

Corso di Tecnica delle costruzioni per Ingegneria edile – architettura

Prof. Ing. Aurelio Gherzi

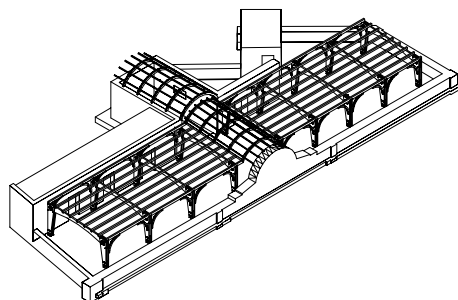
IL LEGNO LAMELLARE

*MODERNO MATERIALE DA COSTRUZIONE
DALLE ANTICHE TRADIZIONI*

Seminario sulla tecnica delle costruzioni in legno lamellare
tenuto dall'ing. Maurizia Barone

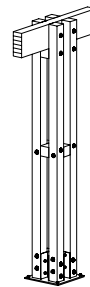
Martedì 11 gennaio 2005, ore 10-13

- COSTRUIRE IN LEGNO LAMELLARE
- PROPRIETA' FISICO-MECCANICHE DEL LEGNO LAMELLARE
- EC5 – METODO DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE



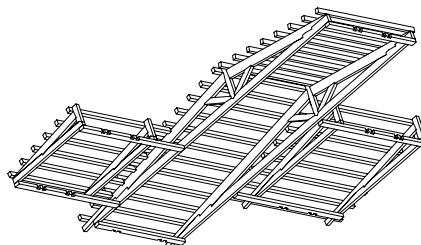
Mercoledì 12 gennaio 2005, ore 15-18

- ELEMENTI STRUTTURALI COMPRESSI – GIUNTI A COMPRESSIONE – CARICO DI PUNTA
- FLESSIONE E TAGLIO
- ELEMENTI STRUTTURALI TESI – GIUNTI A TRAZIONE
- LE GIUNZIONI



Giovedì 13 gennaio 2005, ore 8-11

- UNIONI CON CHIODI, SPINOTTI, BULLONI E VITI
- PROGETTO E CALCOLO STRUTTURALE DI UNA COPERTURA IN LEGNO LAMELLARE



1 IL LEGNO LAMELLARE

1.1 Il legno lamellare: pregi e difetti

Il legno lamellare è un modo nuovo di usare un materiale antico quanto la storia abitativa dell'uomo.

L'impiego del legno lamellare, come materiale ed elemento strutturale, trova sempre più spazio e credito nel settore costruttivo offrendo possibilità alternative e concorrenziali, soprattutto nel settore di strutture a grandi luci e dimensioni (le dimensioni sono solo condizionate dai limiti imposti dal trasporto) e in quello della ristrutturazione (si fa presente che la maggior parte delle costruzioni nei centri storici ha l'orditura dei solai e dei tetti realizzata in legno).

La novità tecnologica di questo materiale è di essere ottenuto mediante l'incollaggio di assi (lamelle) di legno di limitata larghezza e lunghezza, in modo da formare elementi strutturali ad ampia flessibilità compositiva e formale, non disgiunta da una certa validità estetica (archi anche a sezione variabile). Ulteriori vantaggi derivano dalla possibilità di una prefabbricazione che consente di ottenere un materiale con caratteristiche di omogeneità ed uniformità di resistenza superiore alla corrispondente essenza legnosa, nonché un migliore sfruttamento della materia prima (il legno) con minore scarto di materiale, che diventa sempre più raro e costoso sul mercato mondiale.

Pertanto, già il processo produttivo del lamellare offre indicazioni importanti per il suo impiego. La possibilità di curvare il lamellare con raggi di curvatura intorno ai cinque metri per normale lavorazione (che però si può spingere anche sotto i due metri usando

microlamelle), era impensabile con il legno tradizionale. Tale possibilità consente non solo di aumentare le tipologie strutturali, ma soprattutto di adattare gli elementi strutturali a prefissate esigenze, come la riduzione degli spazi da riscaldare (piscine con coperture curvilinee), o, come nel caso del tennis di seguire con l'intradosso della copertura la linea d'ingombro regolamentare per il gioco.

Non trascurabile è la motivazione ecologica (bioedilizie) legata al così detto "impatto ambientale". La ricerca di materiali che non siano inquinanti e possano rigenerarsi come il legno ripropone, tale materiale ed i suoi derivati in una posizione di primaria attenzione. Una oculata programmazione di taglio e di piantumazione e degli alberi non solo non arreca alcun danno ambientale, ma può continuamente fornire del legno da impiegare nell'edilizia. Si pensi, inoltre, ai problemi legati alla demolizione e smaltimento di strutture in c.a.. Dal disuso delle strutture in legno, oltre al più semplice smantellamento, si può recuperare almeno l'energia combustibile.

1.2 Peculiarità fisico-meccaniche del legno lamellare

La formatura di travi lamellari avviene in ambiente con caratteristiche controllate (umidità e temperatura) e ogni fase (scelta delle lamelle, incollaggio, pressione di incollaggio, finitura) è sottoposta a severi controlli. Ciò permette di ottenere un prodotto finito omogeneo, caratterizzato da prestazioni meccaniche con limitate dispersioni che consente l'adozione di bassi coefficienti di sicurezza e quindi il totale sfruttamento della resistenza del lamellare.

Per quanto riguarda le dimensioni limite degli elementi strutturali, esse sono determinate solo dall'ingombro di trasporto

(lunghezza massima 42 metri, altezza massima 3,80 metri), mentre l'altezza della sezione non può superare i due metri per ragioni di piallatura. La limitazione dello spessore della sezione (fra i 10 ed i 18 cm), è dovuta alla precauzione di evitare tensioni interne che tavole maggiori di 20 cm potrebbero innescare.

Riguardo alle caratteristiche proprie del lamellare, è importante parlare della sua leggerezza (peso specifico $\gamma = 550 \text{ kg/mc}$, circa 1/5 del calcestruzzo). Considerando le elevate prestazioni meccaniche, la sua leggerezza è molto importante per le ricadute positive che si hanno sul dimensionamento delle strutture in elevazione e di fondazione e per i risparmi sulle spese di trasporto e messa in opera.

La concezione della struttura in lamellare deve essere di tipo spaziale e pertanto controventata nei tre piani ortogonali. L'attenzione ai controventi è imposta non solo dal limitato peso proprio, ma dalla sezione degli elementi con un lato piccolo (base da 10 a 20 cm) rispetto ad uno generalmente alto (fino a 200 cm). Tale situazione induce fenomeni di instabilità (carichi di punta e svergolamenti) da controllare attentamente, perché il legno è caratterizzato da modesti moduli E e G.

Il lamellare è per sua natura un materiale "unidirezionale" (il legno è un materiale anisotropo), nel senso che lavora bene se sollecitato in senso parallelo alle fibre e male in senso perpendicolare ad esse, pertanto poco si adatta alle realizzazioni di strutture che si sviluppano liberamente nello spazio.

1.3 Schemi statici adatti alle strutture in legno lamellare

Sono consigliabili per il lamellare tipologie strutturali semplici, che riducono, e a volte addirittura eliminano, la necessità di protesi metalliche, cosa che offre notevoli vantaggi sia nei confronti del fuoco, sia del sisma. Le protesi metalliche, quando necessitano, rappresentano punti di debolezza potenziale e devono essere oggetto di verifica attenta: dimensionare una trave è un calcolo relativamente facile, controllarne un nodo è sicuramente una cosa più ardua.

1.4 Il legno lamellare e le deformazioni

Per effetto dei carichi accidentali, la deformazione (freccia) delle travi di grande luce, 30-40 metri, è dell'ordine della decina di centimetri, per cui, per evitare cedimenti differenziati, non bisogna bloccare con ritti e baraccature di tamponamento le travi di bordo che devono essere libere di deformarsi come le altre.

1.5 Il legno lamellare e la sicurezza

Un altro interessante pregio del lamellare è la alta capacità di resistere agli agenti aggressivi esistenti in certi ambienti. Se si vuole sfruttare questa sua caratteristica, ovviamente non si deve intervenire con tipologie che necessitano di collegamenti in ferro o in altri materiali facilmente aggredibili.

Le strutture in legno lamellare sono molto duttili; ovvero hanno la capacità di subire grandi deformazioni senza rompersi e sono perciò in grado di assorbire molta energia. Questa proprietà rende il materiale estremamente adatto, anche per la sua limitata massa volumica, all'impiego nelle costruzioni in zona sismica.

Per quanto riguarda la sicurezza contro gli incendi, più che scientifico lo scoglio è di tipo psicologico: da sempre, nella mente dell'uomo l'idea del legno è associata a quella del fuoco.

Comunque, TUTTE le strutture, qualunque sia il materiale con cui esse sono state costruite, sono vulnerabili. Proprio per questo motivo è stato introdotto il concetto di resistenza al fuoco: questa rappresenta il tempo necessario ad una struttura per perdere le sue capacità portanti sotto l'azione delle fiamme.

Vale ribadire che se è pur vero che il legno è un materiale combustibile è altrettanto vero che ad incendio divampato il legno offre comportamenti di resistenza al fuoco e di deformazione almeno pari, se non migliori, di altri materiali con pesi in gioco, in caso di cedimenti strutturali (crolli), di gran lunga inferiori a quelli delle strutture tradizionali.

Ciò è dovuto al fatto che l'iniziale carbonizzazione della superficie legnosa crea una pellicola protettiva che rallenta il processo di ulteriore carbonizzazione interno; il legno è pertanto un cattivo conduttore di calore che penetra e si diffonde all'interno della massa legnosa con velocità di propagazione molto ridotta. Ad un aumento molto lento della temperatura corrisponde una variazione quasi trascurabile della resistenza meccanica delle fibre della sezione non carbonizzata.

Dunque verificare una struttura in legno lamellare significa determinare la velocità di carbonizzazione a cui corrisponde una sezione ridotta che deve soddisfare la resistenza al fuoco imposta dalla destinazione d'uso della struttura.

Qualche parola va spesa anche riguardo alla sicurezza delle strutture in legno nei confronti del degrado. Tutti i materiali, anche se

in misura differente subiscono l'aggressione del tempo. Anche materiali come il cemento armato, ritenuti un tempo indistruttibili, danno oggi segni di invecchiamento.

Le principali carenze del legno, e quindi del lamellare, sono la combustibilità, l'instabilità dimensionale in presenza di variazioni di umidità e la deperibilità biologica. Sulla combustibilità, sulla progressione e sulla resistenza al fuoco, abbiamo visto che il legno ha un buon comportamento. Anche i problemi di instabilità dimensionale risultano superati proprio dalla tecnologia del lamellare. E' comunque possibile, quando situazioni particolari lo impongano, sottoporre preventivamente gli elementi lamellari a trattamenti sia ignifughi sia idrorepellenti.

Rimane allora il problema della deperibilità biologica, il degrado dovuto a tarli e muffe.

I trattamenti più comuni sono quelli praticati sul lamellare in fase di fabbricazione. La tecnologia del trattamento del legno a scopo conservativo si basa soprattutto sull'impregnazione con sostanze chimiche, la cui efficacia è in relazione con la profondità.

Anche il progettista, però, può contribuire alla lunga conservazione delle strutture adottando particolari accorgimenti; evitando, per esempio, di lasciare esposte alle intemperie le testate delle travi. L'azione dei raggi ultravioletti e delle precipitazioni, infatti, mettono a dura prova anche i legni meglio trattati. E quando è necessario lasciare il legno esposto alle intemperie bisogna prevederne la manutenzione.

2 CARATTERISTICHE FISICO - MECCANICHE DEL LAMELLARE

2.1 Classificazione del legno lamellare

L'EC5 indica con la sigla BS il legno lamellare in genere, mentre con la sigla BSH si indica il legno lamellare di conifera che è quello maggiormente utilizzato. Attualmente sono previste quattro Classi: BS 11, BS 14, BS 16, BS 18. Il numero BS progressivo indica una classe di legname migliore.

Tabella 1: Resistenze caratteristiche e i moduli elastici per legno lamellare

<i>Tipo di sollecitazione e moduli</i>		Classificazione secondo EC5			
		<i>BS 11</i>	<i>BS 14</i> K ^a - H ^b	<i>BS 16</i> K ^a - H ^b	<i>BS 18</i> K ^a - H ^b
Flessione // $f_{m,g,k}$ //		24	28	32	36
Trazione // $f_{t,0,g,k}$ //		17	17,5 – 20,5	10,5 – 23	23,5 – 25
Trazione \perp $f_{t,90,g,k}$ \perp		0,45	0,45	0,45	0,45
Compressione // $f_{c,0,g,k}$ //		24	27,5 – 29	28 – 31	30,5 – 32
Compressione \perp $f_{c,90,g,k}$ \perp		5,5	5,5	5,5	6,5
Taglio e torsione $f_{v,g,k}$		2,7	2,7	2,7	3,2
Modulo	$E_{g, //}$ fibre				
	$E_{0,g}$ medio	11.500	12.500	12.000	13.500
	$E_{g,0,05}$	9.200	10.000	10.800	11.600
Modulo	$E_{g, \perp}$ fibre				
	$E_{90,g}$ medio	380	420	450	480
Modulo a torsione G_g					
G_{medio}		720	780	840	900
Densità $\rho_{g,K}$ (Kg/m ³)		410	410	410 - 430	430 – 450

2.2 Moduli elastici e resistenze caratteristiche

I moduli elastici $E_{//}$, E_{\perp} , G , G_{\perp} dipendono da molti fattori e possono variare anche per la stessa specie legnosa. Essi vanno aumentando all'aumentare dei valori di classe di scelta in analogia di quanto avviene per il calcestruzzo.

I valori delle resistenze caratteristiche vengono dedotti dalla statistica applicata ai risultati delle prove a rottura su provini standardizzati ottenute con carichi di breve durata e in precise condizioni idrometriche ambientali e di temperatura.

3 EC5 – STATI LIMITE ULTIMO E DI ESERCIZIO

3.1 Stato Limite Ultimo

Vale la pena ricordare che per gli stati limite ultimi deve risultare:

$$S_d \leq R_d$$

dove:

S_d è il valore dell'azione di progetto o di “design” inteso come

Sollecitazione di progetto

R_d è il valore della **Resistenza** di progetto o di “design”.

Anche per la verifica agli stati limite per le strutture in legno massiccio e lamellare nulla cambia rispetto ai criteri generali adottati per qualunque altro materiale, salvo la specifica diversificazione dei parametri e coefficienti (γ_G , γ_Q , ψ_{0i} , k_{def} ...) legati alle caratteristiche proprie del materiale.

3.1.1 Azioni S_d di progetto

I valori delle azioni di progetto S_d sono espresse nella forma di combinazione fondamentale:

$$S_d = \gamma_G G_k + \gamma_Q \left(Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} Q_{ki} \right) \quad (3.1)$$

dove:

G_k è il valore caratteristico dei pesi propri e permanenti;

Q_{ki} è il valore caratteristico dei carichi variabili (sovraccarichi);

γ_G e γ_Q sono i coefficienti di sicurezza parziali (di amplificazione) dei carichi;

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione.

Tabella 2: Coefficiente γ_G di sicurezza parziale

Effetto	γ_g
Sfavorevole	1,35
Favorevole	1,00

Tabella 3: Coefficienti di combinazione ψ_0

Tipo di azione	Ψ_0
Carico da vento	0,6
Carico da neve	0,7

I coefficienti di combinazione ψ_0 prendono in esame la ridotta probabilità di contemporaneità di carichi variabili al fine del calcolo delle azioni di progetto.

Nel caso che si consideri solo la peggiore (più sfavorevole) delle azioni variabili la 3.1 si riduce:

$$S_{dl} = \gamma_G G_k + 1,5 Q_{k1} \quad (3.2)$$

Nel caso si prendano in esame tutte le azioni esterne sfavorevoli (es. vento e neve) la 3.1 si modifica nella 3.3:

$$S_{dl} = \gamma_G G_k + 1,35 \sum_{i \geq 1} Q_{ki} \quad (3.3)$$

3.1.2 Resistenze R_d di progetto

Le resistenze di progetto sono ottenute dalle resistenze caratteristiche opportunamente modificate da coefficiente γ_m del materiale e dal fattore di modifica K_{mod} e sono date da:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m} K_{mod} \quad \text{oppure da} \quad f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} K_{mod} \quad (3.4)$$

quando le resistenze caratteristiche sono espresse con il simbolo f_k in termini di tensioni.

Tabella 4: Coefficiente γ_m di sicurezza del materiale

stati limite di collasso	γ_m
- <i>Combinazione di base</i>	
- legno e materiali legnosi	1,3
- acciaio nei collegamenti con il legno	1,1
- <i>Combinazione straordinaria</i>	1,0
stato limite di servizio	1,0

Il termine K_{mod} , fattore di modifica, tiene conto dell'effetto riduttivo che ha sulla resistenza del legno ed i suoi compositi la durata del carico e la percentuale u di umidità interna della struttura in opera.

K_{mod} si può considerare funzione della lunghezza di esposizione alla deformazione (LED – Lunghezza di Esposizione al carico o Durata del carico) e della classe di utilizzo (NKL – Numero di classe, KL, di utilizzo).

Le EC5 puntualizzano che se una combinazione di carichi consiste in azioni appartenenti a classi diverse di applicazione di carico è consentito scegliere il valore di K_{mod} corrispondente alla azione di durata minore.

Tabella 5: Fattore di modifica K_{mod}

Lunghezza (tempo) di esposizione del carico (LED)	Durata dell'azione dei carichi caratteristici	Numeri di classe di utilizzo (NKL)		
		1	2	3
		$u \leq 12\%$	$u \leq 20\%$	$u > 20\%$
Infinita (g permanente)	più di dieci anni	0,6	0,6	0,5
Lunga	da 6 mesi a 10 anni	0,7	0,7	0,55
Media	da 1 settimana a 6 mesi	0,8	0,8	0,65
Breve	< di 1 settimana	0,9	0,9	0,7
Molto breve	temporanea	1,1	1,1	0,9

3.2 Stato Limite Di Esercizio

La verifica riguarda il comportamento della struttura sotto i carichi normali a cui è sottoposta durante il suo utilizzo, in modo da assicurare la sua efficienza anche nei riguardi delle opere accessorie portate (tramezzi, pavimenti, elementi di copertura etc.).

Più raramente la verifica si estende al controllo di altri possibili comportamenti nocivi per la funzionalità in esercizio della struttura. (es. vibrazioni eccessive, malfunzionamenti di macchine e servizi etc.).

Generalmente si tratta di contenere la deformazione in limiti accettabili sotto l'azione di un carico ridotto:

$$S_{d,es} = G_k + Q_k + \sum_{i>1} \psi_{1,i} Q_{ki} \quad (3.5)$$

$$\psi_1 = 0,5 \text{ per il carico da vento}$$

$$\psi_1 = 0,2 \text{ per il carico da neve}$$

3.2.1 *Calcolo delle deformazioni*

Per il calcolo delle deformazioni (frecce) allo stato limite di esercizio o di utilizzo si deve tener conto anche degli effetti nel tempo e, pertanto, la deformata elastica riferita alla freccia f_0 viene amplificata mediante l'introduzione del coefficiente k_{def} per tener conto della viscosità e della umidità del materiale:

$$f_{finale} = f_0 (1 + k_{def}) \quad (3.6)$$

Tabella 6: Fattore di deformazione k_{def}

Lunghezza di esposizione al carico (LED)	Numero di classe di utilizzo (NKL)		
	Classe 1 $u \leq 12\%$	Classe 2 $u \leq 20\%$	Classe 3 $u > 20\%$
Permanente o infinita	0,6	0,8	2
Lunga	0,5	0,5	1,5
Media	0,25	0,25	0,75
Breve o istantanea	0,0	0,0	0,30

Il coefficiente k_{def} è funzione della lunghezza di esposizione al carico (LED) e della classe di utilizzo (NKL).

Se una combinazione di carico è costituita da carichi che agiscono con durata di (LED) e classi di utilizzo (NKL) diverse è opportuno calcolare la freccia finale adottando il fattore k_{def} proprio di ogni azione di carico.

L'Eurocodice EC5 raccomanda che *“la freccia elastica dovuta all'azione dei carichi non debba superare 1/300 della luce per travi ed 1/150 della luce nel caso di mensole e strutture a sbalzo, mentre la freccia finale, tenendo conto dei fenomeni viscosi, non deve superare 1/200 della luce per travi e 1/100 della luce per sbalzi”*.

4 ELEMENTI STRUTTURALI COMPRESSI E GIUNTI A COMPRESSIONE

4.1 Verifica di un giunto compresso

Tale tipo di giunzione si verifica, ad esempio, nelle strutture reticolari, siano esse ad altezza costante (correnti paralleli) o ad altezza variabile (nodi capriate e giunzione dei correnti compressi).

I giunti a compressione si distinguono in:

- a) Giunti della medesima asta;
- b) Giunti fra aste di direzione diversa.

La verifica di un giunto compresso, a parte la ovvia verifica della sezione lignea che trasmette il carico, è finalizzata alla scelta e calcolo del tipo di giunto e relativi numero n di mezzi di unione (bulloni, spinotti, chiodi etc.) e può riguardare giunzioni di aste di eguale direzione o di direzione diverse.

Aste di uguale direzione

Nel caso di adottare due coprigiunti laterali e quindi realizzare un giunto a due sezioni di taglio si ha che il numero “ n ” dei mezzi di unione è:

$$n = \frac{N_d}{2R_{d,u}} \quad (4.1)$$

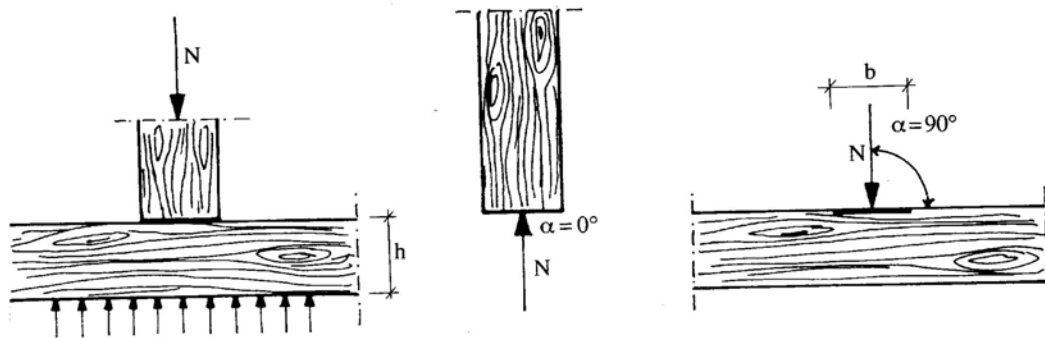
dove:

N_d è il carico di progetto

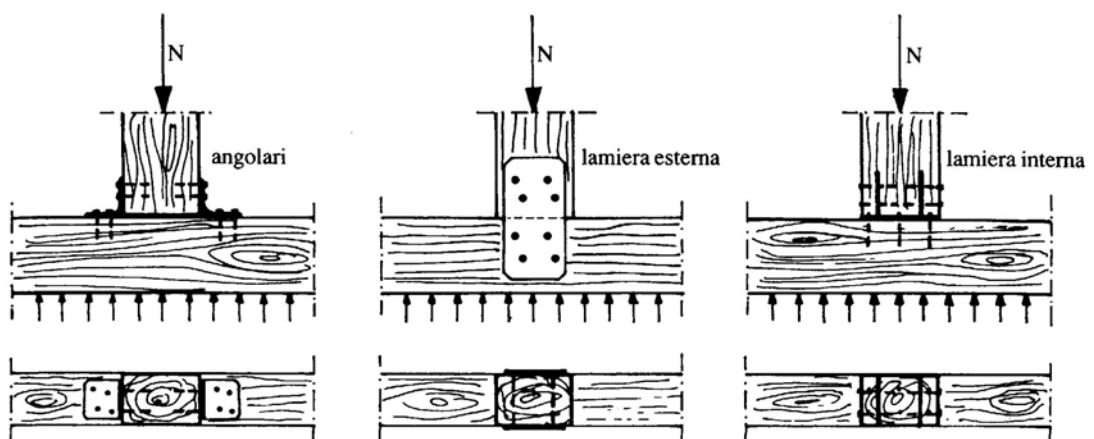
$R_{d,u}$ è la resistenza di progetto di un singolo mezzo di unione.

Aste di direzione diversa

E' importante in questo caso tenere presente l'angolo α fra la direzione della forza N e la direzione delle fibre nei due elementi da collegare, in quanto, l'anisotropia del legno determina resistenze diverse secondo l'inclinazione della forza rispetto alla direzione delle fibre.



Per il collegamento fra l'asta verticale e quella orizzontale è opportuno inserire elementi di fissaggio come pioli centrali di legno duro, angolari in lamiera, coprigiunti in legno o lamiera laterali, coprigiunti in lamiera interna usando come elementi di cucitura chiodi, bulloni, spinotti etc. (vedi figura seguente)



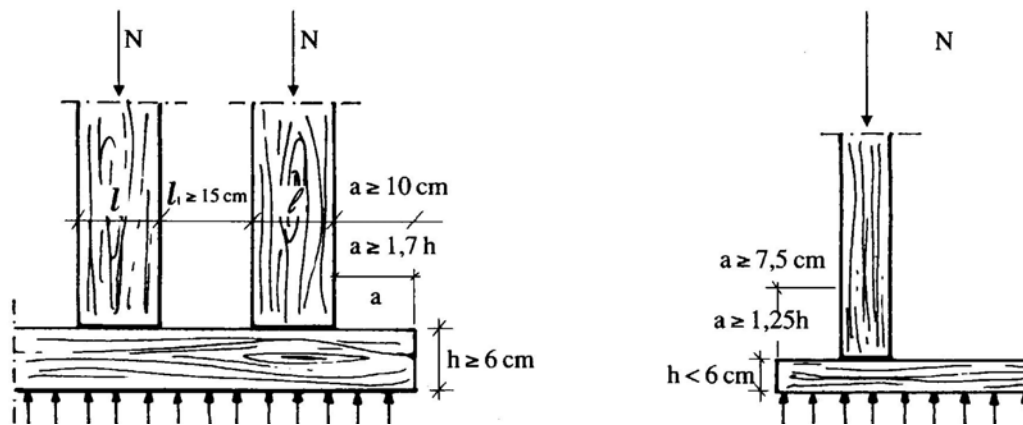
La distanza "a" dal bordo estremo deve essere maggiore o uguale a 10 cm, riducibile a 7,5 cm se l'altezza h è minore di 6 cm.

La verifica è sostanzialmente esprimibile nella forma:

$$\sigma_{c,\perp} = \frac{N_d}{l \times b} \leq \sigma_{c,90^\circ,d} = K_{c,90^\circ} f_{c,90^\circ,d} \quad (4.2)$$

Tabella 7: Fattore $K_{c,90^\circ}$

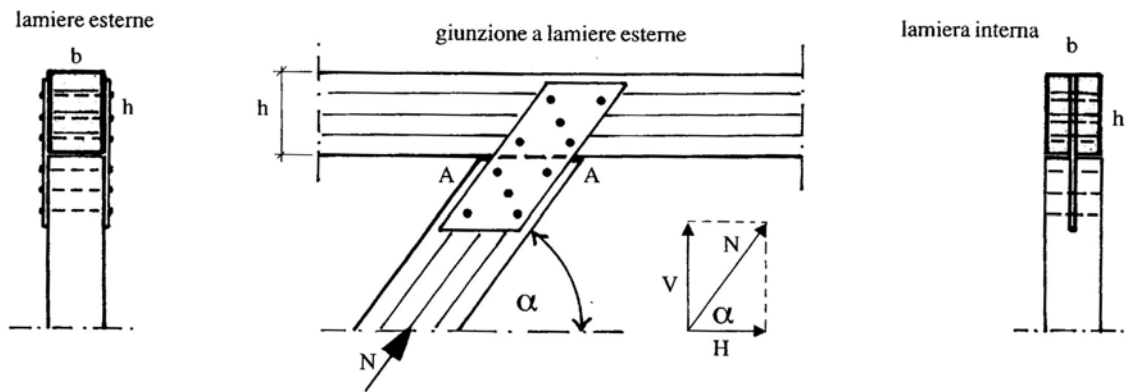
		$l_l \leq 150 \text{ mm}$		$l_l > 150 \text{ mm}$	
				$a \geq 100 \text{ mm}$	$a < 100 \text{ mm}$
$K_{c,90^\circ}$	$l > 150 \text{ mm}$	1	1	1	1
	$150 \text{ mm} > l \geq 15 \text{ mm}$	1	$1 + (150 - l)/170$	$1 + a(150 - l)/170$	
	$l < 15 \text{ mm}$	1	1,8	$1 + a/125$	



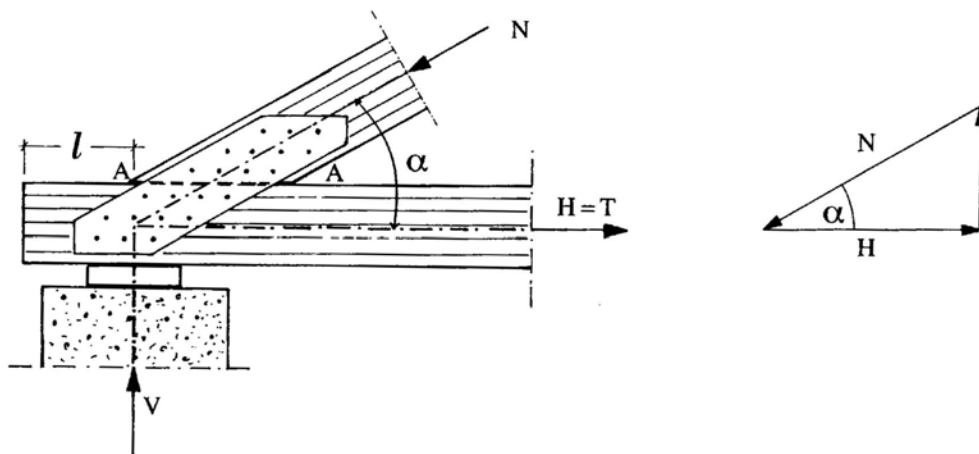
Giunti a compressione senza intaglio fra aste di direzione diversa

Tale caso si presenta, ad esempio, nei nodi compressi delle strutture reticolari e delle capriate.

Nella scomposizione delle forze si ipotizza la presenza di cerniere e nodi facendo convergere, per quanto possibile, gli assi delle aste in un unico punto.



Per angoli di convergenza delle aste diversi da 90° il giunto è sottoposto anche ad una componente orizzontale che cautelativamente non si può affidare alla forza di attrito legno-legno, ma a coprigiunti o lamiere esterne od interne o connettori metallici.



Le EC5 in presenza di angoli α propongono una riduzione tensionale pari a:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\left(f_{c,0,d} / f_{c,90^\circ,d}\right) \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (4.3)$$

dove:

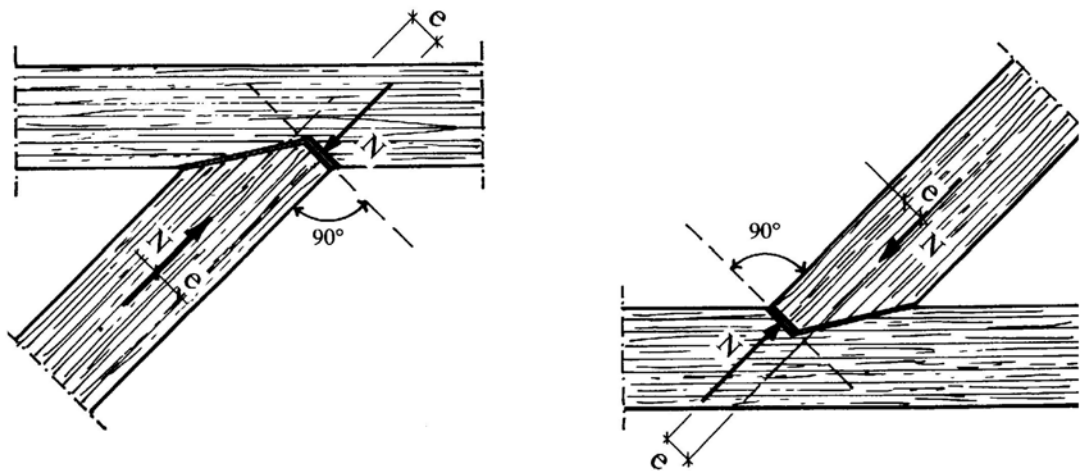
$$f_{c,0,d} = \frac{K_{mod}}{\gamma_m} f_{c,0,k}$$

$$f_{c,90^\circ,d} = \frac{K_{mod}}{\gamma_m} f_{c,90^\circ,k}$$

Giunti a compressione con intaglio fra aste di direzione diversa

L'uso di intagli sulle testate delle aste compresse è un retaggio dell'arte del carpentiere istintivamente dettata dalla intuizione di trasmettere la forza assiale diretta lungo l'asta attraverso superfici normali o quasi all'asta stessa.

In alcuni casi si possono evitare i giunti ad intaglio in corrispondenza degli appoggi di travi reticolari o capriate mediante la aggiunta di tacchi o scarpe.



Conclusioni

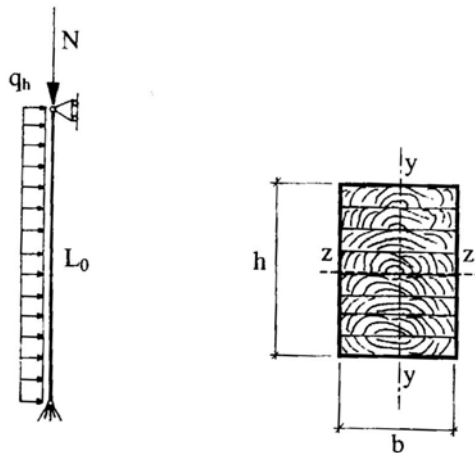
A prescindere dai singoli casi particolari, la verifica di una giunzione comporta, in generale, i seguenti passi:

1. definizione delle sezioni da verificare e delle caratteristiche (di solito la individuazione della lunghezza l se b è costante);
2. determinazione delle forze agenti su dette sezioni, componendo la forza N nota nelle sue componenti;
3. determinazione degli angoli α che le componenti formano con la direzione delle fibre dei due elementi separati dalla sezione da verificare;

4. calcolo delle tensioni o delle resistenze corrispondenti ai vari angoli α prima calcolati;
5. verifica delle tensioni o delle resistenze.

4.2 Elementi compressi con carico di punta

La verifica della trave al carico di punta secondo le EC5 non fa uso diretto dei coefficienti ω tabulati. Le EC5 limitano la tensione critica σ_{crit} ad una quota della resistenza caratteristica $f_{c,0,k}$, valore caratteristico della resistenza alla compressione parallela alle fibre, oltre alla quale entra in gioco il coefficiente riduttore $K_c \leq 1$ della resistenza di calcolo $f_{c,0,d}$.



Per il calcolo di K_c le EC5 introducono il concetto di snellezza relativa λ_{rel} :

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{crit}}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (4.4)$$

essendo λ la snellezza totale

la (4.4) permette il calcolo di

$$k = 0,5[1 + \beta_c(\lambda_{rel} - 0,5) + \lambda_{rel}^2] \quad (4.5)$$

con $\beta_c = 0,1$ per legno lamellare e $\beta_c = 0,2$ per legno massiccio

e conseguentemente di calcolare:

$$K_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} \quad (4.6)$$

posto $\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A}$ (4.7)

e: $f_{c,0,d} = \frac{K_{mod}}{\gamma_m} f_{c,0,k}$

La condizione di resistenza è:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{K_c f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (4.8)$$

4.3 Pressoflessione e carico di punta

Nella realtà progettuale il pilastro semplicemente compresso è un'astrazione fisica suggerita dalla finalità di poter usare concetti relativamente semplici, ma in condizioni difficilmente riscontrabili nella pratica costruttiva, disturbata anche nei casi più elementari dalla presenza di eccentricità più o meno accentuate.

Per quanto riguarda l'effetto della forza assiale bisogna calcolare la tensione di progetto: $\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A}$

E dedurre dalla resistenza caratteristica a compressione parallela il corrispondente valore di progetto. Per quanto riguarda l'effetto del momento va calcolato: $\sigma_{m,d} = \frac{M_y}{W_y}$ e dedotto $f_{m,d}$.

a) Per la verifica tensionale deve essere soddisfatta la condizione:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (4.9)$$

$$\text{con } \sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} \text{ e } \sigma_{m,d} = \frac{M_y}{W_y}$$

b) Per la verifica alla stabilità flessione torsionale deve essere soddisfatta la condizione:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit} f_{m,d}} \leq 1 \quad (4.10)$$

dove $k_{c,y}$ è calcolato con la (4.2)

$$\text{mentre } \sigma_{m,d} \leq K_{crit} f_{m,d}$$

dove K_{crit} è funzione di $\lambda_{m,rel}$ che è dato dalla

$$\lambda_{m,rel} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}} \quad (4.11)$$

$$\text{inoltre } \sigma_{m,crit} = \frac{\pi b^2 E_{0,05}}{I_{eff} \cdot h} \sqrt{\frac{G_{medio}}{E_{0,med}}} \quad (4.12)$$

$b \cdot h$ = sezione della trave.

Tabella 8: Valori del K_{crit}

$K_{critico} = f(\lambda_{rel,m}) - EC5 -$	
$\lambda_{rel,m} \leq 0,75$	$K_{critico} = 1$
$0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4$	$K_{critico} = 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m}$
$\lambda_{rel,m} > 1,4$	$K_{critico} = 1 / \lambda_{rel,m}^2$

Nel caso che $k_{c,z} < k_{c,y}$ va verificato che: $\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1$

5 FLESSIONE E TAGLIO

5.1 Verifiche tensionali

a) Flessione

Le verifiche assumono la forma:

$$K_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.1)$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + K_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.2)$$

dove può assumersi:

$K_m = 0,7$ per sezioni rettangolari;

$K_m = 1,0$ per le altre sezioni.

Ovviamente in assenza di carichi trasversali $\sigma_{m,z,d}$ e $f_{m,z,d}$ sono nulle.

b) Taglio

Ovviamente deve essere:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (5.3)$$

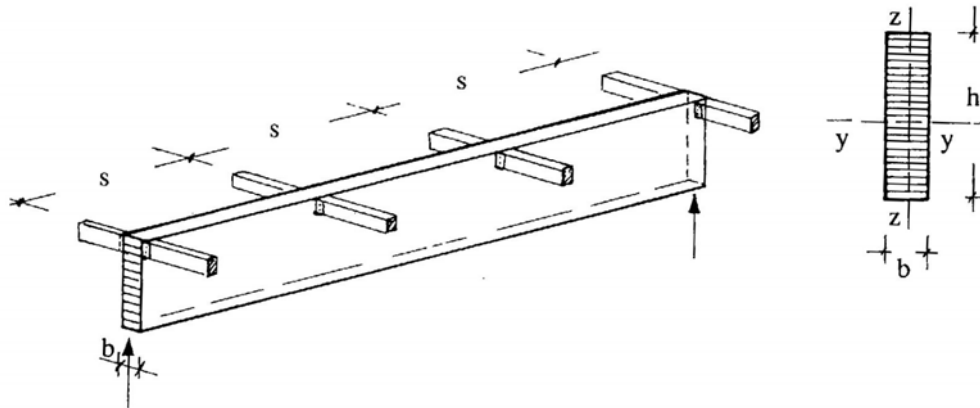
c) Verifica di stabilità del corrente compresso:

Le EC5 utilizzano il concetto di snellezza relativa a flessione:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (5.4)$$

dove:
$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi^2 E_{0,05}}{\lambda_y^2} \sqrt{\frac{G_{men}}{E_{0,m}}} \quad (5.5)$$

La verifica impone che:
$$\sigma_{m,d} = k_{crit} \cdot f_{m,d} \quad (5.6)$$



I valori di k_{crit} si possono ricavare dalla tabella 8.

Si può assumere $k_{crit} = 1$ se lo sbandamento laterale viene impedito lungo tutta la lunghezza della trave come pure la rotazione torsionale viene impedita agli appoggi.

5.2 Travi con intaglio o rastremate agli estremi

La verifica al taglio va eseguita per la sezione ridotta di altezza h_e .

La resistenza $f_{v,d}$ al taglio viene opportunamente ridotta da un coefficiente k_v per tener conto della concentrazione delle tensioni in corrispondenza dell'angolo "i".

In generale deve essere verificata la condizione:

$$\tau_d = \frac{1,5T_d}{bh_e} \leq k_v f_{v,d} \quad (5.7)$$

dove $k_v = 1$ per travi intagliate all'estradosso, mentre per travi intagliate all'intradosso si usa il valore minimo:

$$k_v = \begin{cases} 1 \\ \frac{k_n \left[1 + \left(1,1i^{1,5} / \sqrt{h} \right) \right]}{\sqrt{h} \left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)} \end{cases} \quad (5.8)$$

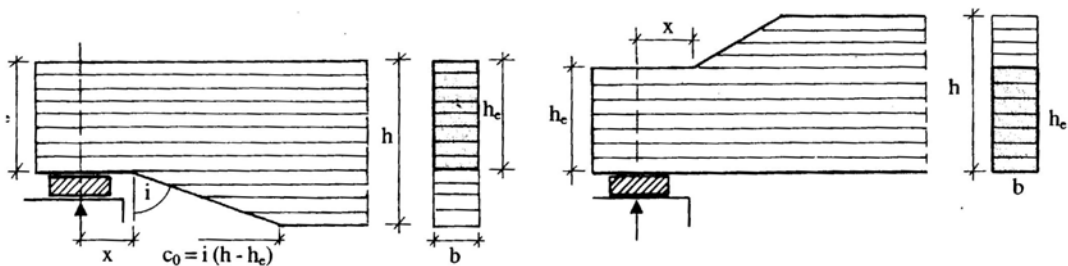
con x è la distanza della reazione vincolare dell'appoggio dallo spigolo di rastremazione

$k_n = 5$ per legno massiccio

$k_n = 6,5$ per legno lamellare

$\alpha = h_e / h$

$i = \frac{c_0}{h - h_e}$ ovvero $c_0 = i(h - h_e)$



5.3 Verifica della compressione agli appoggi

Particolare attenzione si deve avere per le tensioni di compressione trasversale nella zona “c” di appoggio. A prescindere dal materiale usato per realizzare l'appoggio della trave (legno duro, teflon, neoprene, metallo, etc...) si ha in tale zona una sollecitazione perpendicolare alle fibre.

Se la lunghezza di appoggio è $c > 150$ mm la verifica consiste nell'accertare che:

$$\frac{\sigma_{c,g,\perp}}{0,8\sigma_{c,g,\perp}} \leq 1 \quad (5.9)$$

$$\text{con} \quad \sigma_{c,g,\perp} = \frac{R_A}{b \cdot c} \quad (5.10)$$

Nel caso in cui la lunghezza di appoggio è $c < 150$ mm si deve verificare che:

$$\frac{\sigma_{c,g,\perp}}{\sigma_{c,g,\perp}^*} \leq 1 \quad (5.11)$$

$$\text{con} \quad \sigma_{c,g,\perp} = \frac{R_A}{b \cdot c}$$

$$\sigma_{c,g,\perp}^* = K_c \bar{\sigma}_{c,g,\perp} \quad (5.12)$$

$$K_c = \sqrt[4]{150/c} \quad (5.13)$$

6 ELEMENTI STRUTTURALI TESI E GIUNTI A TRAZIONE

6.1 Aste tese

Sia il legno massiccio che il lamellare ha, per la sua natura fibrosa, una elevata resistenza a trazione lungo l'asse delle fibre, superiore alla compressione, anche se difficilmente tale resistenza può essere completamente sfruttata, sia per le difficoltà connesse alla realizzazione di giunzioni di elementi tesi, sia per la concezione del lamellare che deve affidare a giunzioni a testa (a pettine) opportunamente sfalsate, e ai piani di incollaggio la trasmissione delle forze di trazione.

La progettazione e verifica di aste semplicemente tese, cioè sottoposte ad una azione assiale pura di trazione N_t , è molto importante dal punto di vista della sicurezza globale della struttura.

Poiché la forza di trazione assiale N viene trasmessa all'asta tramite collegamenti o giunzioni di norma situati agli estremi dell'asta è da prevedersi un indebolimento della sezione di cui è opportuno tenere conto in fase di predimensionamento.

Seguendo il metodo degli stati limite si ha:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (6.1)$$

dove:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_d}{A_1} \quad (6.2)$$

$$f_{t,0,d} = \frac{K_{mod}}{\gamma_m} f_{t,0,k} \quad (6.3)$$

adottando una riduzione tensionale del 20% del valore $f_{t,0,d}$, risulta :

$$\frac{N_d}{A_1} < 0.8 \frac{K_{\text{mod}}}{\gamma_m} f_{t,0,k} \quad (6.4)$$

da cui:

$$A_1 = \frac{N_d \gamma_m}{0.8 K_{\text{mod}} f_{t,0,k}} \quad (6.5)$$

dove A_1 è l'area lorda.

6.2 Predimensionamento degli elementi di collegamento

Trovata la sezione lorda dell'asta tesa, il tirante deve essere collegato alla rimanente parte della struttura e/o deve essere giuntato (ciò si verifica, ad esempio, nella necessità di dover realizzare tiranti la cui lunghezza, anche per problemi di trasporti, rende necessaria la realizzazione di giunzioni intermedie) se di lunghezza insufficiente.

In pratica, bisogna progettare e verificare gli elementi di collegamento ed i mezzi di unione che costituiscono la giunzione.

Tipi di giunzioni

La giunzione può essere realizzata in vari modi fra i quali i più usati, a prescindere dagli elementi di cucitura, sono:

1. *due coprigiunti laterali in legno.*
2. *due coprigiunti laterali in lamiera di acciaio.*
3. *una o più lamiere poste all'interno della sezione in legno opportunamente intagliata.*
4. *mediante caviglie, connettori metallici particolari, spinotti etc.*
5. *incollaggio di legni o di piastre metalliche.*

Inoltre, si deve tener presente che:

- a) la giunzione è sensibile tanto ai fenomeni di ritiro per essiccazione del legno dopo la fabbricazione quanto alle variazioni di umidità in esercizio della struttura che tende con il tempo a mettersi in equilibrio idrometrico con l'ambiente. Tali fattori possono causare, anche nel tempo, tensioni e deformazioni parassite nei giunti che costituiscono zone vulnerabili a potenziali fessurazioni, specialmente in presenza di elementi di cucitura in ferro sensibili a tali variazioni.
- b) se la forza di connessione è sostenuta da più tipi di connettori, cosa che possibilmente è da evitare, quali chiodi, bulloni, spinotti etc. si deve ridurre opportunamente la forza da fare assorbire al singolo connettore (almeno del 30-40%) e tenere conto delle eventuali differenti rigidità dei connettori.
- c) la colla ed i connettori metallici hanno proprietà di rigidità troppo diverse e pertanto, non si possono considerare agenti all'unisono ed è consigliabile affidare la trasmissione delle forze ad uno solo dei due collegamenti.
- d) attualmente si tende a realizzare giunzioni a lamine interne multiple di limitato spessore, con elementi di cucitura di piccolo diametro e numero elevato

7 I MEZZI DI UNIONE NEI COLLEGAMENTO: CHIODI, BULLONI, SPINOTTI, VITI

7.1 Premessa

In analogia alle strutture in acciaio anche nell'ambito delle strutture in legno massiccio o lamellare è spesso necessario realizzare giunzioni e collegamenti fra le parti del medesimo elemento o fra elementi diversi

I giunti sono riconducibili sostanzialmente a due tipi:

- a) *collegamenti correnti*
- b) *collegamenti di forza*

Vengono considerati *collegamenti correnti* quelli che tengono insieme la stessa parte di una sezione resistente come si verifica nelle travi composte.

Si considerano *collegamenti di forza* quelli che collegano due parti separate del medesimo elemento strutturale garantendone la trasmissione delle sollecitazioni; in generale, devono resistere a sollecitazioni di compressione o trazione, flessione e taglio.

La realizzazione di entrambi i tipi di giunto esige opportuni mezzi di unione (connettori) riconducibili alle seguenti tipologie:

- a) connettori a gambo cilindrico (chiodi, bulloni, spinotti, viti etc.) che vengono sottoposti ad azioni che chiamano in causa essenzialmente il comportamento a taglio e flessione dei gambi dei connettori e le pressioni di rifollamento del legno lungo il gambo;

- b) connettori a sezione rettangolare o cilindrica, anelli e caviglie, corone forate e lamiere dentate nei quali la trasmissione delle sollecitazioni interessa, soprattutto a rifollamento e a taglio, una zona più estesa del legno;
- c) connettori ad incollaggio (come le barre metalliche filettate) con uso di resine.

7.2 Giunzioni di forza

I collegamenti di forza possono essere realizzate utilizzando:

- a) coprigiunti in legno (unioni legno-legno);
- b) coprigiunti in lamiere di acciaio (unioni acciaio-legno);
- c) coprigiunti misti con biette o caviglie speciali interne.

Le EC5 prendono in esame le diverse modalità con cui può avvenire il collasso della giunzione sia che riguardi legno-legno o legno-acciaio a seconda che ad innescare il fenomeno di collasso sia il legno o la lamiera oppure i mezzi di unione.

Tale analisi delle diverse modalità di collasso e metodologia di calcolo è caratterizzata dalla eventualità che il collasso possa avvenire anche per cedimento dei mezzi di unione (a gambo cilindrico) con formazione di cerniere plastiche.

Le EC5 permettono di scegliere le resistenze R_d minime di progetto attraverso formule che modellano le diverse possibilità di collasso.

Sostanzialmente tali formule tengono conto del contributo dato alla resistenza da due fattori:

- il primo relativo alla *resistenza $f_{h,d}$ a rifollamento del legno* di tipo:

$$R_{d,1,rf} = f_{h,d} t_1 \phi_1 \quad (7.1)$$

dove:

t_1 è lo spessore del legno;

ϕ_1 è il diametro del connettore;

$f_{h,d}$ è la resistenza di progetto a rifollamento;

- il secondo derivante dalle modellazioni di collasso che mettono in conto anche il *momento di snervamento M_y* del connettore. La relazione per il calcolo della resistenza è la seguente:

$$R_{d,2} = \sqrt{R_m(t_1, t_2, \beta, M_y)} \quad (7.2)$$

t_1 e t_2 sono gli spessori dei legni o profondità di infissione dei mezzi di unione;

$$\beta = \frac{f_{h,i,d}}{f_{h,2d}} ;$$

$f_{h,i,d}$ $f_{h,2d}$ sono le resistenze di progetto a rifollamento

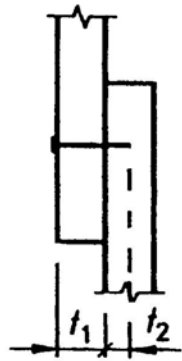
Pertanto, in generale, la Resistenza di progetto R_d è data da:

$$R_d = \sqrt{R_{d,1,rf} R_m(t_1, t_2, \beta, M_y)} \quad (7.3)$$

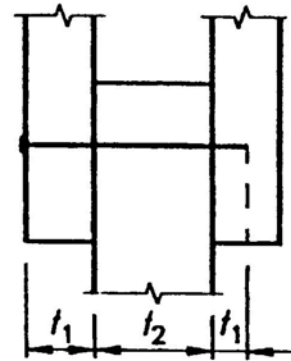
espressione che va poi differenziandosi ed individuandosi nelle varie formule relative alle diverse ipotesi di collasso della sezione come verrà precisato successivamente.

7.2.1 Unioni legno-legno

I diversi modi di collasso del giunto legno-legno che valgono per tutti i mezzi di unione a gambo cilindrico e, quindi, per chiodi, bulloni, spinotti sia ad una singola sezione resistente sia a doppia sezione resistente.



a) Unione ad una sezione resistente



b) Unione a doppia sezione resistente

Ad ogni modalità di collasso corrisponde una diversa resistenza R_d di calcolo di cui la R_d minima è quella determinante per individuare la capacità portante ultima del giunto.

Vanno intanto definiti:

- a) il momento plastico di progetto $M_{y,d}$ ottenuto dal momento di snervamento $M_{y,k}$ opportunamente trasformato mediante il

coefficiente γ_m dato da:

$$M_{y,d} = \frac{M_{y,k}}{\gamma_m} \quad (7.4)$$

con $\gamma_m = 1,1$ per l'acciaio; precisando che il momento caratteristico di snervamento $M_{y,k}$ assume espressioni differenti a seconda del mezzo di unione impiegato: chiodi, bulloni, spinotti, viti etc.

- b) le resistenze di progetto $f_{h,1,d}$ $f_{h,2,d}$ rispettivamente per i legni laterali (coprigiunti) e per il legno centrale (in legno massiccio o lamellare). Esse vanno determinate con:

$$f_{h,1,d} = \frac{f_{h1,k}}{\gamma_m} K_{mod} \quad (7.5)$$

$$f_{h,2,d} = \frac{f_{h2,k}}{\gamma_m} K_{mod} \quad (7.6)$$

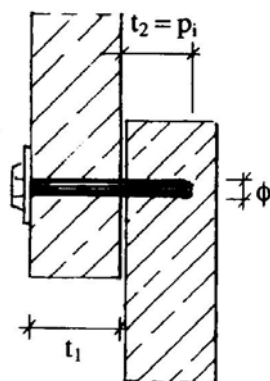
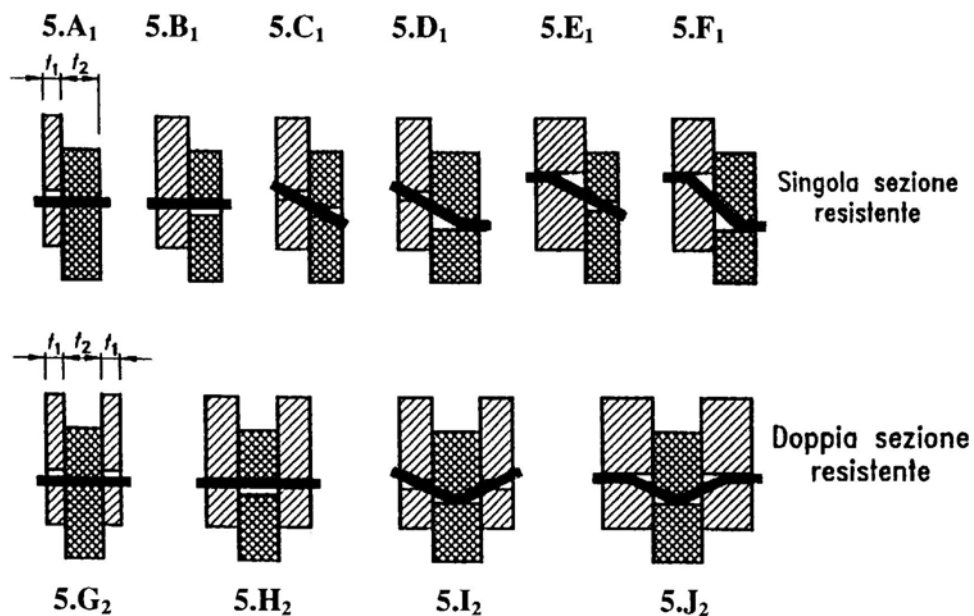
dove la resistenza meccanica al rifollamento (per bulloni,

spinotti e viti) è: $f_{hi,o,k} = 0,082(1 - 0,01\phi_{b,s,v})\rho_k$

con ρ_k è la massa volumica espressa in kg/m^3 per ottenere $f_{hi,o,k}$ in N/mm^2 .

Secondo le EC5 la capacità portante per ciascun piano di taglio e mezzo di unione è opportuno sia assunta pari al minimo tra i valori ottenibili dalle seguenti formule:

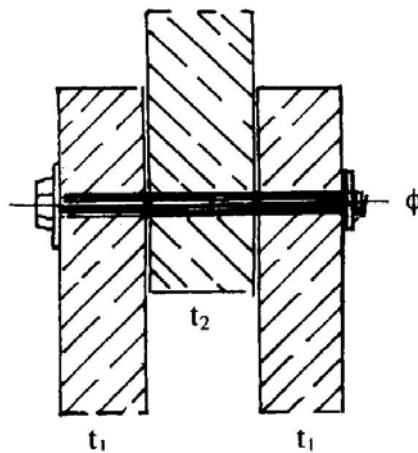
capacità portante a taglio di mezzi di unione del tipo ^{7a7}gambo cilindrico di diametro ϕ (chiodi, spinotti, bulloni): ad una sezione resistente in unioni legno-legno.



$$R_d = \min \begin{cases} f_{h,1,d} t_1 \phi & 7.8 - A_1 \\ f_{h,2,d} t_2 \phi \beta & 7.8 - B_1 \\ \frac{f_{h,1,d} t_1 \phi}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] & 7.8 - C_1 \\ 1,1 \frac{f_{h,1,d} t_1 \phi}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,d}}{f_{h,1,d} \phi t_1^2}} - \beta \right] & 7.8 - D_1 \\ 1,1 \frac{f_{h,1,d} t_2 \phi}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,d}}{f_{h,1,d} \phi t_2^2}} - \beta \right] & 7.8 - E_1 \\ 1,1 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,d} f_{h,1,d} \phi} & 7.8 - F_1 \end{cases}$$

capacità portante di calcolo per ciascun piano di taglio e per mezzi di unione a gambo cilindrico a due sezioni resistenti è pari al minore dei valori:

$$R_d = \min \begin{cases} f_{h,1,d} t_1 \phi & 7.9 - G_2 \\ 0,5 f_{h,1,d} t_2 \phi \beta & 7.9 - H_2 \\ 1,1 \frac{f_{h,1,d} t_1 \phi}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,d}}{f_{h,1,d} \phi t_1^2}} - \beta \right] & 7.9 - I_2 \\ 1,1 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,d} f_{h,1,d} \phi} & 7.9 - J_2 \end{cases}$$



Tali valori, dato che le sezioni di taglio sono due, vanno moltiplicati per due.

Nelle precedenti formule si ha:

t_1 e t_2 sono lo spessore del legno o la profondità di infissione del mezzo di unione;

$f_{h,1,d}$ e $f_{h,2,d}$ sono le resistenze di progetto al rifollamento, rispettivamente di t_1 e t_2 ;

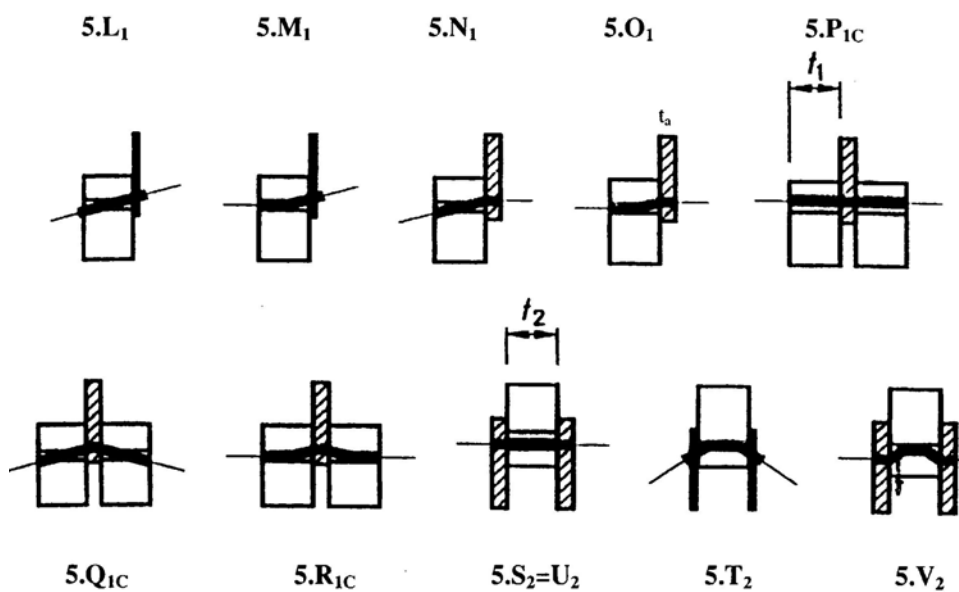
$$\beta = \frac{f_{h,1,d}}{f_{h,2,d}} ;$$

ϕ è il diametro del mezzo di unione;

$M_{y,d}$ è il momento di snervamento di calcolo del mezzo di unione.

7.2.2 Unioni acciaio-legno

Ad ogni modalità di collasso, che dipende soprattutto dallo spessore t_a della lamiera in acciaio e dal numero di sezioni di taglio, corrisponde un diverso criterio di calcolo e, quindi, formule per individuare la capacità portante ultima del giunto.

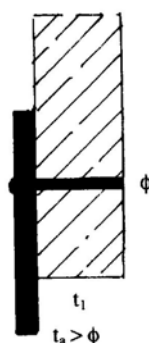


La *capacità portante di calcolo per ciascun mezzo di unione nelle unioni acciaio-legno ad una sola sezione resistente*, con piastre di *acciaio sottili* (cioè per $t_a \leq 0,5 \phi$), è opportuno sia pari al minore dei valori ottenibili mediante le seguenti formule:

$$R_d = \min \begin{cases} 0,4f_{h,1,d} t_1 \phi & 7.10 - L_1 \\ 1,1\sqrt{2M_{y,d} f_{h,1,d} \phi} & 7.10 - M_1 \end{cases}$$

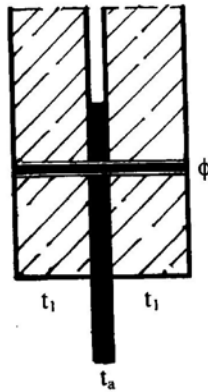
per unioni con piastre di spessore elevato (cioè per $t_a \geq \phi$), la capacità portante di calcolo va ricavata con il minore dei valori ottenibili mediante le seguenti formule:

$$R_d = \min \begin{cases} 1,1f_{h,1,d} t_1 \phi \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,d}}{f_{h,1,d} \phi t_1^2}} - 1 \right] & 7.10 - N_1 \\ 1,5\sqrt{2M_{y,d} f_{h,1,d} \phi} & 7.10 - O_1 \end{cases}$$



per spessori di lamiera compresi $0,5 \phi \leq t_a \leq \phi$ è consentita l'interpolazione lineare.

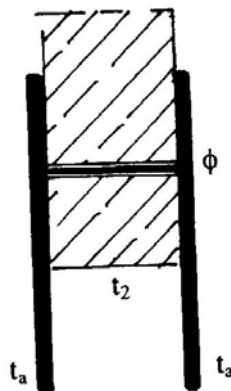
La *capacità portante di calcolo (per ciascuna sezione resistente) e per ogni mezzo di unione nelle unioni a due sezioni resistenti, con l'elemento centrale in acciaio* è opportuno sia pari al minimo dei valori ottenibili dalle seguenti formule:



$$R_d = \min \begin{cases} 1,1f_{h,1,d}t_1\phi & 7.10 - P_1 \\ 1,1f_{h,1,d}t_1\phi \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,d}}{f_{h,1,d}\phi t_1^2}} - 1 \right] & 7.10 - Q_1 \\ 1,5\sqrt{2M_{y,d}f_{h,1,d}\phi} & 7.10 - R_1 \end{cases}$$

La *capacità portante di calcolo (per ciascuna sezione resistente)* e per ogni mezzo di unione nelle unioni a due sezioni resistenti, con entrambi gli elementi esterni di acciaio sottile, è opportuno sia pari al minimo dei valori ottenibili dalle seguenti formule:

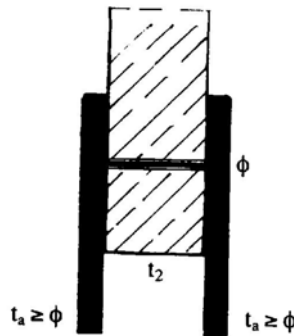
$$R_d = \min \begin{cases} 0,5f_{h,2,d}t_2\phi & 7.10 - S_2 \\ 1,1\sqrt{2M_{y,d}f_{h,2,d}\phi} & 7.10 - T_2 \end{cases}$$



La *capacità portante di calcolo* (per ciascuna sezione resistente) e per ogni mezzo di unione nelle unioni a due sezioni resistenti, con entrambi gli elementi esterni di acciaio di elevato spessore ($t_a > \phi$), è opportuno sia pari al minimo dei valori ottenibili dalle seguenti formule:

$$R_d = \min \begin{cases} 0,5 f_{h,2,d} t_2 \phi & 7.10 - U_2 \\ 1,5 \sqrt{2 M_{y,d}} f_{h,2,d} \phi & 7.10 - V_2 \end{cases}$$

per spessori di lamiera compresi $0,5 \phi \leq t_a \leq \phi$ è consentita l'interpolazione lineare;



Nelle precedenti formule si ha:

t_1 è lo spessore del legno laterale;

t_2 è lo spessore del legno centrale;

t_a è lo spessore della lamiera.

E' opportuno, inoltre effettuare una verifica della resistenza della piastra in acciaio.

7.3 Unioni con chiodi

I chiodi si usano quando gli spessori da collegare sono ridotti (mediamente dai 2 ai 5 cm).

I chiodi di norma impiegati sono riconducibili a tre tipi:

1. chiodi lisci a sezione circolare;
2. chiodi ad aderenza migliorata a filettatura di solito elicoidale cilindrica;
3. chiodi ad aderenza migliorata a zigrinatura fine troncoconica.

Di solito i chiodi hanno un diametro variabile tra 1,8 e 8,8 mm e vengono protetti dalla corrosione tramite zincatura.

E' buona norma sfalsare i chiodi sia su una stessa linea della faccia in modo da non interessare la stessa fibratura del legno come pure sfalsare, nelle chiodature a sulle due facce, i chiodi in modo da non interferire con la penetrazione del gambo nella stessa zona rendendola più vulnerabile alla fessurazione.

Per i chiodi il momento plastico $M_{y,d}$ di progetto vale:

$$M_{y,d} = \frac{M_{y,k}}{\gamma_m}$$

dove:

$$M_{y,k} = 180\phi_c^{2,6} \text{ Nmm} \quad \text{per chiodi lisci normali} \quad (7.11)$$

$$M_{y,k} = 270\phi_c^{2,6} \text{ Nmm} \quad \text{per chiodi a gambo quadro} \quad (7.12)$$

(il diametro ϕ_c è espresso in mm).

Le resistenze caratteristiche di rifollamento $f_{h,0,d}$ (in N/mm^2) per il legno lamellare e legno massiccio e per $\phi_c \leq 8$ mm sono:

$$f_{h,0,k} = 0,082\phi_c^{-0,3} \rho_k \quad \text{N/mm}^2 \text{ (senza perforatura)} \quad (7.13)$$

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01\phi_c)\rho_k \quad \text{N/mm}^2 \text{ (con perforatura)} \quad (7.14)$$

ρ_k è espresso in kg/m^3 , ϕ_c in mm al fine di ottenere $f_{h,0,d}$ in N/mm^2 .

Le resistenze di progetto a rifollamento $f_{h,1,d}$ e $f_{h,2,d}$ riferite rispettivamente agli elementi di legno laterali ed a quello centrale per i chiodi (anche per bulloni e spinotti) si ottengono riducendo le resistenze caratteristiche di rifollamento $f_{h,0,d}$ mediante i coefficienti γ_m e K_{mod} :

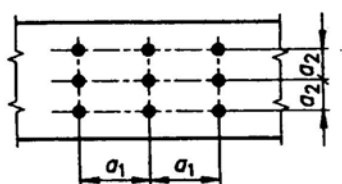
$$f_{h,1,d} = \frac{K_{\text{mod},1}}{\gamma_m} f_{h,1,k} \quad \text{elemento laterale} \quad (7.15)$$

$$f_{h,2,d} = \frac{K_{\text{mod},2}}{\gamma_m} f_{h,2,k} \quad \text{elemento centrale} \quad (7.16)$$

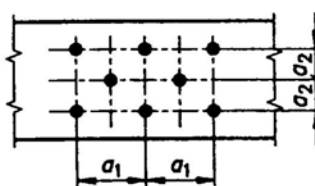
7.3.1 Distanze dei chiodi tra loro e dai bordi

Gli interassi dei chiodi e le distanze dai bordi devono essere conformi a quelle indicate nella tabella 9 (vedi anche la figura seguente).

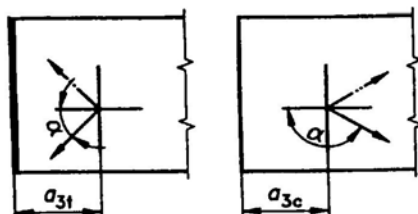
Interassi, parallelamente alla fibratura



Interassi, perpendicolarmente alla fibratura



Distanze dalle estremità:



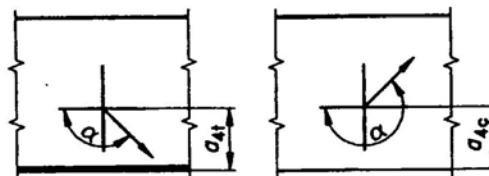
$$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$$

Estremità sollecitata

$$90^\circ < \alpha < 270^\circ$$

Estremità non sollecitata

Distanze dai bordi:



$$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$$

Bordo sollecitato

$$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$$

Bordo non sollecitato

Tabella 9: Distanze dei fori dei chiodi fra loro e dai bordi

interasse a_i e distanze a_{ii} dai bordi	senza preforatura		con preforatura
	$\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$	$420 \leq \rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$	
interasse $a_{1//}$ alle fibre	$a_1=(5+5 \cos\alpha)\phi_c$ ($\phi_c < 5\text{mm}$) $a_1=(5+7 \cos\alpha)\phi_c$ ($\phi_c \geq 5\text{mm}$)	$a_1=(7+8 \cos\alpha)\phi_c$	$a_1=(5+5 \cos\alpha)\phi_c$
interasse $a_{2\perp}$ alle fibre	$a_2=5\phi_c$	$a_2=7\phi_c$	$a_2=(3+ \sin\alpha)\phi_c$
distanza bordo sollecitato	$a_{3i}=(10+5\cos\alpha)\phi_c$	$a_{3i}=(15+5\cos\alpha)\phi_c$	$a_{3i}=(7+5\cos\alpha)\phi_c$
distanza bordo non sollecitato	$a_{3c}=10\phi_c$	$a_{3c}=15\phi_c$	$a_{3c}=7\phi_c$
distanza bordo \perp sollecitato	$a_{4i}=(5+5\sin\alpha)\phi_c$	$a_{4i}=(7+5\cos\alpha)\phi_c$	$a_{4i}=(3+4\sin\alpha)\phi_c$
distanza bordo \perp non sollec.	$a_{4c}=5\phi_c$	$a_{4c}=7\phi_c$	$a_{4c}=7\phi_c$

7.4 Unioni con bulloni spinotti e viti

Si definisce spinotto (o perno) una barra cilindrica in acciaio di diametro minimo $\phi_s = 8 \text{ mm}$ e di lunghezza pari allo spessore degli elementi da collegare, di norma impiegato per giunzioni legno-legno con una estremità smussata per consentire la penetrazione a percussione a forza nel rispettivo foro, di diametro preseguito di solito leggermente inferiore (di solito per spinotti con diametri che vanno da 8 a 24 mm il foro da realizzare nel legno, secondo l'EC5, deve essere di circa $0,9\phi_s$).

Gli spinotti lavorano come i bulloni, prevalentemente a flessione e taglio e di norma provocano tensioni a rifollamento sul legno.

Si definisce bullone una barra cilindrica in acciaio a gambo liscio, dotati di testa esagonale, dado e rondella all'estremo filettato, con diametro ϕ_b variabile tra i 12 e 30 mm.

I bulloni possono essere normali o calibrati.

I bulloni calibrati hanno la parte filettata al di fuori dello spessore del legno collegato.

I bulloni vengono inseriti in fori preseguiti di diametro leggermente superiore (di solito per bulloni con diametri che vanno da 12 a 30 mm il foro da realizzare nel legno, secondo l'EC5, deve essere di circa $\phi_s + 1$ mm).

La resistenza R_d di ciascuna sezione del mezzo di unione legno-legno è data dal minimo dei valori dati dalle relazioni 7.8A-B-C-D-E-F per una sezione di taglio, e dal minimo dei valori dati dalle relazioni 7.9A-B-C-D per due sezioni di taglio.

Il momento di plasticizzazione di bulloni e spinotti è dato:

$$M_{yk} = \frac{0,8f_{uk}\phi_{s,b}^3}{6} \quad (7.17)$$

dove:

$\phi_{s,b}$ è il diametro in mm dello spinotto o del bullone;

$f_{u,k}$ è la resistenza caratteristica a trazione per i mezzi di unione metallici in funzione del tipo di acciaio impiegato (tab. 11)

Tabella 10: Resistenze caratteristiche $f_{u,k}$ (N/mm²) dell'acciaio a trazione di chiodi, spinotti e bulloni.

Chiodi	Spinotti			Bulloni			
≥ 600	Classe	S 235	S 275	S 355	3.6	4.6 – 4.8	5.6 – 5.8
	$f_{u,k}$	360	430	510	300	400	500

e, quindi, il relativo momento plastico di progetto vale:

$$M_{yd} = \frac{M_{yk}}{1,1} \quad (7.18)$$

La tensione caratteristica di rifollamento è per il legno lamellare:

$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01\phi_{s,b})\rho_k$ N/mm² con ρ_k è espresso in kg/m³, $\phi_{s,b}$ in mm al fine di ottenere $f_{h,0,d}$ in N/mm².

Quando la forza F è inclinata dell'angolo α rispetto alla direzione delle fibre si ha:

$$f_{h,a,k-\alpha} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (7.19)$$

con $k_{90} = 1,35 + 0,015\phi_{s,b}$ per conifere

con $k_{90} = 0,90 + 0,015\phi_{s,b}$ per latifoglie

per $\alpha = 90^\circ$ (per conifere) risulta: $f_{h,a,k-90} = \frac{f_{h,0,k}}{1,38 + 0,015\phi_{s,b}}$

7.4.1 Distanze per spinotti e bulloni

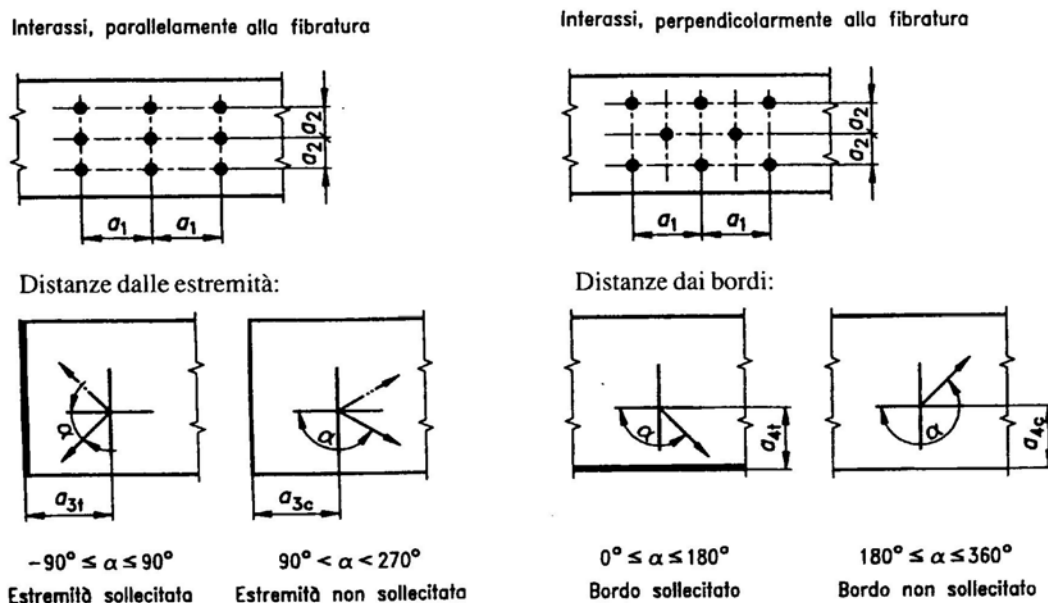


Tabella 11: Distanze ed interassi dei fori per bulloni e spinotti

Distanze minime a i (i = 1.4)		
	bulloni	spinotti
$a_1 // F_i$	$(4+3 \cos \alpha)\phi_b$	$(4+3 \cos \alpha)\phi_s$
$a_2 \perp F_i$	$4\phi_b$	$3\phi_s$

$a_{3,t}$	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$7\phi_b$ (almeno 80 mm)	$7\phi_s$ (almeno 80 mm)
a_{3c}	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$(1+6 \operatorname{sen}\alpha)\phi_b$	$a_{3,t} \operatorname{sen}\alpha $
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	ma almeno $7\phi_b$	ma almeno $3\phi_s$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$4\phi_b$	$4\phi_s$
$a_{4,t}$	$90^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(2+2 \operatorname{sen}\alpha)\phi_b$	$(2+2 \operatorname{sen}\alpha)\phi_s$
		ma almeno $3\phi_b$	ma almeno $3\phi_s$
a_{4c}	per qualsiasi α	$3\phi_b$	$3\phi_s$