

CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE

COMMISSIONE INCARICATA DI FORMULARE PARERI IN MATERIA
DI NORMATIVA TECNICA RELATIVA ALLE COSTRUZIONI

Studi Preliminari finalizzati alla redazione di

**Istruzioni
per Interventi di Consolidamento Statico di
Strutture Lignee
mediante l'utilizzo di
Compositi Fibrorinforzati**

CNR-DT 201/2005

Proprietà letteraria riservata
del

Consiglio Nazionale delle Ricerche

INDICE

1	PREMESSA	1
1.1	SIMBOLOGIA.....	1
2	SCOPO E CAMPO DI APPLICAZIONE	3
2.1	GENERALITA'	3
2.2	CAMPI DI APPLICAZIONE	4
2.2.1	Premessa	4
2.2.2	Soluzioni di acclarata efficacia.....	4
2.2.3	Soluzioni di incerta efficacia	5
2.3	PROBLEMATICHE CONNESSE.....	5
2.3.1	Premessa	5
2.3.2	Tipologie di connessione	6
2.3.3	Il componente "legno"	6
2.3.4	Il componente "composito FRP"	7
2.3.5	Durabilità	7
2.3.6	Comportamento al fuoco	7
2.3.7	Comportamento a rottura dell'elemento rinforzato	8
3	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE	9
3.1	GENERALITA'	9
3.2	VALUTAZIONE PREVENTIVA DELLO STATO DI FATTO	9
3.3	REQUISITI PER L'APPLICABILITÀ DEL RINFORZO	10
3.4	SCELTA DEL TIPO DI RINFORZO	11
3.5	REQUISITI PER LA DURABILITÀ	12
3.6	RACCOMANDAZIONI PER L'ESECUZIONE	13
4	MATERIALI: CARATTERISTICHE E MODELLI COSTITUTIVI	14
4.1	GENERALITA'	14
4.2	PROPRIETÀ TECNOLOGICHE DEL LEGNO.....	14
4.3	CARATTERISTICHE E MODELLI COSTITUTIVI DEL LEGNO MASSICCIO E LAMELLARE	16
4.4	CARATTERISTICHE PRINCIPALI DEGLI ADESIVI PER LEGNO	19
5	SOLIDARIZZAZIONE TRA FRP E LEGNO.....	22
5.1	GENERALITA'	22
5.2	COLLEGAMENTO MEDIANTE INCOLLAGGIO	22
5.2.1	Premessa	22
5.2.2	Indicazioni normative	23
5.2.3	Compatibilità tra adesivi e legno	24
5.2.4	Comportamento meccanico e modalità di rottura	26
5.3	UTILIZZO DI CONNETTORI MECCANICI	26
6	RINFORZO A FLESSIONE, TENSO E PRESSOFLESSIONE.....	29
6.1	GENERALITÀ	29
6.2	TIPOLOGIE DI RINFORZI FLESSIONALI.....	30
6.3	MODALITÀ DI ROTTURA PER DELAMINAZIONE DI ELEMENTI RINFORZATI INFLESSI.....	31
6.4	ANALISI DEL COMPORTAMENTO AGLI STATI LIMITE ULTIMI PER PRESSOFLESSIONE RETTA	32

6.4.1 Premessa	32
6.4.2 Procedimento di verifica.....	33
6.4.3 Espressioni di N_1 e M_1 per le diverse regioni limite	34
7 RINFORZO DI STRUTTURE DI SOLAIO E CONTROVENTO PER AZIONI NEL PIANO.....	37
7.1 GENERALITÀ	37
7.2 PREMESSE PER IL RINFORZO	38
7.3 COMPORTAMENTO DEL SOLAIO NON RINFORZATO PER AZIONI NEL PIANO ..	38
7.4 MODALITÀ DI RINFORZO PER AZIONI NEL PIANO	40
8 UNIONI E LORO RINFORZO	43
8.1 GENERALITÀ	43
8.2 RINFORZO DELLE UNIONI TRADIZIONALI MEDIANTE FRP	43
8.3 UNIONI REALIZZATE MEDIANTE CONNETTORI DI FRP	44
9 APPENDICE A: APPLICAZIONI SU STRUTTURE ESISTENTI	45
9.1 PALAZZO NOBILI, LUCCA	45
9.2 EDIFICIO SIAZ, TREVÌ (PG)	45
9.3 EDIFICIO PER CIVILE ABITAZIONE, SPOLETO (PG).....	46
9.4 PALAZZO COLLICOLA, SPOLETO (PG).....	47
9.5 EDIFICIO STORICO, LUCCA	48
10 APPENDICE B: RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	49
11 APPENDICE C: RIFERIMENTI NORMATIVI	52

1 PREMESSA

Il presente documento di studio si affianca alle precedenti Istruzioni contenute nel CNR-DT 200/2004 per affrontare gli aspetti concernenti il rinforzo di strutture lignee mediante compositi fibrorinforzati.

Il documento è al momento di tipo divulgativo. Esso si propone i seguenti obiettivi: diffondere nella Comunità tecnico-professionale le conoscenze peculiari per l'utilizzo dei materiali compositi fibrorinforzati nel consolidamento statico di strutture lignee; individuare gli interventi che a tutt'oggi si possono ritenere effettivamente idonei e di sicura efficacia.

È ben noto che l'attuale stato dell'arte sull'argomento è meno avanzato di quello relativo alle costruzioni di c.a. o alle murature ed è in grado di fornire un'adequata risposta solo ad un esiguo numero di problemi relativi ad alcune specifiche applicazioni.

A tal riguardo si segnala che non sono state finora rilasciate in campo internazionale linee guida sull'uso degli FRP nel placcaggio di strutture lignee.

Il lavoro svolto rappresenta solo un primo passo verso il rilascio di Istruzioni progettuali, che potrà avvenire in un prossimo futuro, quando gli studi teorici e sperimentali, attualmente in corso in campo internazionale, consentiranno di raggiungere una conoscenza più completa dell'argomento ed universalmente condivisa.

In tale ottica il documento risulta utile per l'individuazione di problemi ancora aperti, sui quali la Comunità scientifica potrà concentrarsi nei prossimi anni, fungendo da catalizzatore ed indirizzo per gli studi nel settore.

Nell'attuale versione il documento richiama, completandoli opportunamente, alcuni concetti basilari del rinforzo con FRP e delle problematiche speciali connesse, del rinforzo di elementi presso e tensoinflessi, con particolare riguardo al rinforzo dei solai lignei e dell'irrigidimento di questi ultimi nel proprio piano.

Sono inoltre trattati alcuni aspetti qualitativi del problema della delaminazione e del rinforzo delle unioni.

Il documento comprende infine tre Appendici nelle quali sono raccolte, rispettivamente, alcuni esempi di interventi di rinforzo di strutture mediante FRP realizzati (Appendice A), le principali informazioni bibliografiche (Appendice B) ed i riferimenti normativi sull'argomento (Appendice C).

1.1 SIMBOLOGIA

Si riporta di seguito il significato dei principali simboli utilizzati nel documento.

Notazioni generali

- (.)_d valore di progetto (o di calcolo) della grandezza (.)
- (.)_f valore della grandezza (.) riferita al rinforzo di FRP
- (.)_R valore della grandezza (.) intesa come resistenza
- (.)_S valore della grandezza (.) intesa come sollecitazione

Lettere romane maiuscole

- A* area della sezione di legno
- A_f* area del rinforzo di FRP
- B* base della sezione trasversale della trave lignea
- E* modulo di elasticità normale a trazione del legno
- E_f* modulo di elasticità normale a trazione del rinforzo di FRP
- H* altezza della sezione trasversale della trave lignea
- M_{Sd}* momento sollecitante di progetto
- M_{Rd}* momento resistente di progetto
- N_{Sd}* sforzo normale sollecitante di progetto

T_g temperatura di transizione vetrosa della resina

Lettere romane minuscole

b base della sezione trasversale del rinforzo di FRP
 h altezza della sezione trasversale del rinforzo di FRP
 f_{cd} resistenza di progetto a compressione del legno
 $f_{c,el}$ resistenza a compressione al limite elastico del legno
 f_{cu} resistenza ultima a compressione al limite plastico del legno
 f_{tu} resistenza ultima a trazione del legno
 p_{frp} rapporto tra la distanza del rinforzo dalle fibre superiori e l'altezza della sezione trasversale della trave
 n rapporto tra il modulo di elasticità normale a trazione del rinforzo di FRP e il modulo di elasticità normale a trazione del legno
 k rapporto tra la deformazione ultima e la deformazione al limite elastico a compressione
 k_{ϕ} rigidezza rotazionale nel piano di una coppia di connettori colleganti una tavola alla trave

Lettere greche minuscole

η rapporto tra la resistenza ultima a trazione e quella ultima a compressione del legno
 ρ_{frp} rapporto tra la sezione trasversale del legno e quella del rinforzo
 ξ rapporto tra la distanza dell'asse neutro dalle fibre superiori e l'altezza della sezione trasversale
 ε_s deformazione longitudinale delle fibre al lembo superiore
 ε_i deformazione longitudinale delle fibre al lembo inferiore
 ε_{tu} dilatazione ultima del legno
 $\varepsilon_{c,el}$ deformazione del legno compresso al limite elastico
 ε_{cu} deformazione ultima del legno compresso

2 SCOPO E CAMPO DI APPLICAZIONE

2.1 GENERALITA'

Il presente documento specifica criteri e condizioni per un uso tecnicamente aggiornato dei materiali compositi fibrorinforzati (FRP) adesi al legno strutturale, con particolare riferimento al consolidamento ed al rinforzo di strutture esistenti.

Il legno strutturale è annoverato nella normativa tecnica fra i materiali da costruzione idonei ad assolvere funzioni portanti per un tempo indefinito ed ha una lunga storia applicativa testimoniata dall'elevata durabilità delle strutture adeguatamente progettate e realizzate. Nella gran parte delle città italiane sono numerosi gli esempi di edifici con coperture e solai di legno secolari, ancora perfettamente efficienti a fronte della sola manutenzione ordinaria. L'esigenza principale che negli ultimi anni ha spinto verso una sperimentazione sempre più intensa nel campo delle strutture composte legno-FRP è stata pertanto quella di conferire maggiore resistenza e rigidità agli elementi strutturali di legno massiccio o di legno lamellare incollato, rispetto alle prestazioni che il materiale ligneo da solo è in grado di offrire.

Pur essendo la sperimentazione nel campo delle strutture composte legno-FRP attiva da oltre quindici anni, l'applicazione di tali tecnologie è ancora in corso di sviluppo e lo "stato dell'arte" è quindi in continua evoluzione.

In passato, prima che si iniziasse a parlare di impiego strutturale dei materiali compositi, numerose tecniche sono state sperimentate con varia efficacia nell'intento di conferire maggior resistenza o rigidità agli elementi strutturali lignei. Fra queste, si può annoverare l'utilizzo di elementi costituiti da materiali derivati dal legno, l'utilizzo di barre o piastre d'acciaio o di alluminio con o senza pretensionamento, fino ai più recenti impieghi di elementi di legno lamellare armato con barre di carbonio o di acciaio, già inserite in sede di produzione di questi ultimi.

Ciascuna delle tecnologie sopra citate ha ottenuto risultati significativi e di non trascurabile utilità; ciò nonostante solo poche di esse sono state divulgate e/o commercializzate e quasi nessuna ha raggiunto lo *status* di tecnica universalmente riconosciuta e diffusamente adottata.

Tale situazione è la conseguenza di molteplici concause, quali la difficoltà di realizzazione, gli elevati costi, la esigua versatilità delle tecniche studiate, la necessità di far ricorso a personale specializzato. Non va trascurata a tal riguardo anche la modesta diffusione delle conoscenze richieste per una progettazione sicura e affidabile, specialmente nel lungo termine, acuita in Italia dalla lunga assenza di una normativa nazionale di riferimento.

A fronte di quanto sopra esposto, i materiali compositi fibrorinforzati presentano alcuni evidenti vantaggi, prestandosi ad applicazioni di semplice realizzazione e di estrema versatilità, sia per il recupero dell'esistente sia per la progettazione di nuovi elementi. Tali caratteristiche, per la loro grande attrattività, hanno già favorito una rapida e capillare diffusione delle tecniche di rinforzo delle strutture di conglomerato cementizio armato e di quelle murarie mediante placcaggio con lamine fibrorinforzate. Le suddette tecniche formano infatti parte ormai integrante del patrimonio conoscitivo di numerosi progettisti e si stanno dimostrando strumenti efficaci per la soluzione rapida di numerosi problemi.

A frenare un processo analogo a favore delle strutture lignee hanno contribuito essenzialmente due fattori. Il primo consiste nella mancanza di una specifica normativa per il settore del legno, totalmente sprovvisto fino a poco tempo fa di una qualsiasi normativa nazionale per il calcolo e la verifica di elementi strutturali e che tuttora presenta grosse lacune per quanto attiene al rinforzo con materiali compositi. Il secondo va individuato nella modesta fiducia riconosciuta al legno quale mate-

riale strutturale, frutto di ignoranza tecnica e di infondati pregiudizi, che hanno avuto l'effetto di circoscrivere l'impiego di tale materiale in ambiti ristretti, quali le coperture e le costruzioni situate in specifiche aree geografiche (prevalentemente montane). È naturale che un mercato di minori dimensioni assorba con maggior lentezza le innovazioni costrette a confliggere con limitate possibilità di sperimentazione e ridotte disponibilità di investimenti.

Eppure, se riguardato sotto l'aspetto puramente ingegneristico, il sodalizio del legno con i materiali polimerici fibrorinforzati si presenta particolarmente riuscito in termini di compatibilità e complementarietà di caratteristiche. Basti pensare ad una delle peculiarità più apprezzate del legno, la leggerezza, che non viene assolutamente intaccata da un intervento di rinforzo con FRP. Parimenti, i difetti più vistosi del legno, come ad esempio l'elevata disomogeneità meccanica legata alla presenza di un cospicuo numero di difetti, risultano notevolmente mitigati dalla sinergia con un altro materiale strutturalmente efficiente, quale il composito fibrorinforzato.

Alcuni limiti applicativi della combinazione legno-FRP, tipici della natura dei materiali impiegati, sono altrettanto evidenti: le differenze di comportamento dei due materiali nei confronti delle variazioni di temperatura e di umidità, il diverso comportamento al fuoco, le problematiche relative alle tecniche di solidarizzazione fra i due materiali (incollaggi, unioni meccaniche) sono argomenti sufficienti a giustificare la necessità di effettuare ulteriori, accurate e vaste campagne di ricerca di base (compatibilità dei materiali) e applicata (affidabilità e durabilità delle soluzioni tecniche).

Per quanto riguarda il panorama italiano, si rileva che le sperimentazioni sono sempre più numerose e, contestualmente, si segnalano importanti sviluppi sul fronte normativo.

Pertanto, la stesura del presente documento può costituire di per sé un passo importante nella direzione della corretta diffusione e dell'utilizzo delle tecniche già disponibili, nonché della sperimentazione di nuove applicazioni.

2.2 CAMPI DI APPLICAZIONE

2.2.1 Premessa

Almeno in linea teorica, quasi tutti i problemi statici relativi a una struttura di legno potrebbero trovare soluzione mediante un'opportuna applicazione di materiali compositi fibrorinforzati.

In pratica, l'approccio che si rileva come il più seguito e/o il meno problematico è quello degli interventi di tipo "migliorativo", applicabile a situazioni altrimenti irrisolvibili se non a prezzo di difficili compromessi progettuali. Inoltre, esso compensa in molti casi i maggiori oneri ancora legati alla produzione dei compositi fibrorinforzati.

In tale ambito si parla frequentemente di rinforzo di strutture lignee con FRP, comprendendo nel suddetto termine sia la restituzione delle capacità prestazionali ad un elemento deteriorato - riabilitazione - sia il miglioramento delle prestazioni di un elemento strutturale integro.

2.2.2 Soluzioni di acclarata efficacia

L'impiego più diffuso è indubbiamente quello del rinforzo di elementi lignei prevalentemente inflessi, quali singole travi, putrelle di solai o singoli elementi di sistemi strutturali più complessi, quali capriate e telai. Il rinforzo può essere costituito da lamine o fogli di varia costituzione, applicati secondo criteri tali da conseguire vantaggi in termini di resistenza, di deformabilità oppure di duttilità.

Altro impiego è il rinforzo di strutture per azioni nel piano. Un caso tipico è l'applicazione ai solai di legno o ai solai misti. Tali strutture, piuttosto diffuse in molti Paesi europei e storicamente domi-

nanti sul territorio nazionale, pur presentando ottime caratteristiche in termini di leggerezza, resistenza, isolamento acustico e compartimentazione, offrono limitata rigidità e modesta efficienza nei confronti della trasmissione delle forze orizzontali nel piano. Il suddetto requisito, peculiare di una corretta progettazione in zona sismica, può essere facilmente conferito, senza particolari sacrifici in termini di peso o spessore, solidarizzando il tavolato o la soletta esistente con un reticolo di rapida esecuzione, costituito da due o più orditi di nastri di FRP disposti ortogonalmente fra loro.

Un ulteriore campo di applicazione riguarda il rinforzo delle unioni fra gli elementi lignei. Per tale scopo possono essere impiegati compositi con diverso tipo di microstruttura a seconda delle funzioni che essi devono svolgere. I risultati conseguibili sono principalmente i seguenti: riduzione del rischio di rottura per trazione perpendicolare alle fibre, diminuzione delle distanze fra i connettori e tra questi e il bordo, miglioramento del comportamento ultimo della connessione e incremento delle capacità di dissipazione isteretica delle connessioni sotto carichi ciclici. I casi che ricorrono nella pratica tecnica sono molteplici e possono coinvolgere la trasmissione di sollecitazioni assiali, flettenti e taglianti.

2.2.3 Soluzioni di incerta efficacia

Per il rinforzo di elementi lignei compressi con polimeri fibrorinforzati si segnalano alcune significative controindicazioni. Mentre nel caso di pilastri di conglomerato cementizio armato l'impiego di FRP per fasciature cerchianti consente di realizzare un efficace confinamento, lo stesso risultato non è conseguibile con garanzia di efficacia nel tempo per elementi lignei, a causa dei movimenti da ritiro e da rigonfiamento indotti da variazioni termoigrometriche ambientali, i quali possono compromettere l'effetto cerchiante.

Più in generale, per i motivi sopra citati e per le peculiarità del comportamento meccanico e delle modalità di rottura degli elementi di legno strutturale, di cui si tratterà in seguito, risultano di incerta efficacia tutti gli interventi basati su disposizione del rinforzo in avvolgimento (bendatura di elementi lignei). Inoltre, tali interventi comportano spesso problemi di forte impatto visivo e di limitata reversibilità, del tutto inaccettabili in caso di riabilitazione di strutture esistenti, classificate come Beni Culturali.

Gli interventi di rinforzo con FRP trattati nel presente documento non forniscono apprezzabili incrementi di resistenza al taglio del materiale ligneo.

Nel caso delle capriate lignee tradizionali è in genere sconsigliato il ricorso ad interventi di ricucitura e rinforzo dei nodi strutturali mediante l'incollaggio di lamine di FRP, poiché risulterebbe inaccettabilmente contrastato il movimento reciproco delle membrane, condizione essenziale per il corretto funzionamento della capriata stessa.

2.3 PROBLEMATICHE CONNESSE

2.3.1 Premessa

Le procedure sinteticamente descritte nel § 2.2 possono presentare difficoltà esecutive, tali da richiedere specifici accorgimenti. Nel seguito ci si limiterà ad elencare quelle più rilevanti, commentandole brevemente e rinviando ai capitoli successivi un'analisi più approfondita. Emergerà in tal modo che la scelta del tipo e della geometria di rinforzo, e la tipologia di connessione non possono essere disgiunte, ma devono essere affrontate simultaneamente in un'unica fase identificabile come "progetto del rinforzo".

2.3.2 Tipologie di connessione

Per solidarizzare il materiale FRP al legno si possono adottare diversi tipi di connessione: chiodi, perni, bulloni, viti o colla. Ognuna di queste soluzioni ha effetti diversi sul comportamento della connessione e, in particolare, sulla trasmissione degli sforzi, da cui dipendono la rigidezza dell'elemento composto e la modalità di sfruttamento dei singoli materiali.

La modalità di connessione più frequente tra i rinforzi di FRP e le membrature lignee è l'incollaggio, attesa la notevole versatilità di quest'ultimo e la compatibilità fra i collanti comunemente impiegati e la matrice plastica del composito. A tal riguardo è necessario curare alcuni aspetti relativi all'interfaccia legno-colla, di peculiare importanza per ottenere risultati ottimali. Infatti, una mancata o inadeguata preparazione delle superfici potrebbe compromettere seriamente l'efficacia dell'intervento di rinforzo.

Allo scopo di garantire efficacia all'incollaggio, devono essere rispettati i seguenti requisiti fondamentali:

- il collante deve “bagnare” sufficientemente la superficie lignea e deve presentare un comportamento reologico simile a quello degli aderendi;
- la superficie lignea deve essere opportunamente preparata in modo da presentarsi il più possibile uniforme e regolare;
- lo spessore della linea di colla deve essere quello ottimale con riferimento alle indicazioni del Produttore.

Il soddisfacimento del primo requisito è di facile realizzazione se si adotta un tipo di adesivo compatibile con il legno; il soddisfacimento del secondo può invece comportare serie difficoltà, soprattutto nell'applicazione di rinforzi ad elementi preesistenti, segnatamente se questi ultimi risultano gravemente deteriorati e presentano superfici fortemente irregolari.

2.3.3 Il componente “legno”

La disomogeneità e l'anisotropia, caratteristiche peculiari dell'elemento ligneo, condizionano sia la natura, sia la disposizione della connessione in relazione agli sforzi che essa deve sopportare e trasmettere. Innanzitutto, poiché le fibre del legno si presentano orientate (solitamente in direzione poco discosta da quella assiale dell'elemento, ma non sempre e non in tutte le zone di uno stesso elemento), le membrature lignee esibiscono una limitata resistenza nei confronti delle sollecitazioni di trazione e di compressione ortogonali alla direzione delle fibre. Pertanto, in fase di progetto, tali sollecitazioni vanno accortamente minimizzate. Sempre nella fase di progetto, non va inoltre trascurata la puntuale conoscenza di caratteristiche quali la specie legnosa, la difettosità, l'umidità, il tipo di assortimento e lo stato di conservazione.

La schematizzazione dell'elemento ligneo come “trave omogenea di sezione costante”, solitamente adottata ai fini dei calcoli di progetto, è molto semplificativa e non può essere acriticamente estesa a quegli elementi la cui difettosità supera determinati limiti. Inoltre, laddove si presentino irregolarità gravi della fibratura, nodi di dimensione eccessiva, evidenti difetti di forma, ecc., si potrebbero manifestare comportamenti difficilmente prevedibili della connessione legno-FRP.

I profili resistenti degli elementi strutturali di legno sono descritti nelle norme UNI EN 338, UNI 11035 e UNI 11119, alle quali si rimanda per approfondimenti.

2.3.4 Il componente “composito FRP”

I compositi fibrorinforzati sono materiali realizzati con una struttura microscopica ottimizzata per conseguire un ben preciso comportamento costitutivo. Dal punto di vista tecnologico tali materiali sono particolarmente adatti alla realizzazione di elementi sottili piani, detti comunemente lamine.

Elementi realizzati con fibre orientate in un'unica direzione sono soprattutto idonei all'assorbimento di sforzi di trazione o di compressione nella medesima direzione, mentre risultano inadeguati ad assorbire sforzi ortogonali alla suddetta direzione.

Al contrario, composizioni con fibre disposte in più direzioni, solitamente realizzate sovrapponendo più strati unidirezionali, risultano idonee per assorbire ogni tipo di azione contenuta nel loro piano.

2.3.5 Durabilità

Un aspetto rilevante, strettamente ma non esclusivamente legato all'incollaggio riguarda la durabilità dell'intervento: non sempre l'adesivo, dotato delle migliori caratteristiche prestazionali al momento dell'applicazione, conserva le medesime caratteristiche nel tempo, soprattutto se le condizioni ambientali sono sfavorevoli. Poiché il legno è soggetto a notevoli deformazioni legate alle variazioni di umidità, un collante può essere considerato compatibile se si adegua alle suddette deformazioni, evitando in tal modo, o limitando al minimo, il rischio di delaminazione. Inoltre, nel caso di rinforzi pretesi, l'efficacia a lungo termine dell'intervento presuppone la capacità da parte dei rinforzi di mantenere lo stato tensionale imposto, requisito quest'ultimo raggiungibile solo a fronte di un'adeguata realizzazione dell'incollaggio.

Il problema della durabilità può anche essere affrontato intervenendo sulla protezione del rinforzo. Ad esempio si può provvedere al controllo delle condizioni ambientali a cui l'intervento è sottoposto o, dove questo non fosse possibile, ricorrere ad opportune geometrie della connessione o ad altri espedienti costruttivi che consentano un'adeguata protezione del rinforzo. Allo stesso risultato si può anche pervenire attraverso la scelta di materiali che assicurino una maggiore resistenza agli attacchi ambientali di tipo fisico o chimico. A titolo esemplificativo, nel caso di un intervento di rinforzo su una copertura lignea, un adeguato isolamento dell'ambiente potrebbe risultare sufficiente per proteggere l'intervento stesso dalle escursioni di temperatura e di umidità; nel caso invece di un intervento di rinforzo su un impalcato da ponte, potrebbe risultare vincente la scelta di materiali compositi più resistenti alle aggressioni chimiche nonché di adesivi compatibili con la particolare classe di servizio (come definita nella norma EN 1995-1-1).

2.3.6 Comportamento al fuoco

Indipendentemente dalla resistenza termica delle fibre, legata alla loro composizione chimica, quella dei materiali compositi è sempre governata dalla corrispondente resistenza della matrice. Le resine infatti tendono a perdere gran parte delle loro caratteristiche meccaniche già intorno a 100 °C e quindi sono molto sensibili al rischio di eventuali incendi. In aggiunta, a prescindere dal tipo di rinforzo, il collante utilizzato per il collegamento composito-legno presenta temperature di transizione vetrosa quasi sempre ben al di sotto di 100 °C. Ai suddetti inconvenienti si può porre rimedio sfruttando le elevate capacità di isolamento termico del legno e studiando soluzioni efficaci di protezione. Tra esse si segnala ad esempio il ricorso a geometrie particolari che prevedano un'adeguata copertura del rinforzo con un ulteriore strato di legno a protezione del composito e a completamento dell'elemento ligneo, anche con funzione strutturale o estetica. E' bene ricordare che tanto maggiore risulta la quota parte di sollecitazione affidata al composito, tanto più indispensabile diventa la sua protezione, in quanto il cedimento della matrice o dell'incollaggio comporterebbe una drastica e immediata riduzione delle capacità resistenti dell'elemento rinforzato.

A tal riguardo si rinvia alle specifiche prescrizioni contenute nel documento CNR-DT 200/2004 (“Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”).

2.3.7 Comportamento a rottura dell'elemento rinforzato

L'ultima problematica significativa riguarda lo Stato Limite Ultimo (SLU) dell'elemento rinforzato, ovvero il suo comportamento in prossimità del collasso strutturale.

In primo luogo, occorre sottolineare che l'innescò della rottura in una membratura lignea avviene generalmente in corrispondenza dei difetti naturali (nodi, zone a fibratura inclinata), con modalità di tipo fragile. In secondo luogo, è opportuno segnalare che in molti casi pratici sono responsabili del collasso non solo gli stati tensionali da flessione, compressione e trazione assiale, ma anche quelli da taglio (travi tozze, unioni a incastro), nonché specifici fenomeni quali ad esempio il *rolling shear* (nei pannelli a base di legno), lo spacco (in presenza di intagli e forature), il rifollamento (nelle unioni meccaniche).

I materiali compositi presentano un comportamento pressoché elastico lineare fino alla rottura, che si manifesta conseguentemente con modalità di tipo fragile. Negli elementi inflessi, disponendo il rinforzo in zona tesa, si può anche perseguire l'obiettivo di mobilitare sufficienti deformazioni al lembo compresso, in modo da indurre un comportamento locale pseudo-plastico del legno, prima che si inneschi la rottura al lembo teso.

3 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE

3.1 GENERALITA'

Quando l'intervento di rinforzo riguarda un elemento strutturale di nuova fabbricazione, la qualità dei materiali adoperati può essere facilmente verificata e la loro lavorabilità è garantita da un processo industriale assistito dai più moderni criteri di controllo della qualità. Nel caso in cui l'intervento riguardi un elemento strutturale già in opera è invece opportuno che siano rispettati i criteri di applicabilità discussi nei successivi paragrafi.

Salvo quanto più appresso specificamente indicato, si deve fare riferimento ai concetti basilari del progetto di rinforzo ed alle problematiche speciali di cui al CNR-DT 200/2004.

Gli interventi su edifici di interesse culturale, storico o artistico sono regolati dalla norma UNI 11138, di recente pubblicazione, cui si rinvia per approfondimenti. Essa definisce la sequenza logica delle attività inerenti la progettazione e l'esecuzione degli interventi di rinforzo, come segue:

- valutazione preventiva dello stato di fatto;
- progettazione;
- controllo di efficacia;
- metodologie e tecniche di esecuzione;
- ispezioni periodiche.

Presupposto essenziale alle suddette attività è la verifica preventiva dell'opportunità di eseguire l'intervento nello spirito della conservazione e protezione dei valori storici e artistici.

Va inoltre precisato che l'analisi preventiva dello stato di fatto è da intendersi anche come valutazione tecnico-economica delle alternative disponibili all'intervento di rinforzo, tra le quali non può essere esclusa a priori la sostituzione o il rifacimento di parti più o meno consistenti del complesso strutturale.

Nei casi in cui la conservazione dell'elemento originario non sia dettata da considerazioni di carattere artistico o culturale, ma semplicemente da quelle di tipo tecnico ed economico, l'elemento, pur se deteriorato o danneggiato, deve presentare capacità prestazionali residue sufficienti a renderne giustificata la conservazione. Ciò rende possibile la preservazione del funzionamento strutturale originario senza ricorrere a situazioni alternative aventi lo scopo di sgravare l'elemento, il quale in definitiva può conservare la stessa funzione statica per la quale era stato originariamente realizzato.

3.2 VALUTAZIONE PREVENTIVA DELLO STATO DI FATTO

La valutazione dello stato di fatto, come precisato dalla Normativa vigente, rappresenta un'attività indipendente dalla progettazione dell'intervento di rinforzo e può anche essere commissionata al solo scopo cognitivo in ordine alla valutazione dell'idoneità statica. L'obiettivo di tale attività è quello di definire il comportamento statico dell'edificio, lo stato di conservazione delle singole membrature e la loro completa caratterizzazione anche dal punto di vista storico-architettonico. Allo scopo di definire gli aspetti tecnici dell'intervento, ognuna delle operazioni preliminari di cui si compone la valutazione dello stato di fatto è da considerarsi fondamentale.

Una contestualizzazione storica del manufatto, compiuta anche attraverso l'analisi del materiale che lo compone, fornisce generalmente preziose indicazioni sulle tipologie strutturali e sulle tecniche

costruttive adottate. La caratterizzazione del materiale si rivela inoltre necessaria per la determinazione delle caratteristiche meccaniche degli elementi, sulle quali il progetto di rinforzo deve necessariamente basarsi.

La caratterizzazione della tipologia e del livello di degrado e le cause che lo hanno provocato, possono risultare importanti, non solo per la definizione delle capacità statiche degli elementi oggetto dell'intervento, ma anche per individuare le condizioni di attuazione dell'intervento di rinforzo, gli eventuali agenti deterioranti ai quali esso potrebbe essere soggetto e le probabili cause di decadimento della sua efficacia a lungo termine. La diagnosi dello stato di conservazione degli elementi lignei in opera deve essere eseguita come prescritto nella norma UNI 11119.

La valutazione dello stato di sollecitazione effettivo a cui il manufatto risulta sottoposto, rappresenta uno degli aspetti più importanti per la definizione delle modalità dell'intervento. Anche se le circostanze specifiche da valutare contestualmente all'intervento saranno approfondite nel paragrafo successivo, è tuttavia opportuno anticipare alcune considerazioni di carattere generale sulla valutazione delle condizioni statiche preesistenti.

L'analisi strutturale può essere condotta, a seconda delle effettive esigenze, a diversi livelli di dettaglio. In ordine crescente di affinamento, essi attengono ai seguenti schemi:

- schema statico globale della struttura, comprendente anche tutti gli altri eventuali elementi realizzati con materiali diversi, che possono interferire con la struttura lignea;
- schema statico delle varie sottostrutture (capriate, solaio, ecc.);
- schema statico delle singole membrature;
- schema statico dei vincoli interni (collegamenti) ed esterni.

Nel caso particolare dei rinforzi a base di FRP, la valutazione preventiva dello stato di fatto deve includere anche aspetti non direttamente legati all'analisi strutturale, come ad esempio l'occultamento o la distruzione di caratteri peculiari degli elementi lignei, quali particolari segni di lavorazione o marcatura superficiale, incastri, ecc., che formano parte integrante del valore storico e culturale del manufatto.

Va particolarmente sottolineata l'importanza di un'accurata valutazione preventiva dello stato di fatto, essendo inaccettabile l'estensione all'intero sistema strutturale di interventi basati sull'analisi di pochi elementi, situazione quest'ultima che è generalmente foriera di gravi inadeguatezze e/o di pesanti sovradimensionamenti.

3.3 REQUISITI PER L'APPLICABILITÀ DEL RINFORZO

Appare evidente che una condizione fondamentale per l'applicabilità del rinforzo sull'elemento strutturale, o anche solo per l'effettuazione della maggior parte delle procedure preliminari di indagine, risulta essere l'accessibilità. La situazione ideale corrisponde a quella in cui la struttura può essere messa in sicurezza e l'elemento temporaneamente rimosso. Essa comporta non trascurabili vantaggi, quali la possibilità di applicare metodologie di indagine di tipo diretto non distruttivo e di procedere all'applicazione del rinforzo secondo le modalità più consone, individuate nella fase di indagine. Non è tuttavia escluso il successo dell'intervento nei casi in cui gli elementi da rinforzare non possano essere temporaneamente rimossi, purché se ne tenga conto in fase di progetto. Si rende quindi necessaria la valutazione dell'accessibilità e delle modalità di intervento effettivamente proponibili.

In generale, data la semplicità applicativa di molte delle tecniche utilizzabili, un intervento di rinforzo può essere eseguito in presenza di una qualsiasi condizione di carico, ad eccezione ovviamente di quelle che potrebbero pregiudicare la stabilità della struttura. E' appena il caso di rilevare che, se il rinforzo è applicato senza procedere allo scarico preventivo della struttura, esso può ritenersi efficace per i soli ulteriori carichi aggiuntivi e non produce alcuno sgravio nei confronti delle sollecitazioni preesistenti. D'altra parte, lo scarico completo della struttura potrebbe in alcuni casi comportare oneri e difficoltà maggiori delle procedure stesse di rinforzo, al punto da rendere l'intervento improponibile.

Per l'applicabilità del rinforzo va inoltre valutata attentamente la condizione del legno a cui il composito trasmetterà gli sforzi. Essa dipende dal volume ligneo coinvolto e dalla sua posizione, a seconda del tipo di intervento da effettuare. Il volume di legno interessato deve essere costituito necessariamente da materiale sano, esente da attacchi batterici, fungini o da ogni altro tipo di attacco biotico o abiotico. Inoltre, l'umidità di tale volume deve essere prossima all'umidità media dell'elemento in opera, in equilibrio con le condizioni termoigrometriche ambientali di esercizio, al fine di evitare il più possibile ritiri e rigonfiamenti del legno, responsabili di anomali stati di coazione nella zona dell'intervento.

La trasmissione degli sforzi tra FRP e supporto deve essere tale da evitare concentrazioni tensionali. A tal fine si può eventualmente ricorrere a dispositivi idonei a coinvolgere nella trasmissione volumi di legno più consistenti.

3.4 SCELTA DEL TIPO DI RINFORZO

Completata la fase di valutazione preliminare e determinate le condizioni operative che caratterizzano l'intervento, la scelta ottimale del tipo di rinforzo rappresenta un momento decisionale di primaria importanza nell'ambito del progetto di un intervento, sia esso di adeguamento o anche solo di miglioramento di una struttura. Tale valutazione, in generale, deve tener conto di molteplici aspetti, attinenti ad ambiti diversi e non solo a carattere statico e tecnologico. Per brevità, nel seguito si considererà già espletata la fase di valutazione della compatibilità dell'intervento di rinforzo con gli aspetti inerenti la conservazione dei valori artistici e storici del manufatto.

Devono essere presi in esame fattori a carattere tipicamente ingegneristico, tra i quali:

- le caratteristiche geometriche della struttura lignea da rinforzare;
- le caratteristiche dei materiali;
- le caratteristiche geometriche e tipologiche del rinforzo;
- le condizioni statiche prima e dopo l'intervento.

Altri fattori da considerare sono:

- la visibilità o non visibilità del rinforzo;
- la compatibilità fra i materiali;
- le condizioni termoigrometriche di esposizione del rinforzo;
- l'esposizione ad ambienti chimicamente o fisicamente aggressivi.

Non da ultimo, si devono prendere in considerazione aspetti economici e fattori legati alla messa in opera del rinforzo, tra cui:

- la valutazione dei tempi di intervento;
- le opere provvisorie richieste;
- la disponibilità della manodopera qualificata;

- i costi relativi alla realizzazione dell'intervento.

Un aspetto importante da non trascurare nella progettazione del rinforzo è la valutazione delle alternative possibili e praticabili. La circostanza che un particolare tipo di intervento possa essere portato a termine con l'utilizzo di materiali fibrorinforzati non è, in generale, condizione sufficiente a garantire che esso rappresenti la migliore soluzione possibile. Non è esclusa l'eventualità che l'intervento ottimale possa prevedere l'utilizzo di solo materiale ligneo.

Secondo un approccio di validità generale, nel caso del rinforzo di strutture lignee è sempre doverosa un'attenta valutazione dei vantaggi e degli svantaggi che un qualsiasi intervento comportata.

A tal proposito, la già citata norma UNI 11138 prescrive l'obbligo di valutare l'efficacia dell'intervento sia in sede di progettazione che ad intervento effettuato, secondo la tempistica e le modalità appresso specificate:

- in sede di previsione progettuale, con le consuete metodologie di verifica;
- in sede di simulazione sperimentale, su tipologie di intervento simili a quella da attuare;
- mediante l'opportuna estensione al caso in oggetto di risultati sperimentali noti.

Con le suddette premesse, il presente documento può fornire le basi teoriche per gli interventi di rinforzo che utilizzano materiali fibrorinforzati.

3.5 REQUISITI PER LA DURABILITÀ

In relazione alla durabilità dell'intervento, è fondamentale prestare la massima attenzione alla differenza tra le proprietà deformative del materiale ligneo esistente e quelle dei compositi e dei diversi tipi di connettori e/o colle da utilizzare. Ad esempio, l'eccessiva rigidità degli incollaggi, con la conseguente incapacità di assecondare le deformazioni del legno, soprattutto quelle causate dalle variazioni idrometriche, può aggravare lo stato fessurativo preesistente, provocando addirittura nuove lesioni.

Sono di seguito elencati provvedimenti irrinunciabili per garantire ad un qualsiasi intervento di rinforzo la massima durabilità.

- Limitazione delle tensioni in esercizio
La corretta valutazione, in sede di progetto, delle condizioni statiche successive al rinforzo è necessaria per garantire stati tensionali ammissibili per tutti i materiali coinvolti.
- Scelta accurata del materiale di rinforzo
Le differenze fisiche e meccaniche tra i diversi tipi di fibre, di resine e, in definitiva, di materiali compositi non sono trascurabili. Nessun materiale può ritenersi ottimale: se, infatti, le fibre di carbonio sono meno sensibili alle sollecitazioni ambientali e ai fenomeni di *creep*, le fibre aramidiche sono più resistenti ai carichi impulsivi; quelle di vetro, grazie ai bassi valori del loro modulo di elasticità normale e ai valori elevati della deformazione a rottura, assecondano invece meglio le deformazioni del legno, mitigando il rischio di fenomeni di delaminazione e, quindi, di collasso prematuro.
- Corretta progettazione del collegamento fra i materiali
L'attenzione, in sede di progetto e di esecuzione, alla realizzazione del collegamento deve essere prioritaria, tenendo in debito conto il comportamento costitutivo dei materiali interessati.
- Protezione dell'intervento di rinforzo
L'attenta scelta dei materiali può garantire l'efficacia del rinforzo anche in condizioni eccezionali, ma non è comunque sufficiente ad assicurare un'accettabile durabilità in assenza di

opportune precauzioni sulla sua protezione. Concorrono infatti al degrado di un materiale fibrorinforzato fattori di tipo chimico-fisico, meccanico (urti, atti vandalici, ecc.), termico (alte temperature, incendio). Tuttavia, con l'adozione di particolari accorgimenti costruttivi, le caratteristiche del legno possono consentire una facile protezione dai suddetti fattori senza dover ricorrere all'uso di altri materiali.

- Corretta esecuzione

Ad una corretta progettazione di dettaglio deve necessariamente fare seguito una puntuale esecuzione. L'utilizzo di materiali fibrorinforzati a scopi strutturali, in particolare per il consolidamento di strutture lignee, richiede l'impiego di personale specializzato. La realizzazione non a perfetta regola d'arte anche di una sola delle fasi dell'intervento potrebbe vanificarne l'efficacia complessiva.

- Idonea progettazione della collocazione ambientale

La presenza di condizioni microclimatiche adeguate, come ad esempio una buona ventilazione, è un requisito indispensabile per la durabilità dell'intervento. Anche la limitazione delle escursioni igrometriche nel legno favorisce una buona conservazione dell'interfaccia legno-rinforzo.

3.6 RACCOMANDAZIONI PER L'ESECUZIONE

La fessurazione del legno è normalmente indice di buona stagionatura da parte del materiale ed è, in linea di massima, ammessa dalle normative di classificazione per usi strutturali (norma UNI 11035-2). La stuccatura delle fessure da ritiro deve essere limitata a casi strettamente indispensabili. Lo stesso vale per le cuciture mediante barre incollate al legno allo scopo di bloccarne l'ulteriore apertura. Il ricorso a tale tecnica può infatti generare stati tensionali indesiderati, impedendo quei movimenti che sono del tutto naturali nel materiale legno.

È buona regola mettere in opera sistemi di rinforzo che non inducano col tempo degrado del legno, di tipo meccanico o biologico. In particolare, qualsiasi tipo di intervento deve consentire al legno lo scambio di umidità con l'ambiente esterno, evitando dannosi accumuli di acqua. A tal riguardo si raccomanda di:

- consentire la ventilazione delle testate, soprattutto per le travi poggianti sui muri esterni, evitando di affogare le stesse direttamente nella muratura;
- favorire la ventilazione anche nella parte alta delle travi, laddove sia possibile, in modo da impedire, o quantomeno ostacolare, la formazione ed il ristagno di condensa.

4 MATERIALI: CARATTERISTICHE E MODELLI COSTITUTIVI

4.1 GENERALITA'

Le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali compositi fibrorinforzati e delle loro singole fasi (fibre e matrice polimerica) sono descritte in maniera dettagliata nel capitolo 2 del documento CNR-DT 200/2004, al quale si rimanda per approfondimenti specifici.

Nel presente capitolo si fa cenno alle proprietà del legno massiccio e lamellare, evidenziandone le caratteristiche peculiari e la diversità di comportamento rispetto a quello degli altri materiali da costruzione; si accenna inoltre alle caratteristiche degli adesivi per il legno.

4.2 PROPRIETÀ TECNOLOGICHE DEL LEGNO

Il legno si può considerare di per sé un materiale composito fibrorinforzato di origine naturale in cui, schematicamente, le fibre sono di natura cellulosica e la matrice è costituita da lignina. Le fibre sono resistenti a trazione, mentre la lignina è resistente a compressione.

Le fibre di cellulosa presentano notevole affinità con l'acqua e pertanto interagiscono con l'umidità ambientale, tendendo costantemente a portarsi in una situazione di equilibrio igroscopico con essa. Ciò si traduce in uno scambio continuo tra le molecole d'acqua contenute nell'ambiente circostante e quelle contenute nel legno. L'acqua esterna è quantificabile attraverso il parametro "umidità relativa dell'aria"; quella interna, attraverso il parametro "umidità del legno", definito come rapporto percentuale fra la massa di acqua contenuta nel legno e la massa di quest'ultimo allo stato anidro. Il processo descritto è connaturato alla natura fisico-chimica del materiale costitutivo del legno e si manifesta durante l'intera vita di un elemento strutturale.

Esso comporta due importanti conseguenze sul piano meccanico, legate entrambe all'umidità del legno: le variazioni dimensionali (rigonfiamenti e ritiri) e le variazioni delle caratteristiche fisico-meccaniche (massa volumica, resistenze, deformabilità istantanea e differita).

Le variazioni dimensionali sono in genere apprezzabili e dipendono sia dalla specie legnosa, sia dalla direzione anatomica considerata (radiale, tangenziale, longitudinale). Un esempio schematico di tali variazioni è mostrato in Figura 4-1.

Come si evince dalla Figura 4-1, il processo di variazione dimensionale del legno è circoscritto al cosiddetto "intervallo igroscopico", che va dallo stato anidro (umidità del legno pari allo 0%) fino al punto di saturazione (umidità del legno nell'intorno del 30%, regione tratteggiata in Figura 4-1). Ricordando che il legno strutturale, di norma, presenta umidità medie di equilibrio in opera comprese fra il 10% e il 18% e che la variazione volumetrica totale nell'intero campo igroscopico può variare, a seconda della specie legnosa, dal 6% fino a oltre il 16%, risulta chiaro che l'entità delle variazioni dimensionali dovute a variazioni di umidità, anche modeste, non è assolutamente trascurabile ai fini tecnici.

Anche la dipendenza dall'umidità di altre caratteristiche meccaniche rilevanti del legno (resistenze, moduli di elasticità) è, in genere, notevole: i loro valori sono massimi in corrispondenza dello stato anidro e tendono a diminuire in corrispondenza del punto di saturazione; al di là di quest'ultimo si mantengono pressoché costanti (Figura 4-2).

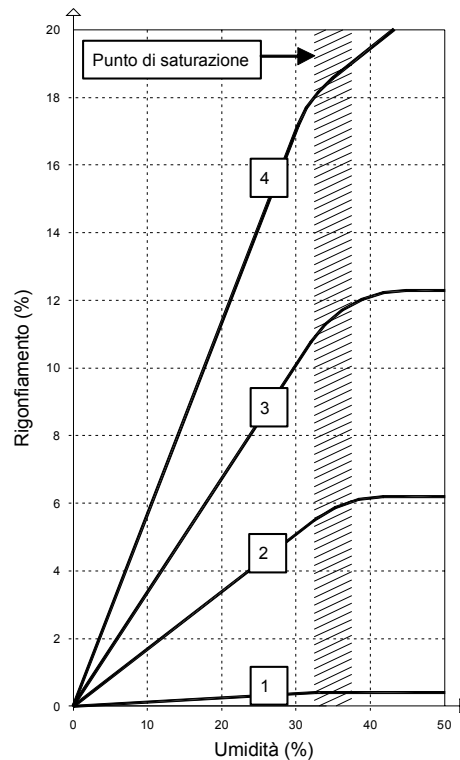


Figura 4-1 – Rigonfiamento volumetrico (4) e nella direzione anatomica assiale (1), radiale (2) o tangenziale (3), in funzione dell'umidità del legno (analoghi diagrammi si ottengono per il fenomeno simmetrico del ritiro).

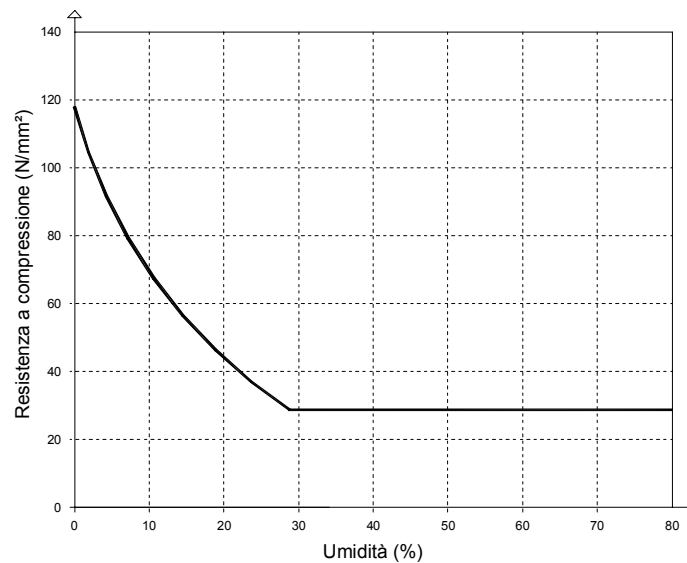


Figura 4-2 – Relazione tra resistenza a compressione parallela alla fibratura e umidità del legno (conifera).

Le proprietà meccaniche del legno, a parità di umidità, variano inoltre in funzione di altri fattori, tra i quali:

- la massa volumica;
- la presenza di difetti o alterazioni (nodi, cipollature, ecc.);
- l'inclinazione della fibratura rispetto all'asse dell'elemento strutturale.

A titolo di esempio, si riporta in Figura 4-3 l'andamento di alcune caratteristiche meccaniche del le-

gno al variare dell'angolo di inclinazione della fibratura.

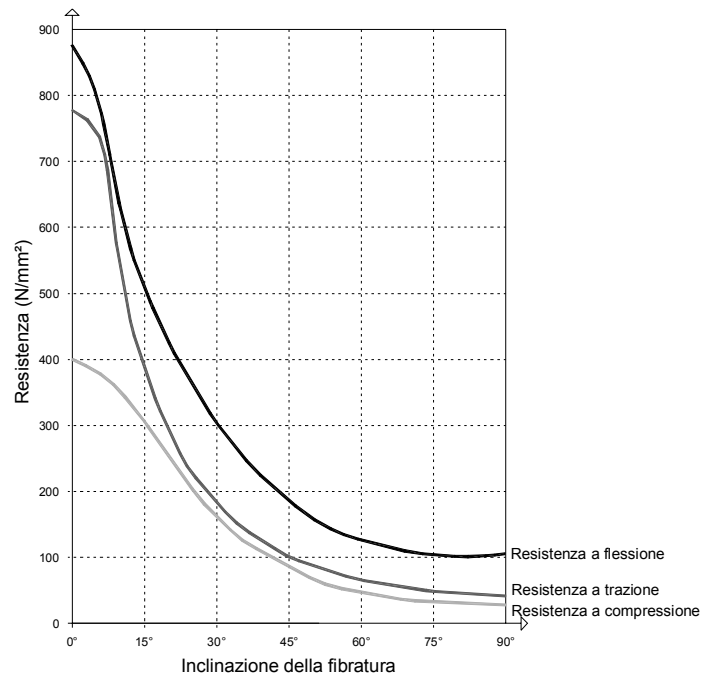


Figura 4-3 – Esempio di relazioni tra le principali caratteristiche di resistenza meccanica e l'inclinazione della fibratura.

Il numero e la complessità dei fattori hanno suggerito, nella tecnica delle costruzioni di legno, l'adozione di un approccio basato sull'uso combinato delle seguenti tre misure:

- classificazione degli elementi lignei secondo la resistenza;
- assegnazione di valori caratteristici delle principali proprietà meccaniche agli elementi classificati (classi di resistenza, profili prestazionali caratteristici);
- dimensionamento degli elementi sulla base di regole di calcolo concepite espressamente per utilizzare i valori caratteristici sopra citati.

A livello europeo tali misure, relativamente alle strutture nuove, sono attuate nel modo seguente (metodo semiprobabilistico agli stati limite):

- regole di classificazione del legno strutturale conformi alle norme EN 14081, UNI EN 518 e UNI EN 519;
- profili di valori caratteristici determinati in conformità alla norma UNI EN 338 (classi di resistenza), oppure alle norme UNI EN 408 (metodi di prova) e UNI EN 384 (determinazione di valori caratteristici);
- profili di valori caratteristici determinati in conformità alle norme UNI 11035-1 e UNI 11035-2 per il legname di origine italiana;
- regole di calcolo conformi alla norma EN 1995 (Eurocodice 5).

Per gli interventi sulle strutture in opera si può invece far riferimento alle indicazioni delle norme UNI 11138 e UNI 11119.

4.3 CARATTERISTICHE E MODELLI COSTITUTIVI DEL LEGNO MASSICCIO E LAMELLARE

Generalmente, il legame costitutivo del legno è descritto mediante modelli differenti caratterizzati

da un diverso grado di approssimazione (Tabella 4-1). Le assunzioni comuni a tutti i modelli sono di seguito elencate.

- Comportamento a trazione
Per il comportamento a trazione monoassiale viene comunemente accettato il modello elastico lineare fino a rottura, caratterizzato da un diagramma rettilineo con pendenza costante ($\arctg E_w$). Nota la resistenza ultima è, quindi, immediato ricavare la relativa deformazione e viceversa.
- Comportamento a compressione
Il tipico diagramma tensione-deformazione relativo ad una prova di compressione monoassiale presenta generalmente un primo tratto a pendenza costante (talvolta variabile con continuità, modello di O'Halloran). Il tratto caratterizzato da deformazioni positive (trazione) e la tangente all'origine per deformazioni negative (compressione) hanno la stessa pendenza.
- Modulo di elasticità normale
Tale modulo è di facile determinazione rappresentando, in tutti i modelli considerati (Tabella 4-1), la pendenza del tratto lineare del diagramma tensione-deformazione.

Per quanto riguarda il comportamento plastico a compressione, i tre modelli costitutivi presentati nella Tabella 4-1 meritano invece specifiche considerazioni, incluse nella stessa tabella.

Quantitativamente si può affermare che la resistenza a trazione, valutata su provini di legno netto, presenta valori medi di 80-100 MPa, circa doppi di quella media a compressione, stimabile in 40-50 MPa. Tale notevole differenza viene interamente colmata nel passaggio al legno strutturale, per il quale considerazioni statistiche sulla presenza e l'incidenza dei difetti riducono i valori citati a 10-40 MPa, per la resistenza a trazione, ed a 25-40 MPa, per quella a compressione. E' interessante rilevare come la presenza di gravi difetti incida sulla resistenza a trazione del materiale ancor più che su quella a compressione, tanto che le Normative vigenti considerano molto prossimi i due valori.

Nell'analisi del comportamento a rottura di un elemento di legno inflesso, si può osservare come la modalità di rottura dipenda essenzialmente:

- dal rapporto tra il valore della resistenza ultima a trazione e quello della resistenza ultima a compressione;
- dalla non linearità del comportamento allo stato limite ultimo del legno in compressione;
- dal volume di materiale sottoposto a trazione, parametro che è direttamente proporzionale alla probabilità di coinvolgere difetti locali in grado di innescare una crisi anticipata.

Si rileva che, allo stato attuale, le Normative vigenti considerano la resistenza a flessione una caratteristica indipendente, specifica della classe resistente, ma non direttamente desumibile dalle resistenze caratteristiche a trazione o a compressione.

Le principali modalità di rottura del legno sottoposto a flessione semplice sono riportate in Tabella 4-2, dove con η viene indicato il rapporto tra il valore della resistenza ultima a trazione e quello della resistenza a compressione, f_{tw}/f_{cu} , del materiale costituente la sezione. Nella pratica tecnica, le modalità descritte hanno diversa probabilità di verificarsi.

In linea di massima, si può affermare che, per il legno massiccio, la crisi più comune avviene per raggiungimento in zona tesa del valore limite di resistenza o, più precisamente, di quello della deformazione delle fibre, in presenza, il più delle volte, di una plasticizzazione della zona compressa. Le modalità di rottura corrispondenti sono, quindi, quelle contrassegnate dai numeri 2 e 3 della

Tabella 4-2; è invece relativamente raro, e indicativo di materiali particolarmente difettati, il raggiungimento della crisi per modalità 1, da ritenersi anche la meno auspicabile per la sua caratteristica di fragilità e per le modeste deformazioni mobilitate. Infine, la modalità 4, decisamente insolita negli elementi per uso strutturale - tipica invece del legno allo stato fresco, cioè con umidità maggiore del punto di saturazione (§ 4.2) - sarebbe quella preferibile in quanto caratterizzata, a parità di altre condizioni, da ampie deformazioni e da una perdita progressiva delle capacità portanti.

Tabella 4-1 – Modelli costitutivi per legno massiccio e legno lamellare incollato.

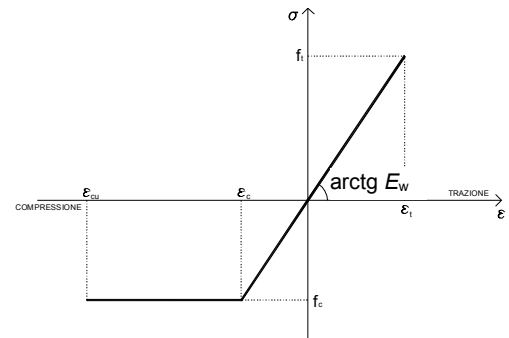
1. Modello elasto-plastico

Definizione analitica

$$\sigma = E_w \cdot \varepsilon \quad \text{per} \quad \varepsilon_c < \varepsilon < \varepsilon_t$$

$$\sigma = f_c \quad \text{per} \quad \varepsilon < \varepsilon_c$$

Diagramma



Il modello è molto semplice, limitando il diagramma a un triangolo-rettangolo. Nonostante la semplificazione, il modello è ampiamente utilizzato.

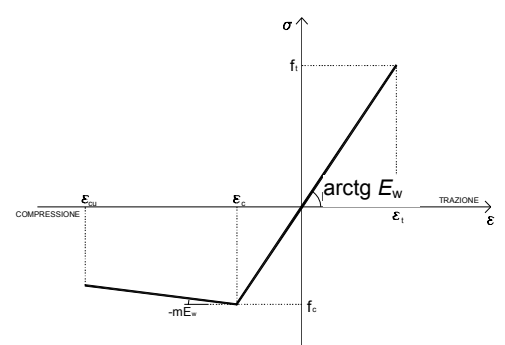
2. Modello di Bazan

Definizione analitica

$$\sigma = E_w \cdot \varepsilon \quad \text{per} \quad \varepsilon_c < \varepsilon < \varepsilon_t$$

$$\sigma = f_c + m \cdot E_w \cdot (\varepsilon - \varepsilon_c) \quad \text{per} \quad \varepsilon < \varepsilon_c$$

Diagramma



Il modello è più completo rispetto al precedente, senza tuttavia perdere i vantaggi della semplicità legati alla linearità. Una difficoltà è rappresentata dalla definizione del coefficiente $m < 0$ che caratterizza la pendenza del tratto plastico ad incrudimento negativo (comportamento *softening*).

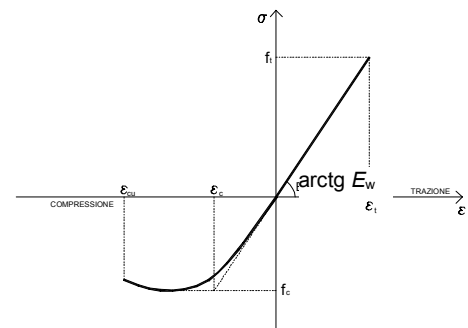
3. Modello di O'Halloran

Definizione analitica

$$\sigma = E_w \cdot \varepsilon \quad \text{per} \quad 0 < \varepsilon < \varepsilon_t$$

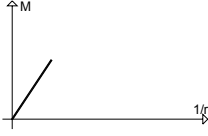
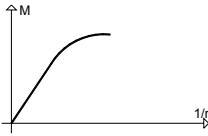
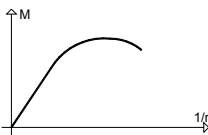
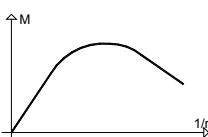
$$\sigma = A \cdot |\varepsilon|^n + E_w \cdot \varepsilon \quad \text{per} \quad \varepsilon_{cu} < \varepsilon < 0$$

Diagramma



Tra quelli qui riportati, il modello fornisce la migliore descrizione del comportamento reale del legno a fronte di una relativa maggiore complessità del ramo a compressione, la cui definizione richiede l'assegnazione dei due parametri $A > 0$ e $n > 0$.

Tabella 4-2 – Principali modalità di rottura del legno sottoposto a flessione semplice.

	Descrizione del collasso	Condizione	Diagramma
1	Rottura fragile nella zona tesa con relazione momento-curvatura lineare fino alla crisi.	$\eta < 1$	
2	Rottura in zona tesa successiva alla plasticizzazione in zona compressa e spostamento dell'asse neutro verso il basso. La relazione momento-curvatura si discosta dall'andamento lineare.	$\eta \geq 1$	
3	Rottura in zona tesa ma con maggiore duttilità dovuta alla plasticizzazione della sezione. Il diagramma momento-curvatura presenta un breve tratto discendente (<i>softening</i>).	$\eta > 1$	
4	Rottura in zona compressa con grande duttilità dovuta alla notevole plasticizzazione della sezione. Il diagramma momento-curvatura mostra un evidente tratto discendente.	$\eta \gg 1$	

Per quanto riguarda il legno lamellare, essendo la modalità di collasso direttamente legata alla qualità del legno utilizzato, l'accuratezza nella scelta delle tavole e i controlli delle diverse fasi della lavorazione rendono il suo comportamento qualitativamente differente da quello del legno massiccio. Le prove di rottura a flessione evidenziano come difficilmente si raggiunga lo stato di plasticizzazione al lembo compresso. Il legno lamellare mostra quindi una tendenza alla rottura fragile più spiccata rispetto a quella del legno massiccio con una modalità del tipo 1 o 2 piuttosto che con una modalità del tipo 3 (Tabella 4-2).

L'obiettivo principale della progettazione di elementi strutturali di legno rinforzato con compositi FRP è quello di associare al comportamento duttile, migliorabile "forzando" il rapporto η su valori maggiori dell'unità, una più elevata resistenza ultima, conseguibile con la riduzione dell'influenza dei difetti del legno sul comportamento globale dell'elemento. Il risultato può essere ottenuto, almeno per quanto riguarda gli elementi inflessi, con interventi miranti a migliorare il comportamento al lembo teso attraverso il conseguimento di una maggiore resistenza a trazione. Il rapporto η risulta così artificialmente incrementato tanto da consentire una plasticizzazione (anche modesta) al lembo compresso. Tale circostanza permette di conseguire il duplice scopo di assicurare una maggiore duttilità al collasso e di sfruttare il materiale costituente la sezione in modo ottimale. In definitiva, la modalità di rottura è spostata, anche nel caso di legno lamellare, verso il tipo 3 indicato in Tabella 4-2.

4.4 CARATTERISTICHE PRINCIPALI DEGLI ADESIVI PER LEGNO

Gli adesivi utilizzati per l'incollaggio in cantiere su legno hanno essenzialmente base epossidica. Essi hanno la stessa natura chimica dei prodotti maggiormente utilizzati per la matrice polimerica dei compositi fibrorinforzati e sono descritti nel capitolo 2 del documento CNR-DT 200/2004.

Nel presente capitolo ci si limita, pertanto, alla descrizione di alcuni problemi che riguardano specificamente gli adesivi per legno ai fini strutturali, alcuni dei quali saranno ripresi e sviluppati nel capitolo 5.

Gli adesivi rivestono un ruolo peculiare nel trasferire sollecitazioni tra due materiali con comportamento visco-elastico molto diverso, come il legno e gli FRP. E' fondamentale che gli adesivi destinati all'impiego strutturale su legno siano specificamente formulati e testati con idonee metodolo-

gie, che ne evidenzino l'adesione (resistenza a taglio), la compatibilità con diverse specie legnose e la durabilità nei confronti dell'esposizione a cicli termoisgrometrici coerenti con la classe di servizio prevista. I metodi di caratterizzazione utilizzati a tale scopo sono descritti successivamente.

A titolo di esempio, in Tabella 4-3 si riportano le schede tecniche di tre prodotti tipicamente usati nel consolidamento delle strutture di legno: un adesivo tixotropico, un adesivo fluido (adatti a legni di conifera) ed un *primer* per l'impiego degli stessi adesivi su legni a più elevata densità (ad esempio castagno e quercia).

Tabella 4-3 – Schede tecniche esemplificative di differenti tipi di adesivi / *primer*.

	Adesivo tixotropico		Adesivo fluido		Primer per legni densi	
Componente	A	B	A	B	A	B
Conservazione	24 mesi negli imballi originali non aperti a temperatura compresa tra +5°C e +30°C					
Rapporto di miscelazione	A : B = 2 : 1		A : B = 4 : 1		A : B = 1 : 1	
Peso specifico dell'impasto	1,59 g/cm ³		1,01 g/cm ³		1,08 g/cm ³	
Viscosità Brookfield dell'impasto	220 Pa.s (Helipath F - giri 5)		11.400 cPs (Rotore 3 - giri 5)		9.400-9.600 cPs (Rotore 5 - giri 10)	
Tempo di lavorabilità (a +10 °C)	150 minuti		60 minuti		/	
(a +23 °C)	60 minuti		40 minuti		30-40 minuti	
(a +30 °C)	30 minuti		20 minuti		/	
(a +30 °C):						
Tempo di presa (a +10 °C)	14-16 ore		90 minuti		/	
(a +23 °C)	4-5 ore		50 minuti		4 - 5 ore	
(a +30 °C)	2 h 30' - 3 h		30 minuti		/	
Temperatura di applicazione	da +10 °C a +35 °C		da +10 °C a +30 °C		da +10 °C a +30 °C	
Indurimento completo	7 giorni		7 giorni		12-24 ore	
Adesione: taglio a compressione (abete) ¹	9 N/mm ² (dopo 7 gg a +23 °C)		9 N/mm ² (dopo 7 gg a +23 °C)		non applicabile	
Resistenza a trazione (ASTM D 638)	18 N/mm ²		30 N/mm ²		non applicabile	
Allungamento a trazione (ASTM D 638)	1%		1,2%		non applicabile	
Resistenza a flessione (ISO 178)	30 N/mm ²		60 N/mm ²		non applicabile	
Modulo elastico a flessione (ISO 178)	4.000 N/mm ²		2.000 N/mm ²		non applicabile	
Resistenza a compressione (ASTM D 695)	45 N/mm ²		70 N/mm ²		non applicabile	
Modulo elastico a compressione (ASTM D 695)	3.000 N/mm ²		5.000 N/mm ²		non applicabile	

Oltre agli aspetti meccanici, possono fornire indicazioni importanti in fase di valutazione del comportamento ultimo di un giunto anche alcune considerazioni sulle modalità di frattura di quest'ultimo. Nel caso di giunzioni incollate, si possono individuare tre principali modalità di frattura, di seguito descritte.

- **Frattura coesiva**

Avviene all'interno di uno dei materiali che costituiscono il giunto presente su entrambe le superfici, che possono essere lisce o rugose. È il tipo di frattura che si osserva nelle condizioni tradizionalmente considerate "ideali" (frattura coesiva nel legno); può tuttavia essere riscontrata anche nell'adesivo (frattura coesiva nell'adesivo), per espressa scelta progettuale oppure per difetto di coesione (difetti di miscelazione, eccesso di cariche).

- Frattura adesiva

Avviene all'interfaccia tra adesivo e aderendo quando la resistenza dell'interfaccia (forza di adesione) è minore di quella coesiva dell'aderendo. Le superfici di frattura sono solitamente lisce e costituite da due materiali differenti. Tale tipo di frattura è indice di una non corretta applicazione dell'adesivo (es. tempo di lavorabilità non rispettato) oppure di una inadeguata preparazione delle superfici (polvere, unto, ecc.).

- Frattura mista

E' una modalità di frattura che si presenta alternativamente sia come coesiva che adesiva. Normalmente la frattura coesiva è osservata nel legno, mentre quella adesiva nelle sue immediate vicinanze.

Gli adesivi si possono considerare a tutti gli effetti come materiali meccanicamente isotropi. In particolare, essi sono generalmente materiali termoindurenti a comportamento visco-elastico. Il relativo legame costitutivo tensione-deformazione (Figura 4-4) dipende dalla chimica dell'adesivo e dalla sua formulazione finale (contenuto e distribuzione delle cariche, ecc.). La temperatura di transizione vetrosa, T_g , al di sopra della quale gran parte delle caratteristiche meccaniche, ed in particolare il modulo di elasticità normale, decadono sensibilmente è quasi sempre inferiore a 100 °C.

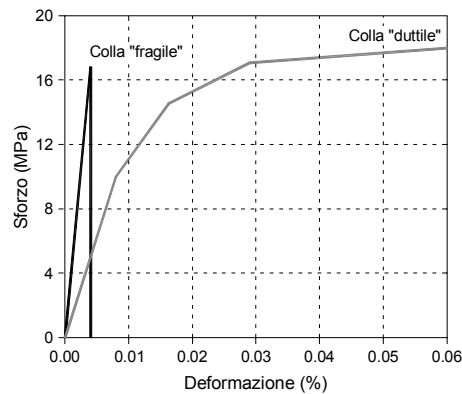


Figura 4-4 – Diagramma tensione-deformazione di una colla.

Come si rileva dai valori del modulo di elasticità normale riportati in Tabella 4-3, la rigidità degli adesivi epossidici, anche caricati, è in genere inferiore a quella del legno nella direzione longitudinale mentre è comparabile a quella di quest'ultimo materiale in direzione trasversale alla fibratura. Pertanto, gli adesivi possono presentare prestazioni qualitativamente e quantitativamente molto diverse tra loro, in funzione del volume e delle caratteristiche del prodotto utilizzato per la realizzazione del giunto.

5 SOLIDARIZZAZIONE TRA FRP E LEGNO

5.1 GENERALITA'

I fattori che determinano l'efficienza di un giunto incollato sono molteplici e non tutti facilmente razionalizzabili. Essi dipendono dall'adesivo utilizzato, dalla progettazione del giunto stesso e da accorgimenti che tengano in dovuta considerazione le caratteristiche dei materiali costituenti, nella fattispecie legno ed FRP.

Nella prima parte del presente capitolo saranno esaminati i problemi specifici legati all'interfaccia legno-adesivo, tra i quali i criteri di scelta dei prodotti e la preparazione delle superfici di incollaggio. Nella seconda parte, si farà cenno al comportamento meccanico del giunto, considerando le modalità di trasferimento per taglio delle sollecitazioni ed i problemi peculiari delle connessioni mediante adesivi.

5.2 COLLEGAMENTO MEDIANTE INCOLLAGGIO

5.2.1 Premessa

L'efficacia di un collegamento che faccia uso di adesivi su legno è funzione di vari fattori. Sempre che il giunto sia stato progettato e realizzato correttamente, essi possono essere così sintetizzati.

- Capacità bagnante dell'adesivo nei confronti della superficie
Dipende dal supporto (lavorazione della superficie, tipo di trattamento superficiale, 'invecchiamento' e in genere modificazione chimica della superficie, porosità, ecc.), ma anche dall'adesivo (viscosità, densità, affinità chimica con il supporto, ecc.).
- Proprietà di massa dell'adesivo a indurimento avvenuto
Sono importanti soprattutto quando lo spessore della linea di colla sia apprezzabile, caso molto frequente negli interventi effettuati *in situ* e in genere quando alle parti incollate non sia applicata una pressione; le proprietà di coesione del prodotto adesivo sono infatti essenziali perché l'intera superficie di incollaggio partecipi al trasferimento delle tensioni attraverso l'interfaccia. A tal proposito lo spessore della linea di colla deve essere quello ottimale indicato dal Produttore.
- Condizioni ambientali di particolare severità
Possono consistere, ad esempio, in distorsioni termiche particolarmente severe, quali quelle che si producono in occasione di incendi, ovvero in rilevanti variazioni igrometriche ripetute, che inducono deformazioni nel legno, cui non seguono analoghe variazioni del volume di adesivo, causando l'insorgere di stati di coazione addizionali all'interfaccia tra adesivo e legno.

Per salvaguardare l'affidabilità di un giunto incollato nel corso della sua vita utile, occorre quindi assicurare le opportune precauzioni affinché le condizioni della superficie di incollaggio siano adeguate ed inoltre occorre utilizzare prodotti adesivi idonei allo specifico uso strutturale sul legno.

Per quanto riguarda il primo aspetto, è necessario tener presente che qualsiasi tipo di trattamento superficiale deve avere come obiettivo primario il conseguimento di una superficie pulita, ossia non contaminata da particelle estranee (es. polvere) o da residui (grassi, oli, ecc.). Inoltre, eventuali trattamenti precedenti (impregnazione, uso di preservanti, ecc.) devono essere rimossi o, comunque, di essi va verificata la compatibilità chimica con l'adesivo. Trattamenti abbastanza comuni sono la decontaminazione con solventi o la lavorazione delle superfici di incollaggio (abrasione mediante sabbiatura, piallatura, levigatura, ecc.), che consente di aumentare la rugosità di queste ultime. È

tuttavia necessario:

- evitare innalzamenti localizzati della temperatura (formazione di bruciature dovute per esempio all'uso di attrezzi non idonei e/o non ben mantenuti), poiché è noto che elevate temperature possono provocare la disattivazione dell'incollaggio;
- rimuovere i trucioli e le polveri, preferibilmente mediante aspirazione anziché soffiatura;
- ripulire le superfici da eventuali tracce di lubrificanti provenienti, ad esempio, dai meccanismi di movimentazione o trascinamento degli attrezzi da taglio (es. catene di motoseghe) mediante scalpellatura o fresatura.

In alcuni casi, soprattutto per specie legnose a più elevata densità, può essere utile o necessario applicare alla superficie un *primer* con funzione compatibilizzante (spesso di natura chimica simile o affine a quella dell'adesivo).

È necessario che qualsiasi trattamento superficiale sia effettuato immediatamente prima dell'applicazione del rinforzo, per evitare ogni contaminazione da parte della polvere e dello sporco presenti in cantiere.

Gli aspetti legati all'idoneità dei prodotti adesivi per l'incollaggio su legno devono tendere all'individuazione delle relazioni tra le proprietà di massa del prodotto e quelle del substrato ligneo, che comunque deve essere in buono stato di conservazione o quantomeno in condizioni affidabili. L'individuazione di tali relazioni viene normalmente condotta attraverso la misura della resistenza a taglio dell'interfaccia tra l'adesivo e il legno, valutata su giunti in condizioni normali di umidità. Tuttavia, nella valutazione complessiva di un adesivo, è necessario verificare il giunto anche per effetto delle distorsioni igrometriche prevedibili nel corso della sua vita utile.

5.2.2 Indicazioni normative

Per le applicazioni su legno appare utile effettuare una classificazione degli adesivi basata su specifici test di laboratorio.

La norma italiana (ed europea) riguardante la valutazione degli adesivi strutturali per legno è la UNI EN 302-1, in cui viene descritta una prova di taglio per trazione. A livello internazionale esistono anche altre norme che permettono di valutare le caratteristiche a taglio degli adesivi (ad esempio la ASTM D3165), anche se spesso non sono specificamente riferite al legno. Altre norme, quali ad esempio la ASTM D905, la ASTM D3931 o la ISO 6238, fanno riferimento a prove di taglio per compressione. Si segnala che tutte le norme precedenti si riferiscono a giunti sottili e/o realizzati con applicazione di pressione.

Le suddette condizioni non sono realizzabili nell'applicazione dei compositi fibrorinforzati e in generale nell'incollaggio strutturale in cantiere del legno, dove invece sono usuali spessori della linea di colla superiori al millimetro ed inoltre l'operazione di incollaggio non viene curata con l'applicazione di opportune pressioni. Per tali ragioni è necessario utilizzare una tecnica per la valutazione della resistenza a taglio specifica per provini "a giunto spesso".

Per quanto riguarda invece la classificazione degli adesivi strutturali, la norma di riferimento è la UNI EN 301. Essa contempla due tipi di adesivi, il primo per uso esterno ed il secondo per uso interno, come di seguito specificato.

- Tipo I
Idoneo per esposizione piena alle intemperie, corrispondenti a condizioni climatiche di umi-

dità relativa superiori all'85%, oppure a temperature di esercizio superiori a 50 °C. Nel caso dell'incollaggio di FRP, tali condizioni possono interessare strutture in esterni oppure elementi in interni, con testate che si appoggiano a murature esterne.

- **Tipo II**

Idoneo per applicazioni per interni o esterni coperti e temperature di esercizio inferiori a 50 °C. Nel caso dell'incollaggio di FRP, tali condizioni possono interessare strutture in interno oppure elementi in esterni, con testate che si appoggiano a murature interne.

Dal punto di vista della qualificazione, la differenza sostanziale tra i due tipi di adesivo consiste nella circostanza che, per i primi, le prove devono comprendere una serie di cicli termoigrometrici a temperatura elevata, mentre, per i secondi, devono comprendere cicli a temperatura ambiente.

La norma EN 1995-1-1 (Eurocodice 5) definisce tre classi di servizio per le strutture (Tabella 5-1) in funzione delle condizioni igrotermiche. La stessa norma raccomanda l'utilizzo di adesivi del tipo I per tutte le classi di servizio e del tipo II per le sole classi 1 e 2, sempre limitatamente a condizioni di esposizione non prolungata a temperature superiori a 50 °C.

Tabella 5-1 – Classi di servizio definite dall'Eurocodice 5 ed esempi applicativi.

Classi di servizio	1	2	3
Descrizione	condizioni climatiche di 20 °C e umidità relativa dell'aria superiore al 65% solo per poche settimane l'anno	condizioni climatiche di 20 °C e umidità relativa non superiore all'85% tranne che per poche settimane l'anno	condizioni climatiche peggiori di quelle della Classe 2
Umidità media del legno	circa 12%	sempre < 18%	anche > 18%
Esempi tipici nelle strutture lignee	- interni - ambienti riscaldati e condizionati, con limitate variazioni igrotermiche	- esterni coperti - ambienti non condizionati (tettoie, tetti freddi, terrazze) o umidi (piscine) - testate di travi su muri interni, purché ben aerate e drenate	- esterni - ponti, colonne, palificazioni - testate di travi sui muri esterni, anche per gli ambienti riscaldati

5.2.3 Compatibilità tra adesivi e legno

I prodotti strutturali destinati ad applicazioni su legno, da eseguirsi in cantiere, possono essere valutati basandosi sul metodo di taglio con provini "a giunto spesso" attraverso la definizione di un coefficiente di compatibilità meccanica, $k_{a,w}$, tra legno ed adesivo. A tale scopo i provini (Figura 5-1), realizzati incollando le facce radiali di due tavole di legno, sono provati fino a rottura sotto l'azione di una forza di taglio parallela alla fibratura.

I provini sono suddivisi in due gruppi. Quelli del primo gruppo, G_{con} , sono conservati in ambiente *standard* ($T = 20$ °C, $\phi = 65\%$ di umidità relativa) fino a maturazione dell'adesivo e sono rappresentativi dell'incollaggio con legno in condizioni *standard* di utilizzo. I provini del secondo gruppo, G_{inv} , sono sottoposti ad alcuni cicli che prevedono un'alternanza ripetuta di fasi di imbibizione completa (massimo aumento di volume) ed essiccazione rapida a temperatura prossima alla temperatura di transizione vetrosa, T_g , degli adesivi. La prova in condizioni di completa imbibizione individua il livello, sia pur minimo, delle prestazioni meccaniche assicurate dalla giunzione anche quando il legno venga accidentalmente sottoposto a condizioni non tipiche d'impiego.

Per entrambi i gruppi di provini, dopo l'effettuazione della prova per la determinazione della resistenza a taglio dell'adesivo, viene effettuata un'ulteriore prova su uno degli aderendi per valutare la resistenza a taglio del legno massiccio. Tale resistenza viene quindi confrontata con quella offerta dall'adesivo sullo stesso provino, sia in condizioni normali che in condizioni di imbibizione.

Procedendo nel modo sopra indicato, è possibile testare accuratamente i prodotti, individuando in maniera accurata le differenze di comportamento da essi presentato ed assicurando una buona riproducibilità dei risultati.

Prove condotte su alcuni prodotti già commercializzati per applicazioni su legno hanno evidenziato differenze sostanziali tra i vari formulati: alcuni di essi hanno esibito una spiccata tendenza alla delaminazione, altri non hanno dato origine a rotture premature, ed i provini hanno presentato resistenze confrontabili con quelle del legno, anche se sottoposti a cicli igrotermici ripetuti.

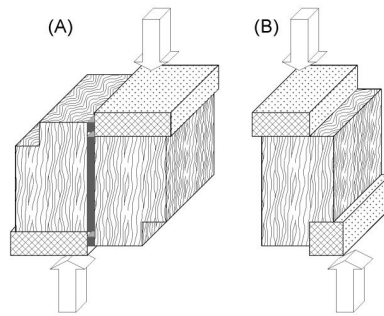


Figura 5-1 – Prove su giunti spessi.

Il coefficiente di compatibilità meccanica, $k_{a,w}$, tra adesivo e legno può essere espresso attraverso la seguente relazione:

$$k_{a,w} = \eta_{dry} \cdot \eta_{wet} \quad (6.1)$$

Nella (6.1) :

- η_{dry} è il coefficiente di confronto in ambiente *standard*, che mette in rapporto le prestazioni meccaniche a taglio dell'adesivo e quelle del legno, entrambe relative a provini condizionati in ambiente asciutto (*dry*) in camera climatica ($T = 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$; $\phi = 65\%$ di umidità relativa);
- η_{wet} è il coefficiente che mette in rapporto le prestazioni meccaniche a taglio dell'adesivo e quelle del legno, entrambe misurate allo stato imbibito (*wet*) su provini sottoposti ai cicli termoigrometrici.

I coefficienti η_{dry} e η_{wet} sono a loro volta definiti per il tramite delle relazioni seguenti:

$$\eta_{dry} = \frac{\tau_{G,std}}{\tau_{L,std}}, \quad (6.2)$$

$$\eta_{wet} = \frac{\tau_{G,inv}}{\tau_{L,inv}}, \quad (6.3)$$

nelle quali:

- $\tau_{L,std}$ e $\tau_{G,std}$ sono, rispettivamente, le resistenze a taglio del legno massiccio e dei provini incollati in ambiente normale;

- $\tau_{L,inv}$ e $\tau_{G,inv}$ sono, rispettivamente, le resistenze a taglio del legno massiccio e dei provini incollati dopo l'esposizione ai cicli termoigrometrici.

Il coefficiente di compatibilità meccanica, $k_{a,w}$, coinvolge dunque, sotto forma di rapporto, i risultati ottenuti sul legno massiccio e sul giunto incollato, fornendo così una misura delle prestazioni dell'adesivo rispetto a quelle del legno sul quale è applicato.

Il coefficiente $k_{a,w}$ può essere usato in senso relativo per confrontare tra loro adesivi differenti. Analogamente, esso può essere impiegato ai fini della classificazione utilizzando un approccio simile a quello della UNI EN 301, ma facendo anche riferimento diretto alle Classi di Servizio previste dall'Eurocodice 5. Ad esempio, un adesivo di tipo I (utilizzabile secondo l'Eurocodice 5 nella Classe di Servizio 3) deve essere caratterizzato dai coefficienti: $\eta_{dry} \geq 1$ e $\eta_{wet} \geq 0,8$.

Allo stesso modo è possibile ricavare i corrispondenti valori per le altre due Classi di Servizio previste. Occorre comunque chiarire che, anche se la Classe 3 contempla il caso di utilizzo con esposizione completa alle intemperie, tuttavia tale condizione di esercizio deve essere valutata con estrema cautela nella realizzazione di giunti incollati legno/FRP. A tal riguardo, è fortemente consigliato di provvedere ad una idonea protezione nei confronti dell'azione diretta degli agenti climatici.

5.2.4 Comportamento meccanico e modalità di rottura

Nella valutazione meccanica di un giunto incollato è utile considerare le modalità di trasmissione delle tensioni da taglio e quelle di rottura. L'andamento qualitativo di un diagramma tipico carico-scorrimento in una prova di resistenza a taglio (Figura 5-2) indica che il comportamento del legno e quello del giunto incollato sono molto simili tra loro: superata una fase plastica, che può essere più o meno estesa a seconda dei valori di carico raggiunti, si verifica un cedimento improvviso del giunto.

Riferendosi alle modalità di frattura già descritte nel capitolo 4, una rottura di tipo adesivo è indice di un incollaggio da giudicare non ben riuscito. Affinché l'incollaggio possa considerarsi ben realizzato, occorre che la rottura sia per la gran parte di tipo coesivo dal lato del legno, cioè che un buon numero di fibre rimangano attaccate all'adesivo. D'altro canto, una superficie di frattura che si sviluppi interamente all'interno dello strato di colla è indice di una buona adesione tra il substrato e l'adesivo. Tale modalità di rottura induce tuttavia delle valutazioni prudenziali dal momento che potrebbe essere ascrivibile a caratteristiche adesive non ottimali della colla con il rischio potenziale di delaminazione, conseguenti ai movimenti differenziali tra substrato e colla.

5.3 UTILIZZO DI CONNETTORI MECCANICI

Il collegamento dei materiali fibrorinforzati al legno, oltre che per incollaggio, può essere effettuato mediante dispositivi meccanici tradizionali, ovvero mediante collegamenti di tipo misto.

Per l'utilizzo di collegamenti di tipo meccanico, il problema principale è rappresentato dalla struttura dei compositi. Infatti, per loro natura, essi presentano resistenze molto basse sia per carichi concentrati, sia per forze oblique rispetto all'orientamento delle fibre. Le suddette circostanze si realizzano entrambe nel caso di impiego di connettori meccanici. E' buona norma ricorrere a questi ultimi come integrazione di collegamenti incollati per:

- migliorare il comportamento allo SLU della connessione incollata;
- "cucire" il collegamento, assorbendo le trazioni perpendicolari al piano di incollaggio.

Con riferimento al primo dei due punti suddetti, è opportuno introdurre alcune precisazioni. Come evidenziato nella norma EN 1995-1-1 e come testimoniato anche dalla Figura 5-2, tipi diversi di unione mostrano in esercizio comportamenti differenti, per cui se ne sconsiglia l'utilizzo in uno stesso collegamento. Inoltre, se le rigidità sono molto diverse, come accade fra adesivi e connettori meccanici, i due tipi di collegamento non possono essere considerati collaboranti contemporaneamente.

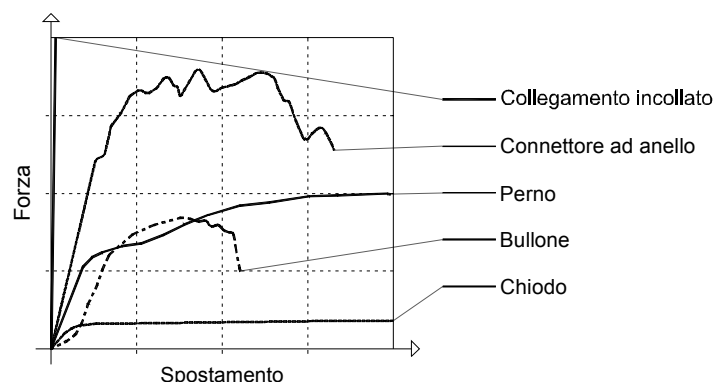


Figura 5-2 – Prove carico-scorrimento in connessioni legno-legno.

Infatti, nei collegamenti che fanno uso di adesivi, l'incollaggio, almeno finché è efficace, crea un giunto di tipo rigido, in grado di inibire i movimenti relativi fra le due superfici a contatto. Tale circostanza si vanifica con l'approssimarsi delle condizioni ultime dell'elemento rinforzato. Al momento della crisi dell'incollaggio, la presenza di connettori può rivelarsi determinante per garantire il trasferimento delle tensioni dall'elemento ligneo al rinforzo, conferendo al meccanismo di rottura caratteristiche di duttilità. Conseguentemente, il dimensionamento dei connettori dovrebbe avvenire in modo indipendente dalla presenza dell'incollaggio, affidando ad essi la completa trasmissione delle sollecitazioni di progetto.

A differenza del legno, per il quale l'introduzione di connettori di tipo meccanico non comporta problemi diversi da quelli già affrontati dalle Normative vigenti, per un materiale composito tale tipo di connessione potrebbe comportare soluzioni di continuità a carico delle fibre e la mobilitazione di stati tensionali localizzati. Se necessaria, quest'ultima va verificata con prove specifiche e la sua azione va rapportata alle caratteristiche di resistenza del composito fibrorinforzato utilizzato. Infatti, mentre fogli e lamine sottili di FRP necessitano di una distribuzione uniforme di sforzi, prerogativa delle connessioni incollate, l'efficacia del collegamento di lamine spesse o di elementi pultrusi potrebbe essere effettivamente migliorata mediante l'utilizzo di collegamenti di tipo misto.

Situazioni sostanzialmente diverse si possono realizzare nel caso delle connessioni per la "cucitura" dei collegamenti, soprattutto per gli interventi di rinforzo in cui lo stato di sforzo trasmesso fra gli elementi presenti più componenti. Come esemplificazione, si prenda in considerazione un elemento inflesso rinforzato con una lamina di rigidità (flessionale) non trascurabile, come quello rappresentato in Figura 5-3. Opponendosi quest'ultima alla flessione della trave, agli estremi del rinforzo si mobilitano tensioni di trazione perpendicolari alla linea di colla, i cui valori possono attingere livelli tali da provocare il distacco prematuro della lamina.

Attesa l'incapacità della colla ad assorbire siffatte tensioni, risulta indispensabile ricorrere ad altri elementi capaci di trasmettere le stesse tensioni al legno senza chiamare in causa la superficie di incollaggio. Elementi di questo tipo sono appunto i connettori meccanici, i quali devono essere ovviamente progettati per la resistenza allo sfilamento e come tali possono essere in prevalenza viti e chiodi metallici (ad aderenza migliorata) o chiodi di materiale fibrorinforzato, iniettati con resine.

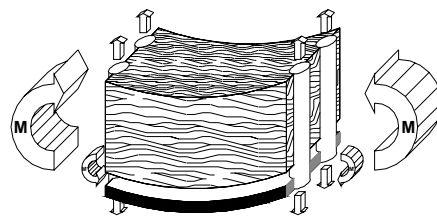


Figura 5-3 – Cucitura trasversale di collegamenti incollati.

Quanto descritto può ritenersi valido per qualsiasi tipo di rinforzo applicato esternamente alla membratura presa in esame ed il ricorso a tale tecnica presuppone l'individuazione di idonei modelli di calcolo. La chiusura del collegamento non è da ritenersi una tecnica sempre necessaria nel progetto di un intervento di rinforzo; tuttavia la sua adozione rende il modello di calcolo più aderente alla realtà, lasciando alla linea di colla la sola funzione ipotizzata di trasmettere sforzi di taglio.

In nessun caso la presenza dei connettori deve influenzare il calcolo della resistenza a delaminazione della connessione incollata.

I tipi di cucitura di collegamenti possono essere molteplici; alcuni di essi, particolarmente frequenti, sono schematizzati in Figura 5-4.

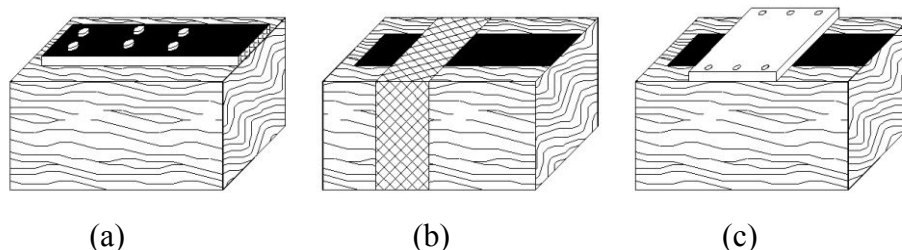


Figura 5-4 – Tipi di cucitura di collegamenti: (a) con connettori; (b) fasciatura con nastri di FRP; (c) connettori applicati su elementi secondari.

Benché l'analisi tensionale all'interno di giunti misti non sia a tutt'oggi ben acclarata, la possibilità di verificare l'efficacia di un intervento di rinforzo in sede di simulazione sperimentale, così come contemplato dalla norma UNI 11138, apre la strada al loro utilizzo per il miglioramento del comportamento ultimo di una struttura.

6 RINFORZO A FLESSIONE, TENSO E PRESSOFLESSIONE

6.1 GENERALITÀ

Un intervento di rinforzo di travi lignee può rendersi necessario per varie motivazioni, quali ad esempio:

- l'incremento di carichi variabili, possibile in edifici storici a seguito di variazioni di destinazione d'uso o di adeguamento a nuove normative di sicurezza;
- la riduzione delle sezioni resistenti a seguito di ammaloramento (attacchi di agenti biotici quali funghi, insetti, ecc.) o di eventi traumatici (es. incendi);
- l'eccesso di inflessione delle membrature.

Le tecniche di rinforzo che utilizzano i materiali compositi consentono di non smontare la sovrastante struttura, nello spirito della conservazione del patrimonio edilizio storico, con conseguente riduzione degli oneri economici e dei tempi di realizzazione dell'intervento.

Pur essendo il legno un materiale anisotropo nel senso più generale, il suo comportamento può essere schematizzato, con sufficiente approssimazione, come ortotropo nelle tre direzioni: assiale, tangenziale e radiale. Il legame costitutivo cui si fa comunemente riferimento è del tipo elasto-plastico ideale (modello 1, Tabella 4-1).

In una sezione sollecitata a flessione, il diverso comportamento del materiale a trazione e a compressione, una volta iniziato il processo di plasticizzazione della zona compressa, determina il progressivo spostamento dell'asse neutro verso la zona tesa (Figura 6-1). Ne consegue una riduzione dell'area tesa ed un concomitante incremento delle tensioni di trazione.

Il rinforzo in zona tesa con materiali fibrorinforzati, caratterizzati da notevoli proprietà di resistenza e rigidità a trazione, consente di esaltare la capacità portante di elementi lignei inflessi, aumentando la duttilità. Tale ultima affermazione può essere facilmente compresa facendo riferimento alla Tabella 4-2.

E' appena il caso di rilevare che il presupposto essenziale affinché il rinforzo risulti efficace è che sia assicurata la trasmissione degli sforzi dal legno al materiale composito di rinforzo.

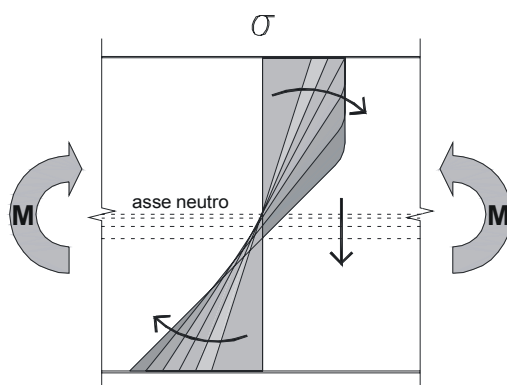


Figura 6-1 – Spostamento dell'asse neutro in fase di plasticizzazione.

Nei confronti dello SLU, il rinforzo in zona tesa con materiali compositi si presenta particolarmente efficiente se:

- il legno presenta un comportamento elasto-plastico a compressione;
- la deformazione ultima a trazione è inferiore a quella a compressione.

Un comportamento elasto-plastico a compressione non risulta verosimile nelle situazioni nelle quali si verifichi una crisi precoce del legno ancora in campo elastico. Tale circostanza è frequente nel caso di legnami di cattiva qualità, nei quali i molti o grandi difetti presenti, quali nodi e notevoli inclinazioni della fibratura, soprattutto in zona tesa, rappresentano altrettanti punti deboli a partire dai quali può innescarsi la crisi.

Nel prosieguo si fa riferimento a sollecitazioni di tenso o presso-flessione retta, comprendendo in esse, come caso particolare, quelle di flessione semplice e di sforzo normale centrato.

6.2 TIPOLOGIE DI RINFORZI FLESSIONALI

In linea di principio, l'applicazione del materiale composito può essere prevista in zona tesa o in zona compressa, o in entrambe.

Il rinforzo in zona tesa può essere realizzato in via preferenziale con barre e lamine di FRP (Figura 6-2) incollate sulla superficie esterna della trave (con l'eventuale aggiunta di connettori meccanici) o all'interno di appositi alloggiamenti predisposti nel corpo della trave.

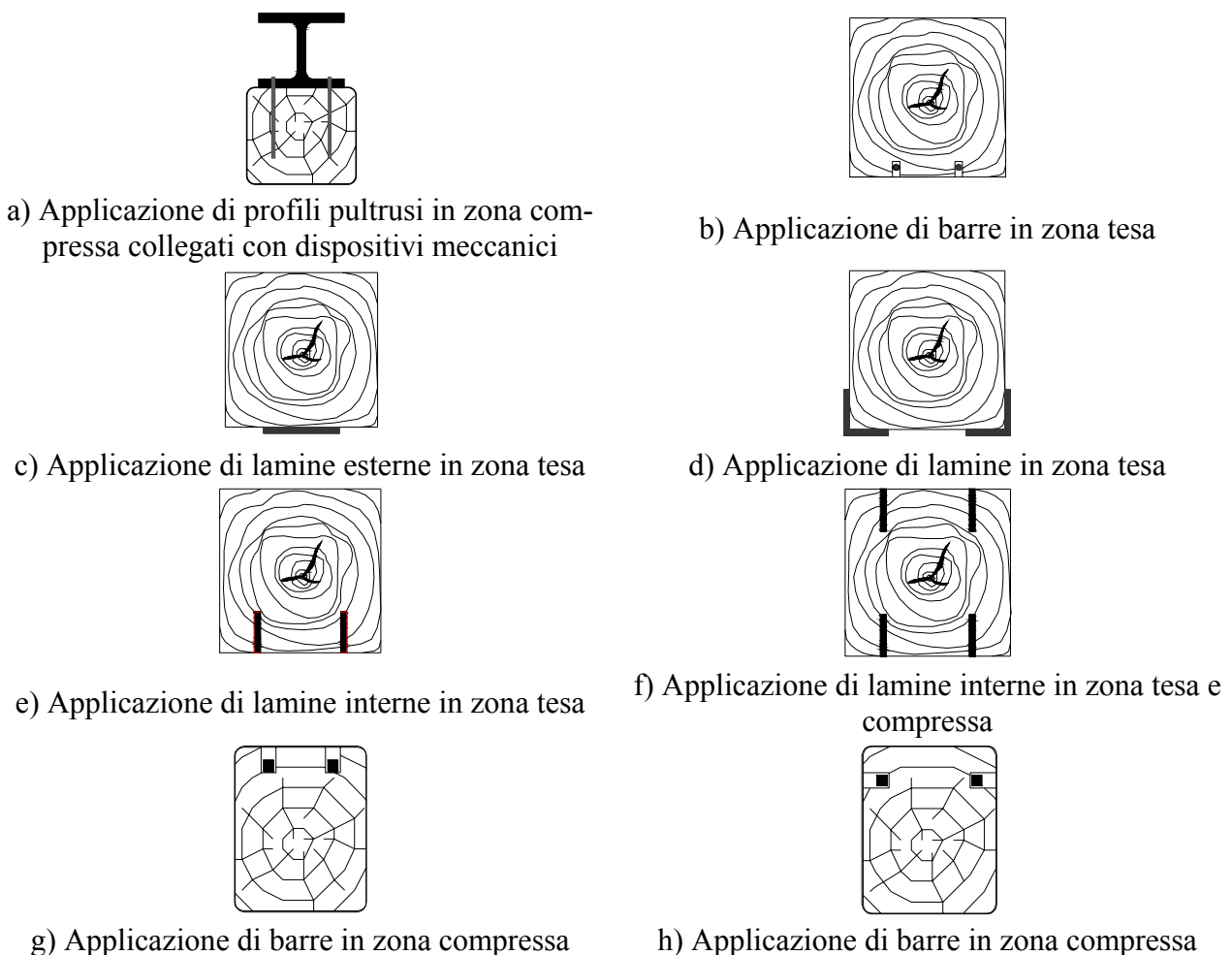


Figura 6-2 – Possibili applicazioni di rinforzi di FRP.

Ovviamente, nei casi di intagli laterali (Figura 6-2, esempi g), h)), si dovrà tenere conto della riduzione delle corde ai fini del calcolo delle tensioni tangenziali. Il rinforzo in zona compressa può essere realizzato con barre, lamine e profilati pultrusi. Nel caso di utilizzo di elementi non adeguata-

mente confinati all'interno della sezione, il collegamento del rinforzo con il supporto ligneo deve essere garantito anche attraverso dispositivi meccanici (chiodature o viti). In assenza di tali dispositivi, conformemente con quanto suggerito nel documento CNR-DT 200/2004, non è consigliato l'utilizzo di lamine di FRP applicate esternamente in zona compressa.

L'inserimento del rinforzo all'interno della sezione, mediante la predisposizione di un intaglio, consente di raddoppiare la superficie di incollaggio. Fenomeni di delaminazione alle estremità della trave sono di fatto impediti quando il rinforzo è interamente inserito nella sezione trasversale, che confina così il rinforzo stesso.

L'applicazione esterna di un rinforzo con tessuto o con lamine di FRP può essere in grado di bloccare la propagazione di eventuali preesistenti fessurazioni a partire da difetti (es. nodi, eccessive inclinazioni della fibratura), dalla quale potrebbero conseguire significativi decrementi della capacità portante di travi lignee.

6.3 MODALITÀ DI ROTTURA PER DELAMINAZIONE DI ELEMENTI RINFORZATI INFLESSI

Di seguito sono descritte dal punto di vista qualitativo le modalità di crisi per delaminazione di elementi rinforzati inflessi. Al momento non sono disponibili in letteratura studi teorici e/o sperimentali tali da consentire l'individuazione di istruzioni affidabili per il progetto e/o la verifica dei suddetti elementi nei confronti della delaminazione.

Le modalità di collasso per delaminazione delle strutture lignee inflesse rinforzate con materiali compositi in zona tesa possono essere le seguenti:

- Delaminazione causata da crisi locali nel legno

L'eventuale presenza di nodi o di altri difetti, quali grandi fessurazioni da ritiro, soprattutto in zona tesa, può determinare la crisi per delaminazione. La circostanza che quest'ultima si origini a partire da un nodo nel supporto ligneo è più probabile quando la sollecitazione da taglio prevale su quella flessionale. Tale modalità di crisi è stata osservata in laboratorio soprattutto nel corso di prove a flessione su 3 o 4 punti, nelle quali il taglio rappresenta la caratteristica dominante; è risultata invece più rara in situazioni di carico ripartito.

Nel caso di rinforzo con lamine, il collasso può avvenire secondo le seguenti modalità:

- crisi per delaminazione alle estremità, causata dalla concentrazione di sforzi tangenziali nelle zone terminali del rinforzo che fungono da ancoraggio (Figura 6-3);
- crisi per delaminazione in zona intermedia della trave lignea, provocata da fessure o da forti inclinazioni della fibratura lignea rispetto alla direzione assiale.

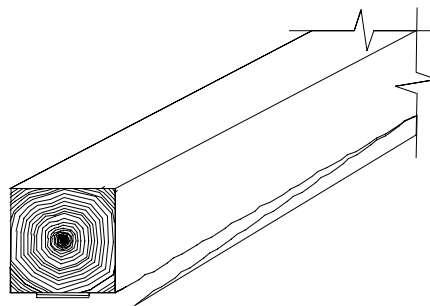


Figura 6-3 – Delaminazione di estremità con distacco di parti lignee.

- Delaminazione causata da irregolarità nella superficie lignea

La non planarità della superficie di incollaggio induce su detta superficie uno stato tensionale di trazione dovuto alla curvatura, che può causare il distacco del rinforzo. Tale modalità di

crisi può essere impedita con leggere piallature del supporto, eseguite per eliminare le irregolarità, fermo restando la necessità di rimuovere materiali incoerenti prodotti nel corso della piallatura.

Nel caso di rinforzo con lamine, il collasso può avvenire secondo le seguenti modalità:

- crisi a trazione del materiale ligneo a partire da difetti, quali possono essere i nodi o un'eccessiva inclinazione della fibratura tesa in corrispondenza delle zone di momento flettente massimo;
- distacco di porzioni di materiale ligneo a seguito della realizzazione di intagli per l'alloggiamento delle lamine all'interno del legno.

Le modalità di collasso delle strutture lignee inflesse rinforzate con materiali compositi in zona compressa possono essere le seguenti:

1. tutte quelle di crisi flessionale del legno non rinforzato, quando il collasso consegue alla rottura in zona tesa;
2. instabilità del rinforzo e crisi della connessione.

Per le tipologie di rinforzo che prevedono l'applicazione di materiali compositi sia in zona tesa che in zona compressa, vale l'insieme delle considerazioni sopra riportate.

6.4 ANALISI DEL COMPORTAMENTO AGLI STATI LIMITE ULTIMI PER PRESSOFLESSIONE RETTA

6.4.1 Premessa

Il progetto allo SLU richiede il dimensionamento del rinforzo con FRP in modo tale che il punto rappresentativo sul piano (N , M) della sollecitazione di progetto sia interno al dominio di resistenza (di progetto) della sezione.

Nel caso di interventi su elementi lignei inflessi con tessuti o lamine di composito, in considerazione del loro limitato contributo in termini di rigidità, il rinforzo esplica la sua azione principalmente nelle condizioni ultime, mentre in condizioni di esercizio la sua efficacia è da considerarsi irrilevante.

In condizioni di esercizio, con riferimento al rinforzo di FRP, sono previste unicamente verifiche tensionali in accordo con quanto riportato nel § 4.2.3.2 del CNR-DT 200/2004.

Per quanto invece attiene allo SLU, il procedimento di verifica/progetto si basa sulle seguenti ipotesi:

- conservazione della pianeità delle sezioni rette;
- perfetta aderenza tra legno e FRP;
- legame costitutivo del legno teso, in direzione delle fibre, elastico lineare sino a rottura;
- legame costitutivo del legno compresso, in direzione delle fibre, elasto-plastico (Tabella 4-1);
- legame costitutivo dell'FRP elastico lineare fino a rottura;
- crisi dell'elemento inflesso causata sempre dal raggiungimento delle deformazioni ultime del materiale legno, in zona compressa o in zona tesa.

In Figura 6-4, a scopo esemplificativo, sono riportati i diagrammi delle tensioni e delle deformazioni normali agenti su una sezione rettangolare rinforzata con una singola lamina. In situazioni differenti da quella sopra considerata essi richiedono opportune modifiche e/o integrazioni.

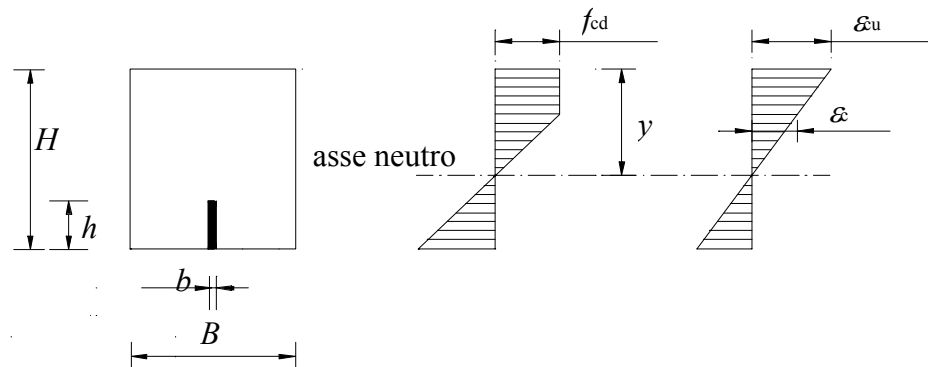


Figura 6-4 – Diagrammi delle tensioni e delle deformazioni per una sezione rettangolare rinforzata con una singola lamina.

Nella verifica si prescinde da fenomeni di instabilità dell'equilibrio. La competente verifica di instabilità non deve tener conto del contributo del rinforzo di FRP.

6.4.2 Procedimento di verifica

Si fa riferimento alla sezione lineare di Figura 6-4, di area A , rinforzata con una lamina di area A_f , disposta alla distanza d_f dal lembo superiore compresso ($d_f = H - h/2$).

Le possibili condizioni di crisi corrispondono al raggiungimento di una delle seguenti situazioni:

- 1- dilatazione ultima del legno con sezione interamente tesa;
- 2- dilatazione ultima del legno con zona compressa in fase elastica;
- 3- dilatazione ultima del legno teso con zona compressa in fase plastica;
- 4- deformazione ultima a compressione con rinforzo teso;
- 5- deformazione ultima a compressione al lembo superiore con rinforzo compresso.

Le regioni limite individuate dai diagrammi delle deformazioni corrispondenti alle suddette situazioni sono rappresentate in Figura 6-5.

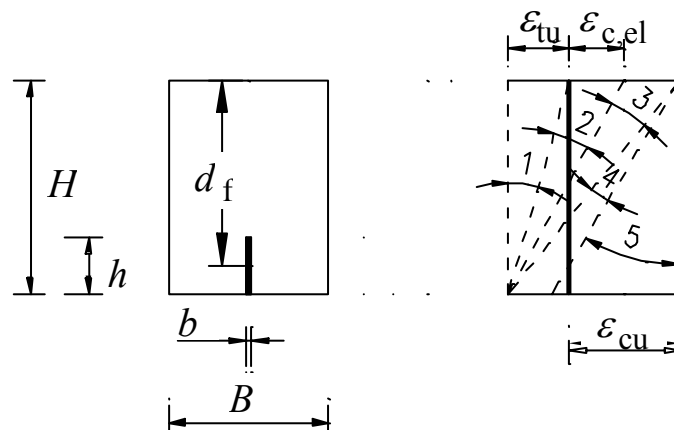


Figura 6-5 – Regioni limite.

Ad ognuno dei diagrammi di deformazione limite, ricadenti in una delle cinque regioni sopra individuate, corrisponde un punto (N, M) della frontiera del dominio di resistenza della sezione rinforzata.

Le equazioni risolutive del problema sono quella di equilibrio alla traslazione nella direzione dell'asse dell'elemento e quella di equilibrio alla rotazione intorno all'asse passante per il baricentro della lamina di FRP e parallelo all'asse neutro.

La verifica consiste nel soddisfare la disequazione seguente:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}(N_{Sd}) \quad (7.1)$$

nella quale M_{Sd} è il momento sollecitante di progetto e M_{Rd} è il momento resistente di progetto, che è funzione dello sforzo normale sollecitante di progetto, N_{Sd} .

Risulta conveniente ricondursi alle seguenti quantità adimensionalizzate:

- N_1 , pari al rapporto tra lo sforzo normale N_{Sd} e la quantità $B \cdot H \cdot f_{cu}$;
- M_1 , pari al rapporto tra il momento M_{Rd} e la quantità $B \cdot H^2 \cdot f_{cu}$;
- ξ , pari al rapporto tra la distanza dell'asse neutro dalle fibre superiori e l'altezza della sezione trasversale pari al rapporto tra la distanza y dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso e l'altezza H della sezione (Figura 6-4).

Come è ben noto, la posizione dell'asse neutro, ξ , può essere determinata attraverso l'equazione di equilibrio alla traslazione in direzione dell'asse dell'elemento. Successivamente, il momento resistente può essere calcolato attraverso l'equazione di equilibrio alla rotazione intorno all'asse passante per il baricentro della lamina di FRP e parallelo all'asse neutro.

6.4.3 Espressioni di N_1 e M_1 per le diverse regioni limite

All'interno delle cinque regioni limite individuate in Figura 6-5, le due quantità adimensionali N_1 e M_1 assumono le espressioni di seguito riportate, dove i simboli introdotti assumono il seguente significato:

- ε_s deformazione longitudinale delle fibre al lembo superiore;
 - ε_{tu} dilatazione ultima del legno;
 - ε_i deformazione longitudinale delle fibre al lembo inferiore;
 - ξ rapporto tra la distanza dell'asse neutro dalle fibre superiori e l'altezza della sezione trasversale;
 - η rapporto tra la resistenza ultima a trazione e quella ultima a compressione del legno;
 - ρ_{frp} rapporto tra la sezione trasversale del legno e quella del rinforzo;
 - n rapporto tra il modulo di elasticità normale a trazione del rinforzo di FRP e il modulo di elasticità normale a trazione del legno;
 - p_{frp} rapporto tra la distanza del rinforzo dalle fibre superiori e l'altezza della sezione trasversale della trave;
 - $\varepsilon_{c,el}$ deformazione del legno compresso al limite elastico;
 - ε_{cu} deformazione ultima del legno compresso;
 - k rapporto tra la deformazione ultima e la deformazione al limite elastico a compressione.
- Zona 1. Raggiungimento della dilatazione ultima del legno con sezione interamente tesa (trazione con piccola eccentricità):

$$- 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{tu} \quad (\text{fibre superiori}); \quad (7.2)$$

$$- \varepsilon_i = \varepsilon_{tu} \quad (\text{fibre inferiori}); \quad (7.3)$$

$$- -\infty \leq \xi \leq 0 \quad (\text{posizione dell'asse neutro}); \quad (7.4)$$

$$- N_1(\xi) = \frac{\eta}{2} \cdot \left(2 \cdot \xi - 1 + \frac{2 \cdot \rho_{frp}}{1 - \xi} \cdot n \cdot (\xi - p_{frp}) \right); \quad (7.5)$$

$$M_1(\xi) = \frac{\eta}{2 \cdot (1 - \xi)} \cdot \xi^2 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \cdot \xi \right) + \eta \cdot \frac{1 - \xi}{2} \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{1 - \xi}{3} \right) +$$

$$+ \eta \cdot \frac{n}{1 - \xi} \cdot (p_{frp} - \xi) \cdot \rho_{frp} \cdot \left(p_{frp} - \frac{1}{2} \right). \quad (7.6)$$

- Zona 2. Raggiungimento della dilatazione ultima del legno con zona compressa in fase elastica (trazione con grande eccentricità):

$$- 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{c,el} \quad (\text{fibre superiori}); \quad (7.7)$$

$$- \varepsilon_i = \varepsilon_{tu} \quad (\text{fibre inferiori}); \quad (7.8)$$

$$- 0 \leq \xi \leq \frac{1}{1 + \eta} \quad (\text{posizione dell'asse neutro}); \quad (7.9)$$

$$- N_2(\xi) = \frac{\eta}{2} \cdot \left(2 \cdot \xi - 1 + \frac{2 \cdot \rho_{frp}}{1 - \xi} \cdot n \cdot (\xi - p_{frp}) \right); \quad (7.10)$$

$$M_2(\xi) = \frac{\eta}{2 \cdot (1 - \xi)} \cdot \xi^2 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \cdot \xi \right) + \eta \cdot \frac{1 - \xi}{2} \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{1 - \xi}{3} \right) +$$

$$+ \eta \cdot \frac{n}{1 - \xi} \cdot (p_{frp} - \xi) \cdot \rho_{frp} \cdot \left(p_{frp} - \frac{1}{2} \right). \quad (7.11)$$

- Zona 3. Raggiungimento della dilatazione ultima del legno teso con zona compressa in fase plastica:

$$- \varepsilon_{c,el} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{cu} \quad (\text{fibre superiori}); \quad (7.12)$$

$$- \varepsilon_i = \varepsilon_{tu} \quad (\text{fibre inferiori}); \quad (7.13)$$

$$- \frac{1}{1 + \eta} \leq \xi \leq \frac{k}{k + \eta} \quad (\text{posizione dell'asse neutro}); \quad (7.14)$$

$$- N_3(\xi) = \frac{\eta}{2} \cdot \left(\frac{1}{\eta^2} \cdot (\xi - 1) + \xi \cdot \left(\frac{2}{\eta} + 1 \right) - 1 + \frac{2 \cdot \rho_{frp}}{1 - \xi} \cdot n \cdot (\xi - p_{frp}) \right); \quad (7.15)$$

$$M_3(\xi) = \frac{1 - \xi}{2 \cdot \eta} \cdot \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{2 \cdot (1 - \xi)}{3 \cdot \eta} \right) + \frac{1}{2} \cdot \left(\xi - \frac{1 - \xi}{\eta} \right) \cdot \left(1 - \xi + \frac{1 - \xi}{\eta} \right) +$$

$$+ \eta \cdot \frac{1 - \xi}{2} \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{1 - \xi}{3} \right) + n \cdot \eta \cdot \left(\frac{p_{frp} - \xi}{1 - \xi} \right) \cdot \rho_{frp} \cdot \left(p_{frp} - \frac{1}{2} \right). \quad (7.16)$$

- Zona 4. Raggiungimento della deformazione ultima a compressione con rinforzo teso:

$$- \varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \quad (\text{fibre superiori}); \quad (7.17)$$

$$- \varepsilon_{cu} \cdot \frac{1 - p_{frp}}{p_{frp}} \leq \varepsilon_i < \varepsilon_{tu} \quad (\text{fibre inferiori}); \quad (7.18)$$

$$- \frac{k}{k + \eta} \leq \xi \leq p_{frp} \quad (\text{posizione dell'asse neutro}); \quad (7.19)$$

$$- N_4(\xi) = \xi \cdot k \cdot \left(\frac{1}{k} - \frac{1}{2 \cdot k^2} - \frac{1}{2 \cdot \xi^2} + \frac{1}{\xi} - \frac{1}{2} \right) + \rho_{frp} \cdot k \cdot n \cdot \left(1 - \frac{p_{frp}}{\xi} \right); \quad (7.20)$$

$$M_4(\xi) = \frac{\xi}{2 \cdot k} \cdot \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{2 \cdot \xi}{3 \cdot k} \right) + \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \frac{1}{k} \right) \cdot \left(1 - \xi + \frac{\xi}{k} \right) \cdot \xi +$$

$$+ \frac{k}{6 \cdot \xi} \cdot (1 - \xi)^2 \cdot \left(\frac{1}{2} + \xi \right) + n \cdot \frac{\rho_{frp} \cdot k}{\xi} \cdot (p_{frp} - \xi) \cdot \left(p_{frp} - \frac{1}{2} \right). \quad (7.21)$$

- Zona 5. Raggiungimento della deformazione ultima a compressione al lembo superiore con rinforzo compresso:

$$- \varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \quad (\text{fibre superiori}); \quad (7.22)$$

$$- 0 \leq \varepsilon_i < \varepsilon_{cu} \cdot \frac{1 - p_{frp}}{p_{frp}} \quad (\text{fibre inferiori tese}); \quad (7.23)$$

$$- 0 \leq \varepsilon_i < \varepsilon_{cu} \quad (\text{fibre inferiori compresse}); \quad (7.24)$$

$$- p_{frp} \leq \xi \leq \frac{k}{k - 1} \quad (\text{posizione dell'asse neutro}); \quad (7.25)$$

$$- N_5(\xi) = \xi \cdot k \cdot \left(\frac{1}{k} - \frac{1}{2 \cdot k^2} - \frac{1}{2 \cdot \xi^2} + \frac{1}{\xi} - \frac{1}{2} \right); \quad (7.26)$$

$$- M_5(\xi) = \frac{\xi}{2 \cdot k} \cdot \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{2 \cdot \xi}{3 \cdot k} \right) + \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \frac{1}{k} \right) \cdot \left(1 - \xi + \frac{\xi}{k} \right) \cdot \xi + \frac{k}{6 \cdot \xi} \cdot (1 - \xi)^2 \cdot \left(\frac{1}{2} + \xi \right). \quad (7.27)$$

7 RINFORZO DI STRUTTURE DI SOLAIO E CONTROVENTO PER AZIONI NEL PIANO

7.1 GENERALITÀ

Fin dall'antichità, la leggerezza e la lavorabilità hanno contribuito a rendere il legno il materiale principe per la realizzazione di orizzontamenti negli edifici: da quelli più economici a destinazione residenziale, spesso realizzati interamente di legno, fino ai più importanti edifici pubblici con ossatura muraria. Nel secolo scorso, tale primato ha ceduto il passo a soluzioni più moderne, connesse alle nuove tecnologie, quali le solette di conglomerato cementizio armato, i diffusissimi solai latero-cementizi, fino ad arrivare ai moderni solai a *predalles*. Il modesto grado di sicurezza offerto, in generale, alla stabilità dell'insieme strutturale in caso di sisma è uno dei principali fattori che hanno contribuito a limitare fortemente la diffusione dei solai di legno, anche se la loro presenza nel panorama edilizio non è mai del tutto scomparsa.

La vasta diffusione degli orizzontamenti di legno nell'edilizia esistente ed in particolare in quella a carattere storico e monumentale apre grandi prospettive allo sviluppo di nuove tecnologie per il loro consolidamento.

Tipologicamente, in un solaio di legno si possono distinguere due parti principali, con struttura e funzioni diverse: ordito ed impalcato.

- L'ordito è costituito da uno o più ordini di travi, tessuti in direzioni fra loro ortogonali (in genere, un'orditura principale, costituita dalle travi, e un'orditura secondaria, costituita dai travetti). L'ordito ha la funzione statica di resistere alle azioni verticali dovute al peso proprio, al peso degli elementi di impalcato e delle parti di completamento all'intradosso e all'estradosso, nonché al peso di eventuali tramezzi ed all'azione dei sovraccarichi variabili.
- L'impalcato è costituito, nella sua configurazione più semplice, da un elemento piano realizzato da uno o più strati di tavole di legno tra loro accostate (Figura 7-1(a)), o anche realizzato da pianelle di laterizio appoggiate ai travetti (Figura 7-1(b)). L'impalcato ha la funzione statica di resistere ai carichi verticali che gravano direttamente su di esso e di ripartirli tra gli elementi dell'ordito; inoltre, svolge la funzione di irrigidimento trasversale dell'ordito, trasmettendo le azioni orizzontali agli elementi verticali della struttura.

Nel seguito, ci si soffermerà esclusivamente sulla funzione di irrigidimento trasversale dell'ordito e si affronterà il problema di un suo eventuale potenziamento mediante l'applicazione di compositi fibrorinforzati.

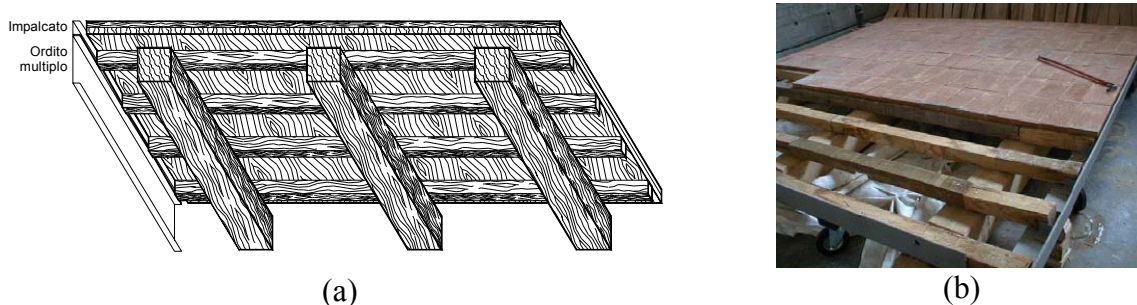


Figura 7-1 – Tipologie di solai lignei: (a) impalcato con tavolato di legno; (b) impalcato con pianelle di laterizio.

7.2 PREMESSE PER IL RINFORZO

Uno degli obiettivi primari, che possono essere perseguiti con riferimento ad un solaio ligneo in zona sismica, è il miglioramento delle sue caratteristiche di resistenza e di rigidezza. In tale contesto, si inserisce il progetto di irrigidimento mediante compositi fibrorinforzati, che possono risultare uno strumento efficace e alternativo alle tecniche tradizionali, nei casi in cui queste ultime risultino inadeguate.

Il ruolo del solaio, nel comportamento sismico di una struttura, è quello di trasmettere le forze d'inerzia agli elementi portanti verticali. A tale scopo, è necessario conoscere l'effettiva rigidezza del solaio nel proprio piano. Da essa dipende infatti la valutazione delle forze orizzontali agenti sui singoli elementi verticali, nonché quella del comportamento deformativo della struttura (Figura 7-2). La situazione di solaio "sufficientemente" rigido ai fini estensionali, rispetto al comportamento flessionale, ha due obiettivi:

- consentire l'introduzione di alcune semplificazioni nel calcolo del comportamento globale della struttura, preservando la validità dei risultati ottenuti in termini di forze e deformazioni;
- assicurare che le deformazioni del solaio siano sufficientemente piccole, tanto da poterne trascurare gli effetti sulla distribuzione delle forze tra gli elementi verticali.

Si può affermare che un semplice solaio ligneo non è in grado di garantire un'adeguata rigidezza estensionale, cosicché si rendono necessari interventi di irrigidimento per azioni nel piano, allo scopo anche di conseguire un miglioramento del comportamento deformativo globale della struttura. L'efficacia dell'intervento deve essere valutata in termini relativi, con riferimento alla situazione geometrica e costruttiva di partenza.

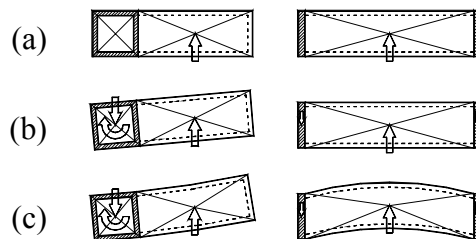


Figura 7-2 – Configurazioni deformate di impalcati tipo (a), soggetti ad azioni nel piano, nell'ipotesi di solaio infinitamente rigido (b) e di solaio deformabile (c).

Ai fini della eseguibilità di un intervento di rinforzo per azioni nel piano, il solaio su cui si dovrebbe intervenire deve risultare strutturalmente idoneo. Va precisato infatti che l'intervento di cui trattasi non influenza in maniera apprezzabile né la rigidezza flessionale né la capacità portante del solaio. Queste ultime devono quindi essere esaminate a parte e, se del caso, adeguatamente migliorate.

Si rileva, inoltre, che l'intervento non altera i carichi permanenti e, quindi, la capacità portante del solaio, a valle dell'intervento, è garantita, se lo era già in precedenza.

7.3 COMPORTAMENTO DEL SOLAIO NON RINFORZATO PER AZIONI NEL PIANO

Il comportamento di un solaio, sollecitato da azioni agenti nel piano, non è di facile determinazione, soprattutto per l'elevato grado di sconnessione dei vincoli, che collegano le varie membrature dell'impalcato.

Ci si riferisca per semplicità a un solaio costituito da un unico strato di tavole, regolarmente distribuite e solidarizzate ai travetti dell'ordito con due connettori (chiodi o viti) a ogni estremità. Si supponga inoltre che gli spostamenti orizzontali del solaio siano impediti lungo un lato, mentre al lato opposto sia impresso uno spostamento parallelo alla direzione del lato medesimo, cui corrisponda un'azione di taglio complanare all'impalcato.

Il comportamento del solaio può essere schematizzato come indicato in Figura 7-3. Ipotizzando che, per piccoli spostamenti, non insorgano problemi di compenetrazione tra le tavole, l'unica resistenza opposta alla deformazione è offerta dai connettori che collegano le tavole alle travi. A tal riguardo, ogni singola tavola può essere schematizzata come un'asta incernierata alle travi ed inoltre vincolata a ciascuna estremità da una molla cedevole elasticamente alla rotazione intorno ad un asse ortogonale al piano dell'impalcato.

Noti i parametri geometrici e le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti il sistema analizzato, nell'ipotesi di indeformabilità delle singole tavole, è possibile stimare agevolmente la rigidità rotazionale delle due molle attraverso la costruzione geometrica illustrata in Figura 7-3(b).

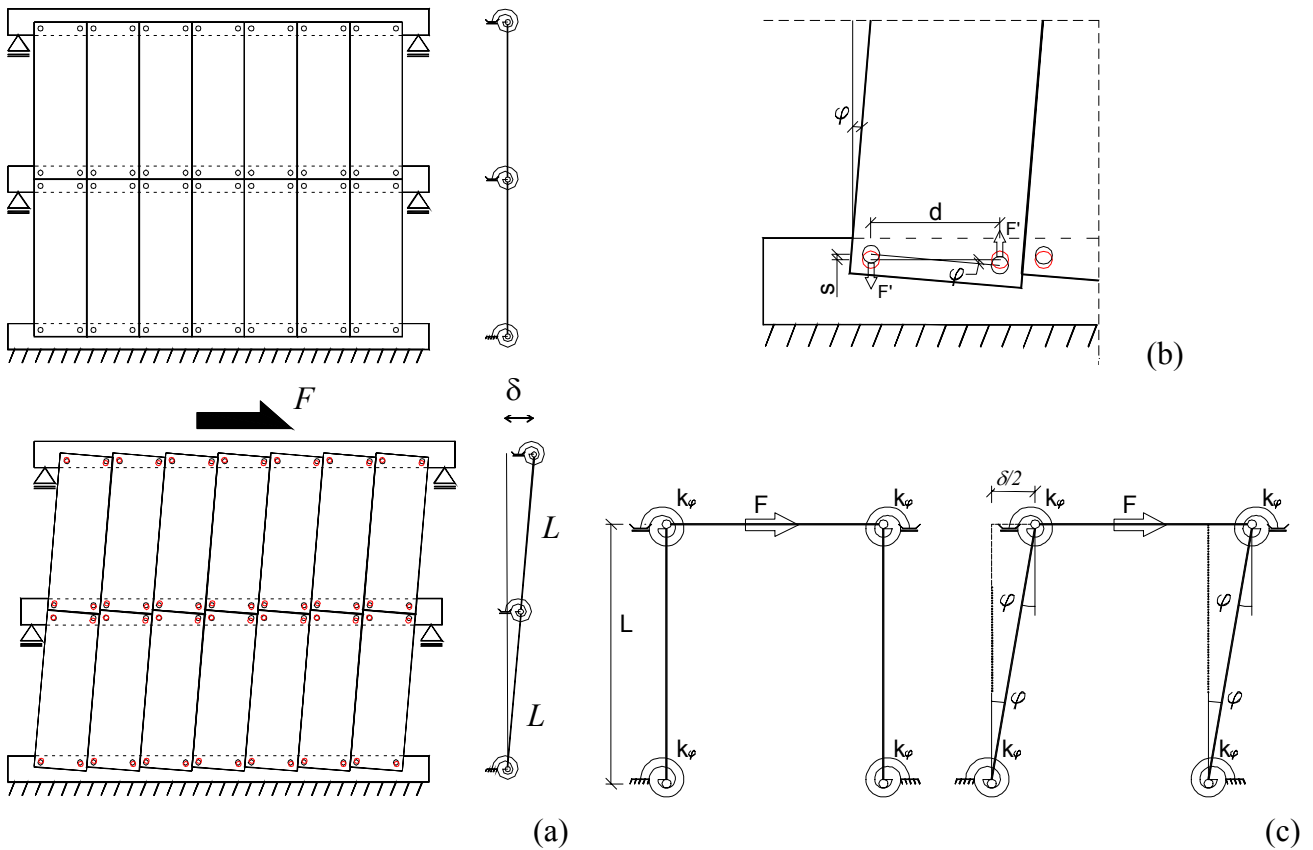


Figura 7-3 – (a) Schema del solaio sollecitato da azioni nel piano; (b) Rigidità dovuta a un'unica coppia di connettori; (c) Modello di calcolo di una singola maglia di solaio.

A seguito di una rotazione, φ , del solaio nel proprio piano, lo scorrimento, s , del singolo connettore è dato dalla relazione:

$$s = \frac{d}{2} \cdot \varphi = \frac{F'}{k_{\text{ser}}}, \quad (8.1)$$

dove k_{ser} dipende (secondo quanto indicato nella norma EN 1995-1-1) dal tipo di connettore e dalla massa volumica del legno.

EsPLICITANDO il momento M' della coppia di forze di intensità F' , che si mobilitano per effetto del suddetto scorrimento, è possibile determinare la rigidezza rotazionale, k_φ :

$$M' = F' \cdot d = \left(\frac{d^2}{2} \cdot k_{\text{ser}} \right) \cdot \varphi = k_\varphi \cdot \varphi. \quad (8.2)$$

L'utilizzo del principio dei lavori virtuali consente di esprimere, come di seguito esplicitato, la relazione tra l'azione tagliante di piano, F , ed il concomitante spostamento di piano, δ :

$$F \cdot \delta = 2 \cdot \sum_{\text{tavole}} k_\varphi \cdot \varphi^2, \quad (8.3)$$

$$\varphi = \frac{\delta}{L}, \quad (8.4)$$

$$F = \left(\frac{2 \cdot \sum_{\text{tavole}} k_\varphi}{L^2} \right) \cdot \delta = k_{\text{tot}} \cdot \delta, \quad (8.5)$$

dove k_{tot} è la rigidezza complessiva del solaio, che può essere sfruttata come strumento di valutazione dell'efficacia di un intervento di rinforzo, utilizzando il modello di calcolo proposto in Figura 7-3(c).

7.4 MODALITÀ DI RINFORZO PER AZIONI NEL PIANO

La tipologia di irrigidimento del solaio nel proprio piano, di seguito descritta, consiste nell'applicazione, sul tavolato di impalcato, di croci di controvento, realizzate mediante strisce di materiale composito fibrorinforzato, così come indicato in Figura 7-4(a).

E' possibile analizzare l'efficacia dell'intervento ricorrendo allo schema semplificato riportato in Figura 7-4(b).

Il rinforzo può essere schematizzato come un tirante diagonale, collegato alla struttura per mezzo di cerniere, ed assimilabile ad una molla di rigidezza assiale, k_δ , pari a:

$$k_\delta = \frac{E_f \cdot A_f}{D}, \quad (8.6)$$

essendo E_f il modulo di elasticità normale del materiale fibrorinforzato nella direzione della suddetta diagonale, A_f l'area della sezione resistente di quest'ultima e D la lunghezza della diagonale.

La diagonale compressa non è tenuta in conto in quanto si prescinde dalla resistenza a compressione degli elementi di FRP.

Nel caso di un impalcato realizzato con pannelle di laterizio, queste ultime possono fornire un contributo non trascurabile alla rigidezza del solaio nel proprio piano, potendo esse stesse trasferire sollecitazioni di compressione, purché ciò sia chiaramente dimostrato.

Con riferimento alla Figura 7-4(b), in seguito all'applicazione di una forza orizzontale, F , lo stato deformativo della struttura, analogo a quello considerato per il solaio non rinforzato (Figura 7-3(c)), comprende anche l'allungamento del tirante-rinforzo, funzione della rotazione angolare, φ . Il corrispondente coefficiente di dilatazione lineare, ε , vale:

$$\varepsilon = \frac{\delta \cdot \cos \alpha}{D}. \quad (8.7)$$

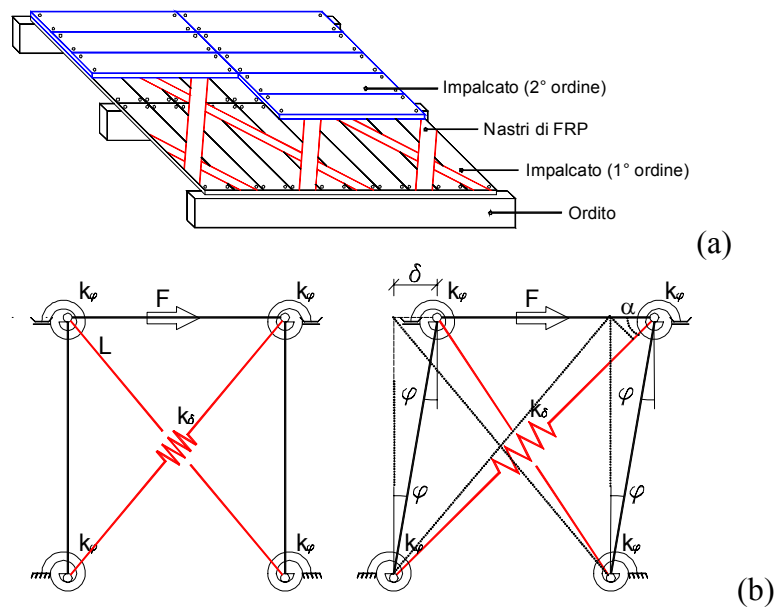


Figura 7-4 – Schema (a) e modello di calcolo (b) di un solaio tipo rinforzato.

Lo sforzo assiale nel tirante-rinforzo, N_{frp} , è:

$$N_{frp} = k_s \cdot \varepsilon \cdot D = \frac{E_f \cdot A_f}{D} \cdot \delta \cdot \cos \alpha = \left[\frac{E_f \cdot A_f}{D} \cdot \cos \alpha \right] \cdot \delta. \quad (8.8)$$

Applicando il principio dei lavori virtuali, è possibile definire una rigidezza complessiva del solaio, $k_{tot,rinf}$, da confrontare con quella dell'equivalente sistema non rinforzato, k_{tot} , (Figura 7-3(c)):

$$F = \left[\frac{E_f \cdot A_f}{2 \cdot D} \cdot \cos^2 \alpha \right] \cdot \delta = k_{tot,rinf} \cdot \delta. \quad (8.9)$$

È immediato rendersi conto della prevalenza di tale contributo di rigidezza, anche per valori di rinforzo modesti, rispetto a quello offerto dalle molle rotazionali, con le quali si sono modellati i giunti chiodati. Pertanto, in presenza del rinforzo, a quest'ultimo può essere affidata totalmente la funzione di solidarizzare l'impalcato alle travi dell'ordito.

Pur nella sua semplicità, il modello descritto fornisce importanti indicazioni sulle caratteristiche del rinforzo al fine di garantire la necessaria rigidezza dell'impalcato nel proprio piano.

Le principali caratteristiche sono di seguito evidenziate.

- Il rinforzo può essere disposto in diagonale, con un comportamento analogo a quello dei controventi metallici, sfruttando le sole caratteristiche di resistenza a trazione.
- Il materiale composito deve essere unidirezionale, con adeguata rigidezza assiale e sufficientemente sottile e deformabile per azioni fuori dal piano.

Ulteriori considerazioni possono derivare da aspetti pratici legati alla realizzazione dell'intervento. Alcuni di essi sono qui di seguito elencati.

- I materiali più idonei a costituire il rinforzo sono quelli con fibra di vetro, per il loro modesto modulo di elasticità normale, che consente loro di assecondare i movimenti naturali del legno e quelli inevitabili del solaio senza causare tensioni eccessive all'interfaccia incollata.
- I tipi di prodotto più adatti alle caratteristiche meccaniche richieste sono sicuramente quelli disponibili in forma di tessuti, preimpregnati o impregnati *in situ*, disponibili in pratici rotoli, da cui possono essere ricavate con facilità strisce di lunghezza opportuna.
- Allo scopo di ostacolare i fenomeni di instabilità dei rinforzi compressi, di rendere più uniforme il comportamento del solaio nelle due direzioni principali, di proteggere l'intervento di rinforzo e di migliorarne l'adesione è opportuno che, all'estradosso, l'intervento sia completato da un secondo impalcato. Le tavole di quest'ultimo sono disposte perpendicolarmente a quelle del primo impalcato, al quale devono essere solidarizzate per mezzo di chiodi o viti (Figura 7-4(a)). Prima della posa in opera del secondo impalcato, la superficie superiore dei rinforzi di FRP può essere ulteriormente cosparsa di colla, in modo da migliorare la solidarizzazione tra il rinforzo ed il solaio e quella tra i due ordini di tavole. Ad operazioni ultimate, la superficie di estradosso del solaio rinforzato sarà del tutto simile a quella in assenza di rinforzo, rendendo possibili le comuni operazioni di finitura superficiale. Nel caso di impalcato realizzato con pannelle di laterizio, il ruolo di protezione e di contenimento dell'instabilità delle fibre del composito può essere assolto da uno strato di malta di calce.

8 UNIONI E LORO RINFORZO

8.1 GENERALITÀ

La possibilità di sfruttare i materiali fibrorinforzati per la realizzazione di nuove unioni, in sostituzione dell'acciaio, o per il miglioramento di quelle esistenti, di tipo tradizionale, è stata finora oggetto di un limitato numero di sperimentazioni. Ciò non ha permesso di disporre a tutt'oggi di modelli generali per la progettazione e per il calcolo. L'argomento sembra offrire ampie opportunità di sviluppo per il futuro e quindi, per completezza, si ritiene opportuno corredare il documento con alcuni concetti generali e con alcune indicazioni di tipo progettuale ad esso relativi.

Per chiarezza espositiva, la trattazione del suddetto argomento può essere articolata nei seguenti punti:

- rinforzo di unioni tradizionali con materiali fibrorinforzati;
- unioni realizzate mediante connettori di materiale fibrorinforzato.

Pur attenendo entrambi i soggetti a unioni fra elementi di legno, i problemi da affrontare sono nettamente distinti e non permettono una trattazione unitaria.

8.2 RINFORZO DELLE UNIONI TRADIZIONALI MEDIANTE FRP

Ci si riferisce, nel seguito, sia alle unioni tradizionali "di carpenteria" sia a quelle di tipo meccanico. Un intervento di rinforzo non dovrebbe mai alterare in modo sostanziale lo schema statico originario della struttura nel quale si colloca, a meno che, ovviamente, non sia dimostrata la inadeguatezza di tale schema e la conseguente necessità di una sua sostanziale rivisitazione.

In particolare, un incremento, non adeguatamente valutato, di rigidità rotazionale a favore di un collegamento potrebbe comportare alterazioni non trascurabili ed inammissibili dello stato tensionale negli elementi connessi. Il progetto di rinforzo delle unioni non può prescindere dall'analisi complessiva dell'intera struttura, al fine di valutare correttamente le conseguenze dell'intervento e di mitigarne, se del caso, gli effetti indesiderati.

Ciò premesso, si può procedere a una classificazione delle modalità di intervento sulle connessioni in base all'obiettivo prefissato, individuando due distinte categorie (Figura 8-2):

- interventi volti al miglioramento delle capacità portanti;
- interventi volti al miglioramento delle capacità dissipative, nei confronti di sollecitazioni cicliche, come ad esempio quelle di tipo sismico.

Nel primo caso, alla base del progetto di rinforzo, va posto il controllo delle tensioni di trazione perpendicolari alle fibre, nonché di quelle di rifollamento, le quali sono spesso la causa del collasso dell'unione. Il problema è particolarmente rilevante per le unioni realizzate con pochi connettori di grande diametro, perché esse risultano esposte ad un rischio più elevato di rottura fragile.

Il secondo caso può riguardare le connessioni trave-pilastro di strutture di legno lamellare, quando se ne voglia migliorare il comportamento dissipativo. L'obiettivo può essere raggiunto interponendo lamine o tessuti di materiale composito fra le lamelle di legno.

Possono essere utilizzati compositi di tipo uni-direzionale, bi-direzionale o multi-direzionale. La scelta del tipo di fibra è condizionata dal comportamento desiderato. Per assicurare una maggiore deformabilità dell'unione si preferiscono le fibre di vetro; per conseguire una maggiore rigidità e una maggiore resistenza si preferiscono invece le fibre di carbonio.

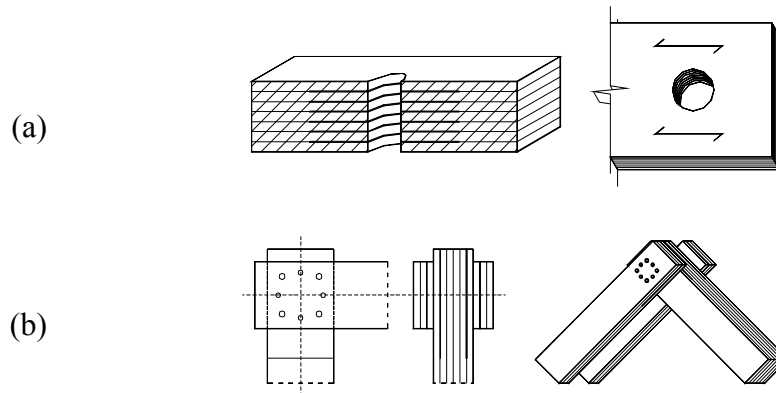


Figura 8-1 – Esempi di rinforzo delle unioni: (a) particolare di elemento in lamellare rinforzato in prossimità del connettore; (b) unione trave-pilastro in lamellare.

8.3 UNIONI REALIZZATE MEDIANTE CONNETTORI DI FRP

I tipi di connessione realizzabili con l'utilizzo di barre di FRP (Figura 8-2) sono analoghi a quelli già da tempo sperimentati con l'impiego di barre di acciaio. Le considerazioni ritenute valide per le barre di acciaio possono essere estese opportunamente a quelle di FRP.

I principali benefici legati all'adozione dei materiali compositi fibrorinforzati sono:

- resistenza ad attacchi fisici e chimici per applicazioni in ambiente aggressivo o in assenza di adeguata protezione (sono particolarmente raccomandate le fibre di carbonio);
- lavorabilità agevole in cantiere, anche con utensili tradizionali;
- leggerezza;
- ampia gamma delle proprietà disponibili da parte degli FRP, con riferimento a deformabilità, resistenza e comportamento a fatica.

Sarà cura del progettista valutare di volta in volta l'effettivo vantaggio conseguibile con l'uso delle barre di FRP in sostituzione di quelle di acciaio.

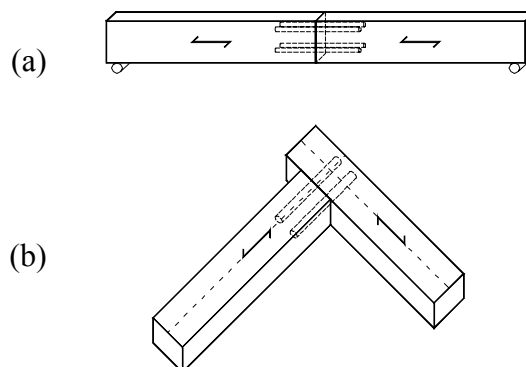


Figura 8-2 – Esempi di unioni con barre di FRP: (a) giunto testa-testa; (b) giunto a L.

9 APPENDICE A: APPLICAZIONI SU STRUTTURE ESISTENTI

9.1 PALAZZO NOBILI, LUCCA

La trave di uno dei solai a cassettonato (Figura 9-1) del palazzo Nobili, ex-sede della Banca d'Italia a Lucca trasformata in residenze private, è stata consolidata (2005) con l'obiettivo di incrementarne la resistenza, degradata da un attacco di insetti localizzato su una faccia e da un leggero attacco fungino su una testata.

Il rinforzo è stato eseguito con lamine di CFRP inserite al lembo inferiore in apposite scanalature.

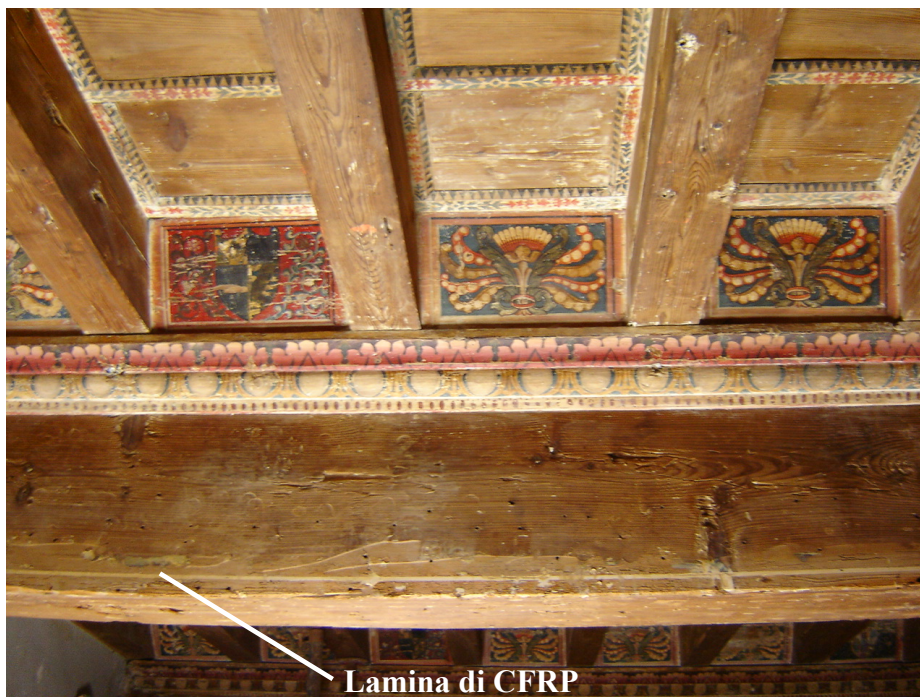


Figura 9-1 – Intervento in palazzo Nobili (progettista: ing. M. Martinelli - Legno Più S.r.l.).

9.2 EDIFICIO SIAZ, TREVİ (PG)

L'intervento ha riguardato (2003) il consolidamento con lamine di CFRP degli elementi strutturali (Figura 9-2) di un ampio solaio ligneo di un fabbricato di proprietà della società SIAZ sito in Trevi (PG).

Il solaio, disposto al piano primo dell'edificio tuttora destinato a magazzino per granaglie, è caratterizzato da una tripla orditura di travi lignee (legno di abete) di grande luce, ancora ben conservate ed oggetto di speciale vincolo da parte della Soprintendenza.

Il rinforzo è stato realizzato con lamine di CFRP disposte sia in zona tesa sia in zona compressa, rese solidali agli elementi lignei mediante resina epossidica.

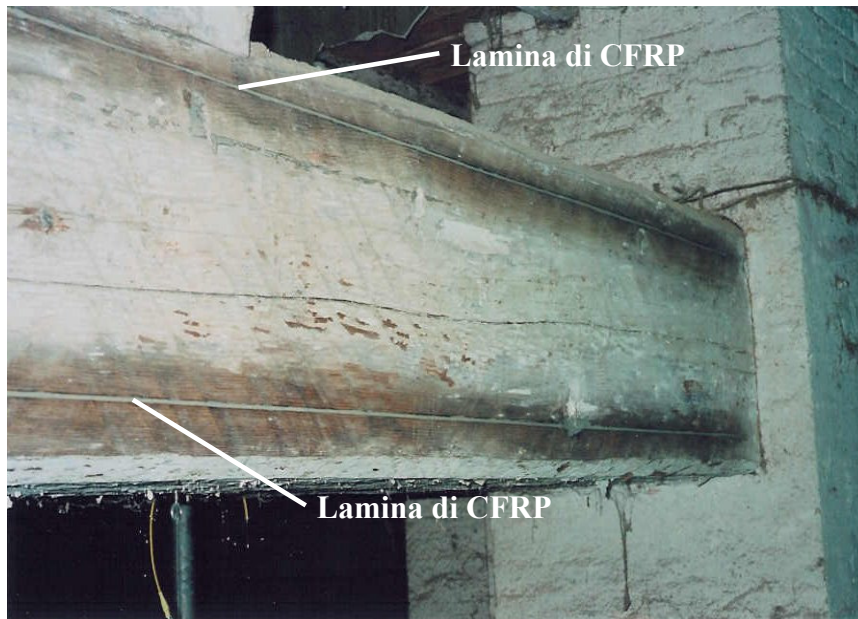


Figura 9-2 –Intervento di rinforzo eseguito sulla trave principale dell’edificio SIAZ (progettisti: ingg. A. Giannantoni e F. Menghini, in collaborazione con il prof. A. Borri).

9.3 EDIFICIO PER CIVILE ABITAZIONE, SPOLETO (PG)

Nell’ambito di un progetto di consolidamento di un edificio per civile abitazione, sito ad Azzano nel Comune di Spoleto, è stato realizzato (2003) un intervento di rinforzo di un solaio con doppie orditure lignee e piastrelle di cotto (Figura 9-3).

Il rinforzo, reso necessario a causa dell’eccessiva deformabilità a carico delle orditure secondarie del solaio, è stato eseguito con lamine preimpregnate di CFRP inserite in opportuni intagli predisposti all’intradosso degli elementi lignei secondari.



Figura 9-3 –Intervento di rinforzo eseguito sulle travi secondarie (progettista: ing. A. Giannantoni, in collaborazione con il prof. A. Borri).

9.4 PALAZZO COLLICOLA, SPOLETO (PG)

L'intervento ha interessato (2004) un antico solaio ligneo di Palazzo Collicola in Spoleto, sede della Galleria di Arte Moderna e delle sale di rappresentanza del Municipio, oggetto di lavori di restauro statico con miglioramento sismico.

Il solaio presenta un'orditura principale costituita da due travi lignee ed un'orditura secondaria costituita da travetti lignei.

L'intervento è stato eseguito applicando una trave pultrusa di GFRP all'estradosso delle travi principali, previa asportazione della pavimentazione e del relativo massetto di calce di allettamento.

L'ala inferiore della trave di GFRP è stata inoltre intagliata *in situ* in corrispondenza degli antichi travetti lignei, al fine di evitare lo smontaggio di questi ultimi.

La trave di composito è stata solidarizzata a quella lignea preesistente mediante connettori a taglio realizzati con chiodi di fibra di vetro e resina epossidica.

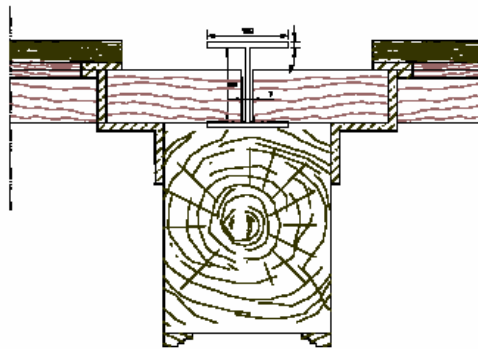


Figura 9-4 –Intervento di rinforzo eseguito sulle travi principali (progettisti: ingg. A. Giannantoni e F. Menghini, in collaborazione con il prof. A. Borri).

9.5 EDIFICIO STORICO, LUCCA

L'intervento di rinforzo ha interessato (2004) una trave di un antico solaio ligneo di un edificio storico sito in Lucca.

Il consolidamento di tale trave si è reso necessario per la fessurazione innescatasi a seguito di lavori di ristrutturazione dei locali sovrastanti la stessa. Gli aspetti innovativi dell'intervento consistono nell'utilizzo, all'estradosso, di un elemento ligneo rivestito di carbonio, solidarizzato alla trave con connettori per incrementarne la rigidità; e nell'utilizzo, all'intradosso, di un tessuto di CFRP per incrementarne la resistenza flessionale.

L'intervento è stato completato rivestendo il composito all'intradosso mediante una lamina sottile di legno e ripristinando all'estradosso la cornice presente prima dell'intervento (Figura 9-5).

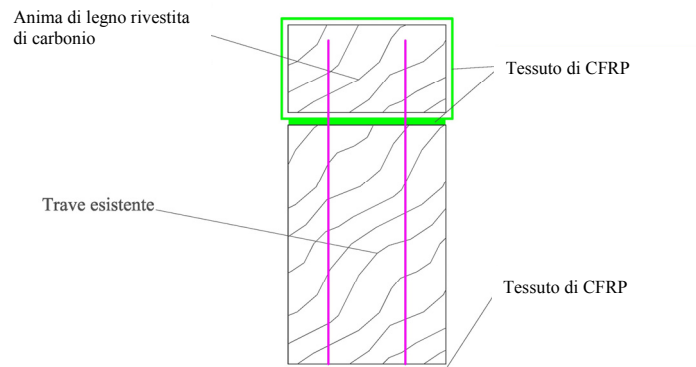


Figura 9-5 –Intervento di rinforzo eseguito sulla trave principale (progettista: ing. G. Ussia – Ardea Progetti e sistemi S.r.l.).

10 APPENDICE B: RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Ajdukiewicz A., Brol J. (2001), "Modern strengthening methods of old timber structures", Proceedings of IABSE Conference of Lahti (Finland): 479-484.
- Alam P., Ansell M.P., Smedley D. (2004), "Flexural properties of steel and FRP reinforced LVL composites", Proceedings of Timber Conference WCTE 8, Lahti (Finland), vol. III: 343-346.
- Balsamo A., Cerone M., Viskovic A. (2001), "New wooden structures with composite material reinforcements for historical buildings", Proceedings of IABSE Conference of LAHTI (Finland): 459-464.
- Bergmeister K., Luggin W. (2001), "Innovative strengthening of timber structures using carbon fibres", Proceedings of IABSE Conference of Lahti (Finland): 361-366.
- Berti S., Pizzo B., Lauriola M., Lavischi P., Rizzo G. (2002) "Consolidamento con adesivi epossidici delle strutture lignee. Parte 1: Indagine sulla durabilità degli interventi", Arkos, n. 1/2002, 32-37.
- Berti S., Pizzo B., Lavischi P., Misani C., Rizzo G. (2002) "Consolidamento con adesivi epossidici delle strutture lignee. Parte 2: Compatibilità strutturale tra adesivi e legno", Arkos, n. 2/2002, 46-52.
- Borri A., Terenzi G., Bartoloni M., Caliterna P. (1999), "Travi lignee: tecniche di rinforzo basate su disposizioni diversificate di nastri in CFRP", L'edilizia, n°7-8: 32-39.
- Borri A., Corradi M., Speranzini E. (2001), "Travi in legno rinforzate con barre o con tessuti in fibra di carbonio", L'edilizia, n°4: 48-56.
- Borri A., Corradi M. (2000), "Consolidamento di strutture lignee: risultati di una sperimentazione", L'edilizia, n°5-6: 62-67.
- Borri A., Corradi M., Grazini A. (2005), "A method for flexural reinforcement of old wood beams with CFRP materials", J. Composites part B engineering, 36/2: 143-153.
- Borri A., Giannantoni (2004), "Elementi pultrusi in FRP: il rinforzo di solai lignei", L'edilizia, n°134: 52-57.
- Borri A., Corradi M., Speranzini E., Vignoli A. (2004), "Irrigidimento nel piano di solai esistenti con FRP", Proceedings of the International Conference on Mechanics of Masonry Structures Strengthened with FRP-materials, Venezia (Italia): 345-355.
- Brunner M., Schürigher M. (2004), "Timber beams strengthened with prestressed fibres: delamination", Proceedings of Timber Conference WCTE 8, Lahti (Finland), vol. I: 345-350.
- Davids W.G. (2001), "Nonlinear analysis of FRP-Glulam-Concrete beams with partial composite action", Journal of Structural Engineering, n°8, Vol. 127: 967-971.
- Del Senno M., Piazza M., Tomasi R. (2004), "Axial glued – in steel timber joints – experimental and numerical analysis", Holz als Roh- und Werkstoff, n°62: 137-146.
- Duarte A., Negrao J., Cruz H. (2004), "Rehabilitation of timber beams with reinforced epoxy plates", Proceedings of Timber Conference WCTE 8, Lahti (Finland), vol. I: 351-356.
- Feligioni L., Lavischi P., De Ciechi M., Spinelli P. (2002) "Consolidamento con adesivi epossidici delle strutture lignee. Parte 3: L'impiego di barre e resine", Arkos, n. 3/2002, 36-43.
- Feligioni L., Lavischi P., Duchanois G., De Ciechi M., Spinelli P. (2003), "Influence of glue rheology and joint thickness on the strength of bonded-in rods", Holz als Roh- und Werkstoff, n°61, Vol. 4: 281-287.

- Galloway T.L., Fogstad C., Dolan C.W., Puckett J.A. (1996), "Initial tests of kevlar prestressed timber beams", Proceedings of the National Conference on Wood Transportation Structures, Madison, WI (USA).
- Giordano G. "Tecnologia del Legno", ed. UTET, 1981.
- Giuriani, E., Frangipane, A. (1993), "Wood to concrete composite section for stiffening of ancient wooden beam floor". Workshop Italiano sulle Costruzioni Composte, Trento: 307-317.
- Gustafsson P.J., Serrano E. (2000), "Predicting the pull-out strength of glued-in rods", Proceedings of the 6th World Conference on Timber Engineering, Whistler (B.C., Canada), Cd-Rom: 7.4.4-1-7.4.4-8.
- Haiman M. (2004), "Possible ways to taking over perpendicular stresses", Proceedings of Timber Conference WCTE 8, Lahti (Finland), vol. III: 373-376.
- Haller P., Wehsener J., Birk T. (2001), "Embedding characteristics of fibre reinforcement and densified timber joints", Proceedings of CIB-W18 Meeting 34 of Venice (Italia): 34-7-7.
- Haller P., Birk T. (2004), "Tailor made textile reinforcements in wood constructions", Proceedings of Timber Conference WCTE 8, Lahti (Finland), vol. I: 365-370.
- Kalamkarov A.L. (1997), "Stress analysis in elastic joint structures", International Journal of Mechanical Science, Vol. 39, n°7: 873-883.
- Kasal B., Heiduschke A., Haller P. (2000), "Fiber – reinforced beam – to – column connections for seismic applications", Proceedings of CIB-W18 Meeting 35 of Kyoto (Japan): 35-7-12.
- Kasal B., Haller P., Prospisil S., Jirovsky I., Heiduschke A., Drdacky M. (2003), "Experimental investigation of laminated timber frames with fiber – reinforced connections under earthquake loads", Proceedings of CIB-W18 Meeting 36 of Colorado (USA): 36-15-5.
- Kasal B., Heiduschke A., Kadla J., Haller P. (2004), "Laminated timber frames with composite fibre – reinforced connections", Progress in Structural Engineering. and Materials., n°6: 84-93.
- Kasal B., Prospisil S., Jirovsky I., Heiduschke A., Drdacky M., Haller P. (2004), "Seismic performance of laminated timber frames with fiber-reinforced joints", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, n°33: 633-646.
- Kent S., Tingley D. (2001), "Structural evaluation of fiber reinforced hollow wood beams", Proceedings of IABSE Conference of Lahti (Finland): 367-372
- La Tegola A., Scialpi V., Micelli F. (2004), "Controventatura in CFRP per coperture in legno lamellare", L'edilizia n°134: 58-61.
- Lavisci P., Berti S., Pizzo B., Triboulot P., Zanuttini R. (2001), "A shear test for structural adhesives used in the consolidation of old timber", Holz als Roh- und Werkstoff, n°59: 145-152.
- Lavisci P., Pizzo B., Gagliano J.M., Triboulot P., De Ciechi M.(2003), "Fracture energy testing of thick joints with structural wood adhesives". Holz als Roh- und Werkstoff, 61: 355-357.
- Madhoushi M., Ansell M.P. (2004), "Flexural fatigue of beam to beam connections using glued – in GFRP rods", Proceedings of Timber Conference WCTE 8, Lahti (Finland), vol. I: 319-326.
- Madhoushi M., Ansell M.P. (2004), "Fatigue and cyclic loading of moment – resisting structures connected using glued – in GFRP rods", Proceedings of Timber Conference WCTE 8, Lahti (Finland), vol. III: 347-351.
- Meierhofer U.A. (1997), "Long term performance of timber – concrete composite structural elements", Proceedings of the IABSE International Conference of Innsbruck (Austria), IABSE, n°9: 938-939.

- Piazza M., “Interventi di consolidamento con l’uso di elementi meccanici di collegamento: solai misti legno – legno”, in *Il manuale del legno strutturale - vol. IV: Interventi sulle strutture*, Ed. Mancosu (2004): 108-127.
- Piazza M. and Turrini G. (1983), “Una tecnica di recupero di solai in legno”, *Recuperare*, n.5, 6, 7.
- Pizzo B., Lavisca P., Macchioni N., Misani C., “A new approach to the design of epoxy adhesives for the restoration of timber structures”, *European Timber Buildings as an Expression of Technological and Technical Cultures*, Ed. Elsevier SAS (2002): 245-254.
- Pizzo B., Lavisca P., Misani C., Triboulot P., Macchioni N. (2003), “Measuring the shear strength ratio of glued joints within the same specimen”, *Holz als Roh- und Werkstoff*, n°61, vol. 4: 273-280.
- Pizzo B., Lavisca P., Lauriola M., Misani C., Moschi M (2003) “Tecniche di restauro delle strutture lignee con l’applicazione di adesivi epossidici”, *Arkos*, n. 1/2003, 70-75.
- Pizzo B., Lavisca P., Misani C., Triboulot P. (2003), “The compatibility of structural adhesives with wood”, *Holz als Roh- und Werkstoff*, n°61, vol. 4: 288-290.
- Romani M., Blass H.J. (2001), “Design model for FRP reinforced glulam beams”, *Proceedings of the CIB-W18 Meeting 34 of Venice*, (Italy): 34-12-3.
- Scialpi V., De Lorenzis L., Micelli F., La Tegola A. (2004), “Connessioni tra elementi strutturali in legno lamellare con barre in FRP”, *Proceedings of the International Conference on Mechanics of Masonry Structures Strengthened with FRP-materials*, Venezia (Italia): 365-374.
- Serrano E. (2001), “Glued-in rods for timber structures – a 3D model and finite element parameter studies”, *International Journal of Adhesion & Adhesives*, n°21, vol. 2: 115-127.
- Stamato G.C., Juliano F. (2004), “FRP reinforced nailed plywood box beam”, *Proceedings of Timber Conference WCTE 8, Lahti (Finland)*, 2004, vol. III: 361-364.
- Tampone G. (2002), “Metodi tradizionali ed innovativi per il restauro strutturale”. *Istanze ideologiche e innovazione tecnologica nella conservazione delle strutture di legno*, *Restauro*, n°159: 195-242.
- Tang B. (1998), “A successful beginning for fiber reinforced polymer (FRP) composite materials in bridge applications”, *Proceedings of International Conference on Corrosion and Rehabilitation of Reinforced Concrete Structures*, Orlando (FL, USA).
- Thelandersson S., Larsen H.J.. “*Timber Engineering*”, Wiley-Interscience (2003)
- Triantafillou T.C., Plevris N. (1992), “FRP – reinforced wood as structural material”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, n°3, vol 4: 300-317.
- Triantafillou T.C., Deskovic N. (1991), “Innovative prestressing with FRP sheets: mechanics of short-term behavior”, *Journal of eng. mech.*, n°7, vol 117: 1652-1673.
- Triantafillou T.C., Deskovic N. (1992), “Prestressed FRP sheets as external reinforcement of wood members”, *Journal of Structural Engineering*, n°5, vol 118: 1270-1284.
- Tsai M.Y., Oplinger D.W., Morton J. (1998), “Improved theoretical solutions for adhesive lap joints”, *International Journal of Solid Structures*, vol. 35, n°12: 1163-1185.
- Uzielli L. (a cura di), “*Manuale del legno strutturale*”, vol. IV, Ed. Mancosu, Roma (2004).
- Wernersson H., Gustafsson P.J. (1996), “A mixed-mode model for analysis of brittle and ductile glued joints”, *Proceedings of International Wood Engineering Conference*, New Orleans (USA), vol.4: 481-487.

11 APPENDICE C: RIFERIMENTI NORMATIVI

- CNR-DT 200/2004: Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di Interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati – Materiali, strutture in c.a. ed in c.a.p., strutture murarie.
- UNI 11035-1:2003. Legno strutturale. Classificazione a vista di legnami italiani secondo la resistenza meccanica: terminologia e misurazione delle caratteristiche.
- UNI 11035-2:2003. Legno strutturale. Regole per la classificazione a vista secondo la resistenza e i valori caratteristici per tipi di legname strutturale italiani.
- UNI 11118:2004. Beni culturali. Manufatti lignei. Strutture portanti degli edifici. Criteri per l'identificazione delle specie legnose.
- UNI 11119: 2004. Beni culturali. Manufatti lignei. Strutture portanti degli edifici. Ispezioni in situ per la diagnosi degli elementi in opera.
- UNI 11138:2004. Beni culturali Manufatti lignei Strutture portanti degli edifici. Criteri per la valutazione preventiva, la progettazione e l'esecuzione di interventi.
- UNI EN 301:1993. Adesivi fenolici e amminoplastici per strutture portanti in legno. Classificazione e requisiti prestazionali.
- UNI EN 302/1:1993. Adesivi per strutture portanti in legno. Determinazione della resistenza del giunto al taglio a trazione longitudinale.
- UNI EN 302/2: Adesivi per strutture portanti in legno. Determinazione della resistenza alla delaminazione (metodo di laboratorio).
- UNI EN 338:2004. Legno strutturale. Classi di resistenza.
- UNI EN 384:1997. Legno strutturale. Determinazione dei valori caratteristici delle proprietà meccaniche e della massa volumica.
- EN 1995-1-1:2004 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 408:2004. Strutture di legno - Legno massiccio e legno lamellare incollato - Determinazione di alcune proprietà fisiche e meccaniche.
- UNI EN 518:1997. Legno strutturale. Classificazione. Requisiti per le norme di classificazione a vista secondo la resistenza.
- UNI EN 519:1997. Legno strutturale. Classificazione. Requisiti per il legno classificato a macchina secondo la resistenza e per le macchine classificatrici.
- EN 1995-1-1:2004 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI ENV 1995-2:1999. Progettazione delle strutture in legno, parte 2: ponti, edizione 1999 (sostituita da EN 1995-2/2004).
- EN 14081-1 "Timber structures - Strength graded structural timber with rectangular cross-section - Part 1: General requirements"
- PREN 1998-1/2003: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
- PREN 1998-1/2003: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
- DIN 1052/2004: Bemessungsregeln für Holzkonstruktionen.

- ASTM D905:1998. Standard Test Method for Strength Properties of Adhesive Bonds in Shear by Compression Loading.
- ASTM D3165:1991. Standard test method for strength properties of adhesives in shear by tension loading of single-lap-joint laminated assemblies.
- ASTM D3931:1980. Standard Practice for determining strength of gap-filling adhesive bonds in shear by compression loading.
- ISO 6238:1987. Adhesives. Wood-to-wood adhesive bond. Determination of shear strength by compression loading.

Il presente Documento è stato predisposto da un Gruppo di studio così composto:

ASCIONE Prof. Luigi	- Università di Salerno
BARBIERI Arch. Alessandra	- Università IUAV - Venezia
BENEDETTI Prof. Andrea	- Università di Bologna
BERARDI Ing. Valentino Paolo	- Università di Salerno
BONAMINI Ing. Gabriele	- Studio Legno-Wood Consulting - Firenze
BORRI Prof. Antonio	- Università di Perugia
CERSOSIMO Ing. Giuseppe	- Interbau S.r.l.- Milano
CORRADI Ing. Marco	- Università di Perugia
CREDALI Dott. Lino	- Ardea S.r.l. - Casalecchio (BO)
FAGGIANO Ing. Beatrice	- Università "Federico II" - Napoli
FEO Prof. Luciano	- Università di Salerno
GIACOMIN Ing. Giorgio	- Maxfor - Quarto d'Altino (VE)
GRANDI Ing. Alberto	- Sika Italia S.p.a. - Milano
LAVISCI Dott. Paolo	- Legno Più - Firenze
MACERI Prof. Franco	- Università "Tor Vergata" - Roma
MANFREDI Prof. Gaetano	- Università "Federico II" - Napoli
MANTEGAZZA Dott. Giovanni	- Ruredil S.p.a. - Milano
MONTI Prof. Giorgio	- Università "La Sapienza" - Roma
MORANDINI Ing. Giulio	- Mapei S.p.a. - Milano
NANNI Prof. Antonio	- Università "Federico II" - Napoli
PIAZZA Prof. Maurizio	- Università di Trento
PIZZO Ing. Benedetto	- IVALSA-CNR - Firenze
TAMPONE Prof. Gennaro	- Università di Firenze

Coordinatori:

BORRI Prof. Antonio, PIAZZA Prof. Maurizio.

Coordiatore generale della collana di documenti sul rinforzo strutturale mediante FRP:

ASCIONE Prof. Luigi.

Segreteria:

FEO Prof. Luciano, ROSATI Prof. Luciano.

Il presente Documento di Studio è stato approvato in data 21 luglio 2005 dalla “Commissione incaricata di formulare pareri in materia di normativa tecnica relativa alle costruzioni” così composta:

ANGOTTI Prof. Franco	- Università di Firenze
ASCIONE Prof. Luigi	- Università di Salerno
BARATTA Prof. Alessandro	- Università “Federico II”- Napoli
CECCOLI Prof. Claudio	- Università di Bologna
COSENZA Prof. Edoardo	- Università “Federico II”- Napoli
GIANGRECO Prof. Elio	- Università “Federico II”- Napoli
JAPPELLI prof. Ruggiero	- Università “Tor Vergata” - Roma
MACERI Prof. Franco	- Università “Tor Vergata” - Roma
MAZZOLANI Prof. Federico Massimo	- Università “Federico II”- Napoli
PINTO Prof. Paolo Emilio	- Università “La Sapienza” - Roma
POZZATI Prof. Piero	- Università di Bologna
SOLARI Prof. Giovanni	- Università di Genova
URBANO Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
ZANON Prof. Paolo	- Università di Trento