



VINCENZO CALVO
ELISABETTA SCALORA

SOLAI E COPERTURE IN LEGNO

COSTRUIRE E RESTAURARE STRUTTURE IN LEGNO
CON IL SOFTWARE PREWOOD

AI SENSI DEL D.M. 17 GENNAIO 2018,
DELLA CIRCOLARE 21 GENNAIO 2019 E DELL'EUROCODICE 5



**PRONTO
GRAFILL**

Clicca e richiedi di essere contattato
per informazioni e promozioni

SOFTWARE INCLUSO
CON SISTEMA G-CLOUD



SECONDA EDIZIONE

GRAFILL

Vincenzo Calvo / Elisabetta Scalora

SOLAI E COPERTURE IN LEGNO

Ed. II (07-2021)

ISBN 13 978-88-277-0255-0

EAN 9 788827 7 02550

Collana **SOFTWARE** (141)



**Licenza d'uso da leggere attentamente
prima di attivare la WebApp o il Software incluso**

Usa un QR Code Reader
oppure collegati al link <https://grafill.it/licenza>

© **GRAFILL S.r.l.** Via Principe di Palagonia, 87/91 - 90145 Palermo
Telefono 091/6823069 - Fax 091/6823313 - Internet <http://www.grafill.it> - E-Mail grafill@grafill.it

**CONTATTI
IMMEDIATI**



Pronto GRAFILL
Tel. 091 6823069



Chiamami
chiamami.grafill.it



Whatsapp
grafill.it/whatsapp



Messenger
grafill.it/messenger



Telegram
grafill.it/telegram

Finito di stampare presso **Tipografia Publistampa S.n.c. - Palermo**

Edizione destinata in via prioritaria ad essere ceduta nell'ambito di rapporti associativi.
Tutti i diritti di traduzione, di memorizzazione elettronica e di riproduzione sono riservati. Nessuna parte di questa pubblicazione può essere riprodotta in alcuna forma, compresi i microfilm e le copie fotostatiche, né memorizzata tramite alcun mezzo, senza il permesso scritto dell'Editore. Ogni riproduzione non autorizzata sarà perseguita a norma di legge. Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.



**CLICCA per maggiori informazioni
... e per te uno SCONTO SPECIALE**

SOMMARIO

INTRODUZIONE

dell'Ing. Vincenzo Calvo e dell'Arch. Elisabetta Scalora..... " 9

1. IL LEGNO " 11

1.1. Pregi del legno..... " 13

1.2. Difetti del legno " 15

1.3. Proprietà fisiche e meccaniche del legno " 17

1.4. Durabilità e degrado del legno " 21

1.4.1. Insetti..... " 24

1.4.2. Funghi..... " 28

1.4.3. Trattamenti preservanti " 28

2. IL LEGNO DA COSTRUZIONE..... " 30

2.1. Lavorazione del legno..... " 30

2.2. Tipi di legno per uso strutturale " 31

2.3. Legno massiccio " 36

2.4. Legno lamellare " 37

2.5. Procedure di qualificazione e accettazione " 39

2.5.1. Identificazione e rintracciabilità dei prodotti qualificati .. " 44

2.5.2. Forniture e documentazione di accompagnamento " 45

2.5.3. Controlli di accettazione in cantiere " 45

3. INQUADRAMENTO NORMATIVO..... " 48

3.1. La normativa europea " 48

3.2. La normativa italiana " 49

4. METODOLOGIA DI CALCOLO: STATI LIMITE " 52

4.1. Stati Limite Ultimi (SLU) " 54

4.2. Stati Limite di Esercizio (SLE) " 54

4.3. Durabilità..... " 55

4.4.	Robustezza	p.	56
4.5.	Verifiche.....	"	56
5.	AZIONI E CARICHI SULLE COSTRUZIONI	"	57
5.1.	La classificazione delle azioni	"	57
5.1.1.	Classificazione delle azioni in base al modo di esplicarsi	"	57
5.1.2.	Classificazione delle azioni secondo la risposta strutturale.....	"	57
5.1.3.	Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo	"	57
5.2.	La caratterizzazione delle azioni elementari	"	58
5.3.	Le combinazioni delle azioni	"	60
5.4.	Pesi propri dei materiali strutturali	"	62
5.5.	I carichi permanenti non strutturali	"	63
5.6.	Sovraccarichi	"	64
5.6.1.	Sovraccarichi verticali uniformemente distribuiti	"	65
5.6.2.	Sovraccarichi verticali concentrati	"	66
5.6.3.	Sovraccarichi orizzontali lineari	"	66
6.	AZIONE DELLA NEVE	"	68
6.1.	Coefficiente di forma per le coperture	"	68
6.1.1.	Copertura ad una falda.....	"	69
6.1.2.	Copertura a due falde.....	"	69
6.2.	Coefficiente di esposizione.....	"	70
6.3.	Coefficiente termico	"	70
6.4.	Valore caratteristico del carico della neve al suolo	"	70
7.	AZIONE DEL VENTO	"	73
7.1.	Velocità base di riferimento.....	"	73
7.2.	Velocità di riferimento	"	75
7.3.	Pressione del vento.....	"	76
7.4.	Azione tangenziale del vento	"	76
7.5.	Pressione cinetica di riferimento.....	"	76
7.6.	Coefficiente di esposizione.....	"	76
7.7.	Coefficiente aerodinamico	"	79
7.8.	Coefficiente dinamico.....	"	79
7.9.	Avvertenze progettuali.....	"	79
8.	COSTRUZIONI IN LEGNO - ASPETTI TECNICI	"	81
8.1.	Valutazione della sicurezza	"	81

8.2.	Analisi strutturale	p.	81
8.3.	Azioni e loro combinazioni	"	82
8.4.	Classi di durata del carico	"	83
8.5.	Classi di servizio	"	83
8.6.	Resistenza di progetto	"	84
8.7.	Collegamenti	"	86
8.8.	Elementi strutturali	"	89
8.9.	Sistemi strutturali	"	90
8.10.	Robustezza	"	91
8.11.	Durabilità	"	92
8.12.	Regole per l'esecuzione	"	92
8.13.	Verifiche per situazioni transitorie, controlli e prove di carico.....	"	95
8.13.1.	Controlli in fase di costruzione	"	95
8.13.2.	Controlli sulla struttura completa.....	"	96
8.13.3.	Controlli della struttura in esercizio	"	96
9.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE	"	97
9.1.	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)	"	97
9.2.	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)	"	100
9.2.1.	Verifiche di resistenza	"	100
9.2.2.	Trazione parallela alla fibratura	"	101
9.2.3.	Trazione perpendicolare alla fibratura	"	103
9.2.4.	Compressione parallela alla fibratura	"	103
9.2.5.	Compressione perpendicolare alla fibratura	"	103
9.2.6.	Compressione inclinata rispetto alla fibratura.....	"	104
9.2.7.	Flessione	"	104
9.2.8.	Tensoflessione.....	"	106
9.2.9.	Pressoflessione	"	106
9.2.10.	Taglio	"	107
9.2.11.	Torsione	"	108
9.2.12.	Taglio e torsione.....	"	109
9.3.	Verifiche di stabilità.....	"	109
9.3.1.	Elementi inflessi (instabilità di trave).....	"	109
9.3.2.	Elementi compressi (instabilità di colonna)	"	110
10.	VERIFICHE DI RESISTENZA AL FUOCO	"	112
10.1.	Resistenza al fuoco	"	113
10.2.	Calcolo del carico incendio	"	114
10.3.	Scenari e incendi convenzionali di progetto	"	118
10.4.	Criteri di progettazione degli elementi strutturali resistenti al fuoco.....	"	120

10.5.	Metodo della sezione ridotta	p.	121
10.6.	Verifiche di resistenza al fuoco	"	125
10.7.	Unioni e collegamenti esposti al fuoco	"	127
11.	COSTRUZIONI IN LEGNO IN ZONA SISMICA	"	128
11.1.	Aspetti concettuali della progettazione	"	129
11.2.	Materiali e proprietà delle zone dissipative	"	129
11.3.	Tipologie strutturali e fattori di comportamento	"	130
11.4.	Analisi strutturale	"	132
11.5.	Disposizioni costruttive	"	132
11.5.1.	Disposizioni costruttive per i collegamenti	"	133
11.5.2.	Disposizioni costruttive per gli impalcati	"	133
11.6.	Verifiche di sicurezza	"	133
11.7.	Regole di dettaglio	"	134
11.7.1.	Disposizioni costruttive per i collegamenti	"	134
11.7.2.	Disposizioni costruttive per gli impalcati	"	134
12.	CONSOLIDAMENTO E RESTAURO DEGLI ORIZZONTAMENTI	"	135
12.1.	Consolidamento di travi e solai in legno	"	137
12.2.	Verifica di solai misti legno e calcestruzzo	"	142
13.	SOLAI IN LEGNO	"	149
13.1.	La modellazione strutturale	"	150
14.	INSTALLAZIONE E ATTIVAZIONE DEL SOFTWARE PREWOOD	"	151
14.1.	Note sul software PreWood	"	151
14.2.	Requisiti hardware e software	"	151
14.3.	Attivazione del software incluso	"	151
14.4.	Assistenza tecnica sui prodotti Grafill	"	153
15.	MANUALE D'USO DEL SOFTWARE PREWOOD	"	154
15.1.	Solai e coperture in legno	"	154
15.2.	Apri file	"	155
15.3.	Salva file	"	155
15.4.	Dati Generali	"	155
15.5.	Scelta del materiale	"	156
15.6.	Analisi dei carichi	"	159
15.7.	Combinazioni di carico	"	161
15.8.	Visualizza le verifiche SLU ed SLE	"	162
15.9.	Visualizza le Verifiche al fuoco	"	165

15.10. Visualizza il computo dei materiali utilizzati	p. 168
15.11. Genera la relazione di calcolo	" 168
15.12. Informazioni	" 169
16. ESEMPIO DI CALCOLO	
EFFETTUATO CON IL SOFTWARE PREWOOD	" 170
17. ESEMPIO DI RELAZIONE DI CALCOLO	
DI UNA COPERTURA INCLINATA IN LEGNO LAMELLARE	
ELABORATA MEDIANTE IL SOFTWARE PREWOOD	" 172
18. TABELLE DELLE CLASSI DI RESISTENZA DEI MATERIALI	" 181
18.1. Classi di resistenza per legno massiccio di conifera e pioppo	" 181
18.2. Classi di resistenza per legno massiccio di latifoglia	" 182
18.3. Classi di resistenza per legno lamellare incollato di conifera	" 183
18.4. Classi di resistenza per specie legnose di provenienza italiana	" 184
19. GLOSSARIO	" 185
20. FAQ SULL'ARGOMENTO	" 188
21. TEST INIZIALE (per verificare la conoscenza di base sull'argomento)	" 191
22. TEST FINALE (per verificare quanto appreso sull'argomento dopo la lettura di questa pubblicazione)	" 193
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI E NORMATIVI	" 195
BIBLIOGRAFIA	" 195
NORMATIVE	" 195

INTRODUZIONE

dell'Ing. Vincenzo Calvo e dell'Arch. Elisabetta Scalora

Il presente libro tratta il tema della progettazione strutturale nelle costruzioni in legno secondo la nuova normativa nazionale, D.M. 17 gennaio 2018, recante «*Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"*», che è stato pubblicato sulla *Gazzetta Ufficiale* n. 42 del 20 febbraio 2018, Supplemento Ordinario n. 8, ed in vigore dal 22 marzo 2018¹.

Le nuove NTC si compongono di un decreto di tre articoli e di un allegato con 12 capitoli e definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità. Esse forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

Il legno è il più antico materiale da costruzione ed ha rappresentato, sino alla seconda metà dell'Ottocento, il materiale principale per la realizzazione degli orizzontamenti. Con la rivoluzione industriale nella seconda metà dell'Ottocento si diffondono i solai realizzati con profilati metallici e agli inizi del Novecento si hanno i primi orizzontamenti in calcestruzzo armato. Di recente il legno sta recuperando importanza, grazie alle innovazioni tecnologiche (legno lamellare) e all'emergere del tema della eco-sostenibilità, che sta ricoprendo un ruolo importante nella bioarchitettura.

Per poter effettuare una buona progettazione è bene conoscere il materiale che si intende utilizzare. Il legno è un materiale composito costituito da cellule vegetali di forma allungata disposte parallelamente all'asse del tronco, costituite principalmente da cellulosa e lignina, la prima ha buona resistenza a trazione mentre la seconda a compressione. In funzione della struttura e della disposizione delle cellule si determinano le proprietà fisiche e meccaniche dei diversi tipi di legno.

Il legno, essendo un materiale anisotropo, possiede una resistenza agli sforzi che varia in funzione della direzione in cui questi agiscono rispetto alla direzione delle fibre, in generale si può affermare che si ha una resistenza maggiore se sollecitato parallelamente alla fibratura e una resistenza minore se sollecitato ortogonalmente alla fibratura.

¹ Ove non diversamente specificato, gli acronimi NTC e NTC 2018 si riferiscono al D.M. 17 gennaio 2018.

Le strutture in legno offrono una buona resistenza meccanica, un forte potere termoisolante e una buona resistenza al fuoco nonostante sia un materiale combustibile.

Il legno per le costruzioni si divide essenzialmente in:

- legno massiccio;
- legno lamellare.

Il legno lamellare, ottenuto mediante l'incollaggio di assi di legno in modo da formare elementi strutturali, è un materiale industriale e pertanto si può intervenire per migliorarne le condizioni di esercizio e di sicurezza. Con l'utilizzo del legno lamellare non si riscontrano i difetti tipici del legno massello, ovvero deformazioni da ritiro e limitazioni dimensionali. La tecnologia del legno lamellare ha permesso di superare le limitazioni dimensionali dei singoli elementi in legno massello, permettendo la copertura di grandi luci con strutture portanti leggere, con una buona resistenza meccanica e al fuoco. La resistenza al fuoco si può definire come la capacità di un manufatto di svolgere la propria funzione dal momento in cui viene investito da un incendio. La resistenza al fuoco non è una proprietà intrinseca del materiale ma è una prestazione di un elemento strutturale, o dell'intera struttura nei confronti dell'azione di incendio.

Le strutture in legno, nonostante la combustibilità del materiale, hanno un buon comportamento al fuoco se la sezione trasversale degli elementi strutturali non è di dimensioni ridotte. Sotto l'azione del fuoco e raggiunta la temperatura di carbonizzazione, la resistenza e la rigidità del legno diventano nulle determinando così la riduzione della sezione resistente degli elementi strutturali. Generalmente si considera che le caratteristiche meccaniche della sezione lignea residua, ovvero quella sezione che non comprende la zona carbonizzata, ad una certa distanza dallo strato carbonizzato, non risultano ridotte rispetto alle condizioni standard.

Il quadro normativo di riferimento per le strutture in legno è rappresentato:

- in Europa dall'Eurocodice 5;
- in Italia dal D.M. 17 gennaio 2018, recante «*Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"*»; con quest'ultimo l'Italia ha dettato le regole per le costruzioni in legno, per l'utilizzo di questo materiale e sulle caratteristiche che deve possedere affinché possa essere impiegato nelle costruzioni.

I capitoli delle NTC 2018 che trattano il tema delle costruzioni in legno sono:

- Capitolo 4.4. "Costruzioni civili e industriali - Costruzioni di legno";
- Capitolo 7.7. "Progettazione per azioni sismiche - Costruzioni di legno";
- Capitolo 11.7. "Materiali e prodotti a base di legno".

Nonostante l'introduzione di questi capitoli, le NTC non sono sufficienti per la progettazione, e pertanto fanno spesso riferimento a normative di comprovata validità per quanto non espressamente specificato in detta norma.

L'Eurocodice 5, essendo il documento normativo più completo per la progettazione delle strutture in legno, è considerato come norma di comprovata validità e pertanto può essere utilizzato senza contrastare le prescrizioni delle NTC 2018, salvo l'utilizzo dei coefficienti di sicurezza che devono essere quelli indicati nella normativa italiana.

IL LEGNO

Il legno è il più antico materiale da costruzione ed ha rappresentato, sino alla seconda metà dell'800, il materiale principale per la realizzazione degli orizzontamenti. Con la rivoluzione industriale, nella seconda metà dell'800, si diffondono i solai realizzati con profilati metallici e, successivamente, agli inizi del '900, si hanno i primi orizzontamenti in calcestruzzo armato quindi, sino a qualche decennio fa, il legno ha ricoperto un ruolo secondario. Di recente il legno sta recuperando importanza e prestigio, grazie alle innovazioni tecnologiche (come legno lamellare e xlam) e all'emergere del tema della eco-sostenibilità, che sta ricoprendo un ruolo importante nella bioarchitettura, un vantaggio del legno, infatti è la sua capacità di ridurre l'utilizzo di energia.

Il legno è un materiale composito costituito da cellule vegetali di forma allungata disposte parallelamente all'asse del tronco, ed è costituito principalmente da:

- *cellulosa*: è un polisaccaride composto da unità ripetute del monomero di glucosio che costituisce il componente base della parete cellulare (40-46% del peso secco) e possiede buona resistenza a trazione;
- *lignina*: è un polimero organico costituito principalmente da composti fenolici, costituisce il 20-30% in peso del tessuto legnoso e possiede una buona resistenza a compressione;
- *acqua*: è presente in quantità che varia dal 17 al 60% ed è sotto forma di acqua di costituzione, di saturazione e di imbibizione;
- *estrattivi*: comprendono composti di natura diversa, tra questi citiamo i carboidrati, gli acidi grassi, fenoli, i tannini, ecc., nonostante siano contenuti in piccole quantità possono conferire al legno importanti proprietà, quali colore, durabilità naturale, stabilità dimensionale.

Dal punto di vista tecnologico si intende per legno la parte interna dei fusti delle piante arboree, appartenenti alle gimnosperme (conifere) e alle angiosperme dicotiledoni (latifoglie). Il legno derivato dalle conifere (pino, abete, larice, ecc.) possiede una struttura omogenea e compatta poiché è costituito per il 95% da *tracheidi*, cellule che svolgono funzione di sostegno meccanico e di conduzione della linfa.

Il legno con funzione strutturale deriva nella maggior parte dalle conifere poiché quest'ultime hanno una maggiore rapidità di crescita e il legno che se ne ricava è più economico e maggiormente lavorabile in quanto tenero.

Le latifoglie (faggio, rovere, noce, ciliegio, olmo, ecc.) sono costituite da *fibre* e *vasi*, le fibre hanno funzione di sostegno e i vasi hanno funzione di conduzione della linfa, e possiedono nervature più sottili, ne consegue che il legno risulta più duro e viene generalmente utilizzato in ebanisteria.

In funzione della struttura e della disposizione delle cellule si determinano le proprietà fisiche e meccaniche dei diversi tipi di legno.

Mediante una sezione trasversale del fusto è possibile distinguere gli strati che lo compongono (anelli); dall'esterno verso l'interno possiamo individuare:

- *corteccia*: è l'anello più esterno ed ha funzione protettiva dagli agenti atmosferici;
- *floema*: ha uno spessore molto sottile ed è il tessuto di conduzione della linfa elaborata, ovvero il nutrimento sintetizzato che dalle foglie raggiunge tutte le altre parti dell'albero;
- *cambio*: è la zona in cui inizia l'accrescimento del tronco, ovvero produce albarno verso l'interno e floema verso l'esterno;
- *alburno*: è formato da cellule nelle quali scorre linfa grezza, ovvero acqua e sali minerali, che dalle radici giunge alle foglie;
- *durame*: è la zona del tronco di maggiore spessore; è costituito da cellule dure e compatte ed è essenzialmente l'alburno invecchiato, nel quale non si ha più flusso di linfa;
- *midollo*: è la parte più interna del tronco e non si differenzia molto dal durame.

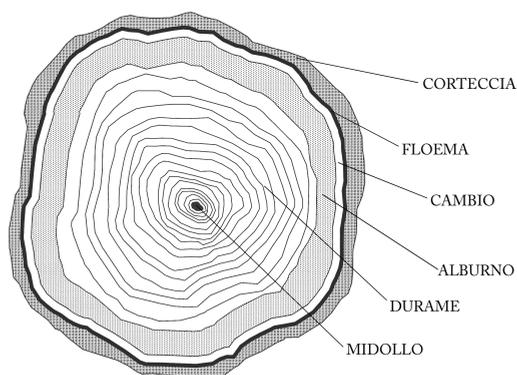


Figura 1.1. Sezione trasversale di un tronco d'albero

Il legno è un materiale di origine biologica e pertanto le sue caratteristiche fisiche e il suo comportamento meccanico sono strettamente legati all'anatomia della pianta di provenienza. All'interno del tronco, idealmente cilindrico, si individuano tre direzioni principali (longitudinale, radiale e circonferenziale) a cui corrispondono tre sezioni (trasversale, radiale e tangenziale), per ognuna delle quali è possibile definire caratteristiche morfologiche differenziate e caratteristiche fisiche e meccaniche molto variabili, che conferiscono al materiale uno spiccato comportamento anisotropo.

IL LEGNO DA COSTRUZIONE

Per legno da costruzione o legno strutturale si intende il legno utilizzato per la costruzione di edifici o parti di essi. I requisiti principali che un legname deve avere per essere impiegato nelle costruzioni sono:

- adeguate caratteristiche di resistenza meccanica alle varie sollecitazioni;
- dimensioni e forma adatte all'impiego previsto;
- assenza di difetti che possano pregiudicare la resistenza meccanica;
- durabilità elevata nel tempo.

Gli elementi in legno lavorano bene a compressione, trazione e flessione, e pertanto il legno, come materiale da costruzione, può essere assimilato all'acciaio anche perché le unioni di legno o di acciaio sono spesso confrontabili tra loro. Ciò nonostante il dimensionamento delle strutture in legno è un po' più complesso rispetto a quello di strutture realizzate con altri materiali.

2.1. Lavorazione del legno

Il legno è commercializzato sotto forma di *massello*, ovvero blocchi di legno massiccio, oppure come prodotti di trasformazione (*trasformati*). Questi semilavorati si ottengono dal tronco dell'albero attraverso lavorazioni preliminari, quali:

- *scortecciamento e lavaggio*: riduce il rischio di muffe e deterioramento del legno;
- *segagione*: in questa fase il legno viene trasformato in travi, tavole, tranciati o piallacci;
- *stagionatura*: consiste nel portare l'umidità del legno in equilibrio con quella dell'ambiente, è essenzialmente un'operazione di essiccazione e può essere effettuata in modo naturale o artificiale.

Dopo la lavorazione di base, il legno da costruzione viene messo in commercio nelle seguenti forme:

- *legname tondo*: è costituito da fusti interi o parte di essi;
- *legname segato*: si divide in travi e tavole;
- *legname squadrato*: ha una lavorazione a spigolo vivo.

Dalla trasformazione del massello, dei tranciati e degli scarti di lavorazione si ottengono altri prodotti commerciali:

- *paniforti*: sono composti da un'anima di listelli di legno massello (abete) rivestita da due fogli di legno (pioppo, betulla o faggio) aventi le venature ortogonali alle fibre dei listelli. I paniforti sono utilizzati per la produzione dei mobili, cornici di porte e in falegnameria;
- *truciolari*: sono pannelli di spessore diverso ottenuti da fini particelle di legno impastati con colle e resine sintetiche ed infine pressati a caldo; sono economici e resistenti a flessione ma di scadente qualità estetica, che viene migliorata mediante impiallacciatura, che è un rivestimento realizzato con piallacci pregiati o con laminati plastici;
- *faesite*: è simile al truciolare ed è ottenuta dall'impasto di polvere di legno con resine e pressata a caldo in fogli duri e compatti;
- *tamburati*: sono pannelli costituiti da due strati di compensato con una intercapedine riempita con materiali isolanti e leggeri o con nidi d'ape di cartone, plastica o alluminio. Sono generalmente impiegati nella costruzione di mobili e porte;
- *lamellari*: sono ottenuti dall'incollaggio di tavole di legno con resine sintetiche. Hanno caratteristiche meccaniche migliori del massello e buona resistenza all'umidità;
- *compensati*: sono realizzati mediante incollaggio di diversi strati di legno disposti con fibre alterne, in modo da aumentare la resistenza del pannello.

2.2. Tipi di legno per uso strutturale

Le specie legnose per uso strutturale sono molte, di seguito ne analizzeremo qualcuna per poterle riconoscere visivamente, conoscerne le caratteristiche e gli usi ottimali.

Abete rosso (figura 2.1) – Gli alberi di abete rosso presentano fusti cilindrici e dritti, una volta tagliato è possibile distinguere chiaramente gli anelli annuali di accrescimento. La colorazione dell'abete rosso è molto chiara e sottoposto alla luce solare tende ad ingiallire assumendo nel tempo una colorazione color miele. L'abete rosso ha una massa volumica secca di 410 kg/m^3 e rientra nella classe di durabilità 4. La velocità con cui raggiunge l'equilibrio termo-igrometrico è relativamente bassa e ciò rende questo tipo di legno abbastanza stabile, è quindi un legno facilmente lavorabile. Il legno di abete è utilizzabile sia come legno da costruzione, massiccio o lamellare, che per interni, rivestimenti, serramenti, strutture di servizio (ponteggi), mobili e strumenti musicali.

Abete bianco (figura 2.2) – Gli alberi di abete bianco hanno rami, di colorazione più scura rispetto a quelli dell'abete rosso, presentano anelli annuali di accrescimento ben distinguibili; l'abete bianco ha una colorazione giallo chiaro. Il legno di abete bianco ha una massa volumica secca di 410 kg/m^3 e rientra nella classe di durabilità 4. La velocità con cui raggiunge l'equilibrio termo-igrometrico è relativamente bassa e ciò rende questo tipo di legno abbastanza stabile. Viene utilizzato solitamente per gli stessi impieghi dell'abete rosso, senza fare distinzione tra le due specie.

INQUADRAMENTO NORMATIVO

Il quadro normativo di riferimento per le strutture in legno è rappresentato in Europa dall'Eurocodice 5 e in Italia dal D.M. 17 gennaio 2018, recante «*Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"*»; con quest'ultimo, l'Italia ha dettato le regole per le costruzioni in legno, per l'utilizzo di questo materiale e sulle caratteristiche che deve possedere affinché possa essere impiegato nelle costruzioni.

3.1. La normativa europea

Le normative tecniche europee per le costruzioni sono gli Eurocodici che forniscono le regole di calcolo per la progettazione delle strutture (edifici e opere di ingegneria civile) e dei relativi elementi strutturali, nonché le regole per la verifica di conformità dei prodotti strutturali. Gli Eurocodici contengono le seguenti norme:

- EN 1990: Basi di calcolo (EC 0);
- EN 1991: Azioni sulle costruzioni (EC 1);
- EN 1992: Strutture in cemento armato di sostegno (EC 2);
- EN 1993: Strutture in acciaio (EC 3);
- EN 1994: Strutture in acciaio-calcestruzzo (EC 4);
- EN 1995: Strutture in legno (EC 5);
- EN 1996: Strutture in muratura (EC 6);
- EN 1997: Geotecnica, fondazioni e opere (EC 7);
- EN 1998: Strutture in zona sismica (EC 8);
- EN 1999: Strutture in Alluminio (EC 9).

In particolare per le strutture in legno la norma di riferimento è la EN 1995 parte 1 e 2 (Eurocodice 5), che deve essere integrata con le prescrizioni contenute nell'Eurocodice 8 per la progettazione in zona sismica, dove nella prima parte si trattano gli edifici di nuova costruzione e nella terza l'adeguamento sismico degli edifici esistenti.

L'Eurocodice 5 definisce i criteri per la progettazione, il calcolo e l'esecuzione delle strutture in legno, relativamente ai requisiti di resistenza meccanica, funzionalità, durabilità e resistenza al fuoco. Si basa sul metodo semiprobabilistico agli stati limite e le verifiche agli stati limite ultimi vanno effettuate in termini di tensioni per le gli elementi strutturali e per le sezioni lignee, e in termini di sforzi per i collegamenti.

Le verifiche agli stati limite di esercizio consistono nelle verifiche di deformabilità degli elementi strutturali, e rappresentano, in special modo per le gli orizzontamenti, le verifiche determinanti nel dimensionamento della struttura.

3.2. La normativa italiana

Le Norme tecniche per le costruzioni in Italia sono attualmente disciplinate dal D.M. 17 gennaio 2018 (NTC), che definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità.

Esse forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

Il D.M. 17 gennaio 2018, essendo una norma di tipo prestazionale, non prescrive procedure di calcolo dettagliate e pertanto il progettista deve scegliere i criteri da utilizzare, basandosi sempre su regole consolidate.

L'entrata in vigore di detto decreto ha apportato una serie di importanti novità riguardanti la definizione delle azioni che agiscono sulle strutture, i metodi di verifica utilizzabili e introduce i concetti di *vita nominale* di progetto e *classi d'uso*.

La vita nominale di progetto, V_N , di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, mantenga specifici livelli prestazionali (§ 2.4.1. NTC).

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I delle NTC. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo (§ 2.4.1. NTC).

Tabella 3.1. Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni (Tab. 2.4.I. NTC)

COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate. Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a P_N , la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a P_N e comunque non inferiore a 5 anni. Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

METODOLOGIA DI CALCOLO: STATI LIMITE

Per *stato limite* si intende la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati. Nelle NTC sono normati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello.

Secondo quanto indicato nel § 2.1 delle NTC le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.
- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *sicurezza antincendio*: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;
- *durabilità*: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;
- *robustezza*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti.

Il superamento di uno *stato limite ultimo* ha carattere irreversibile; il superamento di uno *stato limite di esercizio* può avere carattere reversibile o irreversibile.

Per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi.

I materiali ed i prodotti, per poter essere utilizzati nelle opere previste dalle presenti norme, devono essere sottoposti a procedure e prove sperimentali di accettazione. Le prove e le procedure di accettazione sono definite nelle parti specifiche delle presenti norme riguardanti i materiali. La fornitura di componenti, sistemi o prodotti, impiegati per fini strutturali, deve essere accompagnata da un manuale di installazione e di manutenzione da allegare alla documentazione dell'opera. I componenti, i sistemi e i prodotti edili od impiantistici, non facenti parte del complesso strutturale, ma che svolgono funzione statica autonoma, devono essere progettati ed installati nel rispetto dei livelli di sicurezza e delle prestazioni di seguito prescritti.

Le azioni da prendere in conto devono essere assunte in accordo con quanto stabilito nei relativi capitoli delle presenti norme. In mancanza di specifiche indicazioni, si dovrà fare ricorso ad opportune indagini, eventualmente anche sperimentali, o a documenti, normativi e non, di comprovata validità.

Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto R_d , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono (X_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate (a_d), con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni (F_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_d è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5% della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione:

$$X_d = X_k / \gamma_M$$

essendo γ_M il fattore parziale associato alla resistenza del materiale.

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno, attraverso l'espressione:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_k$$

essendo γ_F il fattore parziale relativo alle azioni.

AZIONI E CARICHI SULLE COSTRUZIONI

5.1. La classificazione delle azioni

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura. Ai sensi delle NTC (§ 2.5.1) le azioni che agiscono sulle strutture sono classificate in base al modo di esplicarsi, secondo la risposta strutturale e secondo la variazione della loro intensità nel tempo.

5.1.1. Classificazione delle azioni in base al modo di esplicarsi

- *dirette*: forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;
- *indirette*: spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, pre-compressione, cedimenti di vincoli, ecc.;
- *degrado*: endogeno (alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale); esogeno (alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni).

5.1.2. Classificazione delle azioni secondo la risposta strutturale

- *statiche*: azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;
- *pseudo statiche*: azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;
- *dinamiche*: azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.

5.1.3. Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

- *Azioni permanenti (G)*: azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

- peso proprio del terreno, quando pertinente;
 - forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);
 - forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
 - spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
 - presollecitazione (P).
- *Azioni variabili* (Q): azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:
- sovraccarichi;
 - azioni del vento;
 - azioni della neve;
 - azioni della temperatura.

Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.

- *Azioni eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
- incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti.
- *Azioni sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

Quando rilevante, nella valutazione dell'effetto delle azioni è necessario tenere conto del comportamento dipendente dal tempo e i materiali, come per la viscosità.

5.2. La caratterizzazione delle azioni elementari

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , come indicato nel § 2.3 delle NTC. In accordo con le definizioni indicate nelle NTC, il valore caratteristico G_k di azioni permanenti caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10 si può assumere coincidente con il valore medio.

Nel caso di azioni variabili caratterizzate da distribuzioni dei valori estremi dipendenti dal tempo, si assume come valore caratteristico quello caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno. Per le azioni ambientali (neve, vento, temperatura) il periodo di ritorno è posto uguale a 50 anni, corrispondente ad una probabilità di eccedenza del 2% su base annua; per le azioni da traffico sui ponti stradali il periodo di ritorno è convenzio-

AZIONE DELLA NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture deve essere valutato mediante la seguente espressione (§ 3.4.1. NTC):

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_s = carico neve sulla copertura;
- μ_i = coefficiente di forma della copertura (Tab. 3.4.II. NTC);
- q_{sk} = valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [KN/m²];
- C_E = coefficiente di esposizione;
- C_t = coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

6.1. Coefficiente di forma per le coperture

I coefficienti di forma delle coperture dipendono dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione. In assenza di dati suffragati da opportuna documentazione, i valori nominali del coefficiente di forma μ_1 delle coperture ad una o a due falde possono essere ricavati dalla Tab. 3.4.II delle NTC, essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

Tabella 6.1. Valori del coefficiente di forma (Tab. 3.4.II. NTC)

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60-\alpha)}{30}$	0,0

Si assume che alla neve non sia impedito di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Per coperture a più falde, per coperture con forme diverse, così come per coperture contigue a edifici più alti o per accumulo di neve contro parapetti o più in generale per altre situazioni ritenute significative dal progettista si deve fare riferimento a normative o documenti di comprovata validità.

6.1.1. Copertura ad una falda

Nel caso delle coperture ad una falda, si deve considerare la condizione di carico riportata nella seguente figura:

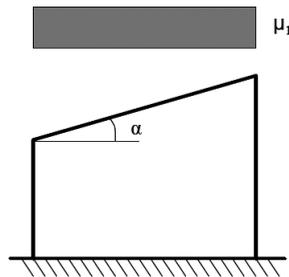


Figura 6.1. Condizione di carico per coperture ad una falda

6.1.2. Copertura a due falde

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere < 0,8, indipendentemente dall'angolo α (§ 3.4.5.3. NTC).

Per il caso di carico da neve senza vento si deve considerare la condizione denominata *Caso I*. Per il caso di carico da neve con vento si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate *Caso II* e *Caso III*.

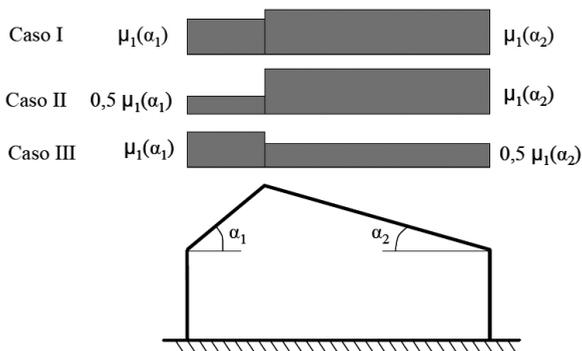


Figura 6.2. Condizioni di carico per coperture a due falde

AZIONE DEL VENTO

Il vento esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando effetti dinamici. Generalmente la direzione dell'azione si considera orizzontale.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti. Per le costruzioni di forma o tipologia inusuale, oppure di grande altezza o lunghezza, o di rilevante snellezza e leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, il vento può dare luogo ad effetti la cui valutazione richiede l'uso di metodologie di calcolo e sperimentali adeguate allo stato dell'arte (§ 3.3.3. NTC).

Le azioni del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sui singoli elementi che compongono la costruzione va determinata considerando la combinazione più gravosa delle pressioni agenti sulle due facce di ogni elemento. Nel caso di costruzioni di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento.

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione; in casi particolari, come ad esempio per le torri a base quadrata o rettangolare, si deve considerare anche l'ipotesi di vento spirante secondo la direzione di una delle diagonali.

7.1. Velocità base di riferimento

La velocità di riferimento v_b è definita, nel § 3.3.1 delle NTC, come il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (Tab. 3.3.II. NTC), riferito ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

dove:

- $v_{b,0}$ = velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I delle NTC in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1 NTC, riportata);
- c_a = coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1.500 \text{ m}$$

dove:

- a_0 , k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I delle NTC in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1. NTC);
- a_s = altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

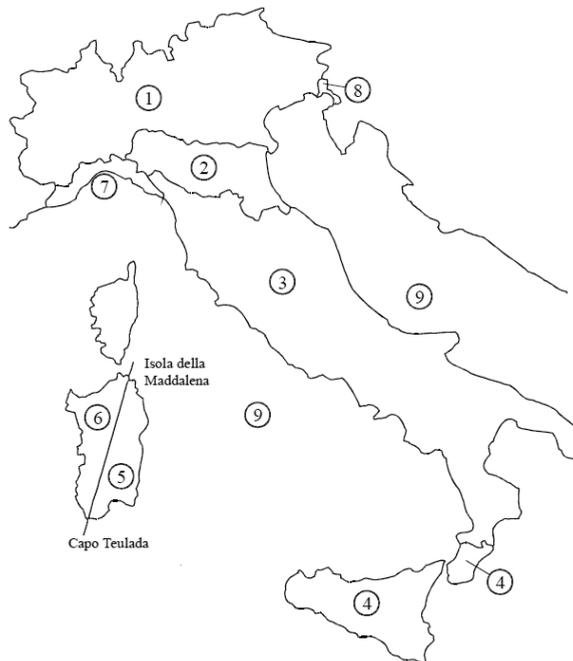


Figura 7.1. Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano (Fig. 3.3.1. NTC)

Tabella 7.1. Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s (Tab. 3.3.I. NTC)

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [l/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1.000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37

[segue]

COSTRUZIONI IN LEGNO – ASPETTI TECNICI

8.1. Valutazione della sicurezza

Il legno è un materiale di origine biologica e pertanto le sue caratteristiche fisiche e il suo comportamento meccanico sono strettamente legati all'anatomia della pianta di provenienza. Le caratteristiche naturali del legno (presenza di nodi, inclinazione della fibratura, presenza di cretti, presenza di legno di reazione, ...) possono rappresentare da un punto di vista strutturale dei difetti che vanno debitamente considerati procedendo ad una accurata selezione e classificazione e, ove possibile, contemplati nei calcoli.

La principale caratteristica fisica che influenza le prestazioni del legno è rappresentata dal comportamento igroscopico, connesso alla capacità di assorbire e rilasciare umidità all'atmosfera circostante.

Per quanto riguarda la durabilità, particolare attenzione verrà posta alla sensibilità del legno al biodegradamento, principalmente per azione di funghi ed insetti xilofagi.

La definizione degli stati limite, sia in condizioni ultime che nelle condizioni di esercizio, tiene perciò conto di tali specifiche caratteristiche del materiale.

I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità e robustezza si garantiscono verificando gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio della struttura, dei singoli componenti strutturali e dei collegamenti.

8.2. Analisi strutturale

L'analisi della struttura, così come citato nel § 4.4.2 delle NTC, si può effettuare assumendo un comportamento elastico lineare dei materiali e dei collegamenti considerando i valori pertinenti (medi o caratteristici) del modulo elastico dei materiali e della rigidità delle unioni, in funzione dello stato limite e del tipo di verifica considerati.

Nell'analisi globale della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si deve tener conto delle imperfezioni geometriche e strutturali. A tal fine possono adottarsi adeguate imperfezioni geometriche equivalenti, il valore delle quali può essere reperito in normative di comprovata validità. Generalmente, l'analisi della struttura può essere condotta con riferimento a un comportamento elastico lineare del materiale e dei collegamenti; tuttavia, qualora sia quantificabile un comportamento duttile dei collegamenti, il loro effetto può essere portato in conto mediante una ana-

lisi lineare con redistribuzione o, più in generale, con analisi non lineari. I collegamenti normalmente utilizzati nelle costruzioni lignee, per i quali la rigidità flessionale è trascurabile, possono essere schematizzati, da un punto di vista cinematico, come cerniere. Qualora la rigidità flessionale non sia trascurabile si adotteranno schematizzazioni dei vincoli più realistiche.

Particolare attenzione andrà posta nella individuazione del reale meccanismo di trasmissione degli sforzi conseguente alla conformazione geometrica del collegamento, al fine di individuare eventuali disassamenti o possibili eccentricità.

Le analisi dovranno comunque tener conto della evoluzione nel tempo delle caratteristiche del legno con riferimento non solo alle condizioni iniziali, ma anche al loro sviluppo fino alle condizioni a lungo termine.

I calcoli devono essere svolti usando appropriate schematizzazioni e, se necessario, supportati da prove. Lo schema adottato deve essere sufficientemente accurato per simulare con ragionevole precisione il comportamento strutturale della costruzione, anche in relazione alle modalità costruttive previste.

Nell'analisi globale della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si deve tener conto delle imperfezioni geometriche e strutturali. A tal fine possono adottarsi adeguate imperfezioni geometriche equivalenti, il valore delle quali può essere reperito in normative di comprovata validità.

Per quelle tipologie strutturali in grado di redistribuire le azioni interne, anche grazie alla presenza di giunti di adeguata duttilità, si può far uso di metodi di analisi non lineari.

In presenza di giunti meccanici si deve, di regola, considerare l'influenza della deformabilità degli stessi.

Per tutte le strutture, in particolare per quelle composte da parti con diverso comportamento reologico, le verifiche, per gli stati limite ultimi e di esercizio, devono essere effettuate con riferimento, oltre che alle condizioni iniziali, anche alle condizioni finali (a tempo infinito).

8.3. Azioni e loro combinazioni

Le azioni caratteristiche devono essere definite in accordo con quanto indicato nei Capitoli 3 e 5 delle NTC. Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo si devono determinare secondo quanto indicato nel Capitolo 2 delle NTC.

La presenza di stati di precompressione deve essere considerata con cautela e, se possibile, evitata a causa dei fenomeni viscosi del materiale molto pronunciati per tali stati di sollecitazione, sia nel caso di compressione parallela alla fibratura sia, soprattutto, per quello di compressione ortogonale alla fibratura. È opportuno evitare, per quanto possibile, gli stati di coazione longitudinali o trasversali alla fibratura. In ogni caso i loro effetti saranno valutati, caso per caso, con particolare cautela, mettendo esplicitamente in conto l'evoluzione nel tempo delle deformazioni del legno.

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Il progetto e la verifica di strutture realizzate con legno massiccio, lamellare o con prodotti per uso strutturale derivati dal legno, richiedono la conoscenza dei valori di resistenza, modulo elastico e massa volumica costituenti il profilo resistente, che deve comprendere almeno quanto riportato nella Tab. 11.7.I delle NTC.

Tabella 9.1. Profilo resistente per materiali e prodotti a base di legno (Tab. 11.7.I. NTC)

Resistenze caratteristiche		Moduli elastici		Massa volumica	
Flessione	$f_{m,k}$	Modulo elastico parallelo medio**	$E_{0,mean}$	Massa volumica caratteristica	ρ_k
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	Modulo elastico parallelo caratteristico*	$E_{0,05}$	Massa volumica media**	ρ_{mean}
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	Modulo elastico perpendicolare medio**	$E_{90,mean}$		
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	Modulo elastico tangenziale medio**	G_{mean}		
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$				
Taglio	$f_{v,k}$				
* La massa volumica media può non essere dichiarata.					
** Il pedice mean può essere abbreviato con m.					

I valori indicati nei profili resistenti possono essere introdotti nei calcoli come valori massimi per le grandezze cui si riferiscono.

9.1. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai

materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera (§ 4.4.7. NTC).

In generale nella valutazione delle deformazioni delle strutture si deve tener conto della deformabilità dei collegamenti.

Lo scorrimento delle unioni può essere determinato mediante prove sperimentali eseguite nel rispetto della norma UNI pertinente (UNI-EN 26891-1991) o può essere calcolato con riferimento a normative di comprovata validità in funzione delle caratteristiche dei materiali e del tipo di unione.

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine. La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature e il valore istantaneo del modulo di scorrimento dei collegamenti. La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1 / (1 + k_{def})$, per le membrature, e utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale. I valori di k_{def} sono riportati nella Tab. 4.4.V delle NTC.

Tabella 9.2. Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno (Tab. 4.4.V. NTC)

Materiale	Riferimento	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	0.60	0.80	2.00
Legno lamellare incollato	UNI EN 14080	0.60	0.80	2.00
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	0.60	0.80	2.00
Compensato	UNI EN 636:2015		0.80	-
			0.80	1.00
			0.80	1.00
Pannello di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	2.25	-
		OSB/3 - OSB/4	1.50	2.25
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parti 4	2.25	-
		Parti 5	2.25	3.00
		Parte 6	1.50	-
		Parte 7	1.50	2.25
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA	2.25	-
		HB.HLA 1 - HB.HLA 2	2.25	3.00
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA 1 - MBH.LA 2	3.00	-
		MBH.HLS 1 - MBH.HLS 2	3.00	4.00

[segue]

VERIFICHE DI RESISTENZA AL FUOCO

Le costruzioni in legno, nell'immaginario collettivo, sono considerate più pericolose in caso di incendio rispetto ad altre costruzioni realizzate con altri materiali, ma in realtà non è proprio così.

Le strutture in acciaio non hanno una buona resistenza al fuoco, poiché il calore determina un decadimento delle prestazioni meccaniche, per migliorarne la resistenza è necessario trattare l'acciaio con vernici particolari. Per quanto riguarda le costruzioni in cemento armato, nonostante sia costituito da materiali non combustibili, è determinante lo spessore del copriferro, perché all'aumentare della temperatura diminuiscono le caratteristiche meccaniche dell'acciaio, pertanto in caso di incendio l'armatura, in funzione della temperatura raggiunta, collassa.

Il legno è senza dubbio un materiale combustibile ed è anche resistente al fuoco; le costruzioni in legno, in caso di incendio, hanno un comportamento prevedibile e non determinano crolli improvvisi. I punti deboli delle strutture in legno sono le unioni costituite da elementi metallici, pertanto queste devono essere protette per prolungarne la resistenza.

Nel legno al raggiungimento di una data temperatura si provoca la produzione di gas che, combinati con l'aria presente, formano una miscela infiammabile, che con la temperatura dell'ambiente circostante s'incendia. Affinché il legno possa incendiarsi, occorre una certa quantità di calore, ad una certa temperatura e per un determinato intervallo di tempo. È bene precisare che maggiore è la sezione trasversale dell'elemento e maggiore sarà la resistenza al fuoco poiché tali sezioni si riscaldano lentamente ed hanno una velocità di propagazione della combustione più lenta.

Il legno, durante un incendio, si carbonizza superficialmente, dall'esterno verso l'interno, in modo uniforme formando una barriera che protegge la sezione più interna senza immissione di fumi tossici nell'aria, evitando il crollo improvviso della struttura. Il crollo avverrà non per una diminuzione delle proprietà meccaniche del legno ma per una progressiva riduzione della sezione resistente.

Effettuando una corretta progettazione e seguendo le giuste precauzioni costruttive, le costruzioni in legno, aventi sezioni trasversali di dimensioni non eccessivamente ridotte, risultano particolarmente sicure in caso di incendio, poiché, grazie allo strato carbonizzato e al basso coefficiente di conducibilità termica del materiale, consentono di controllare l'evento e garantiscono il tempo di evacuazione dalla struttura.

10.1. Resistenza al fuoco

Secondo quanto indicato al § 4.4.14 della Circolare n. 7/2019, con riferimento a una prefissata resistenza al fuoco, espressa come grandezza temporale, per una generica sezione trasversale di un elemento ligneo si definisce:

- linea di carbonizzazione: il confine tra lo strato carbonizzato e la sezione trasversale residua;
- sezione trasversale residua: la sezione trasversale originaria ridotta dello strato carbonizzato;
- sezione trasversale efficace: la sezione trasversale originaria ridotta, oltre che dello strato carbonizzato, anche di un successivo strato in cui si considerano nulli i valori di resistenza e di rigidezza.

La resistenza al fuoco può essere valutata sotto l'ipotesi che le proprietà meccaniche della sezione trasversale efficace non risultino ridotte rispetto alle condizioni a temperatura di normale utilizzo.

Il calcolo della capacità portante allo stato limite ultimo di collasso (per rottura o per instabilità) di ogni singolo elemento strutturale dovrà essere effettuato con riferimento ai documenti normativi di comprovata validità di cui al § 12, e in particolare alla norma UNI EN 1995-1-2. Si ricorda che la resistenza della struttura lignea non coincide, in generale, con quella delle singole membrature componenti, essendo determinanti le prestazioni dei collegamenti e degli altri componenti (come, ad esempio, i sistemi di stabilizzazione) che, nella pratica, sono spesso realizzati con elementi metallici.

Ai fini del calcolo della resistenza al fuoco della struttura lignea è necessario quindi valutare la resistenza al fuoco offerta dagli eventuali collegamenti presenti, sulla base dei documenti sopra citati o di idonea sperimentazione.

Per garantire un adeguato livello di sicurezza della costruzione in condizioni di incendio bisogna intervenire sulla *capacità portante* e sulla *capacità di compartimentazione*; le cui definizioni ai sensi del decreto del Ministero dell'interno 9 marzo 2007, recante «*Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei vigili del fuoco*» sono:

- *Capacità portante in caso di incendio (R)*: attitudine della struttura, di una parte della struttura o di un elemento strutturale a conservare una sufficiente resistenza meccanica sotto l'azione del fuoco con riferimento alle altre azioni agenti.
- *Capacità di compartimentazione in caso d'incendio (E, I)*: attitudine di un elemento costruttivo a conservare, sotto l'azione del fuoco, oltre alla propria stabilità, un sufficiente isolamento termico ed una sufficiente tenuta ai fumi e ai gas caldi della combustione, nonché tutte le altre prestazioni se richieste;

Quando si parla di sicurezza delle strutture in caso di incendio si fa sempre riferimento alla *resistenza al fuoco*, definita nel D.M. 9 marzo 2007, come: capacità portante in caso di incendio, per una struttura, per una parte di struttura o per un elemento strutturale nonché la capacità di compartimentazione rispetto all'incendio per gli elementi di separazione sia strutturali, come muri e solai, che non strutturali, come porte e tramezzi.

COSTRUZIONI IN LEGNO IN ZONA SISMICA

Le costruzioni in legno si trovano spesso in zone caratterizzate da un'elevata pericolosità sismica, come per esempio la California, il Canada e il Giappone.

Gli eventi tragici che hanno colpito l'Abruzzo nel 2009 e l'Emilia Romagna nel 2012, hanno fatto insorgere il tema della sicurezza sismica delle costruzioni di legno.

Le strutture in legno garantiscono una maggiore sicurezza grazie ad alcune caratteristiche intrinseche del materiale:

- *leggerezza*: le sollecitazioni indotte da sisma sono inferiori;
- *resistenza*: in termini di resistenza le costruzioni in legno sono simili a quelle in calcestruzzo ma con il vantaggio di possedere una buona resistenza a trazione;
- *deformabilità*: l'elevata deformabilità del legno determina una bassa rigidezza che implica una minore suscettibilità della struttura all'azione sismica.

Il paragrafo 7.7¹ delle NTC definisce ulteriori regole per la progettazione delle strutture in legno, e si definiscono i seguenti termini:

- *duttilità statica*: si intende il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento al limite del comportamento elastico, valutati con prove quasi-statiche in accordo alle pertinenti normative sui metodi di prova per le strutture di legno;
- *nodi semi-rigidi*: giunzioni con deformabilità significativa, tale da dovere essere presa in considerazione nelle analisi strutturali, e da valutarsi secondo le pertinenti normative di calcolo;
- *nodi rigidi*: giunzioni con deformabilità trascurabile, ai fini del comportamento strutturale, da valutarsi secondo le pertinenti normative di calcolo;
- *unioni con mezzi di unione a gambo cilindrico*: unioni con mezzi meccanici di unione a gambo cilindrico (chiodi, viti, spinotti, bulloni ecc.), sollecitati perpendicolarmente al loro asse;
- *nodi di carpenteria*: collegamenti nei quali le azioni sono trasferite per mezzo di zone di contatto, e senza l'utilizzo di mezzi di unione meccanici; esempio di giunzioni di questo tipo sono: l'incastro a dente semplice, il giunto tenone-mortasa, il giunto a mezzo legno, ed altri tipi frequentemente utilizzati nelle costruzioni tradizionali.

¹ Contenuto nel capitolo 7 "Progettazione per azioni sismiche".

11.1. Aspetti concettuali della progettazione

Gli edifici sismoresistenti in legno devono essere progettati con una concezione strutturale in accordo ad uno dei seguenti comportamenti:

- a) comportamento strutturale dissipativo;
- b) comportamento strutturale scarsamente dissipativo.

Le strutture progettate secondo il comportamento a) devono appartenere alla CD "A" o "B", nel rispetto dei requisiti di cui al § 7.7.3 delle NTC in relazione a: tipologia strutturale, tipologia di connessione e duttilità della connessione.

Le zone dissipative debbono essere localizzate nei collegamenti; le membrature lignee debbono essere considerate a comportamento elastico, a meno che non vengano adottati per gli elementi strutturali provvedimenti tali da soddisfare i requisiti di duttilità di cui al § 7.7.3 delle NTC.

Ai fini dell'applicazione dei criteri della progettazione in capacità, per assicurare la plasticizzazione delle zone dissipative (i collegamenti prescelti e/o gli elementi specificatamente progettati), queste devono possedere una capacità almeno pari alla domanda mentre le componenti non dissipative (gli altri collegamenti e gli elementi strutturali) adiacenti, debbono possedere una capacità pari alla capacità della zona dissipativa amplificata del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} , di cui alla Tab. 7.2.I; valori inferiori del fattore di sovraresistenza ed in ogni caso maggiori o uguali a 1,3 per CD "A" e a 1,1 per CD "B" devono essere giustificati sulla base di idonee evidenze teorico-sperimentali.

Le proprietà dissipative devono essere valutate sulla base di comprovata documentazione tecnico-scientifica, basata su sperimentazione dei singoli collegamenti o dell'intera struttura o di parte di essa, in accordo con normative di comprovata validità.

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.4 delle presenti norme, senza nessun requisito aggiuntivo.

11.2. Materiali e proprietà delle zone dissipative

Le NTC indicano al § 7.7.2, che nel caso si faccia affidamento a comportamenti strutturali dissipativi (CD "A" o "B"), in mancanza di più precise valutazioni teoriche e sperimentali, si devono applicare le seguenti regole:

- a) nelle zone considerate dissipative possono essere utilizzati solamente materiali e mezzi di unione che garantiscono un adeguato comportamento di tipo oligociclico;
- b) le unioni incollate devono essere considerate in generale come non dissipative, a meno che non siano poste in serie con un elemento duttile applicando i criteri della progettazione in capacità;
- c) i nodi di carpenteria possono essere utilizzati solamente quando questi possono garantire una sufficiente dissipazione energetica, senza presentare rischi di rottura fragile per taglio o per trazione ortogonale alla fibratura, e con la presenza di dispositivi atti ad evitarne la sconnessione.

CONSOLIDAMENTO E RESTAURO DEGLI ORIZZONTAMENTI

In Italia la sicurezza delle costruzioni esistenti è un problema di fondamentale importanza, da un lato per l'elevata vulnerabilità sismica dall'altro per il valore storico-architettonico-artistico-ambientale di gran parte del patrimonio edilizio esistente.

Il consolidamento delle strutture preesistenti è un'operazione più complessa della progettazione ex novo perché richiede un'attenta analisi del comportamento strutturale, del degrado e delle sue possibili cause ed infine richiede uno studio accurato degli interventi da effettuare preservando, il più possibile, il valore storico del manufatto. Di conseguenza il progetto di intervento dipende non solo dalle caratteristiche del manufatto ma soprattutto dallo stato di conservazione dello stesso, pertanto con un'analisi preliminare si devono individuare gli elementi che non garantiscono prefissati livelli di sicurezza.

Qualsiasi sia il metodo di intervento su un manufatto storico è buona norma garantire il più possibile il rispetto dell'opera, pertanto di seguito si riportano alcuni obiettivi che il progettista deve perseguire durante gli interventi di consolidamento o di restauro:

- mantenere la massima permanenza dei materiali limitando il più possibile le trasformazioni;
- mirare l'intervento all'edificio in oggetto e alle cause del dissesto;
- realizzare interventi riconoscibili nel tempo;
- elaborare un buon piano di manutenzione.

Per conferire alle strutture una maggiore durabilità si deve effettuare una buona progettazione dei particolari costruttivi, quindi è buona norma utilizzare la specie legnosa più adatta alle condizioni di esercizio e provvedere all'aerazione dei locali in cui è presente la struttura lignea.

Gli orizzontamenti (solai e coperture) sono strutture portanti secondarie, che scaricano carichi e sollecitazioni generalmente su travi, cordoli e murature portanti. Negli edifici che devono resistere all'azione sismica, svolgono una duplice funzione: sopportare i carichi verticali e ripartire le azioni orizzontali tra gli elementi verticali, pertanto il loro collegamento alle strutture verticali deve essere tale da garantire una sufficiente rigidità nel piano, pertanto è buona norma progettare solai e coperture non spingenti.

Quando parliamo di recupero o restauro di solai e coperture in legno si fa spesso riferimento a vecchi edifici in muratura portante, quindi è di fondamentale importanza comprendere il comportamento meccanico delle murature su cui poggiano queste strut-

ture secondarie. Le murature generalmente sono costituite da malta e laterizio o malta e pietrame, tali elementi hanno caratteristiche meccaniche molto diverse tra di loro. La muratura è un materiale anisotropo, la sua resistenza è influenzata non solo dai carichi applicati ma anche dalla direzione di applicazione delle forze in gioco, ad esempio un'orditura di travi spingente produce sulla muratura azioni orizzontali che sotto l'azione del sisma saranno notevolmente amplificate, provocando gravi danni alla costruzione.

Il ruolo delle travi all'interno della struttura di un edificio storico non è solo quello di sostenere i solai, ma anche quello di legare tra loro murature contrapposte, per ridurre il rischio di ribaltamenti di pareti dovuti a cedimenti del terreno o a sismi.

L'intervento di consolidamento sugli orizzontamenti in legno è reso necessario quando vi è un indebolimento della struttura oppure quando si ha un'eccessiva inflessione delle travi o la rottura dei giunti dovuta a carichi eccessivi sull'orizzontamento.

L'indebolimento della struttura dei solai è visibile in prossimità degli appoggi a muro o sulla lunghezza delle travi, nel primo caso la causa del degrado biologico è dovuto a infiltrazioni di acqua nel manto di copertura o ad un'eccessiva umidità dell'ambiente, mentre nel secondo caso è dovuto all'attacco di insetti xilofagi.

Prima di ogni intervento di consolidamento su strutture in legno affette da degrado biologico è necessario eliminare le cause e le condizioni che hanno agevolato la diffusione, successivamente si deve valutare la resistenza dell'elemento danneggiato, nel caso in cui le prestazioni non siano sufficienti si dovranno impregnare le parti degradate con resine e inserire dei nuovi elementi di rinforzo ove necessario.

Negli interventi di rafforzamento, quando si prevede l'uso di materiali compositi fibrorinforzati (FRP) è buona norma utilizzare prodotti con caratteristiche fisico-chimiche ben documentate e fare riferimento al documento CNR-DT n. 201/2005 che contiene le istruzioni per gli interventi di consolidamento statico delle strutture lignee con l'uso di materiali compositi fibrorinforzati.

Negli edifici storici, il consolidamento dei solai in legno viene affrontato in diversi modi come ad esempio la realizzazione di sottostrutture in acciaio, la sostituzione dell'intero solaio o l'utilizzo di solai misti in legno e calcestruzzo.

Spesso gli interventi di consolidamento e restauro di solai e coperture in legno prevedono la sostituzione degli elementi strutturali o l'integrazione di parti di essi, con diversi materiali come acciaio, calcestruzzo o legno uniti al materiale preesistente mediante unioni meccaniche (quali chiodi, viti, bulloni, piastre metalliche, ecc.).

L'utilizzo dell'acciaio per il consolidamento delle strutture lignee è una pratica molto antica, difatti l'impiego di catene, cerchiature ed elementi metallici di connessione era considerata nel Medioevo la miglior soluzione per assorbire gli sforzi di trazione e per migliorare la stabilità degli elementi strutturali.

L'utilizzo dell'acciaio negli interventi di consolidamento consente il raggiungimento di alcuni obiettivi fondamentali per mantenere il valore storico del manufatto, ovvero consente interventi capaci di affiancare l'esistente con aggiunte facilmente riconoscibili, reversibili e mantenibili.

SOLAI IN LEGNO

I solai sono strutture a giacitura orizzontale o inclinata capaci di sopportare carichi e sono soggetti a sollecitazioni di flessione. Sono impiegati come chiusure orizzontali di copertura e/o chiusure orizzontali intermedia, e possono essere realizzati in legno, in cemento armato o in acciaio.

La funzione principale del solaio è quella di trasferire i carichi e i sovraccarichi alla struttura portante. Per molti anni, i solai in legno, grazie alla loro leggerezza, hanno rappresentato una valida alternativa costruttiva alle coperture a volta, le quali a causa del loro peso richiedevano grandi spessori murari.

In generale i solai in legno si classificano in *semplici* o *composti*, tale orditura dipende dalla luce da coprire e dai carichi da sopportare.

Per **solaio semplice** si intende quell'orizzontamento in legno realizzato per coprire luci non superiori a m 5,00, costituito da un'orditura di travi posizionate parallelamente alla luce minore, dette travi principali, disposte con un'interasse che varia da 40 a 100 cm, sulle quali poggia il tavolato, che generalmente ha uno spessore compreso tra 25 e 80 mm.

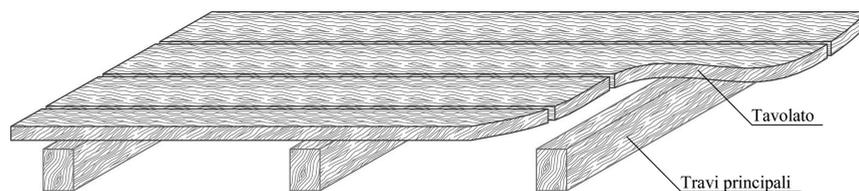


Figura 13.1. Solaio semplice

Quando si realizza un solaio in legno si deve operare in modo che le travi poggino sul muro d'ambito per una profondità adeguata.

Per **solaio composto** si intende quell'orizzontamento in legno realizzato per coprire luci maggiori di m 5,00, costituito da una doppia orditura di travi; le travi principali sono disposte parallelamente alla luce minore e su di esse è disposta un'altra orditura di travi, dette secondarie, disposte ortogonalmente alle travi principali, sulle quali poggia il tavolato.

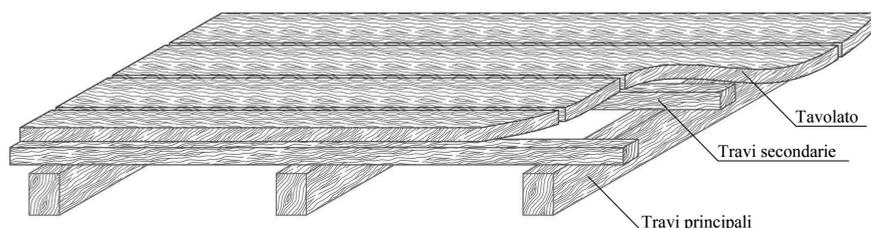


Figura 13.2. Solaio composto

La scelta degli interassi delle travi principali e delle travi secondarie dipende dal valore del sovraccarico accidentale e dalla luce da coprire.

13.1. La modellazione strutturale

Per modellazione strutturale si intende quella fase progettuale in cui si genera il modello delle azioni e della struttura reale al fine di poter valutare le sollecitazioni in termini matematici.

Un solaio, in linea generale, può essere modellato come una trave continua su appoggi fissi. Nella realtà gli appoggi del solaio sono costituiti dalle travi che lo portano, in cui comportamento reale non è quello degli appoggi fissi, ma nel modello strutturale questa semplificazione è accettabile.

La scelta dei vincoli alle estremità del solaio deve essere effettuata su alcune considerazioni. Se i vincoli ipotizzati sono cerniere o carrelli si presuppone che il solaio è libero di ruotare, questo comportamento non è veritiero in quanto la trave di bordo, avendo una propria rigidità torsionale, impedisce la rotazione del solaio, generando un momento torcente sulla trave stessa e un momento flettente negativo nel solaio. Quindi il vincolo che si deve considerare è quello del semincastro.

INSTALLAZIONE E ATTIVAZIONE DEL SOFTWARE PREWOOD

14.1. Note sul software PreWood

PreWood – Solai e coperture in legno è un software per il calcolo e la verifica di solai in legno realizzati con travi a sezione rettangolare ad una campata, piani o inclinati, agli SLU e SLE, conforme alle disposizioni del D.M. 17 gennaio 2018.

PreWood – Solai e coperture in legno effettua:

- verifiche a flessione e a taglio per gli SLU;
- verifiche di deformazione per effetto degli spostamenti verticali per gli SLE;
- verifiche a flessione e taglio per le verifiche al fuoco;
- genera la relazione di calcolo e il computo del materiale utilizzato.

PreWood – Solai e coperture in legno comprende, inoltre, le seguenti utility: Glossario, F.A.Q., Test iniziale e Test finale.

14.2. Requisiti hardware e software

- Processore da 2.00 GHz;
- MS Windows Vista/7/8/10 (sono necessari i privilegi di amministratore);
- MS .Net Framework 4+;
- 250MB liberi sull'HDD;
- 2 GB di RAM;
- MS Word 2003-2007;
- Risoluzione monitor consigliata 1600x900;
- Accesso ad internet e browser web (supportati Firefox 4, Opera 10, Safari 5, Chrome 12, Internet Explorer 7).

14.3. Attivazione del software incluso

- Collegarsi al seguente indirizzo internet:

https://www.grafill.it/pass/0255_0.php

- Inserire i codici [A] e [B] (in ultima pagina del volume) e cliccare su **[Continua]**;
- Accedere al **Profilo utente Grafill** oppure crearne uno su www.grafill.it;

- Cliccare sul pulsante **[G-CLOUD]**;
- Cliccare su **[Vai alla WebApp]** in corrispondenza del prodotto acquistato;
- Fare il *login* con le stesse credenziali d'accesso al **Profilo utente Grafill**;
- Accedere alla WebApp abbinata alla presente pubblicazione cliccando sulla relativa immagine di copertina presente nello scaffale **Le mie App**.
- Per installare ed attivare il software **PreWood**:
 - Cliccare sul pulsante **[Software]** della WebApp: si aprirà una scheda che riporta descrizione e caratteristiche del software, i **codici di attivazione** ed il pulsante **[Scarica Software]**;
 - Cliccare sul pulsante **[Scarica Software]** per avviare il download;
 - Installare il software facendo doppio-click sul file **88-277-0256-7.exe**;
 - Avviare il software:

Per utenti MS Windows Vista/7/8: **[Start]** › **[Tutti i programmi]** › **[Grafill]** › **[PreWood]** (cartella) › **[PreWood]** (icona di avvio)

Per utenti MS Windows 10: **[Start]** › **[Grafill]** › **[PreWood]** (icona di avvio)
 - Inserire i dati nella finestra *Attivazione* e cliccare su .



- Verrà visualizzata la seguente finestra di *Avvio*:



- Cliccare **[PreWood Coperture]** per visualizzare la finestra principale di **PreWood - Solai e coperture in legno**.

- Cliccare **[Glossario]** per consultare i principali termini tecnico-normativi sull'argomento.
- Cliccare **[Faq]** per consultare le domande e le risposte più frequenti sull'argomento.
- Cliccare **[Test iniziale]** per verificare la conoscenza di base sull'argomento.
- Cliccare **[Test finale]** per verificare quanto appreso sull'argomento dopo la lettura di questa pubblicazione.

14.4. Assistenza tecnica sui prodotti Grafill

Per assistenza tecnica sui prodotti Grafill aprire un ticket su:

<https://www.supporto.grafill.it>

L'assistenza è gratuita per 365 giorni dall'acquisto ed è limitata all'installazione e all'avvio del prodotto, a condizione che la configurazione hardware dell'utente rispetti i requisiti richiesti.

MANUALE D'USO DEL SOFTWARE PREWOOD

15.1. Solai e coperture in legno

PreWood - Solai e coperture in legno è un programma per il calcolo e la verifica di solai in legno realizzati con travi a sezione rettangolare ad una campata, piani o inclinati, con il metodo degli SLU e degli SLE, ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018. Il software effettua le verifiche a flessione e a taglio per gli SLU, le verifiche di deformazione per effetto degli spostamenti verticali per gli SLE, e flessione e taglio per le verifiche al fuoco.

Il software genera la relazione di calcolo e il computo del materiale utilizzato, ovvero:

- il numero di travi principali;
- il numero travi secondarie;
- i metri quadri di tavolato;
- il peso;
- il volume;
- il costo per l'acquisto del materiale.

L'interfaccia del software è divisa in tre parti: una superiore contraddistinta da una serie di icone disposte orizzontalmente, una zona centrale in cui inserire i dati geometrici, ed infine una zona inferiore con la barra dello stato di avanzamento delle operazioni.

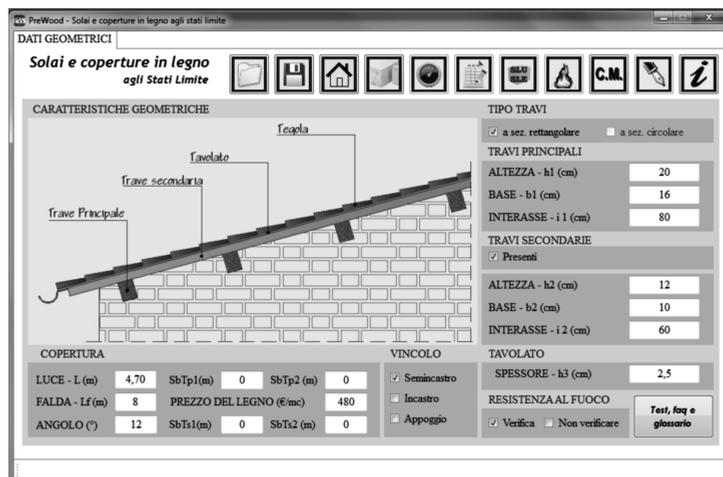


Figura 15.1. Finestra principale: dati geometrici

15.2. Apri file

La prima icona posta in alto a sinistra  è quella che ci consente di aprire un lavoro precedentemente archiviato. Cliccando sull'icona si aprirà una finestra in cui potremo selezionare il file con i dati da caricare.

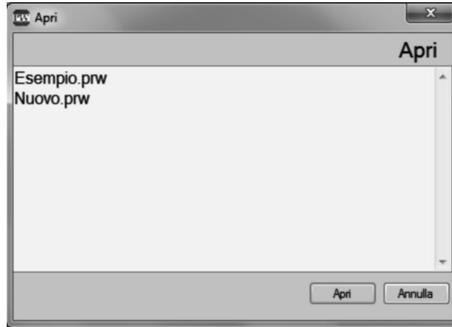


Figura 15.2. Finestra Apri

15.3. Salva file

La seconda icona in alto a sinistra  è quella che ci consente di memorizzare i dati inseriti in un file, in modo che potranno essere richiamati in un secondo momento.

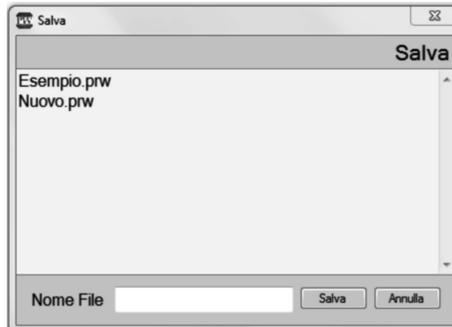


Figura 15.3. Finestra Salva file

15.4. Dati Generali

L'operazione da eseguire prima di generare la relazione di calcolo è quella di inserire i dati generali nell'apposita scheda . L'interfaccia è divisa in due parti contenenti:

- 1) i dati dell'opera da realizzare;
- 2) i dati del tecnico;

È consigliabile inserire questi dati con i caratteri maiuscoli.

ESEMPIO DI CALCOLO EFFETTUATO CON IL SOFTWARE PREWOOD

Dopo aver avviato il software bisognerà compilare i campi relativi ai dati geometrici delle travi principali, delle travi secondarie (se presenti) e del tavolato.

Nel caso in cui le travi secondarie non siano presenti basta deselezionare il check presente nell'interfaccia principale, nella sezione travi secondarie. Successivamente sarà necessario inserire i dati della copertura:

- Luce di calcolo (L);
- Lunghezza della falda (Lf);
- Angolo della falda ($^{\circ}$);
- Eventuale sporgenza a destra delle travi principali (SbTp1);
- Eventuale sporgenza a sinistra delle travi principali (SbTp2);
- Prezzo del legno in €/mc;
- Eventuale sporgenza a destra delle travi secondarie (SbTs1);
- Eventuale sporgenza a sinistra delle travi secondarie (SbTs2).

Dopo aver selezionato il tipo di vincolo desiderato e selezionato se effettuare la verifica al fuoco o meno, si potrà passare all'inserimento dei "Dati generali", ovvero:

- dati dell'opera da realizzare;
- dati del tecnico.

Cliccando su *chiudi*  si torna alla schermata principale.

Selezionando l'icona "Scelta del materiale"  sarà possibile scegliere il tipo di materiale da utilizzare rispettivamente per le travi principali, per le travi secondarie e per il tavolato.

Per passare all'analisi dei carichi è necessario cliccare sull'icona "Chiudi e vai all'analisi dei carichi" . In questa sezione i carichi permanenti strutturali chiamati G1 vengono calcolati automaticamente, i carichi permanenti non strutturali G2 invece devono essere inseriti dall'utente (di default su questo campo troverete 0,70 KN/m² che è il peso corrispondente alle tegole e al coibente, nel caso in cui non ci siano le tegole o la composizione della copertura sia diversa bisognerà effettuare il calcolo del peso effettivo che grava sul tavolato).

Dopo aver definito anche i carichi variabili di breve durata cliccando sull'icona "Calcola i carichi e vai alle combinazioni di carico" , si potranno definire i coefficienti normativi relativi alle azioni e i fattori di combinazione da adottare.

ESEMPIO DI RELAZIONE DI CALCOLO DI UNA COPERTURA INCLINATA IN LEGNO LAMELLARE ELABORATA MEDIANTE IL SOFTWARE PREWOOD

RELAZIONE DI CALCOLO DI UNA COPERTURA IN LEGNO LAMELLARE

COMUNE DI AVOLA
PROVINCIA DI SIRACUSA

OGGETTO DEI LAVORI

RIFACIMENTO DELLA COPERTURA DEL FABBRICATO ADIBITO A CIVILE ABITAZIONE
SITO IN AVOLA VIA ROMA N. 2344

DATI DEL TECNICO

TITOLO, NOME E COGNOME
ING. ROSSI MARIO

INDIRIZZO

SIRACUSA, VIA ROMA N. 26

RECAPITI

IL TECNICO:
(ING. ROSSI MARIO)

PREMESSA

Il solaio in legno viene calcolato ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) utilizzando il metodo degli stati limite ultimi e stati limite di esercizio, per fare ciò si ipotizza un comportamento elastico lineare dei materiali.

Alle estremità si ipotizza un vincolo di semincastro dove:

$$M(0) = M(L) = - Q \cdot L^2 / 36.0 \text{ (Momenti nelle estremità)}$$

$$M(L/2) = Q \cdot L^2 / 10.3 \text{ (Momento in mezzeria)}$$

DATI DI CALCOLO

Luce solaio $L = 4,70$ (m)

Inclinazione $\alpha = 12$ (Gradi)

TRAVI PRINCIPALI - SEZIONE RETTANGOLARE

Descrizione: Lamellare incollato classe di resistenza GL24h

Luce di calcolo: $L = 4,70$ (m)

Altezza travi principali: $h = 20$ (cm)

Base travi principali: $b = 16$ (cm)

Interasse travi principali: $i = 80$ (cm)

Peso specifico: $P = 380$ (Kg/mc)

Modulo elastico: $E = 11,600$ (GPa)

Resistenza a Flessione: $F_{m,k} = 24,00$ (MPa)

Resistenza al Taglio: $F_{v,k} = 2,7$ (MPa)

TRAVI SECONDARIE - SEZIONE RETTANGOLARE

Descrizione: Lamellare incollato classe di resistenza GL24h

Luce di calcolo: $L = 80$ (Cm)

Altezza travi secondarie: $h = 12$ (cm)

Base travi secondarie: $b = 10$ (cm)

Peso specifico: $P = 380$ (Kg/mc)

Modulo elastico: $E = 11,600$ (GPa)

Resistenza a Flessione: $F_{m,k} = 24,00$ (MPa)

Resistenza al Taglio: $F_{v,k} = 2,7$ (MPa)

TAVOLATO

Descrizione: Lamellare incollato classe di resistenza GL24h

Luce di calcolo: $L = 60$ (Cm)

Spessore tavole: $h = 2,5$ (cm)

Peso specifico: $P = 380$ (Kg/mc)

TABELLE DELLE CLASSI DI RESISTENZA DEI MATERIALI

18.1. Classi di resistenza per legno massiccio di conifera e pioppo

Tabella 18.1. Tabella 3.2 della norma UNI EN 338:2009

Classe di resistenza		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Proprietà di resistenza in N/mm²													
Flessione	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
Taglio	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
Proprietà di rigidità in kN/mm²													
Modulo di elasticità medio parallelo	$E_{0,mean}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16
Modulo di elasticità caratteristico	$E_{0,05}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7
Modulo di elasticità ortogonale medio	$E_{90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
Modulo di taglio medio	G_{mean}	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
Massa volumica in kg/m³													
Massa volumica	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
Massa volumica media	ρ_{mean}	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

