001; Ilic 2003), ma esistono pochi studi che trattano la capacità di tali prove nel determinare l'efficacia degli interventi di rinforzo (§. 1.4).

Al fine di saggiare l'applicabilità delle prove dinamiche di risonanza su elementi lignei così rinforzati, sono stati eseguiti dei test di vibrazione longitudinale e trasversale. Tali prove sono state eseguite sia sui singoli elementi (trave dopo la realizzazione della scanalatura centrale e pannello), sia sul composito ogni qualvolta due coppie di viti (una per ciascuna estremità) venivano inserite per collegare i due materiali. Quest'ultima procedura è stata seguita con lo scopo di verificare se le prove di vibrazione fossero in grado di prevedere gli incrementi di rigidità, derivanti dall'aumento di collaborazione degli elementi costituenti il composito. Mediante un accelerometro completo di alimentatore/amplificatore modello PCB 48E09 applicato alla superficie dei campioni e collegato alla scheda audio di un computer portatile<sup>7</sup>, sono state acquisite le frequenze di vibrazione indotte da un impulso meccanico. L'accelerometro utilizzato è monodirezionale ovvero è sensibile solo alle accelerazioni che lo sollecitano lungo il proprio asse, mentre è praticamente insensibile a tutte le altre accelerazioni. L'individuazione della frequenza fondamentale del modo di vibrare principale dell'elemento, necessaria per il calcolo del modulo elastico dinamico, è stata realizzata tramite

---

<sup>7</sup> In questo caso la scheda audio del portatile svolge il ruolo di scheda di acquisizione analogico/digitale, potendo convertire un segnale elettrico in digit. L'accelerometro restituisce un segnale paragonabile a quello prodotto da un microfono, e come tale facilmente registrabile nel pc come se fosse un segnale acustico passante per la scheda.



la Trasformata Veloce di Fourier, eseguita automaticamente dal software di acquisizione GS Spectrum Analyser.

Per individuare comportamenti vibratorii diversi del composito, le prove sono state eseguite posizionando l'accelerometro in punti differenti e sollecitando zone diverse della trave rinforzata. La vibrazione dei compositi è stata indotta mediante l'uso di un martello. In particolare, ogni volta che due coppie di viti venivano inserite, sono state condotte 4 misurazioni per ciascun metodo di prova (longitudinale e trasversale) seguendo 4 diverse combinazioni:

- 1) accelerometro applicato alla trave e martellata alla trave;
- 2) accelerometro posizionato sulla trave e martellata al pannello;
- 3) accelerometro collocato sul pannello e martellata alla trave;
- 4) accelerometro applicato al pannello e martellata al pannello;

Per ogni condizione di prova sono stati quindi calcolati 4 differenti valori di modulo elastico dinamico, ognuno dei quali riferito ad una diversa combinazione; mentre il valore medio è stato considerato come valore da assegnare al composito.

### 2.6.1 VIBRAZIONE LIBERA FLESSIONALE

Il calcolo del modulo elastico dinamico flessionale ( $E_f$ ) è stato eseguito a partire da prove di vibrazione trasversale impiegando l'equazione 15 (Bodig e Jayne 1986).

$$E_f = \frac{4 \pi^2 f_t^2 l_t^3}{k_i^4 I} m \quad (15)$$

dove:

- $E_f$  è il modulo elastico dinamico flessionale in N/mm<sup>2</sup>;
- $f_t$  è la frequenza fondamentale in kHz;
- $l_t$  è la lunghezza della trave in m, pari a quella del rinforzo;
- $I$  è il momento d'inerzia in m<sup>4</sup> della sezione media della trave rinforzata (§ 2.1 tab.1), per le prove sul composito; della sezione media del pannello e della trave con la scanalatura, (determinata come descritto nel paragrafo 2.3.1), per le prove su singoli elementi;
- $k_i$  è una costante per la frequenza fondamentale in prove di vibrazione libera trasversale con estremità libere:  $k_i = 4,73$ ;
- $m$  è la massa del campione in kg.

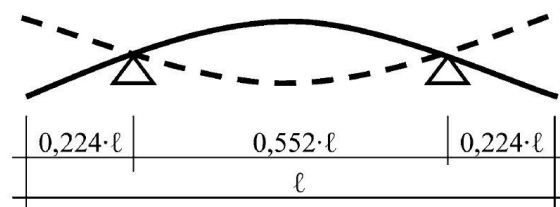
Tale formula è semplificata per essere adoperata utilizzando solamente la frequenza fondamentale di risonanza ( $f_1$ ), la quale fornisce risultati migliori, risentendo meno dell'inerzia rotatoria e della deformazione di taglio che si originano nel moto vibratorio (Giordano 1981).

La prova di vibrazione libera flessionale, anche se risulta essere una tra le tecniche dinamiche in grado di fornire i risultati migliori, presenta alcuni limiti di applicazione. Tale metodo richiede infatti che le testate delle travi siano libere di vibrare, che il tipo di vincolo agli appoggi sia noto e che lo stato di sollecitazione sia nullo. Le prove sono state pertanto condotte posizionando i campioni su degli appoggi posti in corrispondenza dei nodi<sup>8</sup> teorici dell'oscillazione, ovvero quei punti che risultano sempre in quiete. Per la frequenza fondamentale di vibrazione, essi sono pari a una distanza di 0,224 volte la lunghezza dell'elemento da ogni testata (fig. 41).

L'accelerometro è stato invece collocato al centro o vicino ad una delle due estremità del campione poggiato di "bordo" (secondo la dimensione minima della sezione), che a sua volta è stata percossa con il martello, in mezzeria o in prossimità di una delle due testate, in direzione perpendicolare alla sua lunghezza. Variare la posizione dell'accelerometro così come il punto di impatto, è servito principalmente per le travi singole e per il composito ad individuare in maniera precisa  $f_1$ . Infatti, a causa dell'estrema variabilità del materiale, così come alla presenza di fessurazioni da ritiro passanti che costituiscono una discontinuità del materiale, in alcuni casi risultava complicato il riconoscimento della frequenza fondamentale. La ripetizione delle singole prove è servita ad ovviare a questa problematica.

Per lo stesso motivo nelle prove eseguite sulle singole travi intagliate non rinforzate e in quelle effettuate sul composito inerenti alle combinazioni 1) e 2), l'accelerometro è stato disposto sull'intradosso dell'elemento ligneo, evitando di collocarlo su uno dei lembi di sezione adiacenti alla scanalatura centrale dell'estradosso spesso caratterizzate dalla presenza di fessurazioni passanti (fig. 42). Anche la martellata è stata inferta sull'intradosso delle travi.

La registrazione delle frequenze di vibrazione è stata eseguita mediante le strumentazioni descritte nel paragrafo 2.8.



**Figura 41** - Posizione degli appoggi per la prova a vibrazione libera flessionale (Frese and Blaß 2007)

I risultati delle prove a vibrazione trasversale sono influenzati dall'inerzia rotatoria e dalla deformazione di taglio, in relazione alla snellezza dell'elemento. Al fine di poter confrontare i valori di modulo elastico dinamico ricavati da campioni con caratteristiche geometriche differenti, tali dati sono stati corretti secondo la norma ASTM E 1876 – 15 “Standard Test Method for Dynamic Young’s Modulus, Shear Modulus, and Poisson’s Ratio by Impulse Excitation of Vibration”. La norma consente di correggere  $E_f$  moltiplicandolo

<sup>8</sup> In un'onda stazionaria si definisce nodo quello in cui le particelle in vibrazione sono ferme o di elongazione nulla, mentre il punto di elongazione massima delle particelle.



per un coefficiente  $T_1$  (equazione 16), che tiene conto del rapporto tra la lunghezza ( $l_t$ ) e l'altezza ( $h$ ) della sezione dell'elemento, e del modulo di Poisson ( $\mu$ ) così definita:

$$T_1 = 1 + 6.585 (1 + 0.0752 \mu + 0.8109 \mu^2)(h/l_t)^2 - 0.868 (h/l_t)^4 - \left[ \frac{8.340 (1 + 0.02023 \mu + 2.173 \mu^2)(h/l_t)^4}{1.000 + 3.338 (1 + 0.1408 \mu + 1.536 \mu^2) (h/l_t)^2} \right] \quad (16)$$

dove:

- $T_1$  è il coefficiente di correzione
- $h$  è l'altezza media della sezione dell'elemento in mm;
- $l_t$  è la lunghezza della trave in mm;
- $\mu$  è il modulo di Poisson

I valori medi dei coefficienti di Poisson sono stati ripresi da Bodig e Jayne (1982). Per quanto riguarda i pannelli di rinforzo, per il calcolo di  $E_f$  corretto sono stati utilizzati i valori medi riferiti alle latifoglie.

Nei paragrafi successivi i risultati di  $E_f$  riportati saranno pertanto da intendere sempre come valori corretti.

## 2.6.2 VIBRAZIONE LIBERA LONGITUDINALE

Le prove di vibrazione libera longitudinale sono state svolte utilizzando la stessa geometria di prova adottata per i test a vibrazione libera trasversale. In questo caso, l'accelerometro è stato posizionato in corrispondenza di una testata del campione e la vibrazione è stata indotta colpendo l'estremità opposta, in modo da generare delle vibrazioni parallele alla lunghezza del provino e nello stesso tempo da ridurre il disturbo generato dalla percussione.

Per quanto riguarda le prove eseguite sulle singole travi intagliate non rinforzate e quelle effettuate sul composito inerenti alle combinazioni 1) e 2) l'accelerometro è stato disposto al centro della base restante della sezione intagliata (fig. 42).

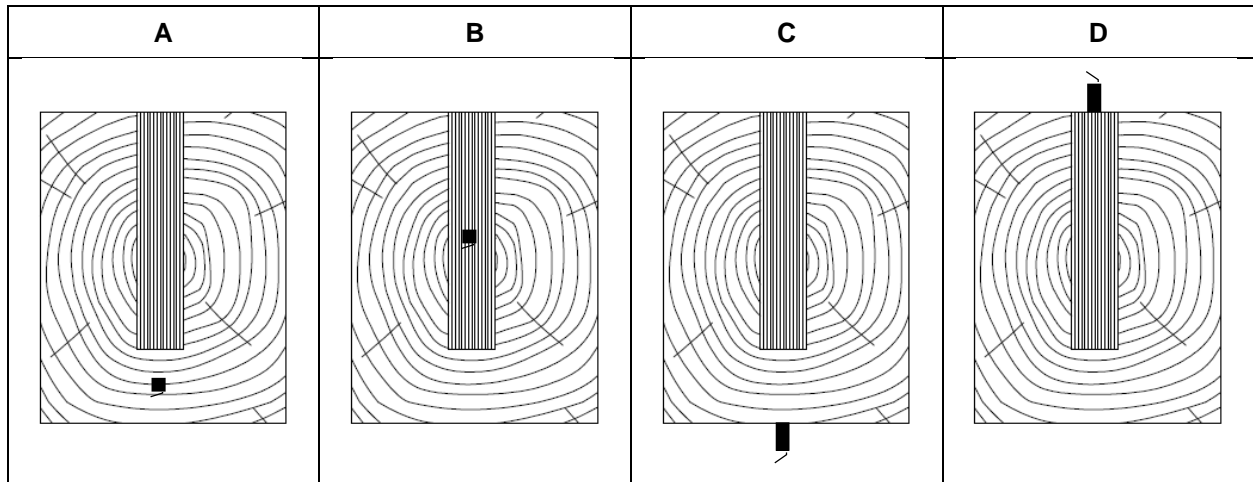
Il modulo elastico dinamico longitudinale è stato calcolato mediante l'equazione 17 (Kollman e Krech, 1960), anch'essa riferita al solo impiego della frequenza fondamentale.

$$E_l = 4 \rho l_t^2 f_l^2 \quad (17)$$

dove:

- $E_l$  è il modulo elastico dinamico longitudinale in N/mm<sup>2</sup>;
- $f_l$  è la frequenza fondamentale in kHz;
- $l_t$  è la lunghezza della trave in m, pari a quella del rinforzo;
- $\rho$  è la massa volumica in kg/m<sup>3</sup> della trave rinforzata, per le prove sul composito; del pannello e della trave, per le prove su singoli elementi;

Il modulo elastico così calcolato ( $E_I$ ) risulta generalmente più alto rispetto a quello determinato mediante le prove a vibrazione trasversale. Tuttavia, grazie al fatto che le prove longitudinali possono essere condotte senza che sia rispettata una specifica geometria di prova,  $E_I$  viene spesso impiegato nella pratica.



**Figura 42** – Disposizione dell'accelerometro per le prove di vibrazione longitudinale (A e B) e flessionale (C e D)

## 2.7 DETERMINAZIONE DELLA MASSA VOLUMICA E DELL'UMIDITÀ

Durante le prove dinamiche ciascun elemento e successivamente i relativi compositi connessi con le viti sono stati pesati per determinarne la massa volumica. Il volume è stato calcolato prendendo in considerazione l'area della sezione media del rinforzo, della trave comprensiva della scanalatura e del composito. La densità così ricavata (eq. 18) è stata utilizzata per il calcolo del modulo elastico dinamico flessionale e longitudinale.

$$\rho_U = \frac{m_U}{A_U l_t} = \frac{m_U}{V_U} \quad (18)$$

dove:

- $\rho_U$  è la massa volumica ad umidità U [g/cm<sup>3</sup> o kg/m<sup>3</sup>];
- $A_U$  è l'area della sezione media del provino ad umidità U [m<sup>2</sup> o cm<sup>2</sup>];
- $l_t$  è la lunghezza della trave [m o cm];
- $m_U$  è la massa del provino ad umidità U [g o kg];
- $V_U$  è il volume del provino ad umidità U [cm<sup>3</sup> o m<sup>3</sup>].

Per la determinazione dell'umidità di ogni composito portato a rottura durante le prove finali statiche a flessione, è stata estratta una porzione di sezione trasversale completa, comprensiva di parte della trave e del pannello di rinforzo. Tale sezione è stata tagliata il più vicino possibile alla zona di rottura evitando di includere nodi e tasche di resina.

L'umidità del pannello e della trave è stata pertanto calcolata seguendo le indicazioni fornite dalla norma UNI EN 13183-1:2003 - Umidità di un pezzo di legno segato - Determinazione tramite il metodo per pesata (eq. 19). Ciascuna sezione è stata quindi immediatamente pesata ( $m_1$ ) e poi messa in stufa, ad una temperatura costante di  $(103 \pm 2)$  °C con libera circolazione d'aria per alcuni giorni. Durante questo periodo sono state fatte essiccare, fino a che la differenza di massa di due pesate successive intervallate di due ore è risultata minore dello 0,1%. I valori così rilevati sono stati impiegati per il calcolo dell'umidità con la formula seguente:

$$U = \frac{m_1 - m_0}{m_0} * 100 \quad (19)$$

dove:

- U è il contenuto di acqua espresso in percentuale;
- $m_1$  è la massa del campione prima dell'essiccazione [g]
- $m_0$  è la massa del campione dopo l'essiccazione [g]

## 3 RISULTATI

### 3.1 CLASSIFICAZIONE SECONDO LA RESISTENZA

Tutte le travi sono state classificate a vista conformemente alla norma UNI 11119:2004, prima e dopo la realizzazione della scanalatura. Dai dati di bibliografia è possibile risalire alle caratteristiche qualitative originarie dei singoli elementi (tab. 8). Nel procedere con la classificazione tutti i difetti indicati dalla norma, tranne il criterio relativo agli smussi, sono stati presi in considerazione per l'assegnazione delle Categorie. Tale scelta è scaturita dal fatto che, come riportato in letteratura (Cavalli *et al.* 2015; Togni *et al.* 2013; Arriaga *et al.* 2007; Mannucci *et al.* 2011; Ranta-Maunus 1999), gli smussi non costituiscono un difetto in grado di influenzare in maniera negativa le proprietà meccaniche degli elementi strutturali lignei. La classificazione è stata eseguita rilevando tutte le caratteristiche presenti sull'intera trave. Ai fini dello studio, la valutazione della sezione critica e della sezione residua, al netto della parte degradata (alterata da funghi agenti della carie), come previsto dalla norma UNI 11119, non è stata effettuata, dati gli obiettivi della ricerca.

Come si può vedere dalla tabella 8 nessuno degli elementi risulta scartato dalla norma e la metà dei campioni può essere assegnata alla categoria più alta (I). Successivamente alla realizzazione della scanalatura, la classificazione è stata eseguita di nuovo, per verificare principalmente la variazione dell'incidenza dei nodi presenti nei lembi esterni allo scavo e la profondità delle fessurazioni da ritiro nella nuova sezione. Infatti, l'esecuzione della scanalatura lungo l'estradosso divide la faccia in due parti, le quali possono essere considerate come distinte e comportarsi in maniera diversa durante le successive prove meccaniche. Tale difformità di comportamento condiziona principalmente il modulo elastico locale della trave. I nodi, presenti nel tratto centrale di prova, sono stati pertanto misurati di nuovo e la loro incidenza

calcolata separatamente per ciascun lembo di trave restante. Uno dei casi che si potrebbe verificare è che la dimensione di un nodo rimanga invariata, in quanto non interessato dal taglio, ma in conseguenza di esso aumenti l'incidenza sulla superficie restante a causa della diminuzione dell'estensione della faccia. Le due porzioni di trave separate dalla scanalatura presenteranno pertanto caratteristiche differenti, poiché il nodo compare solamente su una di esse, e si comporteranno diversamente una volta sollecitata a flessione la trave. Inoltre l'incidenza del nodo sulla superficie su cui insiste, aumenta con la riduzione della sezione soprattutto a causa dell'andamento della fibratura nell'intorno, tagliata dal passaggio della sega nella realizzazione della scanalatura.

*Tabella 8 - Risultati della classificazione a vista dell'intera trave secondo la norma UNI 11119:2004. In grassetto sono indicati i difetti determinanti l'assegnazione della categoria.*

Trave	Nodi singoli	Gruppi di nodi	Inclinazione della fibratura	Fessurazioni da ritiro (0 = non passanti, 1 = passanti)	Categoria
T01	<b>0,28</b>	0,00	<b>13%</b>	0	II
T02	<b>0,30</b>	0,00	9%	0	II
T03	0,09	0,00	3%	0	I
T04	0,11	0,00	4%	0	I
T05	0,15	0,00	7%	0	I
T06	0,20	0,00	9%	0	I
T07	<b>0,39</b>	0,20	8%	0	III
T08	0,18	0,00	<b>12%</b>	0	II
T09	0,24	0,04	<b>12%</b>	0	II
T10	0,15	0,00	4%	0	I

Oltre alla rilevazione dei nodi, è stata annotata anche la presenza di fessurazioni da ritiro passanti, le quali non sono ammesse dalla norma UNI 11119.

Nella tabella 9 sono riportati i valori di nodosità presenti nel terzo centrale dell'estradosso e la relativa categoria determinata in base alla UNI 11119. Confrontandoli con i dati di bibliografia (Cavalli 2012) si può notare come la realizzazione della scanalatura comporti un aumento dell'incidenza dei nodi e un declassamento di sei travi su dieci rispetto alla tabella 8: T02, T06, T07, T08, T09 e T10. In tutti i casi i campioni vengono declassati alla categoria inferiore che per l'elemento T07 si traduce nel suo scarto. Sebbene i valori di modulo elastico medio e di tensione ammissibile riportati nell'Appendice A informativa della norma UNI 11119 non siano sempre attendibili (Piazza e Riggio, 2008; Cavalli e Togni, 2011), il declassamento di categoria è tuttavia indice di uno scadimento della qualità strutturale degli elementi e, di conseguenza, la scanalatura eseguita porterebbe, in base alla norma di classificazione, ad un peggioramento della qualità del materiale.

Passando ora ad analizzare la presenza di fessurazioni da ritiro passanti è possibile constatare come, in seguito alla realizzazione dello scavo, esse siano presenti in 8 elementi su dieci. Solamente le travi T03,

con midollo decentrato rispetto alla sezione, e la T07 senza midollo (cosiddetta "fuori cuore"), non possiedono fessurazioni passanti (tab. 10).

**Tabella 9** – *Variatione dell'incidenza dei nodi dell'estradosso dopo la realizzazione della scanalatura del terzo centrale (S = scartato)*

Trave	Nodi singoli prima della scanalatura	Nodi singoli dopo la scanalatura	Categoria
T01	0,15	0,28	II
T02	0,21	0,38	III
T03	0,00	0,00	I
T04	0,00	0,00	I
T05	0,00	0,00	I
T06	0,11	0,32	II
T07	0,20	0,61	S
T08	0,17	0,34	III
T09	0,14	0,35	III
T10	0,10	0,23	II

**Tabella 10** – *Variatione della presenza di fessurazioni da ritiro passanti dopo la realizzazione della scanalatura (0 = non passanti, 1 = passanti)*

Trave	Fessurazioni passanti prima della scanalatura	Fessurazioni passanti dopo la scanalatura
T01	0	1
T02	0	1
T03	0	0
T04	0	1
T05	0	1
T06	0	1
T07	0	0
T08	0	1
T09	0	1
T10	0	1

Tutte le considerazioni riportate in questo capitolo riguardano le caratteristiche del singolo elemento trave e come esse possono condizionare il suo comportamento meccanico. Una volta accoppiato ciascun campione con il proprio pannello di rinforzo, ovviamente, la risposta meccanica dell'elemento varierà

ancora. Ai fini del presente lavoro la classificazione farà riferimento alle condizioni e ai difetti successivi alla realizzazione della scanalatura (tab. 9), senza prendere in considerazione le fessure passanti, dato che esse risultano passanti solo sulle due aste della U e non da parte a parte di ciò che resta della trave. Inoltre, data la tipologia delle prove meccaniche statiche eseguite nel presente studio, i difetti compresi nel terzo centrale di prova condizionano maggiormente il comportamento meccanico del composito a flessione e quindi gli esiti delle prove stesse.

Riuscire a comprendere come le caratteristiche del materiale di partenza condizionano le prestazioni e il modo di comportarsi del sistema composito, ci permette di ipotizzare possibili soluzioni di miglioramento in base alle condizioni in cui si opera.

## 3.2 RISULTATI DELLE PROVE STATICHE

### 3.2.1 RIGIDEZZA DEI SINGOLI ELEMENTI

La rigidità possiede un ruolo molto importante sulla distribuzione delle forze fra gli elementi strutturali che compongono una struttura, allo stesso modo in questo caso con le parti costituenti la trave composta. I componenti più rigidi tendono infatti ad assorbire quote maggiori di carico che vengono successivamente trasferite, in parte, agli altri elementi tramite il mezzo di connessione.

In questo paragrafo vengono riportati i risultati delle prove meccaniche, condotte sulla trave scavata e sui singoli pannelli, per la determinazione del modulo elastico a flessione locale ( $E_{ml}$ ) e del modulo elastico a flessione globale ( $E_{mg}$ ). L'importanza di conoscere i valori iniziali di queste proprietà si ripercuote sulla valutazione dell'efficacia dell'intervento d'irrigidimento (§ 1.4) e sulla progettazione dell'intervento stesso. Nella tabella 11, sono riportati i valori della rigidità delle singole travi e dei rispettivi pannelli di rinforzo, calcolati come indicato in § 2.5.1, ottenuti dalle prove.

I valori di modulo elastico locale  $E_{ml}$ , determinati per le travi sono da considerarsi poco attendibili e caratterizzati da una alta percentuale di errore, dovuta essenzialmente al metodo di misura e ai difetti presenti. Infatti, la presenza di fessurazioni da ritiro passanti in corrispondenza del terzo medio, non consentiva di trasferire correttamente il carico applicato alla parte inferiore della trave delimitata dalla fessurazione stessa. Soprattutto per i campioni tozzi in cui la deformazione che viene misurata dal trasduttore posizionato in prossimità dell'asse neutro, è un valore molto piccolo e soggetto ad errori di misurazione (Nocetti *et al.* 2013; Ridley-Ellis *et al.* 2009), tanto che in certi casi l'abbassamento della linea elastica era pressoché nullo (vedere allegati A). La stessa problematica si è verificata anche quando il punto di fissaggio centrale, a cui era collegato il nucleo dell'LVDT, era collocato al di sotto della fessurazione passante. Malgrado il risultato sia stato ottenuto dalla media con la deformazione misurata dal trasduttore sistemato sul lato opposto, ciò ha comportato valori di  $E_{ml}$  alti e poco attendibili (dati evidenziati in corsivo nella tabella 11). La poca affidabilità nella misurazione del modulo elastico locale e lo scarso utilizzo pratico per questo tipo d'intervento di rinforzo, ci induce a utilizzare questi risultati come puramente indicativi, ma non rappresentativi delle caratteristiche di rigidità della trave, in particolare del suo terzo medio.

**Tabella 11** – Risultati delle prove statiche per la determinazione delle proprietà di rigidità dei singoli elementi. In corsivo sono evidenziati i valori del modulo elastico locale considerati non attendibili.

Trave			Pannello				
Numero	$E_{ml}$	$E_{mg\_t}$	$E_{mg\_tI}$	Numero	$E_{ml}$	$E_{mg\_r}$	$E_{mg\_rI}$
N	MPa	MPa	kNm <sup>2</sup>	N	MPa	MPa	kNm <sup>2</sup>
T01	6876	3816	982,1	B1	18786	18036	439,6
T02	<i>12862</i>	<i>7267</i>	473,3	B2	17811	17810	121,7
T03	<i>15138</i>	10197	1222	B3	17547	17801	249,1
T04	<i>9174</i>	5744	1065	R4	26359	24221	482,6
T05	<i>10590</i>	6463	1295	R5	29181	26814	482,6
T06	5313	3945	686,8	B6	18712	18610	340,8
T07	6794	5922	563,1	B7	18686	18580	214,3
T08	6486	4901	1077	B8	18587	17676	414,2
T09	5986	3233	615,4	B9	18653	18279	364,2
T10	<i>18663</i>	9253	2915	B10	18160	17823	517,0

Simboli e abbreviazioni sono riportati nell'apposito indice alle pagine V-VII.

Viceversa, la misurazione dell'abbassamento globale, grazie anche alla ripetizione delle prove, non ha mai comportato difficoltà. I valori del coefficiente di determinazione della retta di regressione individuata per il tratto lineare del grafico carico-deformazione è sempre stato pari a 0,99 o migliore, come indicato dalla norma EN 408. Grazie alla più alta attendibilità della misurazione e la maggiore significatività in termini pratici, il modulo elastico globale è in grado di descrivere adeguatamente le proprietà di rigidità dell'intera trave ed è quindi quello che è stato successivamente impiegato per la determinazione dell'efficacia dell'intervento di rinforzo.

Come si può vedere dalla tabella 12, la quale riporta i parametri statistici descrittivi di  $E_{ml}$  e  $E_{mg}$  di tutti gli elementi provati, il modulo elastico locale risulta essere mediamente più elevato. Ciò è dovuto al fatto che all'interno dei punti di applicazione del carico non è presente la deformazione di taglio e il relativo effetto sulla freccia misurata, che influisce invece sulla freccia globale (dove, non conoscendo  $G$  si è applicata una formula semplificata che non considera il contributo della deformazione di taglio alla freccia complessiva), oltre al problema dell'alterazione della misura della freccia, come indicato sopra, causata dalle fessurazioni presenti. Non considerando nel calcolo del modulo elastico globale l'abbassamento dovuto al taglio i valori di  $E_{mg}$  risultano inferiori rispetto al reale. Tale differenza si può notare meglio per il pannello Ranprex il quale, pur essendo un materiale esente da difetti, più omogeneo e con un coefficiente di variazione basso (pari al 5%) nel confronto tra i moduli elastici, presenta una differenza tra i valori medi di  $E_{ml}$  e  $E_{mg\_R}$  di circa 2200 MPa a favore del primo. Per quanto concerne invece il pannello BauBuche tale differenza è minima (290 MPa), in quanto per il calcolo di  $E_{mg\_B}$  è stato possibile utilizzare il valore del modulo di taglio medio dichiarata dal produttore e con quello correggere il valore di  $E$  determinato tramite misura. Il coefficiente di variazione dei valori di  $E_{mg\_t}$  e  $E_{ml}$  delle travi risulta essere elevato e ciò esprime un'alta

variabilità del campione. Tale variabilità, che invece risulta minima per entrambi i prodotti utilizzati per il rinforzo, potrebbe incidere sull'effetto dell'azione d'irrigidimento portando risultati differenti per i singoli casi analizzati.

*Tabella 12 – Parametri statistici descrittivi delle proprietà di rigidità delle travi e dei pannelli di rinforzo*

Elemento	Trave		BauBuche		Ranprex	
Proprietà	$E_{ml}$	$E_{mg\_t}$	$E_{ml}$	$E_{mg\_B}$	$E_{ml}$	$E_{mg\_R}$
Valore medio (MPa)	9788	6074	18368	18077	27770	25518
Valore minimo (MPa)	5313	3233	17547	17676	26359	24221
Valore massimo (MPa)	18663	10197	18786	18610	29181	26814
SD (MPa)	4813	2464	488,3	373,6	/	/
CV (%)	49%	41%	3%	2%	/	/
N	10	10	8	8	2	2

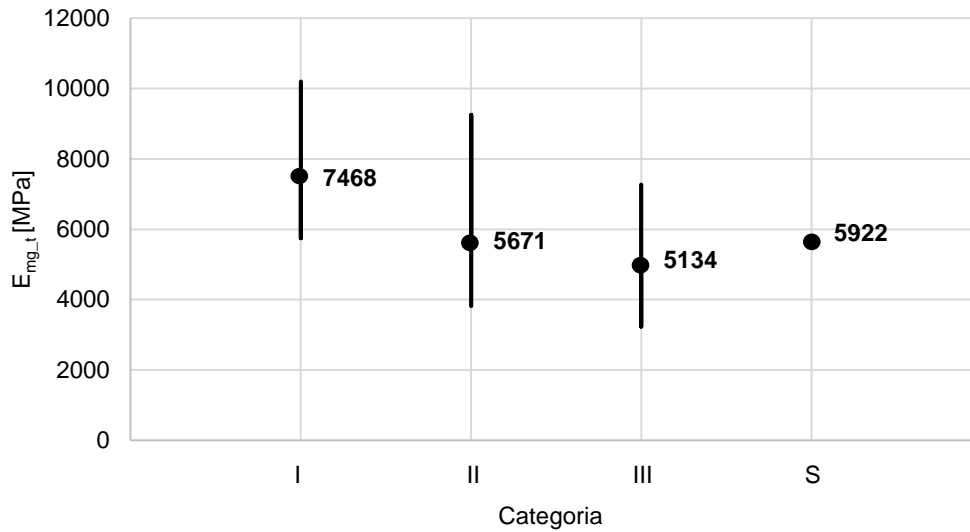
Il valore medio di  $E_{mg\_t}$  risulta essere molto basso (6074 MPa), ad esempio in riferimento alla norma EN 338:2013, che riguarda il legname strutturale nuovo, dove la classe di resistenza più bassa relativa alle conifere è la C14, la quale presenta un limite minimo di  $E_{m,0,mean}$  (modulo elastico a flessione parallelo alla fibratura) pari a 7000 MPa. Entrambi i pannelli di rinforzo mostrano invece dei valori di E superiori a quelli indicati nelle rispettive schede di accompagnamento: 16800 MPa per il BauBuche e 20000 MPa per il Ranprex. In questo caso la variabilità dei risultati è molto bassa.

Depurando i valori di  $E_{mg\_t}$  delle singole travi dallo schiacciamento misurato agli appoggi ( $E_{mg\_T}$ ), come risultante dalle determinazioni effettuate secondo il § 2.5.3.1, si registra un generale incremento dei risultati. Solo la trave T07 la quale rispettava le geometrie di prova indicate dalla EN408 e possedeva una sezione regolare, senza deformazioni e priva di degradamento, non ha riportato alcun incremento del valore di  $E_{mg\_t}$  inizialmente misurato. La decurtazione di tale abbassamento è stata eseguita sottraendo al coefficiente angolare del tratto lineare del grafico carico-deformazione ( $k_{g\_t}$ ) misurato nelle prime prove, il coefficiente unitario di schiacciamento ( $k_s$  in N/mm) misurato nelle prove finali, in relazione alla stessa differenza di carico ( $P_1 - P_2$ ) utilizzata per il calcolo di  $k_{g\_t}$ . Il valore di  $E_{mg\_T}$  è stato quindi ricalcolato con l'equazione 13 e i risultati sono riportati nella tabella 13.

Il grafico raffigurato nella figura 43 riporta i valori del modulo elastico globale delle travi in base alla categoria assegnata dalla norma UNI 11119 dopo la realizzazione della scanalatura. Un generale decremento di  $E_{mg\_t}$  può essere osservato, procedendo dalla categoria migliore (I) a quella peggiore (III), a dimostrazione della relazione esistente tra modulo elastico e categoria assegnata.

Confrontando i risultati riportati nella tabella 13, si osserva come il valore medio del modulo elastico globale di tutti gli elementi e delle relative categorie di classificazione aumenta in maniera crescente in relazione alla categoria assegnata e quindi alle caratteristiche qualitative delle travi: 449 MPa di aumento per la I, 453 MPa per la II e 555 MPa per la III. Infine, considerando l'intero campione di travi si registra una diminuzione del coefficiente di variazione rispetto alla tabella 12 (da 41,0% a 37,4%).





**Figura 43** – Campo di variazione e valore medio di  $E_{mg,t}$ , per le categorie I, II e III indicate dalla norma UNI 11119. (S = scartato).

**Tabella 13** – Risultati di  $E_{mg,T}$  delle travi depurati dallo schiacciamento misurato in prossimità degli appoggi. In corsivo sono evidenziati i valori di  $E_{mg,t}$  non corretti e quindi determinati con l'equazione 12.

<b>Categoria</b>	<b>Tutti</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>S</b>
<b>Proprietà</b>	<b><math>E_{mg,T}</math></b>	<b><math>E_{mg,T}</math></b>	<b><math>E_{mg,T}</math></b>	<b><math>E_{mg,T}</math></b>	<b><math>E_{mg,T}</math></b>
<i><math>E_{mg,t}</math> medio (MPa)</i>	<i>6074</i>	<i>7468</i>	<i>5671</i>	<i>5134</i>	<i>5922</i>
Valore medio (MPa)	6511	7917	6124	5689	5922
Valore minimo (MPa)	3836	6077	4055	3836	/
Valore massimo (MPa)	10747	10747	10091	7918	/
SD (MPa)	2443	2488	3437	2067	/
CV (%)	37,4%	31,4%	56,1%	36,3%	/
N	10	3	3	3	1

### 3.2.2 NUMERO DI VITI E VARIAZIONI DI MODULO ELASTICO EQUIVALENTE DEL COMPOSITO

In questo paragrafo vengono esposti i risultati ottenuti nelle prove al variare del numero di viti della connessione meccanica. Il miglioramento della collaborazione tra gli elementi si manifesta con un aumento

del livello di rigidità del composito e con una diminuzione della differenza di abbassamento registrato tra pannello e trave, come indicato nel § 2.5.2. Nella figura 44 è rappresentato l'andamento di tale differenza di abbassamento in relazione al numero di viti inserito. Nella tabella 13 invece sono riportati i valori di rigidità ( $k_g$ ) al variare del numero di connettori dell'unione.  $k_g$  è stato calcolato con l'equazione 20 e rappresenta il coefficiente angolare del tratto lineare del grafico carico deformazione del modulo elastico globale, espresso in N/mm.

$$k_g = \frac{(P_2 - P_1)}{(w_2 - w_1)} \quad (20)$$

dove  $P$  è il carico applicato in N e  $w$  è la deformazione provocata da  $P$  in mm.

In questo caso i valori di  $k_g$  non sono stati depurati dall'abbassamento registrato agli appoggi, in quanto tali dati servono a dare una indicazione dell'andamento della rigidità al variare del numero di viti e non a quantificare l'effetto del rinforzo. I valori di  $E_{mi}$  non sono stati presi in considerazione poiché considerati non attendibili nel descrivere la rigidità degli elementi e la loro variazione.

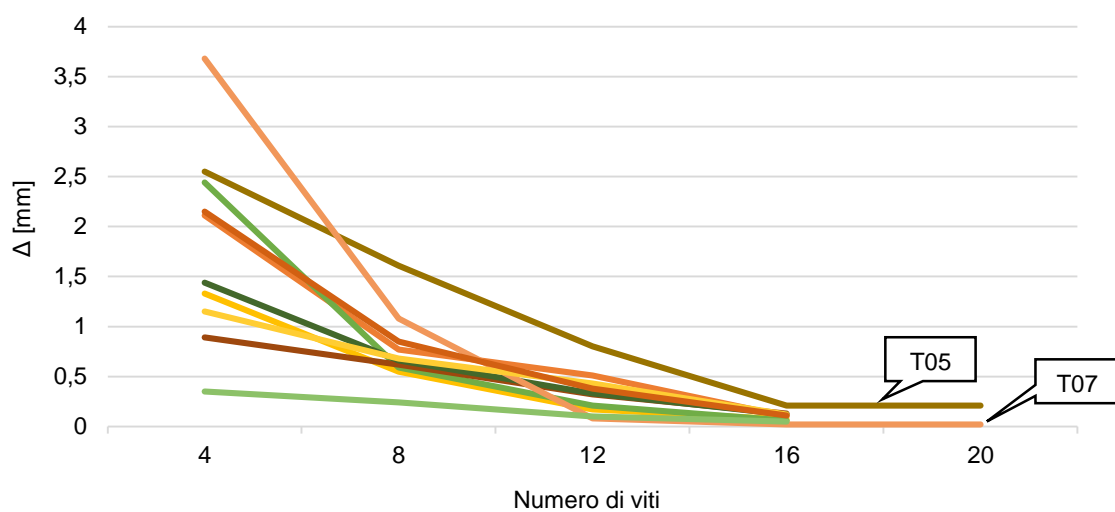
Come si può constatare dal grafico in figura 44 il numero di viti necessario ad avere una piena collaborazione tra trave e pannello si assesta a 16. Gli elementi numero T07 e T05 sono invece caratterizzati dalla presenza di 20 connettori a tutto filetto. Entrambi sono stati i primi compositi ad essere provati rispettivamente per le travi rinforzate con il pannello BauBuche (T07) e per quelle con il pannello Ranprex (T05). Pertanto, poiché non era dato conoscere a quale valore di scostamento minimo si sarebbe assestato il composito, si è proceduto ad inserire altre 4 viti. Ciò nonostante, in tutti e due i casi non è stata né conseguita una ulteriore diminuzione significativa dell'entità di tale abbassamento né registrato alcun incremento di rigidità (tab. 13).

Con 16 connettori, introdotti rispettando le spaziature indicate nel § 2.4.1.1 e § 2.4.1.2, il terzo medio risultava libero da collegamenti, in quanto le teste dell'ultime 4 viti si posizionavano nell'immediate vicinanze dei cilindri di applicazione del carico. Nel caso dei 20 connettori, invece, gli ultimi 4 si collocavano proprio all'interno terzo centrale, risultando tuttavia superflui ai fini della connessione.

Il valore della differenza di abbassamento tra i due elementi misurato in mezz'ora, indicato come  $\Delta$ , differisce da campione a campione. Ciò è dovuto alla diversa luce di prova impiegata, allo stato di sollecitazione e alle caratteristiche di rigidità delle singole travi. I valori riportati nella figura 44 rappresentano un indice sintetico dell'andamento dello scostamento con l'aumentare del numero di connettori. Come è possibile osservare dalla stessa figura la maggiore diminuzione di  $\Delta$ , in termini assoluti, è stata rilevata passando dalle 4 e alle 8 viti. Mediamente il 58% dello scostamento iniziale viene ridotto con l'inserimento dei primi 4 connettori. Inoltre, si evince come un numero maggiore di 16 connettori sarebbe stato eccessivo e non contribuente al miglioramento della collaborazione tra i singoli elementi.

Come già indicato, per le travi T07 e T05 con l'inserimento di altre 4 viti non si ottiene una ulteriore riduzione di  $\Delta$  che rimane costante passando da 16 a 20 connettori. I circa due decimi di millimetro che rimangono per il provino T05 sono dovuti alla presenza di una fessurazione da ritiro passante proprio in corrispondenza del terzo medio. Dato che il carico in questo tipo di prove veniva applicato alla sola trave (come descritto nel § 2.5.2), tale fessurazione tendeva a richiudersi causando un lieve abbassamento solo

sul lato su cui era presente. L'inserimento di altre viti non avrebbero pertanto annullato ulteriormente il valore di  $\Delta$ . I risultati riscontrati con questa prima analisi sono altresì confermati dai dati elencati in tabella 14 nella quale si nota una crescita costante di rigidità del composito con l'aumentare del numero di connettori introdotti. La maggiore quota di incremento di  $k_g$  rapportata alla singola trave, si raggiunge mediamente con le prime 4 viti (10,9%), che vincolano il rinforzo alla trave in corrispondenza degli appoggi. Con questa conformazione, sebbene coincida con il più alto valore di  $\Delta$ , si ottiene una prima collaborazione tra i due elementi che si manifesta tuttavia a partire da carichi elevati. Infatti, il sistema costituito da trave più rinforzo unito alle sole estremità non riesce a funzionare come un corpo unico, soprattutto se i connettori cascano a cavallo del punto di appoggio.



**Figura 44** – Andamento dei valori dello scostamento medio ( $\Delta$ ) tra trave e pannello misurati con l'aumentare del numero di viti inserite: 4, 8, 12, 16, 20 viti.

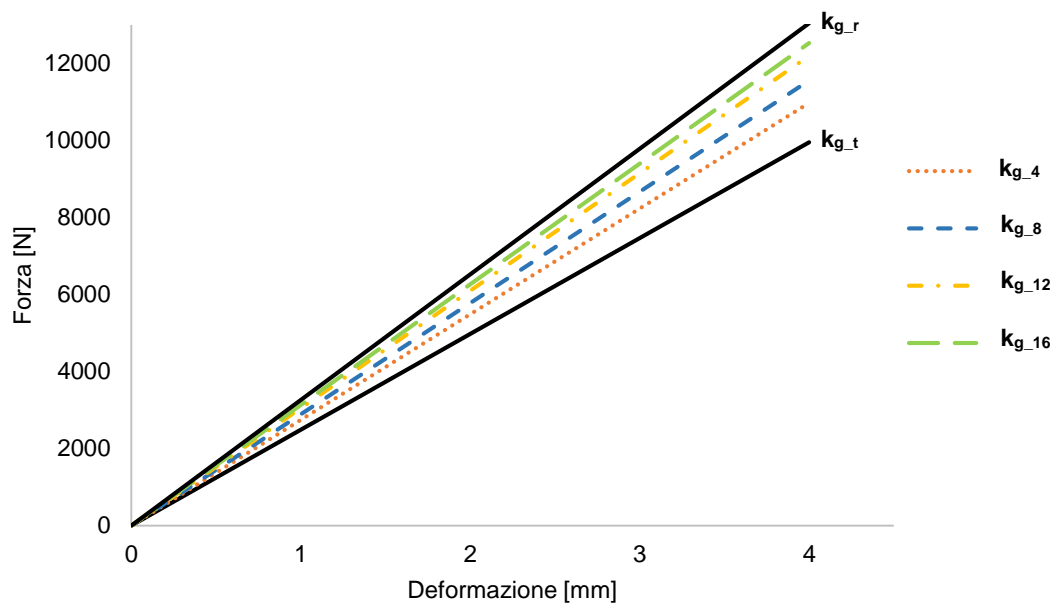
Il rinforzo entra in azione attraverso il collegamento garantito dalle prime quattro viti solo quando la freccia di inflessione generata dall'applicazione del carico sulla trave supera un certo valore. Con le viti successive, questo comportamento tende progressivamente a diminuire e la collaborazione entra in funzione prima, a valori di  $\Delta$  e di carico sempre più bassi.

L'incremento di rigidità che si registra tra i livelli di connessione successivi risulta mediamente inferiore rispetto ai primi 4 connettori, ad eccezione di quattro casi (T1, T3, T5 e T10), in cui, presumibilmente, il carico applicato non ha provocato un abbassamento tale da permettere alle viti di entrare in forza. Cosa che è invece accaduta con l'inserimento dei connettori successivi. L'incremento di rigidità medio conseguito con 8 e 12 viti risulta essere simile, circa il 7%; mentre si riduce con 16 connettori, 3,2%, per poi essere prossimo a zero con 20 (0,22%). Tali risultati confermano l'andamento della riduzione di  $\Delta$  fissando a 16 il numero di viti necessarie a far funzionare adeguatamente il sistema composto. Il grafico illustrato nella figura 45 riporta l'incremento medio di rigidità registrato per tutti i campioni al variare del numero di viti introdotte.

Prima di inserire i primi connettori il composito era stato provato senza alcun elemento di unione, applicando il carico al rinforzo direttamente. Tale prova è stata poi ripetuta prima dei test finali (§ 2.5.3), per saggiare il livello di rigidità ottenuto con la sola connessione. Nelle ultime colonne della tabella 13 sono indicati i risultati di rigidità conseguiti,  $k_{g_0}$  e  $k_{g_r}$  rispettivamente per il composito privo di connettori e completamente unito. Il valore medio percentuale d'incremento conseguito è pari al 9,8% con un massimo del 20% e un minimo del 1,8%. Anche se molto variabili, questi valori rappresentano una prima quantificazione del contributo della connessione al funzionamento del sistema composto.

Confrontando invece il valore di  $k_{g_r}$  con quello conseguito a seguito dell'ultima prova ( $k_{g_{16}}$  o  $k_{g_{20}}$ ) per la determinazione del numero di viti e quindi applicando il carico soltanto alla trave, si nota come  $k_{g_r}$  risulti mediamente superiore di circa il 4% (tab. 14).

Tale differenza può essere spiegata dal tipo di unione adottato. In una connessione infinitamente rigida il valore di  $k_{g_{16}}$  sarebbe stato identico a  $k_{g_r}$ . In questo caso le viti, prima di entrare in forza, sono caratterizzate da uno scorrimento, caratteristico delle unioni di tipo meccanico, che influisce sul valore di rigidità rilevato. In questo caso, sollecitando il solo pannello, questo scorrimento risulta inferiore poiché il pannello stesso trasferisce la sollecitazione alla trave in modo diretto, sia attraverso tutti gli attriti all'interno della scanalatura che per mezzo del contatto con il rinforzo alla base della scanalatura stessa e si ottiene una migliore collaborazione tra gli elementi



**Figura 45** – Incremento della rigidità media  $k_g$  dei campioni provati, all'aumentare del numero di viti inserite. Il numero (4, 8, 12, 16) indica il quantitativo di connettori. *r* sta per elemento rinforzato; *t* sta per trave (scavata).

**Tabella 14** – Risultati delle prove di determinazione del numero di viti.  $k_{g,t}$  è il coefficiente angolare della curva carico deformazione della singola trave scavata;  $k_{g,0}$  è il coefficiente angolare del composito senza viti determinato applicando il carico al solo rinforzo;  $k_{g,4, 8, 12, 16, 20}$  sono i coefficienti angolari riferiti al numero di connettori inseriti determinati applicando il carico alla sola trave;  $k_{g,r}$  è il coefficiente angolare determinato a connessione completata e applicando il carico al solo rinforzo.  $\Omega_n$  rappresenta la differenza in [N/mm] tra due stadi successivi di connessione. Il rapporto  $\Omega_n / k_{g,t}$  esprime l'incremento percentuale conseguito tra uno stadio di connessione e l'altro rapportato allo stesso valore di rigidità iniziale della trave.

Trave	$k_{g,t}$	$k_{g,4}$	$k_{g,8}$	$k_{g,12}$	$k_{g,16}$	$k_{g,20}$	$\frac{\Omega_{4,t}}{k_{g,t}}$	$\frac{\Omega_{8,4}}{k_{g,t}}$	$\frac{\Omega_{12,8}}{k_{g,t}}$	$\frac{\Omega_{16,12}}{k_{g,t}}$	$\frac{\Omega_{20,16}}{k_{g,t}}$	$k_{g,0}$	$k_{g,r}$	$\frac{k_{g,r}}{k_{g,0}}$	$\frac{k_{g,R}}{k_{g,16}}$
N	[N/mm]	[N/mm]	[N/mm]	[N/mm]	[N/mm]	[N/mm]	%	%	%	%	%	[N/mm]	[N/mm]	%	%
T1	1159	1194	1294	1392	1515	/	3,02	8,66	8,44	10,63	/	1316	1578	20,0	3,99
T2	1859	2042	2163	2282	2292	/	9,86	6,49	6,45	0,49	/	2302	2390	3,8	4,12
T3	1997	2025	2253	2351	2404	/	1,38	11,41	4,92	2,62	/	2296	2584	12,5	6,97
T4	3503	4290	4300	4540	4643	/	22,5	0,29	6,86	2,93	/	4335	4784	10,4	2,94
T5	4258	4332	4719	5004	5301	5314	1,73	9,09	6,68	6,97	0,30	5211	5571	6,9	4,62
T6	2128	2402	2669	2903	2900	/	12,8	12,55	10,99	-0,11	/	2927	2978	1,8	2,60
T7	611,2	701,1	775,0	824,3	826,6	827,6	14,7	12,09	8,06	0,38	0,15	780,8	827,5	6,0	0,00
T8	2424	2784	2795	2989	3080	/	14,9	0,45	8,02	3,76	/	3037	3289	8,3	6,35
T9	2666	3416	3423	3515	3553	/	28,1	0,29	3,43	1,45	/	3094	3633	17,4	2,18
T10	4273	4255	4512	4684	4806	/	-0,41	6,00	4,03	2,87	/	4473	4987	11,5	3,62
<b>Media</b>	<b>2488</b>	<b>2744</b>	<b>2890</b>	<b>3048</b>	<b>3132</b>	<b>/</b>	<b>10,9</b>	<b>6,73</b>	<b>6,79</b>	<b>3,20</b>	<b>0,22</b>	<b>2977</b>	<b>3262</b>	<b>9,8</b>	<b>3,7</b>
Min	611	701	775	824	827	/	28,1	12,6	10,99	10,63	0,30	781	828	1,8	0,0
Max	4273	4332	4719	5004	5301	/	-0,41	0,29	3,43	-0,11	0,15	5211	5571	20,0	7,0

### 3.2.3 RIGIDEZZA E RESISTENZA DELLE TRAVI RINFORZATE

#### 3.2.3.1 Il modulo elastico a flessione delle travi rinforzate

I risultati delle prove finali di determinazione della rigidezza delle travi rinforzate calcolati con l'equazione 12 sono esposti nella tabella 15. I valori di modulo elastico globale riportati si riferiscono ai tre cicli di prova eseguiti (§ 2.5.3.1). I carichi applicati e le geometrie sono elencati nell'allegato A. Come si può osservare dai valori riportati in tabella, la rigidezza del composito tende ad aumentare al crescere della forza applicata, mostrando una migliore collaborazione tra gli elementi a carichi più alti. Tale comportamento può essere generato dal tipo di connessione utilizzato e quindi dallo scorrimento iniziale tipico delle unioni meccaniche. Dato che la sollecitazione applicata nei primi due cicli di prova era relativamente bassa (§ 2.5.3.1), l'entità di tale scorrimento ha condizionato maggiormente l'inclinazione del tratto rettilineo del grafico carico-deformazione. La possibilità di calcolare il coefficiente angolare di un segmento più esteso e più distante dal tratto iniziale, ha permesso di ottenere valori di rigidezza più alti e più vicini al reale comportamento del composito per valori elevati di sollecitazione. Pertanto, i valori di  $E_{mg}$  presi come riferimento per descrivere le proprietà di rigidezza del sistema composto realizzato sono quelli relativi al terzo ciclo ( $E_{mg\_c}$ ), in cui è stata applicata una sollecitazione maggiore. La più alta differenza tra i valori medi è stata registrata tra il primo e il secondo ciclo (290 MPa), mentre tra il secondo ed il terzo tale differenza è limitata (118 MPa).

**Tabella 15** – Risultati delle prove di determinazione del modulo elastico globale delle travi rinforzate, nei tre cicli di prova. Per quanto concerne la trave T01, l'ultimo ciclo non è stato eseguito a causa dei difetti presenti (fessurazioni passanti e degradamento) e del rischio di incorrere in una rottura parziale del provino.

Trave	Ciclo 1		Ciclo 2		Ciclo 3	
	$\sigma_{f1}$ (MPa)	$E_{mg\_1}$ (MPa)	$\sigma_{f2}$ (MPa)	$E_{mg\_2}$ (MPa)	$\sigma_{f3}$ (MPa)	$E_{mg\_c}$ (MPa)
T01	2,20	4382	4,14	4994	/	4994
T02	4,38	8386	8,64	8805	13,2	8920
T03	3,40	11085	6,78	11218	10,2	11215
T04	4,62	7276	8,13	7417	11,9	7627
T05	3,28	7993	6,38	8232	8,73	8308
T06	2,04	5848	4,10	5850	6,13	5853
T07	3,22	7077	6,30	7117	9,67	7338
T08	1,90	6407	3,79	6480	5,63	6506
T09	2,12	3982	4,24	5083	6,36	5622
T10	3,40	10253	6,43	10393	7,90	10386
<b>Media</b>	3,06	<b>7269</b>	5,89	<b>7559</b>	8,86	<b>7677</b>
SD	/	2290	/	2120	/	2056
CV	/	31,5%	/	28,0%	/	26,8%

Il valore medio di  $E_{mg}$  tende quindi ad aumentare del 5,6% (408 MPa) passando da  $E_{mg\_1}$  a  $E_{mg\_C}$ , mentre il coefficiente di variazione diminuisce del 4,7%. Confrontando infine, il valore medio di  $E_{mg\_C}$  delle travi rinforzate con quello delle travi singole ( $E_{mg\_T}$ ) riportato in tabella 13 (§ 3.2.1), si ottiene un incremento di rigidità medio del 17,7%. Oltre a ciò, si consegue anche una diminuzione della variabilità dei risultati: il valore di CV si riduce del 10% rispetto all'intero campione di travi. Tale effetto viene riportato anche in letteratura in conseguenza di interventi di rinforzo con CFRP (D'Ambrisi *et al.* 2014), e può essere derivato dal fatto che la presenza del materiale rinforzante tende a ridurre l'influenza dei difetti esistenti sul comportamento meccanico globale dell'elemento.

Un'analisi più approfondita sugli incrementi risultanti dall'intervento di rinforzo viene esposta successivamente nel paragrafo 3.3.

### 3.2.3.2 La resistenza a flessione e la tipologia di rottura delle travi rinforzate

I valori del modulo di rottura (MoR) di ciascun composito sono invece riportati nella tabella 16. La figura 46 mostra il campo di variazione e il valore medio del MoR per le categorie individuate dalla norma UNI 11119, in relazione alla classificazione del terzo medio dell'elemento dopo la realizzazione della scanalatura.

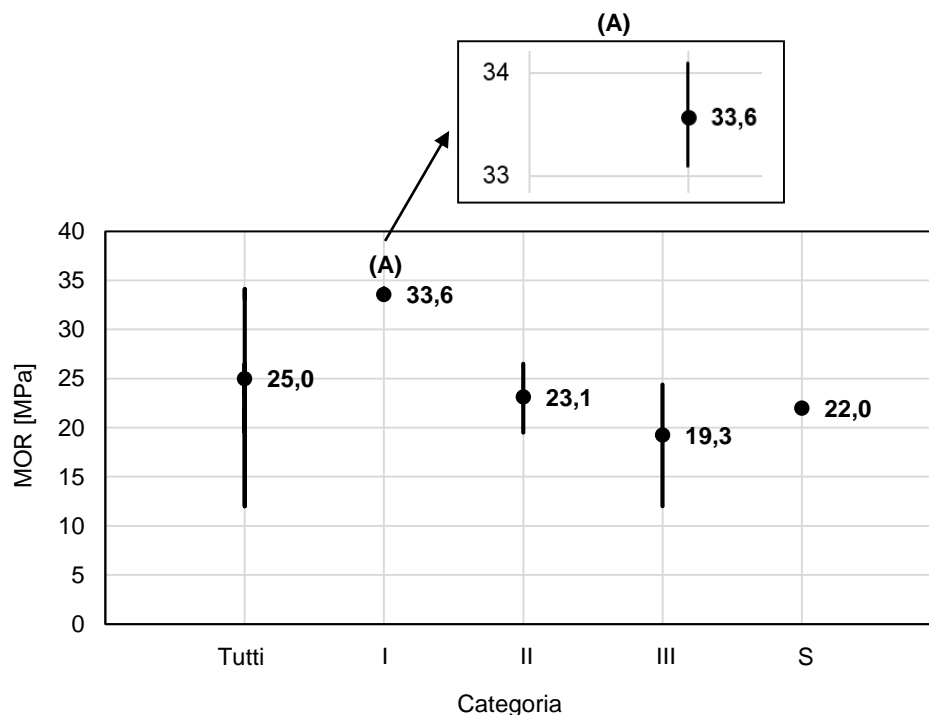
*Tabella 16 – Risultati del modulo di rottura a flessione delle travi rinforzate suddivisi per categorie di classificazione visuale di ciascuna trave.*

<b>Categoria</b>	<b>Tutti</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>S</b>
<b>Proprietà (MPa)</b>	<b>MoR</b>	<b>MoR</b>	<b>MoR</b>	<b>MoR</b>	<b>MoR</b>
T01	23,4	/	23,4	/	/
T02	24,4	/	/	24,4	/
T03	33,1	33,1	/	/	/
T04	34,1	34,1	/	/	/
T05	33,5	33,5	/	/	/
T06	19,5	/	19,5	/	/
T07	22,0	/	/	/	22,0
T08	21,4	/	/	21,4	/
T09	12,0	/	/	12,0	/
T10	26,5	/	26,5	/	/
Valore medio (MPa)	<b>25,0</b>	<b>33,6</b>	<b>23,1</b>	<b>19,3</b>	<b>22,0</b>
Valore minimo (MPa)	12,0	33,1	19,5	12,0	/
Valore massimo (MPa)	34,1	34,1	26,5	24,4	/
SD (MPa)	7,05	0,50	3,50	6,46	/
CV (%)	28,2	1,5	15,2	33,6	/
N	10	3	3	3	1

Anche per la resistenza a flessione si registra un generale decremento del valore medio del MoR procedendo dalla prima categoria alla terza. Per la categoria S (scartati) non è possibile trarre alcun risultato significativo a causa della presenza di una sola trave scartata nella classificazione dopo l'esecuzione della scanalatura. Il più basso CV si consegue per la categoria migliore (1,5%), mentre per la seconda categoria si ottiene una riduzione del CV rispetto all'intero campione di circa il 13%. Infine, il valore del coefficiente di variazione più elevato si consegue invece per la III categoria (33,6%). Quest'ultimo risultato dipende fortemente dalla resistenza dell'elemento T09 (12,0 MPa), il quale a causa del diffuso degradamento ha ceduto a carichi bassi.

Data l'impossibilità di confrontare i valori di resistenza tra prima e dopo l'intervento di rinforzo come è stato fatto per i moduli elastici, possono essere avanzate alcune considerazioni circa l'efficacia di tale operazione per quanto concerne la resistenza in termini di variabilità dei dati. Cavalli *et al.* 2016a, riportano un CV decisamente più elevato (49%) riferito ad un campione di travi antiche di abete bianco e rosso più consistente (81 travi). Anche dopo la ripartizione in categorie qualitative secondo la norma UNI 11119, gli autori non conseguono una riduzione significativa del coefficiente di variazione.

Generalmente la proprietà con la più alta variabilità è la resistenza, la quale risente maggiormente della presenza di difetti nell'elemento ligneo strutturale. In questo caso l'effetto del rinforzo si manifesta nella "ridotta" variabilità del MoR. Confrontando il valore di CV relativo ai risultati del modulo elastico globale dell'intero campione delle travi non rinforzate con quello determinato per la resistenza, è possibile constatare come quest'ultimo risulti decisamente inferiore al primo: 28,2% contro il 37,4% per i risultati di  $E_{mg\_T}$ . Ciò è in opposizione a quanto riportato in bibliografia per il legname strutturale (Hanhijärvi and Ranta-Maunus 2008; Cibecchini *et al.* 2016b; Togni *et al.* 2016) a ulteriore conferma della effettiva riduzione di variabilità conseguita con il rinforzo.



**Figura 46** - Campo di variazione e valore medio del MoR di tutte le travi rinforzate e per le categorie I, II, III e S indicate dalla norma UNI 11119.



Più che nella parte alta della distribuzione dei dati, l'effetto del rinforzo si manifesta principalmente nella coda inferiore, assicurando una resistenza minima derivante dalle proprietà del rinforzo stesso. La bassa variabilità delle caratteristiche meccaniche che contraddistingue entrambi i pannelli utilizzati, permette di limitare il campo di variazione della resistenza dei compositi. Un esempio è il campione T09 in cui, a causa della presenza di degradamento, l'elemento antico ha ceduto in corrispondenza dell'appoggio prima del collasso definitivo del composito (fig. 47). Il valore di 12,0 MPa, calcolato rispetto alla sezione intera della trave rinforzata, è stato dunque raggiunto grazie alla sola resistenza del pannello (BauBuche), in quanto l'elemento antico avrebbe ceduto a sollecitazioni più basse. Al fine di poter verificare questa affermazione è stata eseguita una ulteriore prova di rottura a flessione a 4 punti su un pannello BauBuche tipo s, ottenendo un valore di sollecitazione a rottura di 98,6 MPa. Considerando il carico di rottura dell'elemento T09 e il modulo di resistenza del pannello di rinforzo si consegue una resistenza a flessione pari a 97,7 MPa, paragonabile a quella raggiunta con la prova sul solo pannello. La bassa variabilità delle proprietà meccaniche che caratterizza questi prodotti, ci permette di considerare 100 MPa come il valore medio di resistenza del campione di pannelli BauBuche e far riferimento a questo per stabilire la resistenza minima del composito<sup>9</sup>, in caso di travi con difetti particolarmente importanti o problemi di alterazioni biotiche significative, che debbano comunque essere mantenute in opera. Ciò è possibile a livello sperimentale e di laboratorio, nel caso di un intervento in opera il progettista, per ragioni di sicurezza, dovrà prendere di riferimento il valore caratteristico di resistenza a flessione dichiarato dal produttore (75 MPa).



**Figura 47** – Prova di rottura dell'elemento T09. La foto di sinistra mostra il cedimento nella trave in corrispondenza dell'appoggio. Nella foto di destra è possibile osservare la tipica rottura del legno degradato con tranciatura netta delle fibre.

<sup>9</sup> Il limitato numero di provini testati (8) e il fatto che essi siano stati ricavati da soltanto due pannelli di partenza (§ 2.2.1.1), ci induce ad avanzare tali supposizioni. Probabilmente aumentando il numero di campioni la variabilità dei dati potrebbe in qualche modo aumentare, ma rimarrebbe comunque limitata. Knorz e Kuilen (2012) hanno eseguito prove a flessione a 4 punti su campioni di lvl di faggio riportando valori di CV compresi tra 2,6% e 4,1% per il modulo elastico e tra 3,9% e 6,4% per la resistenza.

Per quanto concerne gli altri compositi il valore del MoR registrato è sempre stato superiore alla sollecitazione di rottura del pannello di rinforzo ipotizzata (valori medi di 100 MPa per il Baubuche e 240 MPa per il Ranprex), facendo presupporre una collaborazione tra i due elementi anche a carichi elevati.

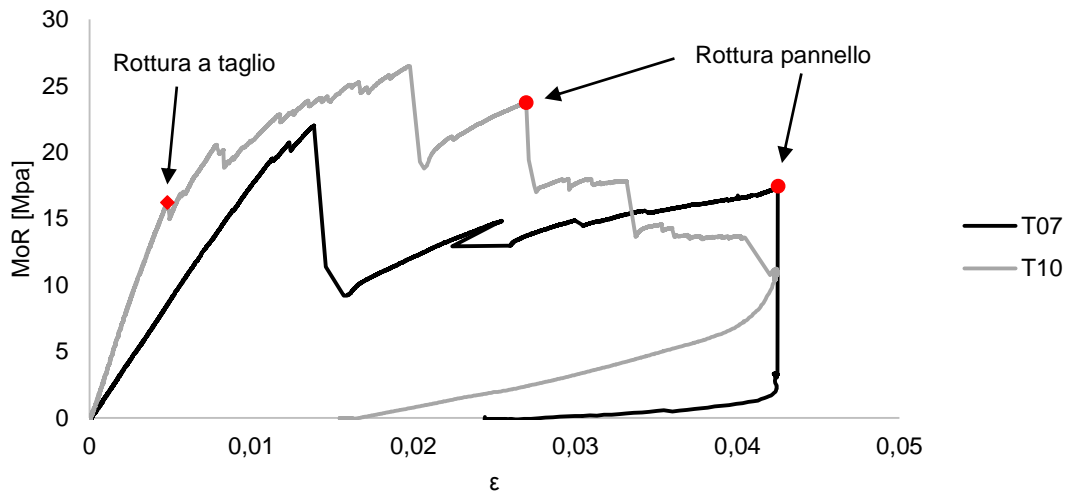
In generale sono stati riscontrati due tipi principali di rottura che si differenziano sulla base dei difetti presenti. Nel caso di travi caratterizzate dalla presenza di fessurazioni da ritiro passanti o cipollature, il primo cedimento è avvenuto a taglio con conseguente frazionamento della sezione resistente (divisa in più parti) e il successivo cambiamento della pendenza della curva carico deformazione. Con il proseguire della prova ed in seguito all'aumento di carico, nella maggior parte dei casi si verificavano altri piccoli cedimenti per scorrimento longitudinale che si manifestavano attraverso una ulteriore parzializzazione più o meno spinta della sezione (fig. 48).



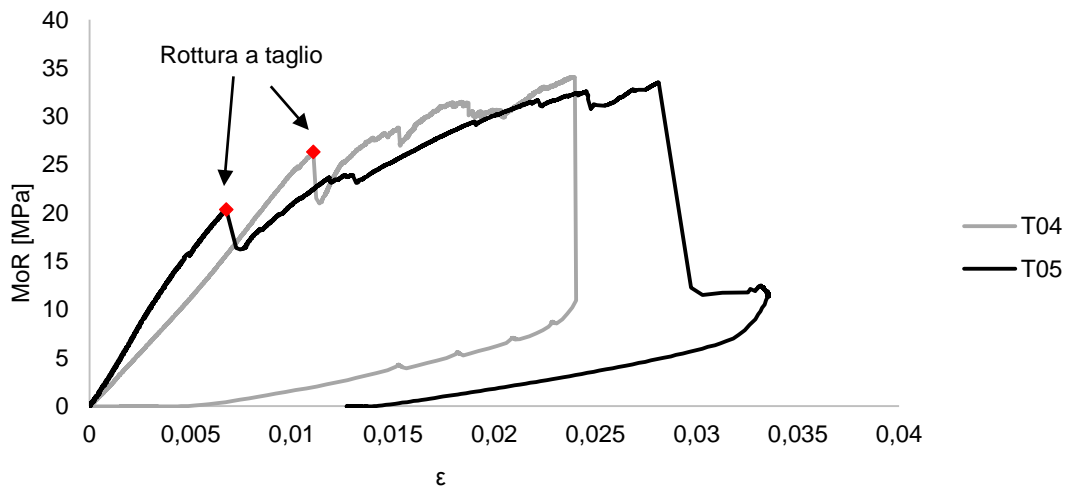
**Figura 48** – Frazionamento della sezione della trave causate da rotture a taglio in corrispondenza di fessurazioni da ritiro passanti e cipollatura. In alto il campione T10 rinforzato con il pannello BauBuche prima (foto di sinistra) e dopo la prova (foto di destra). In basso il campione T04 rinforzato con il pannello densificato Ranprex prima (foto di sinistra) e dopo la prova di rottura (foto di destra).

La rottura della trave è poi avvenuta a flessione, o in corrispondenza di un nodo presente sull'intradosso del terzo centrale, oppure in assenza di difetti e con fibratura dritta si è assistito al cedimento complessivo

del composito con rottura simultanea di trave e rinforzo (T03 e T04), cosa non sempre avvenuta. Infatti, soprattutto per i campioni rafforzati con il BauBuche, la rottura del pannello è avvenuta successivamente al cedimento della trave ed a carichi più bassi<sup>10</sup> (fig. 49).



**Figura 49** – Grafici riassuntivi delle prove di rottura dei campioni di T07 e T10. Al fine di comparare in uno stesso grafico gli andamenti della deformazione in base alla sollecitazione applicata di travi con lunghezze differenti, nell'asse delle  $x$  è riportata la  $\epsilon$  che rappresenta il rapporto tra deformazione [mm] e luce di prova [mm]. Nel grafico è evidenziata la prima rottura a taglio, relativa alla trave T10, il cedimento della trave che corrisponde al picco massimo della curva e la rottura del pannello di rinforzo.



**Figura 50** – Grafici della prova di rottura dei campioni T04 e T05 rinforzati con il pannello densificato. In questo caso la rottura del rinforzo coincide con il cedimento della trave.

<sup>10</sup> L'applicazione del carico in controllo di spostamento e il trasduttore posizionato sull'estradosso del pannello ha permesso di esaminare al meglio il comportamento a rottura del composito, consentendo di verificare se i due elementi collassavano insieme o in due momenti distinti.

L'altra tipologia di rottura evidenziata riguarda il campione T07. In questo caso la trave non possedeva né fessurazioni passanti né cipollature, ma era caratterizzata dalla presenza di difetti localizzati (nodi) importanti nel suo terzo centrale. La rottura della trave è quindi avvenuta in corrispondenza del nodo con l'incidenza maggiore. Come si può osservare dalla figura 49 la tipologia del collasso del composito può essere assimilata ad un comportamento di tipo fragile tipico del legno massiccio per uso strutturale. Anche in questo caso la rottura del rinforzo è avvenuta successivamente al cedimento della trave. Per quanto riguarda le travi rinforzate con il pannello densificato, in entrambi i campioni il pannello e la trave si sono rotti contemporaneamente facendo presupporre una migliore collaborazione, anche in presenza di nodi sull'intradosso (T05) (fig. 50).

### 3.3 EFFICACIA DELL'INTERVENTO DI RINFORZO

I metodi per la valutazione dell'efficacia dell'intervento di rinforzo sono stati trattati nel paragrafo 1.4. In questa sezione vengono riportati i risultati ottenuti. La prima operazione è stata quella di determinare l'incremento di rigidezza ( $k_{EI}$ ) apportato con il rinforzo attraverso il rapporto tra  $E_{mg\_CI_t}$  ed  $E_{mg\_TI_t}$  delle singole travi depurato dall'abbassamento agli appoggi. Al fine di valutare quanto il comportamento della sezione composta reale sia assimilabile a quello della sezione ideale, ipotizzando una connessione infinitamente rigida ( $E_{mg\_TI_{tr}}$ ) fra i due elementi, è stato determinato il coefficiente adimensionale  $\eta$  che esprime l'efficienza della connessione (§ 1.4). Per il calcolo di  $\eta$ ,  $E_{mg\_TI_{tr}}$  è stato determinato con il metodo della sezione trasformata (TSM) (§ 2.2.2); mentre al posto di  $EI_0$  teorico è stato impiegato il valore reale della rigidezza del composito con gli elementi scollegati ( $E_{mg\_0I_t}$ ) determinato sperimentalmente e depurato anch'esso dell'abbassamento in prossimità degli appoggi. Oltre a ciò, è stata calcolata la quota d'incremento di rigidezza percentuale ottenuta, rispetto a quella conseguibile in teoria nel caso di una connessione infinitamente rigida. Per esprimere i risultati in termini  $E$ , il momento d'inerzia della singola trave e della sezione trasformata è stato equiparato a quello del composito.

Nella tabella 17 sono pertanto riportati i risultati per ciascuna trave, mentre nella figura 51 viene rappresentato graficamente l'aumento di modulo elastico globale ottenuto, suddiviso per categorie qualitative. I risultati di incremento conseguiti sono altamente variabili e dipendono dalle singole caratteristiche di rigidezza del rinforzo e della trave. I valori medi sono tuttavia incoraggianti.

In linea generale è possibile affermare che il comportamento del sistema composto realizzato è assimilabile a quello teorico. A fronte di un incremento di rigidezza medio pari al 25%, calcolato mediante il TSM, si ottiene un aumento reale medio del 22% e un incremento medio pari all'81% di quello teorico conseguibile. La differenza tra i due può essere riconducibile al mezzo di unione meccanica. L'efficienza della connessione  $\eta$ , anch'essa molto variabile, è compresa tra 0,53 e 1,38 con un valore medio di 0,82. Piazza *et al.* (2009), riportano valori di  $\eta$  tipici per solai composti lignei (con soletta di legno o calcestruzzo) compresi tra 0,4 e 0,7.

Tabella 17 – Efficacia dell'intervento di rinforzo

Trave	$k_{EI}$	$E_{mg_{\infty}}/E_{mg_T}$	$(E_{mg_C}-E_{mg_T})/$ $(E_{mg_{\infty}}-E_{mg_T})$	$E_{mg_r}/E_{mg_T}$ [n]	$\eta$
T01	1,23	1,35	0,67	4,4	0,66
T02	1,13	1,15	0,87	2,2	0,78
T03	1,04	1,07	0,59	1,7	0,68
T04	1,26	1,32	0,79	4,0	0,66
T05	1,20	1,26	0,76	3,9	0,53
T06	1,38	1,36	1,08	4,4	1,34
T07	1,24	1,26	0,93	3,1	0,91
T08	1,22	1,26	0,88	3,3	0,75
T09	1,47	1,42	1,12	4,8	1,13
T10	1,03	1,07	0,43	1,8	0,72
Media	<b>1,22</b>	<b>1,25</b>	<b>0,81</b>	<b>3,36</b>	<b>0,82</b>
Min	1,03	1,07	0,43	1,7	0,53
Max	1,47	1,42	1,12	4,77	1,34
SD	0,14	0,12	0,21	1,14	0,25
CV (%)	11,3	9,5	26,3	34,0	30,3

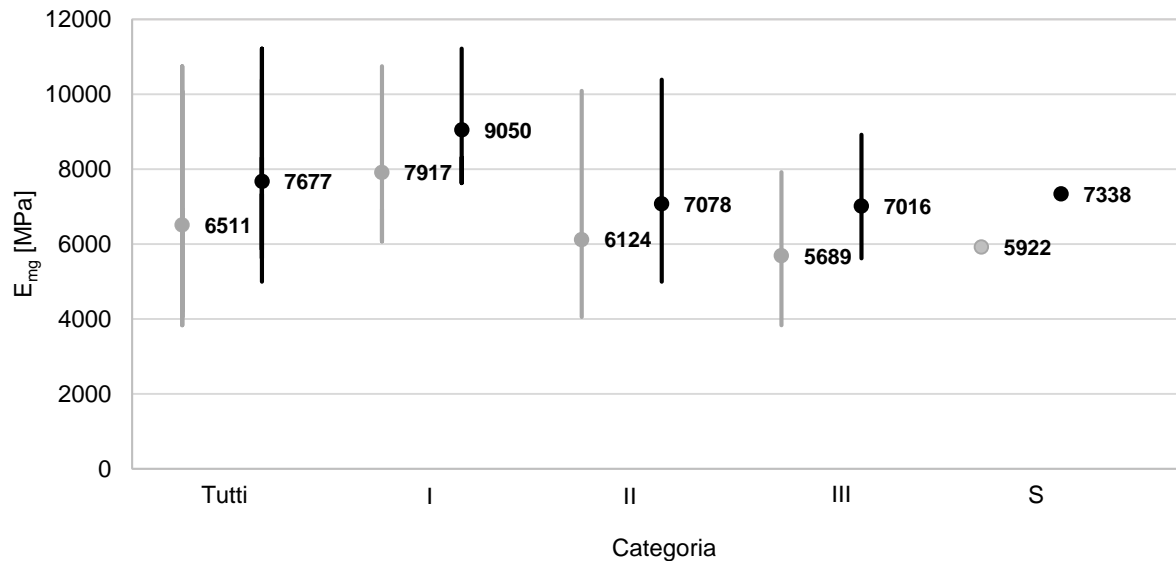
Mettendo in relazione il rapporto tra il modulo elastico del rinforzo con quello della trave singola ( $E_{mg_r}/E_{mg_T}$ ) e l'incremento di rigidezza ( $k_{EI}$ ), si evince come i due parametri siano tra di loro correlati in maniera significativa: il valore del coefficiente di correlazione R di Pearson è pari a 0,90<sup>\*\*\*11</sup>. Andor *et al.* (2015) e Blass e Romani (1998), riportano la stessa tendenza. Mentre nessun andamento significativo si registra tra  $k_{EI}$  e l'incidenza in termini di superficie tra l'area del rinforzo e quella della trave ( $A_r/A_t$ ).

Tabella 18 – Valori dei coefficienti di variazione di  $E_{mg}$  prima e dopo l'intervento di rinforzo

Categoria	Travi CV [%]	Compositi CV [%]
Tutti	37,4	26,8
I	31,4	21,1
II	56,1	40,9
III	36,3	24,3

<sup>11</sup> Livello di significatività della correlazione:  $p < 0,01$  (\*\*\*) ;  $0,01 < p < 0,05$  (\*\*) ;  $0,05 < p < 0,1$  (\*).  $p = (p\text{-value})$

La figura 51 riporta graficamente i risultati dell'efficacia dell'intervento di rinforzo dei compositi classificati secondo la norma UNI 11119. Oltre ad un innalzamento dei valori di  $E_{mg}$  registrati in ogni categoria, l'azione di irrigidimento riduce il coefficiente di variazione sia dell'intero numero di travi sia all'interno delle categorie visuali (tab.18). Al fine di poter confrontare i valori di CV tra le categorie individuate dalla UNI 11119 sono stati utilizzati i risultati delle rese di classificazione riferite ai compositi e relative al terzo medio (tab. 18).



**Figura 51** – Campo di variazione e valori medi del modulo elastico globale delle travi prima e dopo l'azione di rinforzo, suddivise in categorie qualitative secondo la UNI 11119. In grigio sono rappresentati i valori di  $E_{mg\_T}$ , in nero quelli post intervento ( $E_{mg\_C}$ ).

Infine, l'ultima valutazione da riportare è quella relativa all'effetto del rinforzo ( $k_{EI}$ ) rispetto alle caratteristiche di rigidità delle travi intere, ovvero prima della realizzazione della scanalatura, riportate in letteratura da Cavalli (2012)

In questo caso, il valore di  $k_{EI}$  medio si riduce a 1,07 rispetto a 1,22 precedentemente determinato. Tale riduzione è causata principalmente dall'indebolimento che le travi subiscono, a seguito della realizzazione dei tagli per l'inserimento degli elementi rinforzanti. Un esempio sono i campioni T04 e T05. Per questi due elementi, l'autore (Cavalli 2012) ha registrato una diminuzione del modulo elastico globale originario pari al 34% per la prima e al 40% per la seconda, dopo l'esecuzione di un taglio centrale. Nonostante entrambe le travi fossero state rinforzate con i pannelli densificati Ranprex®, la dimensione del rinforzo non è stata sufficiente irrigidire le travi e recuperare la  $E$  persa nella lavorazione meccanica al netto del legno asportato: il valore di  $k_{EI}$  risulta essere inferiore a 1.

In altri termini l'indebolimento apportato dall'esecuzione della scanalatura è stato talmente importante da non permettere di ripristinare le proprietà di rigidità originarie in seguito all'intervento d'irrobustimento effettuato. In generale, i valori di  $k_{EI}$  riferiti all'elemento originale sono comunque inferiori a quelli riferiti alla trave scavata, a causa dell'effetto d'indebolimento causato dalla realizzazione della scanalatura.



### 3.4 RISULTATI RELATIVI ALLA MASSA VOLUMICA E UMIDITÀ

L'umidità e la densità influenzano le caratteristiche meccaniche del legno. E' ormai appurato, soprattutto per le conifere, che le proprietà di resistenza e di rigidità del legno sono direttamente proporzionali alla massa volumica (Giordano 1981; Wood Handbook 2010). Anche l'umidità ha la sua influenza: per provini piccoli e netti (esenti da difetti) i valori maggiori di resistenza e modulo elastico si registrano allo stato anidro. Per gli elementi strutturali, invece, sono i difetti (soprattutto nodi e inclinazione della fibratura) che influiscono maggiormente sulle proprietà meccaniche, soprattutto per la resistenza. La norma EN 384:2010 (Legno strutturale - Determinazione dei valori caratteristici delle proprietà meccaniche e della massa volumica) per la derivazione dei valori caratteristici del legname strutturale nuovo, riporta coefficienti di correzione del modulo elastico dell'1% per ogni punto percentuale di variazione dell'umidità del legno compreso tra l'8 e il 18%.

I valori di massa volumica delle travi, dei pannelli e dei compositi calcolati come § 2.9 sono riportati nella tabella 19, mentre quelli dell'umidità, calcolata con il metodo gravimetrico, sono elencati nella tabella 20.

*Tabella 19 – Valori di massa volumica delle travi, dei pannelli di rinforzo e dei compositi*

Trave N	Densità kg/m <sup>3</sup>	BauBuche N	Densità kg/m <sup>3</sup>	Ranprex N	Densità kg/m <sup>3</sup>	Compositi N	Densità kg/m <sup>3</sup>
T01	388	B01	816	/	/	T01+B01	446
T02	509	B02	818	/	/	T02+B02	554
T03	464	B03	809	/	/	T03+B03	520
T04	426	/	/	R04	1322	T04+R04	564
T05	460	/	/	R05	1319	T05+R05	573
T06	319	B06	810	/	/	T06+B06	388
T07	386	B07	820	/	/	T07+B07	460
T08	368	B08	820	/	/	T08+B08	438
T09	347	B09	808	/	/	T09+B09	424
T10	489	B10	813	/	/	T010+B10	530
Media	<b>415</b>	Media	<b>814</b>	Media	<b>1320</b>	Media	<b>490</b>
Min	319	Min	808	Min	1319	Min	388
Max	509	Max	820	Max	1322	Max	573
SD	63,7	SD	5,0	SD	/	SD	66,0
CV (%)	15	CV (%)	0,61	CV (%)	/	CV (%)	13

Il valore medio della densità per le travi singole risulta leggermente inferiore rispetto a quello riportato da Giordano (1982) per l'abete bianco e per l'abete rosso, in condizioni di umidità normale, che è pari a 420 kg/m<sup>3</sup>. Per i pannelli di rinforzo il valore medio risulta in linea a quello riportato dalle rispettive schede

tecniche: 814 kg/m<sup>3</sup> per il BauBuche contro gli 800 kg/m<sup>3</sup> indicati in scheda e 1320 kg/m<sup>3</sup> per il Ranprex che viene dato dall'azienda tra 1300 e 1400 kg/m<sup>3</sup>. Anche in questo caso il coefficiente di variazione relativo ai risultati dei pannelli è decisamente basso. Ovviamente, una volta accoppiati trave e rinforzo, la densità media del composito determinata in base alle sezione dell'elemento intero tende ad aumentare in relazione al peso dei singoli pannelli. Come si può osservare dalla tabella 19, i compositi che mostrano il più alto valore di massa volumica diventano gli elementi combinati con i pannelli densificati: T04 e T05. Per quanto concerne l'umidità il valore medio delle travi si attesta al 10,8% con un coefficiente di variazione pari a 4,3%. Mentre per i pannelli di rinforzo il contenuto di acqua risulta più basso, a causa del processo industriale di produzione, ed è pari a 8,11% per lvl di faggio e a 9,75% per il pannello densificato.

*Tabella 20 – Risultati dell'umidità dei campioni*

<b>Trave</b>	<b>Umidità</b>	<b>BauBuche</b>	<b>Umidità</b>	<b>Ranprex</b>	<b>Umidità</b>
<b>N</b>	<b>%</b>	<b>N</b>	<b>%</b>	<b>N</b>	<b>%</b>
T01	10,8	B01	8,14	/	/
T02	10,0	B02	7,90	/	/
T03	10,4	B03	8,19	/	/
T04	11,1	/	/	R04	9,56
T05	11,5	/	/	R05	9,95
T06	11,2	B06	8,28	/	/
T07	11,0	B07	8,05	/	/
T08	10,3	B08	8,24	/	/
T09	10,9	B09	7,95	/	/
T10	10,5	B10	8,13	/	/
<b>Media</b>	<b>10,8</b>	<b>Media</b>	<b>8,11</b>	<b>Media</b>	<b>9,75</b>
<b>Min</b>	<b>10,0</b>	<b>Min</b>	<b>7,90</b>	<b>Min</b>	<b>9,56</b>
<b>Max</b>	<b>11,5</b>	<b>Max</b>	<b>8,28</b>	<b>Max</b>	<b>9,95</b>
<b>SD</b>	<b>0,47</b>	<b>SD</b>	<b>0,13</b>	<b>SD</b>	<b>/</b>
<b>CV (%)</b>	<b>4,33</b>	<b>CV (%)</b>	<b>1,66</b>	<b>CV (%)</b>	<b>/</b>

### 3.5 RISULTATI DELLE PROVE DINAMICHE DI VIBRAZIONE

La tabella 21 riporta i valori di modulo elastico dinamico determinati con la prove di vibrazione longitudinale e trasversale, relativamente ai singoli elementi e ai compositi. Nell'allegato B sono riportati invece le frequenze delle prove eseguite ai diversi livelli di connessione tra trave e rinforzo: 4, 8, 12, 16, 20 viti. In generale i valori di modulo elastico dinamico risultano essere più elevati di quelli statici ed  $E_d$  risulta tendenzialmente maggiore di  $E_f$ . Solo per i compositi T07 e T02,  $E_{f,C}$  (modulo elastico dinamico flessionale del composito) è inferiore a quello statico.



Inoltre, dalla tabella 21 si evince che i valori medi di  $E_l$  e  $E_f$  tendono ad aumentare passando dalla singola trave a quella rinforzata. Come è stato osservato per i risultati delle prove statiche, il coefficiente di variazione di  $E_{dyn}$  (modulo elastico dinamico) relativo ai pannelli di rinforzo è molto basso e tende a diminuire passando dalle singole travi ai compositi. La più alta riduzione di CV si registra tra  $E_{l,T}$  e  $E_{l,C}$ : da 30,8% a 22,1%.

**Tabella 21** – Valori di modulo elastico dinamico per i singoli elementi e per i compositi. Dove: T = trave; B = BauBuche; R = Ranprex; C = Composito.

Elemento	Trave		BauBuche		Ranprex		Composito	
	$E_{f,T}$	$E_{l,T}$	$E_{f,B}$	$E_{l,B}$	$E_{f,R}$	$E_{l,R}$	$E_{f,C}$	$E_{l,C}$
N	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
01	6621	7094	18290	17757	/	/	6188	8973
02	9842	12282	18084	17311	/	/	9716	13114
03	11678	13225	17499	16567	/	/	11949	13779
04	7965	12806	/	/	27772	26276	9383	13795
05	7058	11763	/	/	27943	27257	9542	14670
06	5490	7357	18722	17513	/	/	6408	9105
07	6268	6441	18957	18227	/	/	6830	8500
08	7379	8094	18681	17272	/	/	7361	10052
09	5432	6628	18920	17263	/	/	7110	9346
10	10645	13900	18305	17157	/	/	12045	14316
Media	<b>7833</b>	<b>9959</b>	<b>18432</b>	<b>17383</b>	<b>27858</b>	<b>26767</b>	<b>8653</b>	<b>11565</b>
Min	5432	6441	17499	16567	27772	26276	6408	8500
Max	11678	13900	18957	18227	27943	27257	12045	14670
SD	2178	3071	491	481	/	/	2194	2557
CV (%)	27,8	30,8	2,66	2,77	/	/	23,9	22,1

### 3.5.1 PREVISIONE DI E TRAMITE PROVE NON DISTRUTTIVE

Per verificare la capacità di previsione delle prove di vibrazione nello stimare le caratteristiche di rigidità dei singoli elementi e dei compositi, sono state condotte delle analisi di regressione lineari correlando il modulo elastico globale statico con quello dinamico. I risultati dei coefficienti di determinazione ( $R^2$ ), la loro significatività statistica e il valore medio degli errori assoluti (MAE – *mean absolute error*) e in termini percentuali (MAPD - *mean absolute percent difference*) sono riportati nella tabella 21. Per quanto concerne le analisi inerenti gli inserti rinforzanti, esse sono state condotte escludendo i due pannelli densificati, in quanto materiali diversi. I valori di  $R^2$  riguardanti le relazioni tra  $E_{f,B}$ - $E_{mg,B}$  e  $E_{l,B}$ - $E_{mg,B}$  sono bassi, ancorché significativi, e pressoché identici (0,42\* per la prima e 0,40\* per la seconda), con un valore del

MAPD molto piccolo e prossimo all'1% in entrambi i casi. In letteratura, sono presenti alcuni studi che trattano l'applicazione di prove dinamiche di vibrazione per la previsione del modulo elastico statico di provini di lvl. Pu e Tang (1997) e Lee *et al.* (2001) riportano valori di  $R^2$  compresi tra 0,23 e 0,56 per prove di tipo vibratorio trasversali. Daoui *et al.* (2011) per campioni di lvl di faggio costituiti da sfogliati con differenti spessori pubblicano valori del coefficiente di correlazione ( $R$ ) differenti per prove eseguite di piatto (0,71) e prove effettuate di coltello (0,59). Infine, Rahayu *et al.* (2015) riportano un  $R^2$  pari a 0,90, ricavato mettendo in relazione in un unico campione 1808 provini di pioppo provenienti da 14 diverse cultivar e costituiti da fogli di spessore differente. Valori di  $R^2$  si possono raggiungere analizzando insieme entrambi i prodotti rinforzanti. Infatti, data bassa la variabilità dei valori di  $E_{mg\_B}$ ,  $E_{f\_B}$  e di  $E_{l\_B}$  ed il limitato errore risultante dalle analisi di regressione lineare condotte, nel momento in cui entrambi i pannelli di rinforzo vengono esaminati in unico modello lineare, si vengono a creare due punti ben distinti (estremi) nel piano cartesiano. La retta di regressione passante per questi due punti possiede pertanto un coefficiente di determinazione elevato (superiore a 0,95\*\*\* sia per le prove longitudinali che trasversali) e il valore del MAPD, sebbene sempre basso, raddoppia (circa 2% in tutti e due casi). I risultati che emergono da questa analisi hanno poca rilevanza, in quanto trattano campioni di materiale diverso che appartengono a due popolazioni. Ciò nonostante, esaltano la capacità delle prove di tipo vibratorio di stimare la differenza di modulo elastico tra le due tipologie di pannelli accertandone l'applicabilità anche ad altri prodotti a base di legno.

Per le altre analisi di regressione (travi e compositi) è possibile affermare che le prove di vibrazione flessionale ( $E_f$ ) consentono di ottenere i risultati migliori. Dalla tabella 22 è possibile notare come procedendo dalla singola trave al composito si consegua un generale miglioramento delle correlazioni tra  $E_f$  ed  $E_{mg}$ , che trova spiegazione in un aumento dei valori di modulo elastico e soprattutto in una riduzione della variabilità dei dati del campione dei compositi. I risultati di  $E_f$  sono infatti quelli che offrono le migliori correlazioni e quelli che più si avvicinano, in termini di valore, alle proprietà di rigidità della trave ( $R^2 = 0,89***$ , MAPD = 11,4%) e dei compositi ( $R^2 = 0,91***$ , MAPD = 6,51%). Le prove a vibrazione longitudinale, pur conseguendo valori di  $R^2$  significativi, peggiorano la loro capacità di previsione passando dalle singole travi agli elementi rinforzati: 0,72\*\*\* per le prime e 0,64\*\*\* per i secondi. Ciò trova spiegazione nel metodo con cui viene eseguita la prova stessa. Per queste prove la trasmissione della vibrazione longitudinale tra gli elementi è maggiormente influenzata dalla tenacia della connessione, oltre che dall'attrito. Praticamente l'impulso vibratorio deve passare dal legno della trave a quello del rinforzo o viceversa, passando sempre attraverso i connettori di acciaio. Inoltre, anche le fessurazioni da ritiro passanti rappresentano una discontinuità longitudinale dei tessuti che impedisce all'intero elemento di vibrare in maniera omogenea. Le prove flessionali invece, sebbene siano anch'esse condizionate dalla tenuta della connessione, sono però meno influenzate dalla capacità di trasferimento della vibrazione da parte dell'unione. Infatti essa può in parte essere trasmessa anche per il semplice contatto tra trave e rinforzo, ad esempio alla base della scanalatura.

In bibliografia esistono poche pubblicazioni sullo studio di prove di vibrazione per la previsione di  $E$  di travi lignee antiche di grandi dimensioni e tanto meno di compositi. Ceccotti e Togni (1996) riportano valori di  $R^2$  di 0,83 tra  $E_l$  ed il modulo elastico statico di 12 travi antiche di abete bianco. Cavalli e Togni (2013) trovano  $R^2$  tra  $E_l$  ed  $E_{mg}$  di 0,70 e tra  $E_f$  ed  $E_{mg}$  di 0,81. Sempre Cavalli *et al.* (2016a) pubblicano valori del coefficiente di determinazione pari a 0,70 e 0,63 tra  $E_l$  ed  $E_{ml}$  e tra  $E_f$  ed  $E_{ml}$  rispettivamente. Infine, Zhu e

Liu (2014) riportano un valore di  $R^2$  di 0,89 tra modulo elastico dinamico e statico per elementi lignei rinforzati con GFRP.

Dopo aver riportato i valori del coefficiente di determinazione è necessario eseguire anche una analisi grafica delle relazioni tra E statico ed E dinamico prima e dopo l'intervento di rinforzo. Come è possibile osservare dalle figure 52 e 53, i punti individuati nel grafico a dispersione relativamente ai compositi subiscono un innalzamento, dovuto all'incremento di  $E_{mg}$ , e una traslazione verso destra dell'asse delle x a seguito di un incremento di  $E_{dyn}$ .

**Tabella 22** – Valori del coefficiente di determinazione  $R^2$  e degli errori MAE e MAPD delle analisi di regressione lineare semplice tra  $E_{mg}$  ed  $E_{dyn}$ . Significatività del modello:  $p < 0,01$  (\*\*\*);  $0,01 < p < 0,05$  (\*\*);  $0,05 < p < 0,1$  (\*).

Modello	y	x	A	B	N	$R^2$	MAE [MPa]	MAPD [%]
$y = Ax + B$	$E_{mg\_B}$	$E_{l\_B}$	$477,1 \cdot 10^{-3}$	9282	8	0,40*	211	1,16
	$E_{mg\_B}$	$E_{f\_B}$	$494,7 \cdot 10^{-3}$	9477	8	0,42*	236	1,36
	$E_{mg\_T}$	$E_{l\_T}$	$670,6 \cdot 10^{-3}$	-167,6	10	0,72***	961	14,9
	$E_{mg\_T}$	$E_{f\_T}$	$1052 \cdot 10^{-3}$	-1727	10	0,89***	667	11,4
	$E_{mg\_C}$	$E_{l\_C}$	$642,6 \cdot 10^{-3}$	246,5	10	0,64***	986	12,7
	$E_{mg\_C}$	$E_{f\_C}$	$893,1 \cdot 10^{-3}$	-49,97	10	0,91***	471	6,51

Per quanto riguarda il modulo elastico dinamico flessionale, il maggiore scostamento della retta di regressione dei compositi rispetto a quella delle travi singole è collocato nella parte bassa del grafico. Mentre nella parte superiore della figura non si evidenziano cambiamenti di tendenza significativi. Ciò trova spiegazione nel fatto che per le travi con le caratteristiche di rigidezza più basse, l'incremento di E registrato durante le prove statiche è stato maggiore dell'incremento determinato mediante le prove dinamiche di vibrazione trasversale. Viceversa  $E_l$ , nonostante la minor capacità di stimare  $E_{mg}$  rispetto ad  $E_f$ , sembra essere più sensibile alle variazioni di E. Infatti, per l'intervallo di dati considerato, la retta di regressione cambia leggermente inclinazione, sempre nella parte inferiore del grafico, ma segue lo stesso andamento di quella relativa alle singole travi intagliate (fig. 53). In questo caso, l'innalzamento e la traslazione dei punti x, y individuati per i compositi rispetto a quelli degli elementi lignei singoli, mostrano una relazione diretta tra incrementi di  $E_{mg}$  ed incrementi di  $E_l$ . Ciò dimostrerebbe una maggiore efficacia delle prove di vibrazione longitudinale nel prevedere gli aumenti del modulo elastico statico provocati dall'intervento di rinforzo.

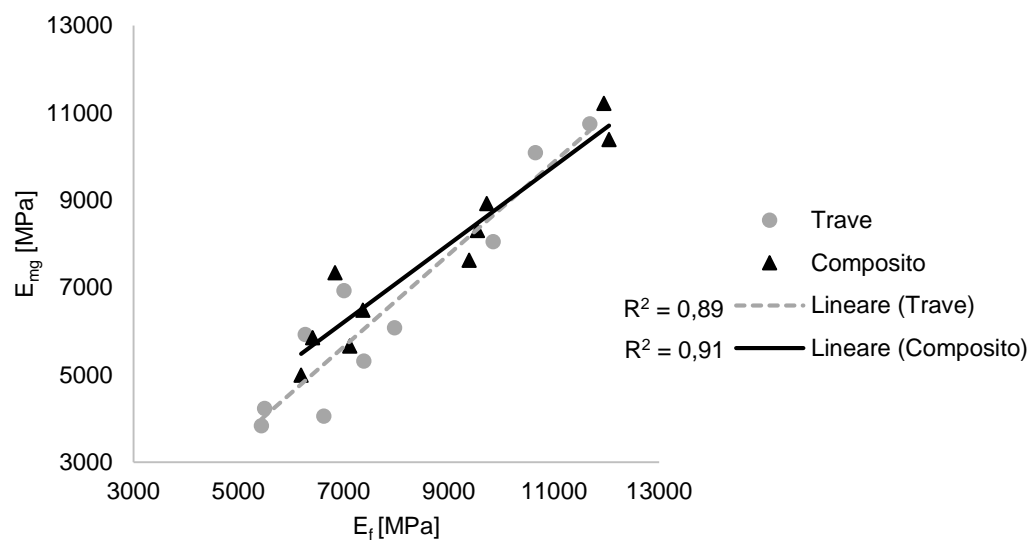
Così come per i valori di modulo elastico dinamico flessionale, gli incrementi di  $E_{dyn}$  registrati variano in funzione della combinazione tra l'aumento di densità del composito apportato dal rinforzo e la variazione della frequenza di vibrazione misurata (tab. 23).

Per quanto riguarda invece la previsione della variazione di E tra i livelli di connessione, nonostante gli incrementi di rigidezza registrati nei test statici (tab. 14), le prove di vibrazione non sono state in grado di stimare le differenze di  $E_{mg}$  misurate al crescere del numero di connettori introdotti. Dall'allegato B è possibile notare come non ci sia alcuna variazione di frequenza significativa tra un livello di connessione e l'altro e che i valori medi sono tra loro variabili senza seguire un andamento preciso. L'unico aspetto da

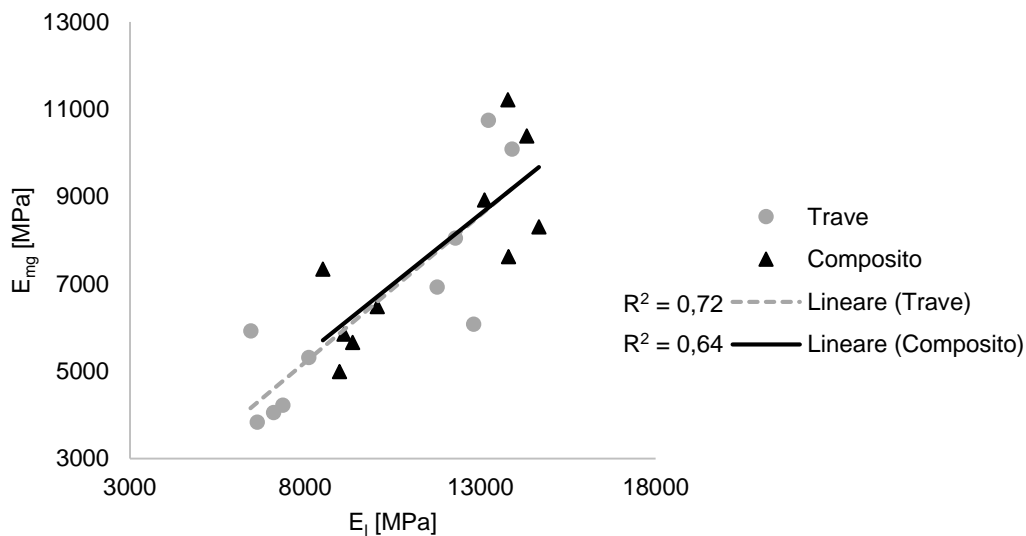
osservare è che con l'aumentare del numero di viti inserite, i valori delle frequenze misurate tra le diverse combinazioni di prova (§ 2.6) e all'interno di uno stesso livello di connessione, tendono ad omogenizzarsi verso un unico valore, sia che si sollecciti il pannello sia che si ecciti la trave. Tale tendenza è più evidente per le prove di vibrazione longitudinale.

**Tabella 23** – Variazione della massa volumica ( $\rho$ ) della frequenza longitudinale ( $f_l$ ) e trasversale ( $f_t$ ) delle travi tra prima e dopo l'intervento di rinforzo. In questo caso  $\Delta$  è la differenza percentuale della caratteristica tra composito (C) e trave (T) rispetto a T.

Trave	$\Delta \rho$	$\Delta f_l$	$\Delta f_t$
N	[%]	[%]	[%]
T01	14,8	4,42	-12,7
T02	8,90	-0,98	-7,03
T03	12,1	-3,59	-6,83
T04	32,4	-9,78	-7,65
T05	24,6	-0,32	2,09
T06	21,8	0,79	-4,28
T07	19,3	5,24	-6,59
T08	19,1	2,09	-10,5
T09	22,2	7,46	1,24
T10	8,37	-2,58	0,23



**Figura 52** – Relazione tra modulo elastico dinamico flessionale e  $E_{mg}$  delle singole travi e dei compositi.



**Figura 53** – Relazione tra modulo elastico dinamico longitudinale e  $E_{mg}$  delle singole travi e dei compositi.

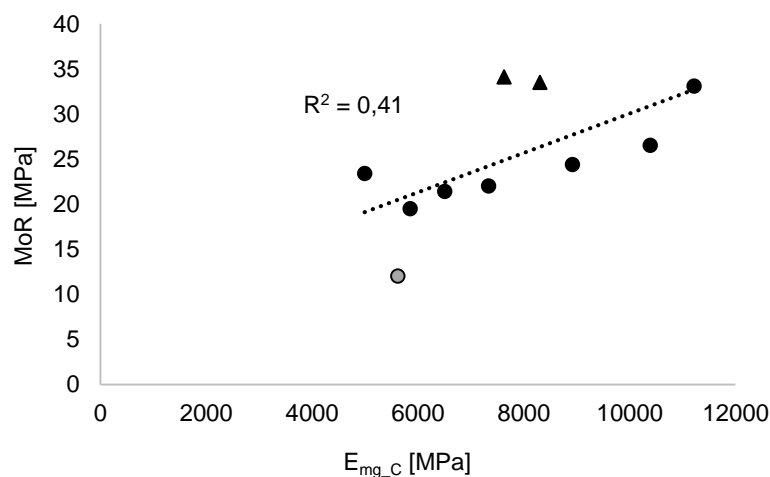
Tuttavia, sulla base dei risultati ottenuti, è possibile notare come i metodi vibratorii non perdano sostanzialmente di efficacia, nel prevedere  $E$ , sia per quanto concerne le travi dopo la realizzazione della scanalatura sia per i compositi. Nel primo caso infatti, nonostante la variazione della forma della sezione degli elementi lignei, il loro modo di vibrare rimane poco influenzato dallo scavo. Anche successivamente all'inserimento del rinforzo la relazione tra modulo elastico e frequenza di vibrazione rimane significativa. Dato il basso numero di campioni analizzato, una generalizzazione di tale comportamento anche per altre casistiche può non essere attendibile, tuttavia possiamo affermare che le prove non distruttive di vibrazione condotte in condizioni analoghe a quelle delle travi testate, possono essere considerate valide, ed impiegabili per la previsione di  $E$ , determinato mediante prove statiche.

### 3.5.2 PREVISIONE DEL MOR MEDIANTE PROVE NON DISTRUTTIVE

In questo paragrafo vengono riportate le analisi di regressione lineare tra i valori di modulo elastico ottenuto mediante prove non distruttive, statiche e dinamiche, ed il modulo di rottura. Per questo tipo di analisi i valori delle travi rinforzate con i pannelli densificati sono state esclusi dalle elaborazioni e considerati come un sottopolamento con caratteristiche proprie, dati i valori molto elevati di resistenza a flessione indicati per il tipo di pannello a confronto dei valori previsti per il pannello BauBuche. Infatti, mentre, nelle correlazioni illustrate nel paragrafo precedente (§ 3.5.1) sono state messe in relazione proprietà omologhe, in questo caso vengono correlate due caratteristiche meccaniche diverse, resistenza e rigidità. Il rapporto tra modulo elastico e modulo di rottura è diverso per i pannelli di rinforzo impiegati e ciò influisce sulla relazione tra le due grandezze. Sulla base dei dati sperimentali e sulla resistenza indicata nella scheda tecnica del prodotto Ranprex il rapporto tra  $E_{0,mean}$  medio e MoR è pari a 181 per lvl di faggio e a 106 per i

pannelli densificati. Data la bassa variabilità che caratterizza entrambi i prodotti è possibile affermare che a parità di modulo elastico il pannello Ranprex mostra proprietà di resistenza più elevate. Inserire nella analisi di regressione le travi T04 e T05 falserebbe la relazione tra resistenza e modulo elastico, riducendo la capacità del modello di prevedere il MoR e quindi commettendo errori di stima più alti (fig. 54).

I valori dei coefficienti di determinazione, la loro significatività, il MAE e il MAPD di ogni analisi sono riportati in tabella 24. Le relazioni tra modulo di rottura e modulo elastico statico del composito e tra MoR mostra i risultati migliori. Anche in questo caso  $E_1$  risulta essere meno correlata rispetto a  $E_{mg}$  e  $E_f$ . I valori dei coefficienti di determinazione della retta di regressione, sebbene inferiori a quelli osservati in precedenza, sono comunque soddisfacenti. Generalmente, per la classificazione a macchina del legname strutturale nuovo sono utilizzati dispositivi in grado di stimare tra il 45% e il 60% ( $R^2$  compreso tra 0,45 e 0,60) della variabilità della resistenza (Hanhijärvi *et al.* 2005; Hanhijärvi e Ranta-Maunus 2008; Olsson 2016). Da ciò è possibile affermare che, sempre tenendo conto del limitato numero di campioni, le prove dinamiche di tipo vibratorio si dimostrano comunque efficaci nel prevedere la resistenza delle travi rinforzate.



**Figura 54** – Relazione tra modulo elastico globale statico dei compositi ( $E_{mg\_c}$ ) e MoR di tutto il campione. Con il triangolo ( $\blacktriangle$ ) sono rappresentati i campioni T04 e T05 rinforzati con il pannello densificato. Dal grafico è possibile notare come tali campioni abbiano una distribuzione anomala rispetto al restante. In grigio è invece evidenziato il campione T09 che si è rotto a carichi bassi a causa della presenza di degradamento diffuso.

**Tabella 24** – Risultati del coefficiente di determinazione  $R^2$  e degli errori MAE e MAPD delle analisi di regressione lineare semplice tra  $E_{mg\_c}$  e MoR. Nelle analisi non sono stati considerati i compositi rinforzati con il Ranprex.

Modello	y	x	A	B	N	$R^2$	MAE [MPa]	MAPD [%]
$y = Ax + B$	MoR	$E_{mg\_c}$	$2,0 \cdot 10^{-3}$	7,26	8	0,62**	2,52	13,7
	MoR	$E_f\_c$	$1,8 \cdot 10^{-3}$	7,77	8	0,52**	2,92	16,1
	MoR	$E_1\_c$	$1,7 \cdot 10^{-3}$	3,91	8	0,48**	3,17	16,8

### 3.6 ANALISI DELLA SIGNIFICATIVITÀ DEGLI INCREMENTI DEL MODULO ELASTICO

Per determinare la significatività statistica degli incrementi di  $E_{mg}$  statici ottenuti con il rinforzo (trave singola – trave rinforzata), sono stati eseguiti due test statistici per dati appaiati considerando l'intero gruppo di travi. Un test di tipo parametrico (t-test per dati appaiati) ed uno non parametrico (test dei ranghi con segno di Wilcoxon per dati appaiati) sono stati pertanto effettuati. Il t-test per dati appaiati è stato utilizzato previa verifica della normalità della distribuzione dei dati, attraverso il test di Shapiro-Wilk. Tuttavia, dato il basso numero di campioni, è opportuno considerare alcuni limiti nella determinazione della distribuzione normale dei dati. Per ovviare a tale problematica è stato condotto anche il test non parametrico di Wilcoxon, che non si basa su assunti distribuzionali e quindi fornisce risultati attendibili anche quando i dati non sono distribuiti in modo gaussiano. I test sono stati svolti utilizzando il programma statistico "R". I risultati del p-value, il quale permette di stabilire se l'ipotesi nulla  $H_0$  possa essere accettata o meno, sono riportati nelle tabelle 25 e 26.

Per quanto concerne il test di Shapiro-Wilk l'ipotesi  $H_0$  è che la distribuzione sia normale, pertanto valori di p-value superiori a 0,05 determinano l'accettazione dell'ipotesi nulla. Per i test di Wilcoxon e del t-test per dati appaiati, l'ipotesi nulla è che non vi siano differenze tra le due misure. Entrambi i test sono stati applicati mettendo a confronto il modulo elastico globale dei compositi con quello delle travi scavate e con quello determinato per le travi intere (Cavalli 2012).

**Tabella 25** – Test di Shapiro-Wilk per i diversi valori di  $E_{mg}$ . T = trave scanalata; C = composito; IN = trave integra.

Test di normalità	p-value
$E_{mg\_T}$	0,256
$E_{mg\_C}$	0,7185
$E_{mg\_IN}$	0,5932

**Tabella 26** – t-test di Student per dati appaiati e test di Wilcoxon per dati appaiati.

Test per dati appaiati	t-test p-value	Wilcoxon p-value
$E_{mg\_C} - E_{mg\_T}$	4,87e-05	0,002
$E_{mg\_C} - E_{mg\_IN}$	0,353	0,275

Come riportato in tabella 25 i valori del test di normalità implicano l'accettazione dell'ipotesi nulla per tutte le variabili considerate. Di rilevante importanza sono invece i risultati ottenuti per il t-test parametrico e per il test di Wilcoxon non parametrico. In sostanza, entrambi rifiutano l'ipotesi nulla per le differenze tra

$E_{mg\_T}$  e  $E_{mg\_C}$ , mentre tra  $E_{mg\_IN}$  e  $E_{mg\_C}$  il valore del p-value è superiore a 0,05. Ciò significa che per la seconda relazione viene accettata l'ipotesi  $H_0$ , ovvero che la media delle differenze delle due misure non è significativa.

Analizzando un campione di dati limitato e molto variabile, le differenze sono molto influenzate dalle caratteristiche dei singoli che hanno un peso importante sugli esiti dei test. Nel presente caso i risultati sono pertanto fortemente influenzati dai campioni T04 e T05, i quali non hanno registrato nessun incremento di rigidità rispetto a  $E_{mg\_IN}$ .

## 4 IL COMPORTAMENTO MECCANICO DELLE TRAVI RINFORZATE

Per riuscire a comprendere il funzionamento del sistema composto realizzato è necessario svolgere un'approfondita analisi del comportamento meccanico dei compositi a rottura. Ciò ci permette di ipotizzare eventuali soluzioni di miglioramento all'azione di rinforzo e di valutare tutti gli aspetti che si possono incontrare, nel realizzare un intervento di questo tipo su elementi lignei antichi in opera.

Dopo aver illustrato i risultati conseguiti, in questo capitolo viene pertanto discusso il meccanismo di rottura dei compositi in relazione ai difetti presenti; ed il comportamento del sistema di connessione a carichi elevati e nel momento in cui iniziano a verificarsi i primi cedimenti della trave.

### 4.1 LA DINAMICA DI ROTTURA

Come affermato nel paragrafo 3.2.3.2 la caratteristica che più ha influenzato il modo di comportarsi dei compositi sono state le fessurazioni da ritiro passanti. Tali fessurazioni, già presenti prima della realizzazione della scanalatura, sono divenute passanti in conseguenza dell'asportazione del midollo, il quale si trovava nella zona centrale della sezione delle travi. Solo per il campione T07 tale caratteristica non era presente, mentre per la trave T03 il midollo era decentrato.

In riferimento a quest'ultimi due compositi si è assistito a due comportamenti diversi: per il campione T07 l'assenza di fessurazioni da ritiro e la presenza di nodi di dimensioni importanti sull'intradosso della trave, ha fatto sì che il composito cedesse in maniera fragile; mentre per il provino T03, esente da difetti nel suo terzo centrale, si è assistito al collasso in simultanea di entrambi gli elementi costituenti il composito.

Un comportamento totalmente diverso è stato invece riscontrato per le travi rinforzate con il BauBuche e con fessurazioni da ritiro passanti (T01, T02, T06, T08, T10). Come constatato in § 3.2.3.2, le prime rotture si sono verificate a taglio suddividendo la sezione in almeno due parti: la parte sottostante formata dalla sola trave scavata e la parte superiore formata da i due lembi esterni rimanenti dell'elemento ligneo antico, congiunti tramite i connettori al pannello di rinforzo. Quest'ultima conformazione può essere assimilata ad una sezione composta a forma di "T" (fig. 55).



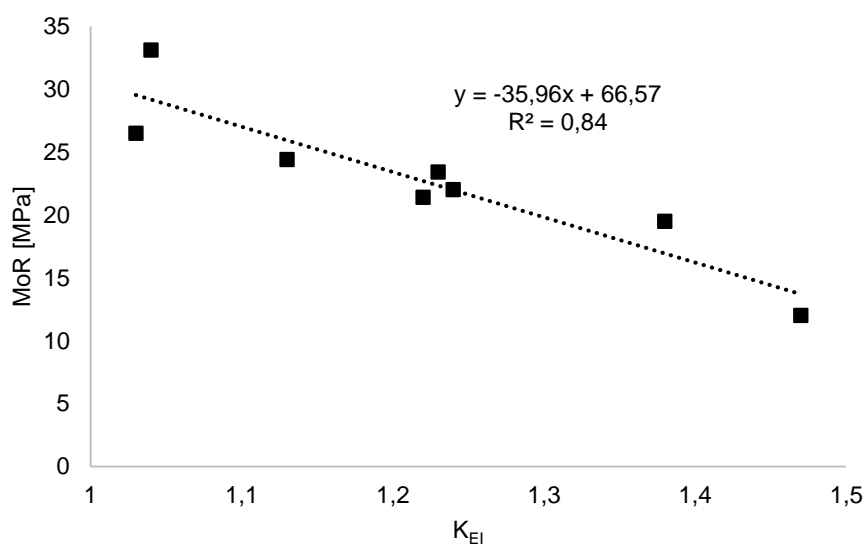
Con la separazione della sezione provocata dalla rottura a taglio, si è quindi assistito ad un cambiamento del comportamento meccanico del composito, scaturito da una diversa distribuzione delle sollecitazioni. In particolare, la parte superiore a forma di T (più rigida), tende ad assorbire una maggior quota di carico ed abbassandosi va a poggiare sulla sua controparte inferiore imprimendogli una sollecitazione a flessione. A sua volta, la porzione sottostante di trave si oppone alla deformazione indotta dalla sezione composta a T, limitandone l'abbassamento.

Il frazionamento della sezione ha quindi provocato una riduzione della rigidità dell'intero composito, che si è manifestata con un aumento più che proporzionale della deformazione rispetto alla forza applicata. Le due porzioni infatti, che a questo punto lavorano in maniera disgiunta, all'aumentare del carico applicato scorrono una sull'altra fino a che non si verifica il collasso di una delle due parti. In tutti e cinque i campioni sopraindicati, è stata la componente inferiore a cedere per prima e la rottura è stata indotta dalla presenza di difetti, quali nodi o inclinazione della fibratura; mentre il cedimento della sezione composta a "T" è avvenuto in un secondo momento. Grazie al fatto che le prove distruttive a flessione sono state condotte in controllo di spostamento e alla presenza del trasduttore LVDT collocato sull'estradosso del pannello, è stato possibile constatare che, a differenza dell'elemento T03, il rinforzo non si è rotto in corrispondenza del carico massimo, ma ha ceduto successivamente e a sollecitazioni più basse. Ciò significa che con la rottura della componente inferiore della trave, la resistenza della sezione composta a forma di T era più bassa della somma delle due parti e non è stato possibile recuperare la forza massima raggiunta in precedenza. Tuttavia, è opportuno sottolineare come la sezione composta abbia comunque ceduto ad un carico superiore a quello atteso per il solo pannello, confermando una buona collaborazione tra il rinforzo e i due lembi di trave connessi con le viti. Cosa che invece non è accaduta per il campione T09, in quanto la resistenza del composito ha coinciso con quella prevista del pannello. In questo caso il degradamento avanzato che caratterizzava l'intera trave ha reso nullo il contributo delle due guance laterali esterne al rinforzo.



**Figura 55** – Parzializzazione della sezione durante le prove ultime di rottura. In rosso è evidenziata la sezione composta a "T" formata dal rinforzo come anima centrale e i due lembi di trave connessi con le viti. La parte inferiore, in questo caso, indicata in blu si è ulteriormente suddivisa in due parti in corrispondenza di una fessura da ritiro. Da notare anche lo spostamento delle piastre di appoggio causato dalla separazione della parte sottostante.

Riassumendo, per le travi rinforzate con lvl di faggio la rottura simultanea dei due elementi è avvenuta solo per il campione T03, con il terzo centrale esente da difetti e assenza di fessurazioni da ritiro passanti. Mentre, in tutti gli altri casi, nodi e inclinazione della fibratura hanno indotto la rottura o della componente inferiore, nel caso di una suddivisione della sezione, o dell'intradosso della trave (T07), determinando il valore di resistenza massima del composito. Questo significa che la maggiore o minore efficacia dell'intervento di rinforzo in termini di resistenza ed il suo comportamento meccanico, nonostante il basso coefficiente di variazione registrato per i valori del MoR, è in ogni modo influenzata dalle caratteristiche della trave e in particolare dai difetti presenti nell'intradosso dell'elemento ligneo antico. Ponendo infatti in relazione l'incremento di rigidità ottenuto con il rinforzo, in termini di  $k_{EI}$ , e i valori del modulo di rottura dei compositi, è possibile constatare come nonostante la maggiore efficacia dell'intervento di irrigidimento ottenuta per le travi con E più basso, per la resistenza non si ha nessun cambiamento di tendenza significativo. Ovvero, i campioni di qualità più scadente che possedevano i valori di rigidità più bassi, a fronte di un maggiore incremento di E in seguito all'azione d'irrobustimento, sono sempre caratterizzati dall'aver resistenze più basse. Se il rinforzo fosse stato dominante avremmo dovuto avere un livellamento dei valori del MoR soprattutto per le travi di qualità scadente, riducendo in maniera più marcata l'effetto dei difetti. L'alto valore del coefficiente di determinazione ottenuto per la retta di regressione della relazione tra  $k_{EI}$  e MoR ( $R^2 = 0,84^{***}$ , MAE = 1,89) (fig. 56), conferma che per i campioni rinforzati con il pannello BauBuche sono sempre le caratteristiche qualitative della trave, soprattutto del suo intradosso, a determinare la resistenza del composito. Ciò ci induce a fare una ulteriore considerazione: come riportato in letteratura (§ 1.2) anche in questo caso ponendo il rinforzo nella parte tesa delle travi probabilmente si sarebbero ottenuti valori di resistenza più elevati, in quanto il pannello avrebbe ridotto maggiormente l'incidenza dei difetti e loro propensione ad innescare la rottura. Tuttavia, il rinforzo dell'estradosso delle travi ha comunque influito positivamente sul modulo di rottura in termini di CV (§ 3.2.3.2)



**Figura 56** – Relazione tra  $k_{EI}$  e MoR per le n. 8 travi rinforzate con il pannello lvl di faggio tipo S (BauBuche).

Comportamento simile ma, meccanismi di rottura differenti sono stati riscontrati per le travi rinforzate con i pannelli densificati (T04, T05). In questo caso, come osservato nel paragrafo 3.2.3.2, dopo la prima rottura a taglio e la separazione della sezione in due componenti, si è assistito al collasso simultaneo del pannello e della trave. Sulla base della dinamica di rottura prima descritta per gli elementi rinforzati con il BauBuche e con fessurazioni da ritiro passanti, una volta ceduta la componente inferiore (più debole della sua controparte superiore), avremmo dovuto ottenere il valore di resistenza massimo del campione e la successiva rottura della sezione a T a carichi inferiori. Invece, per i compositi T04 e T05, grazie all'elevate proprietà di resistenza del Ranprex (240 MPa di valore medio), dopo il cedimento della porzione inferiore della trave, la sezione composta a T possedeva comunque una resistenza tale da permettere che il carico continuasse ad aumentare, per poi rompersi in maniera definitiva a flessione in seguito al collasso del pannello densificato. Il valore di resistenza massimo del composito è stato quindi registrato, non dopo il cedimento dell'elemento trave ma, in corrispondenza della rottura della sezione composta a T. Anche se risulta difficile generalizzare un comportamento con solo due campioni testati, che possono essere paragonati agli altri compositi solo per la presenza di fessurazioni da ritiro passanti, i risultati conseguiti mostrano una migliore capacità di questo rinforzo nel ridurre l'influenza dei difetti sulla resistenza della trave antica. Il valore molto basso di CV (1,5%), registrato per i risultati del modulo di rottura dei tre compositi classificati nella I categoria visuale e all'interno della quale sono presenti entrambi i campioni T04 e T05, può essere assunto come un indicatore di tale tendenza. Il pannello densificato risulta pertanto predominante nel determinare la resistenza del composito. Come per i campioni precedenti il valore del modulo di rottura ottenuto, è maggiore di quello previsto per il solo pannello densificato e ciò conferma l'esistenza di una collaborazione funzionale tra rinforzo e trave, fornita, in gran parte, dai connettori. Nell'allegato C sono riportati i grafici carico-deformazione, con la sollecitazione in MPa al posto della forza in Newton sull'asse delle y, relativi alle prove finali di rottura di ciascun composito, sui quali è possibile osservare tutte le considerazioni riportate in questo paragrafo. Inoltre, nell'allegato D sono raffigurate le principali tipologie di rottura a flessione delle travi e dei pannelli di rinforzo.

### 4.2 IL FUNZIONAMENTO DEL SISTEMA DI CONNESSIONE

Dopo aver pianificato in fase di progettazione (§ 2.4) il sistema di connessione, la sperimentazione ha permesso di verificarne l'effettivo comportamento meccanico. Come riportato in § 3.3 il sistema di unione nelle prove di determinazione della rigidità dei compositi, si è dimostrato efficace nel trasferire le sollecitazioni tra un elemento e un altro. Con le prove di rottura è stato poi possibile appurare la resistenza del sistema di connessione ed il suo comportamento a carichi elevati.

Quasi la totalità dei compositi provati ha subito una parzializzazione della sezione più o meno spinta durante i test finali, variando, in questo modo, la distribuzione della sollecitazione all'interno della stessa. Le viti, che comunque hanno tenuto saldamente collegati i due lembi esterni della trave all'anima centrale costituita dal pannello di rinforzo, non hanno mai mostrato cenni di cedimento prima del collasso definitivo del composito. Ciò significa che, nonostante la suddivisione della sezione della trave in più porzioni, i connettori, relativamente alla parte superiore, sono rimasti in ogni modo sollecitati a taglio-trazione. Per confermare tale affermazione, una volta terminata la prova di rottura le viti sono state estratte in modo da

costatarne la forma e l'eventuale presenza di rifollamento dei fori; oltre a rimuovere il pannello di rinforzo ed osservarne il tipo cedimento<sup>12</sup>.

Per quanto concerne i campioni con il BauBuche, i connettori sono sempre stati estratti senza difficoltà e in tutti i casi nessuna vite si presentava piegata in maniera consistente (fig. 57). Solo in alcuni compositi, non riconducibili a difettosità particolari della trave, i due connettori collocati alle estremità, in prossimità degli appoggi, presentavano una piccola curvatura. Curvatura che si è probabilmente verificata nel momento in cui è avvenuta la rottura del pannello ed è pertanto difficilmente riconducibile a sollecitazioni di taglio importanti.



*Figura 57 – Estrazione dei connettori e rimozione del pannello di rinforzo (BauBuche) dopo la prova di rottura. Dalla figura è possibile notare come le viti siano sostanzialmente dritte.*

Per i campioni rinforzati con il Ranprex, non è stato invece possibile rimuovere i connettori ed estrarre il pannello. Questo comportamento, più che a una piegatura delle viti, è riconducibile al momento dell'inserimento dei connettori. Probabilmente a causa dell'elevata massa volumica del pannello densificato, la pre-foratura e la successiva introduzione della vite ha provocato temperature talmente elevate da liquefare la resina utilizzata per l'incollaggio dei fogli, che una volta raffreddata ha formato un blocco unico con il connettore rendendo, di fatto, impossibile qualsiasi rotazione della vite. Come è possibile comunque osservare dalla figura 58, la vite, anche se non è stato possibile estrarla, appare dritta e senza particolari piegature.

In generale, è quindi lecito affermare che le viti inserite mediante la doppia angolatura progettata sono state sollecitate a taglio-trazione, anche dopo la parzializzazione della sezione e la conseguente formazione del sistema composto a T. Se da un lato, grazie alla vicinanza dei due assi neutri, non è stato necessario

---

<sup>12</sup> La rottura di tutti i pannelli di rinforzo (Ranprex e BauBuche) è sempre avvenuta a flessione su lato teso. Non si è mai manifestato alcun cedimento a compressione.

realizzare un tipo di connessione particolarmente rigida per far collaborare trave e rinforzo a carichi di esercizio, dall'altro i connettori si sono invece resi fondamentali a sollecitazioni elevate. Soprattutto nel momento in cui si sono verificate le prime rotture per scorrimento. La formazione della sezione composta a T che si è originata grazie alla presenza delle viti, ha comunque permesso di raggiungere sollecitazioni più elevate a quelle che si sarebbero conseguite in assenza di connessione.



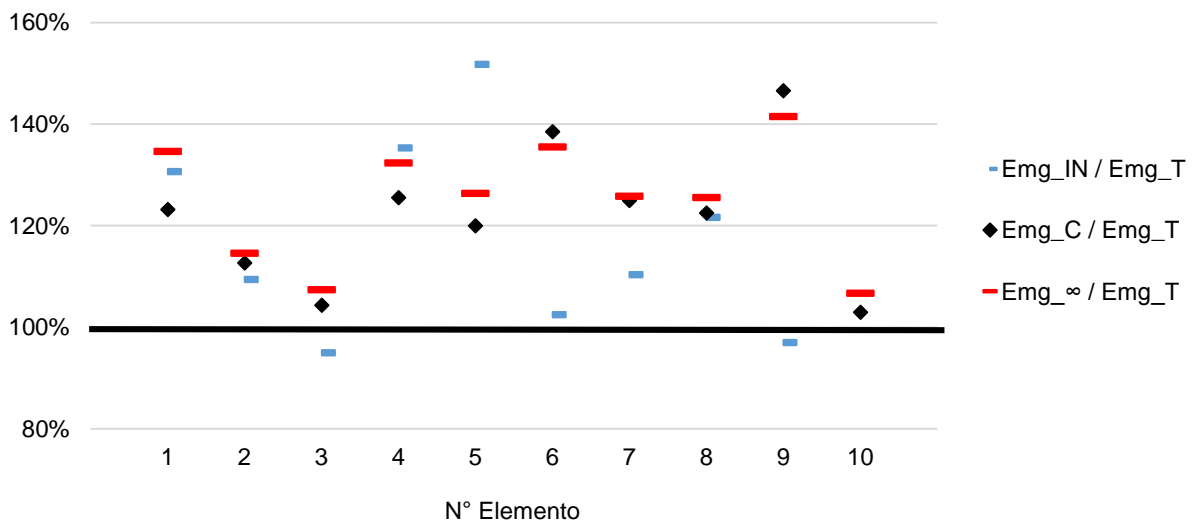
*Figura 58 – Connettore avvitato nel pannello Ranprex. Anche in questo caso è possibile constatare la non curvatura della vite.*

## 5 INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO

Lo scopo per cui si esegue un intervento di rinforzo è quello di ottenere un miglioramento delle prestazioni meccaniche dell'elemento originale. Obiettivo che non sempre è stata raggiunto con i risultati del presente studio. La prima problematica che è emersa confrontando tali risultati con i dati di bibliografia (Cavalli 2012), è che gli incrementi di rigidezza ottenuti partendo dalle travi scavate, per alcuni elementi, non sono stati sufficienti a reintegrare la riduzione di  $E$  causata dalla realizzazione della scanalatura. Ciò significa che, nonostante la consistente incidenza d'intervento in termini di sezione ( $A_r/A_s$ ) e volume rispetto ai materiali normalmente adoperati per queste operazioni (FRP e acciaio), le elevate proprietà di rigidezza dei pannelli di rinforzo utilizzati non hanno fornito un incremento di  $EI$  significativo rispetto all'elemento integro. Le travi più problematiche e che destano le maggiori perplessità, sono gli elementi T01, T04 e T05. Come si può osservare dal grafico mostrato in figura 59, i compositi T04 e T05, seppur accoppiati con i pannelli densificati, possiedono un valore di  $EI_\infty$ , determinato sulla base di  $E_{mg\_T}$ , che non recupera le caratteristiche di rigidezza originarie delle travi. Per l'elemento T01, anche se non si verifica la stessa condizione dei campioni T04 e T05, la riduzione di  $E$ , pari a circa il 30%, è stata maggiore dell'incremento di rigidezza apportato con il rinforzo.

Un altro fattore da prendere in considerazione nell'analizzare la figura 59, è che le differenze rilevate tra i valori sperimentali di  $E_{mg}$  sono comunque soggetti ad errori derivanti dal metodo di misurazione adottato. Nocetti *et al.* (2013), sulla base di 30 misurazioni eseguite su uno stesso elemento segato, riportano un errore percentuale medio per la determinazione di  $E_{mg}$  misurato secondo la norma EN 408 pari al 4%. Date le caratteristiche delle travi antiche, in genere molto più soggette alla presenza di deformazioni e di degradamento anche superficiale, è presumibile un errore medio tra una misurazione e un'altra di entità superiore. Da ciò derivano ulteriori considerazioni circa i risultati ottenuti. In riferimento alle travi scavate sono stati pertanto conseguiti incrementi significativi di  $E_{mg}$  per 8 travi su 10, mentre per gli elementi T03 e T10, i quali possedevano le proprietà di rigidità più elevate, gli aumenti di modulo elastico rientrano nell'errore sopraindicato. Per quanto concerne invece le travi integre solo 3 campioni su 10 (T07, T06 e T12), presentano incrementi di  $E$  significativi. Gli elementi T06 e T12 sono quelli che possedevano il valore di  $E_{mg\_IN}$  più basso e non è stato registrato nessun decremento significativo di  $E$  dopo la realizzazione della scanalatura. La trave T07 era invece esente da fessurazioni da ritiro passanti.

Da tutto ciò emerge come l'intervento di rinforzo sperimentato sia stato efficace nel migliorare le prestazioni meccaniche, in particolare la rigidità degli elementi originari, solo per i campioni con un valore di  $E$  relativamente basso ( $E_{mg\_IN} < 4500$  MPa); e per campioni esenti dalla presenza di fessurazioni passanti e con modulo elastico inferiore a 7000 MPa (trave T07). Tali soglie e considerazioni sono riferite al campione in esame. Anche se difficilmente generalizzabili, esse rappresentano delle prime indicazioni che possono essere utilizzate per stabilire in quali situazioni è adeguato realizzare o meno un intervento di questo tipo.

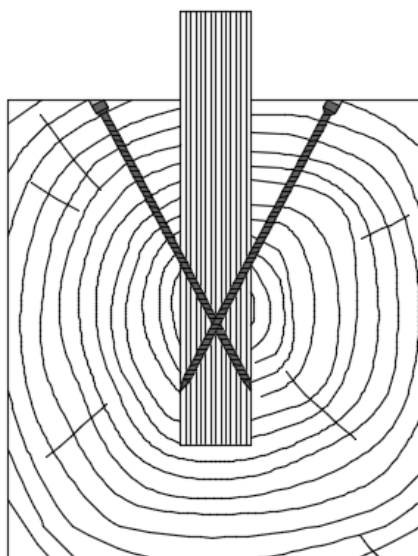


**Figura 59** – Variazioni di  $E$  percentuali riferiti al modulo elastico globale delle travi scavate. La linea nera rappresenta l'unità.  $IN$  = trave intera,  $T$  = trave scavata,  $C$  = composito (effettivo),  $\infty$  = composito (connessione infinitamente rigida)

La finalità principale del presente lavoro era, tuttavia, quella di valutare il reale funzionamento del sistema composito realizzato, mostrandone i vantaggi e i rischi che si possono incorrere nell'effettuare un intervento

di rinforzo di questo tipo. La sequenza di prove eseguite ha infatti permesso di comprendere appieno il generale comportamento meccanico del composito realizzato, individuandone i punti di forza e i punti di debolezza che ci consentono di sviluppare soluzioni finalizzate a migliorare l'efficacia dell'intervento. Soluzioni che possono essere di carattere generale oppure mirate sulla base delle caratteristiche qualitative delle singole travi da rinforzare.

La prima ipotesi è dunque quella di aumentare la quantità del materiale rinforzante, accrescendo l'altezza dei pannelli, ma non la profondità della scanalatura (fig. 60). Ciò consentirebbe d'incrementare il momento d'inerzia della sezione e quindi la rigidità del composito. Il fatto che il pannello sia contenuto all'interno della trave scavata, offre la possibilità di adoperare elementi di rinforzo particolarmente snelli annullando il rischio che si verificano fenomeni d'instabilità laterale del rinforzo. L'incremento di altezza dell'anima centrale rinforzante implica, tuttavia, un aumento della distanza tra l'asse neutro del pannello e quello della trave. Ciò potrebbe comportare la necessità di un numero maggiore di connettori per far collaborare i due elementi, rispetto a quello determinato per il campione di travi studiato.



**Figura 60** – Soluzioni di miglioramento dell'intervento d'irrobustimento attraverso l'incremento dell'altezza del pannello di rinforzo

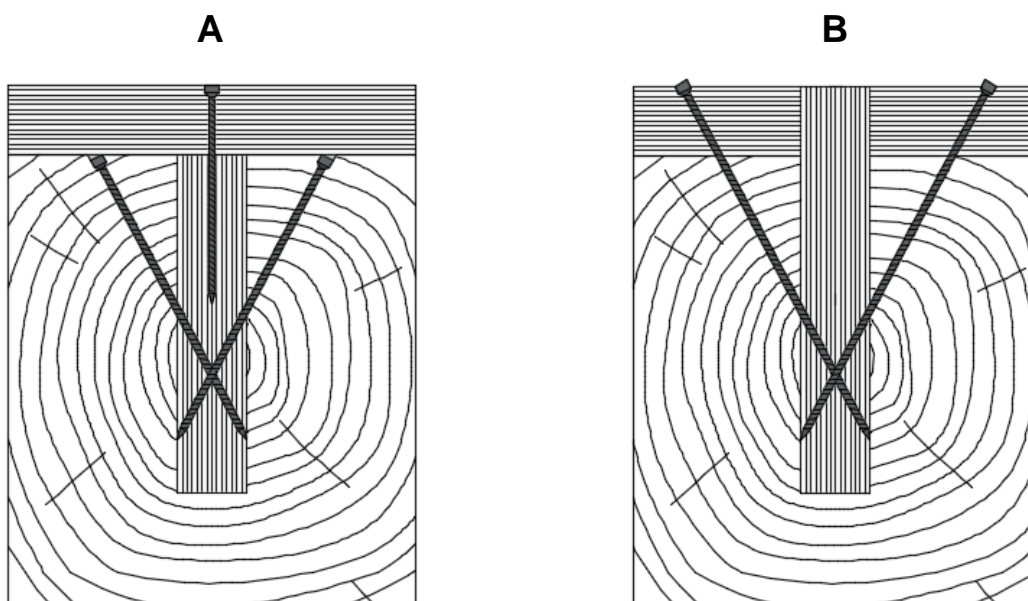
Un'altra possibilità è quella di realizzare una sezione composta a T di materiale rinforzante, aggiungendo per esempio un pannello di pari spessore posizionato di faccia sull'estradosso della trave (fig. 61-A) o due elementi affiancati ad una anima centrale più alta (fig. 61-B). Il rinforzo di elementi lignei attraverso la realizzazione di strutture composte legno-legno o, calcestruzzo-legno, è una tecnica convalidata. Il vantaggio di inserire una sezione a T all'interno di un elemento ligneo, oltre ad aumentare il materiale rinforzante, di conoscere le proprietà meccaniche dello stesso e quindi di poter fissare a priori una resistenza minima del composito, è quella di poter contare anche sulla collaborazione della trave. In questo caso, negli elementi con fessurazioni passanti che tendono a rompersi a taglio ed a suddividere la sezione in almeno due parti, la porzione superiore invece di avere una forma a T avrebbe una conformazione prismatica con



un più alta percentuale di materiale rinforzante, e di conseguenza più rigida. Inoltre, la porzione inferiore tenderebbe comunque ad opporsi alla deformazione indotta dalla sua controparte superiore.

In base al funzionamento del sistema di connessione meccanico (§ 4.2) sperimentato, è possibile avanzare alcune ipotesi di collegamento per le soluzioni di miglioramento fin qui proposte. Per quanto concerne il solo incremento di altezza del pannello d'irrobustimento, la lunghezza dei connettori ( $l_v$ ) e la distanza del punto d'inserimento della vite al bordo opposto del rinforzo ( $x_1$ ) rimarrebbe invariata. Mentre per la realizzazione di una sezione a T costituita da un'anima centrale e due elementi affiancati che poggiano sulla trave, se si decide di impiegare lo stesso sistema di connessione, sarà sicuramente necessario aumentare entrambe le misure sopraindicate:  $x_1$  e  $l_v$ . Nel caso non fosse possibile ampliare  $x_1$  si dovrà agire sull'angolo d'inserimento delle viti  $\beta$ , tenendo conto che inclinazioni troppo acute potrebbero tuttavia impedire il corretto inserimento del connettore sul fianco dell'anima centrale.

Per quanto riguarda invece la realizzazione della sezione rinforzante composta a T costituita da solo due pannelli, un'ipotesi di collegamento potrebbe essere la seguente: unione tra trave e anima centrale interna mediante lo stesso sistema di connessione qui sperimentato, e collegamento tra il pannello posizionato di faccia sull'estradosso delle trave e l'anima centrale, per mezzo di connettori a tutto filetto inclinati di  $45^\circ$ .



**Figura 61** – Soluzioni di miglioramento dell'intervento d'irrobustimento attraverso l'aggiunta di altri elementi rinforzanti. **A** realizzazione di una sezione composta a forma di T attraverso l'aggiunta di un unico pannello sull'estradosso della trave; **B** realizzazione di una sezione composta a forma di T mediante l'aggiunta di due pannelli esterni all'anima centrale sull'estradosso della trave.

La soluzione **A** offre maggiori vantaggi applicativi rispetto a quella di destra applicando un solo elemento e collegandolo all'anima centrale. Tale tipologia di collegamento non è da sottovalutare in quanto il connettore viene avvitato su materiale sano e con densità elevata. Le travi antiche sono spesso caratterizzate da uno strato superficiale parzialmente degradato a causa, per esempio di attacco d'insetti o funghi, il quale può ridurre la resistenza della connessione.

La soluzione **B**, anche se sono necessari connettori di maggiore lunghezza, offre il vantaggio di ridurre il numero di viti, ma può essere difficilmente applicabile in presenza di travi smussate che renderebbero complicato il posizionamento delle due ali laterali.

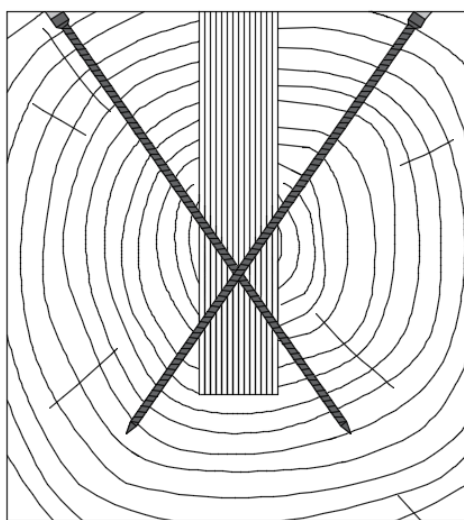


L'efficacia di quest'ultima tipologia di connessione per sistemi composti legno-legno o legno-calcestruzzo è ampiamente dimostrata in letteratura (Ceccotti 2002; Angeli *et al.* 2010; Giongo *et al.* 2012; Riggio *et al.* 2014; Gubana 2015). Ciò nonostante, prima di affermare il buon funzionamento di entrambi i sistemi di unioni meccanica proposti dovranno essere condotte delle prove sperimentali atti a determinarne il comportamento.

Nel caso invece in cui la struttura non consenta un innalzamento dell'altezza dei singoli elementi, una soluzione potrebbe essere quella di incrementare la base del rinforzo se le dimensioni delle travi lo permettono. Infatti, il rischio che si può incorrere è che l'elemento antico, asportato di una quantità maggiore del suo materiale, si indebolisca ulteriormente e funga solamente da rivestimento esterno.

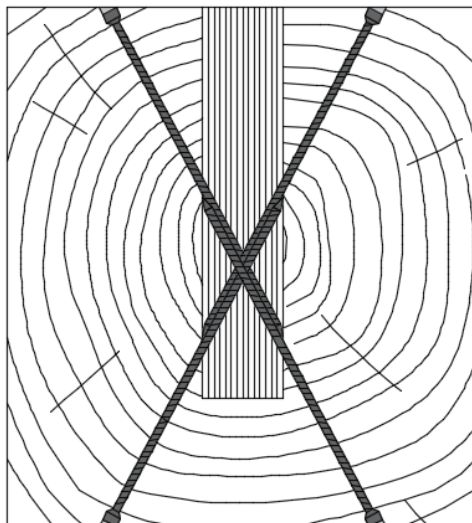
Altre soluzioni di miglioramento possono invece essere finalizzati a limitare gli effetti delle fessurazioni da ritiro passanti. I risultati del presente studio hanno infatti dimostrato come tali caratteristiche influenzino negativamente sia la rigidità dei compositi sia le modalità di rottura degli stessi. Alcuni esempi si possono in letteratura esistono alcuni studi che utilizzano viti a tutto filetto per rinforzare a taglio elementi lignei flessionali (Dietsch *et al.* 2013; Dietsch e Brandner 2015; Trautz e Koy 2009) o per la riparazione di rotture longitudinali di elementi lignei strutturali (Wu *et al.* 2016; Song *et al.* 2012). Infatti, limitando l'abbassamento dovuto al taglio, si otterrebbe pertanto una maggiore rigidità del composito, il quale conseguirebbe dei benefici anche nel comportamento a rottura.

Infine una ulteriore soluzione potrebbe essere quella di aumentare la tenacia della connessione tra rinforzo e trave incrementando la lunghezza dei connettori, in modo da creare un'unione a due piani di taglio (fig. 62), oppure inserendo delle viti, direzionate nel senso opposto, dall'intradosso in modo da collegare la parte tesa della trave al pannello (fig. 63). La funzionalità delle viti così inserite si manifesterebbe soprattutto al momento della rottura e per gli elementi con fessurazioni da ritiro passanti. I connettori permetterebbero infatti di tenere congiunta la parte inferiore della trave, distaccata dalla rottura a taglio, al pannello di rinforzo, limitando lo scorrimento tra le due porzioni ed evitando che le due parti lavorino distintamente e parallele.

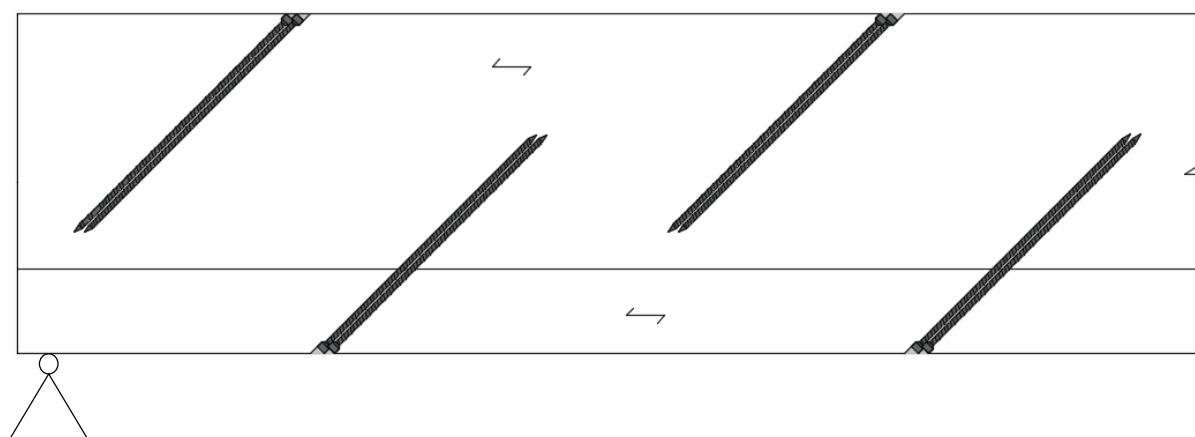


**Figura 62** - Soluzioni di miglioramento dell'intervento di rinforzo attraverso l'utilizzo di connettori di lunghezza maggiore in modo da formare un'unione a due piani di taglio e collegare pannello di rinforzo all'intradosso della trave.

## VISTA FRONTALE



## VISTA LATERALE



**Figura 63** – Soluzioni di miglioramento dell'intervento di rinforzo attraverso l'aumento della tenacia della connessione. Le viti inserite dall'intradosso con verso opposto (con la punta rivolta verso il centro del composito) rispetto a quelle introdotte dal lato compresso della trave, consentono di migliorare la collaborazione degli elementi a carichi elevati. Ma in questo caso risulta necessario prevedere la copertura delle teste delle viti per ridurre il rischio in caso d'incendio.

Nella soluzione in cui vengono aggiunte delle nuove viti dall'intradosso, essendo le teste esposte, sarebbe opportuno inserirle a scomparsa nella trave e proteggerle con, per esempio, dei tappi di legno ai fini del rischio antincendio.

Gli esempi riportati in questo paragrafo sono solo alcune delle possibili soluzioni di miglioramento per questa metodologia di rinforzo e possono essere utilmente combinate tra loro. Il vantaggio di utilizzare il legno come materiale rafforzante, che come tale è facilmente lavorabile e impiegabile con qualsiasi tipo di

unione (meccanica o fisica), è quello di poter adattare l'intervento alle condizioni in cui si opera senza stravolgere la natura della struttura. Tali soluzioni devono però essere opportunamente studiate e testate prima della loro effettiva realizzazione in opera, per evitare di causare danni alla struttura lineare difficilmente rimediabili.

## **6 UTILIZZO DELLE PROVE DINAMICHE PER LA PREVISIONE DELLE VARIAZIONI DI E**

Il primo studio eseguito per valutare l'efficacia delle prove dinamiche di vibrazione nel prevedere la variazione di  $E$  di travi antiche a seguito della realizzazione d'intagli, è stato condotto da Cavalli (2012). L'autore riporta buone correlazioni tra  $E_{dyn}$  ed  $E_{mg}$  e propone il diretto utilizzo di tali prove in cantiere. Il presente lavoro, oltre a confermare i buoni risultati, estende la loro applicabilità anche ad elementi antichi che hanno subito scanalature più ampie. In particolare, le prove dinamiche di vibrazione trasversale sono state quelle che si sono dimostrate maggiormente efficaci, rispetto a quelle longitudinali, nello stimare un valore di modulo elastico dinamico vicino a quello reale statico delle travi scavate.

Inoltre, tali prove risultano essere applicabili anche sugli elementi rinforzati. L'alto coefficiente di determinazione ottenuto tra  $E_{f,C}$  ed  $E_{mg,C}$  ci consente di estendere l'utilizzo delle prove dinamiche di vibrazione trasversale anche agli elementi compositi (legno – legno) sperimentati. Mentre non risultano capaci di stimare l'incremento di  $E$  ottenuto con il rinforzo sia tra i diversi livelli di connessione sia tra prima e dopo l'intervento. La scarsa efficacia di prevedere l'aumento di rigidità conseguito, deriva, probabilmente dal fatto che gli incrementi registrati sono assorbiti dalla variabilità che caratterizza la relazione tra  $E_f$  ed  $E_{mg}$ , rendendo, di fatto, limitatamente rilevabile tale variazione di comportamento. Il risultato diretto che è stato ottenuto passando dalle singole travi ai compositi, essenzialmente è stato quello di un miglioramento della relazione tra i due moduli elastici (incremento dell' $R^2$  e diminuzione degli errori di stima), in quanto i valori di  $E_{f,C}$  sono diventati più vicini a quelli reali. Ciò però, non vuol dire che ad un aumento di  $E_{mg}$  è conseguito sempre un incremento di  $E_{f,C}$  di pari entità. In alcuni casi è stato misurato addirittura un decremento del modulo elastico flessionale tra prima e dopo l'intervento, ma con l'effetto di un miglioramento della stima di  $E_{mg,C}$  (diminuzione dei valori dei residui).

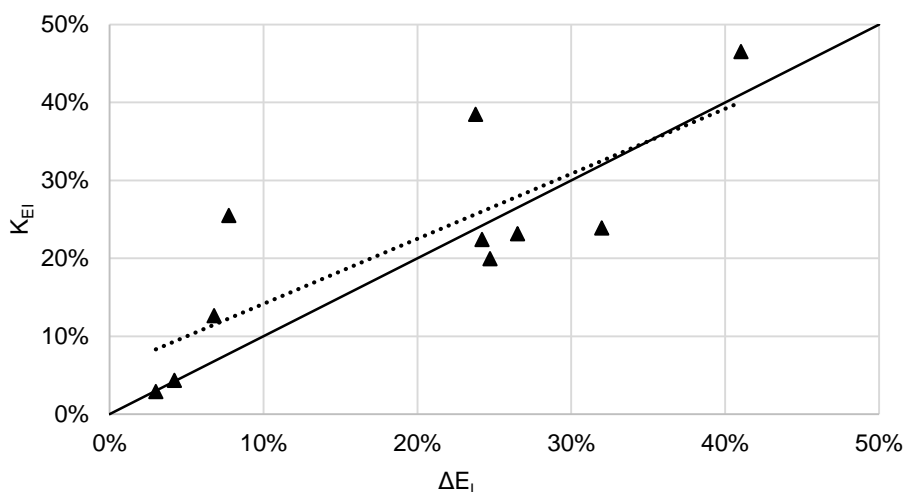
Una differente tendenza è stata invece rilevata per le prove di vibrazione dinamiche longitudinali, le quali seppur caratterizzate da un minor valore del coefficiente di determinazione per le relazioni tra  $E_1$  e  $E_{mg}$ , ed  $E_{1,C}$  e  $E_{mg,C}$ , si sono dimostrate maggiormente capaci di rilevare l'incremento di rigidità apportato dal rinforzo. Passando dal singolo elemento trave al composito, si è assistito ad un peggioramento della bontà della stima di  $E_{mg}$ , scaturita dalla diminuzione dell' $R^2$ . Tuttavia, in questo caso ad un aumento del modulo elastico globale statico è sempre seguito un aumento di  $E_1$ , non sempre proporzionale (fig. 63).

I risultati di queste analisi, che comunque devono essere confermati attraverso una campagna di prove più ampia, ci consentono di avanzare delle ipotesi di utilizzo direttamente in cantiere prima e dopo la realizzazione dell'intervento. Se infatti le prove di vibrazione libera flessionale ci consentono di individuare gli elementi con le caratteristiche di rigidità peggiori, sui quali l'azione del sistema rinforzante avrà una maggiore efficacia, le prove di vibrazione longitudinali possono indicare se effettivamente c'è stato un

incremento di E, senza però pretendere una quantificazione precisa. Ogni prova dovrebbe essere condotta nelle stesse condizioni. Inoltre, l'applicabilità di tali prove su compositi di questo genere, consente di estenderne il loro utilizzo anche per indagini diagnostiche successive, a distanza di anni, per verificare lo stato di conservazione del composito stesso.

Tuttavia, data la variabilità dei risultati, fare completo affidamento alle sole prove di vibrazione dinamica può distorcere gli esiti della diagnosi o della valutazione dell'intervento di rinforzo, portando a delle conclusioni errate. Le ispezioni delle strutture lignee e la scelta delle modalità d'intervento non possono prescindere dall'eseguire una classificazione a vista degli elementi portanti, in modo da individuare quali effettivamente necessitano di essere rinforzati e in quali, sulla base delle caratteristiche presenti, un intervento d'irrobustimento mediante l'inserimento di elementi interni può provocare l'effetto contrario.

In questo contesto, le prove dinamiche di vibrazione, possono fungere da supporto sia per le ispezioni diagnostiche preliminari, sia per la valutazione dell'azione di consolidamento *ex-post*.



**Figura 64** – Relazione tra gli incrementi del modulo di elasticità globale statico e del modulo di elasticità dinamico longitudinale ( $\Delta E_l$ ). Nel grafico viene mostrato la distribuzione dei punti x,y, intorno ad una retta con coefficiente angolare pari a 1 che rappresenta una relazione lineare perfetta. Il coefficiente di determinazione della retta di regressione della distribuzione dei dati, rappresentata con la linea tratteggiata, è pari a  $R^2 = 0,65^{***}$ .

## 7 CONCLUSIONI

Nel presente lavoro di ricerca sono stati studiati e valutati gli effetti del rinforzo strutturale di travi antiche di abete realizzato mediante inserti a base di pannelli di legno introdotti dall'estradosso. L'intervento è stato ideato ispirandosi ad azioni d'irrobustimento di strutture lignee, normalmente eseguite tramite l'inserimento di lamine di acciaio o di compositi fibrorinforzati in genere. Dieci travi antiche sono state pertanto rinforzate introducendo pannelli a base di legno di spessore limitato, così da realizzare scanalature di dimensioni simili a quelle usualmente effettuate per l'inserimento di lamine di acciaio o pultrusi.

L'altra innovazione sperimentata è stata l'impiego di un sistema di connessione meccanico per collegare trave e pannello, realizzato mediante l'utilizzo di viti autofilettanti inserite dall'alto. Generalmente, l'incollaggio è il mezzo di unione più diffuso per questo tipo di operazioni.

Al fine d'individuare l'effetto dell'azione rinforzante eseguita, sono state condotte delle prove a flessione a 4 punti per determinare la rigidezza e la resistenza dei compositi realizzati. Dai risultati è emerso che:

- il sistema di connessione progettato si è dimostrato efficace nel trasferire la sollecitazione tra gli elementi costituenti il composito. Soprattutto a carichi di esercizio;
- è stato conseguito un incremento medio del 22% del modulo elastico globale considerando le proprietà di rigidezza delle travi scavate;
- i maggiori aumenti di E sono stati ottenuti per gli elementi con le proprietà meccaniche peggiori;
- la presenza del rinforzo ha ridotto l'influenza dei difetti nel determinare le proprietà di resistenza e di rigidezza degli elementi lignei;
- non sono stati ottenuti incrementi di E significativi rispetto alla travi integre prima della realizzazione della scanalatura.

Se uno dei maggiori vantaggi nell'utilizzare prodotti a base di legno per consolidare elementi lignei antichi è stato quello di conseguire una migliore compatibilità tra i materiali e un basso impatto ambientale, le prestazioni meccaniche dei pannelli non hanno tuttavia consentito di recuperare l'indebolimento provocato dalla realizzazione della scanalatura. Ciò significa che l'intervento, così come è stato provato, non può essere eseguito in opera, se non con un quantitativo di materiale rinforzante maggiore. Alcune soluzioni di miglioramento sono state pertanto proposte sulla base del comportamento meccanico dei compositi, osservato durante le prove finali di rottura. Tali prove hanno infatti evidenziato in che misura i difetti influiscono sulla risposta meccanica dell'elemento e sulla resistenza dello stesso. In particolare, la presenza di fessurazioni da ritiro passanti, soprattutto in travi con fibratura dritta, provoca la rottura a taglio del composito suddividendolo in due porzioni, le quali lavorano in maniera disgiunta fino a che non si verifica il cedimento del composito. Cedimento che per almeno 8 elementi su 10 è stato indotto dalla presenza di nodi, relativamente all'intradosso della trave, e di deviazione della fibratura.

Confrontando le due tipologie di pannelli utilizzati, si sono riscontrate differenze di comportamento solo durante le prove finali di rottura. Per quanto concerne il pannello microlamellare di faggio (BauBuche) è emerso che, nonostante la presenza del rinforzo riduca la variabilità dei valori di E e del MoR delle travi, il volume di materiale rinforzante impiegato non è stato sufficiente a svincolare totalmente l'elemento ligneo antico dal peso dei suoi difetti; soprattutto per la resistenza. Viceversa, il pannello densificato, anche se sono stati provati solamente due campioni, a parità di volume di rinforzo utilizzato sembra essere

predominante nel determinare la resistenza dei compositi. Ciò deve comunque essere comprovato attraverso ulteriori prove.

Tuttavia, anche se l'elevata variabilità che caratterizza il legname strutturale antico e il limitato numero di campioni provato non permette di estendere i risultati in maniera assoluta, essi mostrano una tendenza significativa che deve essere tenuta di conto qualora si dovesse realizzare un intervento del genere in opera. Infatti, se l'obiettivo fosse stato quello di quantificare in maniera precisa e prevedibile l'effetto del rinforzo in base alle caratteristiche qualitative della trave, sarebbe stato necessario attuare delle campagne di prove simili a quelle effettuate per il legname strutturale nuovo, difficilmente realizzabili.

Attraverso le prove condotte è stato però possibile conoscere appieno il comportamento meccanico del sistema composto legno-legno realizzato. Ciò ha consentito di evidenziarne le potenzialità e i limiti, in modo da proporre delle varianti efficaci in grado di incrementare le prestazioni meccaniche delle strutture lignee, sulle quali può essere applicato. Varianti che comunque dovranno essere oggetto di prova per la loro caratterizzazione.

Qualora il progettista volesse eseguire un rinforzo di questo genere, dovrà assolutamente considerare l'indebolimento causato dall'intaglio dei singoli elementi lignei (si ricorda, dovuto alla diminuzione di E al netto del legno asportato) pena il decadimento delle performance strutturali del manufatto ligneo.

L'ottima compatibilità dei materiali osservata, non preclude una maggiorazione del volume dei prodotti rinforzanti, la quale consentirebbe di sopperire all'indebolimento delle travi. Ciò potrebbe offrire una valida alternativa all'acciaio e ai compositi fibrorinforzati sintetici, consentendo una piena reversibilità e una miglior presumibile risposta d'insieme alle variazioni termoigrometriche del legno. Oltre a vantaggi di tipo estetico, di diminuzione del rischio d'incendio e di impatto ambientale.

Infine, con il presente lavoro di ricerca è stata inoltre verificata l'applicabilità di prove dinamiche di vibrazione (longitudinale e trasversale) su compositi legno connessi mediante un'unione di tipo meccanica. In particolare, le prove di tipo vibratorio flessionali si sono dimostrate efficaci nel prevedere i valori del modulo elastico degli elementi rinforzati. Per affermare invece, la capacità delle prove di vibrazione longitudinale nello stimare l'incremento di E ottenuto con l'azione rinforzante, sono necessari ulteriori test, anche se è stata riscontrata una tendenza significativa.

Le prove di vibrazione, se opportunamente integrate con altre tipologie d'ispezione, potrebbero essere un valido strumento, sia per la stima delle proprietà meccaniche degli elementi non rinforzati, sia per la valutazione e per il monitoraggio a posteriori dell'azione di consolidamento realizzata.

## BIBLIOGRAFIA

- Akbiyik A, Lamanna AJ, Hale WM (2007) Feasibility investigation of the shear repair of timber stringers with horizontal splits. *Constr Build Mater* 21:991–1000. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2006.03.004
- Alam P, Ansell MP, Smedley D (2009) Mechanical repair of timber beams fractured in flexure using bonded-in reinforcements. *Compos Part B Eng* 40:95–106. doi: 10.1016/j.compositesb.2008.11.010
- Andor K, Lengyel A, Polgár R, et al (2015) Experimental and statistical analysis of spruce timber beams reinforced with CFRP fabric. *Constr Build Mater* 99:200–207. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.09.026
- André A (2006) *Fibres for Strengthening of Timber Structures*. ISSN: 1402-1528 ISRN: LTU-FR
- Angeli A, Piazza M, Riggio M, Tomasi R (2010) Refurbishment of traditional timber floors by means of wood-wood composite structures assembled with inclined screw connectors.
- Anshari B, Guan ZW, Kitamori a., et al (2012) Structural behaviour of glued laminated timber beams pre-stressed by compressed wood. *Constr Build Mater* 29:24–32. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2011.10.002
- Arriaga F, Herrero M, Álvarez, R, Maldonado I (2007) Efecto de las gemas en la resistencia a flexión de piezas enterizas de madera The effect of waness on the bending strength of solid timber beams. *Materiales de Construcción*, 57, 61–76.
- ASTM E 1876 – 15 “Standard Test Method for Dynamic Young’s Modulus, Shear Modulus, and Poisson’s Ratio by Impulse Excitation of Vibration”
- Ayala DD, Branco J, Riggio M, et al (2014) Assessment , Reinforcement and Monitoring of Timber Structures : Fps Cost Action Fp1101. WCTE 2014 - Word Conf Timber Eng 14–17. doi: 10.1617/s11527-013-0094-5
- Belluzzi O. (1941) *Scienza delle costruzioni*, Vol. I pp. 341-345 Zanichelli, Bologna
- Blass H, Frese M (2004) Combined visual and machine strength grading. *Holz Roh-Werkst.* 62: 325–334
- Blass HJ, Bejtka I (2001) Screws With Continuous Threads in Timber. *Rilem Proc Pro* 193–202.
- Blaß HJ, Romani M (1998) Reinforcement of glulam beams with FRP reinforcement. *Quakewrap* 1–7.
- Boccardo L, Zweidler S, Frangi, A (2016) Timber-concrete composite slabs made of beech laminated veneer lumber, CD-ROM Proceedings of the World Conference on Timber Engineering (WCTE 2016), August 22-25, 2016, Vienna, Austria, Eds.: J. Eberhardsteiner, W. Winter, A. Fadaei, M. Pöll, Publisher: Vienna University of Technology, Austria, ISBN: 978-3-903039-00-1
- Bodig, J., & Jayne, B. A. (1982). *Mechanics of wood and wood composites*. (V. Nostrand, Ed.). New York.
- Borri A, Corradi M, Speranzini E (2013) Reinforcement of wood with natural fibers. *Compos Part B Eng* 53:1–8. doi: 10.1016/j.compositesb.2013.04.039
- Borri A, Corradi M (2011) Strengthening of timber beams with high strength steel cords. *Compos Part B Eng* 42:1480–1491. doi: 10.1016/j.compositesb.2011.04.051
- Borri A, Corradi M, Grazini A (2005) A method for flexural reinforcement of old wood beams with CFRP materials. *Compos Part B Eng* 36:143–153. doi: 10.1016/j.compositesb.2004.04.013
- Borri A, Corradi M, Grazini A (2004) Rinforzo di strutture lignee con materiali compositi. In “Il manuale del legno strutturale vol. IV – Interventi sulle strutture”, a cura di Uzielli L., Edizioni Mancosu, pp. 162 – 195.
- Boström L. (1999). Determination of the modulus of elasticity in bending of structural timber - comparison of two methods. *Holz als Roh- und Werkstoff*, 57(2), 145–149. doi:10.1007/s001070050030
- Branco J, Cruz P, Dias S (2005) Old timber beams – Diagnosis and Reinforcement. In: *Proceedings of the International Conference, The Conservation of Historic Wooden Structures*, Florence, Italy, vol. I, pp. 417–422.
- Bru D, Baeza FJ, Varona FB, et al (2014) Static and dynamic properties of retrofitted timber beams using glass fiber reinforced polymers. *Mater Struct.* doi: 10.1617/s11527-014-0487-0

- Bulleit W (1984) Reinforcement of Wood Materials: A Review. *Wood Fiber Sci* 16:391–397.
- Carta di Venezia (1964) Carta internazionale sulla conservazione ed il restauro dei monumenti e dei siti.
- Cavalli A (2012) Travi antiche di abete bianco (*Abies alba* Mill.) intagliate per la realizzazione di interventi di rinforzo: studio e previsione del comportamento meccanico. Tesi di dottorato di ricerca in Economia, Pianificazione Forestale e Scienze del legno.
- Cavalli A, Bevilacqua L, Capecchi G, et al (2016a) MOE and MOR assessment of in service and dismantled old structural timber. *Eng Struct* 125:294–299. doi: 10.1016/j.engstruct.2016.06.054
- Cavalli A, Cibecchini D, Togni M, Sousa HS (2016b) A review on the mechanical properties of aged wood and salvaged timber. *Constr Build Mater* 114:681–687. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.04.001
- Cavalli A, Cibecchini D, Nerli M, Togni M, (2015) Ottimizzazione dell'impiego del legno di castagno attraverso le travi Uso Fiume. In: Proceedings of the 10th SISEF National Congress “Sostenere il pianeta, boschi per la vita - Ricerca e innovazione per la tutela e la valorizzazione delle risorse forestali” (Travaglini D, Rossi P, Bucci G eds). Firenze (Italy) 15-18 Sep 2015. Abstract-book, Paper #c10.14.14. [online] URL: <http://www.sisef.it/sisef/x-congresso/>
- Cavalli A, Malavolti M, Morosini A, et al (2014) Mechanical performance of full scale steel-timber epoxy joints after exposure to extreme environmental conditions. *Int J Adhes Adhes* 54:86–92. doi: 10.1016/j.ijadhadh.2014.05.005
- Cavalli A, Togni M (2015) Monitoring of historical timber structures: state of the art and prospective. *J Civ Struct Heal Monit* 5:107–113. doi: 10.1007/s13349-014-0081-8
- Cavalli A, Togni M (2013) How to improve the on-site MOE assessment of old timber beams combining NDT and visual strength grading. *Nondestruct Test Eval* 28:252–262. doi: 10.1080/10589759.2013.764424
- Cavalli A, Togni M. (2011). Combining NDT and visual strength grading to assess ancient timber beams stiffness to evaluate strengthening interventions suitability. *International Non-Destructive Testing and Evaluation Wood Symposium*. Sopron, Hungary.
- Ceccotti A (2002) Composite concrete-timber structures. *Prog Struct Eng Mater* 4:264–275. doi: 10.1002/pse.126
- Ceccotti A (2003) Composite structures. In: *Timber Engineering*. Edit by Sven Thelandersson and Hans J.Larsen, cap. 21 pp: 410 – 427. ISBN: 978-0-470-84469-4.
- Ceccotti A, Nakai T, Togni M (1994) Strength grading of structural timber by non destructive methods: a case study in Italy - In: *First European Symposium on Nondestructive Evaluation of Wood*, Sopron, Hungary, pp. 1-13.
- Ceccotti A, Togni M (1996) NDT on ancient timber beams: assessment of strength/stiffness properties combining visual and instrumental methods. In: *Proceedings, 10th Symposium Nondestructive Testing of Wood*. Lausanne, Switzerland. 379–388
- Cheng F, Hu Y (2011) Nondestructive test and prediction of MOE of FRP reinforced fast-growing poplar glulam. *Compos Sci Technol* 71:1163–1170. doi: 10.1016/j.compscitech.2011.04.007
- Cibecchini D, Bjorngrim N, Sousa HS, et al (2016a) Repairing of a Timber Truss Through Two Different Techniques Using Timber Elements and Screwed Metal Plates. In: Cruz H, Saporiti Machado J, Campos Costa A, et al. (eds) *Historical Earthquake-Resistant Timber Framing in the Mediterranean Area: HEaRT 2015* Cibecchini D, Bjorngrim N, Sousa HS, et al. (2016) Repairing of a Timber Truss Through Two Different Techniques Using Timber Elements and Screwed Metal Plates. In: Cruz H., Springer International Publishing, Cham, pp 371–381
- Cibecchini D, Cavalli A, Goli G, Togni M (2016b) Beech sawn timber for structural use: A case study for mechanical characterization and optimization of the Italian visual strength grading rule. *J. For. Sci.*, 62: 521-528.
- CNR-DT 201/2005 (2005) Studi Preliminari finalizzati alla redazione di Istruzioni per Interventi di Consolidamento Statico di Strutture Metalliche mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati. Consiglio Nazionale delle Ricerche.
- Corradi M, Borri A (2007) Fir and chestnut timber beams reinforced with GFRP pultruded elements. *Compos Part B Eng* 38:172–181. doi: 10.1016/j.compositesb.2006.07.003
- Corradi M, Borri A, Castori G, Speranzini E (2016) Fully reversible reinforcement of softwood beams with unbonded



- composite plates. *Compos Struct.* doi: 10.1016/j.compstruct.2016.04.014
- D'Ambrisi A, Focacci F, Luciano R (2014) Experimental investigation on flexural behavior of timber beams repaired with CFRP plates. *Compos Struct* 108:720–728. doi: 10.1016/j.compstruct.2013.10.005
- Daoui A, Descamps C, Marchal R, Zerizer A (2011) Influence of veneer quality on beech LVL mechanical properties. 2010 IAWS/ESTB7 Meet 13:69–83. doi: 10.4067/S0718-221X2011000100007
- Decreto Legislativo 22 gennaio 2004, n. 42 - Codice dei beni culturali e del paesaggio, ai sensi dell'articolo 10 Legge 6 luglio 2002, n. 137.
- De la Rosa Garcia P, Cobo Escamilla A, Gonzalez Garcia MN (2013) Composites : Part B Bending reinforcement of timber beams with composite carbon fiber and basalt fiber materials. 55:528–536. doi: 10.1016/j.compositesb.2013.07.016
- Dempsey DD, Scott DW (2006) Wood Members Strengthened with Mechanically Fastened FRP Strips. *J Compos Constr* 10:392–398. doi: Doi 10.1061/(ASCE)1090-0268(2006)10:5(392)
- Dietsch P, Brandner R (2015) Self-tapping screws and threaded rods as reinforcement for structural timber elements – A state-of-the-art report. *Constr Build Mater* 97:78–89. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.04.028
- Dietsch P, Kreuzinger H, Winter, S (2013) Design of shear reinforcement for timber beams, CIB-W18/46-7-9, Proceedings of the international council for research and innovation in building and construction, Working commission W18 – timber structures, Meeting 46, Vancouver, Canada; 2013.
- Dill-Langer G, Aicher S (2016) High performance glulam beams made of beech LVL and solid wood lamellas: experiments and modelling, CD-ROM Proceedings of the World Conference on Timber Engineering (WCTE 2016), August 22-25, 2016, Vienna, Austria, Eds.: J. Eberhardsteiner, W. Winter, A. Fadai, M. Pöll, Publisher: Vienna University of Technology, Austria, ISBN: 978-3-903039-00-1
- Duarte A, de Oliveira Negrão FGR, Cruz H, Balseiro A (2008) Bending Strength of Timber Beams Rehabilitated with Reinforced Epoxy Mortar Plates. *J Struct Eng* 34:792–800. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:5(792)
- EN 1995-1-1:2009 Progettazione delle strutture di legno Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici.
- EN 338:2013 - Legno strutturale - Classi di resistenza.
- EN 384:2010 Legno strutturale - Determinazione dei valori caratteristici delle proprietà meccaniche e della massa volumica.
- EN 408:2012 Strutture di legno - Legno strutturale e legno lamellare incollato - Determinazione di alcune proprietà fisiche e meccaniche.
- ETA 11/0030 - European Technical Assessment ETA-11/0030 of 2016-04-07. Rotho Blaas Self-tapping screws. Screws for use in timber constructions.
- Fioravanti M, Togni M (2001) La classificazione per usi strutturali: un elemento di promozione per il legno prodotto in particolari aree geografiche - L'Italia Forestale e Montana, Anno LVI - Fasc. n. 6: 491-497.
- Fiorelli J, Dias A (2003) Analysis of the Strength and Stiffness of Timber Beams Reinforced with Carbon Fiber and Glass Fiber. *Mater Res* 6:193–202. doi: 10.1590/S1516-14392003000200014
- Forest Product Laboratory (2010). *Wood Handbook. Wood as engineering material.* Forest Product Laboratory (p. 508). Madison, Wisconsin.
- Franke S, Franke B, Harte AM (2015) Failure modes and reinforcement techniques for timber beams – State of the art. *Constr Build Mater* 97:2–13. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.06.021
- Frese M, Blaß HJ (2007) Characteristic bending strength of beech glulam. *Mater Struct* 40:3–13. doi: 10.1617/s11527-006-9117-9
- Gentile C, Svecova D, Rizkalla SH (2002) Timber beams strengthened with GFRP bars: development and applications. *J Compos Constr* 6:11. doi: doi:10.1061/(ASCE)1090-0268(2002)6:1(11)
- Gere JM, Goodno BJ (2009) *Mechanics of materials.* SI ed. Stamford, conn. United Kingdom, Cengage Learning

- Giongo, I., Piazza, M. & Tomasi, R., 2012. Cambering of timber composite beams by means of screw fasteners. *Journal of Heritage Conservation*, pp. vol. 32, pp. 133-136
- Giordano G (1983). *Tecnologia del Legno. Vol. II parte seconda: Le utilizzazioni industriali* (UTET, Ed.). Torino
- Giordano, G. (1981). *Tecnologia del Legno*. (UTET, Ed.). Torino.
- Gómez EP, Cobo A, González MN (2016) Reinforcement and repair of small sawn *Pinus Sylvestris* beams with carbon fibers. *Compos Part B* 101:147–154. doi: 10.1016/j.compositesb.2016.07.001
- Görlacher R. (2004) Strutture lignee storiche in Germania – riparazione e rinforzo. In “Il manuale del legno strutturale vol. IV – Interventi sulle strutture”, a cura di Uzielli L., Edizioni Mancosu, pp. 130 – 159.
- Gubana A (2015) State-of-the-Art Report on high reversible timber to timber strengthening interventions on wooden floors. *Constr Build Mater* 97:25–33. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.06.035
- Haines DW, Leban JM, Herbé C (1996) Determination of Young’s modulus for spruce, fir and isotropic materials by the resonance flexure method with comparisons to static flexure and other dynamic methods. *Wood Sci Technol* 30:253–263. doi: 10.1007/BF00229348
- Hanhijärvi A, Ranta-Maunus A (2008) Development of strength grading of timber using combined measurement techniques. Report of the Combigrade-project – phase 2. VTT Publications 668, pp 1-60.
- Hanhijärvi A, Ranta-Maunus A, Turk G (2005) Potential of strength grading of timber with combined measurement techniques. Report of the Combigrade-project - phase 1. VTT Publications 568, pp 1-91.
- ICOMOS (1999) *Principles for the Preservation of Historic Timber Structures* (1999). Icomos 2–4.
- Ilharco T, Lechner T, Nowak T (2015) Assessment of timber floors by means of non-destructive testing methods. *Constr Build Mater*. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.05.133
- Ilharco T, Paupério E, Guedes J, Costa A (2010) Sustainable interventions: Rehabilitation of old timber structures with traditional materials, 1-12. SB10mad - Sustainable building conference. Madrid, Spain.
- Ilic J (2001) Relationship among the dynamic and static elastic properties of air-dry *Eucalyptus delegatensis* R. Baker.
- Ilic J (2003) Dynamic MOE of 55 species using small wood beams. *Holz als Roh-und Werkst* 61:167–172. doi: 10.1007/s00107-003-0367-8
- Jankowski LJ, Jasińko J, Nowak TP (2010) Experimental assessment of CFRP reinforced wooden beams by 4-point bending tests and photoelastic coating technique. *Mater Struct* 43:141–150. doi: 10.1617/s11527-009-9476-0
- Johansen KW. (1964) *Theory of timber connections*. International association of bridge and structural engineering. Bern, Publication vol. 9; 1949. p. 249–62
- Johnsson H, Blanksvärd T, Carolin a. (2006) Glulam members strengthened by carbon fibre reinforcement. *Mater Struct* 40:47–56. doi: 10.1617/s11527-006-9119-7
- Kasal B, Anthony RW (2004) Advances in situ evaluation of timber structures. *Prog Struct Eng Mater* 6:94–103. doi: 10.1002/pse.170
- Kliger IR, Haghani R, Brunner M, et al (2016) Wood-based beams strengthened with FRP laminates: improved performance with pre-stressed systems. *Eur J Wood Wood Prod* 74:319–330. doi: 10.1007/s00107-015-0970-5
- Kliger R, Al-Emrani M, Johansson M, Crocetti R (2007) Strengthening glulam beams with steel or cfrp plates. *Proc Asia-Pacific Conf FRP Struct (APFIS 2007) Hong Kong, China* 291–296.
- Kliger R, Johansson M, Crocetti R (2008) Strengthening timber with CFRP or steel plates – short and long-term performance. In: *Proceedings of 9th world Conference on Timber Engineering, WCTE 2008, Miyazaki, Japan, vol. II*, pp. 517–522.
- Klippel M, Boccadoro L, Klingsch E, Frangi A. (2016): Fire tests on timber-concrete composite slabs using beech laminated veneer lumber, CD-ROM Proceedings of the World Conference on Timber Engineering (WCTE 2016), August 22-25, 2016, Vienna, Austria, Eds.: J. Eberhardsteiner, W. Winter, A. Fadaei, M. Pöll, Publisher: Vienna University of Technology, Austria, ISBN: 978-3-903039-00-1
- Knorz M, Kuilen J Van De (2012) Development of a high-capacity engineered wood product-LVL made of European

- beech (*fagus sylvatica* l.). In Proc. of the 12<sup>th</sup> World Conference of Timber Engineering, pp. 487-497, Auckland, NZ.
- Kobel P, Frangi A, Steiger R. (2016) Timber trusses made of European beech LVL, CD-ROM Proceedings of the World Conference on Timber Engineering (WCTE 2016), August 22-25, 2016, Vienna, Austria, Eds.: J. Eberhardsteiner, W. Winter, A. Fadai, M. Pöll, Publisher: Vienna University of Technology, Austria, ISBN: 978-3-903039-00-1
- Kollman, F., & Krech, H. (1960). Dynamische Messung der elastischen Holzeigenschaften und der Dämpfung. Holz Roh- Werkstoff, 18, 41–54.
- Larsen KE, Marstein N (2004) Conservazione delle strutture lignee storiche – approccio ecologico. In “Il manuale del legno strutturale vol. IV – Interventi sulle strutture”, a cura di Uzielli L., Edizioni Mancosu, pp. 1 – 23.
- Larsen Ke, Marstein N (2000) Conservation of Historic Timber Structures – an ecological approach. In Butterworth-Heinemann *Series in Conservation and Museology*, pp 129.
- Lee JN, Tang RC, Kaiserlik JH (2001) Nondestructive evaluation of modulus of elasticity of yellow-poplar LVL: effect of veneer-joint design and relative humidity. *Wood Fiber Sci* 33(4):510–521
- Mannucci M, Brunetti M, & Macchioni N (2011) The Italian standard UNI 11119:2004 for the in-situ diagnosis of timber structures: pros and cons after 5 years of practical application and proposals for emendations. SHATIS'11 International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures. Lisbon, Portugal.
- Misonel A., Ballerini M., van de Kuilen J.-W (2016) Steel-to-timber joints of beech-LVL with very high strength steel dowels, CD-ROM Proceedings of the World Conference on Timber Engineering (WCTE 2016), August 22-25, 2016, Vienna, Austria, Eds.: J. Eberhardsteiner, W. Winter, A. Fadai, M. Pöll, Publisher: Vienna University of Technology, Austria, ISBN: 978-3-903039-00-1
- Modena C, Valluzzi MR, Garbin E, Porto F (2005) A strengthening technique for timber floors using traditional materials. 911–922.
- Nadir Y, Nagarajan P, Ameen M, Arif M M (2016) Flexural stiffness and strength enhancement of horizontally glued laminated wood beams with GFRP and CFRP composite sheets. *Constr Build Mater* 112:547–555. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.02.133
- Neubauerová P (2012) Timber Beams Strengthened by Carbon–Fiber Reinforced Lamellas. *Procedia Eng* 40:292–297. doi: 10.1016/j.proeng.2012.07.097
- Nocetti M, Brancheriau L, Bacher M, et al (2013) Relationship between local and global modulus of elasticity in bending and its consequence on structural timber grading. *Eur J Wood Wood Prod* 71:297–308. doi: 10.1007/s00107-013-0682-7
- Nowak TP, Jasieńko J, Czepizak D (2013) Experimental tests and numerical analysis of historic bent timber elements reinforced with CFRP strips. *Constr Build Mater* 40:197–206. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2012.09.106
- Olsson A. (2016) Determination of sawn timber properties using laser scanning – development potentials and industrial applications, CD-ROM Proceedings of the World Conference on Timber Engineering (WCTE 2016), August 22-25, 2016, Vienna, Austria, Eds.: J. Eberhardsteiner, W. Winter, A. Fadai, M. Pöll, Publisher: Vienna University of Technology, Austria, ISBN: 978-3-903039-00-1.
- Parisi M, Piazza M (2007) Restoration and strengthening of timber structures: principles, criteria, and examples. *Pract Period Struct Des Constr*, 12 (4), pp. 177–185.
- Peterson J (1965) Wood beams prestressed with bonded tension element. *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 91, Issue 1, pp. 103-120.
- PFVW304-KP20128-04/ 2015 - Ranprex scheda tecnica.
- Piazza M, Baldessari C, Tomasi R (2008) The role of in-Plane Floor Stiffness in the Seismic Behaviour of Traditional Buildings. Proc. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing.
- Piazza M (2004) Consolidamento con elementi meccanici: solai misti legno-legno. In “Il manuale del legno strutturale vol. IV – Interventi sulle strutture”, a cura di Uzielli L., Edizioni Mancosu, pp. 108 – 127.
- Piazza M, Riggio M. (2008). Visual strength-grading and NDT of timber in traditional structures. *Journal of Building*

- Appraisal, 3(4), 267–296. doi:10.1057/jba.2008.4
- Piazza M, Tomasi R, Modena R (2009) *Strutture in legno*. s.l.:Hoepli.
- Pinto L (2008) Inventory of repair and strengthening methods timber. Advanced masters in structural analysis of monuments and historical constructions. Master's thesis, pp. 94.
- Piter JC, Zerbino RL, Blaß HJ (2004) Effectiveness of fundamental resonant frequency for determining the elastic properties of Argentinean *Eucalyptus grandis* in structural sizes. *Holz als Roh - und Werkst* 62:88–92. doi: 10.1007/s00107-003-0435-0
- Pizzo B (2008) Durability of historic structures repaired with adhesives. In: *Bonding of timber*. COST action E34 - working group 1: bonding on site. Core Document. Edit by Richter K, Cruz H, pp. 80–85.
- Pizzo B, Smedley D (2015) Adhesives for on-site bonding : Characteristics , testing and prospects. *Constr Build Mater* 97:67–77. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.06.061
- PM-003-2015 – Dichiarazione della prestazione – Pannelli microlamellari LVL in faggio (pannello BauBuche)
- Pu J, Tang RC (1997) Nondestructive evaluation of modulus of elasticity of southern pine LVL: effect of veneer grade and relative humidity. *Wood Fiber Sci* 29(3):249–263
- Raftery GM, Rodd PD (2015) FRP reinforcement of low-grade glulam timber bonded with wood adhesive. *Constr Build Mater* 91:116–125. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.05.026
- Raftery GM, Whelan C (2014) Low-grade glued laminated timber beams reinforced using improved arrangements of bonded-in GFRP rods. *Constr Build Mater* 52:209–220. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2013.11.044
- Rahayu I, Denaud L, Marchal R, Darmawan W (2015) Ten new poplar cultivars provide laminated veneer lumber for structural application. *Ann For Sci* 72:705–715. doi: 10.1007/s13595-014-0422-0
- Ranta-Maunus, Alpo (1999). Round small-diameter timber for construction. Final report of project FAIR CT 95-0091. Espoo 1999, Technical Research Centre of Finland, VTT Publications 383. 191 p. + app. 19 p.
- Ribeiro AS, de Jesus AMP, Lima AM, Lousada JLC (2009) Study of strengthening solutions for glued-laminated wood beams of maritime pine wood. *Constr Build Mater* 23:2738–2745. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2009.02.042
- Richter K, Cruz H (2008) *Bonding of timber*. COST action E34—working group 1: bonding on site. Core Document, pp 7–98.
- Ricottini G., 1994, Dall'acciaio al multistrato: una nuova esperienza nel campo del consolidamento delle travi lignee, in *Bollettino Ingegneri*, 7-8/1994, Firenze.
- Ridley-Ellis D, Moore, J, Khokhar A. (2009). Random acts of elasticity: MoE , G and EN408. *Wood EDG Conference* (pp. 2–6). Bled, Slovenia.
- Riggio M, Tomasi R, Piazza M (2014) Refurbishment of a Traditional Timber Floor with a Reversible Technique: Importance of the Investigation Campaign for Design and Control of the Intervention. *Int J Archit Herit* 8:74–93. doi: 10.1080/15583058.2012.670364
- Ross R, Pellerin R (1994) Nondestructive testing for assessing wood members in structures: A review. USDA Forest service Forest Products Laboratory, General Tech. Rep. FPL-GTR-70.
- Salem O (2014) Experimental Investigation of Bending Behaviour of Timber-To-Timber Composite-Section Beams. In: *Proceeding of WCTE 2014*, Quebec City, Canada, August 10-14.
- Schiro G, Giongo I, Piazza M (2016a) Tecniche di rinforzo per solai lignei - Prove sperimentali su solai lignei rinforzati con soluzioni innovative legno-legno. *Ingenio* n.42. [http://www.ingenio-web.it/Articolo/3968/Tecniche\\_di\\_rinforzo\\_per\\_solai\\_lignei.html](http://www.ingenio-web.it/Articolo/3968/Tecniche_di_rinforzo_per_solai_lignei.html).
- Schiro G, Giongo I, Piazza M (2016b) Solai in legno ad alte prestazioni - Prove sperimentali su solai lignei composti realizzati con soluzioni innovative legno-legno. *Ingenio* n.43. [http://www.ingenio-web.it/Articolo/4070/Solai\\_in\\_legno\\_ad\\_alte\\_prestazioni.html](http://www.ingenio-web.it/Articolo/4070/Solai_in_legno_ad_alte_prestazioni.html).
- Schober KU, Harte AM, Kliger R, et al (2015) FRP reinforcement of timber structures. *Constr Build Mater* 97:106–118. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.06.020

- Schober KU, Rautenstrauch K (2007) Post-strengthening of timber structures with CFRP's. *Mater Struct* 40:27–35. doi: 10.1617/s11527-006-9128-6
- Soilán Cañas A Touza Vázquez MC, Arriaga F, Guaita M (2016) Bending stiffness increasing of existing pitch pine beams by means of LVL reinforcement, CD-ROM Proceedings of the World Conference on Timber Engineering (WCTE 2016), August 22-25, 2016, Vienna, Austria, Eds.: J. Eberhardsteiner, W. Winter, A. Fadaï, M. Pöll, Publisher: Vienna University of Technology, Austria, ISBN: 978-3-903039-00-1
- Solli K. H. (2000). Modulus of elasticity – local or global values. Disponibile presso <http://timber.ce.wsu.edu/Resources/papers/P65.pdf>
- Tampone G (2005) The floor and the ceiling of the sala di Carlo VIII in the Palazzo Medici Ricciardi in Florence – 5. The conservation work of the structural unit. In: Proceedings of the International Conference, The Conservation of Historic Wooden Structures, Florence, Italy, vol. II, pp. 114–126.
- Tampone G, Pesci C, & Pompucci M (1989). Metodologia di prova di travi lignee. Prove in laboratorio di travi lignee rinforzate con lamine metalliche. II Congresso Nazionale Restauro del Legno (pp. 171–206). Firenze: Nardini.
- Togni M (2014) Scelta dei materiali e controlli in acetazione. In: Il legno massiccio – Materiale per un'edilizia sostenibile. A cura di Zanuttini R., editore Compagnia delle foreste srl, pp. 125-147. ISBN 978-88-98850-01-3.
- Togni M, Cavalli A, Mannozi D (2013) Chestnut: from coppice to structural timber. The case study of "Uso Fiume" beams sampled in Liguria. In: Proceedings of the 10th Conference of the Italian Society of Agricultural Engineering Horizons in agricultural, forestry and biosystems engineering Viterbo, Italy, September 8-12, 2013
- Togni, M, Cavalli A, Cibecchini D, Goli G (2016) First strength grading, physical and mechanical tests on Turkey oak beams for structural use, CD-ROM Proceedings of the World Conference on Timber Engineering (WCTE 2016), August 22-25, 2016, Vienna, Austria, Eds.: J. Eberhardsteiner, W. Winter, A. Fadaï, M. Pöll, Publisher: Vienna University of Technology, Austria, ISBN: 978-3-903039-00-1
- Tomasi R, Crosatti A, Piazza M (2010) Theoretical and experimental analysis of timber-to-timber joints connected with inclined screws. *Constr Build Mater* 24:1560–1571. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2010.03.007
- Trautz M, Koj C (2009) Self-tapping screws as reinforcement for timber structures. In: Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium 2009, Valencia Evolution and Trends in Design, Analysis and Construction of Shell and Spatial Structures 28 September – 2 October 2009 Valencia, Spain Alberto DOMINGO and Carlos LAZARO (eds.)
- Triantafyllou, T.C.; Deskovic N (1992) Prestressed FRP sheets as external reinforcement of wood members. *J Struct Eng* 118(5):1270–1284.
- Valluzzi MR, Garbin E, Modena C (2007) Flexural strengthening of timber beams by traditional and innovative techniques. *J Build Apprais* 3:125–143. doi: 10.1057/palgrave.jba.2950071
- UNI 11119:2004 - Manufatti lignei - Strutture portanti degli edifici - Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi lignei in opera.
- UNI EN 13183-1:2003 - Umidità di un pezzo di legno segato - Determinazione tramite il metodo per pesata
- Uzielli L (2004) Il manuale del legno strutturale vol. IV – Interventi sulle strutture. Edizioni Mancosu, pp. 385. ISBN-88-87017-41-7.
- Wolfe R, Murphy J (2005) Strength of small-diameter round and tapered bending members. *For Prod J* 55:50–55.
- Yang H, Ju D, Liu W, Lu W (2016) Prestressed glulam beams reinforced with CFRP bars. *Constr Build Mater* 109:73–83. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.02.008
- Yusuf A. Saleh A (2010) Flexural strengthening of timber beams using glass fibre reinforced polymer. *Electron J Struct Eng* 2010;10:45-56.
- Zanuttini R (a cura di) (2014) Il legno massiccio - Materiale per un'edilizia sostenibile. Compagnia delle foreste srl, Arezzo. ISBN 978-88-98850-01-3
- Zhu X, Liu Y (2014) Nondestructive Testing and System Reliability Based on Finite Element Modeling in GFRP-Reinforced Timber Beams. 9:5501–5510.

## ALLEGATI

## ALLEGATO A (1/2): PROVE STATICHE INIZIALI

## TRAVI SCANALATE

Trave	$I_t$	$l$	$a$	$l_1$	$P$	$\sigma_{f,mean}$	$E_{ml}$	$E_{mg_t}$	$E_{mg_T}$
N	[mm <sup>4</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]	[N]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
T01	257385862,9	3628	1209	1008	7005	2,15	6876	3816	4055
T02	65131244,17	2430	810	675	6124	3,43	12862	7267	8048
T03	119874326,5	3330	1005	1100	7511	3,46	15138	10197	10747
T04	185399753,6	2578	859	716	15599	4,21	9174	5744	6077
T05	200312060,0	2578	859	716	15058	3,79	10590	6463	6926
T06	174098829,1	2630	876	730	9000	2,71	5313	3945	4226
T07	95087355,26	3730	1244	1035	5500	3,67	6794	5922	5922
T08	219790219,0	2926	975	813	5687	1,60	6486	4901	5313
T09	190363256,1	2380	752	730	5208	1,29	5986	3233	3836
T10	315029822,1	3375	1125	938	15037	3,62	18663	9253	10091

## PANNELLI DI RINFORZO

Rinforzo	$I$	$l$	$a$	$l_1$	$P$	$\sigma_f$	$E_{ml}$	$E_{mg_r}$
N	[mm <sup>4</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]	[N]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
B1	24372204	3628	1209	1008	9000	21,5	18786	18036
B2	6834618,0	2430	810	675	5500	20,5	17811	17810
B3	13994667	3330	1005	1100	7000	20,1	17547	17801
R4	19926000	2578	859	716	15000	29,1	26359	24221
R5	17999082	2578	859	716	15000	31,1	29181	26814
B6	18311198	2630	876	730	10000	20,9	18712	18610
B7	11531250	3730	1244	1035	5000	20,2	18686	18580
B8	23434917	2926	975	813	10000	19,9	18587	17676
B9	19926000	2380	752	730	10000	17,0	18653	18279
B10	29006352	3375	1125	938	10000	19,8	18160	17823

## ALLEGATO A (2/2): PROVE STATICHE FINALI

## CICLO DI PROVA 1

Comp.	$b_t$	$h_t$	$I_c$	$l$	$a$	$l_1$	$g$	$P$	$\sigma_{f1}$	$E_{mg\_0}$	$E_{ml\_1}$	$E_{mg\_1}$
N	[mm]	[mm]	[mm <sup>4</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[N]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
T01+B1	200	261	296326350	3628	1209	1008	80	8178	2,20	4076	6947	4382
T02+B2	160	180	77760000	2430	810	675	80	9253	4,38	8374	11143	8386
T03+B3	162	220	143748000	3330	1005	1100	80	8620	3,40	10522	13901	11085
T04+R4	202	233	212930506	2578	859	716	80	19504	4,62	6824	/	7276
T05+R5	210	235	227112812	2578	859	716	80	14399	3,28	7802	12220	7993
T06+B6	200	230	202783333	2630	876	730	80	8025	2,04	5357	5616	5848
T07+B7	160	204	113195520	3730	1244	1035	80	5667	3,22	6355	7835	7077
T08+B8	187	254	255365080	2926	975	813	80	7748	1,90	6014	/	6407
T09+B9	173	250	225260416	2380	752	730	80	15953	2,12	3971	/	3982
T10+B10	218	270	357574500	3375	1125	938	100	15953	3,42	9396	11070	10253

## CICLO DI PROVA 2

Composito	$b_t$	$h_t$	$I_c$	$l$	$a$	$l_1$	$g$	$2P$	$\sigma_{f2}$	$E_{ml\_2}$	$E_{mg\_2}$
N	[mm]	[mm]	[mm <sup>4</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[N]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
T01+B1	200	261	296326350	3628	1209	1008	80	15370	4,14	7631	4994
T02+B2	160	180	77760000	2430	810	675	80	18242	8,64	11114	8805
T03+B3	162	220	143748000	3330	1005	1100	80	17180	6,78	14015	11218
T04+R4	202	233	212930506	2578	859	716	80	34305	8,13	/	7417
T05+R5	210	235	227112813	2578	859	716	80	28007	6,38	13459	8232
T06+B6	200	230	202783333	2630	876	730	80	16168	4,10	5715	5850
T07+B7	160	204	113195520	3730	1244	1035	80	11083	6,30	7635	7117
T08+B8	187	254	255365081	2926	975	813	80	15474	3,79	8388	6480
T09+B9	173	250	225260417	2380	752	730	80	20156	4,24	15816	5083
T10+B10	218	270	357574500	3375	1125	938	100	30039	6,43	12876	10393

## CICLO DI PROVA 3

Composito	$b_t$	$h_t$	$I_c$	$l$	$a$	$l_1$	$g$	$3P$	$\sigma_{f3}$	$E_{mL_C}$	$E_{mg_C}$
N	[mm]	[mm]	[mm <sup>4</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[N]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
T01+B1	200	261	296326350	3628	1209	1008	80				
T02+B2	160	180	77760000	2430	810	675	80	27848	13,2	11003	8920
T03+B3	162	220	143748000	3330	1005	1100	80	25948	10,2	14864	11215
T04+R4	202	233	212930506	2578	859	716	80	50424	11,9	12608	7627
T05+R5	210	235	227112813	2578	859	716	80	38349	8,73	14322	8308
T06+B6	200	230	202783333	2630	876	730	80	24165	6,13	5670	5853
T07+B7	160	204	113195520	3730	1244	1035	80	17000	9,67	7651	7338
T08+B8	187	254	255365081	2926	975	813	80	22951	5,63	8533	6506
T09+B9	173	250	225260417	2380	752	730	80	30088	6,36	10869	5622
T10+B10	218	270	357574500	3375	1125	938	100	36898	7,90	11584	10386

## PROVE DI ROTTURA

Composito	$b_t$	$h_t$	$I_c$	$a$	$P_{max}$	$f_m$
N	[mm]	[mm]	[mm <sup>4</sup> ]	[mm]	[N]	[MPa]
T01+B1	200	261	296326350,0	1209	87878	23,4
T02+B2	160	180	77760000,00	810	52089	24,4
T03+B3	162	220	143748000,0	1005	86102	33,1
T04+R4	202	233	212930506,2	859	145000	34,1
T05+R5	210	235	227112812,5	859	150773	33,5
T06+B6	200	230	202783333,3	876	78598	19,5
T07+B7	160	204	113195520,0	1244	39271	22,0
T08+B8	187	254	255365080,7	975	88336	21,4
T09+B9	173	250	225260416,7	752	57554	12,0
T10+B10	218	270	357574500,0	1125	124652	26,5



## ALLEGATO B: PROVE DINAMICHE

## TRAVI SCANALATE

Trave N	I [m <sup>4</sup> ]	l <sub>t</sub> [m]	m [kg]	ρ [kg/m <sup>3</sup> ]	f <sub>t</sub> Hz	T <sub>1</sub>	E <sub>f,T</sub> [MPa]	f <sub>i</sub> Hz	E <sub>l,T</sub> [MPa]
T01	2,6013E-04	3,75	63,9	388	80,1	1,037	6621	573,2	7094
T02	6,1809E-05	2,55	29,6	509	123,0	1,036	9842	961,9	12282
T03	1,1821E-04	3,49	45,4	464	93,9	1,030	11678	765,0	13225
T04	1,8474E-04	2,71	45,2	426	140,6	1,056	7965	1013,7	12806
T05	1,9767E-04	2,71	50,4	460	129,2	1,058	7058	936,7	11763
T06	1,7574E-04	2,72	32,9	319	132,6	1,054	5490	883,3	7357
T07	1,0008E-04	4,06	41,9	386	52,7	1,020	6268	503,0	6441
T08	2,1898E-04	3,05	43,8	368	125,2	1,052	7379	769,0	8094
T09	1,8079E-04	2,50	29,9	347	158,2	1,072	5432	876,0	6628
T10	3,1612E-04	3,51	85,9	489	104,7	1,045	10645	758,8	13900

## PANNELLI DI RINFORZO

Rinforzo N	I [m <sup>4</sup> ]	l <sub>t</sub> [m]	m [kg]	ρ [kg/m <sup>3</sup> ]	f <sub>t</sub> Hz	T <sub>1</sub>	E <sub>r</sub> [MPa]	f <sub>i</sub> Hz	E <sub>l</sub> [MPa]
B01	2,4352E-05	3,75	24,1	816	65,2	1,021	18290	632,1	17757
B02	6,7902E-06	2,55	10,7	818	91,0	1,019	18084	922,9	17311
B03	1,4025E-05	3,49	18,6	809	60,4	1,016	17499	664,0	16567
R04	1,9926E-05	2,71	26,5	1322	110,4	1,034	27772	845,2	26276
R05	1,7999E-05	2,71	25,5	1319	109,0	1,032	27943	849,2	27257
B06	1,8096E-05	2,72	15,7	810	110,6	1,032	18722	881,1	17513
B07	1,1561E-05	4,06	20,5	820	43,9	1,011	18957	591,8	18227
B08	2,3601E-05	3,05	19,6	820	94,5	1,030	18681	779,3	17272
B09	1,9821E-05	2,50	14,8	808	134,8	1,040	18920	969,7	17263
B10	2,8934E-05	3,51	24,0	813	76,9	1,026	18305	675,3	17157

## TRAVI RINFORZATE

<b>Composito</b>	<b>I</b>	<b>l<sub>t</sub></b>	<b>m</b>	<b>ρ</b>	<b>f<sub>t</sub></b>	<b>T<sub>1</sub></b>	<b>E<sub>f_c</sub></b>	<b>f<sub>i</sub></b>	<b>E<sub>l_c</sub></b>
<b>N</b>	<b>[m<sup>4</sup>]</b>	<b>[m]</b>	<b>[kg]</b>	<b>[kg/m<sup>3</sup>]</b>	<b>Hz</b>		<b>[MPa]</b>	<b>Hz</b>	<b>[MPa]</b>
T01+B01	2,9880E-04	3,75	88,0	446	70,0	1,037	6188	598,6	8973
T02+B02	7,3713E-05	2,55	40,3	554	114,4	1,036	9716	952,5	13114
T03+B03	1,4127E-04	3,49	64,0	520	87,5	1,030	11949	737,5	13779
T04+R04	2,1202E-04	2,71	71,7	564	129,9	1,056	9383	914,5	13795
T05+R05	2,2949E-04	2,71	75,9	573	131,9	1,058	9542	933,7	14670
T06+B06	2,0387E-04	2,72	48,6	388	126,9	1,054	6408	890,3	9105
T07+B07	1,1925E-04	4,06	62,4	460	49,3	1,020	6830	529,3	8500
T08+B08	2,5436E-04	3,05	63,4	438	112,1	1,052	7361	785,2	10052
T09+B09	2,1160E-04	2,50	44,7	424	160,2	1,072	7110	941,4	9346
T10+B10	3,5890E-04	3,51	109,9	530	105,0	1,045	12045	739,2	14316

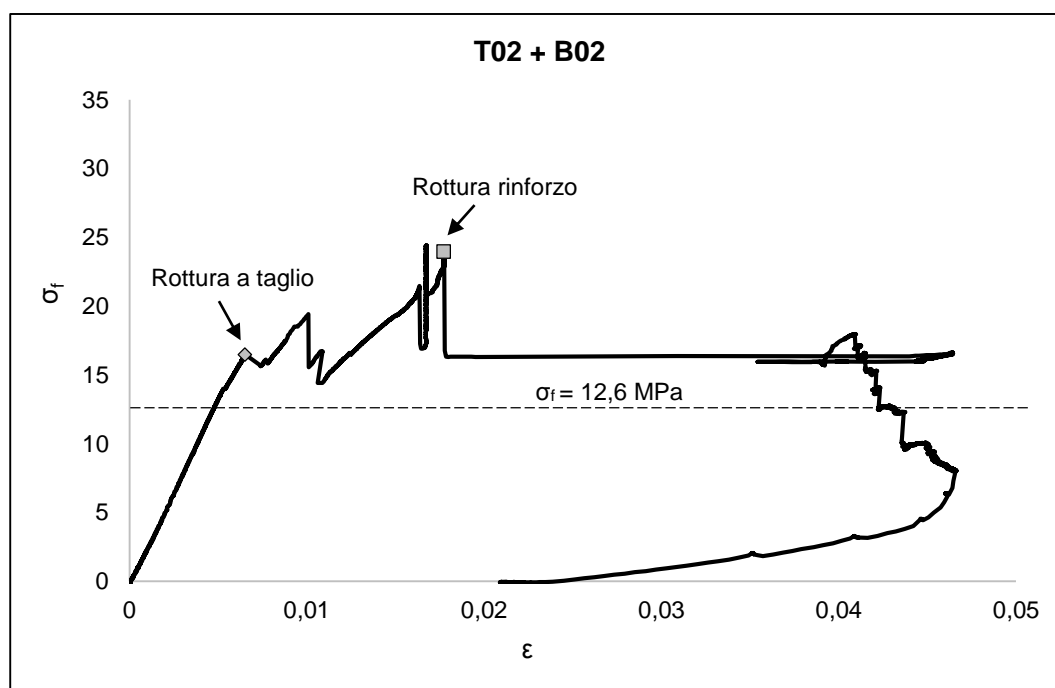
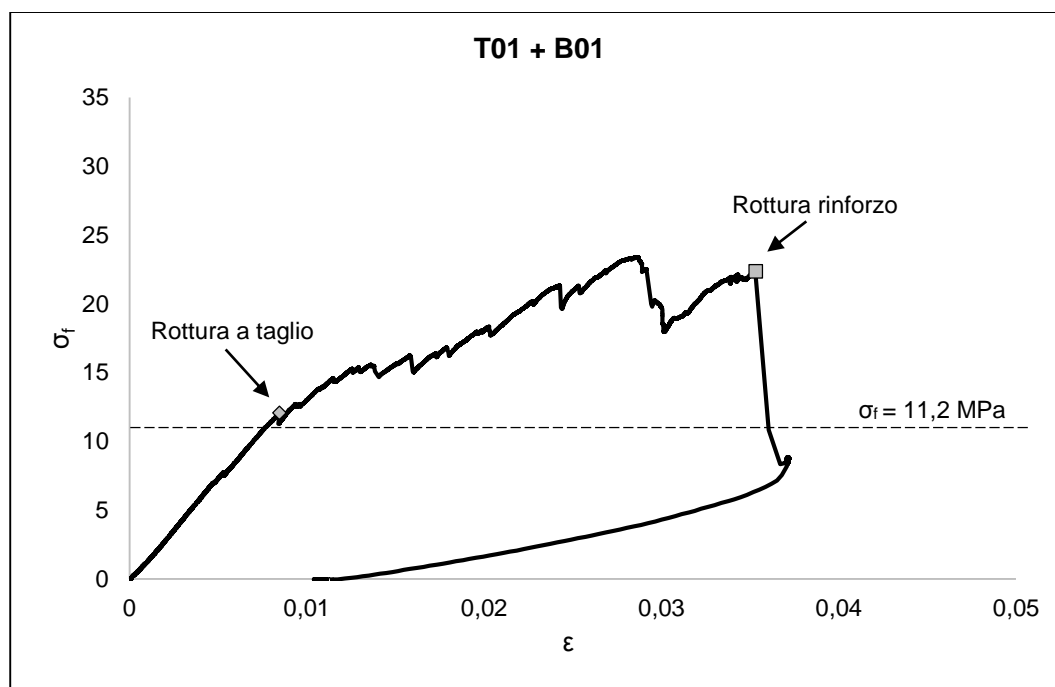
## FREQUENZE DI VIBRAZIONE TRA I LIVELLI DI CONNESSIONE

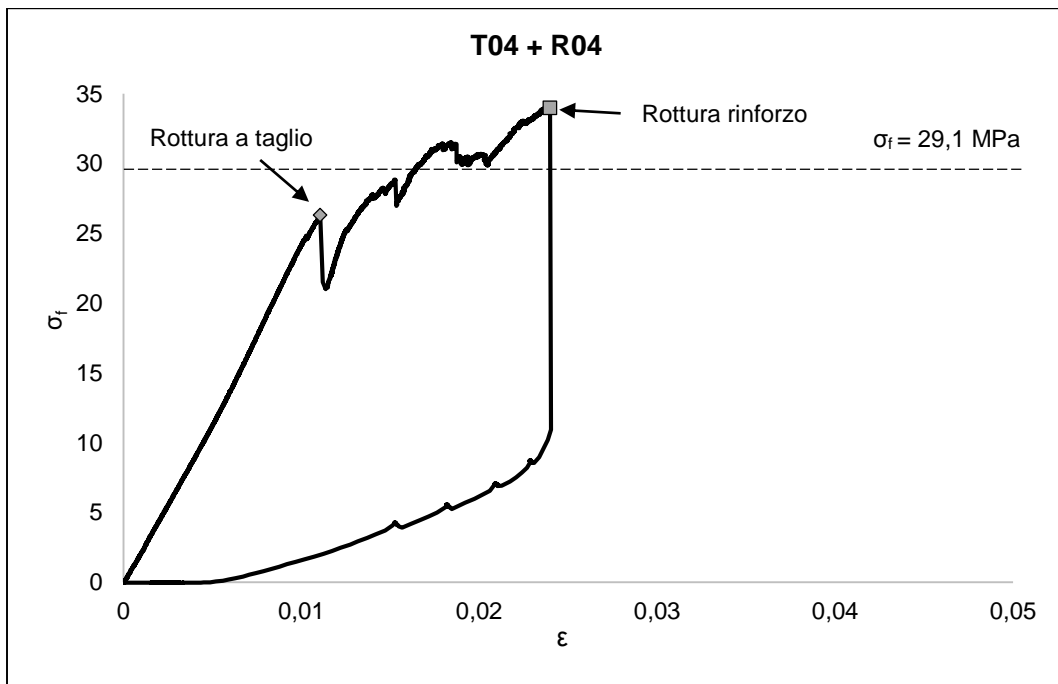
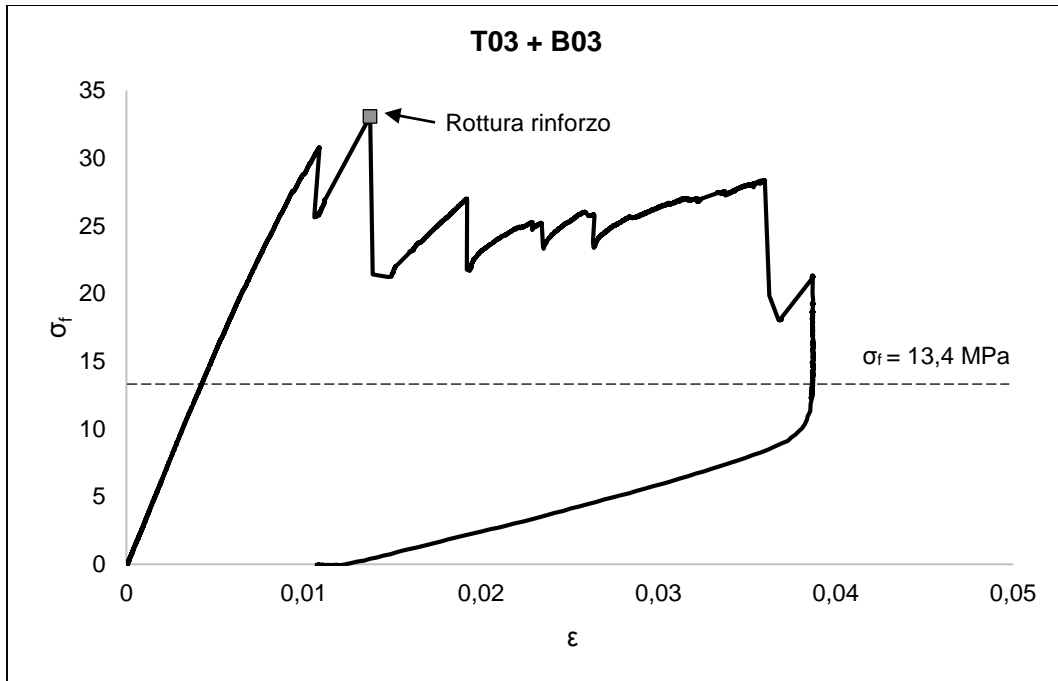
Composito N	Frequenza $f_i$	Combinazione	0_viti [Hz]	4_viti [Hz]	8_viti [Hz]	12_viti [Hz]	16_viti [Hz]	20_viti [Hz]
T01+B01	1)		72,7	70,0	72,7	70,0	70,0	
	2)		72,7	71,3	74,0	68,6	70,0	
	3)		72,7	70,0	72,7	68,4	70,0	
	4)		72,7	70,0	72,7	68,6	70,0	
	<b>Media</b>		<b>72,7</b>	<b>70,3</b>	<b>73,0</b>	<b>68,9</b>	<b>70,0</b>	
T02+B02	1)		115,7	115,7	115,7	114,4	114,4	
	2)		115,7	115,7	115,7	114,4	114,4	
	3)		109,0	115,7	115,7	114,4	114,4	
	4)		107,7	115,7	115,7	114,4	114,4	
	<b>Media</b>		<b>112,0</b>	<b>115,7</b>	<b>115,7</b>	<b>114,4</b>	<b>114,4</b>	
T03+B03	1)		84,8	86,1	86,1	86,1	87,5	
	2)		86,1	86,1	86,1	86,1	87,5	
	3)		86,1	86,1	86,1	86,1	87,5	
	4)		86,1	86,1	86,1	86,1	87,5	
	<b>Media</b>		<b>85,8</b>	<b>86,1</b>	<b>86,1</b>	<b>86,1</b>	<b>87,5</b>	
T04+R04	1)		130,5	130,5	130,5	131,9	130,5	
	2)		129,2	129,2	130,5	131,9	129,2	
	3)		130,5	129,2	129,2	131,9	130,5	
	4)		129,2	129,2	130,5	130,5	129,2	
	<b>Media</b>		<b>129,9</b>	<b>129,5</b>	<b>130,2</b>	<b>131,6</b>	<b>129,9</b>	
T05+R05	1)		131,9	130,5	135,9	129,2	131,9	131,9
	2)		131,9	130,5	135,9	129,2	131,9	131,9
	3)		131,9	130,5	135,9	129,2	131,9	131,9
	4)		131,9	130,5	135,9	127,9	131,9	131,9
	<b>Media</b>		<b>131,9</b>	<b>130,5</b>	<b>135,9</b>	<b>128,9</b>	<b>131,9</b>	<b>131,9</b>
T06+B06	1)		125,2	126,6	125,2	126,0	126,7	
	2)		126,0	126,0	125,2	126,0	126,7	
	3)		124,5	126,7	125,2	126,7	126,7	
	4)		126,0	127,4	125,2	126,0	127,4	
	<b>Media</b>		<b>125,4</b>	<b>126,7</b>	<b>125,2</b>	<b>126,2</b>	<b>126,9</b>	
T07+B07	1)		49,8	49,8	47,8	49,8	49,8	49,1
	2)		49,1	49,1	49,1	49,8	49,8	49,8
	3)		49,8	49,8	49,1	49,8	49,8	49,1
	4)		49,4	49,4	49,1	48,3	49,1	49,1
	<b>Media</b>		<b>49,5</b>	<b>49,5</b>	<b>48,8</b>	<b>49,4</b>	<b>49,6</b>	<b>49,3</b>
T08+B08	1)		114,3	111,4	111,3	113,5	112,1	
	2)		117,9	109,1	110,6	112,8	112,1	
	3)		115,0	110,6	111,3	112,1	112,1	
	4)		117,2	109,9	110,6	112,8	112,1	
	<b>Media</b>		<b>116,1</b>	<b>110,2</b>	<b>111,0</b>	<b>112,8</b>	<b>112,1</b>	
T09+B09	1)		150,1	156,0	157,4	158,9	160,4	
	2)		150,9	156,7	157,5	159,7	161,7	
	3)		151,6	156,7	156,7	158,2	159,7	
	4)		152,3	156,0	156,0	159,7	158,9	
	<b>Media</b>		<b>151,2</b>	<b>156,4</b>	<b>156,9</b>	<b>159,1</b>	<b>160,2</b>	
T010+B10	1)		103,6	103,6	105,0	105,0	105,0	
	2)		103,6	105,0	105,0	105,0	105,0	
	3)		103,6	105,0	105,0	105,0	105,0	
	4)		103,6	105,0	105,0	105,0	105,0	
	<b>Media</b>		<b>103,6</b>	<b>104,6</b>	<b>105,0</b>	<b>105,0</b>	<b>105,0</b>	

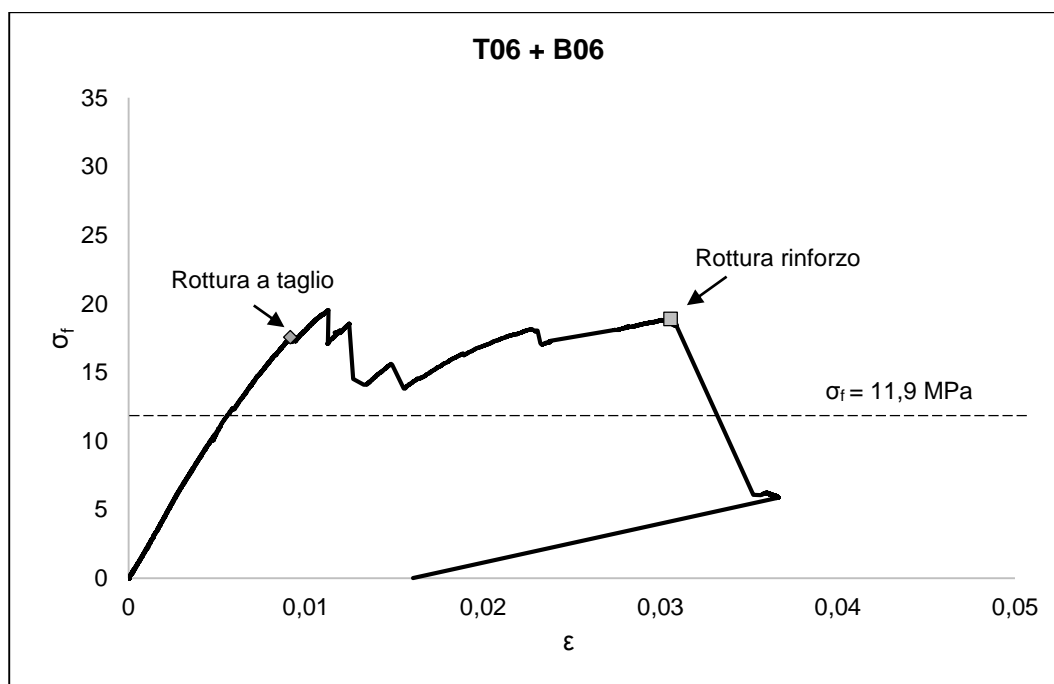
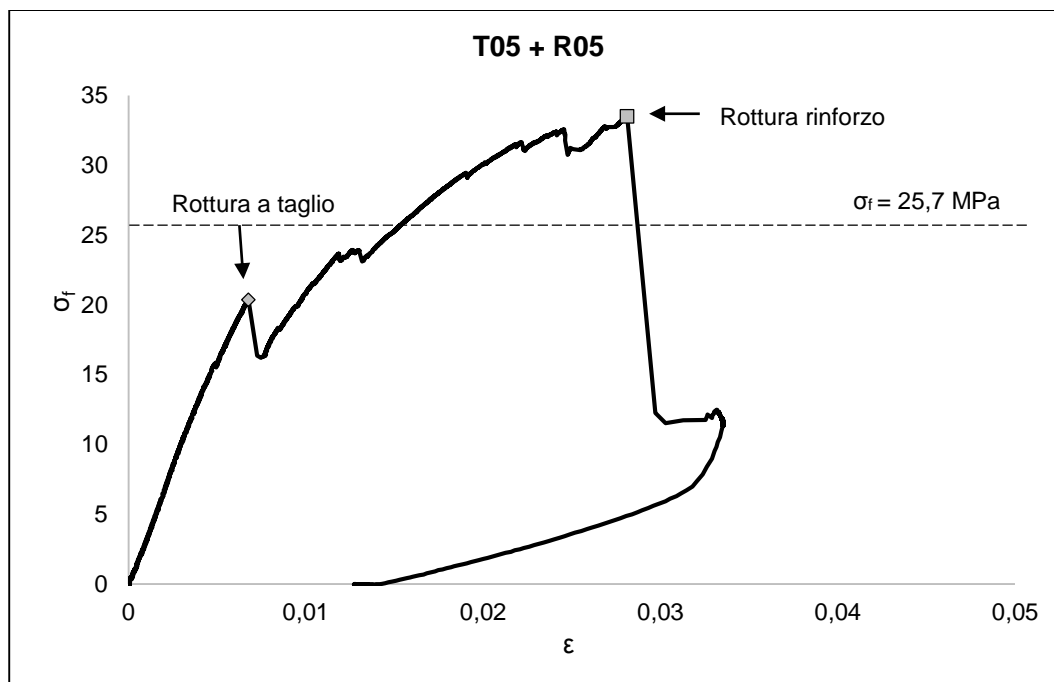
N	Frequenza f <sub>i</sub>	Combinazione	0_viti [Hz]	4_viti [Hz]	8_viti [Hz]	12_viti [Hz]	16_viti [Hz]	20_viti [Hz]
T01+B01	1)		588,1	602,9	580,1	597,5	598,9	
	2)		588,1	602,9	580,1	597,5	598,9	
	3)		586,8	604,3	580,1	596,2	598,9	
	4)		681,0	604,3	666,2	593,5	597,5	
	<b>Media</b>		<b>611,0</b>	<b>603,6</b>	<b>601,6</b>	<b>596,2</b>	<b>598,6</b>	
T02+B02	1)		939,0	939,4	940,7	947,5	950,2	
	2)		942,0	938,0	940,7	947,5	948,8	
	3)		940,7	960,9	948,8	952,8	951,5	
	4)		939,4	934,0	950,2	956,9	959,6	
	<b>Media</b>		<b>940,3</b>	<b>943,1</b>	<b>945,1</b>	<b>951,2</b>	<b>952,5</b>	
T03+B03	1)		800,8	726,7	742,9	755,0	737,5	
	2)		713,3	726,7	744,2	757,7	737,5	
	3)		717,3	726,7	745,6	732,1	737,5	
	4)		714,6	726,7	746,9	740,2	737,5	
	<b>Media</b>		<b>736,5</b>	<b>726,7</b>	<b>744,9</b>	<b>746,3</b>	<b>737,5</b>	
T04+R04	1)		1113,0	950,2	948,8	947,5	913,8	
	2)		873,4	885,6	900,4	932,7	913,8	
	3)		940,4	954,2	951,5	952,8	915,2	
	4)		944,8	890,9	900,4	907,1	915,2	
	<b>Media</b>		<b>967,9</b>	<b>920,2</b>	<b>925,2</b>	<b>935,0</b>	<b>914,5</b>	
T05+R05	1)		1056,5	931,3	928,6	930,0	935,3	934,0
	2)		890,9	915,2	931,3	932,7	936,7	932,7
	3)		896,3	931,3	932,7	931,3	936,7	934,0
	4)		893,6	882,9	893,6	928,6	932,7	934,0
	<b>Media</b>		<b>934,3</b>	<b>915,2</b>	<b>921,5</b>	<b>930,6</b>	<b>935,3</b>	<b>933,7</b>
T06+B06	1)		889,9	896,5	900,1	887,7	889,9	
	2)		891,4	897,2	899,4	887,0	889,9	
	3)		891,4	897,2	901,6	887,7	890,6	
	4)		888,4	896,5	900,9	887,0	890,6	
	<b>Media</b>		<b>890,3</b>	<b>896,8</b>	<b>900,5</b>	<b>887,3</b>	<b>890,3</b>	
T07+B07	1)		530,3	530,3	530,3	527,3	528,1	528,8
	2)		531,7	531,7	531,7	528,8	528,1	530,3
	3)		530,3	530,3	531,7	529,5	528,8	528,8
	4)		529,5	529,5	528,1	528,8	527,3	529,5
	<b>Media</b>		<b>530,5</b>	<b>530,5</b>	<b>530,5</b>	<b>528,6</b>	<b>528,1</b>	<b>529,3</b>
T08+B08	1)		546,4	732,4	735,4	763,9	769,0	
	2)		826,2	762,5	725,4	766,1	783,0	
	3)		765,4	785,9	770,5	765,4	779,3	
	4)		813,7	781,5	808,6	761,7	809,3	
	<b>Media</b>		<b>737,9</b>	<b>765,6</b>	<b>760,0</b>	<b>764,3</b>	<b>785,2</b>	
T09+B09	1)		908,9	908,9	908,2	934,6	939,7	
	2)		970,5	908,2	912,6	939,0	942,1	
	3)		920,7	915,5	930,9	938,2	941,9	
	4)		1045,2	1057,8	924,3	936,4	941,9	
	<b>Media</b>		<b>961,3</b>	<b>947,6</b>	<b>919,0</b>	<b>937,0</b>	<b>941,4</b>	
T010+B10	1)		734,8	736,2	736,2	734,8	738,9	
	2)		736,2	736,2	737,5	734,8	738,9	
	3)		736,2	736,2	737,5	736,2	738,9	
	4)		734,8	736,2	737,5	736,2	740,2	
	<b>Media</b>		<b>735,5</b>	<b>736,2</b>	<b>737,2</b>	<b>735,5</b>	<b>739,2</b>	

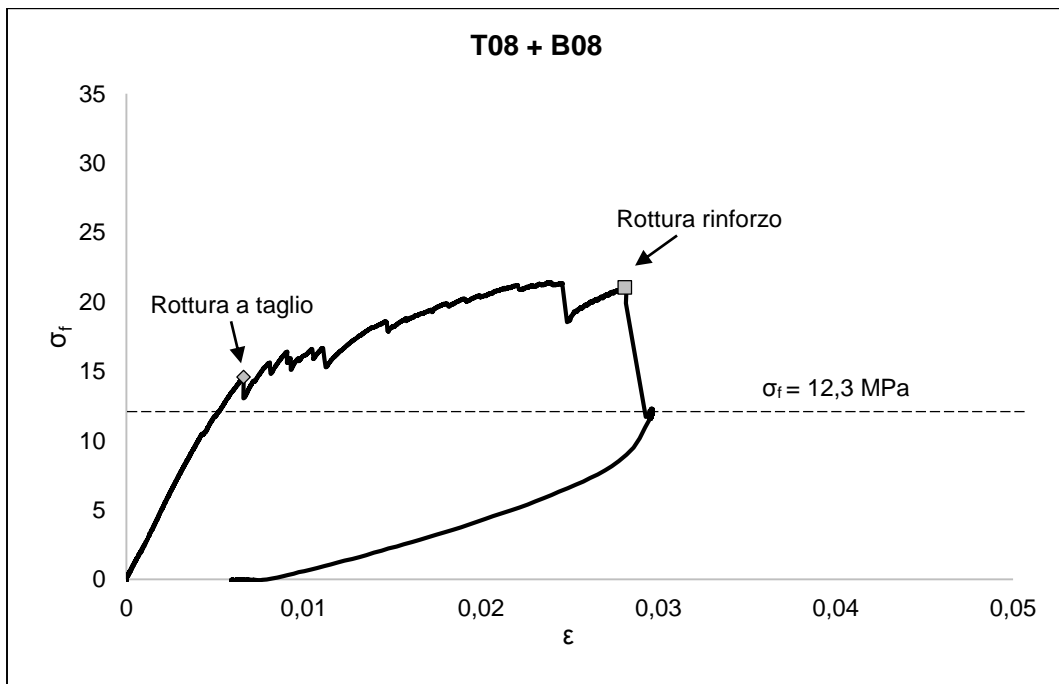
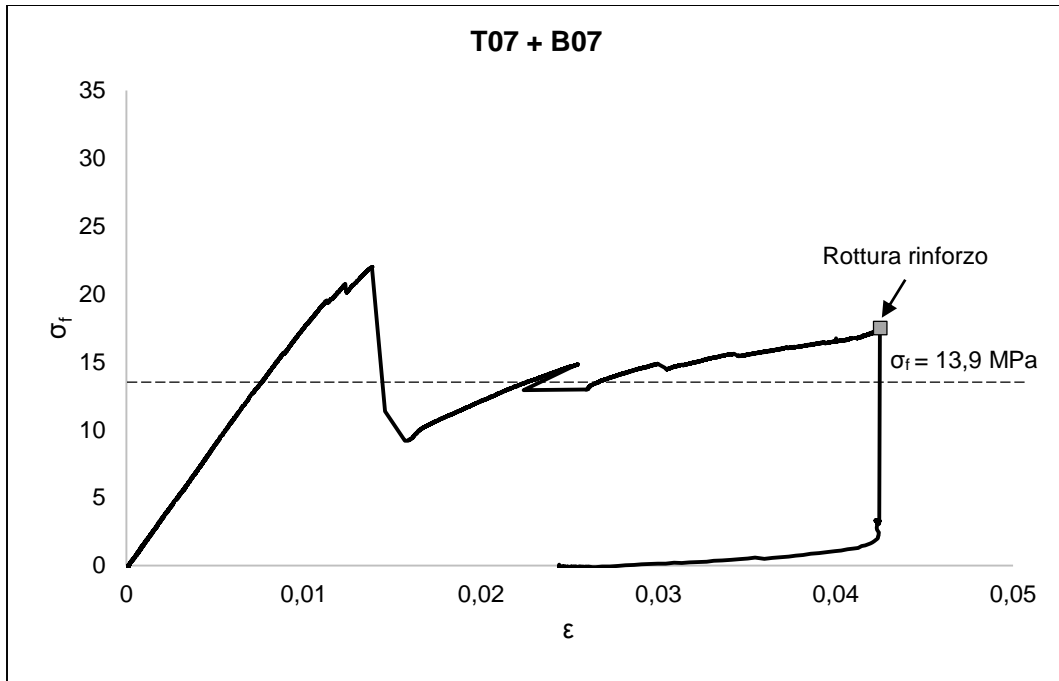
## ALLEGATO C: GRAFICI SOLLECITAZIONE-DEFORMAZIONE RELATIVA DELLE PROVE FINALI DI ROTTURA

Nei grafici riportati sono illustrati: la prima rottura a taglio (quando presente) il cedimento della trave che corrisponde al picco massimo della curva e la rottura dell'anima rinforzate. La linea tratteggiata indica la sollecitazione prevista per il cedimento del solo pannello di rinforzo, nel caso in cui non ci fosse stata alcuna collaborazione della trave.

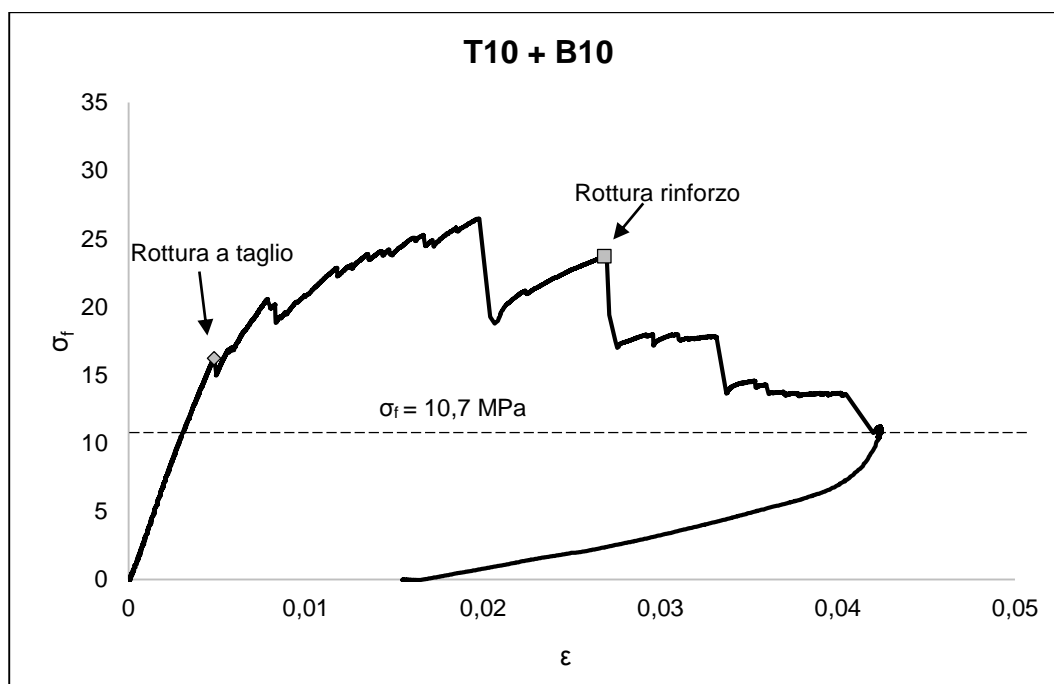
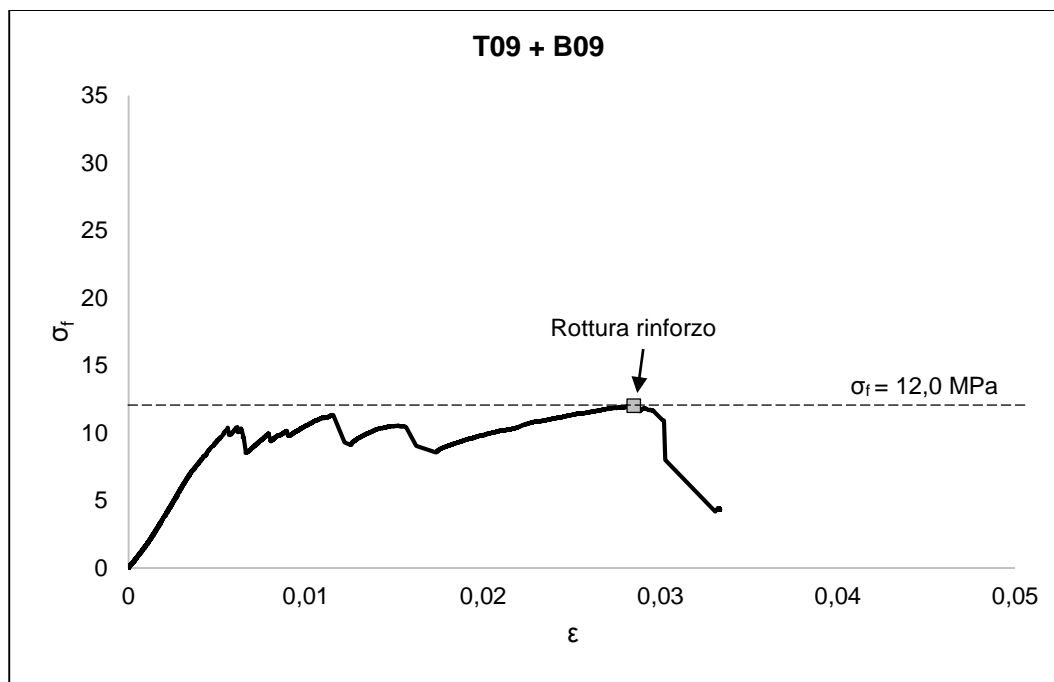






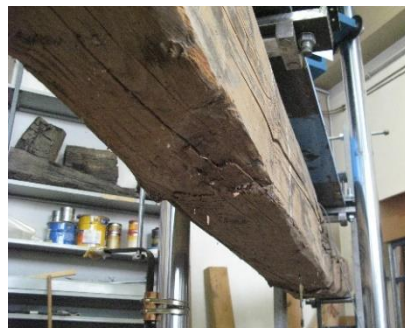






ALLEGATO D: ROTTURE A FLESSIONE

TRAVE T01



TRAVE T02





**TRAVE 03**



**TRAVE T04**



**TRAVE T09**

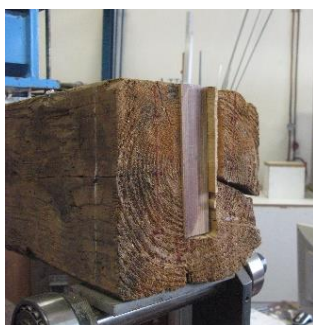




**TRAVE T05**



**TRAVE T06**





**TRAVE T07**



**TRAVE T08**



**TRAVE T10**

