

Stefano Cascio

Tettoie di legno

CALCOLO DELLE TETTOIE DI LEGNO E DELLE RELATIVE CONNESSIONI

- Connessioni tradizionali e metalliche
- Teoria di Johansen per le connessioni
- Calcolo della struttura di legno
- Verifiche delle connessioni legno-legno
- Connettori di acciaio: chiodi, bulloni, viti
- Verifiche delle connessioni acciaio-legno
- Connessioni con scarpe metalliche e staffe a scomparsa
- **AGGIORNAMENTI**
 - Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 gennaio 2018)
 - UNI EN 14080:2013 (Strutture di legno – Legno lamellare incollato e legno massiccio incollato – Requisiti)
 - UNI EN 1995-1-1:2014 (Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture di legno – Parte 1-1: Regole generali – Regole comuni e regole per gli edifici)
 - UNI EN 338:2016 (Legno strutturale – Classi di resistenza)



SECONDA EDIZIONE

SOFTWARE INCLUSO

CALCOLO DI TETTOIE DI LEGNO LAMELLARE E MASSICCIO

AI SENSI DELLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
DI CUI AL D.M. 17 GENNAIO 2018



Stefano Cascio
TETTOIE DI LEGNO
Ed. II (7-2018)

ISBN 13 978-88-277-0020-4
EAN 9 788827 700204

Collana **Software** (112)

Cascio, Stefano <1950->
Tettoie di legno / Stefano Cascio. – 2. ed. – Palermo : Grafill, 2018.
(Software ; 112)
ISBN 978-88-277-0020-4
1. Tettoie in legno – Calcolo.
694.184 CDD-23 SBN Pal0308554
CIP – Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Il volume è **disponibile anche in eBook** (formato *.pdf) compatibile con **PC, Macintosh, Smartphone, Tablet, eReader**.
Per l'acquisto di eBook e software sono previsti pagamenti con c/c postale, bonifico bancario, carta di credito e PayPal.
Per i pagamenti con carta di credito e PayPal è consentito il download immediato del prodotto acquistato.

Per maggiori informazioni inquadra con uno Smartphone o un Tablet il Codice QR sottostante.



I lettori di Codice QR sono disponibili gratuitamente su Play Store, App Store e Market Place.

© **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

Finito di stampare nel mese di luglio 2018
presso **Tipografia Luxograph S.r.l.** Piazza Bartolomeo Da Messina, 2 – 90142 Palermo

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.

SOMMARIO

PREMESSA	p.	9
1. TIPI DI LEGNO E RELATIVE CLASSI DI RESISTENZA	"	13
1.1. Tipi di legno	"	13
1.1.1. Legno massiccio	"	13
1.1.2. Legno lamellare	"	14
1.2. Classi di resistenza	"	15
1.2.1. Classificazione sulla base delle proprietà delle lamelle	"	19
1.2.2. Attribuzione diretta in base a prove sperimentali	"	19
2. VERIFICA DELLA RESISTENZA STRUTTURALE	"	24
3. AZIONI SULLE COSTRUZIONI E LORO COMBINAZIONE	"	29
3.1. Pesi propri dei materiali strutturali	"	29
3.2. Carichi permanenti non strutturali	"	29
3.2.1. Elementi divisorii interni	"	29
3.3. Sovraccarichi	"	30
3.3.1. Carichi variabili orizzontali	"	32
3.4. Classificazione delle azioni	"	32
3.5. Caratterizzazione delle azioni elementari	"	33
3.6. Combinazioni delle azioni	"	33
3.7. Azioni nelle verifiche agli stati limite	"	35
3.8. Vita nominale	"	36
4. CARICO DOVUTO ALLA NEVE CON ESEMPIO PRATICO DI CALCOLO	"	37
4.1. Azioni della neve	"	37
4.2. Valore di riferimento del carico della neve al suolo	"	37
4.3. Coefficiente di esposizione	"	38
4.4. Coefficiente termico	"	39
4.5. Carico neve sulle coperture	"	39
4.6. Coefficiente di forma per le coperture	"	39

4.6.1.	Coperture adiacenti o vicine a costruzioni più alte	p.	40
4.6.2.	Copertura ad una falda	"	41
4.6.3.	Copertura a due falde	"	42
4.7.	Esempio pratico di calcolo del carico neve	"	43
5.	CARICO DOVUTO AL VENTO SECONDO LE NTC 2018		
	CON ESEMPIO PRATICO DI CALCOLO	"	45
5.1.	Azioni del vento	"	45
5.2.	Velocità di riferimento	"	45
5.3.	Periodo di ritorno e velocità di riferimento di progetto	"	47
5.4.	Pressione del vento	"	48
5.5.	Pressione cinetica di riferimento	"	48
5.6.	Coefficiente di esposizione	"	48
5.7.	Coefficiente di forma (o aerodinamico)	"	50
5.7.1.	Pareti laterali	"	52
5.7.2.	Altezza di riferimento per la faccia sopravvento	"	52
5.7.3.	Altezza di riferimento per le facce sottovento e laterali	"	53
5.7.4.	Coperture piane	"	53
5.7.5.	Coperture a semplice falda	"	54
5.7.6.	Coperture a doppia falda	"	55
5.7.7.	Coperture a padiglione	"	55
5.7.8.	Coperture a falde multiple	"	56
5.7.9.	Pressione interna	"	58
5.7.10.	Edifici con percentuale di aperture maggiore del 30%	"	59
5.7.11.	Edifici con una superficie dominante	"	62
5.7.12.	Edifici con distribuzione uniforme di aperture	"	63
5.7.13.	Azioni tangenti	"	64
5.8.	Esempio di calcolo della pressione del vento su parete esterna	"	64
5.9.	Esempio di calcolo della pressione del vento su un tetto	"	68
6.	COSTRUZIONI IN LEGNO	"	73
6.1.	La valutazione della sicurezza	"	73
6.2.	Analisi strutturale	"	73
6.3.	Azioni e loro combinazioni	"	74
6.4.	Classi di durata del carico	"	74
6.5.	Classi di servizio	"	74
6.6.	Resistenza di calcolo	"	75
6.7.	Stati limite di esercizio	"	75
6.8.	Stati limite ultimi	"	75
6.8.1.	Verifiche di resistenza	"	75
6.8.2.	Verifiche di stabilità	"	75
6.9.	Collegamenti	"	76

6.10.	Elementi strutturali	p.	77
6.11.	Sistemi strutturali	"	78
6.12.	Robustezza	"	78
6.13.	Durabilità	"	79
6.14.	Resistenza al fuoco	"	79
7.	VERIFICHE DI RESISTENZA CON ESEMPI DI CALCOLO	"	81
7.1.	Verifiche di resistenza	"	81
7.1.1.	Trazione parallela alla fibratura	"	81
7.1.2.	Trazione perpendicolare alla fibratura	"	81
7.1.3.	Compressione parallela alla fibratura	"	81
7.1.4.	Compressione perpendicolare alla fibratura	"	81
7.1.5.	Compressione inclinata rispetto alla fibratura	"	83
7.1.6.	Flessione	"	83
7.2.	Esempio di calcolo di una trave soggetta a flessione retta	"	84
7.3.	Esempio di calcolo della dimensione di una trave soggetta a flessione semplice	"	87
7.4.	Esempio di calcolo di una trave soggetta a flessione deviata	"	87
7.5.	Esempio di verifica a taglio di una trave soggetta a flessione semplice	"	90
7.6.	Esempio di verifica a instabilità della trave semplicemente appoggiata	"	93
7.7.	Esempio di verifica a instabilità del pilastro	"	96
8.	VERIFICA AGLI STATI LIMITI DI ESERCIZIO	"	99
8.1.	Norme specifiche per elementi inflessi	"	102
8.2.	Esempio di calcolo della deformazione: metodo esatto	"	103
9.	CONNESSIONI	"	107
9.1.	Calcolo connessioni tradizionali	"	108
9.2.	Calcolo connettori metallici: teoria di Johansen	"	111
9.2.1.	Connessioni legno-legno	"	111
9.3.	Modalità operative dei connettori metallici	"	117
9.4.	Unioni chiodate	"	118
9.4.1.	Chiodi caricati lateralmente	"	120
9.4.2.	Chiodi caricati assialmente	"	121
9.4.3.	Chiodi caricati sia lateralmente sia assialmente	"	123
9.5.	Unioni a vite	"	124
9.5.1.	Collegamenti con viti soggette a sollecitazioni laterali	"	125
9.5.2.	Collegamenti con viti soggette a sollecitazioni assiali	"	128
9.5.3.	Collegamenti con viti soggette a sollecitazioni combinate taglianti ed assiali	"	131

9.6.	Unioni bullonate	p.	131
9.6.1.	Bulloni caricati lateralmente	"	132
9.6.2.	Bulloni caricati assialmente	"	133
9.7.	Spinotti	"	134
9.8.	Calcolo collegamenti fra elementi strutturali	"	135
9.9.	Calcolo dei connettori a gambo cilindrico	"	135
9.9.1.	Chiodi	"	136
9.9.2.	Bulloni e spinotti	"	137
9.9.3.	Viti	"	137
9.9.4.	Procedura di calcolo	"	137
9.10.	Protezione dei mezzi di unione	"	138
10.	TIPOLOGIA DEGLI ELEMENTI DI ACCIAIO		
	PER UNIRE ELEMENTI DI LEGNO	"	140
10.1.	Giunzione con scarpa di lamierino d'acciaio	"	141
10.2.	Calcolo analitico della scarpa	"	142
10.3.	Giunzione con staffe a scomparsa	"	149
10.3.1.	Staffe a scomparsa del tipo ALU	"	149
11.	SCHEMI STATICI DELLE TETTOIE	"	151
11.1.	Arcareccio di base	"	151
11.2.	Falsi puntoni	"	153
11.3.	Pilastro	"	156
11.3.1.	Vincolo alla base	"	156
11.3.2.	Vincolo alla testa	"	159
11.4.	Collegamenti edificio esistente	"	160
11.5.	Travi con intaglio all'appoggio	"	161
12.	ANCORANTI MECCANICI E CHIMICI	"	165
12.1.	Generalità	"	165
12.2.	Le certificazioni	"	166
12.3.	Le tipologie di installazione	"	166
12.4.	Funzionamento degli ancoranti	"	168
12.5.	Scelta degli ancoraggi	"	169
13.	ESEMPI DI CALCOLO		
	ATTINENTI LE CONNESSIONI	"	172
13.1.	Verifica appoggi sagomati	"	173
13.2.	Calcolo di una capriata	"	181
13.3.	Verifica giunzione della catena di una capriata	"	195
13.4.	Verifica di un puntone con tirante	"	198
13.5.	Dimensionamento di una scarpa in lamierino	"	209
13.6.	Calcolo di una staffa a scomparsa	"	231
13.7.	Esempio di calcolo di una tettoia	"	239

ESEMPIO ELABORATO CON IL SOFTWARE ALLEGATO	p.	267
– Relazione tecnica relativa alla realizzazione di una tettoia in legno in conformità al D.M. 17 gennaio 2018	"	269
– Verifica della connessione puntone-trave di banchina	"	309
– Verifica della connessione puntone-trave di gronda.....	"	314
– Verifica della connessione pilastro-fondazione.....	"	318
– Piano di manutenzione	"	323
14. INSTALLAZIONE DEL SOFTWARE INCLUSO	"	325
14.1. Note sul software incluso.....	"	325
14.2. Requisiti hardware e software.....	"	325
14.3. Download del software e richiesta della password di attivazione.....	"	326
14.4. Installazione ed attivazione del software	"	326
15. ISTRUZIONI PER L'USO DEL SOFTWARE INCLUSO	"	328
15.1. Utilizzo del software.....	"	328
15.2. Struttura della tettoia.....	"	329
15.3. Analisi dei carichi	"	333
15.4. Carico della neve	"	334
15.5. Carico del vento	"	335
15.6. Connessione puntone-colmo.....	"	336
15.7. Connessione puntone-gronda.....	"	337
15.8. Connessione pilastro-fondazione.....	"	338
15.9. Salva con nome.....	"	340

PREMESSA

Nel mondo dell'edilizia, in particolare nel campo degli edifici di civile abitazione, i sistemi costruttivi utilizzati si rifanno soprattutto a tradizioni locali ben radicate nel tempo. Nella stragrande maggioranza si tratta di edifici di cemento armato, muratura portante (nelle sue varie tipologie: pietre naturali, laterizi, mattoni, ecc.), o di acciaio. Anche il legno, in zone particolarmente vocate, è stato ed è utilizzato in maniera profusa.

Oggi l'interesse sempre più diffuso per le costruzioni bioecologiche ha ampliato l'impiego del legno. Esso è, quasi certamente, in edilizia il materiale più rinnovabile e più largamente disponibile. Ha ottime caratteristiche meccaniche che ne fanno un materiale adatto alla creazione di abitazioni confortevoli e in equilibrio con l'ambiente circostante.

La robustezza e la complessità di queste costruzioni sono legate allo sviluppo della tecnologia. Si è passati dall'utilizzo del legno nella sua forma più naturale, dove una trave era semplicemente un tronco d'albero appena sgrossato, a sistemi più complessi dove anche una semplice trave può essere un insieme di lamelle di legno incollate fra loro (legno lamellare).

Oggi, l'utilizzo di questo materiale è disciplinato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni pubblicate col D.M. 14 gennaio 2018 (G.U.R.I. 20-02-2018, n. 42), che da qui in avanti, per brevità e comodità, indicheremo con NTC 2018 o semplicemente NTC.



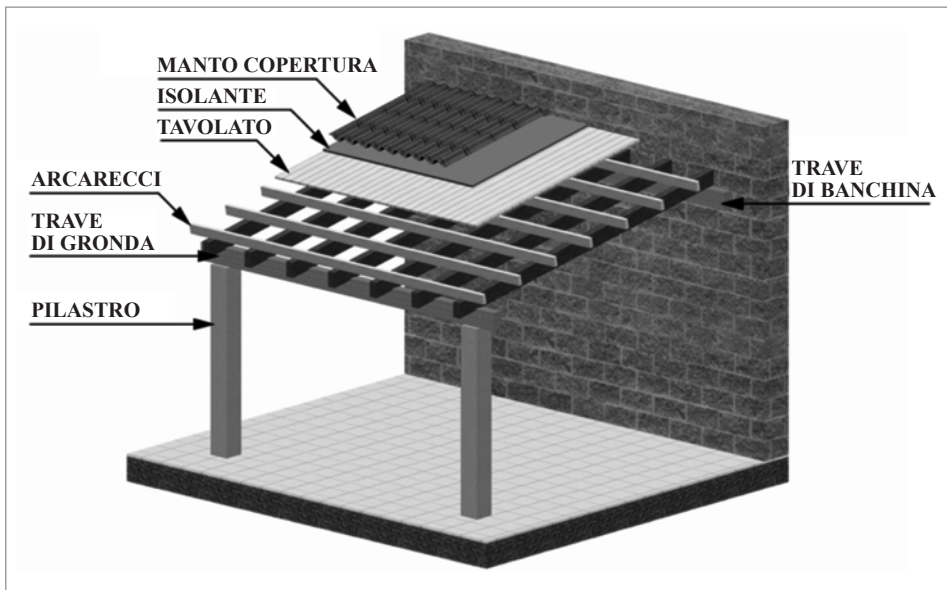
Una tipologia di opere, oramai quasi sempre realizzate in legno, sono quelle di arredo agli edifici, i quali, talvolta, diventano elementi architettonici molto importanti. Ci riferiamo alla tettoia realizzata a protezione di una veranda, di un ingresso importante o come copertura di parte di un terrazzo.

Intendiamo per tettoia la struttura costituita da uno o più spioventi, poggiate da un lato su pilastri e dall'altro lato su un muro perimetrale di un edificio esistente, utilizzata per coprire l'ambiente sottostante, lasciandolo però aperto verso lo spazio circostante

Una struttura simile è il gazebo il quale è sempre e comunque una struttura autonoma da collocare in qualsiasi punto del giardino o terrazzo, mentre la tettoia è generalmente attaccata (variamente vincolata) ad una costruzione esistente.

Il presente testo tratterà esclusivamente delle tettoie realizzate in legno.

Si ritiene necessario, considerando che lo stesso componente di un tetto è indicato in letteratura con nomi diversi, riportare le definizioni che si utilizzeranno nel presente testo.



Si precisa che il termine *arcareccio* o *terzera* è utilizzato per indicare la trave secondaria orizzontale, poggiate sui falsi puntoni. Le travi che appoggiano sulla trave di gronda e sulla trave di colmo sono definiti *falsi puntoni*.

Gli schemi costruttivi presi in esame, nella presente trattazione riguardano il classico *falso puntone* variamente vincolato sia al colmo sia alla gronda.

In genere il colmo è posto in adiacenza a una struttura già esistente e a questa vincolato, mentre la gronda, costituita da una trave di legno portata da pilastri (legno o muratura), è a una certa distanza dal colmo e a quota più bassa.

Saranno presi in esame i seguenti schemi statici:

- 1) tettoia vincolata al fabbricato esistente, tramite trave di banchina;
- 2) tettoia vincolata al fabbricato esistente tramite scarpe in lamierino;
- 3) tettoia vincolata al fabbricato esistente tramite scarpe in lamierino su trave di banchina.

All'interno di questi schemi trovano posto diverse soluzioni progettuali, alcuni dei quali riportati nelle immagini seguenti:

TIPI DI LEGNO E RELATIVE CLASSI DI RESISTENZA

1.1. Tipi di legno

La normativa in vigore individua per l'uso strutturale due tipi di legname:

- legno massiccio;
- legno lamellare.

1.1.1. Legno massiccio

Per legno massiccio strutturale s'intende il prodotto ottenuto dal legno tondo tramite taglio parallelo al tronco ed eventuale piallatura, senza superfici incollate e senza giunti a pettine.

In funzioni delle dimensioni si distinguono:

- listelli;
- tavole o lamelle;
- tavoloni;
- legname squadrato.

In linea generale la distinzione può essere operata come riportato in tabella:

Denominazione	Spessore d [mm]	Larghezza b [mm]
Listello	$6 \text{ mm} \leq d \leq 40 \text{ mm}$	$b < 80 \text{ mm}$
Tavola	$6 \text{ mm} \leq d \leq 40 \text{ mm}$	$b \geq 80 \text{ mm}$
Tavolone	$d > 40 \text{ mm}$	$b > 3 \cdot d$
Legname squadrato	$b \leq h \leq 3 \cdot b$	$b > 40 \text{ mm}$

Il legname squadrato è utilizzato in edilizia per pilastri e travi, formazione di capriate, piccola e grossa orditura dei tetti. Le essenze generalmente impiegate sono:

- *Conifere*: abete rosso, abete bianco, douglas, larice, pino;
- *Latifoglie*: castagno, faggio, noce, pioppo, quercia, rovere.

Altri due importati elementi di legno massiccio sono le cosiddette travi *Uso Trieste* e *Uso Fiume*, entrambi realizzati con l'abete rosso. Sono ottenuti tramite: scortecciatura, squadratura meccanica, angoli smussati, grezzi o piallati per tutta la lunghezza. Le due tipologie si differenziano per la costanza delle dimensioni trasversali nelle *Uso Fiume*, mentre in quella *Uso Trieste* la trave segue la conicità del tronco da cui è ricavata. In genere quest'ultima si usa nelle carpenterie mentre la *Uso Fiume* nella realizzazione di tetti a vista o lavori architettonicamente impegnativi.

Questi elementi strutturali in termini di prestazioni meccaniche differiscono rispetto ai normali segati da costruzione. Nelle travi *Uso Trieste* o *Uso Fiume* si ha un miglioramento delle caratteristiche meccaniche dovuto alla conservazione delle fibre legnose. Di contro tali travi sono posti in opera con un elevato tasso di umidità che ne abbassa le prestazioni meccaniche e incrementa le deformazioni in fase di esercizio.

Anche per queste travi è obbligatoria la qualificazione della produzione, che ciascun produttore e per ciascun stabilimento deve richiedere al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. La produzione di elementi strutturali di legno massiccio a sezione rettangolare dovrà risultare conforme alla norma europea armonizzata UNI EN 14008-1, e secondo quanto specificato al punto A) del § 11.1 delle NTC 2018, recare la Marcatura CE (*Conformité Européenne*, ed indicare che il prodotto che lo porta è conforme ai *requisiti essenziali* previsti da Direttive in materia di sicurezza, sanità pubblica, tutela del consumatore, ecc.). Qualora non sia applicabile la marcatura CE, i produttori di elementi di legno massiccio per uso strutturale devono essere qualificati così come specificato al § 11.7.10 delle NTC 2018.

Il legno massiccio per uso strutturale è un prodotto naturale, selezionato e classificato in dimensioni d'uso secondo la resistenza, elemento per elemento, sulla base delle normative applicabili. I criteri di classificazione garantiscono all'elemento prestazioni meccaniche minime statisticamente determinate, senza necessità di ulteriori prove sperimentali e verifiche, definendone il profilo resistente, che raggruppa le proprietà fisico-meccaniche, necessarie per la progettazione strutturale.

La classificazione può avvenire assegnando all'elemento una Categoria, definita in relazione alla qualità dell'elemento stesso con riferimento alla specie legnosa e alla provenienza geografica, sulla base di specifiche prescrizioni normative. Al legname appartenente a una determinata categoria, specie e provenienza, si assegna uno specifico profilo resistente, utilizzando le regole di classificazione previste base nelle normative applicabili.

La Classe di Resistenza di un elemento è definita mediante uno specifico profilo resistente unificato. Ad ogni tipo di legno può essere assegnata una classe di resistenza se i suoi valori caratteristici di resistenza, valori di modulo elastico e valore caratteristico di massa volumica, risultano non inferiori ai valori corrispondenti a quella classe.

In generale è possibile definire il profilo resistente di un elemento strutturale anche sulla base dei risultati documentati di prove sperimentali, in conformità a quanto disposto nella UNI EN 384:2016. Le prove sperimentali per la determinazione di resistenza a flessione e modulo elastico devono essere eseguite in maniera da produrre gli stessi tipi di effetti delle azioni alle quali il materiale sarà presumibilmente soggetto nella struttura.

Legno strutturale con giunti a dita

I singoli elementi utilizzati per la composizione del legno strutturale con giunti a dita dovranno soddisfare i requisiti minimi della norma europea armonizzata UNI EN 14081-1 al fine di garantirne una corretta attribuzione ad una classe di resistenza.

Inoltre, il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere predisposto in coerenza con le norme UNI EN ISO 9001 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con le norme UNI CEI EN ISO/IEC 17021.

Elementi in legno strutturale massiccio congiunti a dita non possono essere usati per opere in classe di servizio 3 (punto 4.4.9. delle NTC 2018).

1.1.2. Legno lamellare

L'idea di accostare o sovrapporre travi di dimensioni minori al fine di aumentare la resistenza complessiva nasce con l'arte del costruire. L'esigenza di superare i limiti imposti dalle dimen-

VERIFICA DELLA RESISTENZA STRUTTURALE

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.

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 resistenza alla rottura del legno, quindi, dipende anche dal grado di umidità dello stesso: a valori più alti di umidità corrisponde una minore resistenza alla rottura. I valori di resistenza a rottura riportate nelle norme sono, normalmente, riferiti ad una umidità relativa dell'aria del 65% e ad una temperatura di 20 gradi. È necessario, pertanto, conoscere l'ambiente climatico dove andrà a prestare servizio la struttura che vogliamo calcolare.

Per tener conto della sensibilità del legno alla variazione di umidità e dell'influenza di questa sulle caratteristiche di resistenza e di deformabilità, le NTC 2018 individuano 3 classi di servizio, come riportate nella tabella. Ovviamente tali classi sono da intendersi come condizioni operative ordinarie, scostamenti per breve tempo non fanno mutare la classe di servizio.

Classe di servizio 1	Caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20 °C ed un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	Caratterizzata da un'umidità dei materiali in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20 °C ed un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	Condizioni climatiche che prevedono umidità più elevate di quelle della classe di servizio 2.

Operativamente, possiamo traslare le classi di servizio alle seguenti situazioni reali:

Classe di servizio 1	Strutture lignee poste in ambienti poco umidi, protetti dalle intemperie atmosferiche e con una temperatura media di circa 20 °C.
Classe di servizio 2	Strutture lignee poste in ambienti protetti dalle intemperie atmosferiche.
Classe di servizio 3	Strutture lignee poste all'esterno e non protetti dalle intemperie atmosferiche.

A differenza di quanto accade per altri materiali da costruzione, le modalità e le caratteristiche di deformazione del legno sotto l'azione delle forze esterne (comportamento reologico del materiale) sono notevolmente influenzati dalla durata dei carichi applicati. È, quindi, di fondamentale importanza tener conto della correlazione esistente tra il tempo di permanenza dell'azione sulla struttura e le caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale.

Sostanzialmente, quando si hanno caratteristiche di sollecitazioni alte, si sperimenta una diminuzione della resistenza del legno, se i carichi sono di lunga durata.

Le norme ci impongono di assegnare le azioni di calcolo ad una **classe di durata del carico**, secondo le indicazioni riportate nella seguente tabella.

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 <i>anni</i>
Lunga durata	6 <i>mesi</i> – 10 <i>anni</i>
Media durata	1 <i>settimana</i> – 6 <i>mesi</i>
Breve durata	meno di 1 <i>settimana</i>
Istantaneo	–

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Ai fini del calcolo in genere si può assumere quanto segue:

Classe di durata del carico	Tipologia del carico
Permanente	Peso proprio ed i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura.
Lunga durata	Carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura; carichi variabili riguardanti magazzini e depositi.
Media durata	Carichi variabili degli edifici, ad eccezione di quelli che si riferiscono a magazzini e depositi.
Breve durata	Sovraccarico da neve riferito al suolo q_{sk} , calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da considerare in relazione alle caratteristiche del sito.
Istantaneo	L'azione del vento e le azioni eccezionali in genere.

AZIONI SULLE COSTRUZIONI E LORO COMBINAZIONE

3.1. Pesì propri dei materiali strutturali

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei piú comuni materiali possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nella Tab. 3.1.I delle NTC 2018:

Pesi dell'unità di volume dei principali materiali (Tab. 3.1.I NTC 2018)

Materiali	Peso specifico [kN/m ³]
Calcestruzzo ordinario	24,00
Calcestruzzo armato o precompresso	25,00
Malta di calce	18,00
Malta di cemento	21,00
Sabbia	17,0
Tufo vulcanico	17,00
Calcere tenero	22,00
Calcere compatto	26,00
Legname di conifere e pioppo	4,0÷6,0
Legname di latifoglie (escluso pioppo)	6,0÷8,0

3.2. Carichi permanenti non strutturali

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti. Essi devono essere valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti. In linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi permanenti portati ed i carichi variabili potranno assumersi, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti. In caso contrario, occorre valutarne le effettive distribuzioni. I tramezzi e gli impianti leggeri di edifici per abitazioni e uffici possono assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, purché i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale.

3.2.1. Elementi divisori interni

Sugli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito g_{2k} , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del

carico. Il carico uniformemente distribuito g_{2k} ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza G_{2k} delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisorii con $G_2 \leq 1,00$ kN/m: $g_2 = 0,40$ kN/m²;
- per elementi divisorii con $1,00 < G_2 \leq 2,00$ kN/m: $g_2 = 0,80$ kN/m²;
- per elementi divisorii con $2,00 < G_2 \leq 3,00$ kN/m: $g_2 = 1,20$ kN/m²;
- per elementi divisorii con $3,00 < G_2 \leq 4,00$ kN/m: $g_2 = 1,60$ kN/m²;
- per elementi divisorii con $4,00 < G_2 \leq 5,00$ kN/m: $g_2 = 2,00$ kN/m².

Elementi divisorii interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

3.3. Sovraccarichi

I sovraccarichi, o carichi imposti comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²];
- carichi verticali concentrati Q_k [kN];
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m].

I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k sono riportati nella Tab. 3.1.II delle NTC 2018.

Tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purché non vi sia rischio di risonanza delle strutture. I carichi verticali concentrati Q_k formano oggetto di verifiche locali distinte e non vanno sovrapposti ai corrispondenti carichi verticali ripartiti; essi devono essere applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento; in assenza di precise indicazioni può essere considerata una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50×50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si applicano su due impronte di 200×200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni (Tab. 3.1.II NTC 2018)

Cat.	Ambienti	q_k kN/m ²	Q_k kN	H_k kN/m
A	Ambienti Ad uso residenziale			
	Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B1 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali, chiese, teatri, cinema, teatri, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00

[segue]

CARICO DOVUTO ALLA NEVE CON ESEMPIO PRATICO DI CALCOLO

4.1. Azioni della neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

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

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo [kN/m²], fornito per un periodo di ritorno di 50 anni;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

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

4.2. Valore di riferimento del carico della neve al suolo

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Va richiamato il fatto che tale zonazione non può tenere conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente. L'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio.

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si dovrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.

I valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo sono quelli riportati di seguito.

Zona I – Alpina	
Provincie	Valore minimo del carico della neve al suolo
Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$

Zona I – Mediterranea	
<i>Provincie</i>	<i>Valore minimo del carico della neve al suolo</i>
Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \ a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 \ a_s > 200 \text{ m}$

Zona II	
<i>Provincie</i>	<i>Valore minimo del carico della neve al suolo</i>
Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \ a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \ a_s > 200 \text{ m}$

Zona III	
<i>Provincie</i>	<i>Valore minimo del carico della neve al suolo</i>
Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotona, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \ a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \ a_s > 200 \text{ m}$

4.3. Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera.

Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti nella tabella. Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$.

Valori di C_E per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1,1

CARICO DOVUTO AL VENTO SECONDO LE NTC 2018 CON ESEMPIO PRATICO DI CALCOLO

5.1. Azioni del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti.

Le azioni statiche 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 sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

Nel caso di costruzioni o elementi 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.

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 e che tengano conto della dinamica del sistema.

5.2. Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_b è il valore medio della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo con lunghezza di rugosità $Z_0 = 0,05$ m (categoria di esposizione II), mediata su 10 *minuti* e riferita ad un periodo di ritorno di 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:

- $v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- c_a è il coefficiente di altitudine.

Il coefficiente c_a si ricava dalle relazioni:

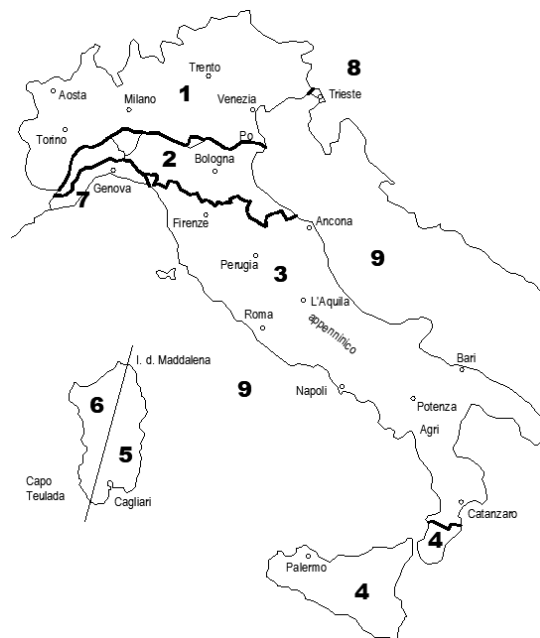
$$c_a = 1 \quad \text{per} \quad a_s \leq a_0$$

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

I valori di $v_{b,0}$, a_0 , k_a in funzione della zona geografica di appartenenza sono riportati nella tabella sottostante.

Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s (Tab. 3.3.I NTC 2018)

Zona	Descrizione	v_b [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	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
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

COSTRUZIONI IN LEGNO

L'impostazione generale relativa alla valutazione della sicurezza delle strutture di legno di nuova costruzione può essere utilizzata anche per le strutture di legno esistenti purché si provveda ad una attenta valutazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche del legno con metodi di prova diretti o indiretti. I calcoli, riferiti alle reali dimensioni geometriche degli elementi in sito, terranno opportunamente conto dei difetti del legno, degli eventuali stati di degrado, delle condizioni effettive dei vincoli e dei collegamenti.

Con riferimento alle procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti, particolare attenzione va posta per le costruzioni antiche di rilevante interesse storico per le quali risulta rilevante l'interesse per il mantenimento dei materiali originali, e per le quali si giustifica l'impiego di prove e criteri di valutazione che tengano conto anche delle prestazioni dimostrate dagli elementi strutturali nel corso della storia dell'opera.

6.1. La 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. 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.

Le caratteristiche naturali del legno (nodi, inclinazione della fibratura, cretti, 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.

6.2. Analisi strutturale

La individuazione degli schemi strutturali non può prescindere dal reale comportamento delle singole membrature e dei collegamenti nelle varie fasi costruttive, anche in relazione alle imper-

fezioni geometriche e strutturali, la cui definizione quantitativa può essere effettuata anche sulla base di indicazioni di altre normative pertinenti di consolidata validità.

L'analisi della struttura terrà conto non solo delle caratteristiche di resistenza e di rigidità dei materiali impiegati, ma anche della loro duttilità e delle loro caratteristiche reologiche, in relazione alle condizioni ambientali (classi di servizio).

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 analisi 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 nell'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 tener conto dell'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 (deformazione iniziale e finale o differita).

6.3. Azioni e loro combinazioni

I valori delle azioni e le loro combinazioni devono essere valutati con riferimento a quanto previsto per le altre costruzioni nei §§ 3 e 5 delle NTC. 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.

6.4. Classi di durata del carico

Il comportamento reologico del materiale ha un effetto diretto sulla resistenza e sulla deformazione del legno. A differenza di quanto accade per altri materiali da costruzione è, quindi, di fondamentale importanza tener conto della correlazione esistente tra il tempo di permanenza dell'azione sulla struttura e le caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale.

6.5. Classi di servizio

Per tener conto della sensibilità del legno alla variazione di umidità e dell'influenza di questa sulle caratteristiche di resistenza e di deformabilità, si definiscono tre classi di servizio:

- nella **classe di servizio 1**, che corrisponde a un ambiente con temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria non superiore al 65%, l'umidità media nella maggior parte dei legni di conifera normalmente non eccede il 12%;
- nella **classe di servizio 2**, che corrisponde a un ambiente con temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria non superiore al 85%, l'umidità media nella maggior parte dei legni di conifera normalmente non eccede il 20%;

VERIFICHE DI RESISTENZA CON ESEMPI DI CALCOLO

7.1. Verifiche di resistenza

Le tensioni interne si possono calcolare nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le prescrizioni del presente paragrafo si riferiscono alla verifica di resistenza di elementi strutturali in legno massiccio o di prodotti derivati dal legno avente direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante, soggetti a sforzi agenti prevalentemente lungo uno o più assi principali dell'elemento stesso.

A causa dell'anisotropia del materiale, le verifiche degli stati tensionali di trazione e compressione si devono eseguire tenendo conto dell'angolo tra direzione della fibratura e direzione della tensione.

7.1.1. Trazione parallela alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione $\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d}$, dove: $\sigma_{t,0,d}$ è la tensione di calcolo a trazione parallela alla fibratura calcolata sulla sezione netta e $f_{t,0,d}$ è la resistenza di calcolo, determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_h , come definito nei §§ 1.2 e 1.2.2.

Nelle giunzioni di estremità si dovrà tener conto dell'eventuale azione flettente indotta dall'eccentricità dell'azione di trazione attraverso il giunto: tali azioni secondarie potranno essere computate, in via approssimata, attraverso una opportuna riduzione della resistenza di calcolo a trazione.

7.1.2. Trazione perpendicolare alla fibratura

Nella verifica degli elementi si dovrà opportunamente tener conto del volume effettivamente sollecitato a trazione. Per tale verifica si dovrà far riferimento a normative di comprovata validità. Particolare attenzione dovrà essere posta nella verifica degli elementi soggetti a forze trasversali applicate in prossimità del bordo.

7.1.3. Compressione parallela alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione $\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$, dove: $\sigma_{c,0,d}$ è la tensione di calcolo a compressione parallela alla fibratura e $f_{c,0,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo. Inoltre, deve essere effettuata la verifica di instabilità per gli elementi compressi (instabilità di colonna).

7.1.4. Compressione perpendicolare alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione: $\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$, con:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

dove:

- $\sigma_{c,90,d}$ è la tensione di calcolo a compressione ortogonale alla fibratura;
- $f_{c,90,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo;
- A_{ef} è l'area di contatto efficace.

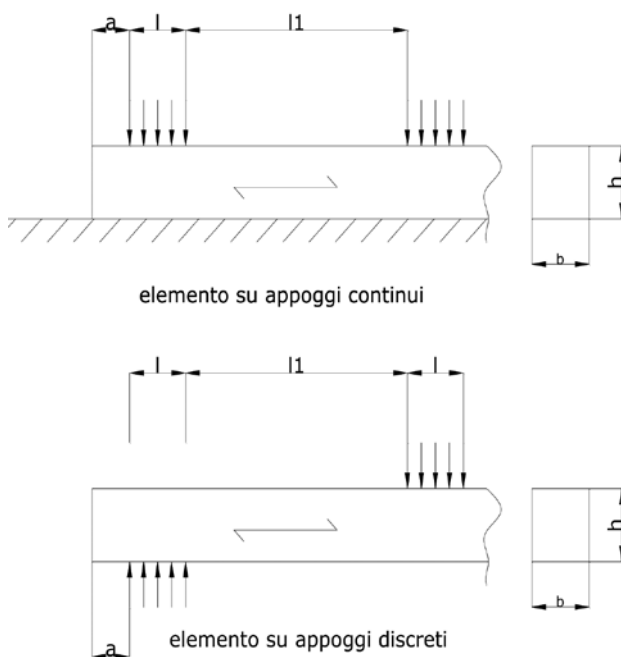
Il valore dell'area efficace di contatto in compressione ortogonale alla fibratura è calcolata:

$$A_{ef} = l_{ef} \cdot b$$

La lunghezza efficace di contatto, l_{ef} , parallela alla fibratura si ottiene sommando alla lunghezza effettiva di contatto, il minore valore tra:

$$\left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ mm} \\ a \\ l \\ \frac{l_1}{2} \end{array} \right.$$

da entrambi i lati dell'appoggio.



Il valore di $k_{c,90}$ tiene conto della configurazione di carico, della possibilità di rottura per spacco, nonché del grado di deformazione a compressione. La norma consiglia di assumere per $k_{c,90}$ il valore pari a 1. Può assumere valori maggiori quando ricorrano particolari condizioni. Con riferimento alla figura – *elemento su appoggi continui* – se $l_1 \geq 2 \cdot h$ si può assumere:

- $k_{c,90} = 1,25$ per legno massiccio di conifera;
- $k_{c,90} = 1,50$ per legno laminare incollato di conifera.

VERIFICA AGLI STATI LIMITI DI ESERCIZIO

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione e delle variazioni di umidità 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 e sia alla funzionalità dell'opera.

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. La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$.

$$E_{m,0,mean,f} = \frac{E_{m,0,mean}}{(1+k_{def})}$$

Per una trave semplicemente appoggiata agli estremi si ha:

$$W_{ist,dif} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot \frac{1}{(1+k_{def})} \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} \cdot (1+k_{def})$$

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 tabella 4.4.V delle NTC 2018, di cui si riporta uno stralcio.

Tabella 8.1. Valori di K_{def} per legno e prodotti strutturali a base di legno (Tabella 4.4.V NTC18)

Materiale	Classe di servizio 1	Classe di servizio 2	Classe di servizio 3
Legno massiccio	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato	0,60	0,80	2,00

Dal punto di vista operativo le citate norme, al § 4.4.7 – Stati Limiti di Esercizio –, non danno nessuna indicazione su come effettuare il calcolo. Si limitano a dire che in mancanza di più precise indicazioni, la freccia istantanea dovuta ai soli carichi variabili nella combinazione rara sia inferiore a $L/300$, con L luce della trave; aggiungono che la freccia finale sia inferiore a $L/200$. Per l'operatività del calcolo della freccia finale rimanda a documenti di comprovata validità riportati al capitolo 12; tra di questi documenti si trovano: *Istruzioni e documenti tecnici del Con-*

siglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.). A questi documenti qui si farà riferimento esattamente alle istruzioni CNR-DT 206/2007, come revisionate nel 2008, recante: *Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno*. Queste al punto 6.4.1. riportano che per il calcolo della deformazione iniziale (W_{in}) occorre valutare la deformazione istantanea con riferimento alla combinazione di carico rara. Per il calcolo della deformazione finale (W_{fin}) occorre valutare la deformazione a lungo termine per la combinazione di carico quasi permanente e sommare a quest'ultima la deformazione istantanea dovuta alla sola aliquota mancante, nella combinazione quasi permanente, del carico accidentale prevalente (da intendersi come il carico variabile di base della combinazione rara). La deformazione a lungo termine con la combinazione di carico quasi permanente è funzione di:

$$W_{fin} = F \left\{ \left[G_k + \psi_{21} \cdot \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right] \cdot (1 + k_{def}) + Q_{ik} \cdot (1 - \psi_{21}) \right\}$$

Che può essere esplicitata nella forma:

$$W_{fin} = F \left(G_k \cdot (1 + k_{def}) + Q_{ik} \cdot (1 + \psi_{21} \cdot k_{def}) + \sum_{i=2}^n Q_{ik} \cdot (\psi_{2i} + \psi_{2i} \cdot k_{def}) \right)$$

Che in termini di deformazioni si scrive:

$$W_{fin} = W_G \cdot (1 + k_{def}) + W_{Q1} \cdot (1 + \psi_{21} \cdot k_{def}) + \sum_{i=2}^n W_{Qi} \cdot (\psi_{2i} + \psi_{2i} \cdot k_{def})$$

dove:

- W_G è la freccia istantanea del carico permanente;
- W_{Q1} è la freccia istantanea del carico variabile prevalente;
- W_{Qi} è la freccia istantanea del carico variabile i-esimo della combinazione.

Questa è la formulazione esatta della deformazione finale. Una soluzione più semplice, semplificata, si può valutare come segue:

$$W_{fin} = W_{in} + W_{dif}$$

in cui:

- W_{in} è la freccia istantanea calcolata con riferimento alla combinazione di carico rara;
- W_{dif} è la freccia differita calcolabile con la relazione seguente:

$$W_{dif} = W'_{in} \cdot k_{def}$$

nella quale W'_{in} è la freccia istantanea, calcolata con riferimento alla combinazione di carico quasi permanente. Esplicitando questa versione semplificata del calcolo della freccia si ottiene:

CONNESSIONI

I collegamenti di carpenteria sono quelli tipici delle tradizionali costruzioni storiche, realizzati per lavorazione delle superfici di contatto. Di regola sono in grado di trasmettere solamente sforzi di compressione per contatto, e quindi in grado di esplicare unicamente la funzione di vincoli monolateri, a meno che non vengano considerati con altre tipologie di unioni.

I collegamenti meccanici sono caratterizzati dalla trasmissione delle sollecitazioni attraverso opportuni mezzi di unione, generalmente metallici, o mediante adesivi. I metodi di calcolo per la valutazione della resistenza e della deformazione dei singoli mezzi di unione devono essere convalidati sulla base di prove sperimentali eseguite nel rispetto di normative di comprovata validità.

La valutazione della capacità portante di collegamenti con mezzi di unione multipli, tutti dello stesso tipo e dimensione, terrà conto della ridotta efficienza dovuta alla presenza di più mezzi di unione. La capacità portante di collegamenti con piani di taglio multipli va valutata con riferimento a una opportuna combinazione di quella per unioni con due piani di taglio.

Per i collegamenti meccanici realizzati con mezzi di unione a gambo cilindrico, come chiodi, bulloni, perni, viti, e cambre, la capacità portante dipende dal contributo della resistenza allo snervamento dell'acciaio, della resistenza al rifollamento del legno, nonché della resistenza all'estrazione del mezzo di unione. È sempre da evitare che prima del raggiungimento della resistenza dell'unione, si attivino meccanismi di rottura di tipo fragile come: spacco, espulsione di tasselli di legno in corrispondenza dei singoli connettori, strappo lungo il perimetro del gruppo di mezzi di unione. La resistenza a trazione della sezione netta dell'elemento ligneo o dell'eventuale piastra metallica va comunque verificata.

Le strutture lignee si realizzano unendo le diverse parti strutturali – pilastri, travi, pareti – per mezzo delle cosiddette connessioni. Queste possono essere realizzate sia mediante la sagomatura delle superfici di contatto sia tramite l'inserimento di elementi metallici (ferramenta) e sia con l'utilizzo di collanti.

Ogni tipo di unione o connessione si comporta, dal punto di vista statico, in maniera diversa: quelli ottenuti tramite la sagomatura delle superfici di contatto trasmettono gli sforzi direttamente, proprio lungo la superficie di contatto. Quelli con utilizzo di ferramenta trasmettono gli sforzi tramite gli elementi metallici inseriti nelle membrature.

In questo capitolo si descriverà il calcolo sia delle connessioni ottenute tramite la sagomatura delle superfici sia di quelle metalliche.

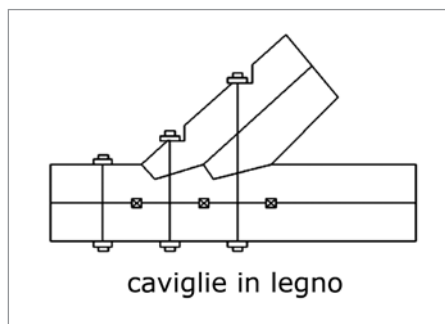
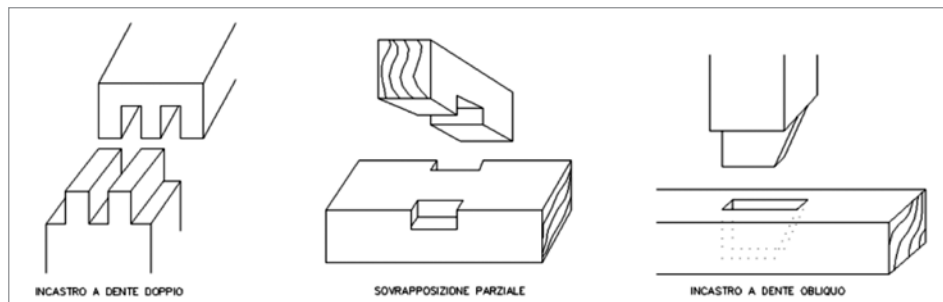
Vediamo quali sono le varie tipologie di connessioni, soffermandoci su quelle maggiormente utilizzate nelle strutture oggetto del presente testo.

L'unione tra elementi di legno può essere fatta sostanzialmente in tre modi diversi:

- 1) a incastro tra gli stessi elementi di legno;
- 2) per incollaggio delle diverse parti;
- 3) oppure utilizzando elementi metallici.

Le unioni a incastro tra gli elementi di legno sono le cosiddette unioni *tradizionali* ottenute tramite la lavorazione delle superfici poste a contatto. Tale tipo di unione, dal punto di vista statico, è in grado di lavorare prevalentemente a compressione.

Tipiche connessioni a incastro, tra elementi di legno, sono riportate nelle figure seguenti:



Nella presente trattazione trascureremo le cosiddette *unioni incollate* poiché la loro complessità e delicatezza ne permette la realizzazione solo negli stabilimenti di produzione. Ci occuperemo invece delle connessioni a elementi metallici che per il loro svilupparsi e facilità d'uso e d'impiego sono usualmente impiegati in corso d'opera. Le connessioni a elementi metallici, in funzione del tipo di connettore possono dividersi in: connettori a *gambo cilindrico* e *connettori di superficie*.

In generale i due gruppi comprendono:

- *connettori a gambo cilindrico*: unioni chiodate, bullonate o con spinotti, unioni con viti mordenti, unione con cambrette;
- *connettori di superficie*: unioni con caviglie, anelli, piastre dentate

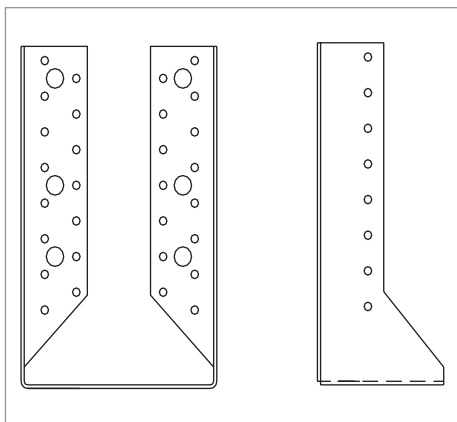
Qui si tratteranno in dettaglio solamente i connettori a gambo cilindrico, unitamente ad altri elementi metallici, tipicamente utilizzate nelle strutture lignee descritte nel presente testo; pertanto non saranno trattate le unioni con caviglie, anelli e piastre dentate.

9.1. Calcolo connessioni tradizionali

Le più tipiche connessioni di questo tipo sono quelle utilizzate nelle capriate. Consideriamo la capriata riportata nella figura:

TIPOLOGIA DEGLI ELEMENTI DI ACCIAIO PER UNIRE ELEMENTI DI LEGNO

Oggi esistono sul mercato vari elementi, realizzati in lamierino d'acciaio, per unire tra di loro elementi di legno, dando soluzione alle varie richieste dall'arte del costruire e dell'estetica. Si riportano, puramente a scopo indicativo, quelli di utilizzo più comune:



Giunzione con scarpa



Giunzione con staffa a scomparsa



Giunzione tipo Gigant



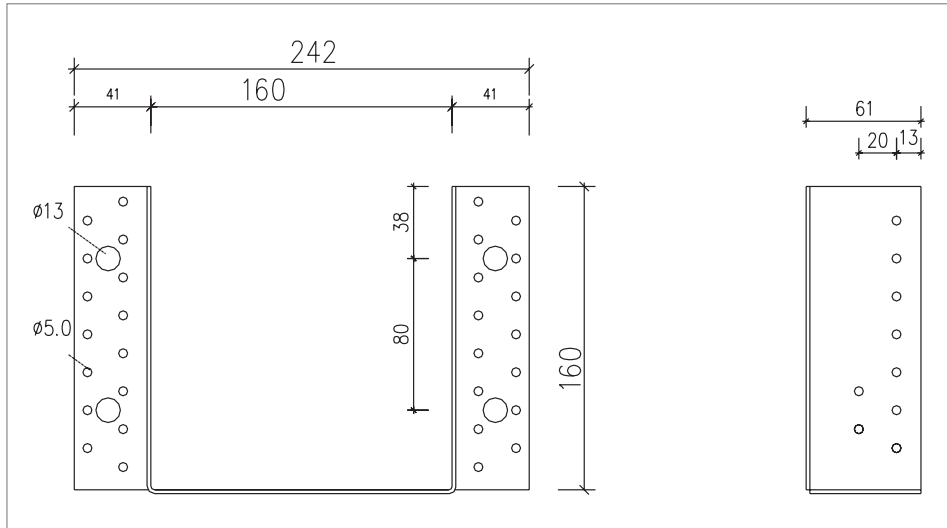
Giunzione tipo HVP

I primi due tipi di giunzione sono quelli di cui saranno forniti le indicazioni di calcolo, ricordando che per i tipi di giunzione sopra riportati le ditte produttrici forniscono cataloghi riportanti i valori statici degli sforzi massimi a cui possono essere sottoposti.

10.1. Giunzione con scarpa di lamierino d'acciaio

Questo tipo di connessione è utilizzato in genere per collegare una trave secondaria a una principale, oppure una trave di legno ad un elemento di muratura.

Nella sua forma più semplice è costituita come in figura:



La scarpa di lamierino è fissata alla trave principale tramite chiodi, viti o bulloni passanti in fori già predisposti nel lamierino. La trave secondaria è poggiata sulla suola della scarpa e poi fissata in posizione con spinotti o bulloni. La sua funzione statica è quella di sostenere l'azione verticale trasmessa dalla struttura secondaria (travetto) a quella principale (trave). Essa trasmette solamente forze verticali e non è idonea per trasmettere sforzi flessionali o torcenti.

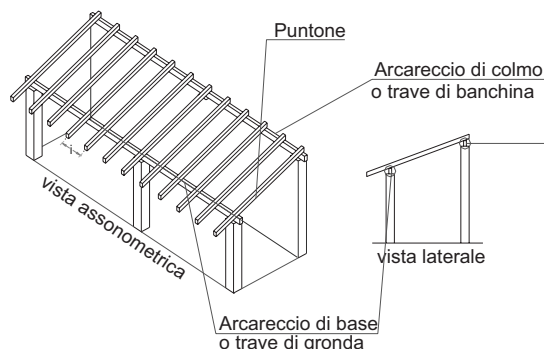
Esistono in commercio vari tipi di scarpe, ad esempio: scarpe lisce con ali interne o esterne, scarpa a due pezzi, scarpe in lamiera corrugata.



Nei cataloghi delle ditte specializzate si trovano tutti gli elementi necessari per effettuare, tra quelle presenti in catalogo, la scelta più idonea alle necessità del caso.

SCHEMI STATICI DELLE TETTOIE

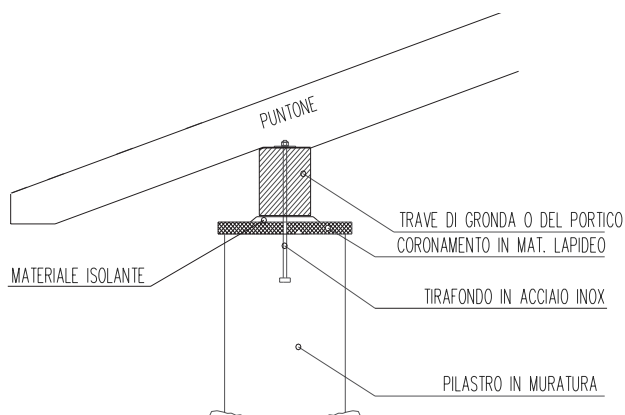
Esamineremo ora gli schemi statici ai quali possiamo ricondurre la struttura da realizzare, necessari e propedeutici al calcolo stesso. A tal fine utilizzeremo la seguente terminologia, generalmente la più seguita in letteratura.

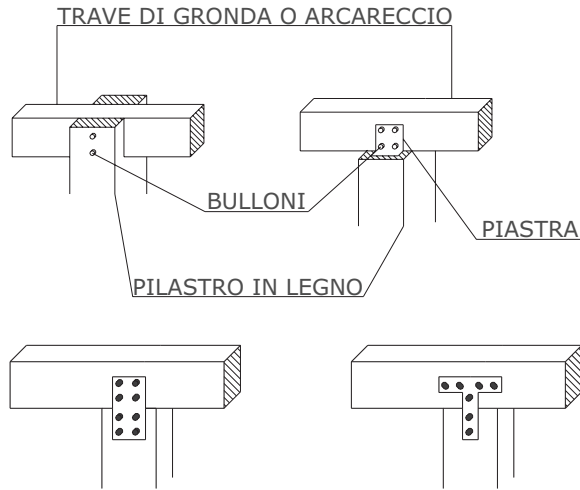


Il disegno proposto rappresenta una tettoia inclinata, ma nulla cambia nel caso fosse piana.

11.1. Arcareccio di base

L'arcareccio di base o trave di gronda è una trave caricata con carichi concentrati posti a distanza pari all'interasse dei falsi puntoni; esso trasmette i carichi a dei pilastri di legno o di muratura. In genere è semplicemente appoggiato ai pilastri e tenuto in posizione tramite unioni metalliche. In dettaglio possiamo avere i seguenti sistemi d'appoggio.



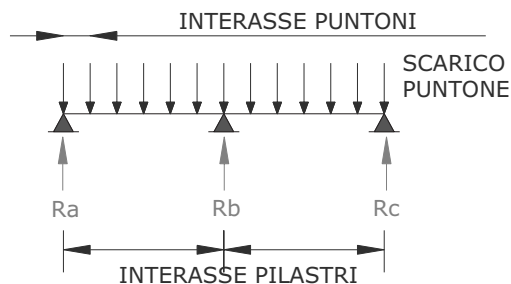


Altri schemi possono essere realizzati in funzioni anche delle ferramenta utilizzate (piastre metalliche, squadrette, scarpe, piastre metalliche a scomparsa). Difficilmente si ha un vincolo d'incastro, e in genere il vincolo può essere assimilabile ad un appoggio-cerniera.

Ricordiamo brevemente i tipi di vincoli fondamentali:

Carrello o appoggio semplice	Impedisce lo spostamento del punto vincolato lungo l'asse ortogonale al piano di scorrimento del carrello. Consente, nel piano, due gradi di libertà: la traslazione lungo il piano di scorrimento del carrello e la rotazione attorno al punto vincolato. La reazione vincolare corrisponde a una forza avente origine nel punto vincolato e direzione ortogonale al piano di scorrimento.
Cerniera	Impedisce lo spostamento del punto vincolato lungo una qualsiasi direzione del piano. Consente rotazioni intorno al punto vincolato. Reagisce con una forza avente origine nel punto vincolato e diretta secondo una qualsiasi direzione.
Incastro	Impedisce lo spostamento lungo qualsiasi direzione e la rotazione del punto vincolato. Reagisce con una coppia e una forza avente origine nel punto vincolato e direzione qualsiasi.

Essendo la trave di gronda o arcareccio di base, come vedremo in seguito, sottoposta in genere ai soli carichi verticali in definitiva abbiamo il seguente schema:



ANCORANTI MECCANICI E CHIMICI

12.1. Generalità

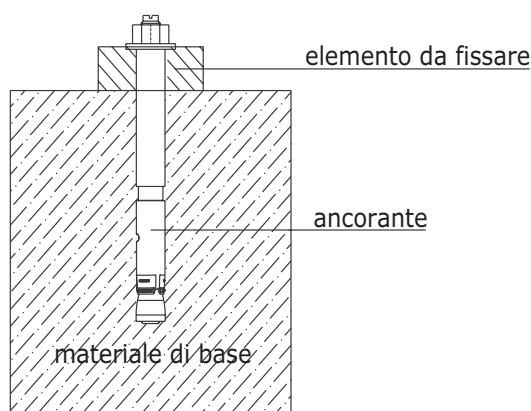
In questo capitolo si descriveranno i sistemi di ancoraggio utilizzabili per fissare elementi lignei a pareti preesistenti. Con ancoraggio intendiamo in questo contesto il collegamento di parti di strutture ad un punto o a elemento fisso in grado di fornire sufficienti garanzie di stabilità e sicurezza.

In generale un ancoraggio è formato da:

- **Materiale base:** costituito generalmente da una struttura di muratura, calcestruzzo, o legno che possiede idonee caratteristiche di resistenza e stabilità.
- **Ancorante:** elemento che consente l'ancoraggio tra il materiale base e l'elemento da fissare. La funzione del fissaggio si ottiene in genere per espansione, per sottosquadro, per fissaggio chimico. L'ancorante può essere sia di tipo metallico sia di tipo plastico.
- **Elemento da fissare:** elemento che deve essere fissato al materiale base.

Le pareti preesistenti, che in questo contesto sono chiamate il materiale di base, sono costituite generalmente da calcestruzzi, elementi artificiali (mattoni pieni o forati), e materiali naturali (murature nelle sue varie forme e tipologie). Ciascuno di questi ha proprie caratteristiche meccaniche e di resistenza che sono quelle che entrano in gioco per il calcolo della resistenza complessiva dell'ancoraggio. È intuitivo che un ancorante su un materiale di base molto resistente, quale il calcestruzzo, offra più solidità che non su pannelli di cartongesso.

A questo proposito, una precisazione va fatta per il calcestruzzo: se l'ancorante è collocato su una sezione soggetta a trazione, quindi con probabilità che si formino fessurazioni, si dice che si opera su calcestruzzo fessurato, in caso contrario, sezione soggetta a compressione, che si opera su calcestruzzo non fessurato.



Nel materiale di base è collocato l'ancorante che consente il fissaggio dell'elemento che si vuole stabilmente collocare sul materiale di base.

L'ancorante può essere preinstallato nel materiale di base (si pensi ai comuni ferri tirafondo, oppure alle mensole di ferro entrambe collocati in opera prima del getto del calcestruzzo) o collocato successivamente, postinstallato, tramite dei fori appositamente praticati.

In definitiva l'ancoraggio è formato da tre elementi:

- 1) il materiale di base;
- 2) l'ancorante;
- 3) l'elemento da fissare.

12.2. Le certificazioni

Le NTC 2018 al capo 11.2 riportano che per materiali e prodotti per uso strutturale innovativi, non riportati nella norma stessa, il produttore potrà pervenire alla Marcatura CE in conformità a Benestare Tecnici Europei.

Si riportano le sigle più frequenti e significative:

- ETA (*European Technical Approval*): attesta l'idoneità del prodotto all'uso a cui è destinato e contiene i dati relativi alla specifica dell'ancorante e le caratteristiche di applicazione;
- EOTA (*European Organization for Technical Approval*): l'ente normativo EOTA è un organismo di approvazione autorizzato a rilasciare il benestare tecnico europeo (ETA);
- ETAG (*European Technica Approval Guidelines*): le normative ETAG sono documenti vincolanti che richiedono l'approvazione dell'EOTA, la consultazione del comitato permanente e la pubblicazione da parte degli Stati membri nella loro rispettiva lingua ufficiale.

Dal punto di vista normativo, pertanto, gli ancoranti sono disciplinati dalle Linee guida per il Benestare Tecnico Europeo (ETAG). Esse rappresentano documenti ufficiali riconosciuti anche in Italia. Gli ancoranti secondo la ETAG 001 possono essere classificati in cinque categorie:

- ancoranti a espansione a controllo di coppia;
- ancoranti sottosquadro;
- ancoranti ad espansione a controllo di spostamento;
- ancoranti chimici;
- ancoranti leggeri per impiego non strutturale.

12.3. Le tipologie di installazione

Una ulteriore distinzione riguarda il modo di installazione dell'ancorante: ancoranti non passanti, ancoranti passanti e ancoranti a installazione distanziata.

Ancoranti non passanti

Gli ancoranti sono installati a filo parete. Il diametro del foro nel materiale di base è più grande di quello del foro di montaggio dell'oggetto da collegare. In questo tipo d'installazione occorre preforare il materiale di base, inserire il corpo del tassello nel foro, poi posizionare l'oggetto da fissare e infine inserire la vite ed effettuare l'operazione di serraggio. Gli ancoranti di questo tipo hanno un'espansione maggiore rispetto agli ancoranti passanti e sono utilizzati nei materiali compatti.

ESEMPI DI CALCOLO ATTINENTI LE CONNESSIONI

In questo capitolo sono sviluppati degli esempi di calcolo (solo per la parte attinente la connessione):

- 1) calcolo di appoggi sagomati in una capriata;
- 2) calcolo di una unione bullonata;
- 3) calcolo di un puntone con tirante di acciaio;
- 4) calcolo di unione tra un falso puntone e una trave di colmo con scarpa in lamierino di acciaio;
- 5) calcolo di unione fra pilastro e trave principale, entrambi di legno, con staffa a scomparsa;
- 6) calcolo completo di una tettoia, comprendente:

Connessione trave di gronda puntone

- Verifica alla compressione inclinata per il puntone;
- Verifica alla compressione ortogonale per la trave di gronda;
- Verifica a taglio della sezione rastremata del puntone;
- Verifica dell'elemento di presidio (vite o chiodo) per azione negativa (sollevamento) del vento.

Connessione pilastro trave di gronda

- Verifica alla compressione ortogonale per la trave di gronda;
- Verifica alla compressione ortogonale sezione di testa del pilastro;
- Verifica della connessione legno-legno tra pilastro e trave di gronda alle forze orizzontali e verticali.

Nodo puntone trave di banchina

- Verifica alla compressione ortogonale per il puntone;
- Verifica alla compressione ortogonale per la trave di banchina;
- Verifica ancoraggio trave di banchina;
- Verifica dell'elemento di presidio (vite o chiodo) per azione negativa (sollevamento) del vento.

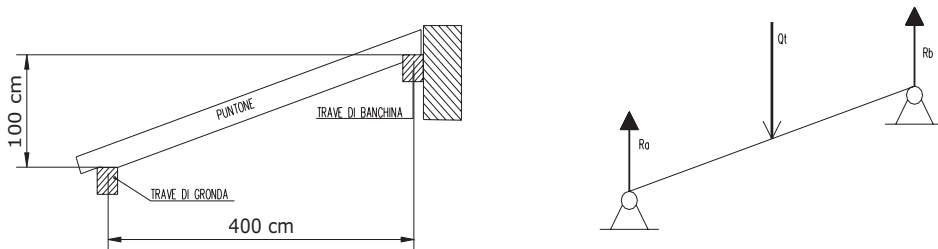
Nodo pilastro fondazione

- Verifica alla compressione ortogonale sezione base pilastro;
- Verifica alla instabilità laterale del pilastro;
- Verifica a taglio del collegamento legno-acciaio;
- Verifica della piastra di appoggio.

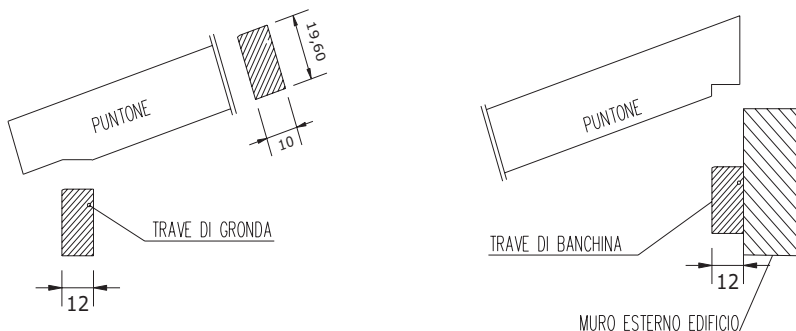
13.1. Verifica appoggi sagomati

Scopo del presente esempio è la verifica del falso puntone nei tratti sagomati all'intaglio per realizzare gli appoggi sulla trave di gronda e di banchina. Si tratta di una tettoia di legno, esterna a un edificio, i cui puntoni poggiano con un estremo su una trave di gronda, e con l'altro su una trave di banchina vincolata al muro dell'edificio. La struttura è realizzata in una località entroterra e notoriamente asciutta. Pertanto, come classe di servizio assegniamo la 1.

Considerando i carichi verticali, essendo i piani di appoggio del puntone resi orizzontali tramite sagomatura, le reazioni dei vincoli sono esclusivamente verticali. Come schema di calcolo assumiamo quello di trave semplicemente appoggiata e caricata in maniera uniforme.

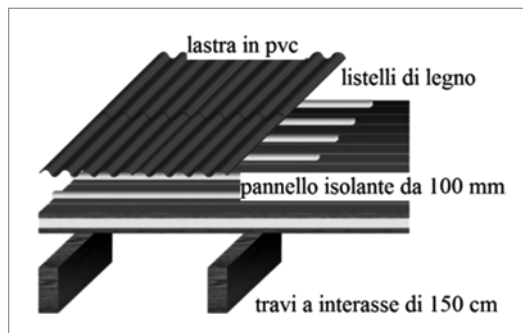


Le connessioni del falso puntone sulle travi sono realizzate come in figura:



L'angolo d'inclinazione della tettoia è di $\alpha = 14,04^\circ$.

La copertura della tettoia con struttura e opere di finitura è realizzata come in figura:



ESEMPIO ELABORATO CON IL SOFTWARE ALLEGATO



**PRONTO
GRAFILL**

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

RELAZIONE TECNICA RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UNA TETTOIA IN LEGNO IN CONFORMITÀ AL D.M. 17 GENNAIO 2018

I valori di calcolo per le proprietà del materiale, a partire dai valori caratteristici, si assegnano con riferimento combinato alle classi di servizio e alle classi di durata del carico.

Il valore di calcolo X_d di una proprietà del materiale è calcolato mediante la relazione:

$$X_d = X_k \cdot K_{\text{mod}} / \gamma_M$$

dove:

- X_k è il valore caratteristico della proprietà del materiale;
- K_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di k_{mod} che corrisponde all'azione di minor durata.
- γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori per legno massiccio e legno lamellare incollato sono riportati nella tabella 4.4.III delle NTC 2018, sotto riportata.

Tipo legno	Colonna A	Colonna B
Legno massiccio	1,50	1,45
Legno lamellare incollato	1,45	1,35

Avendo scelto produzioni normali per i materiali (colonna A) il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale vale;

- legno massiccio $\gamma_M = 1,50$;
- legno lamellare incollato $\gamma_M = 1,45$.

Si riportano per comodità alcuni valori e definizioni riportate dalle NTC 2018.

Permanente	durata del carico più di 10 anni
Lunga durata	durata del carico 6 mesi – 10 anni
Media durata	durata del carico 1 settimana – 6 mesi
Breve durata	durata del carico meno di 1 settimana
Istantaneo	-----

Classe di servizio 1

È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.

Classe di servizio 2

È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.

Classe di servizio 3

È caratterizzata da un'umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Valori di k_{mod} per legno massiccio e legno lamellare incollato

Classe di servizio	Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione e delle variazioni di umidità 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 e sia alla funzionalità dell'opera.

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. La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1 / (1 + k_{def})$. Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale.

Valori di k_{def} per legno massiccio e legno lamellare incollato

Materiale	Classe di servizio 1	Classe di servizio 2	Classe di servizio 3
Legno massiccio	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato	0,60	0,80	2,00

STATI LIMITE ULTIMI

Verifiche di resistenza

Le tensioni interne si possono calcolare nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura. Le seguenti prescrizioni si riferiscono alla verifica di resistenza di elementi strutturali in legno massiccio o di prodotti derivati dal legno aventi direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante, soggetti a sforzi agenti prevalentemente lungo uno o più assi principali dell'elemento stesso.

VERIFICA DELLA CONNESSIONE PUNTONE-TRAVE DI BANCHINA

I due elementi, puntone e trave di banchina, in genere formano il colmo della tettoia, dove la trave di banchina fa da appoggio al puntone. La sezione di contatto, considerata appartenente al puntone, deve essere verificata alla compressione inclinata di un angolo $\beta=90-a$ e al taglio per una forza pari alla reazione vincolare N ; la stessa sezione di contatto, considerata appartenente alla trave di banchina, va verificata per la compressione ortogonale, e per una forza uguale allo scarico del puntone, pari alla reazione $N/\cos(a)$.

Le dimensioni della **trave di banchina** sono:

- base: 10 cm;
- altezza: 20 cm.

La classe di resistenza e il profilo caratteristico sono conformi alla UNI EN 1194 e sono come in tabella.

Tabella Classe di resistenza GL24h

Grandezza	u.m.	Valore
Resistenza caratteristica a flessione $f_{m,k}$	MPa	24
Resistenza a trazione parallela alla fibratura $f_{t,0,k}$	MPa	19,2
Resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura $f_{t,90,k}$	MPa	0,5
Resistenza a compressione parallela alla fibratura $f_{c,0,k}$	MPa	24
Resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura $f_{c,90,k}$	MPa	2,5
Resistenza caratteristica a taglio $f_{v,k}$	MPa	3,5
Modulo elastico medio parallelo alle fibre E_{mean}	MPa	11500
Modulo elastico caratteristico $E_{0,05}$	MPa	9600
Modulo di taglio medio $G_{g,mean}$	MPa	650
Massa volumica caratteristica ρ_k	daN/m ³	385

Le tensioni caratteristiche e di progetto della trave di banchina valgono:

Resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura:	$f_{c,0,k}=240$ daN/cm ²
Resistenza di progetto a compressione parallela alla fibratura:	$f_{c,0,d}=148,97$ daN/cm ²
Resistenza caratteristica a compressione perpendicolare alla fibratura:	$f_{c,90,k}=25$ daN/cm ²
Resistenza di progetto a compressione perpendicolare alla fibratura:	$f_{c,90,d}=15,52$ daN/cm ²

Le dimensioni e le tensioni caratteristiche e di progetto del puntone valgono:

Base del puntone:	$B_p=14$ daN/cm
Altezza del puntone:	$H_p=24$ daN/cm
Resistenza caratteristica a taglio:	$f_{v,k}=35$ daN/cm ²
Resistenza di progetto a taglio:	$f_{v,d}=21,72$ daN/cm ²

VERIFICHE SUL PUNTONE

Verifica a compressione inclinata

Il valore della tensione di compressione di progetto, inclinata rispetto alla fibratura, è data dalla formula:

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{f_{c,90,d}} \cdot \sin^2 \beta + \cos^2 \beta}$$

dove:

- $\beta = (90 - \alpha)$;
- $k_{c,90} = 1$.

Il valore della resistenza di progetto a compressione inclinata alla fibratura risulta: $f_{c,\alpha,d} = 17,3$ daN/cm². Lo scarico più impegnativo si ottiene sotto la seconda condizione di carico e vale: 609,45 daN. La tensione agente sul piano inclinato, rispetto alla fibratura, si calcola con:

$$s_{c,\alpha,d} = N/A$$

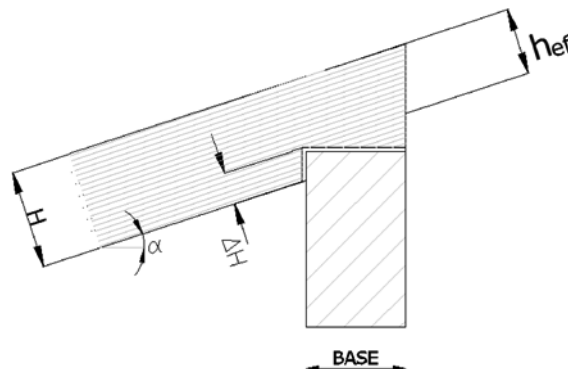
$$s_{c,\alpha,d} = 609,45 / (200 \cdot 140) = 0,0218 \text{ N/mm}^2 = 2,18 \text{ daN/cm}^2$$

Risultando $s_{c,\alpha,d} < f_{c,\alpha,d}$ ($2,177 < 17,3$) la verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio sezione rastremata

Affinché questa verifica sia soddisfatta occorre che sia:

$$t_d = 1,5 \cdot V / A_{ef} < K_V \cdot f_{v,d} \text{ con } A_{ef} = b \cdot h_{ef}$$



$$h_{ef} = 24 - 20 \cdot \sin(19,8) = 17,23 \text{ cm}$$

$$t_d = 1,5 \cdot 609,45 / (14 \cdot 17,23) = 3,79 \text{ daN/cm}^2$$

VERIFICA DELLA CONNESSIONE PUNTONE-TRAVE DI GRONDA

La trave di gronda, in genere portata da pilastri, serve da appoggio al puntone. La sezione di contatto, considerata appartenente al puntone, deve essere verificata alla compressione inclinata di un angolo $\beta=90-a$ e al taglio per una forza pari alla reazione vincolare N ; la stessa sezione di contatto, considerata appartenente alla trave di gronda, va verificata per la compressione ortogonale, e per una forza uguale allo scarico del puntone, pari alla reazione $N/\cos(a)$.

Le dimensioni della **trave di gronda** sono:

- base: 18 cm;
- altezza: 24 cm.

La classe di resistenza e il profilo caratteristico sono conformi alla UNI EN 1194 e sono come in tabella.

Tabella Classe di resistenza GL24h

Grandezza	u.m.	Valore
Resistenza caratteristica a flessione $f_{m,k}$	MPa	32
Resistenza a trazione parallela alla fibratura $f_{t,0,k}$	MPa	19,5
Resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura $f_{t,90,k}$	MPa	0,5
Resistenza a compressione parallela alla fibratura $f_{c,0,k}$	MPa	24,5
Resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura $f_{c,90,k}$	MPa	2,5
Resistenza caratteristica a taglio $f_{v,k}$	MPa	3,5
Modulo elastico medio parallelo alle fibre E_{mean}	MPa	13500
Modulo elastico caratteristico $E_{0,05}$	MPa	11200
Modulo di taglio medio $G_{g,mean}$	MPa	650
Massa volumica caratteristica ρ_k	daN/m ³	400

Le tensioni caratteristiche e di progetto della trave di gronda valgono:

Resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura:	$f_{c,0,k}=245$ daN/cm ²
Resistenza di progetto a compressione parallela alla fibratura:	$f_{c,0,d}=152,07$ daN/cm ²
Resistenza caratteristica a compressione perpendicolare alla fibratura:	$f_{c,90,k}=25$ daN/cm ²
Resistenza di progetto a compressione perpendicolare alla fibratura:	$f_{c,90,d}=15,52$ daN/cm ²

Le dimensioni e le tensioni caratteristiche e di progetto del puntone valgono:

Base del puntone:	$B_p=14$ daN/cm
Altezza del puntone:	$H_p=24$ daN/cm
Resistenza caratteristica a taglio:	$f_{v,k}=35$ daN/cm ²
Resistenza di progetto a taglio:	$f_{v,d}=21,72$ daN/cm ²

VERIFICHE SUL PUNTONE

Verifica a compressione inclinata

Il valore della tensione di compressione di progetto, inclinata rispetto alla fibratura, è data dalla formula:

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{f_{c,90,d}} \cdot \sin^2 \beta + \cos^2 \beta}$$

dove:

- $\beta = (90 - \alpha)$;
- $k_{c,90} = 1$.

Il valore della resistenza di progetto a compressione inclinata alla fibratura risulta: $f_{c,\alpha,d} = 17,3$ daN/cm². Lo scarico più impegnativo si ottiene sotto la seconda condizione di carico e vale: 609,45 daN. La tensione agente sul piano inclinato, rispetto alla fibratura, si calcola con:

$$s_{c,\alpha,d} = N/A$$

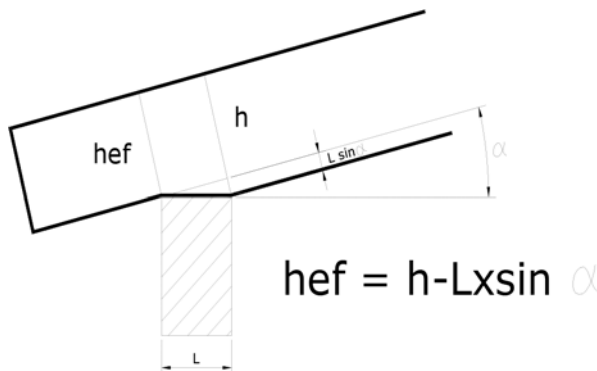
$$s_{c,\alpha,d} = 609,45 / (180 \cdot 140) = 0,0242 \text{ N/mm}^2 = 2,42 \text{ daN/cm}^2$$

Risultando $s_{c,\alpha,d} < f_{c,\alpha,d}$ ($2,418 < 17,3$) **la verifica è soddisfatta.**

Verifica a taglio sezione rastremata

Affinché questa verifica sia soddisfatta occorre che sia:

$$t_d = 1,5 \cdot V / A_{ef} < K_V \cdot f_{v,d} \text{ con } A_{ef} = b \cdot h_{ef}$$



$$h_{ef} = 24 - 18 \cdot \sin(19,8) = 17,9 \text{ cm}$$

$$t_d = 1,5 \cdot 609,45 / (14 \cdot 17,9) = 3,65 \text{ daN/cm}^2$$

VERIFICA DELLA CONNESSIONE PILASTRO-FONDAZIONE

Questa verifica consta di due parti: la prima tratta della verifica a carico di punta del pilastro e la seconda della verifica del collegamento a cerniera alla base del pilastro. La verifica al carico di punta prevede come vincoli alla testa e alla base del pilastro delle cerniere.

Le dimensioni del **pilastro** sono:

- base: 200 mm;
- altezza: 200 mm.

La classe di resistenza e il profilo caratteristico sono conformi alla UNI EN 1194 e sono come in tabella.

Tabella Classe di resistenza GL24h

Grandezza	u.m.	Valore
Resistenza caratteristica a flessione $f_{m,k}$	MPa	28
Resistenza a trazione parallela alla fibratura $f_{t,0,k}$	MPa	22,3
Resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura $f_{t,90,k}$	MPa	0,5
Resistenza a compressione parallela alla fibratura $f_{c,0,k}$	MPa	28
Resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura $f_{c,90,k}$	MPa	2,5
Resistenza caratteristica a taglio $f_{v,k}$	MPa	3,5
Modulo elastico medio parallelo alle fibre E_{mean}	MPa	12600
Modulo elastico caratteristico $E_{0,05}$	MPa	10500
Modulo di taglio medio $G_{g,mean}$	MPa	650
Massa volumica caratteristica ρ_k	daN/m ³	425

Le tensioni caratteristiche e di progetto del pilastro valgono:

Resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura:	$f_{c,0,k} = 28 \text{ daN/cm}^2$
Resistenza di progetto a compressione parallela alla fibratura:	$f_{c,0,d} = 17,38 \text{ daN/cm}^2$

Carichi gravanti sul pilastro

I carichi che gravano sul pilastro sono: verticale e orizzontale.

Il carico verticale, gravante sulla testa del pilastro, è l'azione che su di esso effettua la trave di gronda, e sulla quale gravano gli scarichi dei puntoni.

Il carico orizzontale (non considerando il sisma) è quello dovuto all'azione del vento.

Avendo tutti i pilastri uguale sezione basterà verificare il pilastro maggiormente caricato. Questo è il pilastro al quale compete la maggiore area di influenza (pilastro al quale afferiscono le campate la cui somma delle semiluce sia più grande delle altre).

Lo scarico più impegnativo si ottiene sotto la seconda condizione di carico e vale: 609,45 daN.

Risulta che il pilastro maggiormente sollecitato è il n. 1 a cui sottende una luce complessiva di: 200 cm.

I carichi che ne derivano sono i seguenti:

- carico verticale pari a: 1741,29 daN;
- carico orizzontale pari a: 4,2 daN.

Verifica a carico di punta

Lunghezza del pilastro $L=3000$ mm;
 Lunghezza libera di inflessione $1,0 \cdot L=3000$ mm;
 Momento di inerzia $I_x=19521,3333333333$ cm⁴;
 Momento di inerzia $I_y=19521,3333333333$ cm⁴;
 Raggio minimo di inerzia $i=6,35$ cm;
 Snellezza del pilastro $l=47,24$.

La snellezza relativa del pilastro si calcola con la formula:

$$\lambda_{rel,c} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,005}}}$$

che risolta fornisce il valore di $l_{rel,c}=,78$.

Risultando la snellezza relativa $l_{rel,c} > 0.3$ il valore di K_{crit} è calcolato con l'espressione:

$$K_{crit,c} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}}$$

$$k = 0,5 \cdot (1 + \beta_c (\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2)$$

dove $\beta_c=0.1$ per legno lamellare.

Il valore calcolato risulta: $K_{crit}=0,91$.

La tensione agente al piede del pilastro, trascurando il peso proprio, vale:

$$s_{c,0,d} = N/A$$

$$s_{c,0,d} = 17412,91 / (220 \cdot 220) = 0,36 \text{ MPa}$$

Affinché il pilastro sia verificato al carico di punta deve essere verificata la seguente disequazione:

$$s_{c,0,d} / (K_{crit} \cdot f_{c,0,d}) < 1$$

Risultando:

$$s_{c,0,d} / (K_{crit} \cdot f_{c,0,d}) = 0,02 < 1$$

Il pilastro si intende verificato al carico di punta.

PIANO DI MANUTENZIONE

Il legno è uno dei materiali più durevoli, ma soggetto a deterioramento causato dal decadimento naturale, dall'attacco di insetti e muffe o da danni meccanici. Le opere in legno sono consegnate in cantiere già protette con una mano di vernice impregnante, data a pennello. Il trattamento in genere garantisce la totale protezione del legno da muffe e funghi.

Per mantenere la vita utile delle strutture in legno nei parametri progettuali, bisogna adottare piccoli accorgimenti per proteggerle.

Occorre allora programmare degli interventi periodici per mantenerlo o riabilitarlo in modo da tenerlo in una condizione che garantisca prestazioni e durata ottimali.

Idonei programmi di manutenzione riducono la frequenza e il costo delle riparazioni.

L'obiettivo non è solo quello di riparare le carenze esistenti, ma anche di adottare misure correttive per prevenire o ridurre i problemi futuri.

L'ispezione e il controllo sono facilitati dal fatto che le strutture in legno vengono quasi sempre lasciate a vista.

La manutenzione regolare è la migliore soluzione per garantire una lunga vita di servizio alle strutture. Il tetto rappresenta la chiusura verso l'alto dell'edificio.

Dal punto di vista strutturale il tetto deve assolvere la funzioni di: sostegno del peso proprio e dei carichi accidentali; scaricare i carichi portati alle pareti perimetrali.

Nel caso specifico si tratta di tetto realizzato in travi in legno, sovrastruttura in legno e tegole. La tipologia e le caratteristiche specifiche dei solai facenti parte dell'opera sono indicate negli elaborati progettuali.

Manutenzione programmata

Con la dizione manutenzione programmata si intendono, generalmente, gli interventi di:

- pulitura;
- rigenerazione;
- ripristino;
- rinnovo;
- riparazioni.

Pulitura

La pulizia della parte superficiale delle strutture lignee ha lo scopo di rimuovere i depositi di sporco, che potrebbero corrodere lo strato di vernice diminuendone quindi la protezione.

Bisogna avere cura di pulire le strutture senza danneggiare la pellicola di vernice, utilizzando, eventualmente, acqua miscelata con un detergente neutro.

Con cadenza annuale va effettuata la pulizia dei canali di gronda ed il controllo visivo del manto di copertura. In questa fase si procede a controllare il serraggio degli eventuali bulloni.

Rigenero

Nel caso in cui ad un controllo visivo la vernice esterna appare anche in parte consumata, si provvederà ad applicare un prodotto rigenerante, dopo aver provveduto alla pulitura della struttura. È consigliabile eseguire questo trattamento una volta ogni quattro anni.

Ripristino

Quando nelle travi del tetto fossero presenti piccole crepe, causate da scalfitture accidentali, occorre intervenire immediatamente, applicando una finitura specifica per manutenzione.

Rinnovo

Con questa fase si toglie lo strato di vernice esterna, senza togliere il colore, e si procede ad una nuova verniciatura.

Riparazioni

Le riparazioni si effettuano quando è necessario rinforzare gli elementi strutturali esistenti con componenti aggiuntivi. Il ripristino o l'aumento delle sezioni resistenti si effettua con l'aggiunta di altro materiale per rafforzare gli elementi esistenti. Si utilizzano, generalmente, altri elementi in legno o delle lastre di acciaio. Il ripristino si effettua nelle sezioni dove sono evidenti le fenditure e le lesioni. Questo sistema può essere adoperato anche per impedire che eventuali lesioni si allarghino o si propaghino al resto della trave. In taluni casi sarà possibile effettuare piccole riparazioni con resine epossidiche. Quando si vuole migliorare la ripartizione dei carichi è possibile effettuare l'irrigidimento della struttura con delle barre di acciaio o di legno collocate trasversalmente alle travi del tetto.

In caso di elemento strutturale completamente degradato si potrà procedere ad una sua sostituzione.

Tabella riassuntiva e tempistica interventi

Elemento dell'edificio	Azione manutentiva	Frequenza
Falde del tetto	Ispezione falde	Dopo eventi atmosferici forti
Tegole o rivestimenti	Ispezione su spaccature	Due volte all'anno
Travi di legno	Ispezione visiva	Quattro volte all'anno
Grondaie e pluviali	Ispezione visiva	Una volta l'anno
Connettori	Controllo serraggio	Ogni quattro anni

INSTALLAZIONE DEL SOFTWARE INCLUSO

14.1. Note sul software incluso

Il software incluso, **aggiornato alle NTC 2018**, esegue il **calcolo di tettoie di legno lamellare e massiccio** e ha le seguenti caratteristiche:

- Database con le classi di resistenza per legno massiccio di conifera e pioppo, legno massiccio di latifoglia, legno lamellare omogeneo e combinato, aggiornato alle norme UNI EN 14080:2013 e UNI EN 338:2016;
- Tipologia strutturale: pilastri, falsi puntoni, trave di gronda e trave di colmo (banchina) ancorata a fabbricato esistente;
- Pacchetto copertura che può comprendere anche arcarecci o travi secondarie e tavolato;
- Sviluppo di tutte le combinazioni di carico e verifica tenuto conto dell'influenza sui parametri di resistenza, della durata del carico e della classe di esposizione;
- Verifica a flessione retta o deviata, a taglio per gli Stati Limiti Ultimi e per deformazione istantanea e a lungo termine per gli Stati Limiti di Esercizio;
- Verifica a carico di punta dei pilastri;
- Verifica anche del pacchetto di copertura al sollevamento e allo scorrimento;
- Stampa dei risultati con i seguenti elaborati:
 - relazione preliminare;
 - analisi dei carichi;
 - calcolo del carico della neve e del vento;
 - combinazione dei carichi;
 - calcolo delle caratteristiche di sollecitazione;
 - verifica piano di manutenzione;
- Relazioni aggiuntive:
 - puntone-trave di gronda;
 - puntone-trave di banchina;
 - pilastro-fondazione;
- Per il nodo pilastro-fondazione è previsto l'utilizzo di una particolare giunzione metallica anch'essa sottoposta a verifica.
- Per alcune connessioni sono fornite le caratteristiche di sollecitazione, le quali permettono attraverso i cataloghi commerciali di scegliere quella idonea.

14.2. Requisiti hardware e software

- Processore da 2.00 GHz;
- MS Windows Vista/7/8/10 (è necessario disporre dei privilegi di amministratore);
- MS .Net Framework 4 e vs. successive;

- 250 MB liberi sull'HDD;
- 2 GB di RAM;
- MS Word 2000 e vs. successive;
- Risoluzione ottimale monitor 1366×768 (risoluzioni inferiori potrebbero impedire la corretta visualizzazione delle maschere di input o dei comandi correlati);
- Accesso ad internet e browser web.

14.3. Download del software e richiesta della password di attivazione

- 1) Collegarsi al seguente indirizzo internet:

https://www.grafill.it/pass/0020_4.php

- 2) Inserire i codici “A” e “B” (vedi ultima pagina del volume) e cliccare [**Continua**].
- 3) **Per utenti registrati** su www.grafill.it: inserire i dati di accesso e cliccare [**Accedi**], accettare la licenza d'uso e cliccare [**Continua**].
- 4) **Per utenti non registrati** su www.grafill.it: cliccare su [**Iscriviti**], compilare il form di registrazione e cliccare [**Iscriviti**], accettare la licenza d'uso e cliccare [**Continua**].
- 5) Un **link per il download del software** e la **password di attivazione** saranno inviati, in tempo reale, all'indirizzo di posta elettronica inserito nel form di registrazione.

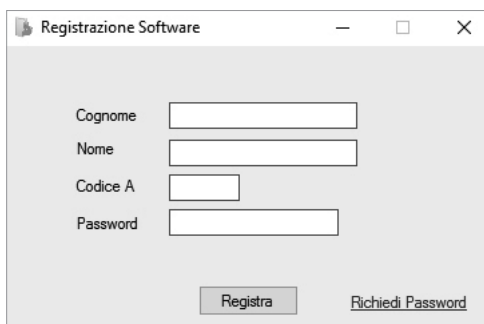
14.4. Installazione ed attivazione del software

- 1) Scaricare il setup del software (file *.exe) cliccando sul link ricevuto per e-mail.
- 2) Installare il software facendo doppio-click sul file **88-277-0021-1.exe**.
- 3) Avviare il software:

Per utenti MS Windows Vista/7/8: [**Start**] > [**Tutti i programmi**] > [**Grafill**]
> [**Tettoie di legno II Ed**] (cartella)
> [**Tettoie di legno II Ed**] (icona di avvio)

Per utenti MS Windows 10: [**Start**] > [**Tutte le app**] > [**Grafill**]
> [**Tettoie di legno II Ed**] (icona di avvio)

- 4) Verrà visualizzata la finestra *Registrazione Software* di seguito rappresentata:



Registrazione Software

Cognome

Nome

Codice A

Password

Registra Richiedi Password

ISTRUZIONI PER L'USO DEL SOFTWARE INCLUSO

15.1. Utilizzo del software

La schermata principale del software, rappresentata nella figura seguente, è suddivisa in diverse parti che riportano i comandi necessari alla gestione.



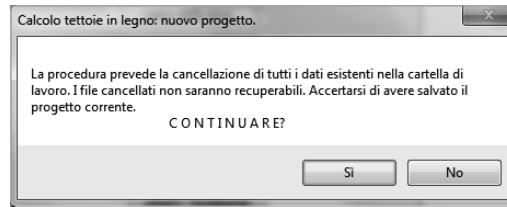
Nella parte grafica a destra del form è rappresentata nella sua forma più semplice una tettoia. Essa riporta la terminologia utilizzata nel testo e nel software, quindi averla in evidenza è alquanto utile.

Prima di esaminare i vari comandi si vuole precisare che la sequenza corretta da eseguire è la seguente:

- 1) NUOVO CALCOLO
- 2) GEOMETRIA TETTOIA
- 3) PESO LEGNO
- 4) TRAVE DI GRONDA
- 5) DEFINIZIONE COPERTURA
- 6) ANALISI DEI CARICHI
- 7) CARICO DEL VENTO
- 8) CARICO DELLA NEVE
- 9) CLASSE DI SERVIZIO
- 10) CALCOLA E VISUALIZZA

Per la definizione dei particolari non esiste un andamento prestabilito.

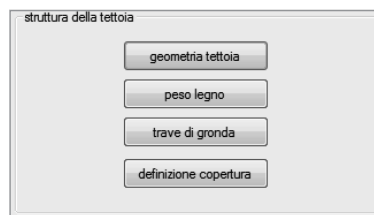
Il tasto di comando **[NUOVO CALCOLO]** permette di azzerare tutti i dati presenti in archivio per iniziare a lavorare su un nuovo progetto. Prima di procedere alla cancellazione definitiva dei dati il software chiede ulteriore conferma all'utente, tramite l'avviso sotto raffigurato.



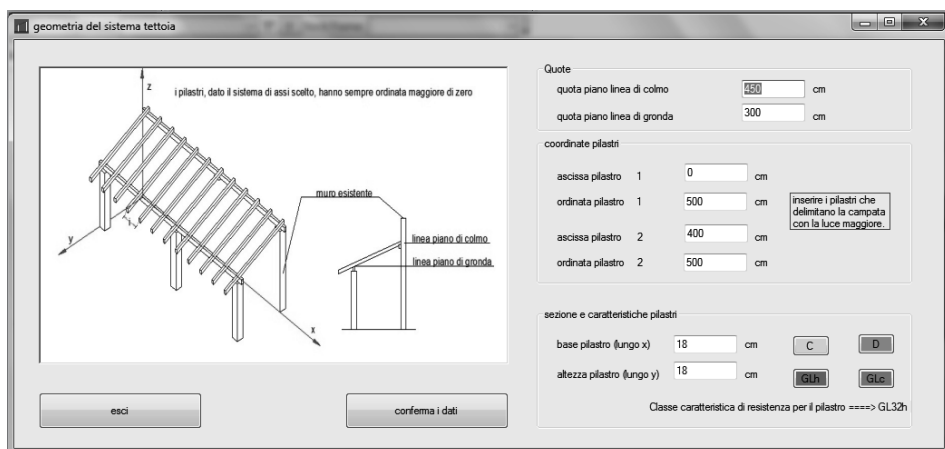
Attivare questa procedura ogni volta che si vuole eseguire un nuovo calcolo, per evitare sovrascrittura di dati ed eventuali errori.

15.2. Struttura della tettoia

Questa parte della maschera principale contiene quattro pulsanti di comando, come in figura:



Con il pulsante **[geometria della tettoia]** si attiva la seguente maschera di immissione dati.



La parte a sinistra riporta lo schema di una tettoia e alcune indicazioni sui valori da imputare. Nella parte a destra vi sono le caselle di input.

