



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
FIRENZE

Scuola di
Ingegneria

Dispensa ad uso interno per gli Studenti del corso di

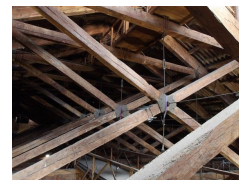
Costruzioni in Legno

A.A. 2025/26 – Ingegneria Edile – Ingegneria Civile

NORME DI RIFERIMENTO: UNI EN 1995:2014 EUROCODICE 5 - N.T.C. D.M. 17 gennaio 2018

Ing. Marco Pio Lauriola

marcopio.lauriola@unifi.it



Versione n°31 - settembre 2025

Il presente contenuto ha finalità esclusivamente didattica e viene rilasciato in uso agli Studenti del corso di Costruzioni in Legno della Scuola di Ingegneria di Firenze sotto licenza:



Creative Commons BY-NC-ND
Attribuzione – Non commerciale – Non opere derivate
<https://creativecommons.org/licenses/>

Per l'attribuzione, l'Autore del contenuto è: Marco Pio Lauriola, Firenze

1 CENNI DI TECNOLOGIA DEL LEGNO.....	6
1.1 PREMessa.....	6
1.2 SPECIE LEGNOSE.....	6
1.3 LE DIREZIONI ANATOMICHE.....	7
1.4 RELAZIONI LEGNO-ACQUA.....	7
1.5 LE FESSURE DA RITIRO.....	10
1.6 ALBURNO E DURAME.....	12
1.7 BIODEGRADAMENTO, DURABILITÀ E PRESERVAZIONE.....	12
1.7.1 IL DEGRADO DA FUNGHI DELLA CARIE.....	13
1.7.2 IL DEGRADO DA INSETTI XILOFAGI.....	14
1.7.3 PRESERVAZIONE.....	15
1.7.4 LA DURABILITÀ NATURALE.....	16
2 NORMATIVA TECNICA PER LE COSTRUZIONI IN LEGNO.....	18
2.1 LA SITUAZIONE NORMATIVA ATTUALE NEL NOSTRO PAESE.....	18
2.2 QUALIFICAZIONE E CERTIFICAZIONE.....	18
2.2.1 QUALIFICAZIONE MINISTERIALE DEGLI STABILIMENTI.....	19
2.2.2 QUALIFICAZIONE CON MARCATURA CE.....	19
2.3 PROGETTARE LA DURABILITÀ.....	20
3 REGOLE DI CALCOLO.....	22
3.1 LE PROPRIETÀ MECCANICHE DEL MATERIALE LEGNO.....	22
3.1.1 LA CLASSIFICAZIONE SECONDO LA RESISTENZA.....	23
3.1.2 LE PROPRIETÀ MECCANICHE DEL LEGNO MASSICCIO.....	24
3.1.2.1 Le tolleranze dimensionali del legno massiccio.....	27
3.1.3 LE PROPRIETÀ MECCANICHE DEL LEGNO LAMELLARE INCOLLATO.....	28
3.1.3.1 Le tolleranze dimensionali del legno lamellare.....	31
3.1.4 OSSERVAZIONI CIRCA L'ANISOTROPIA DEL LEGNO.....	32
3.1.5 IL LEGNO ANTICO E LA DIAGNOSI DELLE STRUTTURE.....	32
3.2 STATI LIMITE ULTIMI.....	33
3.2.1 VERIFICA DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	34
3.2.2 L'EFFETTO ALTEZZA.....	38
3.2.3 VERIFICHE PER STATI DI TENSIONE SEMPLICI, TENSIONI NORMALI.....	38
3.2.4 VERIFICA A COMPRESSIONE ORTOGONALE.....	39
3.2.5 VERIFICA A COMPRESSIONE INCLINATA.....	40
3.2.6 VERIFICA A TAGLIO.....	40
3.2.7 VERIFICHE PER STATI DI TENSIONE COMPOSTI, TENSIONI NORMALI.....	42
3.3 ELEMENTI COMPRESSI E PRESSO INFLESSI: LA STABILITÀ DELLE ASTE.....	43
3.3.1 ELEMENTI COMPRESSI (STABILITÀ DI PILASTRO).....	43
3.3.2 ELEMENTI INFLESSI (STABILITÀ DI TRAVE).....	46
3.3.3 CONTROVENTI PER SISTEMI DI TRAVI INFLESSE O CAPRIATE.....	50
3.3.4 ELEMENTI PRESSOINFLESSI (STABILITÀ DI COLONNA E DI TRAVE).....	53
3.4 LE TRAVI RASTREME, CURVE E CENTINATE.....	54
3.4.1 LE TRAVI CURVE.....	54
3.4.2 TRAVI RASTREME.....	59
3.4.3 TRAVI CENTINATE.....	63
3.4.4 RIEPILOGO DELLE VERIFICHE SU TRAVI DI FORMA PARTICOLARE.....	64
3.4.5 LA STABILITÀ FLESSOTORSIONALE.....	64
3.4.6 LA DEFORMABILITÀ.....	64
3.5 UNIONI MECCANICHE.....	65
3.5.1 UNIONI CON MEZZI DI UNIONE A GAMBO CILINDRICO, LA TEORIA DI JOHANSEN.....	65
3.5.1.1 Momento di snervamento del mezzo di unione.....	67
3.5.1.2 Resistenza a rifollamento.....	68
3.5.1.3 Formulazione semplificata nelle unioni acciaio-legno-acciaio.....	69

3.5.2 UNIONI ACCIAIO-LEGNO.....	70
3.5.3 UNIONI LEGNO-LEGNO.....	80
3.5.4 VERIFICHE LATO ACCIAIO.....	81
3.5.5 L'EFFETTO FUNE.....	82
3.5.6 L'EFFETTO GRUPPO NELLE UNIONI MECCANICHE SOLLECITATE A TAGLIO.....	82
3.5.7 CAPACITÀ ASSIALE (ESTRAZIONE) DEI MEZZI DI UNIONE A GAMBO CILINDRICO.....	84
3.5.7.1 Capacità caratteristica assiale dei bulloni.....	84
3.5.7.2 Capacità caratteristica assiale delle viti.....	85
3.5.8 SPAZIATURE E DISTANZE DA BORDI ED ESTREMITÀ DEI MEZZI DI UNIONE.....	87
3.5.8.1 Unioni legno-legno.....	88
3.5.8.2 Unioni acciaio-legno.....	89
3.6 STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	90
3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI.....	90
3.6.2 UNIONI.....	92
3.6.3 VIBRAZIONI.....	93
3.7 LA VISCOSITÀ E L'ANALISI STRUTTURALE.....	94
3.7.1 SLE.....	95
3.7.2 SLU.....	95
3.8 ESEMPI DI CALCOLO.....	97
3.8.1 SOLAIO 1.....	97
3.8.2 SOLAIO 2.....	100
3.8.3 SOLAIO 3.....	102
3.8.4 TRAVE DI COPERTURA INCLINATA.....	103
3.8.5 PILASTRO.....	108
3.8.6 TRAVE PRESSOINFLESSA.....	109
3.8.7 PARETE PLATFORM-FRAME.....	112
3.8.8 PANNELLO DI LEGNO MASSICCIO A STRATI INCROCIATI, UTILIZZO IN PARETE.....	115
3.8.9 TRAVE DI COPERTURA CONTROVENTATA (SOLO SLU COMBINAZIONI FONDAMENTALI).....	120
3.8.10 TRAVE CURVA DI COPERTURA (SOLO SLU COMBINAZIONI FONDAMENTALI).....	124
3.8.11 UNIONE BULLONATA ACCIAIO-LEGNO-ACCIAIO.....	127
3.8.12 UNIONE ARCARECCIO-TRAVE CON VITI IMPIEGATE A TRAZIONE.....	130
4 LA PROGETTAZIONE ANTISISMICA.....	133
4.1 PREMESSA.....	133
4.2 LA DUTTILITÀ.....	133
4.3 INDICAZIONI NORMATIVE.....	134
4.4 MODELLAZIONE NUMERICA.....	140
4.5 ESEMPIO DI MODELLAZIONE DI UNA PARETE XLAM.....	141
4.5.1 RIGIDEZZA A TAGLIO NEL PIANO.....	143
4.5.2 RIGIDEZZA A SFORZO NORMALE NEL PIANO.....	144
4.5.3 PARETE SU TRE PIANI.....	145
4.5.4 ANALISI MODALE.....	149
4.5.5 MODELLO FEM ALTERNATIVO.....	151
4.6 ESEMPIO DI MODELLAZIONE E VERIFICA PARETE PLATFORM.....	151
4.6.1 FUNZIONAMENTO PER AZIONI ORIZZONTALI.....	151
4.6.2 CALCOLO DELLA RIGIDEZZA ORIZZONTALE.....	152
4.6.3 SFORZI DI TAGLIO NELLE UNIONI E NEL RIVESTIMENTO STRUTTURALE.....	156
4.6.4 VERIFICA DELLA CHIODATURA DEI PANNELLI DI RIVESTIMENTO.....	157
4.6.5 VERIFICA A TAGLIO DEI PANNELLI DI RIVESTIMENTO.....	157
4.6.6 VERIFICA DEI MONTANTI A PRESSOFLESSIONE.....	158
4.6.7 VERIFICA HOLDOWN.....	160
4.7 STRUTTURE MISTE E SOVRAPPOSTE.....	161
5 COMPORTAMENTO AL FUOCO DELLE STRUTTURE DI LEGNO.....	163

5.1	INTRODUZIONE.....	163
5.2	COMPORTAMENTO DEL LEGNO NEI CONFRONTI DEL FUOCO.....	163
5.3	DIFFERENZA FRA RESISTENZA E REAZIONE AL FUOCO.....	165
5.4	CALCOLO DEL CARICO DI INCENDIO PER GLI EDIFICI A STRUTTURA DI LEGNO.....	166
5.5	DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA AL FUOCO.....	167
5.5.1	CALCOLO DELLA RESISTENZA (STABILITÀ) AL FUOCO DELLE SEZIONI.....	167
5.5.2	LA RESISTENZA AL FUOCO DELLE UNIONI.....	172
5.5.3	LA RESISTENZA (FUNZIONE DI COMPARTIMENTAZIONE).....	173
5.6	LA PROTEZIONE AL FUOCO.....	173
5.6.1	LA PROTEZIONE AL FUOCO NEI CONFRONTI DELLA REAZIONE.....	173
5.6.2	LA PROTEZIONE AL FUOCO NEI CONFRONTI DELLA RESISTENZA DELLE SEZIONI.....	175
5.6.2.1	Protezione con legno.....	175
5.6.2.2	Protezione con lastre di cartongesso.....	175
5.6.2.3	Protezione con pannelli di lana di roccia.....	176
5.6.3	PROTEZIONE AL FUOCO NEI CONFRONTI DELLA RESISTENZA DELLE UNIONI.....	176
5.6.3.1	Protezione dei mezzi di unione.....	176
5.6.3.2	Protezione delle piastre metalliche interne.....	177
5.7	ESEMPI DI CALCOLO.....	178
5.7.1	SOLAIO 1.....	178
5.7.2	SOLAIO 2.....	179
5.7.3	TRAVE DI COPERTURA CONTROVENTATA.....	180
6	ASPETTI PARTICOLARI LEGATI ALLA PROGETTAZIONE.....	182
6.1	I MOVIMENTI DEL LEGNO.....	182
6.2	LEGNO MASSICCIO O LEGNO LAMELLARE?.....	184
6.3	LA RESISTENZA A TRAZIONE ORTOGONALE ALLA FIBRATURA.....	186
6.4	LA VISCOSITÀ E LE DEFORMAZIONI DIFFERITE.....	187
6.5	LA DEFORMABILITÀ DELLE UNIONI.....	188
6.6	LA SPINTA NELLE STRUTTURE DI LEGNO.....	189
6.7	LE VARIAZIONI DIMENSIONALI NEGLI ELEMENTI CURVI.....	190
6.7.1	ARCO A TRE CERNIERE.....	191
6.7.2	ARCO A DUE CERNIERE.....	191
7	CONSOLIDAMENTO DELLE STRUTTURE ESISTENTI.....	194
7.1	INTRODUZIONE.....	194
7.2	PRINCIPALI CAUSE DI DISSESTO.....	194
7.3	GENERALITÀ SULLE TECNICHE DI INTERVENTO.....	195
7.3.1	RICOSTRUZIONI, SOSTITUZIONI E INTEGRAZIONI.....	195
7.3.2	GLI INCOLLAGGI STRUTTURALI.....	196
7.3.3	PARTICOLARI COSTRUTTIVI.....	196
7.4	INTERVENTI SULLE CAPRIATE.....	197
7.4.1	FASCIATURA “PASSIVA” PUNTONE-CATENA.....	197
7.4.2	FASCIATURA “ATTIVA” PUNTONE-CATENA.....	198
7.4.3	AFFIANCAMENTO DELLA CATENA CON TIRANTI METALLICI.....	199
7.4.4	PROTESI DI LEGNO CONNESSA CON BARRE INCOLLATE.....	200
7.4.5	PROTESI DI LEGNO CONNESSA CON SPINOTTI.....	201
7.4.6	PROTESI DI LEGNO CONNESSA CON SQUADRETTE METALLICHE.....	202
7.4.7	PROTESI DI LEGNO CONNESSA CON UNIONE A “DARDO DI GIOVE”.....	204
7.5	CONSOLIDAMENTO DEI SOLAI.....	206
7.5.1	MIGLIORAMENTO STRUTTURALE DEI SOLAI.....	206
7.5.2	MIGLIORAMENTO STRUTTURALE DELLE TRAVI IN GENERE.....	207
7.6	RICOSTRUZIONE DI TESTATE DI TRAVI.....	208
7.6.1	PROTESI DI LEGNO CONNESSA CON BARRE.....	208
7.6.2	PROTESI DI PROFILATI METALLICI.....	209

7.7 CONSOLIDAMENTO DI STRUTTURE PARTICOLARI.....	209
7.7.1 CONSOLIDAMENTO DI CONTROSOFFITTO.....	209
7.7.2 CONSOLIDAMENTO DI BALLATOIO.....	210
7.7.3 SOLAI MISTI LEGNO-CALCESTRUZZO.....	211
7.7.3.1 Metodo di calcolo delle strutture miste: la teoria di Möhler.....	211
7.7.3.2 Tipi di connettori.....	213
7.7.3.3 L'impiego dei calcestruzzi leggeri.....	214
8 BIBLIOGRAFIA.....	215

Per gli edifici ci faccia riferimento alle pubblicazioni [8], [9] e [11].

Particolari costruttivi e durabilità sulle pubblicazioni [10] e [12].

1 CENNI DI TECNOLOGIA DEL LEGNO

1.1 Premessa

La progettazione strutturale non è solo calcolo, il calcolo è solo una piccola parte della progettazione.

Progettare significa utilizzare al meglio i materiali e le tecnologie al fine di ottenere un'opera durevole, sicura ed economica.

La durabilità è strettamente legata con la natura del materiale che è biodegradabile, questo però non significa che le strutture di legno siano meno durabili di quelle costruite utilizzando altri materiali; esistono esempi di costruzioni in legno che hanno superato i mille anni (le chiese norvegesi, le pagode giapponesi, ecc.), basta alzare gli occhi nelle nostre chiese antiche per vedere coperture di legno che, se sono state preservate dall'umidità, sono in perfetto stato di conservazione da centinaia di anni.

Il legno deriva dal tronco che in natura aveva la funzione di sostenere la chioma, il tronco quindi era sottoposto a sforzo normale e flessione, per tale motivo il legno ha una direzione di massima resistenza e rigidità che è quella longitudinale, verticale nella pianta in piedi, mostrando uno spiccato comportamento anisotropo; pertanto le proprietà meccaniche sono fortemente diverse nelle varie direzioni anatomiche.

Il legno è un materiale igroscopico, alle variazioni di umidità del legno corrispondono variazioni dimensionali piuttosto spiccate che vanno considerate nella progettazione in quanto il legno è in continuo movimento.

Essendo materiale derivato dall'albero, il legno conserva le peculiarità dell'albero stesso. Ad esempio i nodi che sono la naturale traccia dei rami nel tronco ai fini della resistenza meccanica del segato sono un difetto che ne diminuisce la resistenza e rigidità.

Per questi motivi e per altri che verranno detti in seguito, la progettazione delle strutture di legno non può prescindere dalle conoscenze di base di tecnologia del legno.

1.2 Specie legnose

Le specie legnose maggiormente utilizzate in Italia nelle strutture sono:

<i>Nome comune italiano</i>	<i>Nome scientifico</i>	<i>Nome commerciale</i>
Conifere - famiglia delle Gimnosperme - Softwood		
Abete bianco	Abies alba	Fir
Abete rosso	Picea abies	Spruce
Pino laricio nero/corso silvestre marittimo domestico strobo	Pinus laricio nigra sylvestris pinaster pineae strobus	Pine redwood
Larice	Larix	Larch
Douglasia	Pseudotsuga menziesii	Douglas fir

Nome comune italiano	Nome scientifico	Nome commerciale
Latifoglie - famiglia delle Angiosperme - Hardwood		
Quercia rovere farnia roverella cerro	Quercus petraea robur pubescens cerris	Oak
Castagno	Castanea sativa	Sweet Chestnut
Pioppo	Populus	Poplar

Il pioppo, pur essendo una latifoglia, è un legno tenero e tecnologicamente è molto simile alle conifere, pertanto viene associato a queste.

Negli Stati Uniti e Canada si utilizza la sigla “S-P-F” (Spruce-Pine-Fir) per indicare un unico gruppo di specie legnose tecnologicamente simili e commercialmente associate che comprende abete rosso, pino e abete bianco.

1.3 Le direzioni anatomiche

In un tronco di legno possono individuarsi tre direzioni anatomiche, quella longitudinale è quella dell'asse del tronco, corrispondente all'orientazione generale delle cellule. Le direzioni radiale e tangenziale sono invece riferite agli anelli annuali di accrescimento.

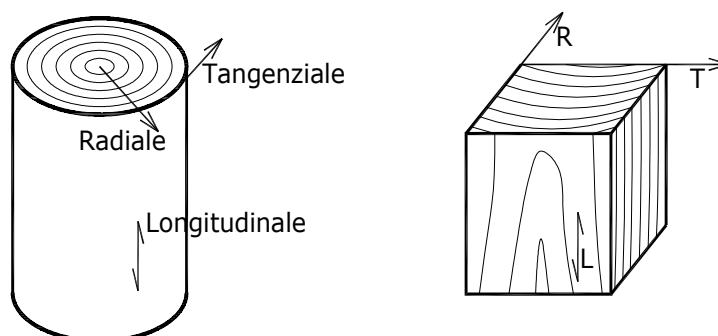


Figura 1.1: Le direzioni anatomiche R e T variano da punto a punto all'interno del tronco, tuttavia in un segato è generalmente possibile individuare un lato circa radiale ed uno circa tangenziale.

1.4 Relazioni legno-acqua

Il legno è un materiale igroscopico, assorbe e cede umidità dall'ambiente.

L'umidità del legno è riferita al peso secco secondo la relazione:

$$U = \frac{P - P_0}{P_0} \cdot 100$$

in cui:

P_0 è il peso secco, cioè il peso del solo legno, ottenuto seccando il legno in stufa ventilata per un tempo sufficiente ad eliminare completamente sia l'acqua libera che l'acqua di saturazione;

P è il peso del campione a umidità U

Essendo formato da cellule vuote e allungate, queste possono contenere acqua in diverse forme:

acqua di saturazione: è quella che bagna le pareti cellulari, si riscontra per umidità del legno (esprese in percentuale sul peso secco) superiori allo 0%;

acqua libera: è quella contenuta nel lume cellulare; è presente, insieme all'acqua di saturazione, per umidità superiori al *punto di saturazione delle pareti cellulari* il cui valore convenzionale si assume pari al 30%¹.

Esiste poi l'acqua di costituzione che fa parte della parete cellulare stessa ma in questo contesto non riveste importanza tecnologica in quanto viene persa solo per distruzione della cellula stessa.

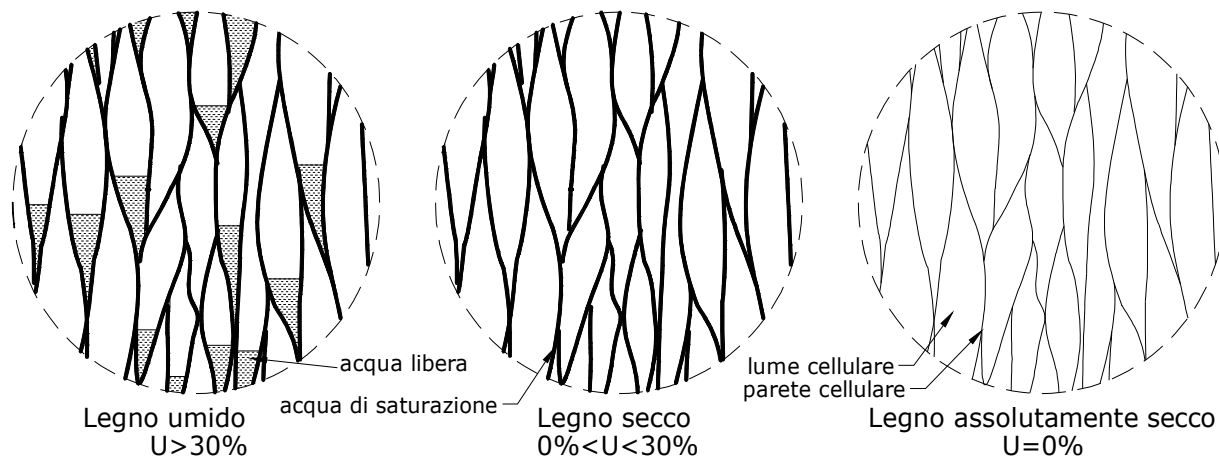


Figura 1.2: Schematizzazione della struttura anatomica del legno in cui sono rappresentate le cellule e come l'acqua può essere trattenuta da esse.

Al momento dell'abbattimento il legno ha un contenuto di umidità molto superiore al 30%, successivamente, con il processo di stagionatura, il legno perde umidità fino ad un valore variabile in funzione dell'ambiente in cui si trova:

$U < 12\%$	in ambienti chiusi riscaldati in inverno;
$12\% < U < 20\%$	in ambienti chiusi non riscaldati di inverno ed in ambienti aperti ma al coperto;
$U > 20\%$	all'aperto, senza protezione dalle intemperie.

¹ Il valore del punto di saturazione delle pareti cellulari (fiber saturation point) è diverso per le varie specie legnose, ad esempio: abete rosso 33%, larice 26%, douglasia 27%, pioppo 30%; valori inferiori al 25% si riscontrano in molte latifoglie tropicali.

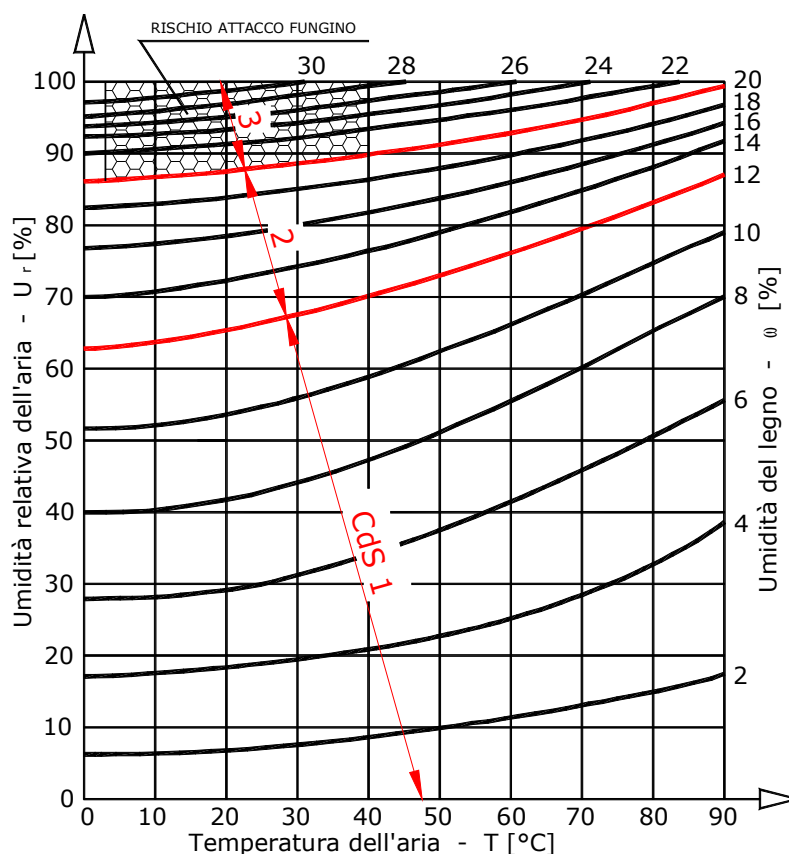


Figura 1.3: Curve di equilibrio igroscopico del legno in relazione alle condizioni termo-igrometriche ambientali. È rappresentata anche la zona a rischio attacco fungino (vedi § 1.7.1 “Il degrado da funghi della carie” a pagina 13). Le curve di equilibrio igroscopico 12% e 20% rappresentano anche i limiti delle Classi di Servizio (vedi Tabella 3.10 a pagina 37).

A seguito della perdita di umidità il legno subisce diminuzione delle dimensioni (ritiro); il fenomeno è reversibile e pertanto all'aumento di umidità il legno aumenta le proprie dimensioni (rigonfiamento).

È importante osservare che il fenomeno del ritiro e rigonfiamento si ha solo nel campo di umidità compreso fra lo 0% ed il punto di saturazione delle pareti cellulari ($U=30\%$); per valori superiori ad $U=30\%$ il legno non si ritira e non si rigonfia.

Le variazioni dimensionali lineari del legno possono essere considerate proporzionali alla variazione di umidità del legno secondo la seguente formula:

$$l_f = l_i \cdot (1 + k \cdot (u_f - u_i)) \quad (1.1)$$

dove:

- l_f è la dimensione all'umidità finale
- l_i è la dimensione all'umidità iniziale
- k è il coefficiente di ritiro e rigonfiamento nella direzione anatomica considerata
- u_i è la percentuale di umidità iniziale del legno
- u_f è la percentuale di umidità finale del legno

	Coefficienti di ritiro e rigonfiamento in direzione:		
	longitudinale	radiale	tangenziale
Conifere, quercia rovere, castagno, pioppo	0.0001	0.0012	0.0024
Quercia cerro	0.0001	0.0020	0.0040
Legno lamellare incollato	0.0001	0.0025	

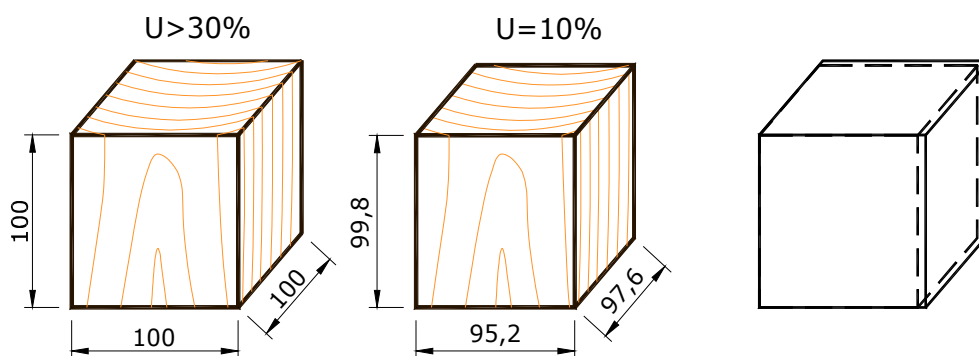
Tabella 1.1: Valori del coefficiente k di ritiro e rigonfiamento lineare (i valori indicati per il legno lamellare sono quelli presenti nella EN14080; non essendo possibile distinguere la direzione radiale dalla tangenziale si considera un unico coefficiente di ritiro e rigonfiamento per la generica direzione trasversale).

Ad esempio un cubetto di abete di lato 100mm passando da $U_{in} > 30\%$ a $U_{fin} = 10\%$ perde:

in direzione longitudinale $100 \times 0,0001 \times (30-10) = 0,2\text{mm}$ diventando 99,8mm

in direzione radiale $100 \times 0,0012 \times (30-10) = 2,4\text{mm}$ diventando 97,6mm

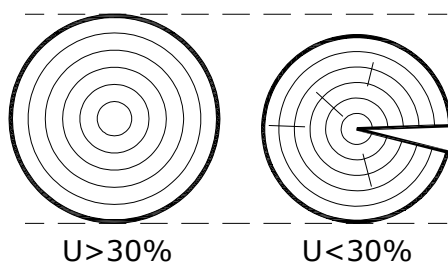
in direzione tangenziale $100 \times 0,0024 \times (30-10) = 4,8\text{mm}$ diventando 95,2mm



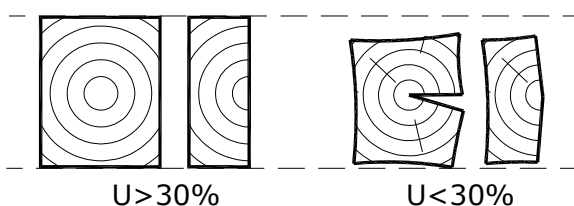
L'umidità del legno si può misurare in cantiere per mezzo degli igrometri elettrici, apparecchi che misurano la resistenza elettrica fra due elettrodi (chiodi) infissi nel legno la quale è correlata con l'umidità del legno.

1.5 Le fessure da ritiro

Essendo il ritiro tangenziale maggiore di quello radiale, alla perdita di umidità corrisponde una diminuzione del diametro del tronco ed una distorsione della sezione in quanto il ritiro dell'anello è circa doppio rispetto al ritiro del raggio; si formano le fessure da ritiro, una principale ampia che va dal centro del tronco (midollo) alla corteccia ed eventualmente altre di minor entità ma sempre tutte radiali.



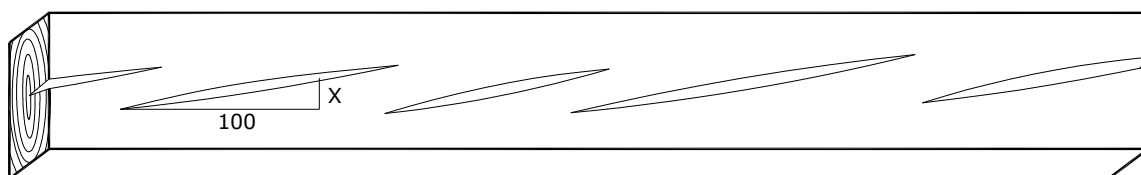
Se la stagionatura avviene dopo la squadratura del tronco, come è giusto che si faccia, il segato si distorcerà e formerà le fessure da ritiro in maniera diversa se contiene o meno il centro del tronco:



Dunque solo le sezioni ricavate senza includere il centro del tronco (cosiddette "fuori cuore") non formeranno la fessura principale da ritiro ma subiranno solo una distorsione; saranno comunque presenti le fessure da ritiro secondarie, cioè quelle di ampiezza sottile ma comunque di estensione altrettanto importante in confronto alle fessure principali.

E' chiaro che il segato può essere nuovamente squadrato dopo la stagionatura ma, visto che la stagionatura necessita di alcuni anni, il legno viene quasi sempre commercializzato e messo in opera fresco, pertanto la diminuzione di sezione, distorsione e fessurazione avviene quasi sempre in opera.

Le fessure da ritiro seguono la fibratura e pertanto ne denunciano l'inclinazione rispetto all'asse del segato (o del tronco); l'inclinazione si esprime in percentuale.



Generalmente le fessure da ritiro principali compaiono su di una sola faccia del segato e sono concentrate nella mezzeria di una delle facce più grandi.

Chiaramente un segato di legno fresco (cioè ad umidità superiore al 30%) non mostra le fessure da ritiro.

Meccanicamente le fessure da ritiro, sia quelle principali che quelle secondarie che si riscontrano anche nel legno lamellare incollato, sono indebolimento solo nei confronti della resistenza a taglio della sezione, tuttavia di tale fatto se ne tiene conto nel calcolo delle tensioni di taglio che viene condotto su di una sezione opportunamente ridotta.



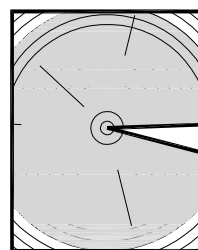
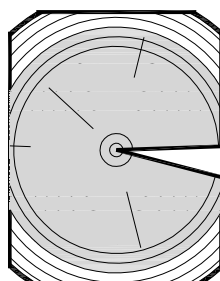
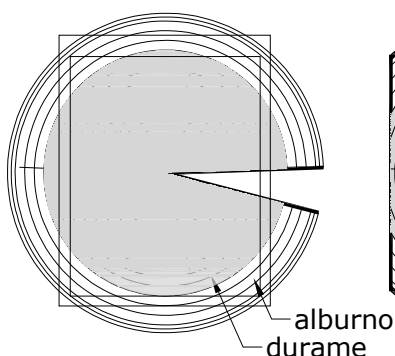
Foto 1.1: Le fessure da ritiro sono un fatto fisiologico che generalmente non deve destare preoccupazione, tuttavia in alcuni casi diventano strutturalmente intollerabili, ad esempio quando una trave è affetta da fessure su due facce e queste si incontrano dividendo in due la sezione oppure quando queste passano lo spigolo determinando una vera e propria rottura come nella foto.

1.6 Alburno e durame



Il tronco è formato da una parte centrale detto *durame* che, durante la vita dell'albero, è legno messo a riposo e conserva la sola funzione portante per la pianta; in esso, in alcune specie legnose dette a “durame differenziato” vengono depositate le sostanze estrattive quali i tannini che generalmente conferiscono al legno una colorazione più scura e lo rendono anche più resistente agli attacchi biologici.

Gli anelli più periferici formano l'*alburno* che nella pianta in piedi è legno che conduce la linfa; generalmente è di colore più chiaro rispetto al durame e dopo l'abbattimento, a differenza del durame, conserva alcune sostanze quali gli amidi e gli zuccheri.



L'alburno è più presente nelle sezioni a spigolo smussato (uso Fiume o uso Trieste) rispetto a quelle a spigolo vivo.

Le proprietà meccaniche dell'alburno e del durame praticamente identiche fra loro, le caratteristiche di durabilità invece sono spesso nettamente diverse come si vedrà in seguito.

Alcune specie legnose, dette a “durame non differenziato” come l'abete, hanno il durame povero di estrattivi, infatti è bianco come l'alburno (cromaticamente non differenziato).

1.7 Biodegradamento, durabilità e preservazione

Il legno ha l'indubbio vantaggio di essere un materiale totalmente biodegradabile, questo però non significa che sicuramente si degraderà nel tempo. Il degrado biologico ad opera di funghi della carie ed insetti xilofagi avviene solo in certe condizioni, inoltre esistono specie legnose più o meno resistenti all'attacco biologico e parti del tronco maggiormente degradabili.

Se il legno si degrada non è colpa del legno ma del progettista: la scelta della specie legnosa in funzione dell'ambiente in cui l'elemento verrà messo in opera, l'eventuale trattamento preservante, i dettagli costruttivi, la protezione dall'umidità rendono il legno materiale eterno. Il legno non subisce alcun degrado e decadimento delle proprietà meccaniche semplicemente dovuto al passare del tempo.

Dal punto di vista della durabilità non fa differenza che il legno sia massiccio o lamellare; il legno lamellare è solo un po' meno suscettibile all'attacco da insetti come si vedrà in seguito.

La diagnosi dello stato di degrado delle strutture in opera fa parte della Tecnologia del Legno ed è materia del Dottore in Scienze Forestali.

1.7.1 Il degrado da funghi della carie

I funghi della carie si diffondono nell'aria attraverso le spore, le spore sul legno germinano se questo supera il 20% di umidità in presenza di ossigeno e temperatura compresa fra circa 3 e 40°C; l'umidità del legno è l'unico parametro che possiamo facilmente controllare per scongiurare l'attacco fungino.

I funghi si diffondono nella massa legnosa attraverso le ife e non necessariamente danno origine al corpo fruttifero visibile; le ife degradano chimicamente il legno (la lignina o la cellulosa o entrambe) determinando una forte diminuzione di resistenza del materiale anche nei primi stadi dell'attacco quando questo non è ancora visibile e non ha ancora dato luogo al fenomeno più macroscopico della marcescenza.

L'attacco fungino avanza fintanto che permangono condizioni di umidità favorevoli; non appena l'umidità del legno ritorna a valori inferiori al 20% il fungo cessa la sua attività, tuttavia il danno causato rimane e se l'umidità del legno ritorna ad essere elevata il fungo riprende la sua attività.

Spesso l'attacco fungino avviene all'interno degli elementi lignei senza manifestazioni all'esterno in quanto, in condizioni di umidità favorevoli all'attacco, la superficie del legno è più asciutta e quindi si preserva dall'attacco.

Le zone maggiormente soggette ad attacco fungino sono le parti conglobate nelle murature (o nei cordoli), ciò per vari motivi: il legno non è ventilato e un aumento di umidità non riesce ad essere smaltito, la muratura favorisce la permanenza di condizioni umide, l'umidità propria del legno condensa in corrispondenza del muro esterno freddo ed il legno si bagna fungendo da "pompa" che capta l'umidità dell'aria degli ambienti interni e la condensa in testata.

Per i motivi anzi detti l'attacco fungino è molto pericoloso.

Sia l'alburno che il durame sono soggetti ad attacco fungino, tuttavia esistono specie legnose, quali il castagno e le querce, il cui durame è più resistente rispetto alle altre specie legnose.

Il legno può essere protetto dall'attacco fungino per mezzo delle seguenti misure:

- Protezioni passive (misure costruttive). La corretta progettazione dei dettagli costruttivi che allontanano il pericolo di bagnamento, che favoriscono il drenaggio e la ventilazione in modo tale che il legno non superi mai (o solo sporadicamente) il 20% di umidità, garantisce la completa protezione dall'attacco fungino.
- Scelta di specie naturalmente durabili. Qualora nelle particolari condizioni di uso non si possa escludere il superamento dell'umidità del legno del 20%, si può ricorrere a specie legnose naturalmente durabili private dell'alburno che potrebbero garantire una sufficiente durata in servizio essendo soggette a degrado lento.

- Utilizzo di materiale trattato chimicamente (sostanze preservanti). In alternativa all'utilizzo di specie legnose naturalmente durabili e con gli stessi limiti.

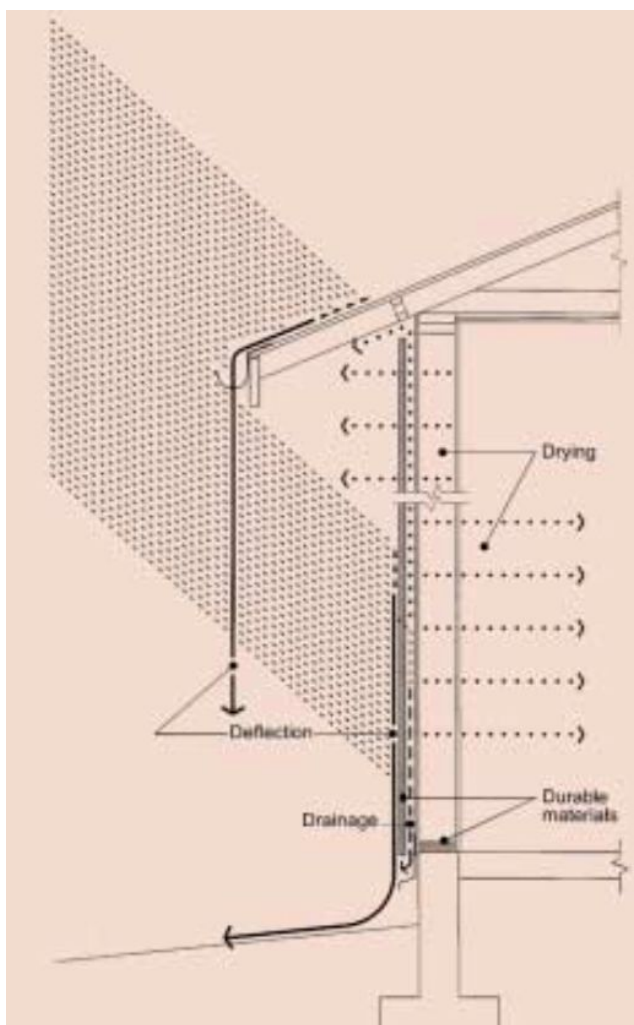


Figura 1.4: La regola delle 4D (Tratto da [29]):

- Deflection
- Drainage
- Drying
- Durable materials.

1.7.2 Il degrado da insetti xilofagi

Gli insetti che attaccano il legno sono di varie famiglie e pertanto hanno ciclo vitale diverso.

Il ciclo di vita di un insetto (ad eccezione delle termiti) parte dalla deposizione delle uova da parte di un insetto adulto (farfalla) su piccole cavità o fessure del legno. L'uovo si schiude e dà vita alla larva che penetra nella massa legnosa mangiandola e scavando gallerie.

La larva può vivere e lavorare nel legno anche alcuni anni.



Foto 1.2: Larva di Capricorno (Hylotrupes).

Poi si trasforma in insetto perfetto (con le ali) ed abbandona il legno forandone la superficie, si accoppia e depone le uova dando origine ad un nuovo ciclo vitale.

Il legno lamellare ha molte meno fessure rispetto al legno massiccio e sicuramente di ampiezza molto minore, per questo motivo l'insetto adulto ha difficoltà a deporre in esso le uova. Qualora il legno lamellare venga attaccato, la larva difficilmente riesce a passare le superfici incollate e pertanto generalmente rimane e lavora all'interno della singola tavola. Per questi motivi generalmente gli attacchi da insetti nelle travi di legno lamellare sono spesso piuttosto limitati.

È importante osservare che i fori che si riscontrano sulla superficie non sono fori di ingresso ma di uscita ovvero *fori di sfarfallamento* e pertanto la loro quantità non ci fornisce indicazioni sull'entità dell'attacco in corso.

Generalmente gli insetti mangiano la sola parte periferica del tronco, l'alburno, essendo questo più ricco di sostanze a loro gradite come gli amidi e gli zuccheri.

Il durame, se differenziato come nella quercia e nel castagno, è molto resistente all'attacco perché ricco di sostanze estrattive (tannini) che lo rendono sgradevole agli insetti.

Fanno eccezione le specie a durame non differenziato come l'abete che hanno il durame povero di estrattivi e pertanto vengono attaccate principalmente nell'alburno ma anche nel durame.

Gli amidi e gli zuccheri contenuti nel legno col tempo tendono a trasformarsi rendendo il materiale non più gradito agli insetti e, superati gli 80-100 anni dall'abbattimento, il legno diventa praticamente immune all'attacco da parte della maggior parte delle famiglie di insetti xilofagi che attaccano il legno in opera. Pertanto generalmente le strutture antiche non hanno attacchi di insetti in corso ma eventualmente pregressi e potrebbero non aver bisogno di trattamenti preservanti.

1.7.3 Preservazione

Il legno è un materiale impermeabile (con esso si fanno le botti, le scandole che si utilizzano in alternativa alle tegole), si bagna ma difficilmente si riesce a far penetrare in esso una sostanza liquida, questo è il grosso limite dei trattamenti preservanti.

Esistono tuttavia alcune specie legnose, come il pino, che hanno una scarsa durabilità naturale ma che risultano permeabili alle sostanze preservanti.

Tutte le sostanze preservanti che possono avere efficacia come insetticidi o fungicidi, a causa dei principi attivi contenuti, sono classificate come "presidi medico-chirurgici" e pertanto devono essere autorizzati dal Ministero della Salute; una volta autorizzati, i prodotti devono riportare in etichetta la dicitura: "Presidio Medico-Chirurgico" e "Registrazione del Ministero della salute n.".



Foto 1.3: La confezione del prodotto preservante deve riportare per Legge il numero di registrazione al Ministero della Salute e la composizione del prodotto, nonché le indicazioni circa il rischio chimico.

I trattamenti possono essere *preventivi* o *curativi*.

Trattamenti preventivi

I trattamenti preventivi si fanno generalmente in stabilimento mediante impregnazione (per le specie impregnabili come il pino) o superficiali a pennello per le specie legnose non impregnabili (come l'abete).

I trattamenti superficiali contro gli insetti generalmente sono a base di sostanze quali la permetrina o sali di boro, riescono a penetrare solo di qualche millimetro, tuttavia tale penetrazione è sufficiente ad ammazzare la larva appena nasce in quanto l'uovo generalmente è posato in prossimità della superficie del legno. Qualora il trattamento venga fatto su legno fresco non ancora o poco fessurato, le fessure da ritiro che si apriranno dopo il trattamento risulteranno non protette e quindi ottimo luogo per l'insetto adulto per deporre le uova; il trattamento quindi deve essere ripetuto dopo l'apertura delle fessure proprio in corrispondenza di queste. Il trattamento ha comunque efficacia limitata nel tempo, pertanto ogni circa 10 anni dovrebbe essere ripetuto.

I trattamenti superficiali contro i funghi della carie hanno il solo effetto di ritardare l'attacco fungino ma sicuramente non rendono il legno immune dal degrado specie in ambienti molto umidi o a contatto col terreno.

I trattamenti profondi, efficaci sia contro i funghi che gli insetti, si conferiscono in autoclave per immersione mediante cicli di vuoto e pressione al termine dei quali si ottiene un materiale impregnato con le sostanze preservanti anche in profondità. Tale trattamento può essere effettuato solo sull'alburno delle specie legnose sufficientemente impregnabili (permeabili) come il Pino e risulta scarsamente efficace su specie poco impregnabili come l'abete. È il caso dei pali per linee aeree o degli arredi da giardino, spesso realizzati con pino impregnato in autoclave, che resistono per alcune decine di anni a contatto col terreno, cioè in classe di rischio elevata.

Trattamenti curativi

Contro gli attacchi da insetti in corso esistono trattamenti con gas velenosi o con le atmosfere modificate ai quali si ricorre solo in casi eccezionali essendo molto costosi e difficoltosi da utilizzare. Si possono utilizzare i trattamenti a pennello o con gel che impediscono la formazione di nuove larve, tuttavia le larve già all'interno del legno continueranno a lavorare fino allo sfarfallamento.

Contro l'attacco da funghi della carie l'unico intervento risolutivo è la rimozione della causa dell'umidità; un eventuale trattamento a pennello non ha grande efficacia se continuano a permanere le condizioni di umidità elevata.

Dopo aver bloccato il degrado e rimosse le cause andrà valutata la necessità di intervenire con il consolidamento strutturale.

1.7.4 La durabilità naturale

In linea generale si può affermare che:

◆ Alburno:

- L'alburno di tutte le specie è poco durabile sia nei confronti dei funghi che insetti; nel castagno lo strato di alburno periferico generalmente è inferiore al centimetro, nel larice, pino e nelle querce di alcuni centimetri, pertanto il castagno una volta squadrato perde pressoché totalmente l'alburno; il larice, pino e le querce continuano a conservarne importanti quantità almeno sugli spigoli.

◆ Durame:

- Funghi:

- Le specie legnose maggiormente durabili sono: querce, robinia, castagno, larice. In condizioni di umidità la marcescenza si manifesta comunque ma in un tempo lungo dell'ordine delle decine di anni.
 - Le specie moderatamente durabili sono: douglasia, pino silvestre. In condizioni di umidità la marcescenza si manifesta in alcuni anni.
 - Le specie poco durabili sono: abete (rosso e bianco), pioppo.
- Insetti coleotteri:
- Le specie legnose a durame differenziato ed il pioppo sono resistenti all'attacco da insetti coleotteri (tutte le specie legnose citate al § 1.2 "Specie legnose" a pagina 6, ad eccezione dell'abete bianco e rosso).
 - L'abete sia bianco che rosso, che è a durame non differenziato, non è resistente all'attacco da insetti.
- Insetti isoteri (termiti):
- In generale le conifere non sono resistenti all'attacco da termiti.
 - Le latifoglie sono generalmente moderatamente resistenti.

Per una trattazione completa dell'argomento si guardi [10] e la norma EN350.



Foto 1.4: Tronco di pino con l'alburno attaccato dal fungo dell'azzurramento. (Foto Niccolò Mingione)



Foto 1.5: Tronco di pino con l'alburno attaccato dal fungo della carie. (Foto Niccolò Mingione)

2 NORMATIVA TECNICA PER LE COSTRUZIONI IN LEGNO

2.1 La situazione normativa attuale nel nostro paese

Al momento attuale in Europa è in pieno atto il processo di recepimento da parte dei vari paesi membri dei cosiddetti Eurocodici per il calcolo delle strutture portanti realizzate con i vari materiali da costruzione: acciaio, cemento armato, muratura, alluminio e legno.

Nel contempo anche le norme nazionali si stanno evolvendo e le nuove versioni assumono una forma simile a quella degli Eurocodici pur mantenendo alcune caratteristiche del Paese in cui la norma nazionale si sviluppa.

Le “*Norme Tecniche per le Costruzioni*”, emanate con DM 14/01/2008 [13] (di seguito indicate come NTC18), contengono per la prima volta in Italia tre capitoli relativi alla progettazione di strutture di legno.

Le NTC18 sono in vigore dal 22 marzo 2018 e, analogamente alle precedenti Norme Tecniche del 2008, contengono i seguenti capitoli:

- il capitolo 4.4 “Costruzioni di legno” all’interno del Capitolo 4 “Costruzioni civili e industriali”;
- il capitolo 7.7 “Costruzioni di legno” all’interno del Capitolo 7 “Progettazione per azioni sismiche”;
- il capitolo 11.7 “Materiali e prodotti a base di legno” all’interno del Capitolo 11 “Materiali e prodotti ad uso strutturale”.

Si noti però che le NTC18, composte da oltre 350 pagine, dedicano solo 20 pagine al legno, pertanto non sono sufficienti per progettare e da esse possiamo prendere solo i principi ed i coefficienti di sicurezza.

Alle NTC18 si affianca la Circolare 21/01/2019 n°7 [14] (di seguito indicata come Circolare19) “*Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni*” (di seguito indicata come Circolare19) che però aggiunge ulteriori poche pagine.

Inoltre sono disponibili le istruzioni CNR DT 206-R1/2018 “*Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno*” [25], che contengono tutte le formule di calcolo e di verifica non presenti nelle NTC18. Le Istruzioni sono state redatte sulla falsa riga dell'Eurocodice 5 “*Progettazione delle strutture di legno*” [15] (di seguito indicato come EC5) e costituiscono uno di quei documenti applicativi di corredo alle Norme Tecniche citati nel Capitolo 12 “Riferimenti Tecnici”.

Parallelamente è possibile utilizzare gli Eurocodici, ossia i documenti normativi europei per la progettazione strutturale che, secondo una direttiva della Comunità Europea, dal 2010 dovranno coesistere con le varie normative nazionali degli stati membri dovranno e potranno essere utilizzati al pari di queste ultime, considerando che i coefficienti di sicurezza dovranno essere comunque stabiliti dalle Autorità Nazionali.

L'EC5 “*Progettazione delle strutture di legno*” è tra l'altro attualmente il documento normativo esistente più completo per la progettazione delle strutture di legno e il suo utilizzo e applicazione (salvo per i valori dei coefficienti di sicurezza che vanno comunque presi dalle NTC18) non va in contrasto con le succitate Norme Tecniche.

2.2 Qualificazione e certificazione

Le NTC18 al capitolo 11.7 stabiliscono i criteri di qualificazione ed identificazione dei prodotti a base di legno.

I prodotti coperti da norma europea armonizzata devono essere coperti da **marcatatura CE** secondo le norme europee pertinenti.

Prima del gennaio 2012 in Italia esisteva anche un sistema di qualificazione ministeriale alternativo alla marcatura CE.

In particolare:

<i>prodotto</i>	<i>obbligo marcatura CE dal</i>	<i>norma europea armonizzata</i>
Legno massiccio	1 gennaio 2012	EN 14081
Legno lamellare	1 dicembre 2011	EN 14080

Per prodotti innovativi non citati dalle NTC18 (ad esempio i pannelli di legno massiccio a strati incrociati) e non coperti da specifica norma europea armonizzata, devono comunque avere la marcatura CE in base ad una procedura ETA (European Technical Approval).

2.2.1 Qualificazione ministeriale degli stabilimenti

Si distinguono i *centri di produzione* e *centri di lavorazione*.

Produttori sono gli stabilimenti che producono elementi di legno massiccio o lamellare partendo dal tronco o da semilavorati, essi devono essere in possesso dell'**Attestato di Qualificazione** rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale.

Centri di lavorazione sono gli stabilimenti in cui viene effettuata la lavorazione degli elementi base provenienti dai produttori per dare loro la configurazione finale in opera (tagli, intagli, forature, applicazione di ferramenta, ecc.) che però non modificano le proprietà meccaniche dell'elemento; essi devono possedere l'**Attestato di Denuncia di Attività** rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale.

2.2.2 Qualificazione con marcatura CE

I produttori devono rispettare la pertinente norma europea armonizzata che prescrive una serie di adempimenti e controlli da parte di organismi di controllo, nonché avere un sistema di qualità riconosciuto.

Sia i produttori che i centri di lavorazione devono apporre in maniera indelebile il proprio marchio mediante etichettatura (precedentemente depositato presso il Servizio Tecnico Centrale) su ogni elemento prodotto o lavorato. In certi casi è possibile apporre il marchio solo sulla confezione del gruppo omogeneo di prodotti. Insieme al marchio deve essere riportato anche il tipo di legno, il lotto e la data di produzione o classificazione.

Ogni fornitura deve essere accompagnata dal **Certificato di conformità CE** dello stabilimento di produzione rilasciato dall'Organismo di controllo e dalla **Dichiarazione di Prestazione** rilasciata dal Produttore che deve fare riferimento al documento di trasporto di consegna presso il centro di lavorazione o il cantiere.

Qualora il materiale provenga da un centro di lavorazione, oltre ai documenti citati, la fornitura deve essere accompagnata una copia dell'**Attestato di Denuncia Attività** del centro di lavorazione e dalla **Dichiarazione del Direttore Tecnico della Produzione** detta anche dichiarazione di Conformità del Fornitore, che deve contenere:

- Riferimento al cantiere, ai Tecnici ed al progetto;
- Descrizione delle lavorazioni eseguite e dei trattamenti (con riferimento al progetto);
- Elenco dei materiali utilizzati con riferimento, per ogni materiale utilizzato, al certificato di conformità CE ed alla Dichiarazione di prestazione;
- Lista dei materiali o eventuale riferimento al documento di trasporto di consegna in cantiere (allegando lo stesso).

La Dichiarazione di Conformità è il documento più importante: il DTP si assume la responsabilità della provenienza e della veridicità delle certificazioni su materiali consegnati.

2.3 Progettare la durabilità

Le NTC18, a differenza di tutte le precedenti norme tecniche, sono molto chiare nei riguardi della progettazione della durabilità.

Si riportano alcuni passi:

“2.4.1 Vita nominale di progetto

“La vita nominale di progetto VN di un’opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l’opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.”

Opere provvisorie ≥ 10 anni

Opere ordinarie ≥ 50 anni

Grandi opere ≥ 100 anni”

Cioè bisogna assicurare che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, duri per la vita nominale di progetto. A parere dello Scrivente, per “necessaria manutenzione” si intende quella indicata nel piano di manutenzione di corredo al progetto delle strutture.

“2.2.4 Durabilità

Un adeguato livello di durabilità può essere garantito progettando la costruzione, e la specifica manutenzione, in modo tale che il degrado della struttura che si dovesse verificare durante la sua vita nominale di progetto non riduca le prestazioni della costruzione al di sotto del livello previsto.

Tale requisito può essere soddisfatto attraverso l’adozione di appropriati provvedimenti stabiliti tenendo conto delle previste condizioni ambientali e di manutenzione ed in base alle peculiarità del singolo progetto, tra cui:

- a) scelta opportuna dei materiali;*
- b) dimensionamento opportuno delle strutture;*
- c) scelta opportuna dei dettagli costruttivi;*
- d) adozione di tipologie costruttive e strutturali che consentano, ove possibile, l’ispezionabilità delle parti strutturali;*
- e) pianificazione di misure di protezione e manutenzione; oppure, quando queste non siano previste o possibili, progettazione rivolta a garantire che il deterioramento della costruzione o dei materiali che la compongono non ne causi il collasso;*
- f) impiego di prodotti e componenti chiaramente identificati in termini di caratteristiche meccanico-fisico-chimiche, indispensabili alla valutazione della sicurezza, e dotati di idonea qualificazione, così come specificato al Capitolo 11;*
- g) applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi dei materiali, soprattutto nei punti non più visibili o difficilmente ispezionabili ad opera completata;*
- h) adozione di sistemi di controllo, passivi o attivi, adatti alle azioni e ai fenomeni ai quali l’opera può essere sottoposta.*

Le condizioni ambientali devono essere identificate in fase di progetto in modo da valutarne la rilevanza nei confronti della durabilità.

E' chiaro che questo paragrafo è indirizzato al Progettista; egli è quindi investito dell'onere di progettare la durabilità ed è anche il primo responsabile della durabilità dell'opera.

Per le costruzioni di legno i provvedimenti più importanti sono la scelta opportuna dei dettagli costruttivi, la scelta opportuna dei materiali, l'ispezionabilità e la possibilità di controllo.

Foto 2.1: Pilastri di legno incastrati alla base in bicchieri di calcestruzzo.

Il Progettista ha pensato ai pilastri in legno incastrati alla base in una trave di calcestruzzo armato.

Si è preoccupato di far passare i ferri di armatura per aumentare il grado di incastro.

Ha sottovalutato la “trappola di umidità” che costituisce il bicchiere di calcestruzzo e che ha provocato la carie (marcescenza) del legno in pochi anni.

Il problema non deriva dalla mancanza di manutenzione ordinaria ma da cattiva progettazione; la progettazione ha curato gli aspetti strutturali ma non la durabilità.

(Foto Mauro Dasasso)



3 REGOLE DI CALCOLO

Qui di seguito si illustreranno i punti salienti dell'EC5 nella sua versione attuale (EN 1995-1-1:2014), con il preciso scopo di sottolinearne quegli aspetti precipui della verifica che potrebbero disorientare di primo acchito, perché non familiari al progettista strutturale italiano, ma che restano comunque di facile comprensione a chi possieda le basi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni.

3.1 Le proprietà meccaniche del materiale legno

Le proprietà meccaniche degli elementi strutturali di legno dipendono dalla specie legnosa e dai difetti in esso contenuti che ne determinano la categoria.

Dipendono anche dalla direzione di sollecitazione rispetto alle direzioni anatomiche, tuttavia nella progettazione delle strutture di legno si abbandona la distinzione fra direzione radiale e tangenziale ma si parla solo di *trasversale* ovvero *ortogonale*; pertanto per il legno strutturale si farà riferimento a due sole direzioni:

LONGITUDINALE	direzione dell'asse del segato coincidente con l'asse verticale della pianta in piedi, detta anche direzione parallela alla fibratura ² , anche indicata con "0" (zero gradi);
TRASVERSALE	ortogonale all'asse del segato, ricomprende e confonde le direzioni tangenziale e radiale, anche indicata con "90" (90 gradi rispetto alla direzione longitudinale).

Le proprietà meccaniche del materiale legno (massiccio di conifera e pioppo, massiccio di latifoglia, lamellare incollato) sono date nei paragrafi seguenti in funzione delle classi di resistenza secondo il sistema europeo.

Le proprietà sono elencate di seguito; il pedice "k" si riferisce al valore caratteristico (generalmente coincidente con il frattile 5%, a volte indicato con "0,05"), il pedice "mean" si riferisce al valore medio.

Generalmente i valori da utilizzare nelle varie fasi progettuali sono:

- i valori medi delle proprietà elastiche per la definizione dei modelli strutturali e per le verifiche in esercizio;
- i valori caratteristici delle proprietà elastiche nelle analisi di stabilità;
- il valore medio della massa volumica nelle analisi dei carichi e nel calcolo della rigidità delle unioni;
- il valore caratteristico della massa volumica per la definizione della resistenza a rifollamento nel calcolo delle unioni;
- i valori caratteristici delle proprietà di resistenza nelle verifiche a stato limite ultimo.

² Dal punto di vista della Tecnologia del Legno la "direzione della fibratura" è la direzione di orientamento generale delle cellule che, per vari motivi, può essere inclinata rispetto all'asse del segato (del tronco). Tuttavia nella Tecnica delle Costruzioni in Legno si parla impropriamente di "direzione parallela alla fibratura" per indicare la direzione parallela all'asse del segato che non necessariamente è parallelo alla fibratura (fibratura deviata che è un difetto che diminuisce le proprietà meccaniche del legno). Tuttavia della deviazione della fibratura se ne tiene conto in sede di classificazione del legno per usi strutturali; poi il Tecnico Progettista non si dovrà più preoccupare della effettiva deviazione di fibratura assumendo convenzionalmente la direzione della fibratura parallela all'asse del segato.

Proprietà di resistenza	Valore caratteristico (frattile 5% inferiore)	Valore medio
Flessione	$f_{m,k}$	
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	
Taglio	$f_{v,k}$	
Taglio per rotolamento (*)	$f_{r,k}$	
Proprietà di rigidità		
Modulo di elasticità parallelo	$E_{0,05}$	$E_{0,mean}$
Modulo di elasticità perpendicolare	$E_{90,05}$	$E_{90,mean}$
Modulo di elasticità tangenziale	G_{05}	G_{mean}
Modulo di elasticità tangenziale per rotolamento	$G_{rol,05}$	$G_{rol,mean}$
Massa volumica		
Massa volumica	ρ_k	ρ_{mean}
Alcuni valori, qualora non presenti nei profili di resistenza di cui alle tabelle seguenti, possono essere assunti: $f_{r,k} = 2,0 f_{t,90,k}$ (nota al § 6.1.7 dell'EC5) $G_{05} = 2/3 G_{mean}$ per legno massiccio di conifera e pioppo (DIN 1052:2004 tabella F.5) $G_{05} = 5/6 G_{mean}$ per legno massiccio di latifoglia e legno lamellare incollato (DIN 1052:2004 tabella F.7 ed F.9) $G_{rol,mean} = 0,10 G_{mean}$ per legno massiccio di conifera e legno lamellare incollato (DIN 1052:2004 tabella F.5 ed F.9)		

Tabella 3.1: Proprietà di resistenza, rigidità e massa volumica e relativa simbologia.

I valori delle proprietà meccaniche si riferiscono a prove della durata di 5 minuti su legno a umidità del 12%; i valori di massa volumica si riferiscono a legno con umidità del 12%.

3.1.1 La classificazione secondo la resistenza

La classificazione secondo la resistenza consente di suddividendo i segati in *categorie* in base alla difettosità; la categoria viene attribuita mediante l'operazione di classificazione del segato in dimensioni d'uso, la classificazione consente di selezionare i segati in categorie aventi proprietà meccaniche omogenee all'interno della stessa categoria e di scartare gli elementi con proprietà meccaniche eccessivamente basse.

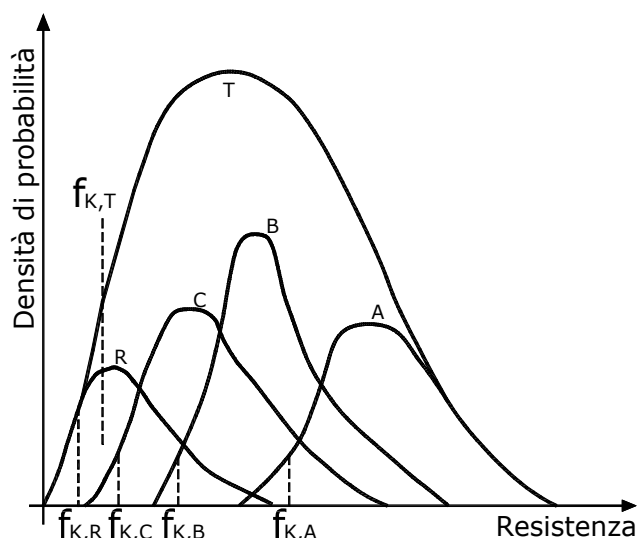
La classificazione viene fatta su ciascun segato in base al tipo ed alla importanza dei difetti presenti (ad es. dimensioni dei nodi, inclinazione della fibratura, ma anche in base allo spessore degli anelli di accrescimento che è correlato con la massa volumica).

Le regole di classificazione sono diverse da Paese a Paese (più precisamente area geografica) perché generalmente "calibrate" sui legni di produzione locale, pertanto il legno si deve classificare utilizzando la norma di pertinenza dell'area geografica di provenienza. Ogni norma di classificazione è ulteriormente suddivisa in base alla specie legnosa, pertanto ad esempio il larice di produzione francese si classifica utilizzando le regole per il larice scritte nella norma francese, mentre la douglasia di produzione tedesca si classifica secondo le regole per la douglasia della norma tedesca.

Tutte le regole di classificazione devono essere in linea con quanto definito dall'Allegato A della norma europea armonizzata EN14081.

Le regole di classificazione sono state scritte utilizzando il seguente metodo: per ciascun *tipo di legno* (specie legnosa, provenienza, categoria), dopo una metodica ed estesa campagna di prove a rottura su elementi in dimensioni d'uso (si veda [1] cap. 4), è possibile determinare la distribuzione delle resistenze che compete a ciascuna categoria e determinarne il valore caratteristico al frattile 5% (a titolo di esempio nella figura si sono individuate tre categorie, A, B, C ed R, quest'ultima comprendente gli elementi rifiutati).

Questo lavoro di ricerca viene ripetuto ogni qualvolta un Paese (o un Produttore) voglia scrivere la regola di classificazione per una specie legnosa di una determinata provenienza non ancora normata; alcuni legnami di provenienza italiana sono attualmente in fase di studio e per essi non esistono ancora le specifiche regole di classificazione.



Come si può vedere dal diagramma, le regole di classificazione non sono efficienti al 100% giacché non consentono di collocare tutti i pezzi migliori nella categoria più alta e i pezzi peggiori tutti nella categoria più bassa.

Tuttavia le regole di classificazione sono essenziali perché consentono comunque di individuare valori diversi e scalati di resistenze di riferimento utili per il calcolo, e quindi di avere un progetto più efficiente sfruttando al meglio il materiale.

Si noti che la parte di coda a sinistra delle distribuzioni di resistenza è pressoché tronca: il che vuol dire che con il legno, una volta classificato, per ogni gruppo le resistenze minime sono più basse di quella caratteristica ma non sono molto diverse da quest'ultima.

In assenza di classificazione si dovrebbe adottare come valore di resistenza caratteristica per tutto il lotto di segati un unico valore $f_{k,T}$ piuttosto basso.

3.1.2 Le proprietà meccaniche del legno massiccio

La categoria è legata alla norma di classificazione del Paese di origine, in generale ogni Paese ha le sue sigle che identificano le varie categorie; in Europa esiste una norma di raccordo, la EN 1912, che stabilisce l'equivalenza in termini di proprietà meccaniche dei tipi di legno di produzione europea; ciascun tipo di legno può essere quindi collocato in una **classe di resistenza europea** alla quale corrispondono determinate proprietà meccaniche.

classe di resistenza secondo EN 338	T I P O D I L E G N O		
	categoria (norma nazionale)	specie legnosa	provenienza
...	...	...	...
C30	ST-I (Francia)	Abete rosso, Abete bianco	Francia
	S13 (Germania, Austria e Repubblica Ceca)	Abete rosso, Abete bianco, Pino silvestre, Larice	Europa centrale, del nord e dell'est
	S1 (Italia)	Abete rosso, Abete bianco, Douglasia	Italia (max 100mm)
	T3 (Paesi nordici)	Abete rosso e bianco, Pino silvestre, Larice	Europa del nord
	S0 (Slovacchia)	Abete rosso	Slovacchia
	ME1 (Spagna)	Pino nero	Spagna
C24	ST-II (Francia)	Abete rosso e bianco, Douglasia, Pini, Pioppo, Larice	Francia
	1 (Turchia)	Cedro del libano	Turchia
	S10 (Germania)	Abete rosso e bianco, Pino silvestre, Larice, Douglasia	Europa centrale, del nord e dell'est
	S2 (Italia)	Pino nero, abete rosso e bianco	Italia
	T2 (Paesi nordici)	Abete rosso e bianco, Pino silvestre, Larice	Europa del nord e del nord-est
	T2 (Paesi nordici)	Sitka spruce	Danimarca e Norvegia
	SI (Slovacchia)	Abete rosso	Slovacchia
	S10 (Slovenia)	Abete rosso e bianco	Slovenia
	ME1 (Spagna)	Pino radiato, Pino marittimo	Spagna
	SS (Regno Unito)	Pino del Paraná	Brasile
	SS (Regno Unito)	Abete bianco e rosso, Pino silvestre	Europa centrale, del nord e dell'est
	SS (Regno Unito)	Douglasia, Larice	USA e Canada
	SS (Regno Unito)	Pino pece	Caraibi
	SS (Regno Unito)	Larice	Regno Unito
	J&P Sel (Canada)	S-P-F	USA e Canada
	SLF Sel (Canada)	S-P-F	USA e Canada
...	...	...	...

Tabella 3.2 Assegnazione delle categorie e specie legnose alle classi di resistenza per legno strutturale secondo EN 1912:2024. Questa tabella (qui riportata in maniera parziale) consente di associare ciascun "tipo di legno" (identificato dalla terna "categoria" - "specie legnosa" - "provenienza") ad una classe di resistenza. Da notare che la categoria si riferisce ad una specifica norma di classificazione generalmente emanata dal paese di origine (provenienza) in quanto il legno si classifica secondo norme tarate in funzione dell'area geografica di crescita della pianta.

Per il legno massiccio il sistema europeo (EN 1912 + EN 338) consente di associare ad ogni tipo di legno (**tipo di legno = specie-provenienza-categoria**, cioè un segato con sezione in dimensioni di uso di una determinata specie legnosa, cresciuto in una determinata area geografica e classificato in una determinata categoria secondo la norma di classificazione generalmente emanata dal paese di origine) una classe di resistenza alla quale corrisponde un certo profilo di resistenza.

Classe di resistenza		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
<i>Proprietà di resistenza in N/mm²</i>													
Flessione	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	7,2	8,5	10	11,5	13	14,5	16,5	19	22,5	26	30	33,5
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0,40											
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	24	25	27	29	30
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,5	2,7	2,7	2,8	2,9	3,0
Taglio	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
<i>Proprietà di rigidezza in N/mm²</i>													
Modulo di elasticità parallelo medio	$E_{0,mean}$	7 000	8 000	9 000	9 500	10 000	11 000	11 500	12 000	13 000	14 000	15 000	16 000
Modulo di elasticità parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	4 700	5 400	6 000	6 400	6 700	7 400	7 700	8 000	8 700	9 400	10 100	10 700
Modulo di elasticità perpendicolare medio	$E_{90,mean}$	230	270	300	320	330	370	380	400	430	470	500	530
Modulo di taglio medio	G_{mean}	440	500	560	590	630	690	720	750	810	880	940	1 000
<i>Massa volumica in kg/m³</i>													
Massa volumica	ρ_k	290	310	320	330	340	350	360	380	390	400	410	430
Massa volumica media	ρ_{mean}	350	370	380	400	410	420	430	460	470	480	490	520

Tabella 3.3 Profili resistenti delle varie classi di resistenza di legno massiccio di conifera e pioppo così come individuate nella norma EN 338:2016.

Il legno massiccio di conifera importato in Italia proviene in gran parte dal centro Europa (Austria, Germania), in tali Paesi si classifica con la norma DIN 4074 che prevede per il legno massiccio le classi S7, S10 ed S13 che corrispondono rispettivamente alle classi di resistenza europee C16 (o C18 per alcuni tipi di legno), C24 e C30.

Classe di resistenza		D18	D24	D27	D30	D35	D40	D45	D50	D55	D60	D65	D70	D75	D80
<i>Proprietà di resistenza in N/mm²</i>															
Flessione	$f_{m,k}$	18	24	27	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	11	14	16	18	21	24	27	30	33	36	39	42	45	48
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0,60													
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	18	21	22	24	25	27	29	30	32	33	35	36	37	38
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	4,8	4,9	5,1	5,3	5,4	5,5	5,8	6,2	6,6	10,5	11,3	12,0	12,8	13,5
Taglio	$f_{v,k}$	3,5	3,7	3,8	3,9	4,1	4,2	4,4	4,5	4,7	4,8	5,0	5,0	5,0	5,0
<i>Proprietà di rigidezza in N/mm²</i>															
Modulo di elasticità parallelo medio	$E_{0,mean}$	9 500	10 000	10 500	11 000	12 000	13 000	13 500	14 000	15 000	17 000	18 500	20 000	22 000	24 000
Modulo di elasticità parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	8 000	8 400	8 800	9 200	10 100	10 900	11 300	11 800	13 000	14 300	15 500	16 800	18 500	20 200
Modulo di elasticità perpendicolare medio	$E_{90,mean}$	630	670	700	730	800	870	900	930	1 030	1 130	1 230	1 330	1 470	1 600
Modulo di taglio medio	G_{mean}	590	630	660	690	750	810	840	880	970	1 060	1 160	1 250	1 380	1 500
<i>Massa volumica in kg/m³</i>															
Massa volumica	ρ_k	475	485	510	530	540	550	580	620	660	700	750	800	850	900
Massa volumica media	ρ_{mean}	570	580	610	640	650	660	700	740	790	840	900	960	1 020	1 080

Tabella 3.4 Profili resistenti delle varie classi di resistenza di legno massiccio di latifoglia così come individuate nella norma EN 338:2016.

La norma EN338:2016 prevede anche il sistema delle classi di resistenza “Txx” per legno di conifera basato su prove di trazione, dove xx indica il valore della resistenza

caratteristica a trazione; queste classi sono riservate principalmente a elementi che lavorano a trazione quali le tavole destinate alla produzione del legno lamellare.

Si fa notare che solo i tipi di legno che compaiono nella EN1912 (ovvero quelli che hanno corrispondenza con la classe di resistenza Europea) possono essere marcati CE ed essere utilizzati nelle strutture, attingendo i profili di resistenza dalla EN338; pertanto i profili di resistenza espressi nella UNI 11035 non possono essere utilizzati nella progettazione.

Possono inoltre essere utilizzati tipi di legno coperti da specifici ETA ottenuti sulla base di report provati.

L'esistenza di una classe di resistenza nelle norme citate non è garanzia di reperibilità in commercio; la scelta delle classi di resistenza da utilizzare nel progetto deve seguire una indagine di mercato.

Non c'è alcuna prescrizione normativa circa l'umidità di produzione e fornitura del legno massiccio; qualora il Progettista ritenga opportuno utilizzare materiale con una determinata umidità deve specificarlo nel Capitolato.

3.1.2.1 Le tolleranze dimensionali del legno massiccio

Le tolleranze dimensionali sono espresse nella EN336:2013; non possono superare i limiti riportati in Tabella 3.5 in funzione della "classe di tolleranza" definita dal Progettista.

Tali limiti sono riferiti all'umidità di riferimento del 20%, pertanto vanno corretti in funzione dell'umidità del segato al momento del controllo considerando che (a meno di più precise valutazioni):

- Per conifere e pioppo, lo spessore e la larghezza di un segato aumentano dello 0,25% ogni 1,0% del contenuto di umidità maggiore del 20% e fino al 30%, e diminuiscono dello 0,25% per ogni 1,0% del contenuto di umidità minore del 20% ($k=0.0025$ nella generica direzione trasversale e con riferimento all'umidità di riferimento del 20%);
- per le altre latifoglie, lo spessore e la larghezza di un segato aumentano dello 0,35% ogni 1,0% del contenuto di umidità maggiore del 20% e fino al 30%, e diminuiscono dello 0,35% per ogni 1,0% del contenuto di umidità minore del 20% ($k=0.0035$ nella generica direzione trasversale e con riferimento all'umidità di riferimento del 20%).

Detta l_x la generica dimensione della sezione trasversale misurata alla umidità del legno dello $x\%$, la misura corretta l_{20} all'umidità del 20% sulla quale condurre il controllo dimensionale è:

$$\text{se } x\% \text{ è maggiore del } 30\%: l_{20} = \frac{l_x}{1 + k \cdot (30 - 20)}$$

$$\text{se } x\% \text{ è minore del } 30\%: l_{20} = \frac{l_x}{1 + k \cdot (x - 20)}$$

Tolleranze lineari in sezione			
		Classe di tolleranza	
		1	2
Tolleranza in sezione	per spessori e larghezza $\leq 100\text{mm}$	-1 ; +3mm	-1 ; +3mm
	per spessori e larghezze >100 e $\leq 300\text{mm}$	-2 ; +4mm	-1,5 ; +1,5mm
	per spessori e larghezze $>300\text{mm}$	-3 ; +5mm	-2 ; +2mm
Tolleranza in lunghezza		non ammessi scostamenti in negativo	
Massima arcuatura e falcatura, misurata sul peggior tratto di 2m: generalmente fra gli 8 e i 12mm in funzione della Norma di classificazione.			

Tabella 3.5: Tolleranze dimensionali per legno massiccio all'umidità di riferimento del 20% tenendo conto dell'umidità effettiva al momento del controllo (EN336:2013).

Riguardo all'arcuatura e falcatura, sia le NTC18 §4.4.15 che nell'EC5 §10.2(1) stabiliscono che, per le membrature per le quali è significativo il problema della instabilità, lo scostamento dalla configurazione geometrica teorica non deve superare 1/300 della distanza fra due vincoli successivi; tale prescrizione generalmente è più severa rispetto a quella delle norme di classificazione.

3.1.3 Le proprietà meccaniche del legno lamellare incollato

Il legno lamellare incollato è un prodotto industriale ottenuto tramite l'incollaggio di due o più lamelle; le lamelle sono formate da tavole incollate di testa tramite i giunti a dita.

E' possibile ottenere elementi curvi curvando le lamelle prima dell'incollaggio.

Le attuali produzioni di legno lamellare utilizzano conifere, principalmente abete, pino, douglasia e pioppo (che è una latifoglia), tuttavia è in produzione anche il legno lamellare di larice (di durabilità superiore).

Esistono anche produzioni di legno lamellare di faggio ed altre latifoglie le cui proprietà meccaniche sono espresse negli specifici documenti ETA.



Foto 3.1: Archi a tre cerniere di legno lamellare a copertura di una palestra.

Il legno lamellare di pino e di pioppo può essere impregnato in autoclave per aumentarne la durabilità.

Il legno lamellare incollato è realizzato partendo da tavole di legno massiccio classificate; le proprietà meccaniche del legno lamellare incollato dipendono quindi dalle proprietà del legno massiccio di cui è composto; l'argomento è regolato dalla norma EN14080:2013³.

A titolo di esempio: utilizzando lamelle di legno massiccio di classe C24 si ottiene il legno lamellare omogeneo di classe GL24h; con lamelle di classe C30 si ottiene il legno lamellare GL28h; con lamelle di classe C40 si ottiene il legno lamellare GL32h.

Il legno lamellare incollato può essere del tipo omogeneo "h" cioè la cui sezione è formata da lamelle tutte della stessa classe, oppure del tipo combinato "c" la cui sezione è composta da lamelle di classe migliore ai lembi estremi (nella trave inflessa le tensioni massime si hanno all'intradosso ed all'estradosso) e lamelle di qualità più bassa nella parte centrale. Ad esempio il legno lamellare incollato di classe GL28c può essere composto da lamelle esterne di classe C30 per almeno il 25% dell'altezza della sezione sia superiormente che inferiormente, e lamelle interne di classe C24 per il restante 50% o meno dell'altezza; la resistenza a flessione è la medesima del GL28h essendo determinata dalle lamelle esterne, mentre altre proprietà meccaniche possono risultare inferiori essendo condizionate anche dalle lamelle interne di classe più bassa.

Il vantaggio del legno lamellare combinato è un costo leggermente più basso rispetto al legno lamellare omogeneo a parità di resistenza a flessione.

Classe di resistenza		GL20c	GL22c	GL24c	GL26c	GL28c	GL30c	GL32c
Proprietà di resistenza in N/mm²								
Flessione	f _{m,k}	20	22	24	26	28	30	32
Trazione parallela	f _{t,0,k}	15	16	17	19	19,5	19,5	19,5
Trazione perpendicolare	f _{t,90,k}	0,5						
Compressione parallela	f _{c,0,k}	18,5	20	21,5	23,5	24	24,5	24,5
Compressione perpendicolare	f _{c,90,k}	2,5						
Taglio	f _{v,k}	3,5						
Taglio per rotolamento	f _{r,k}	1,2						
Proprietà di rigidezza in N/mm²								
Modulo di elasticità parallelo medio	E _{0,mean}	10 400	10 400	11 000	12 000	12 500	13 000	13 500
Modulo di elasticità parallelo caratteristico	E _{0,05}	8 600	8 600	9 100	10 000	10 400	10 800	11 200
Modulo di elasticità perpendicolare medio	E _{90,mean}	300						
Modulo di elasticità perpendicolare caratteristico	E _{90,05}	250						
Modulo di taglio medio	G _{mean}	650						
Modulo di taglio caratteristico	G ₀₅	540						
Modulo di taglio per rotolamento medio	G _{rol,mean}	65						
Modulo di taglio per rotolamento caratteristico	G _{rol,05}	54						
Massa volumica in kg/m³								
Massa volumica caratteristica	ρ _k	355	355	365	385	390	390	400
Massa volumica media	ρ _{mean}	390	390	400	420	420	430	440

Tabella 3.6 Profili di resistenza per legno lamellare incollato combinato di conifera secondo EN 14080:2013. Le classi in grassetto sono quelle previste anche dalla vecchia norma EN 1194 e comunque attualmente maggiormente commercializzate.

³ La norma è entrata in vigore ad agosto 2015 e sostituisce le EN 1194:1999 ed EN 14080:2005. L'attuale norma si basa sulla classificazione delle tavole destinate alla produzione di legno lamellare in classi di resistenza a trazione T-class in alternativa alla classificazione delle tavole in classi C, unico metodo utilizzato in passato.

Classe di resistenza		GL20h	GL22h	GL24h	GL26h	GL28h	GL30h	GL32h
Proprietà di resistenza in N/mm²								
Flessione	f _{m,k}	20	22	24	26	28	30	32
Trazione parallela	f _{t,0,k}	16	17,6	19,2	20,8	22,3	24	25,6
Trazione perpendicolare	f _{t,90,k}	0,5						
Compressione parallela	f _{c,0,k}	20	22	24	26	28	30	32
Compressione perpendicolare	f _{c,90,k}	2,5						
Taglio	f _{v,k}	3,5						
Taglio per rotolamento	f _{r,k}	1,2						
Proprietà di rigidezza in N/mm²								
Modulo di elasticità parallelo medio	E _{0,mean}	8 400	10 500	11 500	12 100	12 600	13 600	14 200
Modulo di elasticità parallelo caratteristico	E _{0,05}	7 000	8 800	9 600	10 100	10 500	11 300	11 800
Modulo di elasticità perpendicolare medio	E _{90,mean}	300						
Modulo di elasticità perpendicolare caratteristico	E _{90,05}	250						
Modulo di taglio medio	G _{mean}	650						
Modulo di taglio caratteristico	G ₀₅	540						
Modulo di taglio per rotolamento medio	G _{rol,mean}	65						
Modulo di taglio per rotolamento caratteristico	G _{rol,05}	54						
Massa volumica in kg/m³								
Massa volumica caratteristica	ρ _k	340	370	385	405	425	430	440
Massa volumica media	ρ _{mean}	370	410	420	445	460	480	490

Tabella 3.7 Profili di resistenza per legno lamellare incollato omogeneo di conifera secondo EN 14080:2013. Le classi in grassetto sono quelle previste anche dalla vecchia norma EN 1194 e comunque attualmente maggiormente commercializzate.

Si fa notare che l'esistenza di una classe di resistenza nella EN10480 non è garanzia di reperibilità in commercio; la scelta delle classi di resistenza da utilizzare nel progetto deve seguire una indagine di mercato.

Il legno lamellare incollato destinato alle classi di servizio 1 e 2 può essere prodotto con lamelle di spessore da 6 a 45mm, per la classe di servizio 3 lamelle di spessore da 6 a 35mm.

A livello europeo i produttori si sono dati degli standard di produzione che seguono le seguenti regole:

- Lamelle di spessore 40mm, pertanto l'altezza della sezione è un multiplo di 40mm, da 80mm (2 lamelle) a 2000mm (50 lamelle) e anche di più in relazione alle potenzialità dello stabilimento di produzione.
- Lamellare di altezza 100mm prodotto con tre lamelle da 33mm.
- Lamellare di altezza 140mm prodotto con tre lamelle da 40mm ed una da 20mm.
- Base della sezione (larghezza della lamella) multiplo di 20mm con un minimo di 60mm ed un massimo di 260mm; pertanto base = 60, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200, 220, 240, 260mm; sottolineate le basi di maggior uso più facilmente reperibili sul mercato.

Dimensioni diverse da quelle su elencate sono non immediatamente disponibili sul mercato ma su ordinazione ed ad un prezzo superiore rispetto alle sezioni standard.

Larghezze superiori a 260mm si possono ottenere utilizzando lamelle composte da tavole affiancate, comunque non sono produzioni standard.

La EN386:2003 recita: "L'adesivo deve rendere possibile la fabbricazione di giunti di tale resistenza e durabilità da mantenere l'integrità dell'incollaggio per tutta la durata in servizio prevista della struttura."

Gli adesivi (colle) da utilizzare nella produzione del legno lamellare sono classificati secondo la EN301 e la EN 15425 in adesivi tipo I e adesivi tipo II:

- Gli adesivi tipo I sono idonei in tutte le classi di servizio.
- Gli adesivi tipo II sono idonei solo per utilizzo in classe di servizio 1, a condizione che la temperatura dell'elemento strutturale sia sempre minore di 50°C.

Si faccia attenzione al fatto che le regole di produzione del legno lamellare destinato alla classe di servizio 3 (spessore delle lamelle non superiore a 35mm e incollaggio con adesivi tipo I) cautelano dai problemi di delaminazione (scollamento delle lamelle per cedimento del giunto di colla a causa della forte umidità o a causa del ritiro e rigonfiamento differenziale nella sezione legato ai gradienti di umidità), ma non cautelano dal problema del degrado biologico da funghi che va risolto utilizzando specie legnose di durabilità naturale adeguata oppure opportuni trattamenti preservanti ove possibile.

Il legno lamellare incollato viene prodotto ad umidità del legno $U = 6 \div 15\%$, quello trattato con sostanze preservanti viene prodotto ad umidità del legno $U = 11 \div 18\%$.

3.1.3.1 Le tolleranze dimensionali del legno lamellare

Le tolleranze dimensionali sono espresse nella EN 14080; non possono superare i seguenti limiti (all'umidità di riferimento del 12%):

- Larghezza: $\pm 2\text{mm}$
- Altezza:
 - per $h \leq 400\text{mm}$: $+ 4\text{mm} / - 2\text{mm}$
 - per $h > 400\text{mm}$: $+ 1\% / - 0,5\%$
- Massima deviazione degli angoli della sezione trasversale rispetto all'angolo retto: 1:50
- Lunghezza:
 - per lunghezze fino a 2m: $\pm 2\text{mm}$
 - per lunghezze da 2m a 20m: $\pm 0,1\%$
 - per lunghezze superiori a 20m: $\pm 20\text{mm}$
- Massima arcuatura per le travi dritte, misurata sul peggior tratto di 2m (al netto della eventuale controfreccia): 4mm
- Massima differenza di arcuatura per le travi curve, per ogni metro di sviluppo dell'estradosso:
 - per travi fino a 6 lamelle: $\pm 4\text{mm}$
 - per travi con più di 6 lamelle: $\pm 2\text{mm}$

Riguardo all'arcuatura, sia le NTC18 §4.4.15 che l'EC5 §10.2(1) stabiliscono che, per le membrature per le quali è significativo il problema della instabilità, lo scostamento dalla configurazione geometrica teorica non deve superare 1/500 della distanza fra due vincoli successivi; tale prescrizione generalmente è più severa rispetto a quelle della norma di prodotto EN14080.

I limiti in sezione trasversale sono riferiti all'umidità di riferimento del 12%, pertanto vanno corretti in funzione dell'umidità $x\%$ del legno al momento del controllo considerando il coefficiente di ritiro e rigonfiamento trasversale $k=0,0025$:

per x% minore del 30%: $I_{12} = I_x \cdot [1 + k \cdot (12 - x)]$

3.1.4 Osservazioni circa l'anisotropia del legno

Il legno è un materiale ortotropo sia dal punto di vista fisico (ritiri e rigonfiamenti) che meccanico (moduli di elasticità e resistenze) essendo diverse le sue proprietà fisiche e meccaniche nelle tre direzioni anatomiche L, R e T.

Nella Tecnica delle Costruzioni in Legno generalmente si approssimano a uguali le proprietà meccaniche nelle direzioni anatomiche trasversali R e T approssimando il materiale da ortotropo a trasversalmente isotropo.

Nell'analisi strutturale di strutture schematizzabili con elementi monodimensionali (aste), generalmente si fa riferimento alle sole costanti elastiche:

E_0 modulo di elasticità longitudinale

G modulo di elasticità a taglio longitudinale-trasversale

essendo sufficiente analizzare il comportamento strutturale secondo la Teoria Tecnica delle Travi, quindi schematizzando il comportamento come isotropo.

Si noti però che per i materiali isotropi vale la relazione:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad \text{ovvero} \quad \nu = \frac{E}{2 \cdot G} - 1$$

che nel caso ad esempio del legno GL24h (si considerano i valori $E_{0,m}$ e G_m) diventa:

$$\nu = \frac{11500}{2 \cdot 650} - 1 = 7,85$$

valore impossibile dovendo essere $-1 < \nu < \frac{1}{2}$.

Molti programmi agli elementi finiti, ad esempio il CSI SAP, definiscono i materiali isotropi attraverso le sole costanti elastiche E e ν , ricavando in automatico G dalla relazione anzi scritta e accettando come valore massimo $\nu=0.499$, ottenendo quindi:

$$G = \frac{11500}{2 \cdot (1 + 0.499)} = 3836 \text{ N/mm}^2 \quad \text{che non è rappresentativo del legno.}$$

Pertanto, quando il comportamento deformativo a taglio diventa importante ai fini della corretta analisi della struttura, è necessario modellare il materiale come ortotropo superando questo problema.

3.1.5 Il legno antico e la diagnosi delle strutture

Qualunque intervento su di una struttura, ed in particolare di legno, deve essere preceduto dalla conoscenza in termini di proprietà del materiale, stato di degrado, condizioni ed efficienza dei vincoli.

Le NTC18 al §4.4 dicono:

“La presente norma può essere usata anche per la verifica di strutture in legno esistenti purché si provveda ad una corretta valutazione delle caratteristiche del legno e, in particolare, degli eventuali stati di degrado.”

L'indagine diagnostica è condotta da un Tecnologo del Legno Dottore Forestale, in accordo con quanto disposto dalla normativa UNI 11119:2004 “Beni culturali - Manufatti lignei - Strutture portanti degli edifici - Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera”.

La metodologia prevede:

- Ispezione visiva: identificazione della specie legnosa, rilievo dimensionale, classificazione secondo la qualità resistente, valutazione dello stato di conservazione.
- Prove strumentali: prove resistografiche, prove soniche/ultrasoniche, misura dell'umidità.

Le indagini anzi descritte permettono la stima della sezione efficace di ciascun elemento strutturale, ovvero la determinazione delle porzioni di legno ancora sano per consentire una corretta verifica statica dell'elemento stesso.

La determinazione della classe di utilizzo (rischio biologico) in accordo alla EN335 e le informazioni circa l'evoluzione del degrado permettono di definire gli eventuali trattamenti preservanti necessari e/o la necessità di variare le condizioni ambientali e migliorare i particolari costruttivi.

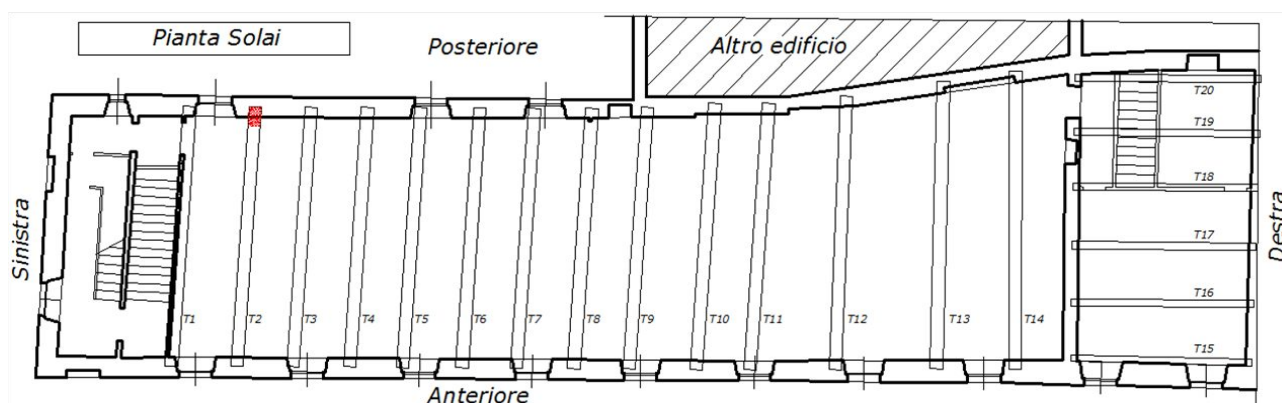


Figura 3.1: Esempio di restituzione grafica dell'indagine diagnostica su di un solaio. La campitura rossa indica grave degrado da carie.

Elem.	Sezione (cm)	Sez. residua (cm)	Descrizione e stato di conservazione	Classe (UNI 11035)
T1	40x34	40x34	Buono stato di conservazione.	S2
T2	44x35	44x35	Degrado da carie all'appoggio posteriore sul 50% della sezione esteso in luce per cm 30.	S2
T3	45x38	43x38	Piccolo distacco in intradosso in luce. Buono stato di conservazione.	S3
T4	41x36	26x36	Fessurazione secante lo spigolo inferiore in luce.	S3
T5	42x35	42x35	Buono stato di conservazione.	S2
T6	41x36	41x36	Buono stato di conservazione.	S1
T7	43x36	43x36	Buono stato di conservazione.	S3
T8	41x34	40x33	Degrado superficiale da insetti sulle facce sx dx e intradosso.	S3

Tabella 3.8: Esempio di restituzione dei risultati dell'indagine diagnostica. In questo caso non è indicata in tabella la specie legnosa in quanto sempre abete. (Estratto da una relazione di diagnosi del Dott. For. Mario Moschi).

Si sottolinea che **il materiale legno non subisce degrado per il semplice trascorrere del tempo**, il degrado del legno avviene solo in certe condizioni così come descritto al § 1.7 “Biodegradamento, durabilità e preservazione” a pagina 12.

3.2 Stati limite ultimi

Il formato di verifica è quello tipico della verifica allo stato limite ultimo, cioè separando le incertezze sui carichi agenti dalle incertezze sulla resistenza dei materiali, si introducono

fattori di sicurezza moltiplicativi γ_f per il valore nominale dei carichi e fattori di sicurezza γ_m riduttivi per il valore caratteristico delle resistenze dei materiali. Sostanzialmente sono due le tipologie base di verifica: una per la verifica degli elementi strutturali e delle sezioni lignee ed un'altra per la verifica dei collegamenti. La prima viene fatta sulle tensioni, la seconda sugli sforzi, come illustrato qui di seguito.

3.2.1 Verifica di resistenza degli elementi strutturali

Dovrà essere verificato per la sezione generica che sia:

$$\sigma_d \leq f_d = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (3.1)$$

dove:

σ_d è la tensione agente di progetto, calcolata a partire dallo schema statico e dai carichi nominali agenti aumentati dei coefficienti parziali di sicurezza γ_f loro spettanti nonché dei coefficienti di combinazione ψ_0, ψ_1, ψ_2 delle azioni, che sono indipendenti dal materiale con cui è costruita l'opera (acciaio, legno, c.a., etc.).

f_d è la resistenza di progetto allo SLU considerato.

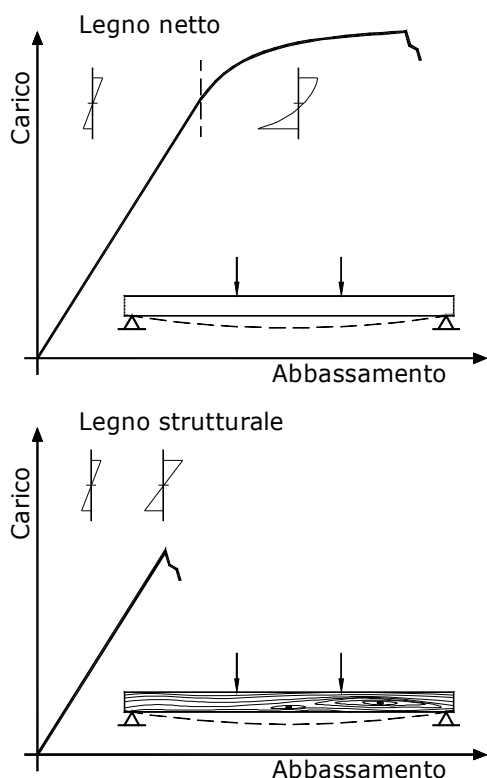
f_k rappresenta la resistenze caratteristica al frattile inferiore 5% del materiale secondo i diversi tipi di tensione a seconda della natura e della loro direzione rispetto alla direzione della fibratura.

k_{mod} è il coefficiente di modificazione che tiene conto delle condizioni di servizio (umidità del legno) e della "durata del carico".

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza sul materiale.

Nel caso della flessione e della trazione ortogonale, la resistenza di progetto di cui alla formula 3.1 può essere aumentata del coefficiente k_h definito al § 3.2.2 a pagina 38.

In particolare si può dire che, come si evince dalla formula sopra riportata, a differenza delle verifiche per l'acciaio ed il calcestruzzo armato, la verifica della sezione si fa sulle tensioni e non sulle azioni interne. Infatti si ritiene che la rottura avvenga quando ancora il materiale è in campo elastico lineare, per cui c'è linearità fra azioni interne e tensioni ed il criterio di verifica è il *raggiungimento della tensione massima*.

**Figura 3.2:**

Differenza di comportamento a rottura di campioni in piccole dimensioni di legno senza difetti (legno netto) e di campioni in dimensioni d'uso di legno strutturale.

Il legno netto mostra un comportamento dapprima elastico al quale segue un tratto a comportamento plastico in cui le fibre compresse si plasticizzano e l'asse neutro si abbassa.

Il legno strutturale generalmente non raggiunge il campo plastico in quanto l'inevitabile difetto presente nella zona tesa porta a rottura la trave in maniera fragile prima che si raggiunga la plasticizzazione delle fibre compresse.

Maggiore è la difettosità del legno strutturale e più fragile è il materiale.

Le norme di calcolo fanno convenzionalmente riferimento al comportamento elastico lineare fino a rottura.

- le f_k vengono fornite al progettista non nella norma, ma in apposite norme EN e UNI, sotto forma di classi di resistenza (Tabella 3.3, Tabella 3.4, Errore: sorgente del riferimento non trovata e Errore: sorgente del riferimento non trovata per legno massiccio - Tabella 3.6, per legno lamellare incollato). Sarà possibile attribuire un tipo di legno (specie, provenienza, categoria resistente) ad una classe di resistenza (Tabella 3.2). In definitiva, sarà possibile per il progettista chiedere la Classe C30, così come ora chiede per il calcestruzzo la classe C25/30 (ad esempio). Per i legnami italiani ci si rifà alla Norma UNI 11035 "Legno Strutturale - Classificazione - Requisiti generali, regole per la classificazione a vista secondo la resistenza e valori caratteristici per tipi di legname italiani".
- γ_M è il coefficiente di sicurezza sul materiale⁴.

	EC5	NTC18	
		Colonna A	Colonna B
combinazioni fondamentali			
materiale	γ_M	γ_M	γ_M
legno massiccio	1,30	1,50	1,45
legno lamellare	1,25	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	-	1,45	1,35
LVL, compensato, OSB, pannelli di particelle e di fibre	1,20	1,40 - 1,50	1,30 - 1,40
altri materiali a base di legno	1,30	-	
unioni	1,30	1,50	1,40
combinazioni eccezionali (incendio, urti, esplosioni)			

⁴ Il coefficiente di sicurezza serve sia per il passaggio dal frattile inferiore 5% al frattile inferiore 5‰, ma anche per considerare altri fatti come l'incertezza sull'analisi strutturale.

tutti i materiali e unioni	1,00	1,00	1,00
----------------------------	------	-------------	-------------

Tabella 3.9 Coefficienti di sicurezza parziali per le proprietà dei materiali γ_M . I valori sottolineati sono quelli attualmente utilizzabili per legno nuovo e correttamente certificato.

I valori della colonna A possono sempre essere utilizzati.

I valori della colonna B possono essere adottati purché i materiali utilizzati siano prodotti secondo un sistema di qualità e quindi siano certificati secondo la lettera A) o C) di cui al §11.1 delle NTC; quindi per i materiali oggetto di marcatura CE secondo una norma europea armonizzata oppure secondo un ETA.

Per il legno lamellare attualmente prodotto e marcato CE è sempre possibile utilizzare i valori della colonna B.

Per il legno massiccio, per poter utilizzare i coefficienti della colonna B è necessario che nella documentazione di accompagnamento delle forniture sia presente una dichiarazione del Produttore (Fabbricante) che attesti che il coefficiente di variazione sulla resistenza, calcolato in fase di caratterizzazione fisico-meccanica del prodotto, non superi il 15% (NTC18 § 4.4.6 e Circolare19 § C11.7.10.1 dove l'indicazione "tipo di legname" si riferisce al legno massiccio).

- **k_{mod}** è un fattore di correzione che tiene in conto contemporaneamente dell'influenza sulla resistenza del materiale dovuta al contenuto di umidità nel legno e alla durata del carico. Le resistenze f_k infatti, sono sempre riferite ai risultati di prove a rottura della durata di 5 minuti su campioni aventi una umidità nominale, all'atto della prova, del 12%.

x Riguardo all'*umidità*, sono individuate tre tipologie di ambiente in cui il legno si trova a lavorare, chiamate *classi di servizio*:

<i>Classe di servizio</i>	<i>Descrizione dell'ambiente</i>
1	Ambiente al chiuso, asciutto e riscaldato d'inverno. Temperatura media di 20°C e umidità relativa dell'aria maggiore del 65% solo per poche settimane all'anno. L'umidità media di equilibrio del legno, nella maggior parte delle conifere, non è maggiore del 12%.
2	Ambiente al chiuso, non riscaldato d'inverno, senza particolari fonti di umidità; ambiente all'aperto ma non direttamente esposto alle intemperie. Temperatura media di 20°C e umidità relativa dell'aria maggiore dell'85% solo per poche settimane all'anno. L'umidità media di equilibrio del legno, nella maggior parte delle conifere, non è maggiore del 20%.
3 (*)	Ambiente in cui le strutture sono direttamente esposte alle intemperie o frequentemente sottoposte ad inumidimento o immerse. L'umidità media di equilibrio del legno è generalmente maggiore del 20% o comunque tale umidità viene superata per lunghi periodi.
Qualora il legno si trovi in un ambiente o in condizioni diverse da quelli descritti, l'attribuzione alla classe di servizio dovrà essere fatta con riferimento al valore di umidità di equilibrio del legno consultando le curve di equilibrio igrometrico.	
* La maggior parte delle specie legnose in classe di servizio 3 non ha una durabilità naturale sufficiente nei confronti del degrado da carie. Applicare correttamente il coefficiente k_{mod} in classe di servizio 3 non cautela dai fenomeni di degrado.	

Tabella 3.10: Definizione delle classi di servizio.

- x Riguardo all'effetto della *durata del carico*, e quindi di un possibile danneggiamento interno del materiale a causa del prolungarsi di un elevato stato di tensione nel tempo, i carichi elementari sono suddivisi in *classi di durata*.

<i>Classe di durata del carico</i>	<i>Durata accumulata del carico caratteristico</i>	<i>Esempi di carico</i>
Permanente	più di 10 anni	peso proprio
Lunga durata	6 mesi -10 anni	carico di esercizio nei locali adibiti a deposito
Media durata	1 settimana - 6 mesi	carichi di esercizio in genere, neve sopra i 1000m slm
Breve durata	meno di 1 settimana	neve sotto i 1000m slm, azione media del vento
Istantaneo	--	azione di picco del vento, sisma e carichi eccezionali

Tabella 3.11 Classi di durata del carico come definite nelle NTC18.

L'azione di picco del vento corrisponde all'azione calcolata secondo il §3.3 delle NTC2018; l'azione media del vento può essere assunta pari a circa la metà dell'azione di picco.⁵

classe di servizio	classe di durata del carico				
	permanente	lunga durata	media durata	breve durata	istantaneo
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

Tabella 3.12 Valori di k_{mod} per legno massiccio, legno lamellare ed LVL da NTC18. Se la combinazione di carico prevede carichi di durata diversa si utilizza il k_{mod} relativo alla durata più breve.

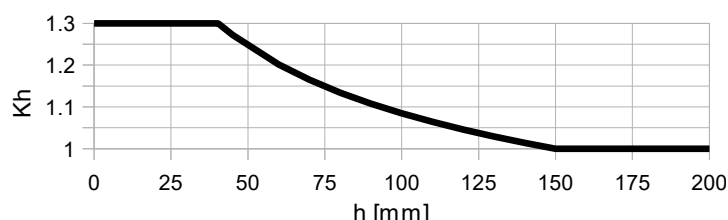
Si devono comunque condurre le verifiche per tutte le possibili combinazioni di carico adottando, per ciascuna combinazione, il relativo k_{mod} ; ad esempio permanenti strutturali più permanenti portati (combinazione permanente), permanenti più carico di media durata (combinazione di media durata), permanenti più carico di media durata più carico istantaneo (combinazione istantanea).

3.2.2 L'effetto altezza

Le resistenze a trazione $f_{t,0,k}$ ed a flessione $f_{m,k}$ posso essere aumentate del coefficiente k_h (h in millimetri):

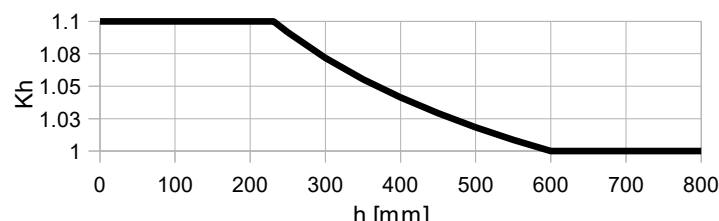
- per legno massiccio con

$$k_h = \begin{cases} 1,3 & \text{per } h \leq 40,3 \\ \left(\frac{150}{h}\right)^{0,2} & \text{per } 40,3 < h < 150 \\ 1,0 & \text{per } h \geq 150 \end{cases} \quad (3.2)$$



- per legno lamellare incollato

$$k_h = \begin{cases} 1,1 & \text{per } h \leq 231 \\ \left(\frac{600}{h}\right)^{0,1} & \text{per } 231 < h < 600 \\ 1,0 & \text{per } h \geq 600 \end{cases} \quad (3.3)$$



L'effetto altezza tiene conto del fatto che i valori caratteristici di resistenza sono ricavati da prove su elementi di altezza pari a 150mm per il legno massiccio e 600mm per il legno lamellare incollato, pertanto per altezze inferiori la minore probabilità di trovare un difetto nella zona maggiormente sollecitata porta a poter considerare una resistenza leggermente più elevata. Tale "premio" può essere trascurato a favore di sicurezza.

3.2.3 Verifiche per stati di tensione semplici, tensioni normali

Si considerano le tensioni normali alla sezione e parallele alla fibratura.

E' il caso degli elementi prismatici sollecitati da una unica caratteristica di sollecitazione, le formule di seguito riportate si riferiscono alle verifiche di resistenza; le verifiche di stabilità si vedranno in seguito:

Verifica a flessione semplice:

tensione di flessione di progetto $\leq$ resistenza a flessione di progetto

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W} \leq \frac{k_{mod} \cdot k_h \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = f_{m,d} \quad (3.4)$$

⁵ Per una valutazione più accurata dell'azione media del vento si faccia riferimento a CNR DT 207-R1/2018

Verifica a compressione parallela centrata:

tensione di compressione di progetto $\leq$ resistenza a compressione di progetto

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} \leq \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = f_{c,0,d} \quad (3.5)$$

Verifica a trazione parallela centrata:

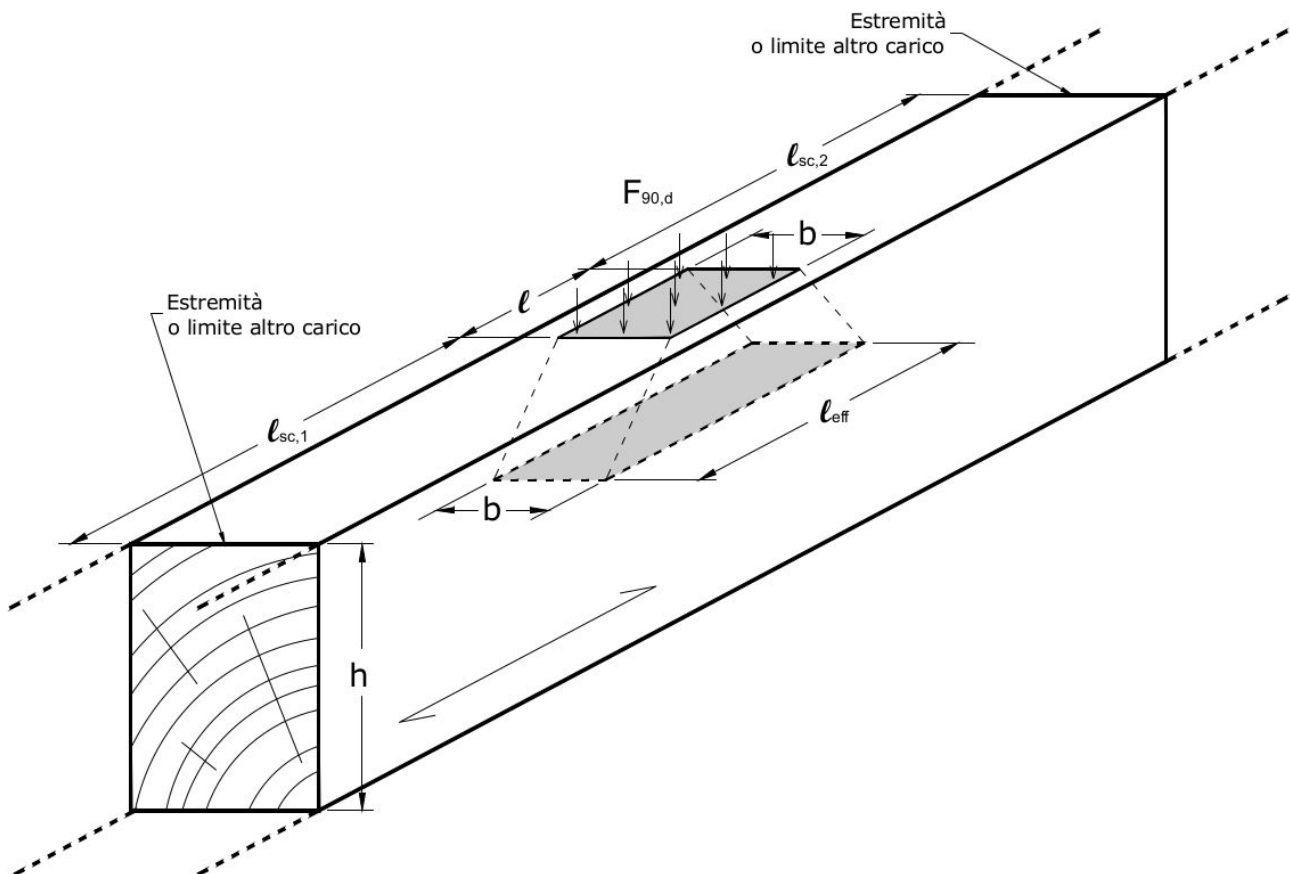
tensione di trazione di progetto $\leq$ resistenza a trazione di progetto

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_d}{A} \leq \frac{k_{\text{mod}} \cdot k_h \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_M} = f_{t,0,d} \quad (3.6)$$

3.2.4 Verifica a compressione ortogonale⁶

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{b \cdot l_{\text{ef}}} \leq K_{c,90} \cdot \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{c,90,k}}{\gamma_M} = K_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \quad (3.7)$$

Nella compressione ortogonale le tensioni si diffondono parallelamente alla fibratura e pertanto si può considerare, nel calcolo della tensione di compressione ortogonale, una superficie efficace maggiore di quella caricata.



La superficie efficace è data dal prodotto della larghezza b in direzione ortogonale alla fibratura della zona caricata per la lunghezza efficace l_{ef} parallela alla fibratura.

- Se $l \geq 400\text{mm}$, $l_{\text{ef}} = l$
- Se $l < 400\text{mm}$, $l_{\text{ef}} =$ si ottiene aggiungendo ad l , per ogni lato, il minimo fra:
 - la lunghezza l_{sc} della zona laterale scarica
 - $0,5l$

⁶ La trattazione è quella proposta da CNR DT206-R1/2018.

- $h/6$

in ogni caso l_{ef} non può superare 400mm, pertanto:

$$l_{ef} = \min[\min(l_{sc,1}; 0,5l; h/6) + l + \min(l_{sc,2}; 0,5l; h/6) ; 400\text{mm}] \quad (3.8)$$

La resistenza di progetto può essere aumentata del coefficiente $K_{c,90}$ che può assumere il valore da 1,0 fino a 1,5 nei casi in cui si possa tollerare una maggiore deformabilità ortogonalmente alla fibratura.

3.2.5 Verifica a compressione inclinata

Quando le tensioni di compressione agiscono secondo un angolo α rispetto alla fibratura, la resistenza di progetto del legno è intermedia fra quella parallela e quella ortogonale alla fibratura.

La verifica si conduce nel seguente modo:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{K_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (3.9)$$

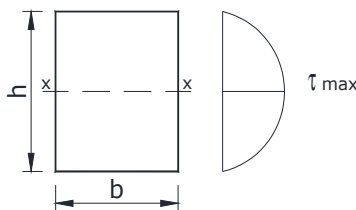
dove:

$\sigma_{c,\alpha,d}$ è la tensione di compressione sulla superficie inclinata dell'angolo α rispetto alla fibratura;

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} ; \quad \sigma_{c,90,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,90,k}}{\gamma_M} ; \quad K_{c,90} \text{ è definito al § 3.2.4}$$

3.2.6 Verifica a taglio

Nel caso della sezione rettangolare, la tensione di taglio massima calcolata con la formula di Jourawsky⁷ è:



$$\tau_{max} = \frac{T \cdot S_x}{b_{ef} \cdot J_x} = 1,5 \cdot \frac{T}{b \cdot h}$$

con:

$$S_x = \text{momento statico della parte superiore rispetto all'asse baricentrico } x = b \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4}$$

$$J_x = \text{momento d'inerzia della sezione rispetto all'asse baricentrico } x = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$b_{ef} = \text{larghezza della sezione (corda) nel punto considerato (baricentro)} = b$$

⁷ Nel 1844 l'Ingegnere russo Dmitrij Ivanovič Žuravskij (tradotto Jourawsky) elaborò la sua teoria osservando che le travi di legno, che lui utilizzava per realizzare ponti ferroviari, erano deboli per taglio lungo la fibratura e che tale tensione non poteva essere trascurata. Utilizzò la sua teoria anche per la progettazione dei mezzi di unione (biette) delle travi di legno composte e poi di acciaio (chiodi).



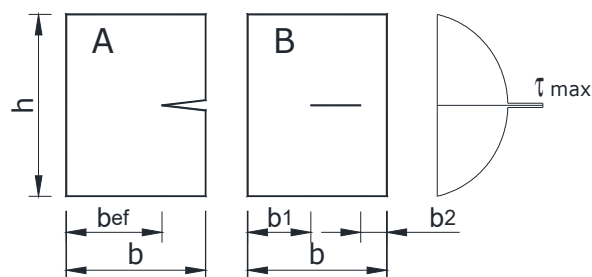
Foto 3.2: Fessura da ritiro principale (ampia) e fessure da ritiro secondarie in una trave di abete massiccio.



Foto 3.3: Fessura da ritiro in una trave di legno lamellare. La pittura bianca rende più evidenti le fessure, strette come ampiezza ma di profondità apprezzabile.

Nella progettazione delle strutture in legno la verifica a taglio si conduce utilizzando la formula di Jourawsky **con riferimento alla sezione fessurata**, sia per le travi di legno massiccio, contenenti o meno il midollo, **ma anche per le travi di legno lamellare**.

Si considera che la fessura da ritiro capiti nella posizione più sfavorevole cioè sull'asse baricentrico e, ovviamente, non sia passante:



$$\tau_{\max} = \frac{T \cdot S_x}{b_{\text{ef}} \cdot J_x} =$$

$$\tau_{\max} = 1,5 \cdot \frac{T}{b_{\text{ef}} \cdot h} \leq \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M} = f_{v,d} \quad (3.10)$$

Nel caso “A” si tratta di una fessura da ritiro principale in una trave contenente il midollo.

Il caso “B” si tratta di una fessura da ritiro di tipo secondario in una trave non contenente il midollo oppure in una trave di legno lamellare, la fessura da ritiro può essere affiorante sulle superfici laterali oppure interna, $b_{\text{ef}} = b_1 + b_2$

Si noti che non ha importanza l'ampiezza della fessura da ritiro, maggiore nel caso di fessura da ritiro principale, ma ha invece importanza l'estensione in direzione parallela alla base della sezione.

L'EC5⁸ stabilisce convenzionalmente:

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b \quad (3.11)$$

con $k_{cr} = 0,67$ sia per legno massiccio che per legno lamellare incollato (“cr” sta per “crack”).

La Circolare¹⁹ al § C.4.4.8.1.9 definisce il coefficiente k_{cr} in funzione della resistenza a taglio del legno, ovvero fa dipendere il coefficiente dal tipo di legno:

$$K_{cr} = 2.0/f_{v,k} \quad (=0.67 \div 0.4) \quad \text{per legno massiccio;} \quad (3.12)$$

$$K_{cr} = 2.5/f_{v,k} \quad (=2.5/3.5=0.714) \quad \text{per legno lamellare;} \quad (3.13)$$

$$K_{cr} = 1.0 \quad \text{per pannelli ed LVL.}$$

3.2.7 Verifiche per stati di tensione composti, tensioni normali

Qualora nella stessa sezione vi siano sia tensioni normali che di taglio, le verifiche vengono condotte separatamente non essendoci interazione fra i due stati di sollecitazione.

Si considerano le tensioni normali alla sezione e parallele alla fibratura.

E' il caso degli elementi prismatici sollecitati da più caratteristiche di sollecitazione, le formule di seguito riportate si riferiscono alle verifiche di resistenza; le verifiche di stabilità si vedranno in seguito:

Le verifiche per stati di tensione composti devono tener conto delle diverse resistenze del legno nei confronti delle varie componenti di tensione: flessione, trazione e compressione.

Verifica a tensoflessione:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (3.14)$$

Verifica a pressoflessione:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (3.15)$$

Essendo ai numeratori le tensioni di progetto agenti e ai denominatori le corrispondenti resistenze di progetto.

⁸ La trattazione proposta è quella dell'attuale versione dell'EC5 EN1995:2014 e che va utilizzata insieme ai valori meccanici della EN 338:2009 e successive (legno massiccio) ed EN 14080:2013 (legno lamellare) che riportano la reale resistenza a taglio del legno.

Nelle vecchie versioni dell'EC5 (2005) non compariva il coefficiente k_{cr} , la verifica veniva condotta sulla sezione non fessurata ma i valori meccanici della resistenza a taglio riportati nelle vecchie versioni della EN338 per il legno massiccio erano dati convenzionali, ridotti per considerare la presenza delle fessurazioni, cioè erano valori di resistenza a taglio “apparente”.

Ad esempio per il legno massiccio C24 le vecchie versioni della EN338 riportavano $f_{v,k}=2,5\text{N/mm}^2$ che era un valore adatto alle travi fessurate ma riferito convenzionalmente alla sezione non fessurata (resistenza a taglio apparente), mentre l'attuale versione riporta $f_{v,k}=4,0\text{N/mm}^2$ che è la reale resistenza a taglio del materiale ricavata mediante prove di taglio puro su provini non fessurati.

Per il legno massiccio quindi si calcolavano tensioni più basse rispetto ad adesso ma le si confrontavano con resistenze più basse, pertanto di fatto la vecchia verifica a taglio è sostanzialmente equivalente alla attuale.

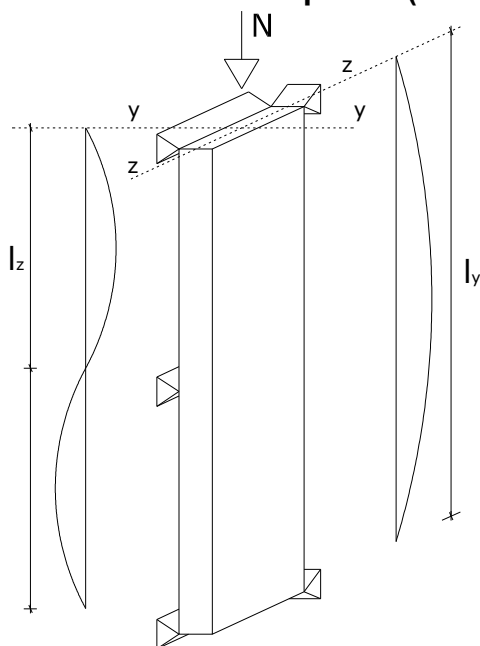
Anche per il legno lamellare l'attuale impostazione normativa prevede la verifica a taglio in condizione fessurata (ovvero utilizzando il k_{cr}) e i valori di resistenza a taglio della EN 14080:2013 sono riferiti a legno non fessurato; tuttavia l'attuale impostazione normativa ha visto correggere la vecchia impostazione basata sull'errata convinzione che il legno lamellare non si fessura.

3.3 Elementi compressi e presso inflessi: la stabilità delle aste

Nella trattazione che segue viene definito:

- l'asse X è l'asse della trave, di conseguenza Y e Z sono nella sezione;
- "asse forte" l'asse Y rispetto al quale la sezione ha la massima inerzia;
- "asse debole" l'asse Z rispetto al quale la sezione ha la minima inerzia, generalmente l'asse verticale nelle travi inflesse;
- $M_y, J_y, \sigma_{m,y}, I_y$ tutto ciò che è relativo alla rotazione intorno all'asse forte Y (flessione nel piano X-Z);
- $M_z, J_z, \sigma_{m,z}, I_z$ tutto ciò che è relativo alla rotazione intorno all'asse Z (flessione nel piano X-Y).

3.3.1 Elementi compressi (stabilità di pilastro)



Come noto il problema della stabilità dell'equilibrio dell'asta compressa è stato affrontato e risolto da Eulero impostando l'equilibrio in condizione deformata. La soluzione porta alla definizione di un carico critico (N_{cr}), e di conseguenza di una tensione critica (σ_{cr}), che delinea il limite fra una condizione di equilibrio stabile ($N < N_{cr}$) e di equilibrio instabile ($N > N_{cr}$). Con riferimento al noto significato dei simboli si ha:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l_0^2} \quad \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \quad (3.16)$$

Uguagliando la tensione critica alla tensione massima sopportabile dall'asta compressa ($f_{c,0,k}$), si determina la snellezza critica (λ_{cr}) che individua il limite fra le aste tozze ($\lambda < \lambda_{cr}$), per le quali è determinante la verifica di resistenza, e le aste snelle ($\lambda > \lambda_{cr}$) per le quali invece è determinante la verifica di stabilità.

$$\lambda_{cr} = \pi \cdot \sqrt{\frac{E_{0,05}}{f_{c,0,k}}} \quad (\text{snellezza critica}) \quad (3.17)$$

Si può dunque definire un coefficiente k_c che riconduce la verifica di stabilità a una verifica di resistenza; questo, per aste tozze assume valore unitario, mentre per aste snelle ha un valore che dipende dalla snellezza relativa λ_{rel} , ovvero dal rapporto fra la snellezza geometrica dell'asta e la snellezza critica. In sintesi si ha nelle due direzioni di flessione:

snellezza geometrica y:

$$\lambda_y = \frac{l_{0,y}}{\rho_y} = \text{per sezioni rettangolari} = \frac{3,46 \cdot l_{0,y}}{h} \quad (3.18)$$

snellezza geometrica z:

$$\lambda_z = \frac{l_{0,z}}{\rho_z} = \text{per sezioni rettangolari} = \frac{3,46 \cdot l_{0,z}}{b} \quad (3.19)$$

snellezza relativa y:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr,y}} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad \text{che si può scrivere} \quad = \sqrt{\frac{\lambda_y^2 \cdot f_{c,0,k}}{\pi^2 \cdot E_{0,05}}} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{cr,y}}} \quad (3.20)$$

snellezza relativa z:

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr,z}} = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (3.21)$$

In teoria il problema della instabilità si manifesterebbe per valori di $\lambda_{rel} > 1$; tuttavia, a causa della presenza delle imperfezioni (asimmetrie causate dalla presenza di difetti, deviazione dell'asse), si assume che il campo della instabilità inizi per valori di $\lambda_{rel} > 0,3$, in tal caso bisogna valutare:

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) \quad (3.22)$$

$$k_z = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) \quad (3.23)$$

con:

$\beta_c = 0,2$ per legno massiccio;

$\beta_c = 0,1$ per legno lamellare, coefficiente che tiene conto della deviazione iniziale dell'elemento;

e:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad (3.24)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \quad (3.25)$$

$$\sigma_c \leq k_{c,y} \cdot f_{c,0,d} \quad \text{e} \quad \sigma_c \leq k_{c,z} \cdot f_{c,0,d} \quad \text{verifica di stabilità delle aste compresse} \quad (3.26)$$

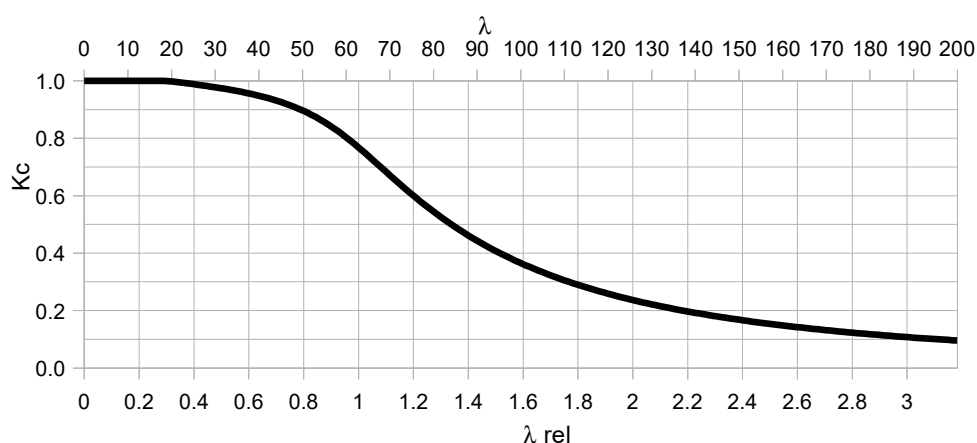


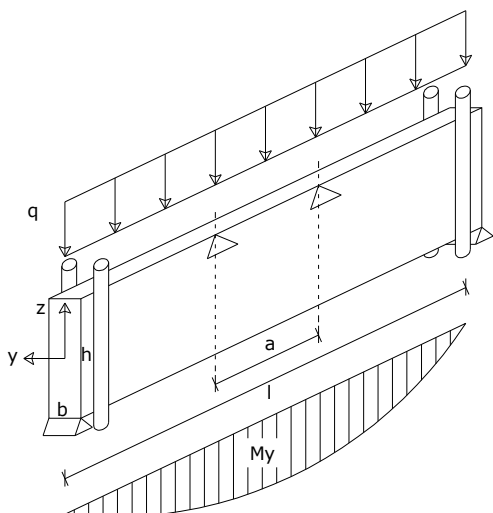
Figura 3.3: Andamento del k_c in funzione sia della snellezza geometrica λ che della snellezza relativa λ_{rel} per legno lamellare di classe GL24h. Il grafico letto secondo gli assi k_c - λ_{rel} è valido per tutti i tipi di legno lamellare.

Classe di resistenza	Snellezza geometrica $\lambda = l/p$																		
	10	18	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180
Massiccio EN 338:2009	C14	1	.992	.984	.932	.856	.741	.605	.482	.386	.313	.258	.217	.184	.158	.137	.120	.106	.094
	C16	1	.995	.987	.939	.870	.766	.636	.512	.412	.336	.278	.233	.198	.170	.148	.129	.114	.102
	C18	1	.997	.989	.943	.878	.781	.655	.531	.429	.351	.290	.244	.207	.178	.155	.136	.120	.107
	C20	1	.997	.989	.944	.880	.784	.659	.535	.433	.354	.293	.246	.209	.180	.156	.137	.121	.108
	C22	1	.997	.989	.944	.879	.782	.657	.533	.431	.352	.291	.245	.208	.179	.155	.136	.120	.107
	C24	1	.999	.991	.948	.887	.796	.676	.554	.450	.368	.305	.256	.218	.188	.163	.143	.126	.112
	C27	1	.999	.991	.947	.886	.794	.674	.551	.447	.366	.303	.255	.217	.186	.162	.142	.126	.112
	C30	1	.998	.991	.947	.885	.793	.671	.548	.445	.364	.302	.253	.216	.185	.161	.141	.125	.111
	C35	1	.998	.991	.947	.885	.793	.672	.549	.445	.364	.302	.253	.216	.185	.161	.141	.125	.111
	C40	1	1	.992	.950	.890	.803	.686	.564	.459	.376	.312	.263	.223	.192	.167	.147	.130	.115
	C45	1	1	.993	.951	.894	.809	.695	.574	.468	.384	.319	.268	.229	.197	.171	.150	.133	.118
	C50	1	1	.993	.951	.893	.808	.694	.572	.467	.383	.318	.267	.228	.196	.170	.149	.132	.118
	D18	1	1	1	.963	.916	.850	.757	.647	.540	.448	.375	.317	.270	.233	.203	.178	.158	.141
	D24	1	1	1	.996	.957	.905	.830	.727	.610	.502	.415	.345	.291	.248	.214	.186	.163	.144
	D30	1	1	.996	.957	.904	.828	.723	.605	.498	.411	.342	.288	.245	.211	.184	.161	.143	.127
	D35	1	1	.996	.957	.905	.830	.726	.609	.502	.414	.345	.291	.248	.213	.186	.163	.144	.128
	D40	1	1	.998	.960	.910	.838	.739	.624	.516	.427	.356	.301	.256	.221	.192	.169	.149	.133
	D50	1	1	.997	.958	.906	.831	.728	.612	.505	.417	.347	.292	.249	.215	.187	.164	.145	.129
	D60	1	1	1	.964	.917	.851	.759	.649	.542	.450	.377	.318	.272	.234	.204	.179	.159	.141
	D70	1	1	1	.969	.927	.869	.789	.688	.582	.488	.411	.348	.298	.257	.224	.197	.174	.155
Massiccio UNI 11035:2010	Castagno S	1	1	1	.967	.924	.863	.779	.675	.568	.475	.399	.338	.289	.249	.217	.191	.169	.150
	Querce cad. S	1	1	.994	.952	.895	.812	.699	.578	.472	.388	.322	.271	.231	.199	.173	.151	.134	.119
	Pioppo Ontano S	1	.994	.985	.936	.863	.753	.619	.496	.398	.323	.267	.224	.190	.163	.142	.124	.110	.098
	Altre latifoglie S	1	1	.999	.963	.915	.848	.755	.644	.536	.445	.372	.315	.268	.232	.202	.177	.157	.139
	Abete S2	1	1	.994	.952	.896	.813	.701	.580	.474	.390	.324	.272	.232	.200	.174	.152	.135	.120
	Abete S3	1	1	.995	.955	.900	.821	.713	.593	.487	.401	.333	.281	.239	.206	.179	.157	.139	.124
	Pino laricio S1	1	1	.995	.954	.899	.818	.709	.589	.483	.397	.330	.278	.237	.204	.177	.155	.137	.122
	Pino laricio S2	1	1	.996	.957	.904	.828	.723	.605	.498	.411	.342	.288	.245	.211	.184	.161	.143	.127
	Pino laricio S3	1	1	.999	.962	.914	.846	.751	.639	.531	.441	.368	.311	.265	.229	.199	.175	.155	.138
	Larice S2	1	1	.998	.960	.910	.838	.739	.624	.517	.428	.357	.301	.257	.221	.193	.169	.149	.133
	Larice S3	1	1	.998	.961	.912	.842	.745	.632	.524	.434	.363	.306	.261	.225	.196	.172	.152	.135
	Douglasia S1	1	1	.999	.963	.915	.848	.754	.643	.536	.445	.372	.314	.268	.231	.201	.177	.156	.139
	Douglasia S2/3	1	1	.999	.962	.914	.846	.751	.638	.531	.440	.368	.311	.265	.229	.199	.175	.155	.138
	Altre conifere S1	1	.998	.990	.945	.882	.788	.665	.541	.438	.358	.297	.249	.212	.182	.158	.139	.123	.109
	Altre conifere S2	1	.998	.990	.946	.884	.791	.669	.546	.442	.362	.300	.252	.214	.184	.160	.140	.124	.110
	Altre conifere S3	1	.999	.991	.947	.886	.794	.674	.551	.447	.366	.303	.255	.217	.186	.162	.142	.126	.112
Lamellare EN 14080:2013	GL20c	1	1	1	.983	.958	.919	.850	.740	.616	.507	.420	.352	.299	.256	.222	.194	.172	.152
	GL22c	1	1	.999	.980	.953	.909	.828	.705	.579	.473	.391	.327	.277	.238	.206	.180	.159	.141
	GL24c	1	1	.999	.980	.952	.906	.823	.698	.571	.466	.385	.322	.273	.234	.203	.178	.157	.139
	GL26c	1	1	.999	.980	.953	.907	.824	.701	.574	.469	.387	.324	.275	.235	.204	.178	.157	.140
	GL28c	1	1	.999	.980	.954	.910	.830	.709	.582	.476	.394	.329	.279	.240	.208	.182	.160	.142
	GL30c	1	1	1	.981	.955	.912	.835	.717	.590	.484	.400	.335	.284	.244	.211	.185	.163	.145
	GL32c	1	1	1	.982	.957	.917	.846	.733	.608	.499	.413	.346	.294	.252	.219	.191	.169	.150
	GL20h	1	.999	.995	.973	.937	.870	.751	.608	.486	.393	.322	.269	.228	.195	.169	.148	.130	.115
	GL22h	1	1	.998	.978	.948	.897	.803	.672	.545	.443	.365	.305	.259	.222	.192	.168	.148	.132
	GL24h	1	1	.998	.978	.948	.897	.803	.672	.545	.443	.365	.305	.259	.222	.192	.168	.148	.132
	GL26h	1	1	.997	.977	.946	.892	.793	.658	.532	.432	.356	.297	.252	.216	.187	.163	.144	.128
	GL28h	1	1	.997	.975	.943	.885	.779	.641	.516	.418	.344	.287	.243	.208	.181	.158	.139	.124
	GL30h	1	1	.997	.975	.943	.886	.781	.643	.518	.420	.345	.288	.244	.209	.181	.159	.140	.124
	GL32h	1	1	.996	.975	.942	.882	.773	.633	.508	.412	.339	.283	.239	.205	.178	.155	.137	.122

Tabella 3.13: Valori del k_c in funzione della classe di resistenza e della snellezza geometrica λ .

Come già detto, il problema della instabilità si può avere per $\lambda_{rel} > 0,3$; osservando la Figura 3.3 e la Tabella 3.13 si può affermare, in via semplificata, che quando $\lambda < 18$ generalmente non si ha il problema della instabilità e non sono quindi necessarie ulteriori valutazioni.

3.3.2 Elementi inflessi (stabilità di trave)



L'instabilizzazione della trave è possibile solo per flessione intorno all'asse forte Y, cioè è possibile solo per momento M_y ; pertanto qualora ci sia solo momento M_z la verifica di stabilità è superflua.

Il problema si può presentare per travi con sezione snella in cui $J_y \gg J_z$, ovvero per travi con $h > 4b$; tipicamente le travi di legno massiccio hanno l'altezza non superiore a due volte la base e quindi risultano generalmente stabili; il problema della stabilità di trave è tipico delle grosse travi di legno lamellare la cui altezza è ben superiore a 4 volte la base (sezione snella).

Anche per gli elementi inflessi è possibile studiare la stabilità dell'asta allo svergolamento laterale impostando l'equilibrio in condizione deformata. Si definisce allora un momento critico che, come lo sforzo normale critico, separa la condizione stabile da quella instabile, e di conseguenza una tensione critica, espressi nelle formule seguenti:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{l_{ef}} \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot J_z \cdot G_{05} \cdot J_t} \quad (3.27)$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{cr}}{W_y} = \frac{\pi \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot J_z \cdot G_{05} \cdot J_{tor}}}{l_{ef} \cdot W_y} \quad (3.28)$$

l_{ef} è la lunghezza efficace definita in funzione della distanza fra i vincoli torsionali ma anche dal tipo di carico e del suo punto di applicazione, come spiegato più avanti.

La formula si può semplificare:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot J_z \cdot G_{05} \cdot J_{tor}}}{l_{ef} \cdot W_y} = \frac{\pi \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot \left(\frac{b^3 \cdot h}{12}\right) \cdot G_{05} \cdot (\alpha \cdot b^3 \cdot h)}}{l_{ef} \cdot \left(\frac{b \cdot h^2}{6}\right)} = \frac{\pi \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot \sqrt{3 \cdot \alpha \cdot E_{0,05} \cdot G_{05}} \quad (3.29)$$

in cui si è posto:

$$J_t = \alpha \cdot b^3 \cdot h \quad \text{con} \quad \alpha \simeq \frac{1}{3 + 1,8 \cdot \frac{b}{h}} \quad (\text{formula approssimata}) \quad (3.30)$$

oppure assumendo i valori esatti (valori intermedi per interpolazione):

h/b	1	1,2	1,5	2,0	2,5	3	4	5	10	∞
α	0,140	0,166	0,196	0,229	0,249	0,263	0,281	0,291	0,312	0,333

Per travi di legno lamellare composte da almeno 10 lamelle, il prodotto $E_{0,05} \cdot G_{05}$ può essere amplificato di un fattore pari a 1,4 (EN14080:2013 §5.1.3); in tal caso la formula 3.29 diventa:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot \sqrt{3 \cdot \alpha \cdot 1,4 \cdot E_{0,05} \cdot G_{05}} \quad (3.31)$$

Qualora i valori di G_{05} non risultino presenti nelle tabelle dei profili di resistenza, possono essere assunte le relazioni presenti in Tabella 3.1 a pagina 23.

Analogamente a quanto fatto per l'asta compressa si definisce una snellezza relativa a flessione e un coefficiente k_{crit} ad essa collegato con il quale ricondurre la verifica di stabilità a una verifica di resistenza; si ha:

$$\sigma_{m,y} \leq k_{crit} \cdot f_{m,y,d} \quad \text{verifica di resistenza e stabilità delle aste inflesse} \quad (3.32)$$

snellezza relativa:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (3.33)$$

Per considerare le imperfezioni geometriche e meccaniche del materiale si definisce k_{crit} come segue:

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{se } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} & \text{se } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{se } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad (3.34)$$

Il problema della instabilità convenzionalmente si considera se $\lambda_{rel,m} > 0,75$.

L'EC5 fornisce una formula semplificata per gli elementi di conifera che però a volte non risulta a favore di sicurezza:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 \cdot b^2 \cdot E_{0,05}}{l \cdot h} \quad (3.35)$$

La definizione della lunghezza efficace l_{ef} , segue le seguenti regole:

- trave su due appoggi:

$$l_{ef} = \beta \cdot a + \begin{cases} +2 \cdot h & \text{se il carico è applicato sul bordo compresso} \\ +0 & \text{se il carico è applicato sull'asse} \\ -0,5 \cdot h & \text{se il carico è applicato al bordo teso} \end{cases} \quad (3.36)$$

con la limitazione $l_{ef} \leq 2a$

- trave a mensola:

$$l_{ef} = \beta \cdot a + \begin{cases} +2 \cdot h & \text{se il carico è applicato sul bordo teso} \\ +0 & \text{se il carico è applicato sull'asse} \\ -0,5 \cdot h & \text{se il carico è applicato al bordo compresso} \end{cases} \quad (3.37)$$

a = distanza fra i ritegni flessotorsionali.

Nelle formule 3.36 e 3.37 il termine in parentesi graffa tiene conto della posizione del carico che può essere più o meno penalizzante ai fini della stabilità.

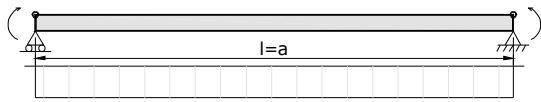
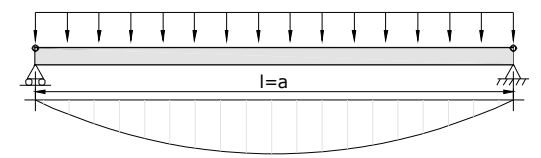
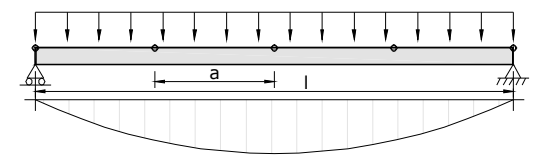
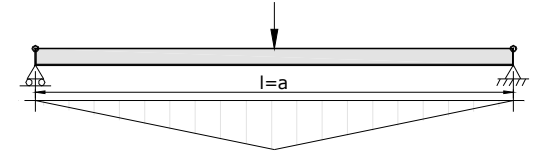
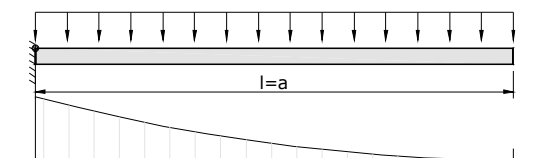
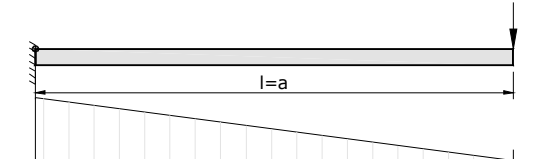
	Tipo di carico	β	Schema statico
Doppio appoggio	Momento costante, ritegni flessotorsionali solo agli appoggi.	1,0	
	Carico uniformemente distribuito, ritegni flessotorsionali solo agli appoggi.	0,9	
	Carico uniformemente distribuito, ritegni flessotorsionali agli appoggi e in luce.	1,0	
	Forza concentrata in mezzera, ritegni flessotorsionali solo agli appoggi.	0,8	
Mensola	Carico uniformemente distribuito, ritegno flessotorsionale solo all'incastro.	0,5	
	Forza concentrata all'estremo libero, ritegno flessotorsionale solo all'incastro.	0,8	

Tabella 3.14: Fattore β per la valutazione della lunghezza efficace l_{ef} .
Il ritegno flessotorsionale è contrassegnato con "O"

Riferendosi invece alla snellezza geometrica calcolata con la formula semplice

$$\lambda_m = \frac{\sqrt{l_{ef} \cdot h}}{b}, \text{ si hanno i seguenti valori:}$$

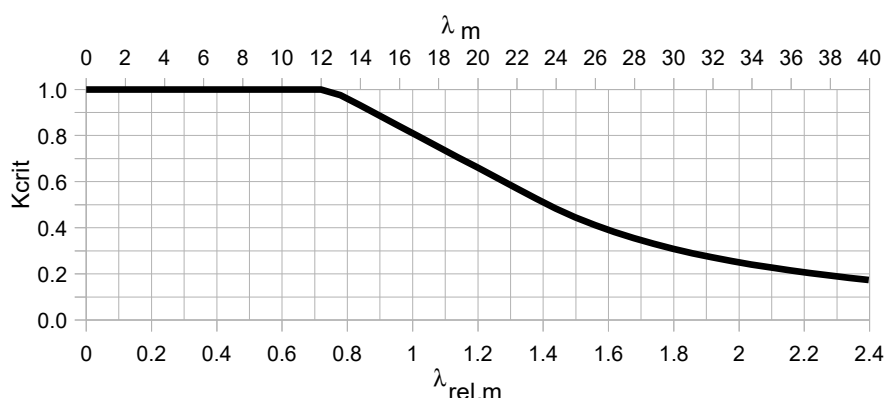


Figura 3.4: Andamento del k_{crit} in funzione sia della snellezza geometrica λ_m che della snellezza relativa $\lambda_{rel,m}$ per legno lamellare di classe GL24h con meno di 10 lamelle e $h/b=5$ ($\alpha=0,291$).
Il grafico letto secondo gli assi k_{crit} - $\lambda_{rel,m}$ è valido per tutti i tipi di legno.

Classe di resistenza		Snellezza geometrica $\lambda_m = \frac{\sqrt{(l_{ef} \cdot h)}}{b}$																	
		10	11	12	13	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
Massiccio EN 338:2009	C14	1	1	.986	.939	.891	.795	.700	.604	.509	.427	.364	.314	.274	.240	.213	.190	.170	.154
	C16	1	1	.986	.939	.891	.795	.700	.604	.509	.427	.364	.314	.273	.240	.213	.190	.170	.154
	C18	1	1	.984	.936	.888	.792	.696	.600	.504	.424	.361	.311	.271	.238	.211	.188	.169	.153
	C20	1	1	.970	.921	.872	.774	.675	.577	.481	.404	.344	.297	.259	.227	.201	.180	.161	.146
	C22	1	1	.958	.908	.858	.758	.658	.557	.462	.389	.331	.285	.249	.219	.194	.173	.155	.140
	C24	1	1	.961	.911	.861	.761	.661	.561	.466	.392	.334	.288	.251	.220	.195	.174	.156	.14
	C27	1	.989	.937	.886	.834	.730	.626	.522	.432	.363	.309	.267	.232	.204	.181	.161	.145	.131
	C30	1	.970	.917	.863	.809	.702	.595	.489	.404	.340	.289	.250	.217	.191	.169	.151	.136	.122
	C35	1	.948	.892	.837	.781	.670	.559	.454	.376	.316	.269	.232	.202	.178	.157	.140	.126	.114
	C40	.989	.932	.874	.817	.760	.646	.532	.431	.356	.299	.255	.220	.191	.168	.149	.133	.119	.108
	C45	.973	.914	.856	.797	.738	.621	.504	.408	.337	.283	.242	.208	.181	.159	.141	.126	.113	.102
	C50	.961	.901	.841	.781	.721	.602	.484	.392	.324	.272	.232	.200	.174	.153	.136	.121	.109	.098
	D18	1	1	1	1	.976	.893	.809	.726	.643	.559	.478	.413	.359	.316	.280	.250	.224	.202
	D24	1	1	1	.951	.904	.810	.717	.623	.529	.445	.379	.327	.285	.250	.222	.198	.177	.160
	D30	1	.990	.939	.887	.835	.732	.628	.525	.434	.364	.310	.268	.233	.205	.182	.162	.145	.131
	D35	1	.971	.917	.864	.810	.703	.596	.490	.405	.341	.290	.250	.218	.192	.170	.151	.136	.123
	D40	1	.954	.898	.843	.788	.678	.568	.463	.382	.321	.274	.236	.206	.181	.160	.143	.128	.116
	D50	.989	.932	.875	.818	.761	.647	.533	.432	.357	.300	.255	.220	.192	.169	.149	.133	.120	.108
	D60	.991	.934	.877	.821	.764	.650	.536	.435	.359	.302	.257	.222	.193	.170	.150	.134	.120	.109
	D70	.994	.937	.880	.824	.767	.654	.541	.439	.362	.305	.259	.224	.195	.171	.152	.135	.121	.110
Massiccio UNI 11035:2010	Castagno S	1	1	1	.971	.926	.835	.744	.654	.563	.475	.405	.349	.304	.267	.237	.211	.190	.171
	Querce cad. S	.994	.937	.881	.824	.768	.654	.541	.439	.363	.305	.260	.224	.195	.171	.152	.135	.122	.110
	Pioppo Ontano S	.983	.925	.867	.809	.752	.636	.521	.422	.349	.293	.250	.215	.187	.165	.146	.130	.117	.105
	Altre latifoglie S	1	1	1	.958	.912	.819	.726	.634	.541	.455	.388	.335	.291	.256	.227	.202	.182	.164
	Abete S2	1	1	.969	.920	.870	.772	.673	.575	.479	.402	.343	.296	.258	.226	.201	.179	.161	.145
	Abete S3	1	1	1	.984	.939	.851	.762	.673	.585	.497	.423	.365	.318	.279	.248	.221	.198	.179
	Pino laricio S1	1	.951	.896	.841	.785	.675	.564	.459	.380	.319	.272	.234	.204	.179	.159	.142	.127	.115
	Pino laricio S2	1	1	1	.963	.917	.825	.734	.642	.550	.463	.395	.340	.296	.261	.231	.206	.185	.167
	Pino laricio S3	1	1	1	1	.928	.850	.771	.692	.613	.534	.461	.401	.353	.312	.279	.250	.226	.202
	Larice S2	1	1	1	.963	.917	.825	.733	.642	.550	.463	.395	.340	.296	.260	.231	.206	.185	.167
	Larice S3	1	1	1	1	.967	.882	.798	.713	.628	.543	.464	.400	.348	.306	.271	.242	.217	.196
	Douglasia S1	1	1	.961	.911	.862	.762	.662	.562	.467	.392	.334	.288	.251	.221	.195	.174	.156	.141
	Douglasia S2/3	1	1	1	.987	.943	.854	.766	.678	.590	.502	.428	.369	.321	.282	.250	.223	.200	.181
	Altre conifere S1	1	.949	.894	.838	.783	.672	.561	.456	.377	.317	.270	.233	.203	.178	.158	.141	.126	.114
	Altre conifere S2	1	.996	.945	.894	.842	.740	.637	.535	.442	.372	.317	.273	.238	.209	.185	.165	.148	.134
	Altre conifere S3	1	1	.972	.923	.874	.776	.678	.580	.484	.407	.346	.299	.260	.229	.203	.181	.162	.146
Lamellare EN 14080:2013	GL20c	1	1	1	1	.970	.885	.801	.717	.632	.548	.468	.403	.351	.309	.274	.244	.219	.198
	GL22c	1	1	1	.985	.941	.852	.764	.675	.587	.499	.425	.367	.319	.281	.249	.222	.199	.180
	GL24c	1	1	1	.968	.922	.831	.740	.649	.558	.471	.401	.346	.301	.265	.235	.209	.188	.169
	GL26c	1	1	1	.958	.912	.819	.727	.634	.541	.455	.388	.335	.291	.256	.227	.202	.182	.164
	GL28c	1	1	.989	.941	.894	.799	.703	.608	.513	.431	.368	.317	.276	.243	.215	.192	.172	.155
	GL30c	1	1	.975	.926	.877	.779	.682	.584	.488	.410	.350	.301	.263	.231	.204	.182	.164	.148
	GL32c	1	1	.961	.911	.861	.761	.661	.561	.466	.392	.334	.288	.251	.220	.195	.174	.156	.141
	GL20h	1	1	1	.983	.938	.850	.761	.672	.583	.495	.422	.364	.317	.279	.247	.220	.198	.178
	GL22h	1	1	1	.988	.944	.856	.768	.680	.593	.505	.430	.371	.323	.284	.252	.224	.201	.182
	GL24h	1	1	1	.976	.931	.841	.751	.661	.571	.483	.412	.355	.309	.272	.241	.215	.193	.174
	GL26h	1	1	1	.960	.913	.821	.729	.636	.544	.458	.390	.336	.293	.257	.228	.203	.183	.165
	GL28h	1	1	.990	.943	.895	.800	.706	.611	.516	.433	.369	.318	.277	.244	.216	.193	.173	.156
	GL30h	1	1	.981	.933	.885	.788	.692	.595	.499	.420	.358	.308	.269	.236	.209	.186	.167	.151
	GL32h	1	1	.969	.919	.870	.771	.673	.574	.478	.402	.343	.295	.257	.226	.200	.179	.160	.145

Tabella 3.15: Valori del k_{crit} in funzione della classe di resistenza e della snellezza geometrica λ_m . Valori ricavati per $h/b=5$ ($\alpha=0,291$); valori cautelativi per travi con $h/b>5$. Nel caso del legno lamellare si fa riferimento a travi con meno di 10 lamelle.

Classe di resistenza		Snellezza geometrica $\lambda_m = \frac{\sqrt{I_{ef} \cdot h}}{b}$																	
		10	11	12	13	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
Lamellare EN 14080:2013	GL20c	1	1	1	1	1	.940	.862	.785	.707	.630	.552	.477	.416	.365	.324	.289	.259	.234
	GL22c	1	1	1	1	.991	.909	.828	.747	.665	.584	.503	.434	.378	.332	.294	.263	.236	.213
	GL24c	1	1	1	1	.974	.890	.806	.723	.639	.555	.475	.409	.356	.313	.278	.248	.222	.200
	GL26c	1	1	1	1	.964	.879	.794	.709	.623	.538	.459	.396	.345	.303	.269	.240	.215	.194
	GL28c	1	1	1	.991	.948	.860	.773	.685	.598	.510	.435	.375	.327	.287	.254	.227	.204	.184
	GL30c	1	1	1	.977	.932	.842	.753	.663	.573	.485	.414	.357	.311	.273	.242	.216	.194	.175
	GL32c	1	1	1	.963	.917	.825	.734	.642	.550	.463	.395	.340	.297	.261	.231	.206	.185	.167
	GL20h	1	1	1	1	.989	.907	.825	.744	.662	.580	.499	.431	.375	.330	.292	.261	.234	.211
	GL22h	1	1	1	1	.994	.913	.832	.751	.671	.590	.509	.439	.382	.336	.298	.266	.238	.215
	GL24h	1	1	1	1	.982	.899	.816	.734	.651	.568	.487	.420	.366	.322	.285	.254	.228	.206
	GL26h	1	1	1	1	.966	.881	.796	.711	.626	.541	.461	.398	.347	.305	.270	.241	.216	.195
	GL28h	1	1	1	.993	.949	.862	.774	.687	.600	.513	.437	.377	.328	.288	.256	.228	.205	.185
	GL30h	1	1	1	.983	.939	.850	.762	.673	.584	.496	.423	.365	.318	.279	.247	.221	.198	.179
	GL32h	1	1	1	.971	.926	.835	.744	.654	.563	.476	.405	.349	.304	.268	.237	.211	.190	.171

Tabella 3.16: Valori del k_{crit} in funzione della classe di resistenza e della snellezza geometrica λ_m . Valori ricavati per $h/b=5$ ($\alpha=0,291$); valori cautelativi per travi con $h/b>5$. Si fa riferimento a travi con 10 lamelle o più.

Come già detto, il problema della instabilità flessotorsionale si può avere per $\lambda_{rel,m} > 0,75$; osservando la Figura 3.4, la Tabella 3.15 e la Tabella 3.16 si può affermare, in via semplificata, che quando $\lambda_m < 12$ non si ha il problema della instabilità flessotorsionale e non sono quindi necessarie ulteriori valutazioni.

3.3.3 Controventi per sistemi di travi inflesse o capriate

Si tratta dei controventi di falda generalmente realizzati mediante croci di S. Andrea metalliche o di legno.

Nelle coperture in legno è opportuno che i controventi di falda non siano ad interasse superiore a 30÷40m.

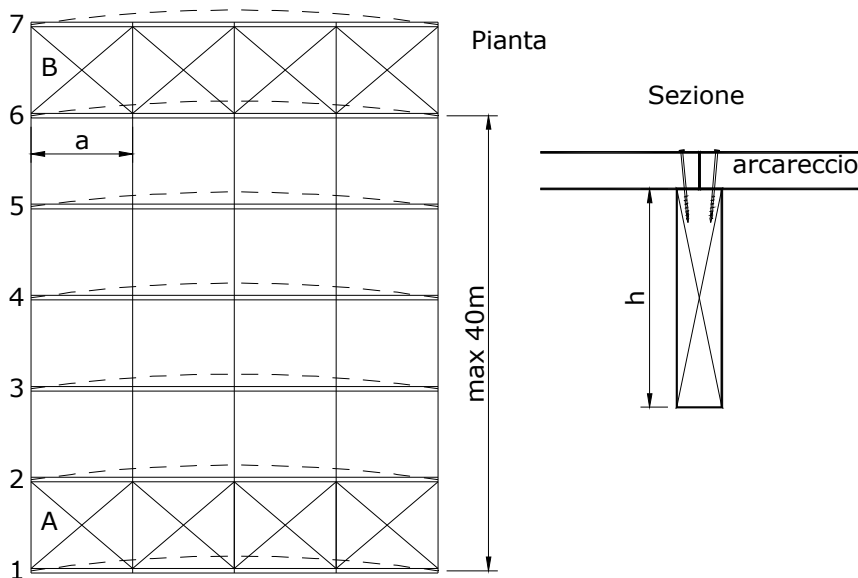


Figura 3.5: Nello schema di figura, nell'ipotesi che le travi (o capriate) tendano ad instabilizzarsi piegando verso le linee tratteggiate, si considera che le travi 1 e 2 siano controventate dal controvento A, mentre le travi dalla 3 alla 7 siano controventate dal controvento B in quanto le travi si "appoggiano" al controvento B, non si "appendono" al controvento A.

Pertanto, nello schema di figura, il controvento più sollecitato è il B gravato dallo sforzo di stabilizzazione di $n=7-2=5$ elementi.

Gli sforzi ai controventi generalmente vengono trasferiti per compressione degli arcarecci e non per trazione in quanto il funzionamento a compressione generalmente avviene per rigido contatto, mentre a trazione entra in gioco la deformabilità delle unioni che abbatte notevolmente la rigidità del sistema di trasferimento dello sforzo.

Per una serie di n elementi da stabilizzare, il carico di stabilizzazione q_d per unità di lunghezza l del controvento è dato da:

$$q_d = k_i \cdot \frac{n \cdot N_d}{30 \cdot l} \quad (3.38)$$

$$k_i = \min \left\{ \frac{1}{\sqrt{\frac{15}{l}}} \right\} \quad (3.39)$$

dove l è la luce in metri; in via prudenziale è opportuno porre sempre $k_i=1$.

- per le capriate N_d è lo sforzo normale medio nell'elemento da stabilizzare, generalmente il corrente superiore;
- per le travi inflesse ad anima piena N_d è lo sforzo normale convenzionale della zona compressa pari a:

$$N_d = (1 - k_{crit}) \cdot \frac{M_d}{h} \quad (3.40)$$

dove M_d è il momento flettente massimo nella trave da stabilizzare di altezza h , k_{crit} è determinato per la trave supposta non controventata.

Da notare che per le travi inflesse lo sforzo normale convenzionale è tanto maggiore quanto più instabile sarebbe la trave priva di controventi (k_{crit} piccolo).

Il carico su ciascun nodo strutturale del controvento, considerando che la maglia ha passo a , è:

$$F_d = q_d \cdot a$$

Il controvento va calcolato per resistere ai carichi F_d ai quali si sommano gli eventuali altri carichi esterni (tipicamente il vento di trascinamento sulla falda ed il vento di facciata).

La deformazione massima del controvento soggetto a tutti i carichi anzi detti deve essere inferiore a $l/500$; l'EC5 non specifica a quale stato limite ci si deve riferire per questa verifica, tuttavia si ritiene debba essere condotta con riferimento alla combinazione di carico SLU fondamentale.

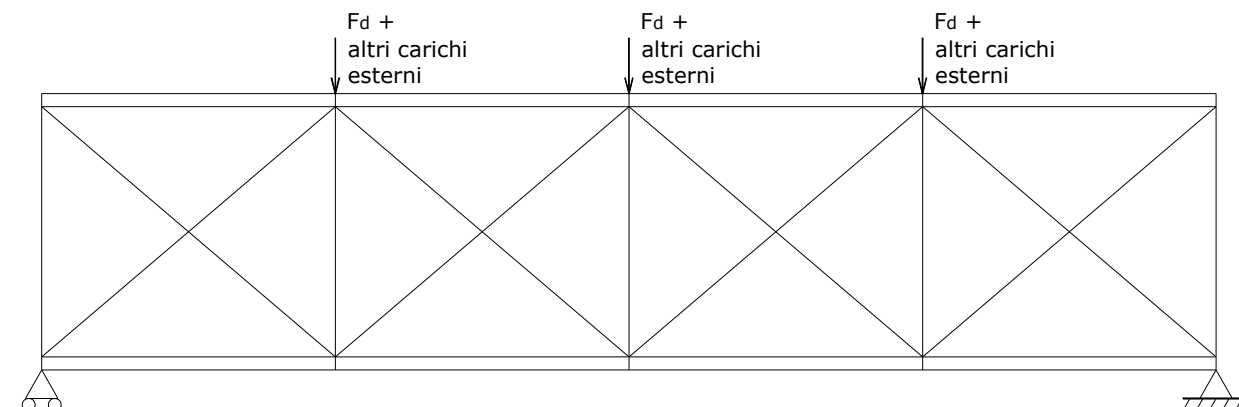


Figura 3.6: Schema di calcolo del controvento di falda.

Per travi inflesse senza controventi è necessario che agli appoggi vi sia un efficace sistema di vincolo che impedisca la rotazione intorno all'asse della trave (ritegno torsionale); tale vincolo deve essere in grado di resistere ad un momento torcente trasmesso dalla testa della trave pari a:

$$M_t = \frac{M_d}{80} \quad (3.41)$$

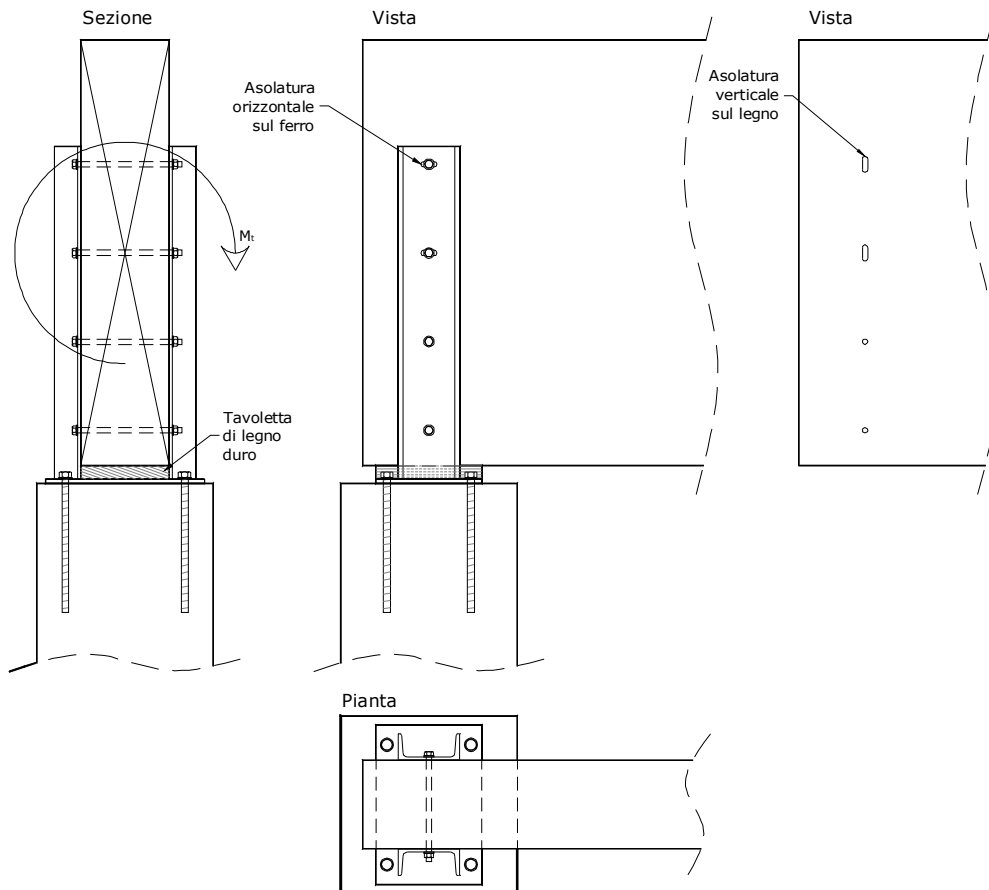


Figura 3.7: Dettaglio tipico di un appoggio di una trave di legno lamellare di grande luce realizzata mediante una forcilla di acciaio connessa alla trave con bulloni passanti. La forcilla deve impedire il sollevamento, la traslazione orizzontale e la torsione della testa della trave ma consentire alcuni movimenti:

- la rotazione all'appoggio dovuta all'inflessione della trave mediante l'asolatura orizzontale dei fori più alti;
- la variazione di altezza della sezione della trave a causa del ritiro e rigonfiamento mediante l'asolatura verticale dei fori più alti.

3.3.4 Elementi pressoinflessi (stabilità di colonna e di trave)

L'EC5 distingue il caso della colonna soggetta a pressoflessione e della trave soggetta a pressoflessione generando un po' di confusione.

La norma tedesca DIN1052 fa un po' di chiarezza, pertanto di seguito si riporta la trattazione contenuta in DIN1052.

Se $\lambda_{rel,y} < 0,3$, $\lambda_{rel,z} < 0,3$ e $\lambda_{rel,m} < 0,75$ (o che è lo stesso $\lambda_y < 18$, $\lambda_z < 18$ e $\lambda_m < 12$) non si hanno problemi di stabilità né di pilastro e neanche di trave, pertanto si effettua la sola verifica di resistenza soddisfacendo ambedue le seguenti formule:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\leq 0,9^{(*)}) \quad (3.42)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\leq 0,9^{(*)}) \quad (3.43)$$

dove $k_m = 0,7$ per sezione rettangolare e

e $k_m = 1,0$ per altro tipo di sezione.

(*) Per aste pressoinflesse di capriate caricate in modo predominante in corrispondenza delle unioni (EC5 9.2.1).

In tutti gli altri casi vanno soddisfatte ambedue le seguenti formule:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\leq 0,9^{(*)}) \quad (3.44)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\leq 0,9^{(*)}) \quad (3.45)$$

(*) Per aste pressoinflesse di capriate caricate in modo predominante in corrispondenza delle unioni.

La distinzione fra $f_{m,y,d}$ ed $f_{m,z,d}$ risulta necessaria solo se nel calcolo delle resistenze di progetto si utilizza il coefficiente di altezza k_h .

3.4 Le travi rastremate, curve e centinate



Foto 3.4: Particolare trave in legno massiccio naturalmente acuita ricavata da un tronco storto di natura.

Con la tecnica del legno lamellare è possibile realizzare travi di forma particolare generalmente utilizzate per realizzare coperture di grande luce. Questo capitolo non è quindi riferito al legno massiccio che viene prodotto e utilizzato ad asse rettilineo.

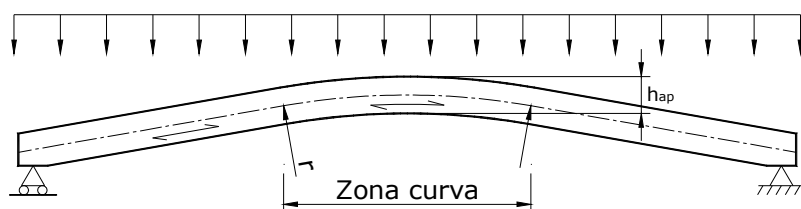
Il vantaggio principale è che queste travi hanno già l'estradosso inclinato per realizzare le falde.

Esistono tuttavia alcuni aspetti del calcolo da considerare che nascono proprio dalla forma.

In questo capitolo si esaminano travi, cioè elementi prevalentemente inflessi; l'estensione di questi concetti alle aste curve comunque sollecitate è comunque possibile.

Nella trattazione che segue, conforme all'EC5, l'angolo α esprime l'inclinazione della fibratura al bordo eventualmente rastremato.

3.4.1 Le travi curve

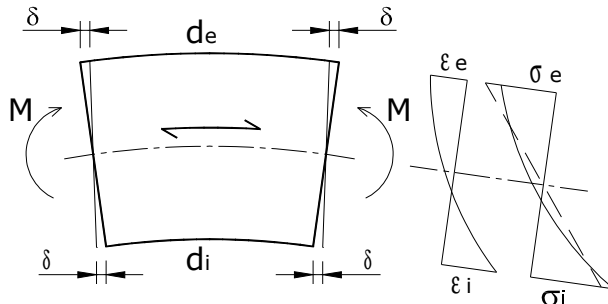


Nelle formule presenti nell'EC5 per le travi curve si assume sempre $\alpha = 0$.

Non linearità delle tensioni normali di flessione

Si prenda in esame il concio centrale soggetto a momento flettente.

Si consideri, almeno in prima approssimazione, valido il principio di conservazione delle sezioni piane, pertanto ciascuna delle due sezioni estreme ruota dello stesso angolo dando origine ad un accorciamento dell'estradosso 2δ pari all'allungamento dell'intradosso.



Essendo lo sviluppo dell'estradosso maggiore dello sviluppo dell'intradosso valgono la seguenti relazioni:

$$d_e > d_i; \quad |\epsilon_e| = \frac{2 \cdot |\delta|}{d_e} < \frac{2 \cdot |\delta|}{d_i} = |\epsilon_i|$$

Essendo valida la legge di Hooke si ha:

$$|\sigma_e| = |\epsilon_e| \cdot E < |\epsilon_i| \cdot E = |\sigma_i|$$

pertanto, dovendo la sezione rimanere in equilibrio, l'integrale delle tensioni di compressione della parte superiore deve essere uguale in valore assoluto all'integrale delle tensioni di trazione della parte inferiore, quindi l'asse neutro deve necessariamente essere sotto la mezzeria.

Rispetto alle tensioni di flessione calcolate con la formula di Navier $\sigma = \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2}$ si ha:

$$|\sigma_e| < \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} < |\sigma_i|$$

L'EC5 propone la seguente formula per calcolare la tensione massima di flessione:

$$\sigma_{m,d} = k_l \cdot \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} \quad \text{con } k_l \geq 1 \quad (3.46)$$

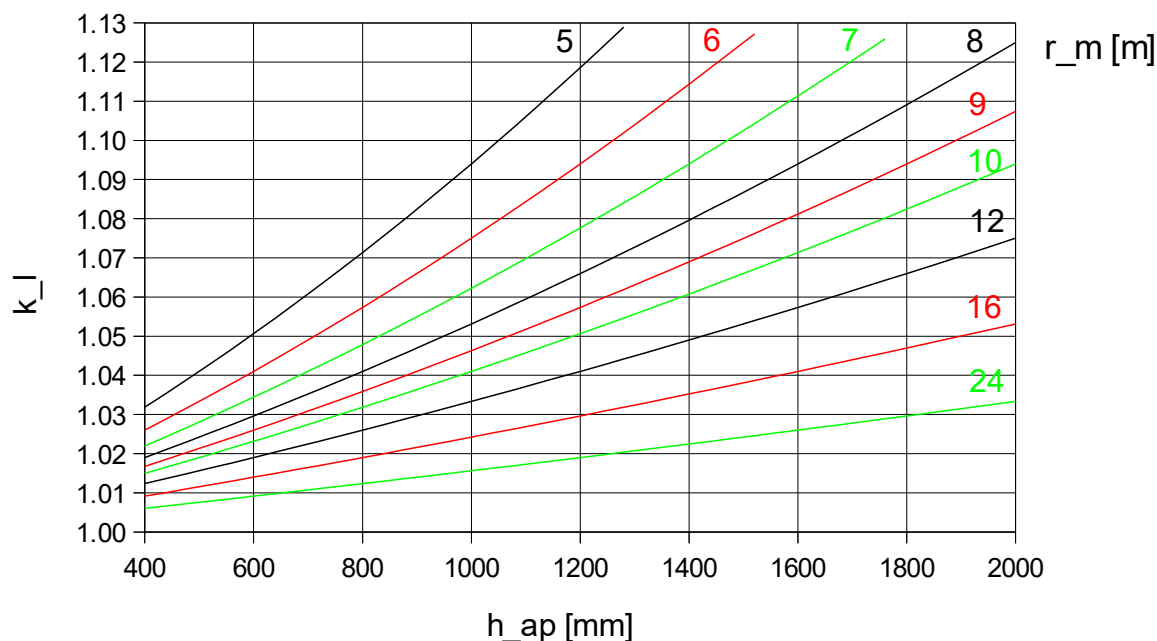
La formula generale riportata sull'EC5, per le travi curve, essendo $\alpha = 0$, diventa:

$$k_l = 1 + 0,35 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r_m} \right) + 0,6 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r_m} \right)^2 \quad (3.47)$$

con: r_m = raggio medio = $r_{int} + h/2$

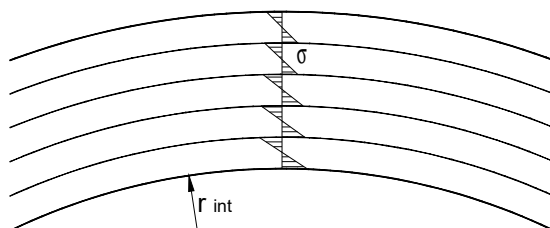
E' consigliabile comunque adottare rapporti $h_{ap}/r < 1/4$.

Nel caso limite $h_{ap}/r = 1/4$ si ha $k_l = 1,13$.



Tensioni indotte a causa della curvatura delle lamelle in fase di realizzazione della trave curva.

Le travi curve sono ottenute incollando fra loro lamelle, originariamente dritte, curve a forza; durante la costruzione ogni lamella viene quindi sottoposta ad un momento flettente che provoca delle tensioni di flessione.



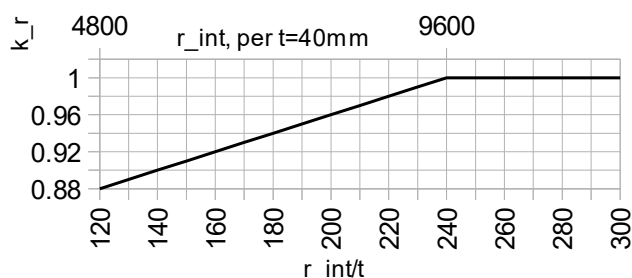
Ogni lamella conserva delle autotensioni di flessione dovute alla costruzione, pertanto la sezione conserva un diagramma formato da diagrammi a farfalla consecutivi.

La lamella inferiore, maggiormente curva, è quella soggetta ad autotensioni maggiori.

Le sollecitazioni esterne provocano delle tensioni che vanno a sommarsi alle autotensioni di costruzione.

L'EC5 considera questo fatto semplicemente diminuendo convenzionalmente la resistenza a flessione di progetto mediante il coefficiente $k_r \leq 1$ che assume il valore (r_{int} è il raggio interno della trave, cioè il raggio di curvatura della lamella più curva):

$$k_r = \begin{cases} 1 & \text{per } r_{int} \geq 240 \cdot t \\ 0,76 + 0,001 \cdot \frac{r_{int}}{t} & \text{per } r_{int} < 240 \cdot t \end{cases} \quad (3.48)$$



Nel grafico riportato sopra è indicata anche la scala per la lamella standard da 40mm di spessore.

La produzione di travi curve con $r_{\text{int}} < 200$ t, seppure possibile, risulta difficoltosa, si raccomanda che sia sempre $t \leq r_{\text{int}}/200$, quindi travi di raggio interno inferiori a 8m dovrebbero essere realizzate con lamelle di spessore inferiore a quello usuale di 40mm.

Sempre con riferimento a travi con lamelle di spessore 40mm, per $r_{\text{int}} > 240 \times 40 = 9600$ mm si ha $k_r = 1$.

Da notare che se una lamella di base b e spessore t di classe C24 ($E = 11000 \text{ N/mm}^2$) viene curvata con raggio $r = 240$ t, si ha:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E \cdot J} \rightarrow \frac{1}{r} = \frac{1}{240 \cdot t} = \frac{M \cdot 12}{E \cdot b \cdot t^3} \rightarrow M = \frac{E \cdot b \cdot t^2}{12 \cdot 240} \rightarrow$$

$$\sigma_m = \frac{6 \cdot M}{b \cdot t^2} = \frac{6 \cdot E \cdot b \cdot t^2}{12 \cdot 240 \cdot b \cdot t^2} = \frac{11000}{480} = 22.9 \text{ N/mm}^2 \quad (3.49)$$

cioè in fase di produzione si inducono sulle lamelle delle tensioni iniziali dell'ordine della resistenza caratteristica a flessione; tuttavia, grazie alla viscosità del legno, tali tensioni tendono col tempo a diminuire e non risultano quindi tanto importanti quanto sembrerebbe dalle considerazioni numeriche su espresse.

La verifica a flessione nelle travi curve è impostata nel seguente modo:

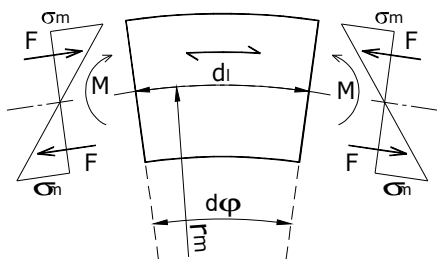
$$\sigma_{m,d} = k_l \cdot \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} \leq k_r \cdot f_{m,d} \quad (3.50)$$

con k_l dato dalla formula 3.47 e k_r dalla formula 3.48.

Trazione ortogonale alla fibratura

Si prenda il concio centrale di una trave curva su doppio appoggio caricata simmetricamente, tale concio è soggetto a solo momento flettente M .

Il concio ha angolo al centro $d\varphi$, raggio medio r_m e sviluppo della linea d'asse $d_l = r_m \cdot d\varphi$



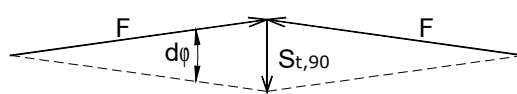
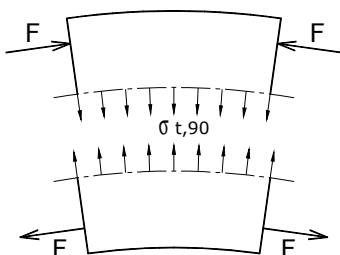
Trascurando la non linearità del diagramma delle tensioni normali ed assumendolo a farfalla, le tensioni massime di flessione valgono:

$$\sigma_m = \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} \quad \text{dove } b \times h \text{ è la sezione.}$$

La risultante delle tensioni normali di compressione nel semiconcio superiore (ma anche la risultante delle tensioni normali di trazione nel semiconcio inferiore) è

$$F = \frac{1}{2} \cdot \sigma_m \cdot b \cdot \frac{h}{2} = \sigma_m \cdot \frac{b \cdot h}{4}$$

In ciascun semiconcio le forze F non agiscono sulla stessa retta di azione e pertanto non risultano equilibrate, bisogna pertanto ammettere che fra il semiconcio superiore e quello inferiore nascano delle tensioni di trazione ortogonali alla fibratura $\sigma_{t,90}$ che ripristinano l'equilibrio.



$$S_{t,90} = 2 \cdot F \cdot \sin\left(\frac{d\varphi}{2}\right) \simeq$$

$$2 \cdot F \cdot \frac{d\varphi}{2} = F \cdot d\varphi =$$

$$\sigma_m \cdot \frac{b \cdot h}{4} \cdot d\varphi$$

La risultante delle tensioni di trazione ortogonali alla fibratura è:

$$S_{t,90} = \sigma_{t,90} \cdot b \cdot d_l = \sigma_{t,90} \cdot b \cdot r_m \cdot d\varphi \quad \text{essendo} \quad d_l = r_m \cdot d\varphi$$

$$S_{t,90} = \sigma_{t,90} \cdot b \cdot r_m \cdot d\varphi = \sigma_m \cdot \frac{b \cdot h}{4} \cdot d\varphi$$

$$\sigma_{t,90} = \frac{1}{4} \cdot \frac{h}{r_m} \cdot \sigma_m \quad (3.51)$$

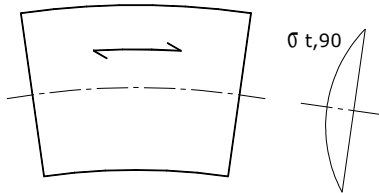
che in generale si può scrivere come:

$$\sigma_{t,90} = k_p \cdot \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} \quad (3.52)$$

$$\text{con} \quad k_p = \frac{1}{4} \cdot \frac{h}{r_m} \quad \text{valida per travi curve a sezione costante} \quad (3.53)$$

con: r_m = raggio medio.

rappresenta la massima tensione di trazione ortogonale alla fibratura che è in corrispondenza dell'asse neutro.



La formula generale del k_p riportata sull'EC5, per le travi curve diventa la 3.53, essendo $\alpha = 0$.

Da notare che la tensione di trazione ortogonale alla fibratura è una piccola frazione della tensione di flessione, tuttavia il legno ha una resistenza a trazione ortogonale alla fibratura molto bassa e quindi tali tensioni assumono estrema importanza nella progettazione delle travi curve.

La verifica di resistenza a trazione ortogonale alla fibratura si imposta nel seguente modo:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \cdot \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} \leq k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,d} \quad (3.54)$$

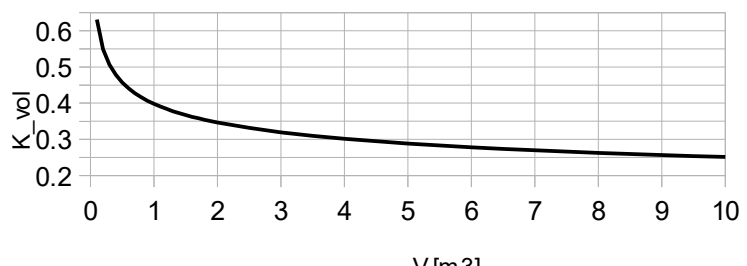
dove:

$k_{dis} = 1,4$ per le travi curve

k_{vol} è il coefficiente di volume che dipende dal volume V della zona sollecitata a trazione ortogonale alla fibratura:

$$k_{vol} = (0,01/V)^{0,2} \quad (3.55)$$

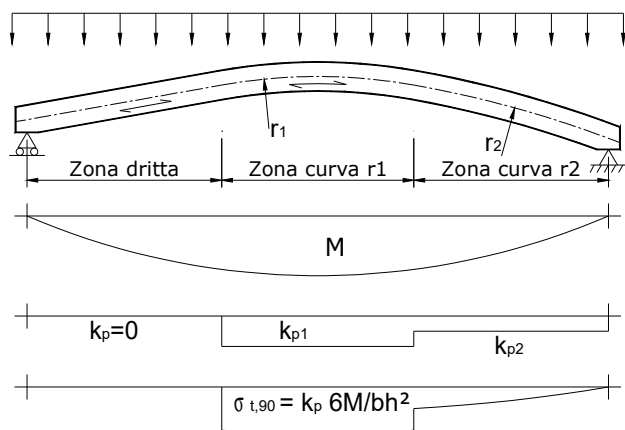
con V in m^3



Qualora il volume sollecitato superi 2/3 del volume totale della trave, si porrà $V = 2/3 V_{tot}$

Il coefficiente di volume riduce la resistenza di progetto all'aumentare del volume sollecitato, ciò perché all'aumentare del volume sollecitato aumenta la probabilità di

trovare in tale volume un difetto importante per la resistenza a trazione ortogonale alla fibratura.



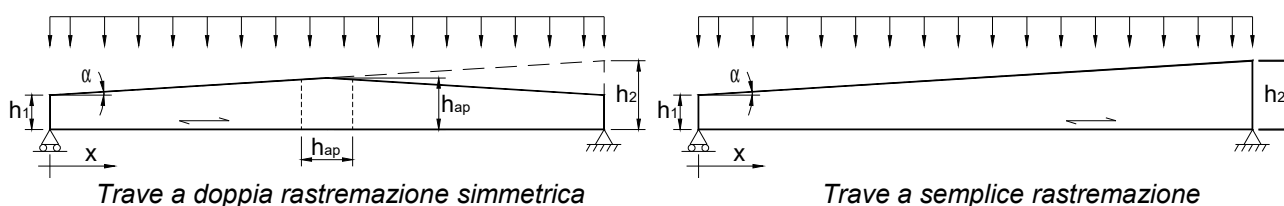
Nell'esempio la trave curva è formata da tre tratti, il primo è dritto ($r=\infty \rightarrow k_p = 0$), il secondo ed il terzo sono curvi ($r_1 < r_2 \rightarrow k_{p1} > k_{p2}$).

Essendo la sezione costante il diagramma delle tensioni ortogonali alla fibratura $\sigma_{t,90}$ è proporzionale al diagramma del momento flettente ed è moltiplicato per k_p .

La zona sollecitata a trazione ortogonale alla fibratura, ai fini del calcolo del volume sollecitato, è tutta la trave tranne la parte dritta.

Nel caso generale di trave curva policentrica su altro schema statico, si ha trazione ortogonale alla fibratura nei tratti in cui il centro di curvatura è dallo stesso lato delle fibre tese (ovvero dallo stesso lato del diagramma dei momenti), si ha compressione ortogonale nei tratti in cui il centro di curvatura è dallo stesso lato delle fibre compresse (ovvero dal lato opposto a quello del diagramma dei momenti), non si ha né trazione e neanche compressione ortogonale alla fibratura nei tratti ad asse rettilineo.

3.4.2 Travi rastremate



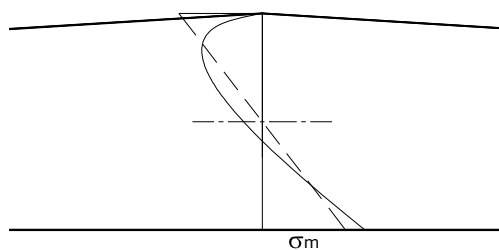
Nelle precedenti figure sono rappresentate due tipiche travi rastremate; la realizzazione prevede lamelle parallele all'intradosso, pertanto all'estradosso le lamelle risulteranno tagliate secondo la pendenza. E' possibile anche realizzare travi a estradosso piano ed intradosso rastremato (travi capovolte rispetto alla figura), tuttavia in seguito si vedrà che tali configurazioni sono da evitare.

Da tenere presente che per la realizzazione delle travi rastremate è necessario utilizzare legno lamellare omogeneo; non è possibile utilizzare legno lamellare di tipo combinato in quanto sul bordo rastremato si perderebbe la corretta composizione della sezione.

Nella trave a doppia rastremazione viene definita la sezione d'apice di altezza h_{ap} e la zona d'apice centrata sulla sezione d'apice e di estensione pari all'altezza d'apice; h_2 invece è un'altezza fittizia ricavata sul prolungamento della prima falda.

Non linearità delle tensioni normali di flessione all'apice delle travi a doppia rastremazione

Si può ripercorrere il ragionamento fatto per la trave curva per dimostrare che all'intradosso la tensione di flessione è leggermente superiore a quella derivante dall'applicazione della formula di Navier M/W .



Inoltre l'estradosso, in corrispondenza della sezione d'apice, cambia inclinazione da $+\alpha$ a $-\alpha$; essendo sia le tensioni normali che quelle tangenziali sui bordi liberi nulle, si hanno due giaciture a tensioni nulle inclinate fra loro e pertanto la rappresentazione di tali tensioni nel piano di Mohr fa degenerare il circolo di Mohr nel punto ($\sigma=0$; $\tau=0$).

Si deve quindi ammettere che le tensioni di flessione si annullano in corrispondenza dell'estradosso della sezione d'apice e l'andamento del diagramma è come quello in figura in cui l'asse neutro si abbassa e le tensioni massime in valore assoluto si riscontrano in corrispondenza dell'intradosso, tali tensioni massime sono k_l volte superiori a quelle di Navier e la verifica a flessione nelle travi a doppia rastremazione nella sezione d'apice è impostata nel seguente modo:

$$\sigma_{m,d} = k_l \cdot \frac{6 \cdot M_{ap}}{b \cdot h_{ap}^2} \leq f_{m,d} \quad (3.56)$$

La formula generale riportata sull'EC5, per le travi a doppia rastremazione, essendo $r = \infty$, $h_{ap}/r = 0$, diventa:

$$k_l \geq 1; \quad k_l = 1 + 1,4 \tan(\alpha) + 5,4 \tan^2(\alpha) \quad (3.57)$$

Trazione ortogonale alla fibratura nelle travi a doppia rastremazione

Analogamente a quanto accade nelle travi curve, anche nella zona d'apice delle travi a doppia rastremazione nascono tensioni di trazione ortogonali alla fibratura.

Tali tensioni sono massime in corrispondenza della sezione d'apice e diventano trascurabili allontanandosi di $h_{ap}/2$ dalla sezione d'apice, pertanto convenzionalmente si ritiene sollecitata a trazione ortogonale solo la zona di ampiezza h_{ap} a cavallo della sezione d'apice.

La verifica di resistenza a trazione ortogonale alla fibratura si imposta nel seguente modo:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \cdot \frac{6 \cdot M_{ap}}{b \cdot h_{ap}^2} \leq k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,d} \quad (3.58)$$

dove:

$k_{dis} = 1,4$ per le travi rastremate

$k_{vol} = (0.01/V)^{0,2}$ con V in m^3 come nel caso delle travi curve

La formula generale riportata sull'EC5, per le travi a doppia rastremazione, essendo $r = \infty$, $h_{ap}/r = 0$, diventa:

$$k_p = 0,2 \cdot \tan(\alpha) \quad (3.59)$$

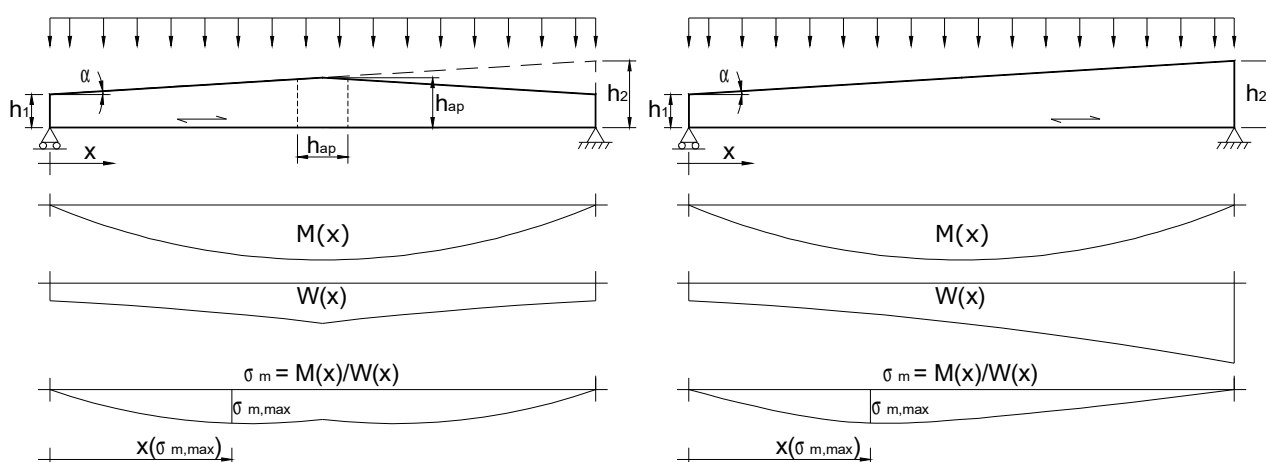
Tensioni di flessione massime non in corrispondenza della sezione di momento massimo

Essendo queste travi a sezione variabile, le tensioni di flessione massime non si riscontrano a metà luce ma a una distanza:

$$x_{\sigma_{m,max}} = l \cdot \frac{h_1}{h_1 + h_2} \quad (3.60)$$

in cui

$$h_{\sigma_{m, \max}} = 2 \cdot \frac{h_1 \cdot h_2}{h_1 + h_2} \quad (3.61)$$



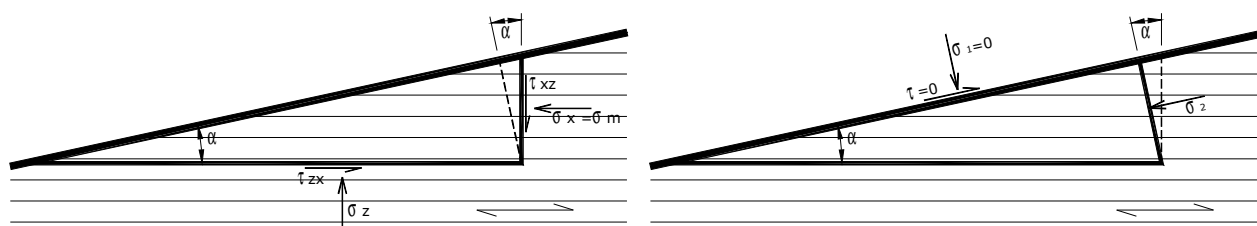
Le formule 3.60 e 3.61 sono valide solo nei casi di cui ai precedenti schemi, ossia per travi a semplice e doppia rastremazione appoggio-appoggio con appoggi agli estremi e carico uniformemente distribuito; in tutti gli altri casi la valutazione di $x_{\sigma_{m, \max}}$ e $h_{\sigma_{m, \max}}$ deve essere condotta per via analitica o numerica.

Nella sezione in cui si verificano le tensioni massime la verifica di sicurezza a flessione va impostata come di seguito descritto.

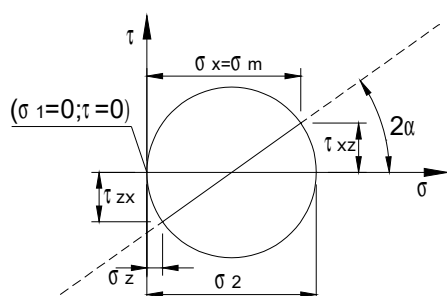
Tensioni di flessione inclinate rispetto alla fibratura

Si prenda in esame lo stato tensionale agente in prossimità dell'estradosso inclinato.

La tensione normale di flessione calcolata con la formula di Navier $\sigma_m = \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2}$ è agente sulla sezione verticale; si osserva però che tale tensione non è quella principale in quanto esiste un piano, l'estradosso, secondo il quale $\sigma_1 = 0$ e $\tau = 0$ e quindi se l'estradosso è un piano principale la tensione normale massima si avrà sul secondo piano principale ortogonale ad esso.



La tensione massima è la σ_2 della figura di destra che agisce non sulla sezione verticale ma inclinata di α .



$$\sigma_2 = \sigma_x / \cos^2 \alpha \quad (3.62)$$

Si noti che la tensione principale massima σ_2 agisce in maniera inclinata rispetto alla fibratura, in tale direzione il legno mostra resistenza più bassa rispetto a quando viene sollecitato rispetto alla fibratura.

La verifica di sicurezza a flessione andrebbe impostata quindi nel seguente modo:

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} \cdot \frac{1}{\cos^2 \alpha} \leq f_{m,\alpha,d} \quad (3.63)$$

con $f_{m,\alpha,d} \leq f_{m,d}$ che diminuisce all'aumentare di α

L'EC5 invece semplifica il problema e fornisce una formula che riunisce in un unico coefficiente $k_{m,\alpha} \leq 1$ che tiene in conto sia la differenza fra σ_2 e σ_x che la resistenza ridotta del legno in direzione inclinata.

La verifica a flessione è:

$$\sigma_{m,d} = \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} \leq k_{m,\alpha} \cdot f_{m,d} \quad (3.64)$$

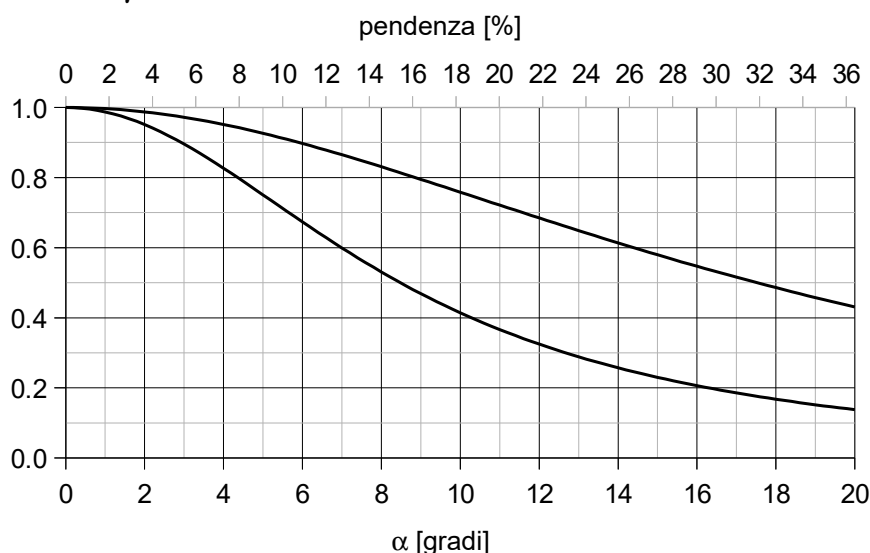
con $k_{m,\alpha} \leq 1$ che diminuisce all'aumentare di α

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1.5 \cdot f_{v,d}} \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \tan^2 \alpha \right)^2}} \quad \text{bordo rastremato compresso} \quad (3.65)$$

L'EC5 considera anche il caso in cui sia il lembo teso rastremato, pertanto le tensioni normali di flessione inclinate sono di trazione. In tal caso la formula è leggermente diversa, in particolare compare la resistenza di progetto a trazione ortogonale $f_{t,90,d}$ che è un valore molto basso, di conseguenza il valore $k_{m,\alpha}$ diventa particolarmente penalizzante.

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{0.75 \cdot f_{v,d}} \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \tan^2 \alpha \right)^2}} \quad \text{bordo rastremato teso} \quad (3.66)$$

Il $k_{m,\alpha}$ è formulato in funzione delle resistenze di progetto, tuttavia è invariante rispetto al k_{mod} ed al γ_m .

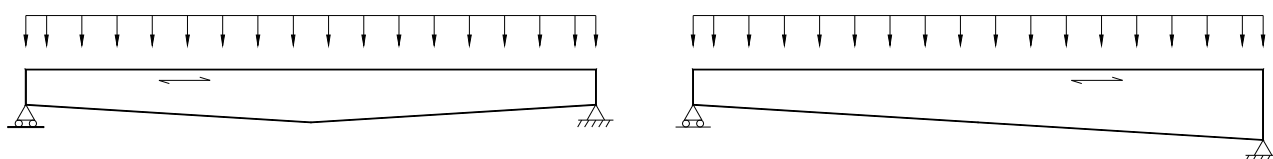


Grafici validi per GL24h

$k_{m,\alpha}$ bordo rastremato compresso

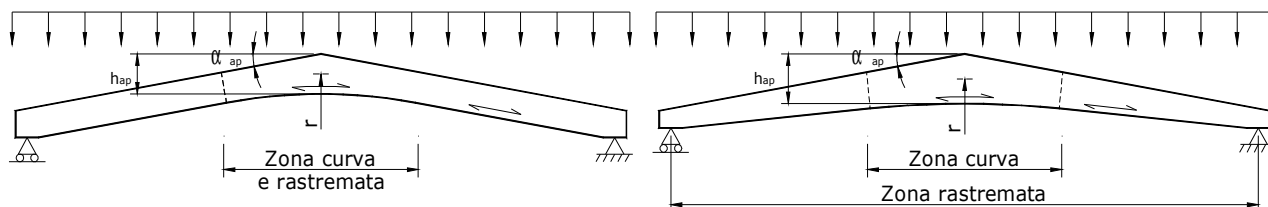
$k_{m,\alpha}$ bordo rastremato teso

Nelle figure seguenti sono rappresentate travi rastremate all'intradosso in cui il bordo rastremato è teso.



Tali configurazioni sono altamente pericolose perché la rottura per trazione inclinata rispetto alla fibratura è una fragile e può essere innescata anche da fessurazioni per variazioni termoigrometriche, si sconsigliano quindi queste configurazioni in special modo per travi destinate ad ambienti in cui si possono avere importanti variazioni termoigrometriche. Inoltre sono anche configurazioni poco convenienti in quanto il coefficiente $k_{m,\alpha}$ scende rapidamente all'aumentare dell'angolo α .

3.4.3 Travi centinate



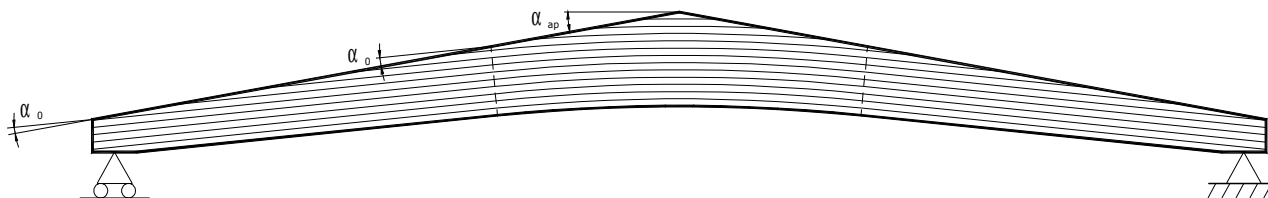
Trave centinata a rami prismatici

Trave centinata a rami rastremati

Nelle travi centinate si ritrovano tutti gli aspetti evidenziati per le altre travi di forma particolare. Il formato delle verifiche è simile a quanto già visto tuttavia i coefficienti k_p e k_t hanno formulazioni più complesse dovendo dipendere sia dall'angolo α che dal raggio di curvatura medio r ; si rimanda all'EC5 per le formule.

Da tenere presente che per la realizzazione delle travi centinate è necessario utilizzare legno lamellare omogeneo; non è possibile utilizzare legno lamellare di tipo combinato in quanto sul bordo rastremato si perderebbe la corretta composizione della sezione.

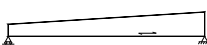
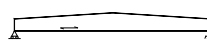
Si noti che, ai fini del calcolo del coefficiente $k_{m,\alpha}$, l'angolo α è sempre quello fra l'estradosso e la direzione della fibratura all'estradosso, pertanto in generale risulta variabile da punto a punto:



- nel primo tratto α è costante e pari ad α_0 ; (nella rastremata a rami prismatici $\alpha_0=0$);
- dall'inizio del tratto curvo fino al colmo α cresce dal valore α_0 al valore massimo α_{ap} al colmo.

Come nel caso delle travi rastremate, le tensioni di flessione massime in generale non si riscontrano nella sezione di mezzeria, tuttavia non sono valide le formule 3.60 e 3.61; è possibile trovare i valori per via numerica.

3.4.4 Riepilogo delle verifiche su travi di forma particolare

		Trave curva 	Trave a semplice rastremazione 	Trave a doppia rastremazione 	Trave centinata 
Curvatura delle lamelle k_r		SI	NO	NO	SI
Tensioni di trazione ortogonale alla fibratura k_p		SI	NO	SI	SI
Non linearità del diagramma delle tensioni normali di flessione all'apice k_l		SI	NO	SI	SI
Tensioni di flessione massime non al centro		NO	SI	SI	SI
Tensioni di flessione inclinate rispetto alla fibratura $k_{m,\alpha}$		NO	SI	SI	SI

3.4.5 La stabilità flessotorsionale

Va sempre controllata la stabilità flessotorsionale.

Per le travi di forma particolare, e in particolare in presenza di sezione variabile, il k_{crit} può essere valutato una sola volta con riferimento alla sezione in cui si riscontrano le tensioni di flessione massime e poi utilizzato in tutte le verifiche a flessione moltiplicato alla resistenza di progetto nelle formule 3.50, 3.56 e 3.64 insieme agli altri eventuali coefficienti moltiplicativi.

3.4.6 La deformabilità

Nel caso di travi a sezione variabile (rastremate e centinate) ovviamente non è applicabile la nota formula per il calcolo della deformazione massima per le travi a sezione costante.

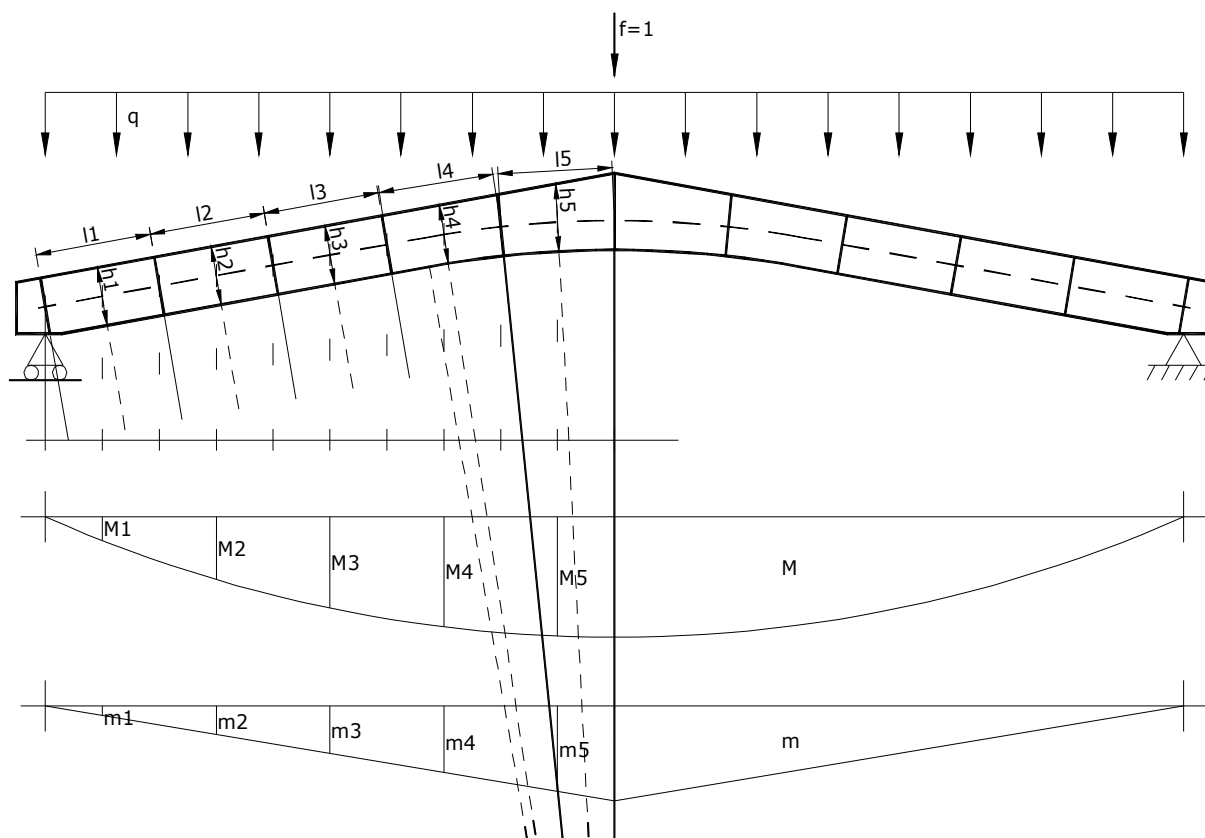
In prima approssimazione è possibile riferirsi alla richiamata formula utilizzando la sezione media.

Per avere una stima più accurata è possibile condurre l'integrazione numerica dell'equazione della linea elastica, oppure utilizzare, sempre per via numerica, il Teorema di Mohr, oppure servirsi di formule semplificate reperibili su [3] nei casi applicabili, oppure applicare il principio dei lavori virtuali come nell'esempio seguente:

Si suddivide la trave in n conci (nel disegno è divisa in $n=10$ conci; tuttavia, per avere una migliore approssimazione, è opportuno suddividere la trave in almeno 20 parti).

Si disegnano i diagrammi del momento flettente $M(x)$ e del taglio $T(x)$ della trave soggetta al carico distribuito q .

Si disegnano i diagrammi del momento flettente $m(x)$ e del taglio $t(x)$ della trave soggetta al carico concentrato in mezzzeria $f=1$.



L'abbassamento al centro vale:

$$u = \int_0^l \frac{M(x) \cdot m(x)}{E_{0,m} \cdot J(x)} dx + \int_0^l \frac{\chi \cdot T(x) \cdot t(x)}{G_m \cdot A(x)} dx$$

che può essere approssimato mediante integrazione numerica:

$$u = \sum_{i=0}^n \frac{M_i \cdot m_i}{E_{0,m} \cdot J_i} \cdot l_i + \sum_{i=0}^n \frac{\chi \cdot T_i \cdot t_i}{G_m \cdot A_i} l_i$$

dove M_i , m_i , T_i , t_i sono i valori medi delle caratteristiche di sollecitazione sul concio i -esimo, J_i e A_i sono valutati con riferimento all'altezza media h_i del concio i -esimo, l_i è la lunghezza del concio i -esimo.

3.5 Unioni meccaniche

“Unione” e “connessione” sono sinonimi.

La capacità portante di progetto $F_{v,Rd}$ di una unione si ottiene dalla capacità portante caratteristica per mezzo della seguente formula, analoga a quella valida per le tensioni:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} \quad (3.67)$$

dove:

k_{mod} è lo stesso che si utilizza per le tensioni (vedi Tabella 3.12 a pagina 38)

$\gamma_M = 1.5$ per le unioni (vedi Tabella 3.9 a pagina 36)

3.5.1 Unioni con mezzi di unione a gambo cilindrico, la teoria di Johansen

Si definiscono "mezzi di unione a gambo cilindrico" chiodi, spinotti, bulloni e viti.



Foto 3.5: Unione legno-legno-legno con spinotti e bulloni.



Foto 3.6: Chiodi ad adherenza migliorata.

Si illustra, a titolo di esempio, la teoria di Johansen nel caso dell'unione acciaio-legno-acciaio.

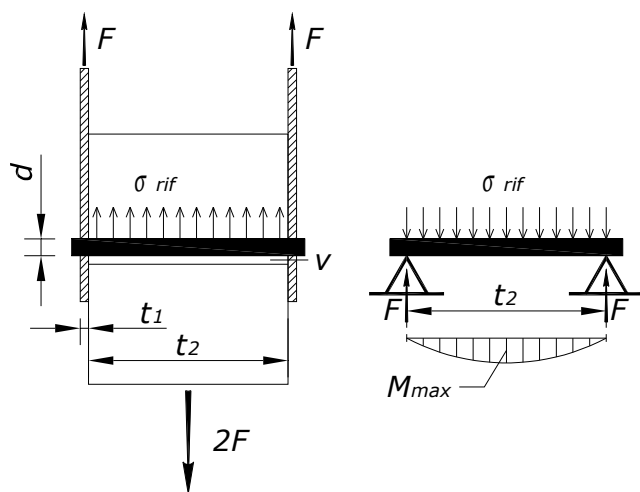
L'EC5 per le unioni acciaio-legno distingue due casi (d è il diametro del mezzo di unione):

- piastra sottile in cui lo spessore delle piastre metalliche è inferiore a $0,5d$; si fa l'ipotesi che il mezzo di unione sia vincolato alle piastre metalliche con vincolo di cerniera;
- piastra spessa (o grossa) in cui lo spessore delle piastre metalliche è maggiore di d ; si fa l'ipotesi che il mezzo di unione sia vincolato alle piastre metalliche con vincolo di incastro.

Nei casi intermedi $0,5d < t < d$ si interpola sullo spessore t .

Le formule proposte dall'EC5 relative alla capacità portante si riferiscono sempre al singolo piano di taglio (sezione resistente) del singolo mezzo di unione.

Si considera l'unione acciaio-legno-acciaio con piastre sottili della seguente figura.



Il mezzo di unione si schematizza come trave su due appoggi di luce t_2 soggetta al carico uniforme σ_{rif} che è la tensione di rifollamento che il legno scambia con il mezzo di unione.

La capacità portante $F_{v,Rk}$ è relativa al raggiungimento della resistenza a rifollamento $f_{h,2,k}$ del legno.

In tali condizioni $\sigma_{rif} = f_{h,2,k}$ e pertanto:

$$F_{v,Rk} = 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \quad (j)$$

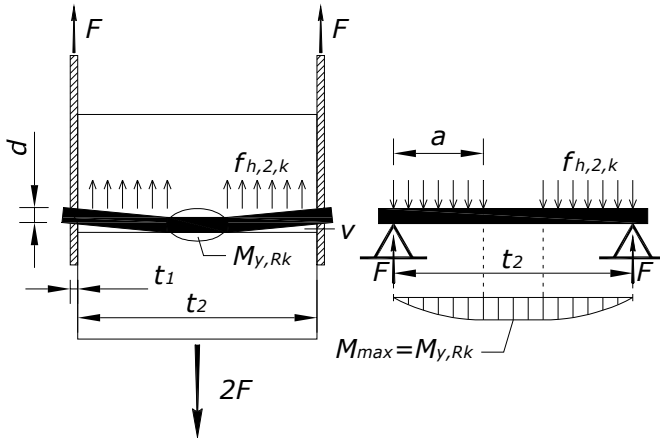
v è lo spazio che il mezzo di unione si lascia a seguito del rifollamento del legno (ovalizzazione del foro)

La formula (j) è la stessa che riporta l'EC5 relativamente al modo di rottura (j).

Questo modo di rottura si ha per mezzo di unione tozzo e spessore del legno piccolo.

Quanto descritto è valido solo se il mezzo di unione, sotto il carico $\sigma_{rif} = f_{h,2,k}$, non raggiunge il momento di snervamento $M_{y,Rk}$, cioè fintanto che $M_{max} = \frac{f_{h,2,k} \cdot d \cdot t_2^2}{8} < M_{y,Rk}$

cioè $t_2 < t_{lim} = \sqrt{\frac{8 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,2,k} \cdot d}}$ altrimenti:



Se $t_2 > t_{lim}$ allora il mezzo di unione si plasticizza nella zona centrale (cioè raggiunge $M_{y,Rk}$) e si ipotizza che in tale zona plasticizzata non si abbia pressione sul legno, solo nelle zone laterali di lunghezza $a = t_{lim}/2$ si abbia $\sigma_{rif} = f_{h,2,k}$ e pertanto:

$$F_{v,Rk} = f_{h,2,k} \cdot a \cdot d = f_{h,2,k} \cdot \frac{t_{lim}}{2} \cdot d = \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d}$$

Questo modo di rottura, chiamato nell'EC5 modo (k), si ha quindi per mezzo di unione snello e spessore del legno grande.

La formula anzi riportata è quella teorica ricavata da Johansen, l'EC5 introduce un coefficiente correttivo pari a 1,15 per adattare la formula teorica alle risultanze sperimentali, propone quindi che la capacità portante **per singolo mezzo di unione e per singolo piano di taglio** nell'unione acciaio-legno-acciaio in piastra sottile sia:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d & (j) \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (k) \end{cases} \quad (3.68)$$

dove nella formula (k) il primo termine è detto "termine di Johansen" ed il secondo termine $\frac{F_{ax,Rk}}{4}$ è detto "effetto fune" di cui si parlerà al § 3.5.5 "L'effetto fune" a pagina 82.

3.5.1.1 Momento di snervamento del mezzo di unione

Il momento di snervamento $M_{y,Rk}$ in generale è dichiarato all'interno della Dichiarazione di Prestazione (DoP); in assenza di tale dato, per chiodi a gambo cilindrico, spinotti, bulloni e viti, può essere calcolato con la seguente formula:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} \quad [Nmm] \quad (3.69)$$

dove:

d è il diametro del mezzo di unione espresso in mm

$f_{u,k}$ è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio del mezzo di unione espressa in N/mm^2 :

Bulloni, classe:	$f_{tb} = f_{u,k} \text{ [N/mm}^2\text{]}$
3.6	300
4.6 e 4.8 (maggiormente utilizzati nelle strutture di legno)	400
5.6 e 5.8	500
6.8	600
8.8	800
Spinotti, acciaio classe:	$f_{tk} = f_{u,k} \text{ [N/mm}^2\text{]}$
S235	360
S275	430
S355	510
Chiodi:	$f_{u,k} \text{ [N/mm}^2\text{]}$
generalmente (*)	600
Viti:	$f_{u,k} \text{ [N/mm}^2\text{]}$
generalmente (*)	600 - 1000
(*) riferirsi alla dichiarazione di prestazione del produttore.	

Tabella 3.17: Valori della resistenza caratteristica a trazione per i diversi tipi di acciaio utilizzati nei mezzi di unione a gambo cilindrico.

3.5.1.2 Resistenza a rifollamento

La resistenza caratteristica a rifollamento del legno per bulloni e spinotti inseriti **ortogonalmente** alla fibratura vale:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{K_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (3.70)$$

con α = angolo fra la retta di azione dello sforzo e la direzione della fibratura e

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (3.71)$$

che è la resistenza a rifollamento per $\alpha = 0^\circ$

e

$$K_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015 \cdot d & \text{per legno di conifere} \\ 1,30 + 0,015 \cdot d & \text{per LVL} \\ 0,90 + 0,015 d & \text{per legno di latifoglie} \end{cases} \quad (3.72)$$

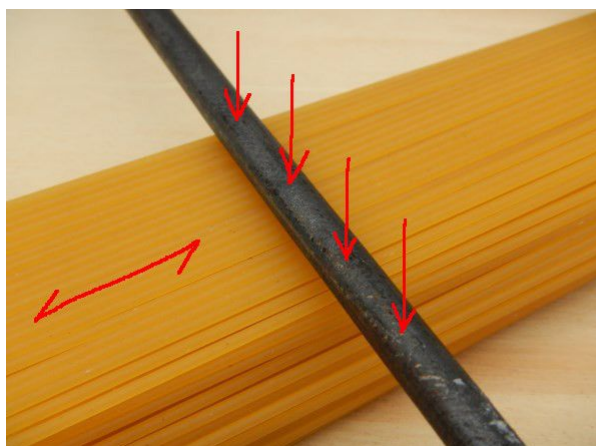
d è il diametro del mezzo di unione espresso in mm

ρ_k è la massa volumica caratteristica del legno espressa in kg/m^3

Per i pannelli di legno massiccio a strati incrociati (Xlam) vale la seguente formula:

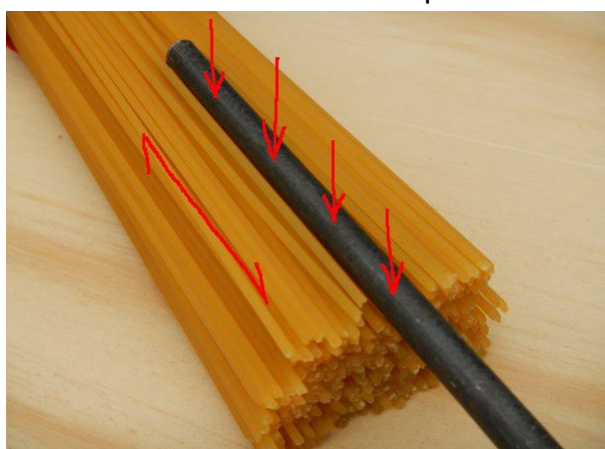
$$f_{h,\alpha,k} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot d)}{1,1 \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (3.73)$$

con α riferito allo strato esterno.

 $f_{h,0}$  $f_{h,90}$

Da notare che nel calcolo della resistenza caratteristica a rifollamento si utilizza la massa volumica del legno caratteristica e non quella media; ciò perché la resistenza a rifollamento è utilizzata nelle verifiche di sicurezza allo SLU.

La resistenza a rifollamento non è altro che una compressione localizzata. A differenza della resistenza a compressione classica la resistenza a rifollamento assume valori superiori in quanto, essendo localizzata, risente del beneficio della partecipazione delle zone laterali all'impronta non caricate. Da notare però che il legno ha grande capacità di ripartizione parallelamente alla fibratura e scarsissima in direzione ortogonale, ne consegue che la resistenza a rifollamento ortogonale alla fibratura (il legno è sollecitato ortogonalmente alla fibratura, quindi nella direzione di minima resistenza) è solo di poco inferiore alla resistenza a rifollamento parallela alla fibratura a dispetto della forte differenza di resistenza a compressione semplice fra la direzione ortogonale e parallela.



Diverso invece è il caso se il mezzo di unione è inserito **parallelamente** alla fibratura, in tale configurazione, da evitare, il legno è sollecitato ortogonalmente alla fibratura ma non c'è il beneficio della partecipazione delle zone laterali.

In questo caso l'EC5 non fornisce indicazioni circa la resistenza a rifollamento; tuttavia può essere presa all'incirca pari al 10% della $f_{h,90,k}$

3.5.1.3 Formulazione semplificata nelle unioni acciaio-legno-acciaio

Per legno lamellare incollato GL24h, bullone $\phi 12$ classe 4.6, $t_1 < 0,5 d$ (piastra sottile), $\alpha = 0^\circ$, considerando che l'effetto fune generalmente incrementa il termine di Johansen della formula (k) del 25%, si ha che:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 12) \cdot 385 = 27,78 \text{ N/mm}^2 \quad (3.74)$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot 400 \cdot d^{2,6} = 120 \cdot d^{2,6} \text{ Nmm} \quad (3.75)$$

La formulazione del t_{lim} si può riscrivere uguagliando le equazioni (j) e (k) dell'EC5:

$$0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_{lim} \cdot d = 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k}} \cdot d \cdot 1,25 \quad (3.76)$$

$$t_{lim} = \frac{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} \cdot 1,25}{0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot d} = \frac{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot 120 \cdot d^{2,6} \cdot 27,78 \cdot d} \cdot 1,25}{0,5 \cdot 27,78 \cdot d} =$$

$$= 8,5 \cdot d^{0,8} = 53,1 \text{ mm} \approx 5,5 \cdot d \quad (3.77)$$

Pertanto se $t_2 > 5,5 d$ allora l'unione è duttile e la resistenza è sempre data dalla formula (k) che si può approssimare a:

$$F_{v,Rk} \approx 110 \cdot d^{1,8} \quad (3.78)$$

Da notare che lo stesso bullone impegnato in una unione acciaio-acciaio porta oltre 3 volte il carico che può portare in una unione legno-legno o acciaio-legno.

3.5.2 Unioni acciaio-legno

Si riportano le formule (ed i modi di rottura) dall'EC5.

$F_{v,Rk}$ = capacità portante caratteristica per singolo mezzo di unione e per singolo piano di taglio;

t_1 = spessore del legno nelle unioni legno-acciaio (o di ciascun legno nelle unioni legno-acciaio-legno)⁹;

t_2 = spessore del legno nelle unioni acciaio-legno-acciaio;

t_s = spessore della piastra di acciaio (o di ciascuna piastra di acciaio nelle unioni acciaio-legno-acciaio);

$f_{h,k}$ = resistenza a rifollamento del legno;

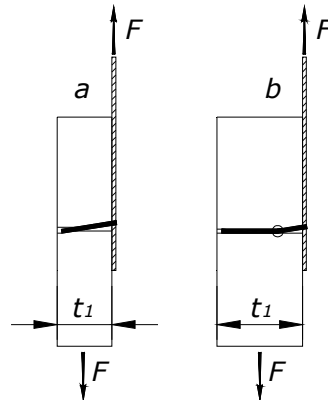
d = diametro del mezzo di unione a gambo cilindrico.

legno-acciaio in piastra sottile ($t_s \leq 0,5 d$)

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,4 \cdot f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d & (a) \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (b) \end{cases} \quad (3.79)$$

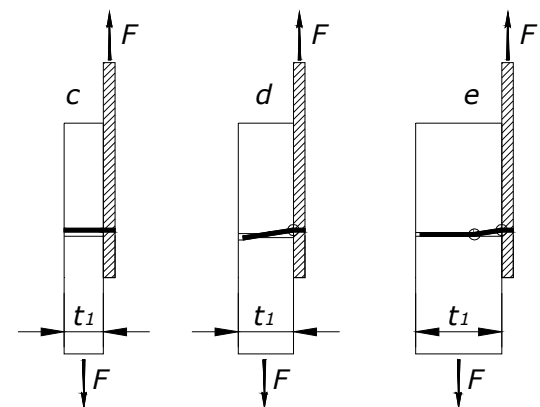
modo "b" per $t > 7d$ (bulloni cl. 4.6, GL24h)

$t > 10d$ (bulloni cl. 8.8, GL24h)



legno-acciaio in piastra grossa ($t_s \geq d$)

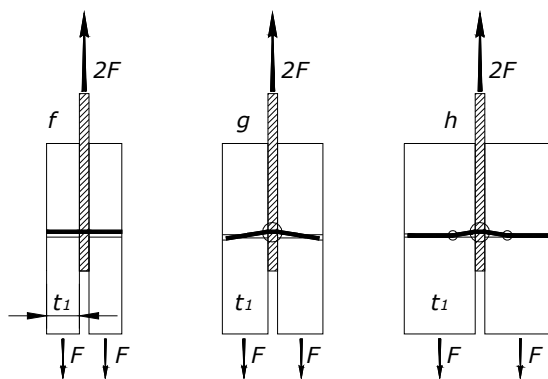
$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d & (c) \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (d) \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (e) \end{cases} \quad (3.80)$$



⁹ Qualora il mezzo di unione non penetri per tutto lo spessore del legno, t_1 è la lunghezza di penetrazione del mezzo di unione nel legno.

legno-acciaio-legno in piastra grossa o sottile
(t_s qualsiasi)

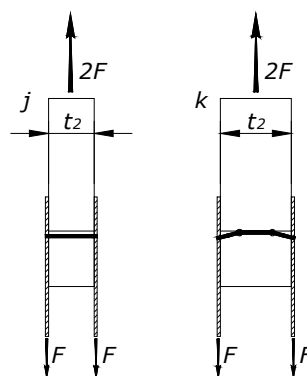
$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d & (f) \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] & (g) \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (h) \end{cases} \quad (3.81)$$



acciaio-legno-acciaio in piastra sottile ($t_s \leq 0,5 d$)

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 \cdot f_{h,k} \cdot t_2 \cdot d & (j) \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (k) \end{cases} \quad (3.82)$$

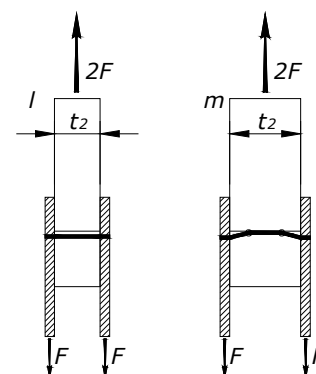
modo "k" per $t > 5,5d$ (bulloni cl. 4.6, GL24h)
 $t > 8d$ (bulloni cl. 8.8, GL24h)



acciaio-legno-acciaio in piastra grossa ($t_s \geq d$)

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 \cdot f_{h,k} \cdot t_2 \cdot d & (l) \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (m) \end{cases} \quad (3.83)$$

modo "m" per $t > 8d$ (bulloni cl. 4.6, GL24h)
 $t > 11d$ (bulloni cl. 8.8, GL24h)



Da notare che i modi "j" e "l" di rifollamento puro non dipendono dallo spessore della piastra.

I modi c, d, e sono uguali ai modi f, g, h.

Nel casi di piastra intermedia $0,5 d \leq t_s \leq d$ si adotterà l'interpolazione lineare.

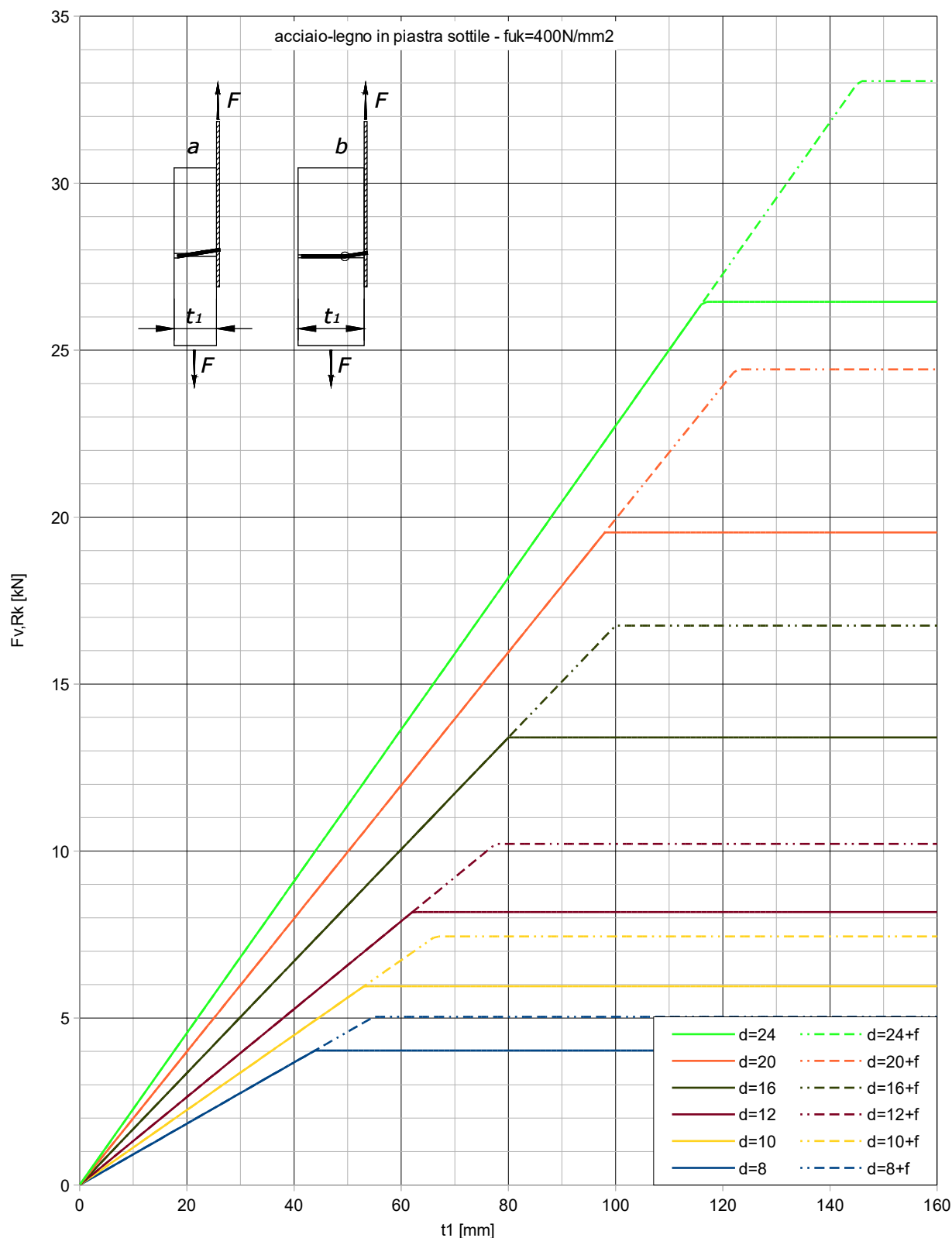


Figura 3.8: $F_{v,Rk}$ nel caso di unioni acciaio-legno in piastra sottile. Bulloni classe 4.6. Legno GL24h. Le curve continue non considerano l'effetto fune. Le curve tratteggiate $d=\#+f$ considerano l'effetto fune nell'ipotesi che questo valga il 25% del termine di Johansen. Per ciascun diametro si ha un primo tratto (modo di rottura "a") in cui la resistenza è proporzionale allo spessore del legno e un tratto finale orizzontale (modo di rottura "b") in cui la resistenza non cresce all'aumentare dello spessore del legno. Il modo di rottura "b" si instaura per $t > 7d$ circa.

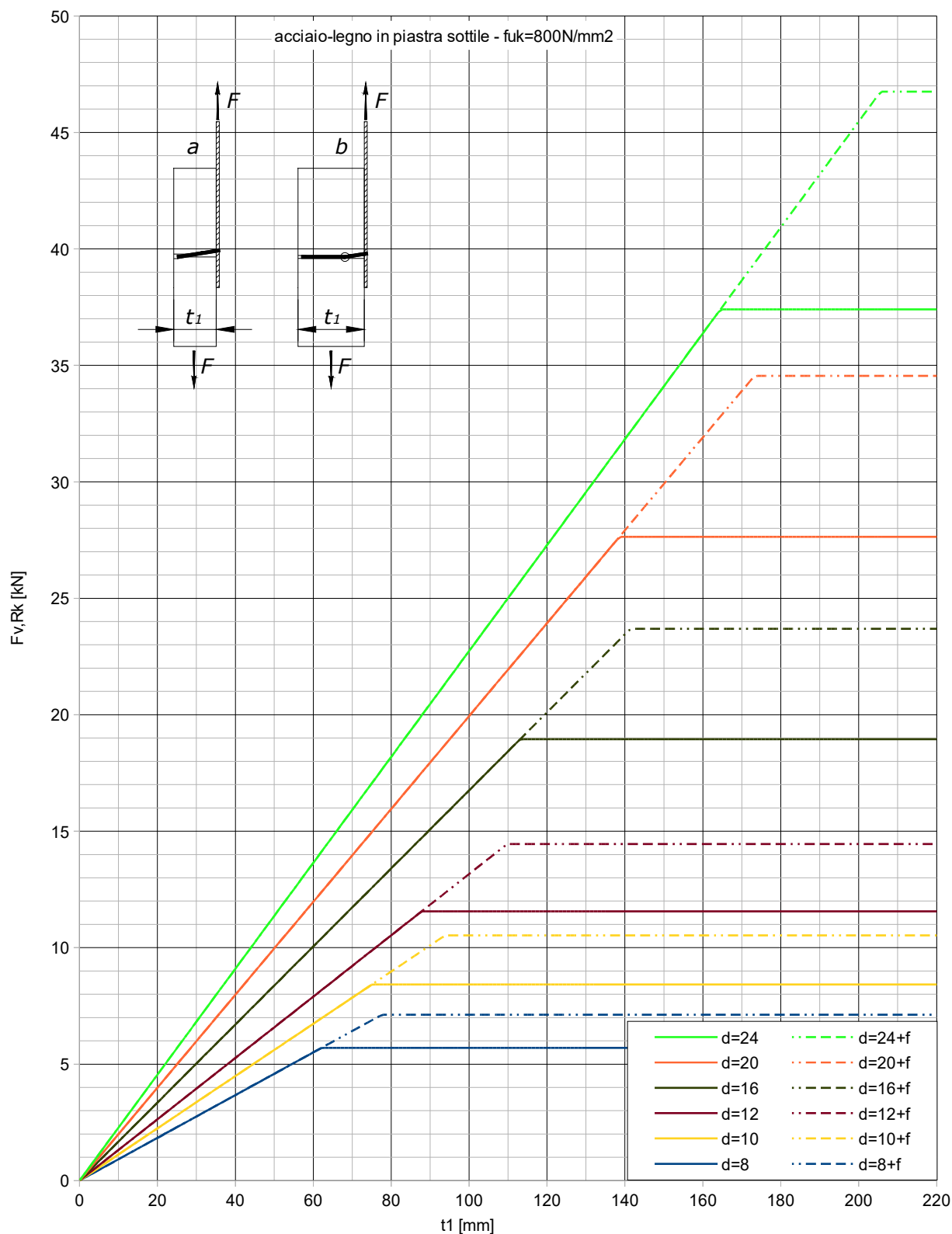


Figura 3.9: $F_{v,Rk}$ nel caso di unioni acciaio-legno in piastra sottile. Bulloni classe 8.8. Legno GL24h. Le curve continue non considerano l'effetto fune. Le curve tratteggiate $d=\#+f$ considerano l'effetto fune nell'ipotesi che questo valga il 25% del termine di Johansen. Il modo di rottura "b" si instaura per $t > 9d$ circa.

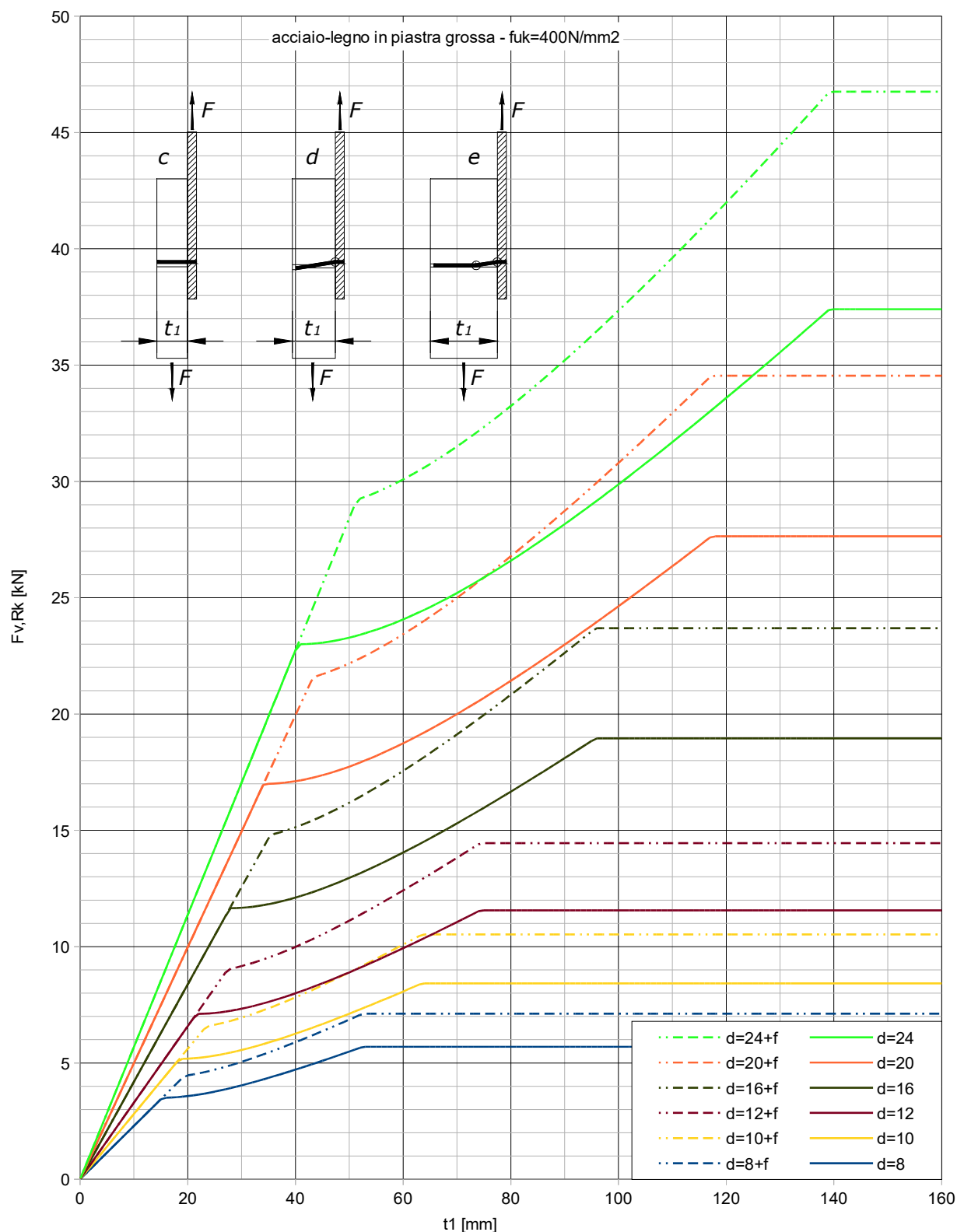


Figura 3.10: $F_{v,Rk}$ nel caso di unioni acciaio-legno in piastra grossa. Bulloni classe 4.6. Legno GL24h. Le curve continue non considerano l'effetto fune. Le curve tratteggiate $d=\#+f$ considerano l'effetto fune nell'ipotesi che questo valga il 25% del termine di Johansen. Per ciascun diametro si ha un primo tratto (modo di rottura "c") in cui la resistenza è proporzionale allo spessore del legno, un tratto finale orizzontale (modo di rottura "e") in cui la resistenza non cresce all'aumentare dello spessore del legno ed un tratto intermedio (modo di rottura "d"). Il modo di rottura "e" si instaura per $t > 6,5d$ circa.

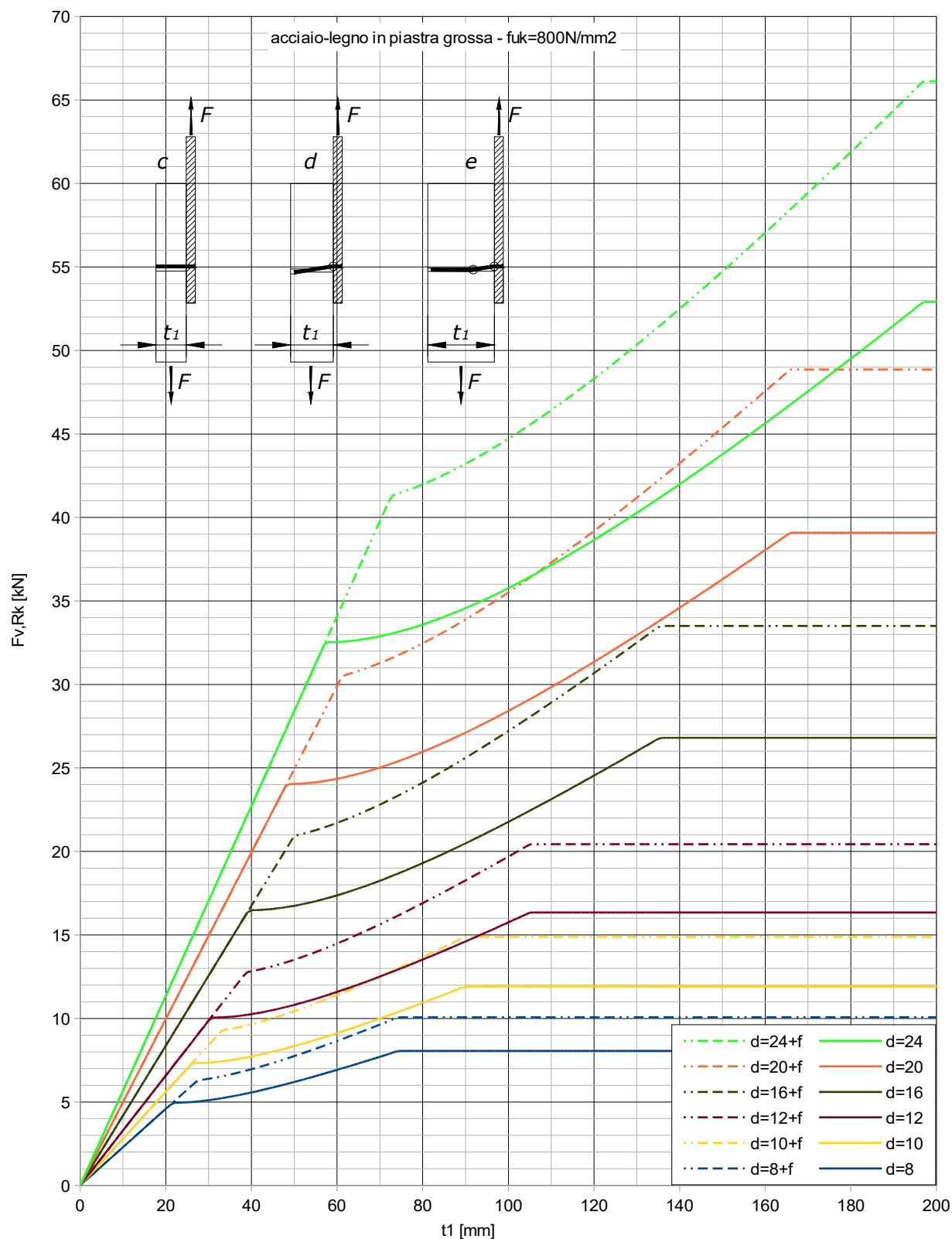


Figura 3.11: $F_{v,Rk}$ nel caso di unioni acciaio-legno in piastra grossa. Bulloni classe 8.8. Legno GL24h. Le curve continue non considerano l'effetto fune. Le curve tratteggiate $d=\#+f$ considerano l'effetto fune nell'ipotesi che questo valga il 25% del termine di Johansen. Il modo di rottura "e" si instaura per $t > 8,5d$ circa.

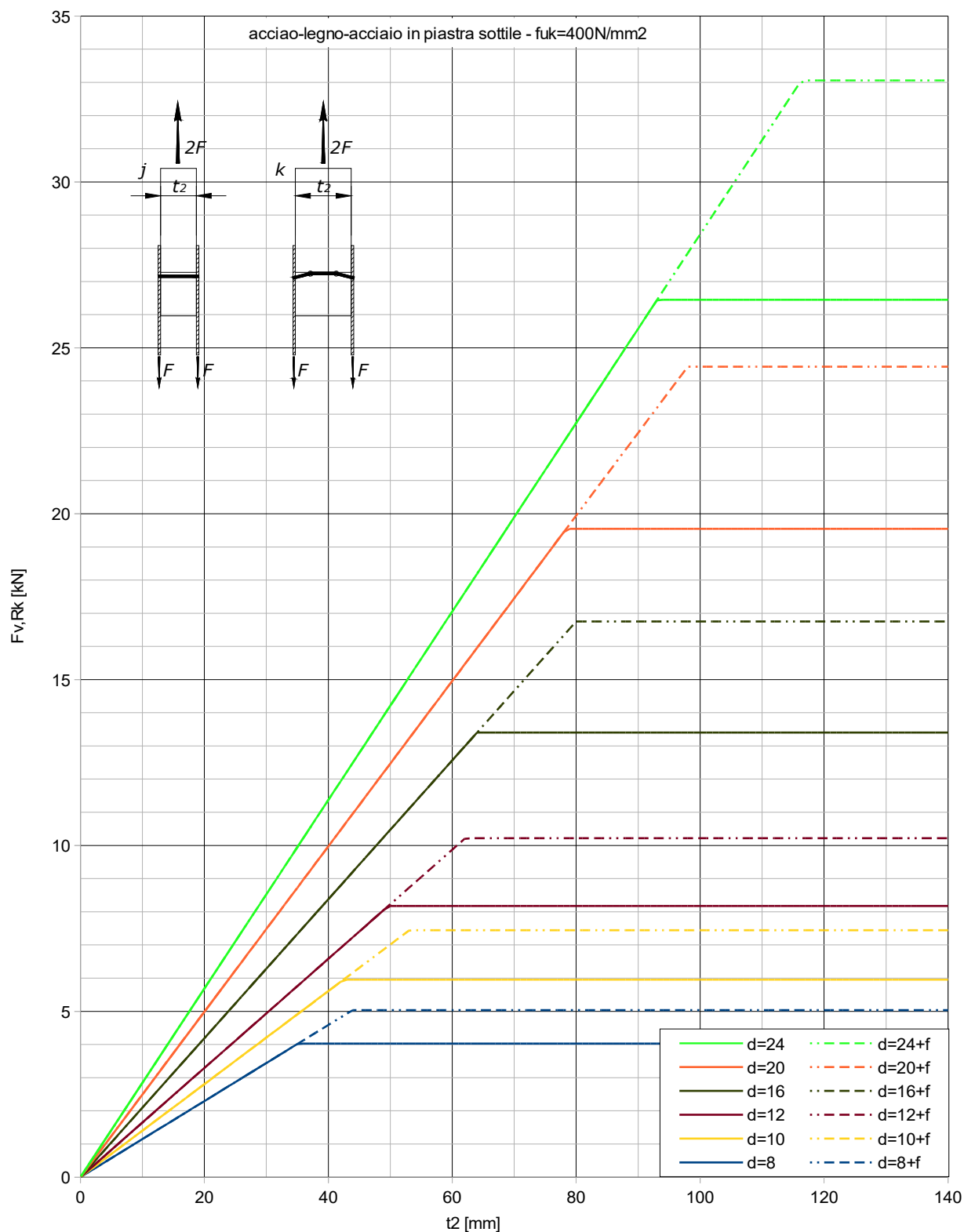


Figura 3.12: $F_{v,Rk}$ nel caso di unioni acciaio-legno-acciaio in piastra sottile. Bulloni classe 4.6. Legno GL24h. Le curve continue non considerano l'effetto fune. Le curve tratteggiate $d=\#+f$ considerano l'effetto fune nell'ipotesi che questo valga il 25% del termine di Johansen. Il modo di rottura "k" si instaura per $t > 5d$ circa.

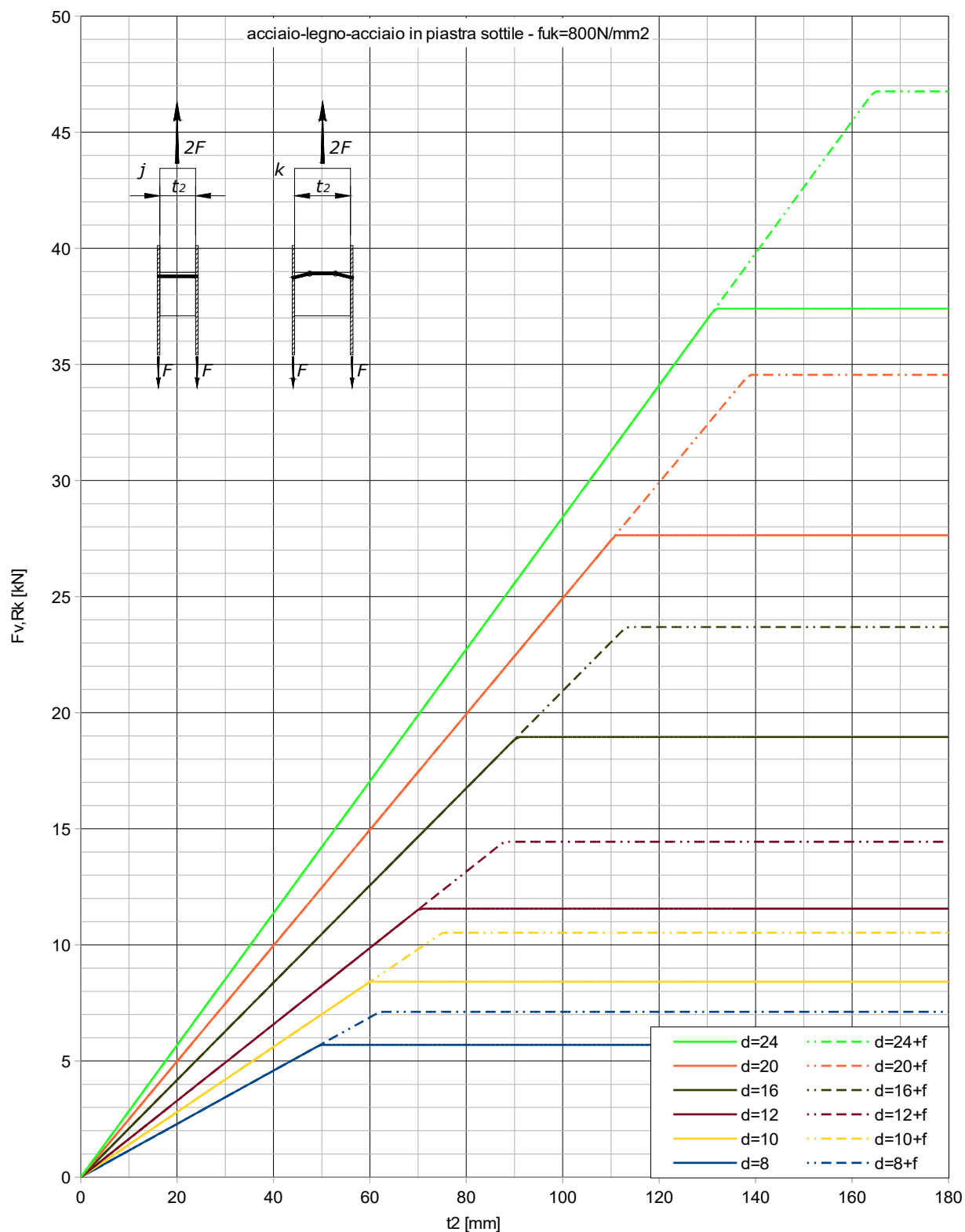


Figura 3.13: $F_{v,Rk}$ nel caso di unioni acciaio-legno-acciaio in piastra sottile. Bulloni classe 8.8. Legno GL24h. Le curve continue non considerano l'effetto fune. Le curve tratteggiate $d=\#+f$ considerano l'effetto fune nell'ipotesi che questo valga il 25% del termine di Johansen. Il modo di rottura "k" si instaura per $t > 7d$ circa.

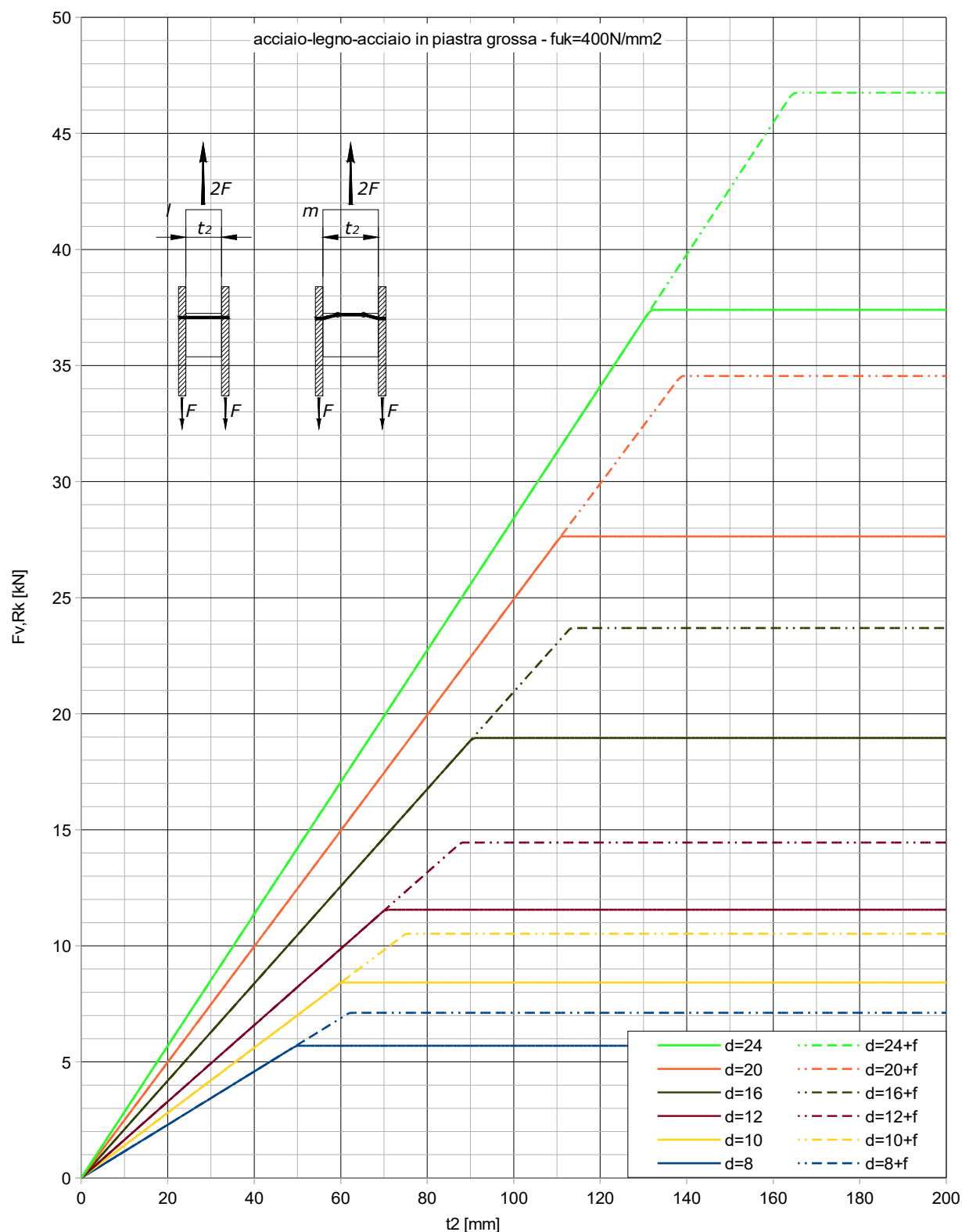


Figura 3.14: $F_{v,Rk}$ nel caso di unioni acciaio-legno-acciaio in piastra grossa. Bulloni classe 4.6. Legno GL24h.

Le curve continue non considerano l'effetto fune. Le curve tratteggiate $d=\#+f$ considerano l'effetto fune nell'ipotesi che questo valga il 25% del termine di Johansen. Il modo di rottura "m" si instaura per $t > 5d$ circa.

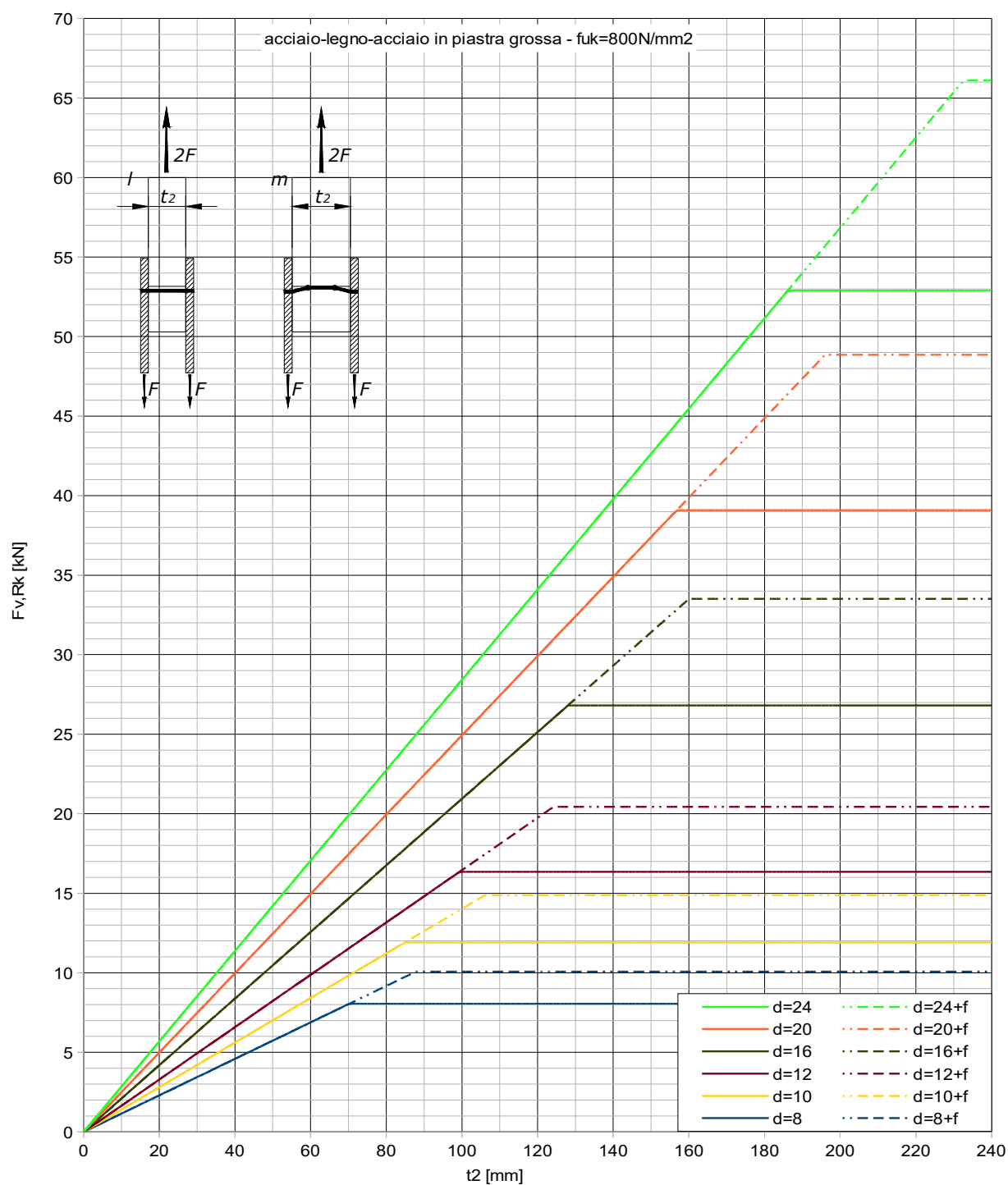


Figura 3.15: $F_{v,Rk}$ nel caso di unioni acciaio-legno-acciaio in piastra grossa. Bulloni classe 8.8. Legno GL24h.

Le curve continue non considerano l'effetto fune. Le curve tratteggiate $d=\#+f$ considerano l'effetto fune nell'ipotesi che questo valga il 25% del termine di Johansen. Il modo di rottura "m" si instaura per $t > 10d$ circa.

3.5.3 Unioni legno-legno

Si riportano le formule (ed i modi di rottura) dall'EC5.

$F_{v,Rk}$ = capacità portante caratteristica per singolo mezzo di unione e per singolo piano di taglio;

t_1 e t_2 = spessore dei legni¹⁰;

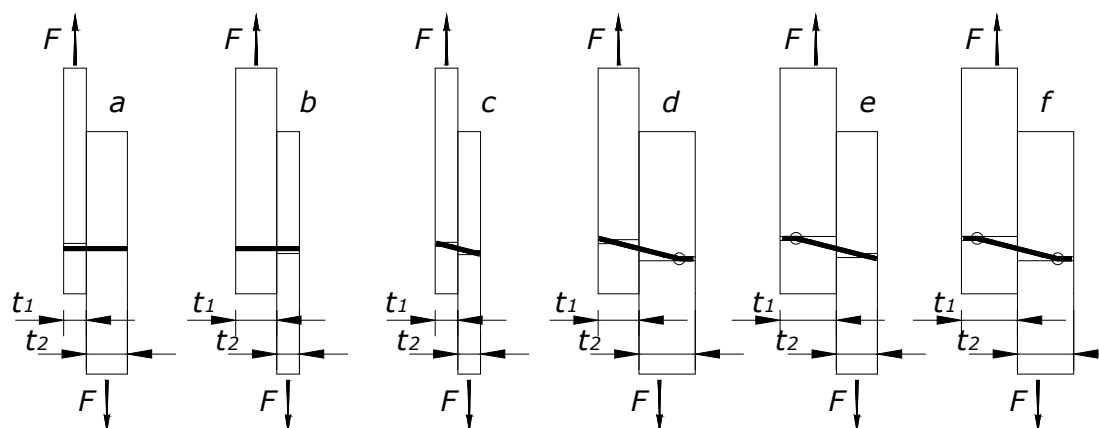
$f_{h,1,k}$ e $f_{h,2,k}$ = resistenza a rifollamento dei legni;

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} \quad (3.84)$$

$\beta=1$ se i legni sono della stessa classe di resistenza ed orientati con lo stesso angolo rispetto allo sforzo;

d = diametro del mezzo di unione a gambo cilindrico.

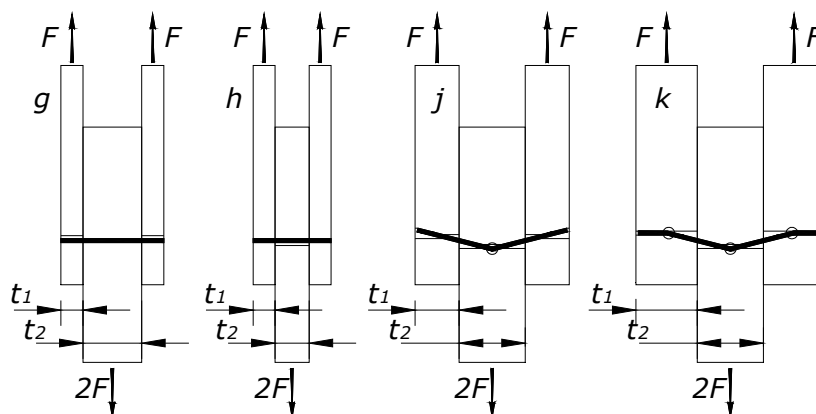
Unioni legno-legno:



$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{ll} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d & (a) \\ f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d & (b) \\ \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1+\beta} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (c) \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2+\beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1+\beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2+\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (d) \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1+2 \cdot \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1+\beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1+2 \cdot \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (e) \\ 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1+\beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (f) \end{array} \right. \quad (3.85)$$

¹⁰ Qualora il mezzo di unione non penetri per tutto lo spessore dei legni, t_1 e t_2 sono rispettivamente le lunghezze di penetrazione del mezzo di unione nei legni 1 e 2.

Unioni legno-legno-legno:



$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d & (g) \\ 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d & (h) \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (j) \\ 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (k) \end{cases} \quad (3.86)$$

3.5.4 Verifiche lato acciaio

Vanno condotte ulteriori verifiche sull'acciaio del mezzo di unione e sulle eventuali piastre di acciaio; tali verifiche si conducono con riferimento alla norma tecnica per le costruzioni metalliche (NTC18). Si riportano di seguito per completezza.

a) - verifica a taglio del mezzo di unione

$$F_{v,Rd-\text{taglio}} = 0,6 \cdot \frac{f_{t,b}}{\gamma_{M2}} \cdot A_{res} \quad (3.87)$$

dove:

A_{res} è la sezione resistente del bullone sollecitata a taglio all'interfaccia fra acciaio e legno o fra legno e legno.

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

b) - verifica a rifollamento della piastra di acciaio (solo per unioni acciaio-legno)

$$F_{v,Rd-\text{rifollamento}} = K \cdot \alpha \cdot \frac{f_{t,k}}{\gamma_{M2}} \cdot d \cdot t \quad (3.88)$$

K ed α sono coefficienti che dipendono dalla distanza sulla fila e dalla distanza fra le file dei mezzi di unione; nelle unioni acciaio-legno tali distanze sono ben maggiori che nelle unioni acciaio-acciaio, risulta pertanto nella maggior parte dei casi $K = 2,5$ e $\alpha = 0,5$.

t = spessore della piastra (nel caso delle unioni legno-acciaio-legno t è la metà dello spessore della piastra, essendoci due sezioni resistenti per ciascun mezzo di unione).

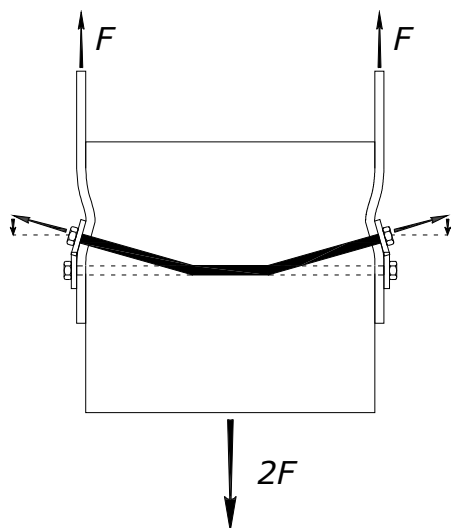
$f_{t,k}$ è riferito all'acciaio della piastra.

Bisogna pertanto controllare che la capacità portante di progetto $F_{v,Rd}$ dell'unione sia non superiore ai valori anzi calcolati; porre attenzione al fatto che le formule anzi scritte si riferiscono alla capacità portante lato acciaio di progetto e non caratteristica.

Generalmente la verifica a taglio del mezzo di unione risulta soddisfatta, mentre quella a rifollamento è soddisfatta se lo spessore dell'acciaio t è maggiore di $d/3$ (o $2d/3$ per le unioni legno-acciaio-legno).

3.5.5 L'effetto fune

Quando il modo di rottura è con inclinazione o piegamento del mezzo di unione e se il mezzo di unione ha capacità di resistere a trazione, al termine di Johansen si somma un contributo alla resistenza dell'unione chiamato "effetto fune".



Tale contributo nasce perché il mezzo di unione inclinandosi va in trazione schiacciando fra loro gli elementi da unire; nasce principalmente un contributo dovuto alla componente della trazione in direzione parallela allo sforzo esterno ma anche attrito fra gli elementi da unire.

Il contributo dell'effetto fune vale $\frac{F_{ax,Rk}}{4}$ dove $F_{ax,Rk}$ è la capacità caratteristica assiale a estrazione del mezzo di unione (vedi paragrafo 3.5.7 "Capacità assiale (estrazione) dei mezzi di unione a gambo cilindrico" a pagina 84); può esistere solo per mezzi di unione diversi dagli spinotti i quali, non avendo testa ed essendo lisci, non hanno possibilità di andare in trazione.

Tale contributo però deve essere limitato ad una percentuale del termine di Johansen¹¹:

- 15% chiodi lisci a gambo cilindrico
- 50% chiodi ad aderenza migliorata
- 100% viti
- 25% bulloni
- 0% spinotti

3.5.6 L'effetto gruppo nelle unioni meccaniche sollecitate a taglio

Come nelle strutture metalliche, non sono ammessi nella stessa unione mezzi di unione diversi fra loro, ad eccezione dei casi espressamente citati nell'EC5.

La capacità portante a taglio di un gruppo di mezzi di unione può essere inferiore alla somma delle capacità portanti dei singoli mezzi di unione.

In particolare n mezzi di unione allineati lungo la fibratura e in direzione dello sforzo hanno una capacità portante pari a n_{ef} volte la capacità portante del singolo mezzo di unione, con: $n_{ef} \leq n$.

La formulazione di n_{ef} varia in funzione del tipo di mezzo di unione; a titolo di esempio si riporta quella relativa a bulloni e spinotti:

¹¹ Per ogni modo di rottura, il termine di Johansen è tutta la prima parte della formula, ovvero tutto ciò che è prima di $+\frac{F_{ax,Rk}}{4}$

$$n_{ef} = \min \begin{cases} n \\ n^{0,9 \cdot 4 \sqrt{\frac{a_1}{13 \cdot d}}} \end{cases} \quad \text{con:} \quad \begin{aligned} a_1 &= \text{spaziatura lungo la fibratura;} \\ d &= \text{diametro del mezzo di unione.} \end{aligned} \quad (3.89)$$

Per la corretta applicazione dell'effetto gruppo, si guardi l'esempio di calcolo di cui al paragrafo "Unione bullonata acciaio-legno-acciaio" a pagina 127.

Per n mezzi di unione allineati lungo la fibratura ma con sforzo inclinato di un angolo α rispetto alla fibratura, al posto di n_{ef} si utilizza $n_{ef,\alpha}$ che può essere determinato tramite interpolazione lineare fra n_{ef} ed n in funzione dell'angolo α :

$$n_{ef,\alpha} = \begin{cases} n_{ef} & \text{per } \alpha = 0 \\ n_{ef} + (n - n_{ef}) \cdot \frac{\alpha}{90} & \text{per } 0 < \alpha < 90^\circ \\ n & \text{per } \alpha = 90^\circ \end{cases} \quad (3.90)$$

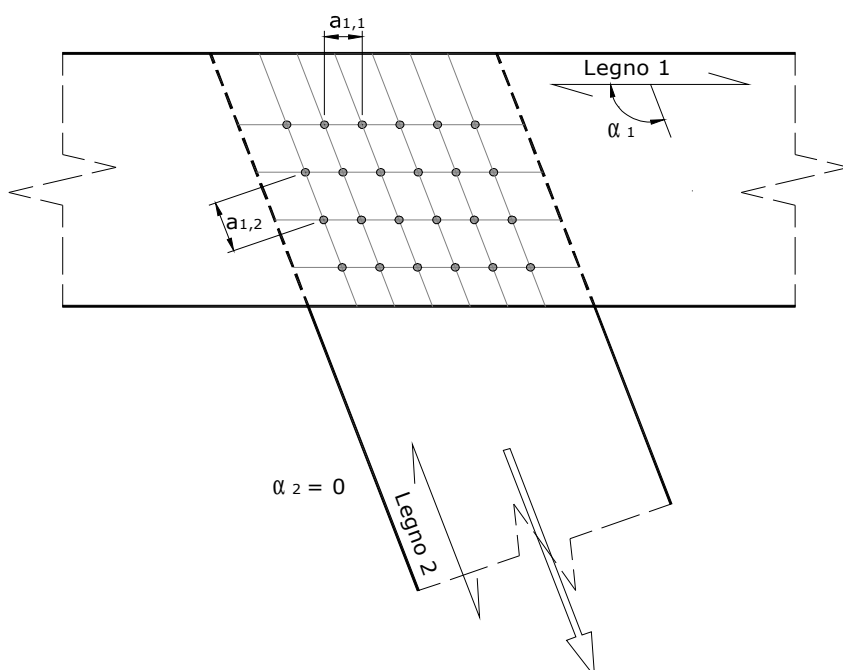
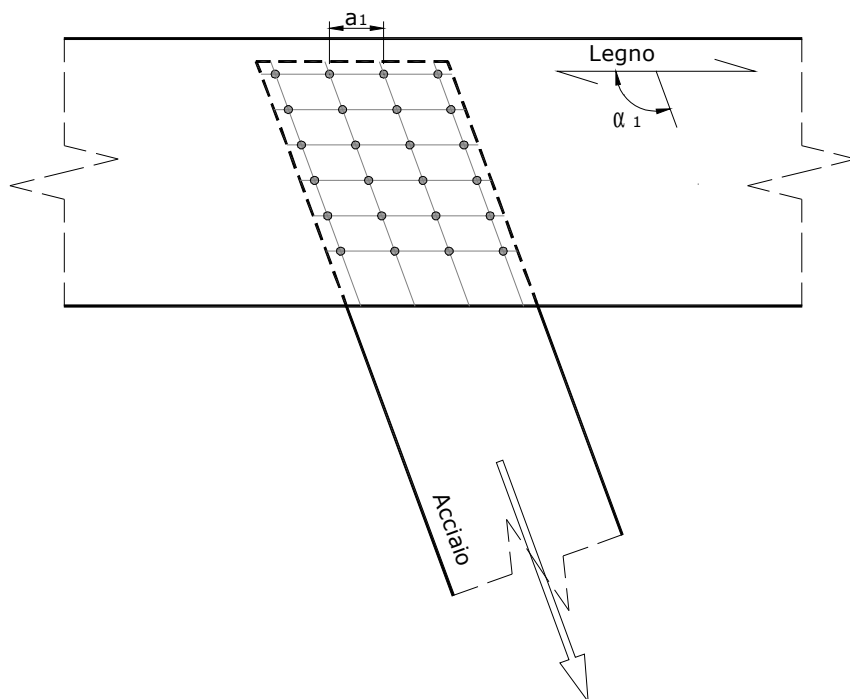


Figura 3.16:

Nell'unione **legno-legno** di figura si ha:

- nel legno 1 ci sono $n=6$ mezzi di unione allineati lungo la fibratura, lo sforzo agisce secondo l'angolo α_1 rispetto alla fibratura;
- nel legno 2 ci sono $n=4$ mezzi di unione allineati lungo la fibratura ma anche lungo lo sforzo ($\alpha_2=0$).

Per il calcolo di n_{ef} si fa riferimento al legno 2 in quanto più svantaggiato ($n=4$, $\alpha=\alpha_2=0$, $a_1=a_{1,2}$).

**Figura 3.17:**

Nell'unione **legno-acciaio** di figura si ha che nel legno ci sono $n=4$ mezzi di unione allineati lungo la fibratura, lo sforzo agisce secondo l'angolo α_1 rispetto alla fibratura.

Per il calcolo di $n_{ef,\alpha}$ si fa riferimento al legno ($n=4$, $\alpha=\alpha_1$, a_1).

3.5.7 Capacità assiale (estrazione) dei mezzi di unione a gambo cilindrico

La capacità assiale del mezzo di unione può esistere solo per mezzi di unione diversi dagli spinotti i quali, non avendo testa ed essendo lisci, non hanno possibilità di andare in trazione.

Quindi hanno capacità assiale bulloni, viti, chiodi lisci (poca), chiodi ad aderenza migliorata.

Vale la formula che lega la capacità caratteristica assiale di progetto alla capacità caratteristica assiale come nel caso generale delle unioni, limitatamente ai meccanismi di rottura che interessano il legno:

$$F_{ax,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{ax,Rk}}{\gamma_M} \quad (3.91)$$

dove:

k_{mod} è lo stesso che si utilizza per le tensioni (vedi Tabella 3.12 a pagina 38)

$\gamma_M = 1.5$ per le unioni (vedi Tabella 3.9 a pagina 36)

3.5.7.1 Capacità caratteristica assiale dei bulloni

È determinata dai seguenti meccanismi:

a) - schiacciamento del legno sotto la rondella (o sotto la piastra)

Si considera che le tensioni massime di compressione ortogonale alla fibratura possano raggiungere al massimo $3,0 f_{c,90,k}$ ¹², pertanto per rondella di diametro esterno D e interno d si ha:

$$F_{ax,Rk-rondella} = \frac{\pi}{4} \cdot (D^2 - d^2) \cdot 3,0 \cdot f_{c,90,k} \quad (3.92)$$

¹² Il legno, essendo soggetto a compressione ortogonale localizzata, mostra resistenze maggiori rispetto alla compressione ortogonale uniforme, tale effetto viene valutato con un coefficiente amplificativo pari a 3. L'effetto è simile a quello che avviene per la resistenza a rifollamento ortogonale spiegato al § "Resistenza a rifollamento" a pagina 68.

Se la testa del bullone agisce su piastra metallica di spessore t vale la stessa formula ma si utilizza al posto di D un valore equivalente:

$$D_{eq} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot t \\ 4 \cdot d \end{array} \right. \quad (3.93)$$

b) - trazione del bullone

La resistenza a trazione del bullone è desunta dalla pertinente norma sulle costruzioni metalliche (NTC18) e vale:

$$F_{t,Rk-bullone} = 0,9 \cdot A_{res} \cdot f_{t,b} \quad (3.94)$$

dove A_{res} è l'area resistente del bullone, cioè la sezione minima alla gola della filettatura:

d [mm]	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
A_{res} [mm ²]	36,6	58,0	84,3	115	157	192	245	303	353	459	581

$$\text{Pertanto } F_{ax,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{k_{mod} \cdot F_{ax,Rk-rondella}}{\gamma_M} \\ \frac{F_{t,Rk-bullone}}{\gamma_{M2}} \end{array} \right. \quad (3.95)$$

con $\gamma_M = 1,50$ per le unioni e $\gamma_{M2} = 1,25$ desunto dalla pertinente norma sulle costruzioni metalliche (NTC18).

3.5.7.2 Capacità caratteristica assiale delle viti



È determinata dai seguenti meccanismi resistenti:

a) - schiacciamento del legno sotto la testa o rondella (o sotto la piastra)

Se è disponibile nella DoP il parametro caratteristico di attraversamento della testa $f_{head,k}$:

$$F_{ax,Rk-testa} = f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8} \quad (3.96)$$

dove ρ_a è la massa volumica associata al valore $f_{head,k}$ (generalmente 350kg/m³) e d_h è il diametro della testa della vite.

Se non disponibile il valore di $f_{head,k}$ oppure la testa della vite è su una rondella o su di una piastra vale quanto detto per i bulloni; bisogna considerare l'impronta della testa o dell'eventuale rondella oppure della rondella equivalente se la testa della vite agisce su di una piastra (formula 3.93).

$$F_{ax,Rk-testa} = \frac{\pi}{4} \cdot (D^2 - d^2) \cdot 3,0 \cdot f_{c,90,k} \quad (3.97)$$

b) - trazione della vite

Se è disponibile nella DoP la capacità caratteristica a trazione della vite $f_{tens,k}$:

$$F_{t,Rk-vite} = f_{tens,k} \quad (3.98)$$

altrimenti:

$$F_{t,Rk-vite} = 0,9 \cdot A_{res} \cdot f_{u,k} \quad (3.99)$$

Vale quanto detto per i bulloni ma A_{res} è l'area resistente della vite che è la minima fra la sezione dello stelo e la sezione di gola nella zona filettata. Le viti da legno non sono unificate, pertanto la geometria dipende dal Produttore e va ricercata sulla scheda tecnica di ciascun prodotto.

c) - estrazione della parte filettata

Se è disponibile nella DoP il parametro caratteristico di estrazione perpendicolare alla fibratura $f_{ax,k}$:

$$F_{ax,Rk-filetto} = \frac{f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8} \quad (3.100)$$

dove ρ_a è la massa volumica associata al valore $f_{ax,k}$ (generalmente 350 kg/m^3).

$$k_d = \min \begin{cases} d/8 \\ 1 \end{cases} \quad (3.101)$$

l_{ef} [mm] = penetrazione della filettatura nel legno.

ρ_k è la massa volumica espressa in kg/m^3 .

α = angolo fra l'asse della vite e la direzione della fibratura, dove $\alpha \geq 30^\circ$; per angoli inferiori non è ammesso considerare che la vite possa resistere a estrazione.

d [mm] = diametro nominale della vite, è il diametro in cresta al filetto, detto anche diametro esterno.

In alternativa il valore del parametro caratteristico di estrazione può essere calcolato con la seguente formula:

$$f_{ax,k} = 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.102)$$

e la capacità assiale:

$$F_{ax,Rk-filetto} = \frac{f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \quad (3.103)$$

Nel caso delle viti tutto filetto, il meccanismo di schiacciamento del legno sotto la testa a) non c'è in quanto tali viti hanno una testa molto piccola; per esse si calcola il meccanismo b) e si ripete il meccanismo c) per ciascuno dei due legni da unire, considerando le rispettive lunghezze l_{ef} di penetrazione della filettatura e gli angoli α per ciascun legno.

Da considerare la resistenza di gruppo: la resistenza ad estrazione del gruppo di n viti non è n volte la resistenza della singola vite ma un po' meno:

$$F_{ax,Rd-gruppo \text{ di } n \text{ viti}} = n_{ef} \cdot \min \begin{cases} \frac{k_{mod} \cdot F_{ax,Rk-testa}}{\gamma_M} \\ \frac{F_{t,Rk-vite}}{\gamma_{M2}} \\ \frac{k_{mod} \cdot F_{ax,Rk-filetto}}{\gamma_M} \end{cases} \quad (3.104)$$

con $\gamma_M = 1,50$ per le unioni e $\gamma_{M2} = 1,25$ desunto dalla pertinente norma sulle costruzioni metalliche (NTC18).

$$n_{ef} = n^{0,9}$$

3.5.8 Spaziature e distanze da bordi ed estremità dei mezzi di unione

Si fa riferimento alla direzione dello sforzo che il mezzo di unione esercita sul legno; si misura l'angolo α formato tra tale sforzo e la fibratura.

A titolo di esempio si riportano i valori proposti dall'EC5 per gli spinotti in funzione dell'angolo α e del diametro del mezzo di unione d ; per gli altri mezzi di unione si faccia riferimento alle tabelle presenti al §8 dell'EC5.

La “*fila*” è definita dai mezzi di unione disposti lungo la fibratura.

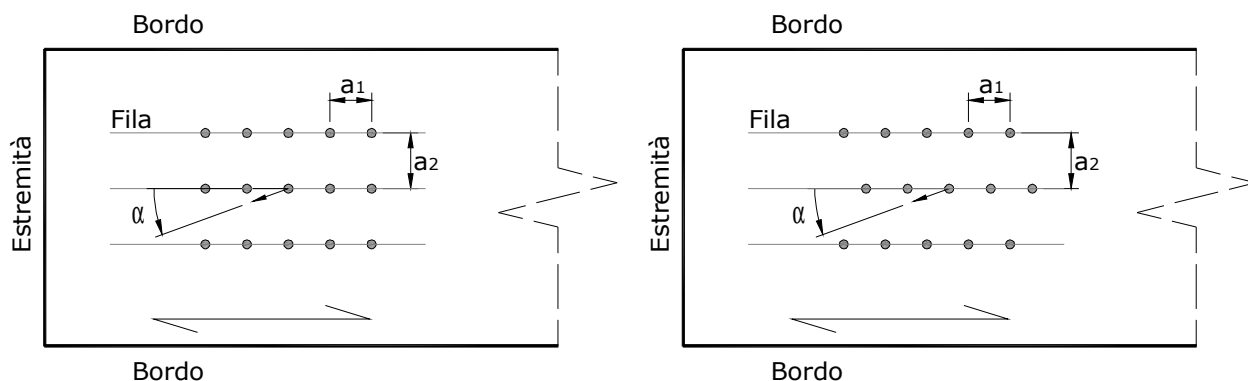


Figura 3.18: Spaziatura fra i mezzi di unione:
 a_1 sulla fila; si misura parallelamente alla fibratura.
 a_2 fra le file; si misura ortogonalmente alla fibratura.

Spinotti: $a_1 \geq (3+2|\cos \alpha|)d$
 $a_2 \geq 3d$

L'“*estremità*” è la testa dell'elemento, ovvero il lato con le fibre tagliate.

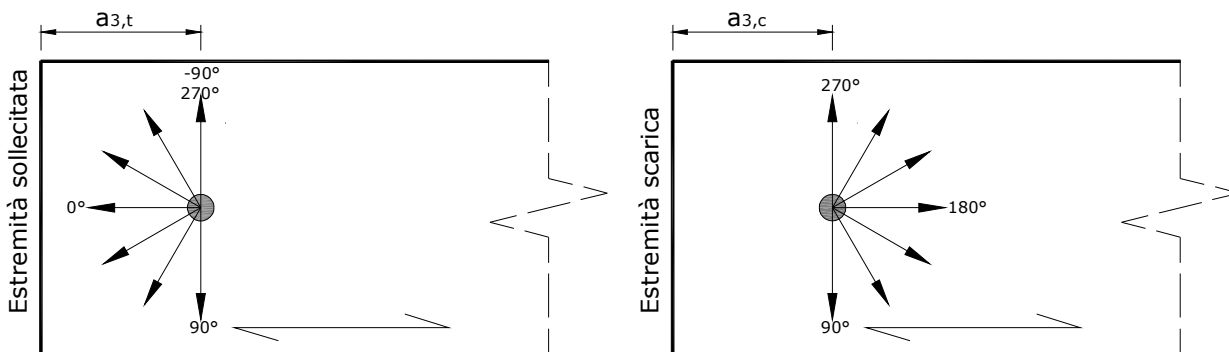


Figura 3.19: Distanza fra il mezzo di unione e l'estremità; si misura parallelamente alla fibratura:
 $a_{3,t}$ estremità sollecitata.
 $a_{3,c}$ estremità scarica.

Spinotti: $a_{3,t} \geq \max(7d; 80\text{mm})$ per $-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$
 $a_{3,c} \geq \begin{cases} a_{3,t} |\sin \alpha| & \text{per } 90^\circ \leq \alpha < 150^\circ \\ \max(3,5d; 40\text{mm}) & \text{per } 150^\circ \leq \alpha < 210^\circ \\ a_{3,t} |\sin \alpha| & \text{per } 210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ \end{cases}$

Il “*bordo*” è il lato dell'elemento parallelo alla fibratura.

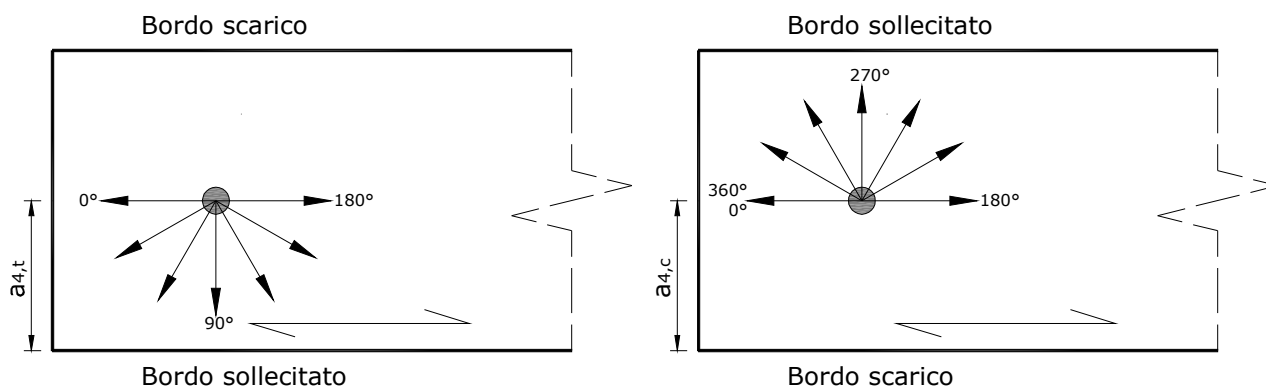


Figura 3.20: Distanza fra il mezzo di unione ed il bordo, si misura ortogonalmente alla fibratura:

$a_{4,t}$ bordo sollecitato.

$a_{4,c}$ bordo scarico.

Spinotti: $a_{4,t} \geq \max[(2+2 \sin \alpha)d; 3d]$ per $0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$
 $a_{4,c} \geq 3d$ per $180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$

3.5.8.1 Unioni legno-legno

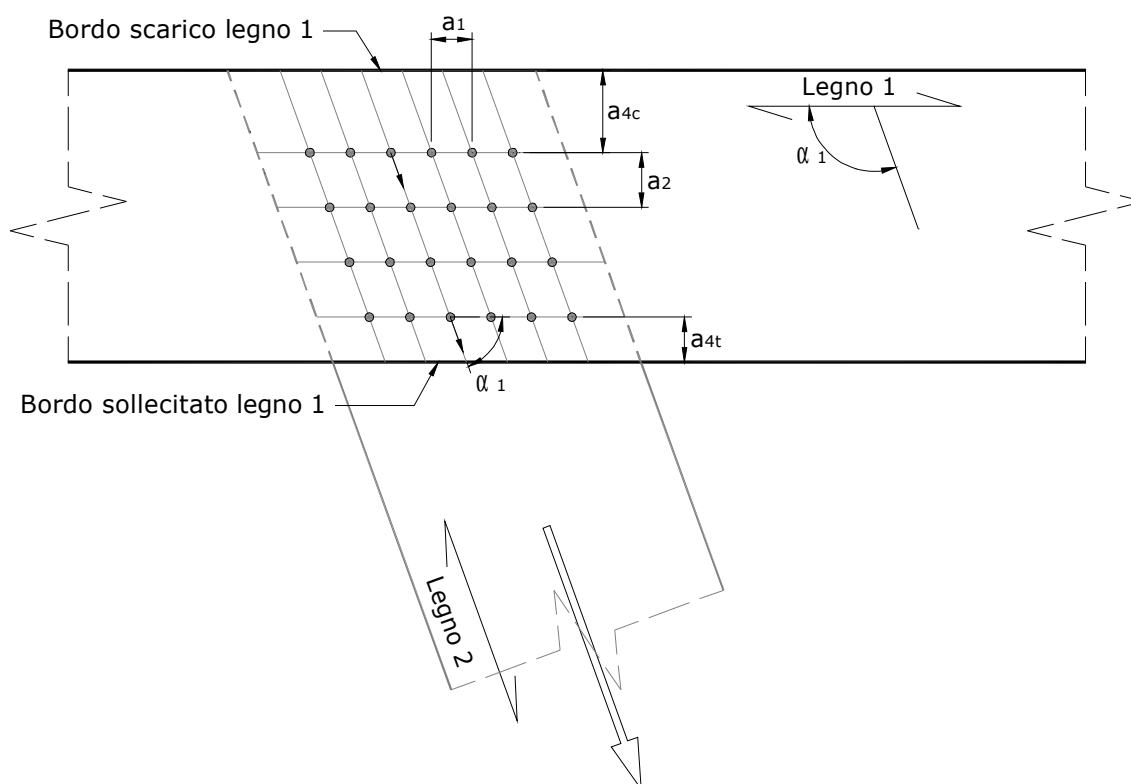


Figura 3.21: Legno 1. Le distanze $a_{4,c}$, $a_{4,t}$ e le spazature a_1 ed a_2 si definiscono con riferimento all'angolo α_1 fra la direzione della forza che il singolo mezzo di unione esercita sul legno e la fibratura del legno 1. I mezzi di unione premono contro il legno 1 verso il bordo inferiore.

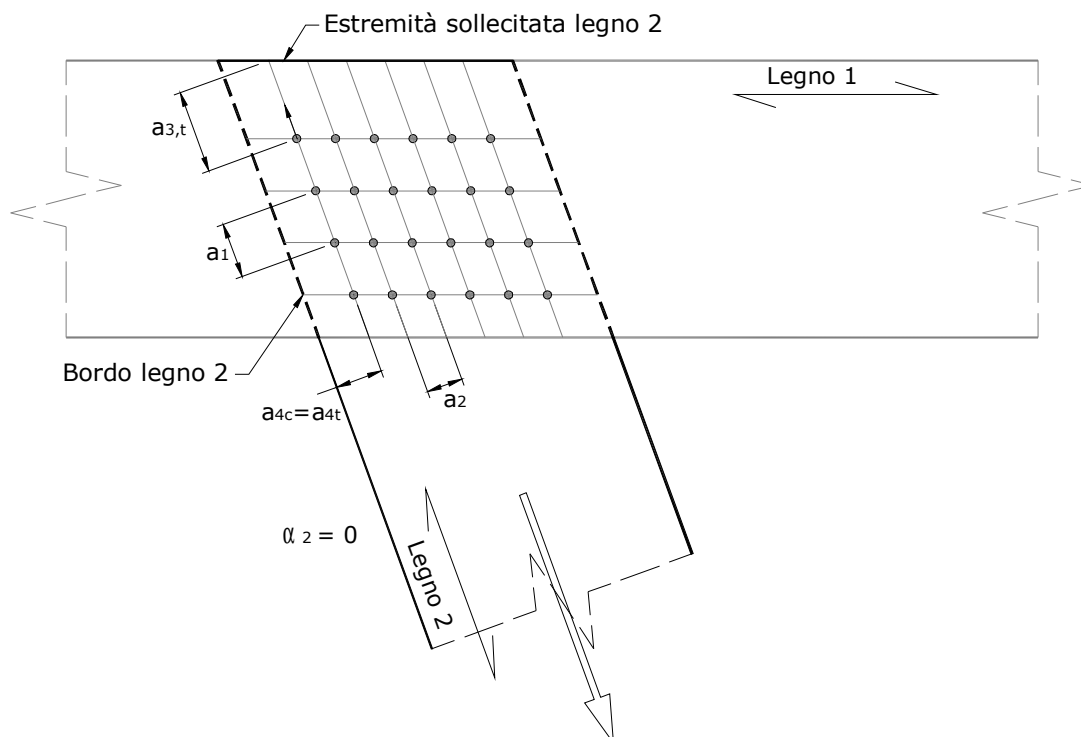


Figura 3.22: Legno 2. Le distanze $a_{3,t}$, $a_{4,c}$ e le spaziature a_1 ed a_2 si definiscono con riferimento all'angolo $\alpha_2=0$ fra la direzione della forza che il singolo mezzo di unione esercita sul legno e la fibratura del legno 2. Per $\alpha=0$ le formule proposte dall'EC5 per i vari mezzi di unione portano ad $a_{4,c} = a_{4,t}$. I mezzi di unione premono contro il legno 2 verso l'estremità superiore.

3.5.8.2 Unioni acciaio-legno

Devono essere rispettate contemporaneamente le prescrizioni date per il legno e quelle date per l'acciaio.

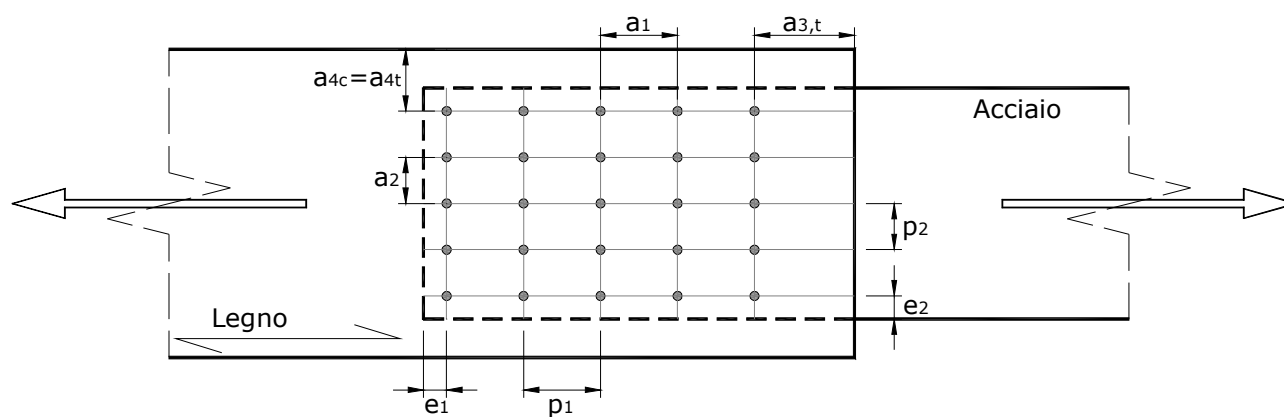


Figura 3.23: Le distanze e_1 , e_2 e le spaziature p_1 e p_2 si riferiscono alle prescrizioni sulle costruzioni di acciaio.

Riguardo alle spaziature fra i mezzi di unione (a_1 oppure p_1 e a_2 oppure p_2), in generale valgono le prescrizioni date per le costruzioni in legno in quanto più restrittive (distanze maggiori).

3.6 Stati limite di esercizio

3.6.1 Elementi strutturali

Il legno è materiale che ha un comportamento viscoso peculiare, per certi versi migliore di quello del calcestruzzo, ma per altri versi molto insidioso. Nella norma si forniscono i valori del coefficiente di deformazione k_{def} definito come segue, essendo u_{creep} la deformazione viscosa a tempo infinito sotto un carico agente costantemente nel tempo, ed essendo u_{inst} la deformazione istantanea sotto lo stesso carico:

$$u_{creep} = u_{inst} \cdot k_{def} \quad (3.105)$$

k_{def} è fornito dalla norma in funzione della classe di servizio e si riferisce all'incremento di deformazione dovuto ai carichi permanenti e quasi permanenti.

Tipi di legno	Classe di servizio		
	1	2	3
Legno massiccio	0,60	0,80	2,00
Lamellare incollato	0,60	0,80	2,00
Compensato	0,80	1,00	2,50
Per legno massiccio posto in opera con umidità prossima o superiore al punto di saturazione, e che possa essere soggetto a essiccazione sotto carico, il valore di k_{def} dovrà, in assenza di idonei provvedimenti, essere aumentato a seguito di opportune valutazioni, sommando ai termini della tabella un valore comunque non inferiore a 2,0. ¹³ I suddetti valori vanno raddoppiati quando applicati alla deformabilità delle unioni, come spiegato al § 3.6.2 "Unioni".			

Tabella 3.18 Valori di k_{def} per legno massiccio, legno lamellare e compensato definiti da NTC18.

Per cui la freccia a tempo infinito di una trave sottoposta ad un carico permanente $G=G_1+G_2$ ed ad un carico variabile Q_k , essendo $\psi_2 Q_k$ la quota quasi-permanente del carico di variabile, si calcolerà come:

$$u_{fin} = u_{inst,G}(1+k_{def}) + u_{inst,Q}(1+\psi_2 k_{def}) \quad (3.106)$$

essendo:

- $\psi_2 = 0,0$ per il carico variabile neve (sotto i 1000m slm) e vento;
- $\psi_2 = 0,3$ per i carichi variabili di esercizio negli edifici residenziali;
- $u_{inst,G}$ = freccia istantanea dovuta ai soli carichi permanenti;
- $u_{inst,Q}$ = freccia istantanea dovuta ai soli carichi variabili.

E' importante sottolineare che la freccia sia istantanea che finale si calcola sulla combinazione di carico rara $G+Q_k$, tuttavia i soli carichi quasi permanenti $G+\psi_2 Q_k$ producono effetti viscosi.

L'EC5 fornisce dei limiti sia per la deformazione istantanea che finale. Ad esempio per travi semplicemente appoggiate vengono indicati i seguenti valori:

- $u_{inst} \leq$ da 1/500 a 1/300 della luce
- $u_{net,in} \leq$ da 1/350 a 1/250 della luce
- $u_{fin} \leq$ da 1/300 a 1/150 della luce

¹³ Si fa notare che il legno massiccio nuovo viene di solito fornito ad umidità ben superiore al punto di saturazione ($U>30\%$) e quindi nel calcolo quasi sempre si deve utilizzare tale incremento. Le latifoglie tendono a stagionare più lentamente per cui per esse può essere conveniente utilizzare un incremento anche di 3,0.

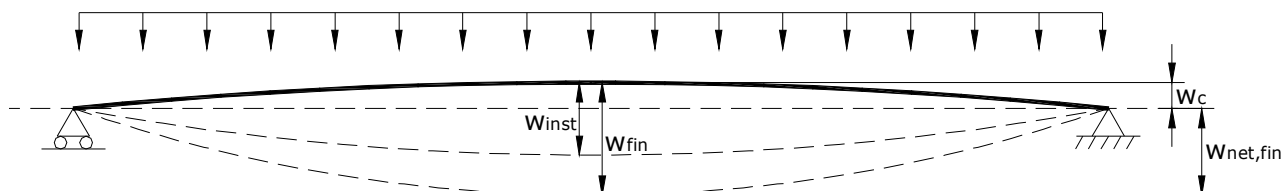


Figura 3.24: Componenti della freccia di inflessione.

w_c è la controfreccia di produzione (se presente).

w_{inst} è la freccia istantanea allo SLE combinazione rara.

w_{fin} è la freccia finale allo SLE combinazione rara (freccia istantanea + freccia viscosa).

$w_{net,fin}$ è la freccia finale al netto della controfreccia (se presente).

La scelta dei limiti di deformabilità dipende dall'uso della struttura e dalla suscettibilità delle finiture; nei casi pratici possono essere utilizzati i seguenti limiti (frecce ammissibili riferite alla luce l della campata):

Elemento	u_{inst}	$u_{net,fin}$	u_{fin}
Travi secondarie di copertura	$l/300$	$l/250$	$l/150$
Travi principali di copertura	$l/400$	$l/300$	$l/200$
Travi di colmo di coperture a due falde, travi diagonali di coperture a quattro falde	$l/500$	$l/350$	$l/350$
Solai senza pavimenti rigidi e senza tramezzi rigidi	$l/400$	$l/300$	$l/250$
Solai con pavimenti e/o tramezzi rigidi	$l/500$	$l/350$	$l/350$

Per elementi strutturali di luce elevata le deformazioni ammissibili date come frazione della luce potrebbero risultare eccessive se valutate in termini assoluti, ad esempio per un solaio $l=10m$ il limite $l/300=10000/300 = 33mm$ potrebbe essere eccessivo.

Per elementi a sbalzo i limiti consigliati possono essere raddoppiati.

Nel caso in cui non sia presente la controfreccia di produzione, i valori limite della freccia finale devono essere presi dalla colonna $u_{net,fin}$ e la colonna u_{fin} non deve essere considerata.

Tabella 3.19 Valori consigliati per la freccia ammissibile.

Le NTC18 al §4.4.7 indicano i soli seguenti limiti:

$u_{inst} \leq 1/300$ della luce, calcolata considerando il contributo dei soli carichi variabili (freccia attiva);

$u_{fin} \leq 1/200$ della luce.

precisando però:

“I limiti indicati per la freccia costituiscono solo requisiti minimi indicativi. Limitazioni più severe possono rivelarsi necessarie in casi particolari, ad esempio in relazione ad elementi portati non facenti parte della struttura. In generale, nel caso di impalcati, si raccomanda la verifica della compatibilità della deformazione con la destinazione d'uso.”

Si consiglia di non seguire le indicazioni delle NTC18 in quanto non cautelativi.

Nel calcolo della freccia non è quasi mai trascurabile il contributo della deformabilità a taglio; per sezioni snelle (in cui l'altezza è molto maggiore della base) tale contributo può raggiungere valori superiori al 10% della freccia totale. Ricordiamo che per la trave su doppio appoggio con carico uniforme il valore della freccia è:

$$u = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot J} + \chi \cdot \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot G \cdot A} \quad (3.107)$$

dove:

$\chi = 6/5 = 1,2$ per sezione quadrata e rettangolare

$\chi = 10/9 = 1,11$ per sezione circolare

$\chi \approx 4,5$ per sezioni a strati (pannelli di legno massiccio a strati incrociati, compensato)

3.6.2 Unioni

Nelle strutture di legno le unioni meccaniche sono deformabili; la loro deformabilità ha importanza sia per il calcolo delle deformazioni delle strutture che nel calcolo delle caratteristiche di sollecitazione nei sistemi iperstatici.

Il comportamento delle unioni non è lineare, tuttavia nel calcolo per semplicità ci si riferisce ad un comportamento lineare considerando le rigidezze secanti.

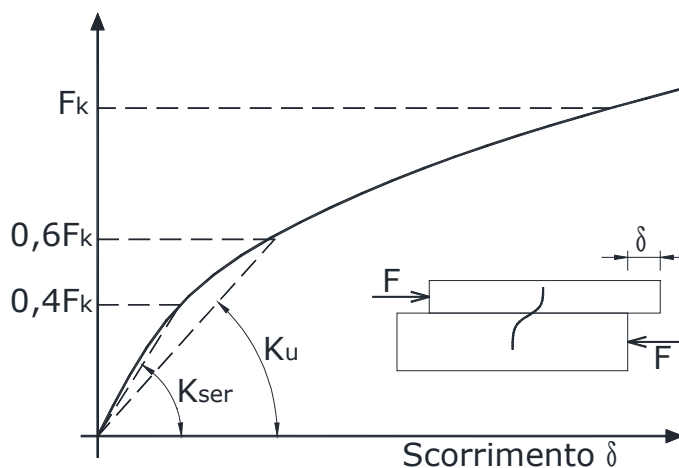


Figura 3.25: Schematizzazione della curva carico-scorrimento di una unione meccanica.

- K_{ser} , modulo di scorrimento di servizio, è utilizzato nelle verifiche a stato limite di esercizio (generalmente nel calcolo della deformabilità delle strutture);
- K_u , modulo di scorrimento ultimo, viene utilizzato nelle verifiche a stato limite ultimo (generalmente nel calcolo delle caratteristiche di sollecitazione nelle strutture iperstatiche).

Detta F_k la resistenza caratteristica, allo stato limite ultimo il livello di carico sulle unioni è:

$$F_{d,SLU} = K_{mod} \cdot \frac{F_k}{\gamma_M} \simeq 0,6 \cdot F_k$$

Allo stato limite di esercizio la combinazione di carico, e quindi le sollecitazioni, non sono gravate dai coefficienti amplificativi γ_G e γ_Q , pertanto il carico sulle unioni è ancora più basso rispetto allo SLU, si assume convenzionalmente:

$$F_{d,SLE} = \frac{F_{d,SLU}}{\gamma_{GQ}} \simeq 0,4 \cdot F_k$$

Per tale motivo il K_u ed il K_{ser} sono definiti come le rigidezze secanti rispettivamente ai livelli di carico $0,6F_k$ e $0,4F_k$.

Per il calcolo dello scorrimento nelle unioni utile, ad esempio, per la valutazione della freccia di strutture con unioni meccaniche, si usa il modulo di scorrimento di servizio (detto anche modulo di *slip*) si riportano di seguito alcune formule proposte dall'EC5.

Tipo del mezzo di unione	Legno - legno Pannello- legno Acciaio - legno
Spinotti, bulloni, viti, chiodi con preforatura	$K_{ser} = \rho_m^{1,5} \cdot \frac{d}{23}$
Chiodi (senza preforatura)	$K_{ser} = \rho_m^{1,5} \cdot \frac{d^{0,8}}{30}$
Per unioni acciaio-legno e calcestruzzo-legno moltiplicare per 2 la formula e utilizzare ρ_m del legno. Per unioni fra legni di massa volumica diversa $\rho_{m,1}$ e $\rho_{m,2}$ utilizzare nelle formule $\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1} \cdot \rho_{m,2}}$	

Tabella 3.20 Modulo di scorrimento K_{ser} (modulo di scorrimento di servizio) per collegamenti meccanici con mezzi di unione a gambo cilindrico. ρ_m è la massa volumica media del legno in kg/m^3 e d è il diametro dell'elemento di collegamento meccanico in mm; il risultato è in N/mm. (Tabella non completa).

Da notare che le formule proposte non considerano importanti parametri quali il tipo di unione, lo spessore dei legni, la modalità di rottura, il tipo di acciaio; pertanto i risultati vanno considerati con cautela.

Le formule proposte dall'EC5 relative al modulo di scorrimento si riferiscono sempre al singolo piano di taglio (sezione resistente) del singolo mezzo di unione.

Il modulo di scorrimento ultimo K_u , da utilizzare nei calcoli allo SLU, in assenza di valori sperimentali, può essere assunto:

$$K_u = 2/3 \cdot K_{ser}$$

Per la valutazione degli effetti a lungo termine (deformazioni viscosi) si usa il coefficiente k_{def} di Tabella 3.18 raddoppiato.

3.6.3 Vibrazioni

Deve essere condotta una verifica sulle vibrazioni:

- al fine di assicurare accettabili livelli di benessere (dal punto di vista delle sensazioni percepite dagli utenti);
- al fine di prevenire possibili danni negli elementi secondari e nei componenti non strutturali;
- al fine di evitare possibili danni che compromettano il funzionamento di macchine e apparecchiature.

L'EC5, nella sua attuale versione, al §7.3 fornisce indicazioni sommarie e non esaustive.

Un utile riferimento sono le indicazioni più semplici contenute sia dell'Eurocodice 3 che nelle NTC18 §4.2.4.2.3.1 relativamente agli edifici di acciaio, che stabiliscono, per solai caricati regolarmente da persone, i seguenti limiti:

- abitazioni e uffici $f \geq 3\text{Hz}$
- palestre e sale da ballo $f \geq 5\text{Hz}$

Nel caso di solai particolarmente leggeri è necessario condurre verifiche più accurate che prendano in considerazione anche altri parametri dinamici.

La bozza del nuovo EC5 propone una procedura di verifica più accurata che considera la risposta del solaio al calpestio di una persona che cammina, la risposta viene valutata secondo quattro criteri:

- Criterio di rigidezza: verifica che la freccia di inflessione del solaio sottoposto ad un carico puntuale statico verticale $F = 1 \text{ kN}$ (il peso di una persona) posizionato nella posizione più sfavorevole, sia inferiore ad un determinato limite.
- Criterio di frequenza: verifica che la frequenza fondamentale del solaio f_1 sia pari o superiore a 4,5Hz.
- Criterio dell'accelerazione (risposta risonante): per solai con frequenza fondamentale $f_1 < 6\text{Hz}$ potrebbe verificarsi il fenomeno della risonanza; verifica che il valore quadratico medio dell'accelerazione verticale del solaio causata da una persona che cammina sia inferiore ad un determinato limite.
- Criterio della velocità (risposta transitoria): verifica che il valore quadratico medio della velocità verticale del solaio causata da una persona che cammina sia inferiore ad un determinato limite.

I limiti di rigidezza, di accelerazione e di velocità sono definiti in funzione del “livello di prestazione” definito dal Progettista.

Qualora sulla struttura siano presenti macchine che trasmettono sollecitazioni cicliche, è necessario che la struttura abbia una frequenza propria convenientemente superiore a quella delle macchine presenti per evitare fenomeni di risonanza e garantire la funzionalità delle macchine stesse.

Per un solaio con scarsa capacità di ripartizione laterale, su doppio appoggio, soggetto a un carico uniformemente distribuito, la frequenza fondamentale è:

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \sqrt{\frac{(EJ)_L}{m}} \quad (3.108)$$

Nella formula:

m è la massa in kg/m^2 nella combinazione $G_1+G_2+0,10 \times Q_k$, il carico espresso in kN/m^2 deve essere moltiplicato per 1000 per esprimerlo in N/m e poi diviso per 9,81 per esprimerlo in kg/m^2 o che è lo stesso $(\text{Ns}^2/\text{m})/\text{m}^2$;

l è la luce del solaio espressa in m

$(EJ)_L$ è rigidezza apparente flessionale del solaio per metro di larghezza che tiene conto della deformazione flessionale, della deformazione a taglio e dell'eventuale scorrimento delle unioni nel caso di solai a travi reticolari o composte;

$$(EI)_L = \frac{E_{0,m} \cdot J}{i \cdot k_{\text{amp}}} \quad \text{dove:}$$

$E_{0,m}$ è il modulo di elasticità medio parallelo espresso in N/m^2 ;

J è il momento di inerzia della trave espresso in m^4 ;

i è l'interasse delle travi principali in m ;

k_{amp} è un fattore che tiene conto della deformabilità a taglio e può assumere i seguenti valori:

1,05 per travi a sezione tozza;

1,15 per travi a sezione snella (tipicamente di legno lamellare incollato);

valori superiori per travi reticolari e travi composte.

3.7 La viscosità e l'analisi strutturale

In questo paragrafo si valuta l'analisi strutturale alla luce dei seguenti fatti:

1. I carichi permanenti G_1 e G_2 e quasi permanenti $\psi_2 Q_k$ provocano viscosità, ovvero incremento di deformazione nel tempo.
2. La viscosità delle unioni meccaniche è doppia rispetto a quella degli elementi in legno (vedi §3.6.2 “Unioni” a pagina 92).
3. Nelle strutture iperstatiche composte da elementi con viscosità diversa si ha variazione delle caratteristiche di sollecitazione nel tempo; elementi a viscosità diversa dalle aste di legno sono: le unioni meccaniche (viscosità doppia), le aste metalliche (non hanno viscosità), gli elementi di calcestruzzo armato (viscosità generalmente superiore a quella del legno).

Nelle analisi strutturali i modelli si costruiscono a partire dalle proprietà elastiche medie dei materiali e non da quelle caratteristiche.

3.7.1 SLE

Nel caso in cui la struttura sia formata da elementi con la medesima viscosità il problema è lineare e può essere risolto semplicemente calcolando le deformazioni a tempo infinito utilizzando la combinazione di carico fittizia:

$$q_{\infty} = (G_1 + G_2) \cdot (1 + k_{\text{def}}) + Q_k \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{\text{def}}) \quad (3.109)$$

utilizzando ψ_2 congruente con la categoria del carico Q_k .

In alternativa, e nel caso generale di struttura formata da elementi a viscosità diversa, è necessario utilizzare due distinti modelli della struttura:

SLE $t=0$ legno: $E_{0,\text{mean}}$, G_{mean} ; unioni: K_{ser}

$$\text{SLE } t=\infty \text{ legno: } \frac{E_{0,\text{mean}}}{1 + \psi_{\text{eq}} \cdot k_{\text{def}}}, \frac{G_{\text{mean}}}{1 + \psi_{\text{eq}} \cdot k_{\text{def}}}; \text{ unioni: } \frac{K_{\text{ser}}}{1 + \psi_{\text{eq}} \cdot 2 \cdot k_{\text{def}}} \quad (3.110)$$

Cioè a tempo infinito si considerano le proprietà elastiche fittiziamente ridotte per considerare la viscosità.

Il fatto che solo i carichi permanenti e quasi permanenti provochino viscosità può essere tenuto in conto in maniera approssimata nel seguente modo:

- se $G_1 + G_2 > Q_k$ nelle formule (3.110) si utilizzerà $\psi_{\text{eq}} = 1$;
- se $Q_k > G_1 + G_2$ nelle formule (3.110) si utilizzerà $\psi_{\text{eq}} = \psi_2$ congruente con la categoria del carico Q_k ;
- oppure in modo esatto utilizzando $\psi_{\text{eq}} = \frac{G_1 + G_2 + \psi_2 \cdot Q_k}{G_1 + G_2 + Q_k}$

3.7.2 SLU

Nel caso in cui la struttura sia formata da elementi con la medesima viscosità non si hanno variazioni nelle caratteristiche di sollecitazione nelle aste nel tempo, pertanto è sufficiente modellare la struttura con:

SLU legno: $E_{0,\text{mean}}$, G_{mean} ; unioni: K_u

In alternativa, e nel caso generale di struttura formata da elementi a viscosità diversa, è necessario utilizzare due distinti modelli della struttura:

SLU $t=0$ legno: $E_{0,\text{mean}}$, G_{mean} ; unioni: K_u

$$\text{SLU } t=\infty \text{ legno: } \frac{E_{0,\text{mean}}}{1 + \psi_{\text{eq}} \cdot k_{\text{def}}}, \frac{G_{\text{mean}}}{1 + \psi_{\text{eq}} \cdot k_{\text{def}}}; \text{ unioni: } \frac{K_u}{1 + \psi_{\text{eq}} \cdot 2 \cdot k_{\text{def}}} \quad (3.111)$$

Cioè a tempo infinito si considerano le proprietà elastiche fittiziamente ridotte per considerare la viscosità.

Il fatto che solo i carichi permanenti e quasi permanenti provochino viscosità può essere tenuto in conto in maniera approssimata nel seguente modo:

- se $\gamma_1 G_1 + \gamma_2 G_2 > \gamma_Q Q_k$ nelle formule (3.111) si utilizzerà $\psi_{eq}=1$;
- se $\gamma_Q Q_k > \gamma_1 G_1 + \gamma_2 G_2$ nelle formule (3.111) si utilizzerà $\psi_{eq}=\psi_2$ congruente con la categoria del carico Q_k ;
- oppure in modo esatto utilizzando
$$\psi_{eq} = \frac{\gamma_1 \cdot G_1 + \gamma_2 \cdot G_2 + \psi_2 \cdot \gamma_Q \cdot Q_k}{\gamma_1 \cdot G_1 + \gamma_2 \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q_k}$$

3.8 Esempi di calcolo

3.8.1 Solaio 1

Solaio per civile abitazione a semplice orditura, travi in equilibrio igrometrico con l'ambiente

Legno:

travi di conifera classe C24 secondo EN338, corrispondente alla S10 DIN4074 poste in opera in equilibrio igrometrico con l'ambiente

sezione $b_t \cdot h_t = 220 \cdot 250 \text{ mm}$

interasse $i_t = 1200 \text{ mm}$

luce netta $l = 4000 \text{ mm}$

luce di calcolo $l_c = l \cdot 1,05 = 4000 \cdot 1,05 = 4200 \text{ mm}$

resistenza caratteristica a flessione $f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$

resistenza caratteristica a taglio $f_{v,k} = 4,0 \text{ N/mm}^2$

modulo di elasticità medio $E_{0,m} = 11000 \text{ N/mm}^2$

modulo tangenziale medio $G_m = 690 \text{ N/mm}^2$

coefficiente di sicurezza legno $\gamma_{M,1} = 1,5$ (legno massiccio da NTC18 colonna A)

coefficiente di modificazione combinazione di carico permanente $k_{mod} = 0,60$

coefficiente di modificazione combinazione di carico media durata $k_{mod} = 0,80$
(sovraccarico per civili abitazioni)

coefficiente di deformazione $k_{def} = 0,60$ (classe di servizio 1)

coefficiente di combinazione per carichi variabili $\psi_2 = 0,30$ (sovraccarico per civili abitazioni)

Carichi elementari:

carichi permanenti strutturali $G_1 = 0,33 \text{ kN/m}^2$

carichi permanenti non strutturali $G_2 = 2,40 \text{ kN/m}^2$

carico variabile civili abitazioni $Q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$ (media durata)

Carichi SLE:

permanente: $q_p = (0,33 + 2,40) \cdot 1,20 = 3,28 \text{ kN/m}$

variabile: $q_v = 2,00 \cdot 1,20 = 2,40 \text{ kN/m}$

Carichi SLU:

coefficiente carichi permanenti strutturali $\gamma_{G1} = 1,30$

coefficiente carichi permanenti non strutturali $\gamma_{G2} = 1,50$

coefficiente carichi variabili $\gamma_Q = 1,50$

combinazione permanente $q_u = (1,30 \cdot 0,33 + 1,50 \cdot 2,40) \cdot 1,20 = 4,83 \text{ kN/m}$

combinazione media durata

$q_u = (1,30 \cdot 0,33 + 1,50 \cdot 2,40 + 1,50 \cdot 2,00) \cdot 1,20 = 8,43 \text{ kN/m}$

essendo:

$$\frac{q_{\text{media durata}}}{q_{\text{permanente}}} = \frac{8,43}{4,83} = 1,75 > \frac{k_{\text{mod media durata}}}{k_{\text{mod permanente}}} = \frac{0,80}{0,60} = 1,33$$

le verifiche di sicurezza determinanti sono quelle con la combinazione di carico di media durata (permanenti + variabili), pertanto le verifiche di sicurezza con la combinazione di carico permanente (solo carichi permanenti) non saranno effettuate.

STATO LIMITE ULTIMO

Legno, combinazione di carico media durata

$k_h = 1,00$ ($h > 150 \text{ mm}$)

resistenza di progetto a flessione $f_{m,d} = 1,00 \cdot 0,80 \cdot 24 / 1,5 = 12,80 \text{ N/mm}^2$

resistenza di progetto a taglio $f_{v,d} = 0,80 \cdot 4,00 / 1,5 = 2,13 \text{ N/mm}^2$

Sollecitazioni, combinazione di carico allo SLU media durata

$q_u = 8,43 \text{ kN/m} = 8,43 \text{ N/mm}$

$M_u = 8,43 \cdot 4.200^2 / 8 = 18,59 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$

$T_u = 8,43 \cdot 4.200 / 2 = 17703 \text{ N}$

Verifiche SLU:

Si considera l'estradosso (lembo compresso) controventato, pertanto non si esegue la verifica di stabilità ma solo quella di resistenza.

$$\sigma_{m,d} = \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 18,59 \cdot 10^6}{220 \cdot 250^2} = 8,11 < 12,80 \text{ N/mm}^2 = f_{m,d} \quad \text{verificato}$$

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{T}{k_{cr} \cdot b \cdot h} = 1,5 \cdot \frac{17703}{0,67 \cdot 220 \cdot 250} = 0,721 < 2,13 \text{ N/mm}^2 = f_{v,d} \quad \text{verificato}$$

con $k_{cr} = 0,67$ (vedi § 3.2.6 "Verifica a taglio" a pagina 40).

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Sul solaio gravano pavimenti e tramezzi rigidi, pertanto si assumono i valori più cautelativi delle frecce:

rapporto ammissibile luce/freccia istantanea (tempo zero) = 500

rapporto ammissibile luce/freccia finale (tempo infinito) = 350

freccia ammissibile:

istantanea $u_{d,inst} = 4.200 / 500 = 8,40 \text{ mm}$

finale $u_{d,fin} = 4.200 / 350 = 12,00 \text{ mm}$

freccia carichi permanenti

$J = 220 \cdot 250^3 / 12 = 286,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

$$\text{istantanea } u_{G,inst} = \frac{5 \cdot q_p \cdot l^4}{384 \cdot E_{0,m} \cdot J} + \frac{\chi \cdot q_p \cdot l^2}{8 \cdot G_m \cdot A} =$$

$$\frac{5 \cdot 3,28 \cdot 4200^4}{384 \cdot 11000 \cdot 286,5 \cdot 10^6} + \frac{1,2 \cdot 3,28 \cdot 4200^2}{8 \cdot 690 \cdot 220 \cdot 250} = 4,22 + 0,23 = 4,45 \text{ mm}$$

(il contributo alla freccia dovuta al taglio è circa il 5% della freccia totale)

finale $u_{G,fin} = (1 + 0,60) \cdot 4,45 = 7,12 \text{ mm}$

freccia carichi variabili

$$\text{istantanea } u_{Q,inst} = \frac{5 \cdot 2,40 \cdot 4200^4}{384 \cdot 11000 \cdot 286,5 \cdot 10^6} + \frac{1,2 \cdot 2,40 \cdot 4200^2}{8 \cdot 690 \cdot 220 \cdot 250} = 3,09 + 0,17 = 3,26 \text{ mm}$$

finale $u_{Q,fin} = (1 + 0,30 \cdot 0,60) \cdot 3,26 = 3,85 \text{ mm}$

freccia totale

istantanea $u_{inst} = 4,45 + 3,26 = 7,71 < 8,40 \text{ mm} = u_{d,inst}$

verificato

finale $u_{fin} = 7,12 + 3,85 = 10,97 < 12,00 \text{ mm} = u_{d,fin}$

verificato

VIBRAZIONI

$m = (G_1 + G_2 + 0,10 \cdot Q_k) \cdot 1000 / 9,81 = (0,33 + 2,40 + 0,10 \cdot 2,00) \cdot 1000 / 9,81 =$
 $= 299 \text{ kg/m}$

$k_{amp} = 1,05$

$J = 286,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 = 286,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$

$$(EJ)_L = \frac{E_{0,m} \cdot J}{i \cdot k_{amp}} = \frac{11000 \cdot 10^6 \cdot 286,5 \cdot 10^{-6}}{1,20 \cdot 1,05} = 2,501 \cdot 10^6$$

Verifica criterio di frequenza:

$$f = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \sqrt{\frac{(EJ)_L}{m}} = \frac{3,14}{2 \cdot 4,20^2} \sqrt{\frac{2,501 \cdot 10^6}{299}} = 8.15 \text{ Hz} > 4,5 \text{ Hz} \quad \text{verificato}$$

3.8.2 Solaio 2

solaio per civile abitazione a semplice orditura, travi poste in equilibrio igrometrico con l'ambiente

Si assumono le proprietà meccaniche, i parametri e i carichi dall'esempio 1, si varia solo la sezione rendendola più snella nell'ottica di risparmiare materiale, si riportano di seguito le differenze:

$$b = 80 \text{ mm}$$

$$h = 350 \text{ mm}$$

La sezione proposta in legno massiccio non è usuale, tuttavia si prenda questo solo come esempio di calcolo.

STATO LIMITE ULTIMO

Verifiche SLU:

$$\sigma_{m,d} = \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 18,59 \cdot 10^6}{80 \cdot 350^2} = 11,38 < 12,80 \text{ N/mm}^2 = f_{m,d} \quad \text{verificato}$$

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{T}{k_{cr} \cdot b \cdot h} = 1,5 \cdot \frac{17703}{0,67 \cdot 80 \cdot 350} = 1,415 < 2,13 \text{ N/mm}^2 = f_{v,d} \quad \text{verificato}$$

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

freccia carichi permanenti

$$J = 80 \cdot 350^3 / 12 = 285,8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\text{istantanea } u_{G,inst} = \frac{5 \cdot 3,28 \cdot 4200^4}{384 \cdot 11000 \cdot 285,8 \cdot 10^6} + \frac{1,2 \cdot 3,28 \cdot 4200^2}{8 \cdot 690 \cdot 80 \cdot 350} = 4,23 + 0,45 = 4,68 \text{ mm}$$

(la freccia dovuta al taglio è circa il 10% della freccia totale)

$$\text{finale } u_{G,fin} = (1 + 0,60) \cdot 4,68 = 7,48 \text{ mm}$$

freccia carichi variabili

$$\text{istantanea } u_{Q,inst} = \frac{5 \cdot 2,40 \cdot 4200^4}{384 \cdot 11000 \cdot 285,8 \cdot 10^6} + \frac{1,2 \cdot 2,40 \cdot 4200^2}{8 \cdot 690 \cdot 80 \cdot 350} = 3,09 + 0,33 = 3,42 \text{ mm}$$

$$\text{finale } u_{Q,fin} = (1 + 0,30 \cdot 0,60) \cdot 3,42 = 4,04 \text{ mm}$$

freccia totale

$$\text{istantanea } u_{inst} = 4,68 + 3,42 = 8,10 < 8,40 \text{ mm} = u_{d,inst} \quad \text{verificato}$$

$$\text{finale } u_{fin} = 7,48 + 4,04 = 11,52 < 12,00 \text{ mm} = u_{d,fin} \quad \text{verificato}$$

VIBRAZIONI

$$m = (G_1 + G_2 + 0,10 \cdot Q_k) \cdot 1000 / 9,81 = (0,33 + 2,40 + 0,10 \cdot 2,00) \cdot 1000 / 9,81 = 299 \text{ kg/m}$$

$$k_{amp} = 1,15$$

$$J = 285,8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 = 285,8 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$(EJ)_L = \frac{E_{0,m} \cdot J}{i \cdot k_{amp}} = \frac{11000 \cdot 10^6 \cdot 285,8 \cdot 10^{-6}}{1,20 \cdot 1,15} = 2,278 \cdot 10^6$$

Verifica criterio di frequenza:

$$f = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \sqrt{\frac{(EJ)_L}{m}} = \frac{3,14}{2 \cdot 4,20^2} \sqrt{\frac{2,278 \cdot 10^6}{299}} = 7,77 \text{ Hz} > 4,5 \text{ Hz} \quad \text{verificato}$$

– O – O – O –

Confrontando l'esempio solaio 1 con il 2, a parità di prestazioni del solaio, si noti:

1. l'area della sezione è passata da 55000mm^2 a 28000mm^2 , cioè si è dimezzata, di conseguenza si dimezza il volume della trave e quindi il suo costo;
2. le tensioni normali sono leggermente aumentate;
3. le tensioni di taglio sono praticamente raddoppiate, cioè passando dalla sezione tozza a quella snella la verifica a taglio acquista importanza;
4. anche la quota parte della freccia dovuta alla deformabilità a taglio acquista più importanza per la sezione snella passando dal 5% al 10% della freccia totale;
5. non è variata la frequenza propria.

3.8.3 Solaio 3

solaio per civile abitazione a semplice orditura, travi poste in opera umide e che stagionano sotto carico

Si assumono le proprietà meccaniche, i parametri e i carichi dall'esempio solaio 1, si riportano di seguito le differenze:

Supponendo che il legno passi dal 30% al 12% di contenuto di umidità, considerando un coefficiente di ritiro di 0,18 (media fra il coefficiente di ritiro in direzione radiale e tangenziale), alla fine della stagionatura la sezione risulterà ridotta e precisamente si avrà:

$$b_t = 220 - 220 \cdot 0,18 \cdot (0,30 - 0,12) = 213 \text{ mm, cioè riduzione di base di 7mm}$$

$$h_t = 250 - 250 \cdot 0,18 \cdot (0,30 - 0,12) = 242 \text{ mm, cioè riduzione di altezza di 8mm}$$

Il coefficiente di deformazione deve essere aumentato di 2 per considerare la stagionatura in opera (vedi Tabella 3.18 a pagina 90):

$$\text{coefficiente di deformazione } k_{def} = 2,00 + 0,60 = 2,60$$

Essendo diminuita la sezione le tensioni sollecitanti allo SLU risultano leggermente incrementate:

STATO LIMITE ULTIMO

$$\sigma_{m,d} = \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 18,59 \cdot 10^6}{213 \cdot 242^2} = 8,94 < 12,80 \text{ N/mm}^2 = f_{m,d} \quad \text{verificato}$$

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{T}{k_{cr} \cdot b \cdot h} = 1,5 \cdot \frac{17703}{0,67 \cdot 213 \cdot 242} = 0,769 < 2,13 \text{ N/mm}^2 = f_{v,d} \quad \text{verificato}$$

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

freccia carichi permanenti

$$J = 213 \cdot 242^3 / 12 = 252 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\text{istantanea } u_{G,inst} = 5,03 \text{ mm}$$

$$\text{finale } u_{G,fin} = (1 + 2,60) \cdot 5,03 = 18,1 \text{ mm}$$

freccia carichi variabili

$$\text{istantanea } u_{Q,inst} = 3,69 \text{ mm}$$

$$\text{finale } u_{Q,fin} = (1 + 0,30 \cdot 2,60) \cdot 3,69 = 6,57 \text{ mm}$$

freccia totale

$$\text{istantanea } u_{inst} = 5,03 + 3,69 = 8,72 > 8,40 \text{ mm} = u_{d,inst}$$

non verificato

$$\text{finale } u_{fin} = 18,1 + 6,57 = 24,67 > 12,00 \text{ mm} = u_{d,fin}$$

non verificato

Le verifiche allo SLE risultano sensibilmente variate per la diminuzione della sezione e per il notevole aumento del k_{def} .

Alla freccia andrebbe inoltre sommata la diminuzione di sezione dovuta al ritiro, in questo caso di 7mm, che provoca un abbassamento uniforme dell'estradosso del solaio.

3.8.4 Trave di copertura inclinata

La trave inclinata si progetta come una trave orizzontale ma facendo attenzione a considerare correttamente i carichi e la luce di calcolo.

Vanno inoltre dimensionate opportunamente le unioni a muro al fine di annullare le spinte; a tal proposito si faccia riferimento al § “La spinta nelle strutture di legno” a pagina 189.

MATERIALE E GEOMETRIA

travi di legno lamellare incollato classe GL24h

inclinazione sull'orizzontale $\alpha = 20^\circ$

sezione $b_t \cdot h_t = 80 \cdot 160$ mm

interasse $i = 800$ mm

luce netta in orizzontale $l = 2,85$ m

luce di calcolo in orizzontale $l_o = L \cdot 1,05 = 2,85 \cdot 1,05 = 3,00$ m

luce di calcolo inclinata $l_i = 3,00 / \cos 20^\circ = 3,19$ m

resistenza caratteristica a flessione $f_{m,k} = 24$ N/mm²

resistenza caratteristica a taglio $f_{v,k} = 3,5$ N/mm²

modulo di elasticità medio $E_I = 11500$ N/mm²

modulo tangenziale medio $G = 650$ N/mm²

coefficiente di sicurezza legno $\gamma_{M,I} = 1,35$ (legno lamellare da NTC18 colonna B)

coefficiente di modificazione combinazione di carico permanente $k_{mod} = 0,60$

coefficiente di modificazione combinazione di carico breve durata $k_{mod} = 0,90$

(sovraccarico neve sotto 1000m slm)

coefficiente di deformazione $k_{def} = 0,60$ (classe di servizio 1)

coefficiente di combinazione per carichi variabili $\psi_2 = 0,00$ (neve sotto i 1000m slm)

ANALISI DEI CARICHI

Carichi permanenti strutturali G_1 :		kN/m ²
OSB spessore 18mm	$5,50 \times 0,018 =$	0,10
Perlinato spessore 22mm	$4,5 \times 0,022 =$	0,10
Travetti 80x160/800	$4,2 \times 0,08 \times 0,16 / 0,80 =$	0,07
Totale permanenti strutturali riferiti alla superficie della falda $G_1 =$		0,27

Carichi permanenti portati G_2 :		kN/m ²
Pannelli fotovoltaici		0,20
Tegole marsigliesi		0,45
Guaina traspirante		0,01
Doppia listellatura 40x40/500	$2 \times 4,5 \times 0,04 \times 0,04 / 0,50 =$	0,03
Fibra di legno 160mm, 230kg/m ³	$2,3 \times 0,16 =$	0,37
Freno vapore		0,01
Totale permanenti portati riferiti alla superficie della falda $G_2 =$		1,07

Sovraccarichi Q_k		
Q_{sk} zona I mediterranea $\times \mu_1$	$1,50 \times 0,8$	1,20
Totale sovraccarico riferito alla superficie orizzontale $Q_k =$		1,20

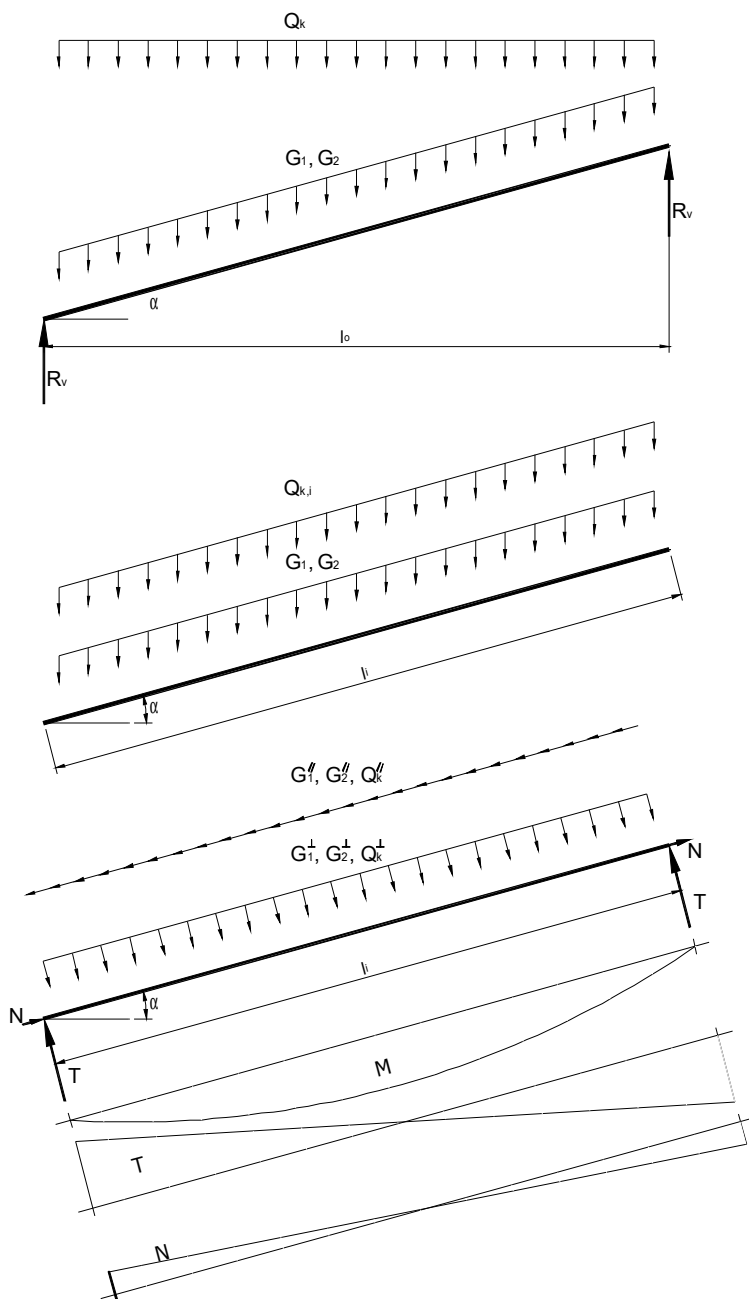


Figura 3.26: Schema statico della trave inclinata di copertura.

l_o = luce orizzontale.

Il sovraccarico Q_k (neve) è dato con riferimento alla superficie orizzontale.

I carichi permanenti G_1 e G_2 sono generalmente riferiti alla superficie della falda (inclinata).

Sia il sovraccarico neve Q_k che i carichi permanenti G_1 e G_2 sono verticali e, negli schemi non spingenti, danno origine a reazioni vincolari solo verticali R_v .

Si può riferire anche il sovraccarico Q_k alla superficie inclinata:

$$Q_k \cdot l_o = Q_{k,i} \cdot l_i = Q_{k,i} \cdot \frac{l_o}{\cos \alpha}$$

$$Q_{k,i} = Q_k \cdot \cos \alpha$$

Si scompongono i carichi nella componente ortogonale e parallela all'asse della trave:

$$G_1^\perp = G_1 \cdot \cos \alpha$$

$$G_2^\perp = G_2 \cdot \cos \alpha$$

$$Q_k^\perp = Q_{k,i} \cdot \cos \alpha = Q_k \cdot \cos^2 \alpha$$

$$G_1^\parallel = G_1 \cdot \sin \alpha$$

$$G_2^\parallel = G_2 \cdot \sin \alpha$$

$$Q_k^\parallel = Q_{k,i} \cdot \sin \alpha = Q_k \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$$

CARICHI E REAZIONI VINCOLARI ALLO SLU

coefficiente carichi permanenti strutturali $\gamma_{G1} = 1,30$

coefficiente carichi permanenti non strutturali $\gamma_{G2} = 1,50$

coefficiente carichi variabili $\gamma_Q = 1,50$

$$\begin{aligned} R_{v,SLU} &= \frac{1}{2} \cdot [(\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2) \cdot l_i + \gamma_Q \cdot Q_k \cdot l_o] \cdot i = \\ &= \frac{1}{2} \cdot [(1,3 \cdot 0,27 + 1,5 \cdot 1,07) \cdot 3,19 + 1,5 \cdot 1,20 \cdot 3,00] \cdot 0,80 = 4,66 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$G_1^\perp = 0,27 \cdot \cos 20^\circ = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

$$G_2^\perp = 1,07 \cdot \cos 20^\circ = 1,01 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_k^\perp = 1,20 \cdot \cos^2 20^\circ = 1,06 \text{ kN/m}^2$$

$$G_1^\parallel = 0,27 \cdot \sin 20^\circ = 0,09 \text{ kN/m}^2$$

$$G_2'' = 1,07 \cdot \sin 20^\circ = 0,37 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_k'' = 1,20 \cdot \sin 20^\circ \cdot \cos 20^\circ = 0,39 \text{ kN/m}^2$$

Combinazione di carico permanente:

$$q_{\text{SLU,perm}}^* = (\gamma_{G1} \cdot G_1^* + \gamma_{G2} \cdot G_2^*) \cdot i = (1,3 \cdot 0,25 + 1,5 \cdot 1,01) \cdot 0,80 = 1,47 \text{ kN/m}$$

Combinazione di carico di breve durata:

$$q_{\text{SLU,breve}}^\perp = (\gamma_{G1} \cdot G_1^\perp + \gamma_{G2} \cdot G_2^\perp + \gamma_Q \cdot Q_k^\perp) \cdot i = (1,3 \cdot 0,25 + 1,5 \cdot 1,01 + 1,5 \cdot 1,06) \cdot 0,80 = 2,74 \text{ kN/m}$$

essendo:

$$\frac{q_{\text{breve durata}}^*}{q_{\text{permanente}}^*} = \frac{2,74}{1,47} = 1,86 > \frac{k_{\text{mod breve durata}}}{k_{\text{mod permanente}}} = \frac{0,90}{0,60} = 1,50$$

le verifiche di sicurezza determinanti sono quelle con la combinazione di carico di breve durata (permanenti + variabili), pertanto le verifiche di sicurezza con la combinazione di carico permanente (solo carichi permanenti) non saranno effettuate.

$$q_{\text{SLU,breve}}'' = (\gamma_{G1} \cdot G_1'' + \gamma_{G2} \cdot G_2'' + \gamma_Q \cdot Q_k'') \cdot i = (1,3 \cdot 0,09 + 1,5 \cdot 0,37 + 1,5 \cdot 0,39) \cdot 0,80 = 1,00 \text{ kN/m}$$

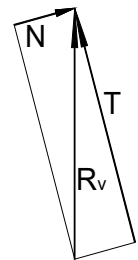
$$T_u = \frac{1}{2} q_{\text{SLU}}^\perp \cdot l_i = \frac{1}{2} \cdot 2,74 \cdot 3,19 = 4,38 \text{ kN}$$

$$N_u = \frac{1}{2} q_{\text{SLU}}'' \cdot l_i = \frac{1}{2} \cdot 1,00 \cdot 3,19 = 1,59 \text{ kN}$$

Riprova:

$$\arctg\left(\frac{N}{T}\right) = \arctg\left(\frac{1,59}{4,38}\right) = 20^\circ \text{ cioè la composizione delle reazioni vincolari } N \text{ e } T \text{ porta ad una reazione verticale;}$$

$$\sqrt{(N^2 + T^2)} = \sqrt{(1,59^2 + 4,38^2)} = 4,66 \text{ kN che è uguale a } R_{V,\text{SLU}} \text{ calcolata prima.}$$



Carichi SLE:

$$\text{permanente: } q_p^\perp = (0,25 + 1,01) \cdot 0,80 = 1,01 \text{ kN/m}$$

$$\text{variabile: } q_v^\perp = 1,06 \cdot 0,80 = 0,85 \text{ kN/m}$$

STATO LIMITE ULTIMO

Legno, combinazione di carico breve durata

$$k_h = 1,1 \text{ (} h < 231 \text{ mm)}$$

$$\text{resistenza di progetto a flessione } f_{m,d} = 1,10 \cdot 0,90 \cdot 24 / 1,35 = 17,60 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{resistenza di progetto a taglio } f_{v,d} = 0,90 \cdot 3,5 / 1,35 = 2,33 \text{ N/mm}^2$$

Sollecitazioni, combinazione di carico allo SLU breve durata

$$M_u = 2,74 \cdot 3,19^2 / 8 = 3,49 \text{ kNm}$$

$$T_u = 4,38 \text{ kN}$$

$$N_u = 1,59 \text{ kN}$$

Verifiche SLU:

Si considera l'estradosso (lembo compresso) controventato, pertanto non si esegue la verifica di stabilità ma solo quella di resistenza.

$$\sigma_{c,d} = \sigma_{t,d} = \frac{N}{b \cdot h} = \frac{1,59 \cdot 10^3}{80 \cdot 160} = 0,12 \text{ N/mm}^2$$

Lo sforzo normale porta a tensioni normali trascurabili, pertanto si procede alla verifica a flessione trascurando gli effetti dello sforzo normale.

$$\sigma_{m,d} = \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 3,49 \cdot 10^6}{80 \cdot 160^2} = 10,23 < 17,60 \text{ N/mm}^2 = f_{m,d} \quad \text{verificato}$$

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{T}{k_{cr} \cdot b \cdot h} = 1,5 \cdot \frac{4,38 \cdot 10^3}{0,67 \cdot 80 \cdot 160} = 0,766 < 2,33 \text{ N/mm}^2 = f_{v,d} \quad \text{verificato}$$

con $k_{cr} = 0,67$ (vedi § 3.2.6 “Verifica a taglio” a pagina 40).

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Trattandosi di una copertura si assumono i seguenti valori di deformabilità:

rapporto ammissibile luce/freccia istantanea (tempo zero) = 300

rapporto ammissibile luce/freccia finale (tempo infinito) = 250

Si fa sempre riferimento alla luce inclinata l_i

freccia ammissibile:

istantanea $u_{d,inst} = 3190/300 = 10,64 \text{ mm}$

finale $u_{d,fin} = 3190/250 = 12,77 \text{ mm}$

freccia carichi permanenti

$$J = 80 \cdot 160^3 / 12 = 27,31 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\text{istantanea } u_{G,inst} = \frac{5 \cdot q_p^\perp \cdot l_i^4}{384 \cdot E_{0,m} \cdot J} + \frac{\chi \cdot q_p^\perp \cdot l_i^2}{8 \cdot G_{mean} \cdot A} =$$

$$\frac{5 \cdot 1,01 \cdot 3190^4}{384 \cdot 11500 \cdot 27,31 \cdot 10^6} + \frac{1,2 \cdot 1,01 \cdot 3190^2}{8 \cdot 650 \cdot 80 \cdot 160} = 4,34 + 0,19 = 4,53 \text{ mm}$$

(il contributo alla freccia dovuta al taglio è circa il 4% della freccia totale)

finale $u_{G,fin} = (1 + 0,60) 4,53 = 7,24 \text{ mm}$

freccia carichi variabili

$$\text{istantanea } u_{Q,inst} = \frac{5 \cdot 0,85 \cdot 3190^4}{384 \cdot 11500 \cdot 27,31 \cdot 10^6} + \frac{1,2 \cdot 0,85 \cdot 3190^2}{8 \cdot 650 \cdot 80 \cdot 160} = 3,65 + 0,16 = 3,81 \text{ mm}$$

$$\text{finale } u_{Q,fin} = (1 + 0,0 \cdot 0,60) \cdot 3,81 = 3,81 \text{ mm}$$

freccia totale

istantanea $u_{inst} = 4,53 + 3,81 = 8,34 < 10,64 \text{ mm} = u_{d,inst}$

finale $u_{fin} = 7,24 + 3,81 = 11,05 < 12,77 \text{ mm} = u_{d,fin}$

verificato

verificato

ANCORAGGIO A MURO

Si realizza l'ancoraggio a muro per resistere allo sforzo N mediante una barra $\phi 8 \text{ mm}$ di acciaio B450 ($f_u = 450 \text{ N/mm}^2$) inghisata nel sottostante cordolo di c.a.

Si calcola la resistenza dell'unione con riferimento al § “Unioni meccaniche” a pagina 65 assimilabile all'unione legno-acciaio in piastra grossa.

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 450 \cdot 8^{2,6} = 30086 \text{ Nmm}$$

legno GL24h, $\rho_k = 385 \text{ kg/m}^3$

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 8) \cdot 385 = 29,04 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

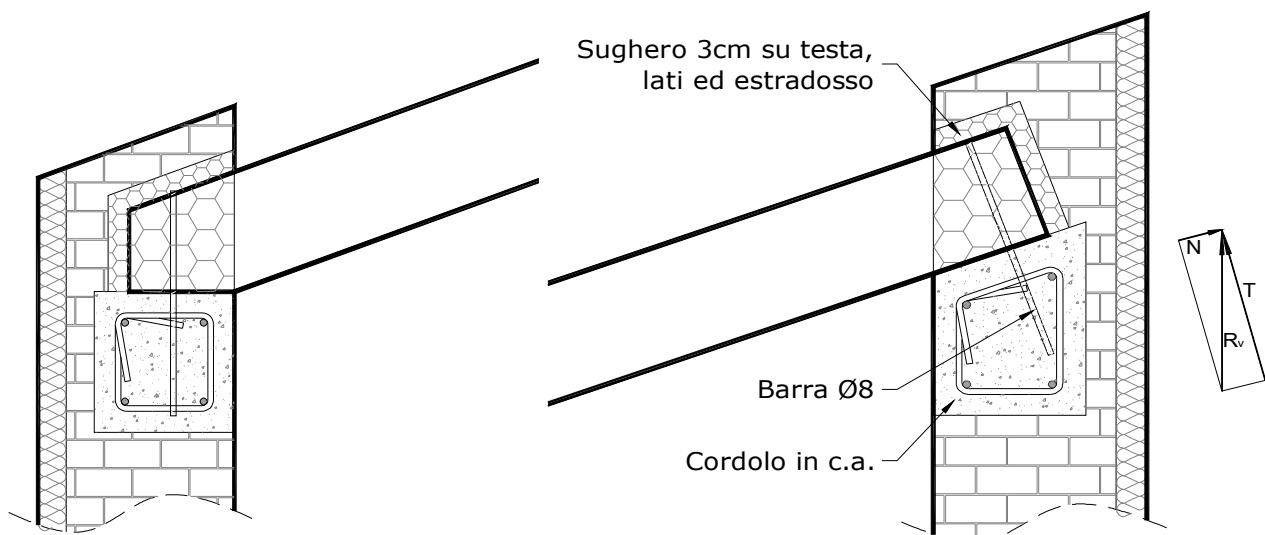
$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 29,04 \cdot 160 \cdot 8 \\ 29,04 \cdot 160 \cdot 8 \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 30086}{29,04 \cdot 8 \cdot 160^2}} - 1 \right] + 0 \\ 2,3 \cdot \sqrt{30086 \cdot 29,04 \cdot 8} + 0 \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 37171 \\ 15662 \\ 6081 \end{array} \right. = 6081 \text{ N}$$

(modo di rottura "e")

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod} \cdot F_{v,Rk}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 6081}{1,5} = 3625 \text{ N} = 3,65 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 3,65 > N_u = 1,59 \text{ kN}$$

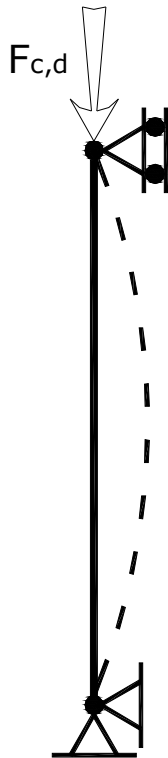
verificato



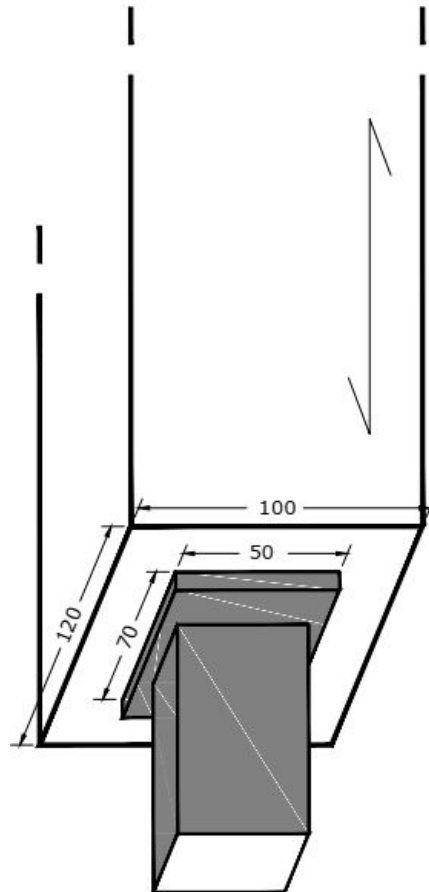
Si noti che l'appoggio in basso, essendo in piano, per le forze statiche risulterebbe in equilibrio anche in assenza di barra di collegamento al cordolo; tuttavia è sempre opportuno fissare la testa della trave al muro contro lo sfilamento in fase sismica e per consentire alla trave di fare da catena fra i muri contrapposti.

3.8.5 Pilastro

Pilastro soggetto a solo sforzo normale.



Schema statico sia nel piano x-y che x-z



Vista dal basso del portapilastro

Sezione pilastro: 100x120mm

Sezione di appoggio sul portapilastro: 50x70mm

c.d.s 2, combinazione di media durata

$F_{c,d} = 35\text{kN}$ allo SLU

$l = 3000\text{ mm} = l_{0,y} = l_{0,z}$

legno massiccio classe C24

Sezione pilastro:

$b = 100\text{ mm}$

$h = 120\text{ mm}$

Sezione di appoggio sul portapilastro:

$b = 50\text{ mm}$

$h = 70\text{ mm}$

$\beta_c = 0,2$ (legno massiccio)

$E_{0,05} = 7400\text{ N/mm}^2$

$f_{c,0,k} = 21\text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 1,50$ (legno massiccio da NTC18 colonna A)

$$\lambda_y = \frac{\sqrt{12} \cdot l_{0,y}}{h} = \frac{3,46 \cdot 3000}{120} = 86,5$$

$$\lambda_z = \frac{\sqrt{12} \cdot l_{0,z}}{b} = \frac{3,46 \cdot 3000}{100} = 103,8$$

Essendo il pilastro soggetto a solo sforzo normale centrato, risulta sufficiente condurre l'analisi di stabilità laterale (stabilità di pilastro) per la sola direzione z che mostra la snellezza massima.

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,k}}} = \frac{103,8}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{21}{7400}} = 1,760$$

$$k_z = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,2 \cdot (1,760 - 0,3) + 1,760^2) = 2,195$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{2,195 + \sqrt{2,195^2 - 1,760^2}} = 0,285$$

Verifica di stabilità (a sezione piena):

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_{c,d}}{A} = \frac{35 \cdot 10^3}{100 \cdot 120} = 2,92 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot 21}{1,50} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d} = 2,92 \leq 3,19 \text{ N/mm}^2 = 0,285 \cdot 11,20 = k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}$$

verificato

$$\text{coefficiente di verifica} \quad \frac{2,92}{3,19} = 0,915 \leq 1$$

Verifica di resistenza (a sezione ridotta sul portapilastro):

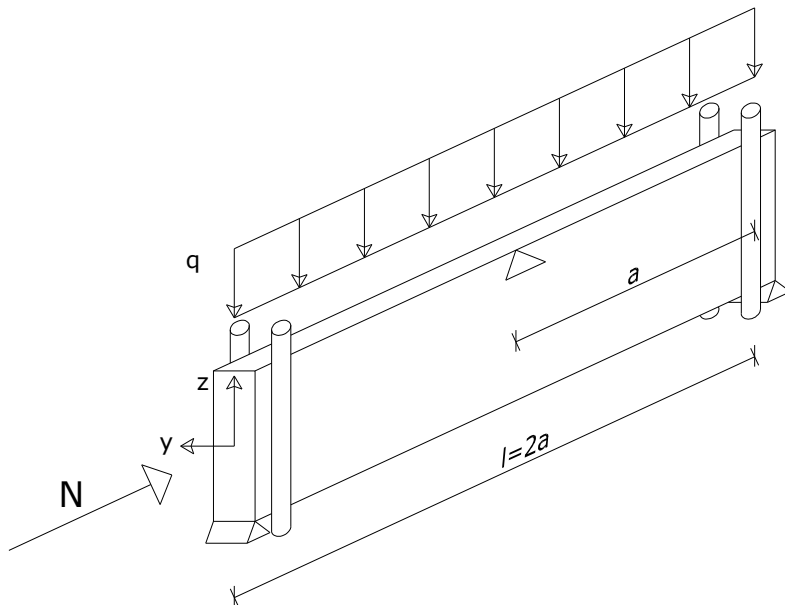
$$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_{c,d}}{A_{rid}} = \frac{35 \cdot 10^3}{50 \cdot 70} = 10,00 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d} = 10,00 \leq 11,20 \text{ N/mm}^2 = f_{c,0,d}$$

verificato

$$\text{coefficiente di verifica} \quad \frac{10,00}{11,20} = 0,892 \leq 1$$

3.8.6 Trave pressoinflessa



c.d.s 1, combinazione di breve durata

$q_{SLU} = 4,40 \text{ kN/m}$, $N_{SLU} = 70 \text{ kN}$

$l = 6 \text{ m} = 2a$

GL24h

$b = 80 \text{ mm}$

$h = 480 \text{ mm}$ (12 lamelle da 40mm)

$h/b = 6$

$\beta_c = 0,1$ (legno lamellare)

$$E_{0,05} = 9600 \text{ N/mm}^2$$

$$G_{0,05} = 540 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,k} = f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 1,35 \text{ (legno lamellare da NTC18 colonna B)}$$

$$\lambda_y = \frac{\sqrt{12} \cdot I_{0,y}}{h} = \frac{3,46 \cdot 6000}{480} = 43,3$$

$$\lambda_z = \frac{\sqrt{12} \cdot I_{0,z}}{b} = \frac{3,46 \cdot 3000}{80} = 129,9$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,k}}} = \frac{43,3}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{24}{9600}} = 0,689$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,k}}} = \frac{130}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{24}{9600}} = 2,07$$

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (0,689 - 0,3) + 0,689^2) = 0,757$$

$$k_z = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (2,07 - 0,3) + 2,07^2) = 2,73$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,757 + \sqrt{0,757^2 - 0,689^2}} = 0,935$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{2,73 + \sqrt{2,73^2 - 2,07^2}} = 0,222$$

Andamento del momento fra i ritegni flessotorsionali: costante (a favore di sicurezza non essendo il caso specifico contemplato dall'EC5).

Applicazione del carico: lembo compresso (estradosso):

$$l_{ef} = 1,0 \cdot a + 2 \cdot h = 1,0 \cdot 3.000 + 2 \cdot 480 = 3.960 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{1}{3 + \frac{1,8 \cdot 80}{480}} = 0,303$$

Essendo il numero di lamelle superiore a 10 si adotta il coefficiente 1,4 a moltiplicare il prodotto $E_{0,05} G_{05}$ (vedi § 3.3.2 “Elementi inflessi (stabilità di trave)” a pagina 46)

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot \sqrt{3 \cdot \alpha \cdot 1,4 \cdot E_{0,05} \cdot G_{05}} = \frac{\pi \cdot 80^2}{480 \cdot 3960} \cdot \sqrt{3 \cdot 0,303 \cdot 1,4 \cdot 9600 \cdot 540} = 27,16$$

N/mm²

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,y,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{27,16}} = 0,9399$$

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} = 1,56 - 0,75 \cdot 0,9399 = 0,855$$

$$M_y = \frac{q_{SLU} \cdot l^2}{8} = \frac{4,40 \cdot 6^2}{8} = 19,8 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{6 \cdot 19,8 \cdot 10^6}{80 \cdot 480^2} = 6,45 \text{ N/mm}^2$$

$$k_{h,y} = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1}, 1,1 \right\} = \min \left\{ \left(\frac{600}{480} \right)^{0,1}, 1,1 \right\} = 1,023$$

$$f_{m,y,d} = k_{h,y} \cdot \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = 1,023 \cdot \frac{0,9 \cdot 24}{1,35} = 16,37 \text{ N/mm}^2$$

$$k_{h,z} = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1} \right\} = \min \left\{ \left(\frac{600}{80} \right)^{0,1} \right\} = 1,1$$

$$f_{m,z,d} = k_{h,z} \cdot \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{0,9 \cdot 24}{1,35} = 17,60 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{70 \cdot 10^3}{80 \cdot 480} = 1,82 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 24}{1,35} = 16,00 \text{ N/mm}^2$$

Verifiche:

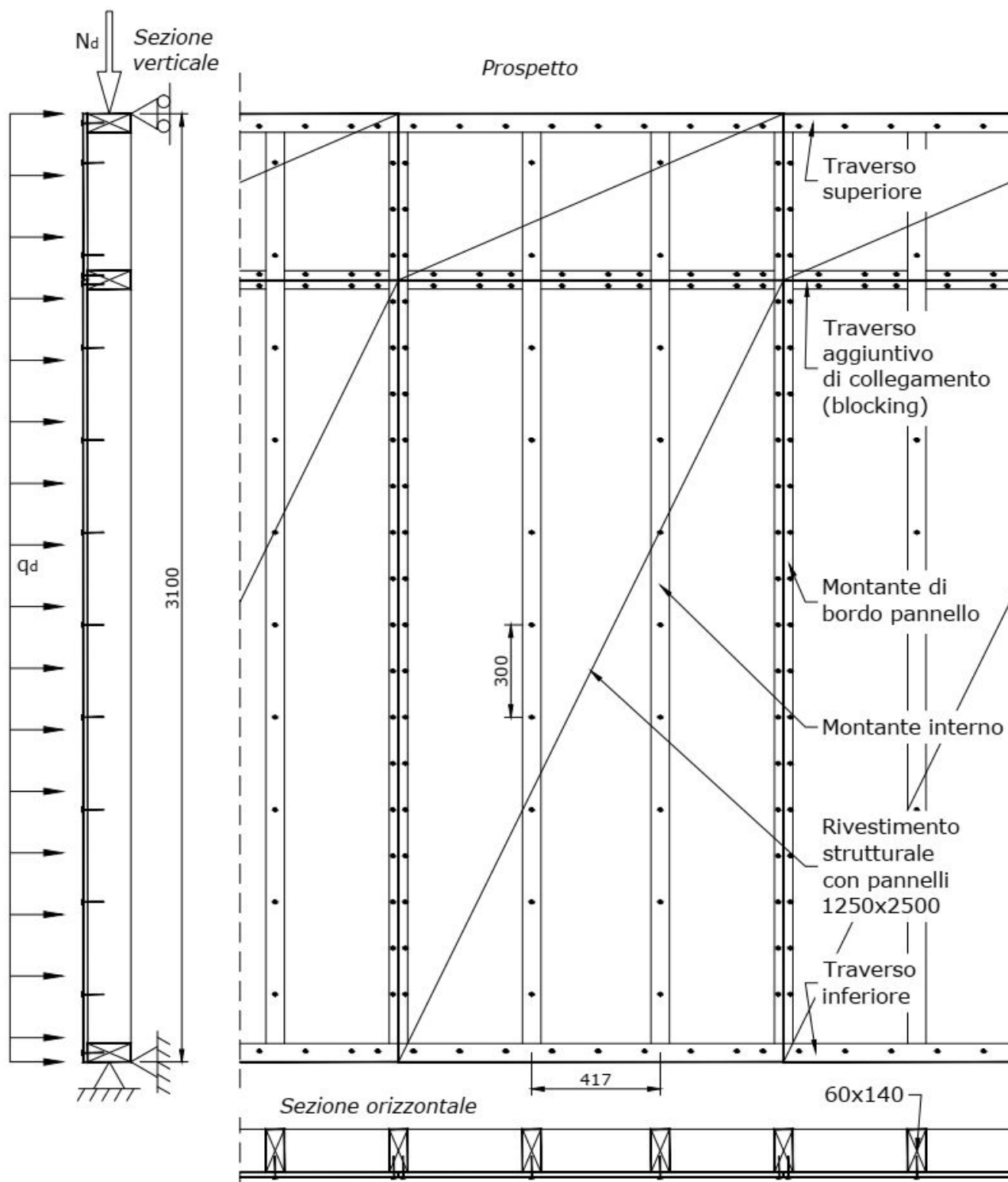
$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{cy} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{1,82}{0,935 \cdot 16,00} + \frac{6,45}{0,855 \cdot 16,37} + 0,7 \cdot \frac{0}{17,60} =$$

$$= 0,121 + 0,461 = 0,582 < 1 \quad \text{verificato}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{cz} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,y,d}} \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{1,82}{0,222 \cdot 16,00} + 0,7 \cdot \frac{6,45}{0,855 \cdot 16,37} + \frac{0}{17,60} =$$

$$= 0,512 + 0,323 = 0,835 < 1 \quad \text{verificato}$$

3.8.7 Parete platform-frame



Sforzo normale su ciascun montante allo SLU: $N_d = 55,0 \text{ kN}$

Carico vento caratteristico $Q_k = 0,90 \text{ kN/m}^2$

Carico vento su ciascun montante allo SLU:

$$q_d = \gamma_Q \cdot Q_k \cdot i = 1,5 \cdot 0,90 \cdot 0,417 = 0,563 \text{ kN/m}$$

c.d.s 2, combinazione di breve durata

$l = 3100 \text{ mm}$

GL24h

$b = 60 \text{ mm}$

$h = 140 \text{ mm}$ (3 lamelle da 40 mm ed una da 20 mm)

$$\begin{aligned}\beta_c &= 0,1 \\ E_{0,05} &= 9600 \text{ N/mm}^2 \\ G_{0,05} &= 540 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,k} &= f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_M &= 1,35 \text{ (legno lamellare da NTC18 colonna B)}\end{aligned}$$

Riguardo alla stabilità laterale, la lunghezza libera di inflessione per rotazione intorno all'asse forte y è l'intera altezza della parete $l_{0,y} = 3100 \text{ mm}$, mentre per rotazione intorno all'asse debole è l'interasse massimo fra i chiodi $l_{0,z} = 300 \text{ mm}$ in quanto il pannello di rivestimento strutturale funziona di controvento.

$$\lambda_y = \frac{\sqrt{12} \cdot l_{0,y}}{h} = \frac{3,46 \cdot 3100}{140} = 76,7 \text{ che è maggiore di 18, quindi siamo nel campo della non stabilità.}$$

$$\lambda_z = \frac{\sqrt{12} \cdot l_{0,z}}{b} = \frac{3,46 \cdot 300}{60} = 17,3 \text{ che è minore di 18, pertanto il montante è stabile per rotazione intorno all'asse debole.}$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,k}}} = \frac{76,7}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{24}{9600}} = 1,22$$

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (1,22 - 0,3) + 1,22^2) = 1,290$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,29 + \sqrt{1,29^2 - 1,22^2}} = 0,585$$

Riguardo alla stabilità flessotorsionale, nel caso di vento in pressione (come in figura), l'applicazione del carico è al lembo compresso che è risulta controventato dalla presenza del pannello di rivestimento strutturale; la distanza fra i ritegni flessotorsionali è l'interasse massimo fra i chiodi $a = 300 \text{ mm}$ in quanto il pannello di rivestimento strutturale funziona di controvento.

Andamento del momento fra i ritegni flessotorsionali: costante.

$$l_{ef} = 1,0 \cdot a + 2 \cdot h = 1,0 \cdot 300 + 2 \cdot 140 = 580 \text{ mm}$$

$$\lambda_m = \frac{\sqrt{l_{ef} \cdot h}}{b} = \frac{\sqrt{580 \cdot 140}}{60} = 4,75 \text{ che è minore di 12, pertanto il montante è stabile per flessotorsione.}$$

Nel caso di vento in depressione l'applicazione del carico è al lembo teso; il pannello di rivestimento strutturale non è efficace come controvento in quanto risulta posizionato al lembo teso; la distanza fra i ritegni flessotorsionali è tutta l'altezza della parete: $a = l = 3100 \text{ mm}$.

Andamento del momento fra i ritegni flessotorsionali parabolico.

$$l_{ef} = 0,9 \cdot a + 2 \cdot h = 0,9 \cdot 3100 + 0,5 \cdot 140 = 2720 \text{ mm}$$

$$\lambda_m = \frac{\sqrt{l_{ef} \cdot h}}{b} = \frac{\sqrt{2720 \cdot 140}}{60} = 10,3 \text{ che è minore di 12, pertanto anche in questo caso il montante è stabile per flessotorsione.}$$

$$M_y = \frac{q_{SLU} \cdot l^2}{8} = \frac{0,563 \cdot 3,10^2}{8} = 0,676 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 0,676 \cdot 10^6}{60 \cdot 140^2} = 3,45 \text{ N/mm}^2$$

$$k_{h,y} = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1}, 1,1 \right\} = \min \left\{ \left(\frac{600}{140} \right)^{0,1}, 1,1 \right\} = 1,1$$

$$f_{m,y,d} = k_{h,y} \cdot \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{0,9 \cdot 24}{1,35} = 17,6 \text{ N/mm}^2$$

$$k_{h,z} = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1} \right\} = \min \left\{ \left(\frac{600}{60} \right)^{0,1} \right\} = 1,1$$

$$f_{m,z,d} = k_{h,z} \cdot \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{0,9 \cdot 24}{1,35} = 17,60 \text{ N/mm}^2$$

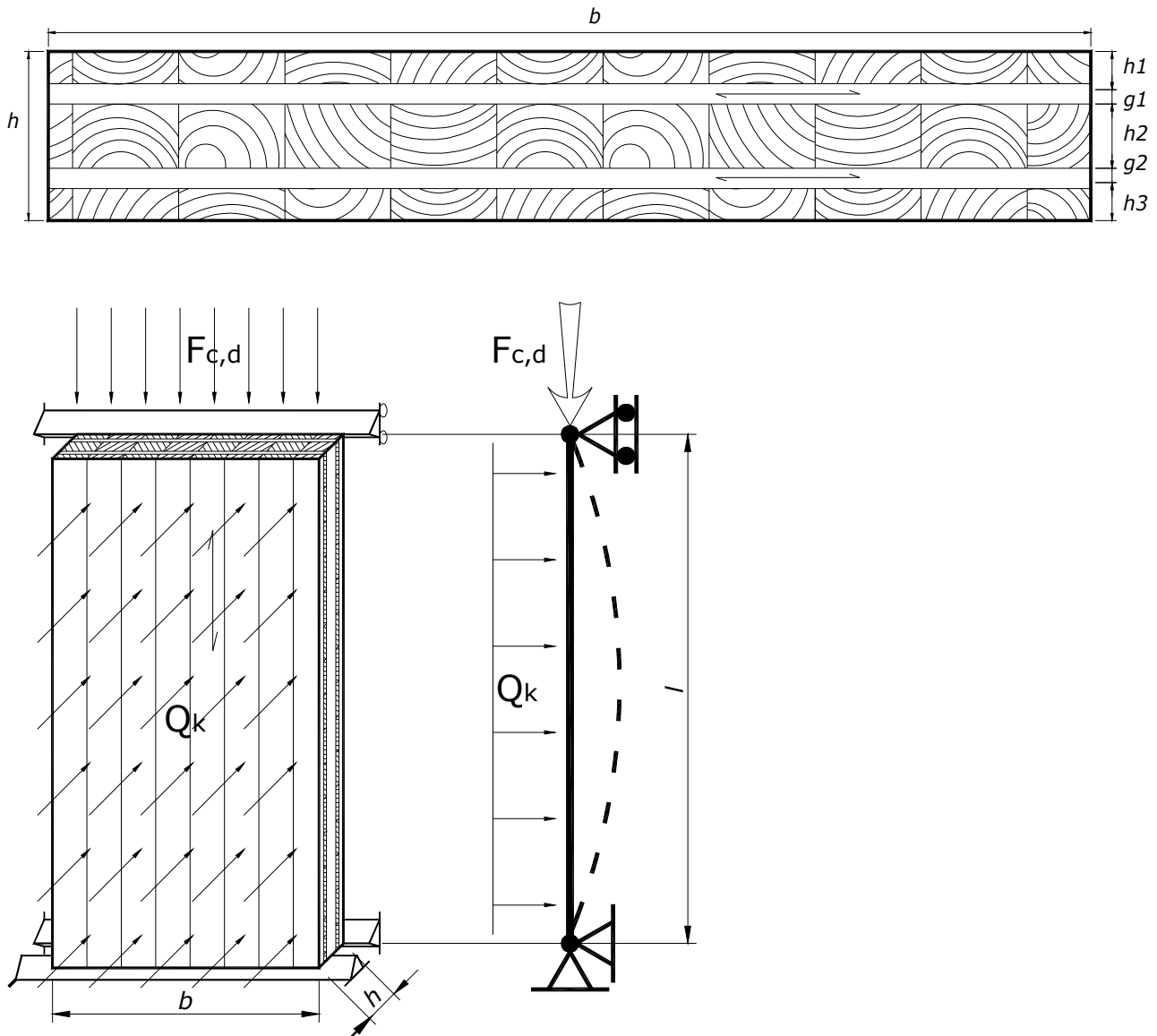
$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{55 \cdot 10^3}{60 \cdot 140} = 6,55 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 24}{1,35} = 16,00 \text{ N/mm}^2$$

Verifica a pressoflessione; non essendoci momento intorno all'asse z si utilizza solo la formula 3.44 non essendo significativa la formula 3.45:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{cy} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{\text{crit}} \cdot f_{m,y,d}} = \frac{6,55}{0,585 \cdot 16,00} + \frac{3,45}{17,6} = 0,700 + 0,196 = 0,896 < 1 \quad \text{verificato}$$

3.8.8 Pannello di legno massiccio a strati incrociati, utilizzo in parete



Geometria:

$$b = 1,55 \text{ m}$$

$$\text{luce } l = 2,95 \text{ m (altezza della parete)}$$

$$h_1 = h_3 = 27 \text{ mm}$$

$$h_2 = 54 \text{ mm}$$

$$g_1 = g_2 = 17 \text{ mm}$$

$$\text{spessore totale } h = 27 + 17 + 54 + 17 + 27 = 142 \text{ mm (in grassetto gli strati verticali)}$$

Legno:

Pannello Xlam da tavole C24

$$f_{c,0,k} = 21 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,90,k} = 0,5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,k} = 4,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,rolling,k} = 2 \cdot f_{t,90,k} = 2 \cdot 0,4 = 0,80 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{0,mean} = 11.000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{0,05} = 7.400 \text{ N/mm}^2$$

$$G_{mean} = 690 \text{ N/mm}^2$$

$$G_{rol,mean} = 0,10 \cdot G_{mean} = 0,10 \cdot 690 = 69 \text{ N/mm}^2$$

$k_{mod} = 1,1$ (azione di picco del vento istantanea)

$\gamma_M = 1,35$ (pannelli di tavole incollate NTC18 colonna B)

Carichi elementari:

$F_{c,d} = 482,8$ kN sforzo normale allo SLU

pressione del vento $Q_k = 0,400$ kN/m²

Carichi SLE:

$q_{d,sle} = 0,40 \cdot 1,55 = 0,620$ kN/m

Non si considera lo sforzo normale perché non provoca inflessione.

Carichi SLU combinazione istantanea:

$\gamma_Q = 1,5$

$q_{d,slu} = 1,50 \cdot 0,40 \cdot 1,55 = 0,930$ kN/m

$F_{c,d} = 482,8$ kN

$M_d = 0,930 \cdot 2,95^2 / 8 = 1,01$ kNm

$T_d = 0,930 \cdot 2,95 / 2 = 1,37$ kN

VERIFICHE SLU:

$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot f_{c,0,k} / \gamma_M = 1,1 \cdot 21 / 1,35 = 17,11$ N/mm²

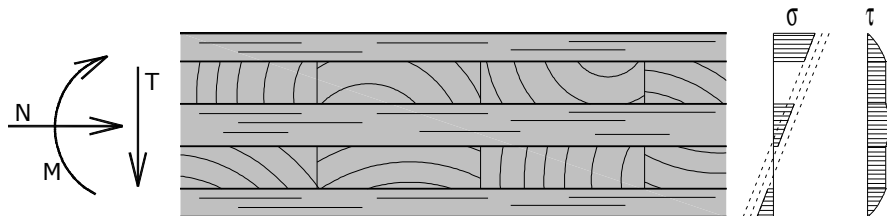
$f_{m,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M = 1,1 \cdot 24 / 1,35 = 19,55$ N/mm²

$f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M = 1,1 \cdot 4,0 / 1,35 = 3,26$ N/mm²

$f_{v,rolling,d} = k_{mod} \cdot f_{v,rolling,k} / \gamma_M = 1,1 \cdot 0,80 / 1,35 = 0,652$ N/mm²

Si calcola la sezione composta secondo la Teoria di Möhler (EC5 appendice B).

Essendo il pannello formato da strati di tavole disposti incrociati, gli strati "h" paralleli alla luce mostrano resistenza e rigidezza nei confronti dello sforzo normale e della flessione, essendo sollecitati secondo la fibratura; mentre gli strati "g" ortogonali alla luce mostrano resistenza e rigidezza trascurabile nei confronti dello sforzo normale e flessione essendo le tavole sollecitate "di fianco". Pertanto si considera la sezione formata dai soli strati "h"; gli strati "g" si considerano solo per la loro funzione di unione degli strati "h".



La rigidezza a taglio degli strati "g" ortogonali dipende dal modulo $G_{rol,mean}$ in quanto la sollecitazione di taglio in tali strati sollecita il legno a "taglio per rotolamento (rolling shear)".

La rigidezza per unità di lunghezza del pannello è:

$k_1/s_1 = k_2/s_2 = G_{rol,mean} \cdot b/g_1 = 69 \cdot 1.550 / 17 = 6.291$ N/mm/mm

$A_1 = A_3 = 1.550 \cdot 27 = 41.850$ mm²

$A_2 = 1.550 \cdot 54 = 83.700$ mm²

$A_{tot} = A_1 + A_2 + A_3 = 167.400$ mm²

$J_1 = J_3 = 1.550 \cdot 27^3 / 12 = 2,54 \cdot 10^6$ mm⁴

$J_2 = 1.550 \cdot 54^3 / 12 = 20,3 \cdot 10^6$ mm⁴

$$\gamma_1 = \gamma_3 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\pi^2 \cdot E_{0,mean} \cdot A_1 \cdot s}{k \cdot I^2} \right)} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\pi^2 \cdot 11.000 \cdot 41.850}{6.291 \cdot 2.950^2} \right)} = 0,9234$$

$\gamma_2 = 1$

La Teoria di Möhler, così come riportata nell'EC5, prevede che i vari strati "h" siano a contatto fra loro; nel caso del Xlam c'è la presenza degli strati ortogonali "g" e pertanto gli strati paralleli non risultano a contatto fra loro; le formule per il calcolo delle distanze "a" devono essere modificate nel seguente modo (si omette il modulo E in quanto è uguale per i tre elementi "h"):

$$a_2 = \frac{\gamma_1 \cdot A_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2} + g_1 + \frac{h_2}{2} \right) - \gamma_3 \cdot A_3 \cdot \left(\frac{h_2}{2} + g_2 + \frac{h_3}{2} \right)}{\gamma_1 \cdot A_1 + \gamma_2 \cdot A_2 + \gamma_3 \cdot A_3} = 0 \text{ mm}$$

$$a_1 = h_1/2 + g_1 + h_2/2 - a_2 = 27/2 + 17 + 54/2 - 0 = 57,5 \text{ mm}$$

$$a_3 = h_2/2 + g_2 + h_3/2 + a_2 = 27/2 + 17 + 54/2 + 0 = 57,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} J_{\text{ef}} &= J_1 + J_2 + J_3 + \gamma_1 \cdot A_1 \cdot a_1^2 + \gamma_2 \cdot A_2 \cdot a_2^2 + \gamma_3 \cdot A_3 \cdot a_3^2 = \\ &= 2,54 \cdot 10^6 + 20,3 \cdot 10^6 + 2,54 \cdot 10^6 + 0,9234 \cdot 41.850 \cdot 57,5^2 + 0 + 0,9234 \cdot 41.850 \cdot 57,5^2 \\ &= 281 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Se la sezione fosse rigidamente connessa si avrebbe:

$$\begin{aligned} J_{\infty} &= J_1 + J_2 + J_3 + A_1 \cdot a_1^2 + A_2 \cdot a_2^2 + A_3 \cdot a_3^2 = \\ &= 2,54 \cdot 10^6 + 20,3 \cdot 10^6 + 2,54 \cdot 10^6 + 41.850 \cdot 57,5^2 + 0 + 41.850 \cdot 57,5^2 \\ &= 302 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

con un rapporto di efficienza $\eta = 281/302 = 0,93$ che è molto vicino all'unità, pertanto si può affermare che il calcolo condotto secondo il principio di conservazione delle sezioni piane non avrebbe portato a risultati molto diversi dal calcolo esatto secondo la Teoria di Möhler.

Sforzo normale:

Per il calcolo della snellezza si utilizza la formula dell'appendice C dell'EC5:

$$\lambda_{\text{ef}} = l \cdot \sqrt{\frac{A_{\text{tot}}}{J_{\text{ef}}}} = 2950 \cdot \sqrt{\frac{167400}{281 \cdot 10^6}} = 72,0$$

Si calcola il coefficiente k_c utilizzando le formule del §3.3.1:

$$\lambda_{\text{rel}} = \frac{\lambda_{\text{ef}}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,k}}} = \frac{72,0}{3,14} \cdot \sqrt{\frac{21}{7.400}} = 1,221$$

$\beta_c = 0,2$ (legno massiccio)

$$k = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\text{rel}} - 0,3) + \lambda_{\text{rel}}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,2 \cdot (1,221 - 0,3) + 1,221^2) = 1,338$$

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{\text{rel}}^2}} = \frac{1}{1,338 + \sqrt{1,338^2 - 1,221^2}} = 0,531$$

$$\sigma_{c,0,d} = F_{c,d}/A_{\text{tot}} = 482.800/167.400 = 2,88 \text{ N/mm}^2$$

Come effetto dello sbandamento laterale nasce uno sforzo di taglio sulla sezione valutabile secondo le formule del §C.2.2 dell'EC5:

$$V_d = \begin{cases} \frac{F_{c,d}}{120 \cdot k_c} & \lambda_{\text{ef}} < 30 \\ \frac{F_{c,d} \cdot \lambda_{\text{ef}}}{3.600 \cdot k_c} & 30 \leq \lambda_{\text{ef}} < 60 \\ \frac{F_{c,d}}{60 \cdot k_c} & \lambda_{\text{ef}} \geq 60 \end{cases} = \frac{482,5}{60 \cdot 0,531} = 15,2 \text{ kN}$$

Tale sollecitazione di taglio si somma al taglio esterno eventualmente agente.

Momento flettente:

Il momento flettente esterno provoca tensioni normali sui vari elementi che compongono la sezione.

$$\sigma_1 = \sigma_3 = \gamma_1 \cdot a_1 \cdot M_d / J_{ef} = 0,9234 \cdot 57,5 \cdot 1,01 \cdot 10^6 / 281 \cdot 10^6 = 0,191 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,1} = \sigma_{m,3} = 0,5 \cdot h_1 \cdot M_d / J_{ef} = 0,5 \cdot 27 \cdot 1,01 \cdot 10^6 / 281 \cdot 10^6 = 0,049 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = \gamma_2 \cdot a_2 \cdot M_d / J_{ef} = 0$$

$$\sigma_{m,2} = 0,5 \cdot h_2 \cdot M_d / J_{ef} = 0,5 \cdot 54 \cdot 1,01 \cdot 10^6 / 281 \cdot 10^6 = 0,097 \text{ N/mm}^2$$

Ai fini della verifica di resistenza per tensioni normali, visto che il rapporto di efficienza è molto alto ed il comportamento è molto vicino a quello del legno massiccio, le tensioni normali dovute al momento flettente saranno trattate senza tenere separata la quota parte di tensione uniforme per sforzo normale da quella a farfalla da momento flettente.

$$\sigma_{m,d,1} = \sigma_{m,d,3} = \sigma_1 + \sigma_{m,1} = 0,191 + 0,049 = 0,240 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,d,2} = \sigma_2 + \sigma_{m,2} = 0 + 0,097 = 0,097 \text{ N/mm}^2$$

Nella verifica a pressoflessione si utilizzerà la tensione massima fra i tre elementi $\sigma_{m,d,1} = 0,240 \text{ N/mm}^2$.

Verifica a pressoflessione, si utilizza la formula 3.44:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{2,88}{0,531 \cdot 17,11} + \frac{0,240}{19,55} = 0,317 + 0,012 = 0,329 < 1 \quad \text{verificato}$$

Verifica a taglio:

La verifica a taglio deve essere condotta:

1. negli strati ortogonali dove la tensione di taglio non è la massima ma la resistenza a taglio è bassa in quanto il legno viene sollecitato a "rolling shear";
2. nello strato centrale dove la tensione di taglio è massima ed il legno viene sollecitato a taglio parallelo alla fibratura.

Lo sforzo di taglio negli strati ortogonali si calcola con riferimento alla formula per il carico sul mezzo di unione (punto B.5 dell'EC5).

$$F_1/s_1 = F_1/s_1 = \gamma_1 \cdot A_1 \cdot a_1 \cdot (T_d + V_d) / J_{ef} = 0,9234 \cdot 41.850 \cdot 57,5 \cdot (1.370 + 15.200) / (281 \cdot 10^6) = 131,0 \text{ N/mm}$$

$$\tau_{d,1} = \tau_{d,3} = (F_1/s_1) / b = 131,0 / 1.550 = 0,0845 < f_{v,rol,d} = 0,652 \text{ N/mm}^2 \quad \text{verificato}$$

Lo sforzo di taglio nello strato centrale si calcola con riferimento alla formula per le tensioni di taglio (punto B.4 dell'EC5).

$$h = h_2/2 + a_2 = 54/2 + 0 = 27 \text{ mm}$$

$$\tau_{d,2} = \frac{\gamma_3 \cdot A_3 \cdot a_3 + 0,5 \cdot b \cdot h^2}{b \cdot J_{ef}} \cdot (T_d + V_d) =$$

$$= \frac{0,9234 \cdot 41.850 \cdot 57,5 + 0,5 \cdot 1.550 \cdot 27^2}{1.550 \cdot 281 \cdot 10^6} \cdot (1.370 + 15.200) =$$

$$= 0,106 < f_{v,d} = 3,26 \text{ N/mm}^2 \quad \text{verificato}$$

Verifica di deformabilità:

Essendo la freccia determinata solo dal carico vento (azione istantanea), si esegue la sola verifica a tempo zero.

Nel calcolo del contributo del taglio si utilizza un fattore di taglio $\chi = 4,5$ e $\sum G_i \cdot A_i$ al posto di $G \cdot A$:

$$\text{freccia ammissibile: } u_{d,inst} = l/500 = 2950/500 = 5,90 \text{ mm}$$

$$\sum G_i \cdot A_i = b \cdot [G_{mean} \cdot (h_1 + h_2 + h_3) + G_{rol,mean} \cdot (g_1 + g_2)] =$$

$$= 1.550 \cdot [690 \cdot (27 + 54 + 27) + 69 \cdot (17 + 17)] = 119 \cdot 10^6 \text{ N}$$

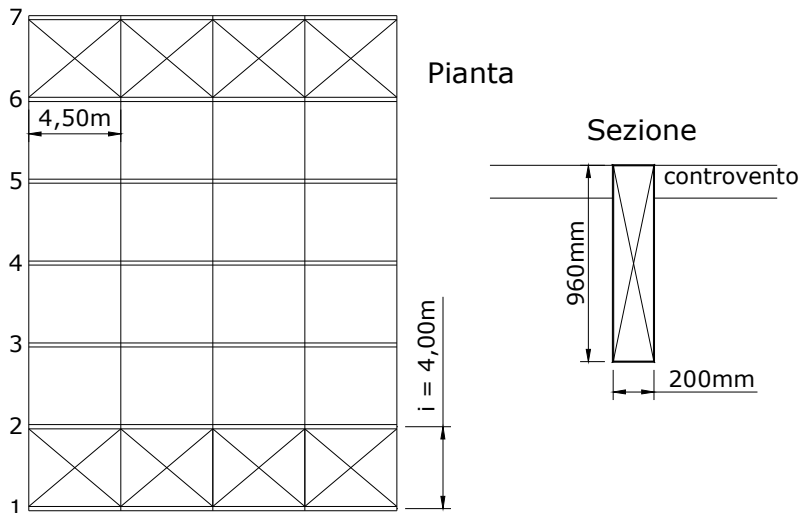
$$u_{inst} = \frac{5 \cdot q_{d,SLE} \cdot l^4}{384 \cdot E_0 \cdot J_{ef}} + \frac{\chi \cdot q_{d,SLE} \cdot l^2}{8 \cdot \sum G_i \cdot A_i} =$$

$$= \frac{5 \cdot 0,620 \cdot 2.950^4}{384 \cdot 11.000 \cdot 281 \cdot 10^6} + \frac{4,5 \cdot 0,620 \cdot 2.950^2}{8 \cdot 119 \cdot 10^6} =$$
$$= 0,198 + 0,026 = 0,223 < 5,90\text{mm} = u_{d,inst}$$

verificato

(Il contributo del taglio alla freccia totale è il 12% circa)

3.8.9 Trave di copertura controventata (solo SLU combinazioni fondamentali)



Si considera una copertura piana la cui orditura principale è formata da travi di legno lamellare in semplice appoggio, il cui estradosso è controventato ogni quarto della luce.

Dati geometrici travi principali:

$$l = 18,00 \text{ m}$$

$$i = 4,00 \text{ m}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$h = 960 \text{ mm (24 lamelle da 40mm)}$$

$$h/b = 4,80$$

Classe di servizio 1.

Si omette l'analisi dei carichi, si considera:

$$G_1 = 0,40 \text{ kN/m}^2 \text{ (compreso il peso proprio)}$$

$$G_2 = 0,20 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{k,N} = 1,20 \text{ kN/m}^2 \quad \psi_0 = 0,5 \text{ – carico neve (altezza sul livello del mare inferiore a 1000m)}$$

$$Q_{k,M} = 0,50 \text{ kN/m}^2 \quad \psi_0 = 0,0 \text{ – carico di esercizio per manutenzione}$$

$$Q_{k,V} = -0,60 \text{ kN/m}^2 \text{ – carico vento di sollevamento}$$

STATO LIMITE ULTIMO

Combinazione permanente ($k_{\text{mod}} = 0,60$):

$$q_{\text{slu}} = (\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2) \cdot i = (1,3 \cdot 0,40 + 1,5 \cdot 0,20) \cdot 4,00 = 3,28 \text{ kN/m} = 3,28 \text{ N/mm}$$

Combinazioni di breve durata per carichi gravitazionali ($k_{\text{mod}} = 0,90$):

$$q_{\text{slu}} = (\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q_{k,N} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k,M}) \cdot i = \\ = (1,3 \cdot 0,40 + 1,5 \cdot 0,20 + 1,5 \cdot 1,20 + 1,5 \cdot 0,0 \cdot 0,50) \cdot 4,00 = 10,48 \text{ kN/m} = 10,48 \text{ N/mm}$$

oppure:

$$q_{\text{slu}} = (\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q_{k,M} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k,N}) \cdot i = \\ = (1,3 \cdot 0,40 + 1,5 \cdot 0,20 + 1,5 \cdot 0,50 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 1,20) \cdot 4,00 = 9,88 \text{ kN/m} = 9,88 \text{ N/mm}$$

che però non è determinante essendo di valore inferiore.

Essendo:

$$\frac{q_{\text{breve durata}}}{q_{\text{permanente}}} = \frac{10,48}{3,28} = 3,19 > \frac{k_{\text{mod breve durata}}}{k_{\text{mod permanente}}} = \frac{0,90}{0,60} = 1,50$$

le verifiche di sicurezza determinanti sono quelle con la combinazione di carico di breve durata (permanenti + variabili), pertanto le verifiche di sicurezza con la combinazione di carico permanente (solo carichi permanenti) non saranno effettuate.

Combinazione istantanea con vento ($k_{\text{mod}} = 1,00$):

$$q_{slu} = (\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q_{k,v}) \cdot i =$$

$$= (1,0 \cdot 0,40 + 0,8 \cdot 0,20 - 1,5 \cdot 0,60) \cdot 4,00 = -1,36 \text{ kN/m} = -1,36 \text{ N/mm}$$

VERIFICHE SLU PER CARICHI GRAVITAZIONALI:

Legno GL24h, combinazione di carico di breve durata:

$$k_h = 1,00 \text{ (} h > 600 \text{ mm)}; k_{mod} = 0,90; \gamma_M = 1,35$$

resistenze di progetto:

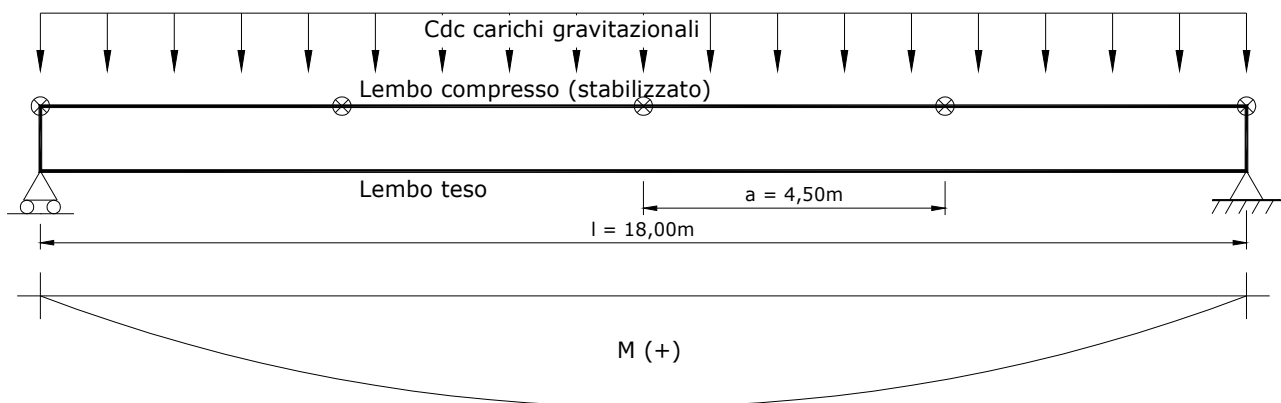
$$f_{m,d} = k_h \cdot k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 1,00 \cdot 0,90 \cdot \frac{24}{1,35} = 16,00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,90 \cdot \frac{3,50}{1,35} = 2,33 \text{ N/mm}^2$$

Sollecitazioni, combinazione di carico allo SLU breve durata:

$$M_d = 10,48 \times 18.000^2 / 8 = 424,44 \times 10^6 \text{ Nmm (positivo, estradosso compresso)}$$

$$T_d = 10,48 \times 18.000 / 2 = 94\,320 \text{ N}$$



Verifiche di resistenza/stabilità flessotorsionale:

$$J = 200 \times 960^3 / 12 = 14746 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$a = 4,50 \text{ m}$ distanza fra i ritegni flessotorsionali per estradosso compresso.

Andamento del momento fra i ritegni flessotorsionali costante (a favore di sicurezza non essendo il caso specifico contemplato dall'EC5) e applicazione del carico al lembo compresso (estradosso):

$$l_{ef} = 1,0 \cdot a + 2 \cdot h = 1,0 \cdot 4500 + 2 \cdot 960 = 6420 \text{ mm}$$

$$\lambda_m = \frac{\sqrt{l_{ef} \cdot h}}{b} = \frac{\sqrt{6420 \cdot 960}}{200} = 12,41 < 13 \text{ non si ha instabilità flessotorsionale (vedi}$$

Tabella 3.16 a pagina 50)

$$\sigma_{m,d} = \frac{424,44 \cdot 10^6 \cdot 6}{200 \cdot 960^2} = 13,82 < 16,00 \text{ N/mm}^2 = f_{m,d} \quad \text{verificato}$$

$$\tau_d = 1,50 \cdot \frac{94320}{0,67 \cdot 200 \cdot 960} = 1,10 < 2,33 \text{ N/mm}^2 = f_{v,d} \quad \text{verificato}$$

VERIFICHE SLU PER COMBINAZIONE CON VENTO:

Legno GL24h, combinazione di carico istantanea:

$$k_h = 1,00 \text{ (} h > 600 \text{ mm)}; k_{mod} = 1,10; \gamma_M = 1,35$$

resistenze di progetto:

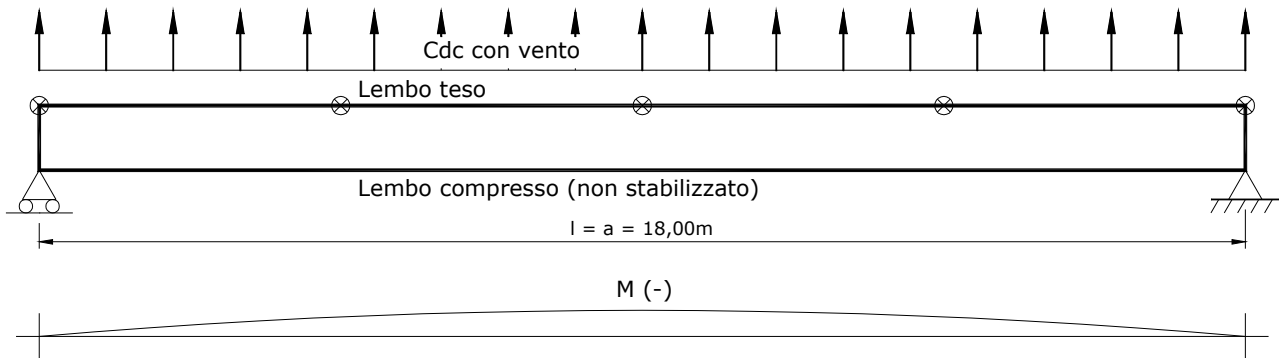
$$f_{m,d} = k_h \cdot k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 1,00 \cdot 1,10 \cdot \frac{24}{1,35} = 17,60 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 1,10 \cdot \frac{3,50}{1,35} = 2,85 \text{ N/mm}^2$$

Sollecitazioni, combinazione di carico allo SLU istantanea:

$$M_d = -1,36 \times 18.000^2 / 8 = -55,08 \times 10^6 \text{ Nmm (negativo, intradosso compresso)}$$

$$T_d = -1,36 \times 18.000 / 2 = -12.240 \text{ N}$$



Verifiche di resistenza/stabilità flessotorsionale:

$a = 18,00$ m distanza fra i ritegni flessotorsionali per intradosso compresso, essendo il lembo compresso stabilizzato solo agli appoggi.

Andamento del momento fra i ritegni flessotorsionali parabolico e applicazione del carico al lembo teso (estradosso):

$$l_{ef} = 0,9 \cdot l - 0,5 \cdot h = 0,9 \cdot 18000 - 0,5 \cdot 960 = 15720 \text{ mm}$$

$$\lambda_m = \frac{\sqrt{l_{ef} \cdot h}}{b} = \frac{\sqrt{15720 \cdot 960}}{200} = 19,42 > 13 \text{ si ha instabilità flessotorsionale}$$

Si calcola il k_{crit}

$$\beta_c = 0,1$$

$$E_{0,05} = 9600 \text{ N/mm}^2$$

$$G_{05} = 540 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = \frac{1}{3 + \frac{1,8 \cdot 200}{960}} = 0,296$$

Essendo il numero di lamelle superiore a 10 si adotta il coefficiente 1,4 a moltiplicare il prodotto $E_{0,05} G_{05}$ (vedi § 3.3.2 “Elementi inflessi (stabilità di trave)” a pagina 46)

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot \sqrt{3 \cdot \alpha \cdot 1,4 \cdot E_{0,05} \cdot G_{05}} = \frac{\pi \cdot 200^2}{960 \cdot 15720} \cdot \sqrt{3 \cdot 0,296 \cdot 1,4 \cdot 9600 \cdot 540} = 21,14$$

N/mm²

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{21,14}} = 1,066$$

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} = 1,56 - 0,75 \cdot 1,066 = 0,761$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{55,08 \cdot 10^6 \cdot 6}{200 \cdot 960^2} = 1,79 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,d} = 1,79 \leq 0,761 \cdot 17,60 = k_{crit} \cdot f_{m,d} = 13,39 \text{ N/mm}^2$$

verificato

$$\tau_d = 1,50 \times \frac{12.240}{0,67 \cdot 200 \cdot 960} = 0,143 < 2,85 \text{ N/mm}^2 = f_{v,d}$$

verificato

Le verifiche risultano soddisfatte anche in assenza di controvento al bordo inferiore.

Nel caso della combinazione di carico con il vento in sollevamento, pur essendo aumentata la distanza “a” fra i ritegni flessotorsionali rispetto alla combinazione con soli carichi gravitazionali, l'aumento della lunghezza efficace l_{ef} risulta comunque contenuto grazie ai coefficienti favorevoli che compaiono nella sua formulazione, inoltre il momento negativo nella combinazione con vento di sollevamento è molto minore del momento positivo della combinazione con i soli carichi gravitazionali e anche il k_{mod} risulta favorevole.

CALCOLO DELLE AZIONI SUL CONTROVENTO:

Si calcola il carico interno di stabilizzazione con riferimento al § 3.3.3 “Controventi per sistemi di travi inflesse o capriate” a pagina 50.

Si calcola k_{crit} per trave soggetta ai carichi gravitazionali (estradosso compresso) ma supposta controventata solo agli appoggi:

$a = 18,00$ m distanza fra i ritegni flessotorsionali per trave supposta non controventata.

Andamento del momento fra i ritegni flessotorsionali parabolico e applicazione del carico al lembo compresso (estradosso):

$$l_{ef} = 0,9 \cdot l + 2 \cdot h = 0,9 \cdot 18000 + 2 \cdot 960 = 18120 \text{ mm}$$

Essendo il numero di lamelle superiore a 10 si adotta il coefficiente 1,4 a moltiplicare il prodotto $E_{0,05} G_{05}$ (vedi § 3.3.2 “Elementi inflessi (stabilità di trave)” a pagina 46)

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot \sqrt{3 \cdot \alpha \cdot 1,4 \cdot E_{0,05} \cdot G_{05}} = \frac{\pi \cdot 200^2}{960 \cdot 18120} \cdot \sqrt{3 \cdot 0,296 \cdot 1,4 \cdot 9600 \cdot 540} = 18,34$$

N/mm²

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{18,34}} = 1,144$$

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} = 1,56 - 0,75 \cdot 1,144 = 0,702$$

$$N_d = (1 - k_{crit}) \cdot \frac{M_d}{h} = (1 - 0,702) \cdot \frac{424,44 \cdot 10^6}{960} = 131\,743 \text{ N} = 131,7 \text{ kN}$$

$$q_d = k_l \cdot \frac{n \cdot N_d}{30 \cdot l} = 0,913 \cdot \frac{n \cdot 131,7}{30 \cdot 18,00} = n \cdot 0,244 \text{ kN/m}$$

$$k_l = \min \left\{ \frac{1}{\sqrt{\frac{15}{l}}} \right\} = \min \left\{ \frac{1}{\sqrt{\frac{15}{18}}} \right\} = 0,913$$

n è il numero di travi da stabilizzare mediante ciascun controvento; nel caso della disposizione dei controventi presente nella pianta a pagina 120, $n=5$.

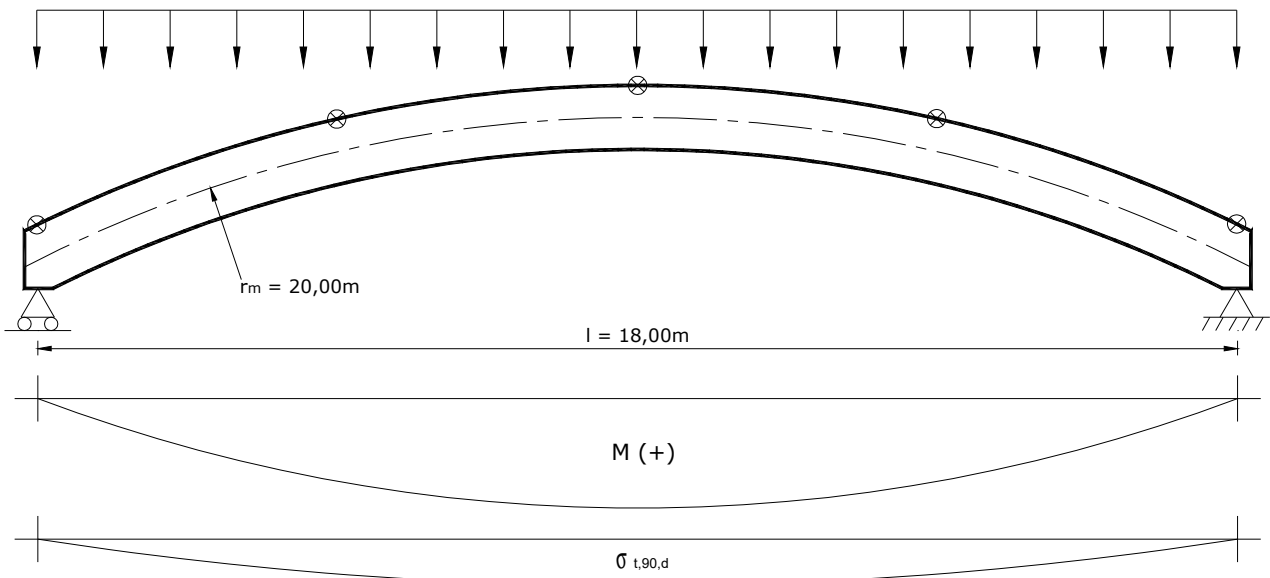
Il carico su ciascun nodo strutturale del controvento, considerando che la maglia ha passo 4,50m, è:

$$F_d = q_d \cdot a = n \cdot 0,244 \cdot 4,50 = n \cdot 1,098 \text{ kN}$$

3.8.10 Trave curva di copertura (solo SLU combinazioni fondamentali)

Si considera la Trave di copertura controventata (solo SLU combinazioni fondamentali) del paragrafo 3.8.9, stessa luce, interasse, posizione controventi, sezione, carichi; si faccia quindi riferimento a tale esempio.

Si considera però che la trave abbia curvatura a tutta luce con raggio medio $r_m = 20,00\text{m}$, vengono di seguito riportate le sole verifiche che differiscono e le verifiche in più rispetto all'esempio della trave diritta.



VERIFICHE SLU PER CARICHI GRAVITAZIONALI:

Verifiche di resistenza/stabilità flessotorsionale:

Spessore lamelle $t = 40\text{ mm}$

$$r_{\text{int}} = 20\,000 - \frac{960}{2} = 19\,520\text{ mm}$$

$$\frac{r_{\text{int}}}{t} = \frac{19\,520}{40} = 488 > 240 \rightarrow k_r = 1$$

$$k_l = 1 + 0,35 \cdot \left(\frac{h_{\text{ap}}}{r_m} \right) + 0,6 \cdot \left(\frac{h_{\text{ap}}}{r_m} \right)^2 = 1 + 0,35 \cdot \left(\frac{960}{20\,000} \right) + 0,6 \cdot \left(\frac{960}{20\,000} \right)^2 = 1,018$$

Si esegue la sola verifica di resistenza essendo la trave stabile come dimostrato nell'esempio di calcolo precedente.

$$\sigma_{m,d} = \sigma_{m,d} = k_l \cdot \frac{6 \cdot M_d}{b \cdot h^2} = 1,018 \cdot 13,82 = 14,06\text{ N/mm}^2 <$$

$$k_r \cdot f_{m,d} = 1,00 \cdot 16,00 = 16,00\text{ N/mm}^2$$

verificato

Verifica a trazione ortogonale alla fibratura:

$$k_p = \frac{1}{4} \cdot \frac{h}{r_m} = \frac{1}{4} \cdot \frac{960}{20\,000} = 0,0120$$

$k_{\text{dis}} = 1,4$ per trave curva

Essendo tutta la trave curva, le tensioni di trazione ortogonali alla fibratura la interessano tutta, pertanto il volume sollecitato a trazione ortogonale è tutto il volume della trave; tuttavia, come prescritto dall'EC5, si assume:

$$V = \frac{2}{3} \cdot V_{\text{tot}} \simeq \frac{2}{3} \cdot 0,200 \cdot 0,960 \cdot 18,00 = 2,304\text{ m}^3$$

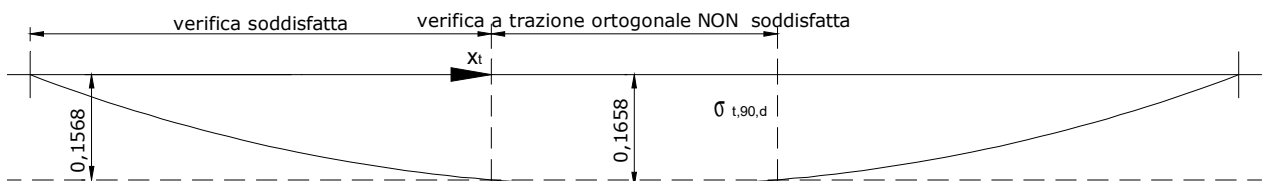
$$k_{vol} = \left(\frac{V_0}{V} \right)^{0,2} = \left(\frac{0,01}{2,304} \right)^{0,2} = 0,336$$

$$GL24h: f_{t,90,k} = 0,50 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,90,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{t,90,k}}{\gamma_M} = 0,90 \cdot \frac{0,50}{1,35} = 0,333 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \cdot \frac{6 \cdot M_d}{b \cdot h^2} = 0,0120 \cdot 13,82 = 0,1658 >$$

$$> k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,d} = 1,4 \cdot 0,336 \cdot 0,333 = 0,1568 \text{ N/mm}^2$$

non verificato

La verifica a trazione ortogonale non risulta soddisfatta nel tratto centrale, tale verifica risulta soddisfatta fino all'ascissa $x_t \approx 6,87\text{m}$

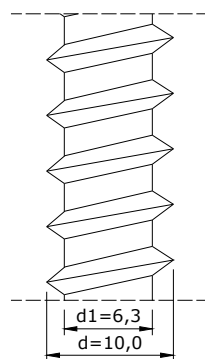
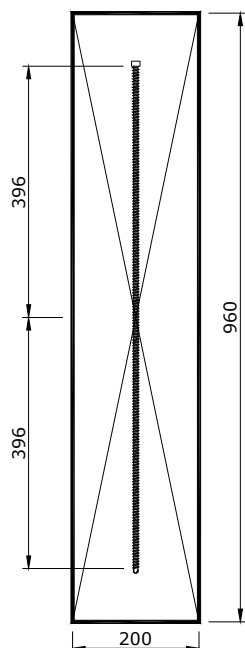
- o - o - o -

Per ovviare al problema senza modificare la geometria dell'asse (e ovviamente i carichi) le alternative sono:

- aumentare la base;
- aumentare l'altezza;
- scegliere una classe di resistenza del legno superiore;
- armare la trave a trazione ortogonale.

Si fa presente che l'armatura per trazione ortogonale alla fibratura può essere fatta con barre incollate o viti a tutto filetto; tale pratica, contrastando il ritiro e rigonfiamento della sezione per variazioni di umidità, favorisce l'apertura di fessure trasversali passanti che dividono la sezione e che possono propagarsi lungo la luce della trave annullando la resistenza della sezione a trazione ortogonale.

Quindi, se si adotta tale tecnica, è necessario armare a trazione ortogonale tutta la trave e non solo la parte centrale dove la verifica a trazione ortogonale non risulta soddisfatta.



Si progetta l'armatura ortogonale con viti a tutto filetto diametro esterno $d=10,0\text{mm}$, diametro di gola $d_1=6,3\text{mm}$, lunghezza totale 800mm e acciaio $f_{u,k} = 1000\text{N/mm}^2$.

Considerando che le viti vengono utilizzate per unire la parte superiore con la parte inferiore della sezione, l'ancoraggio l_{ef} è la penetrazione della parte filettata al disopra e al disotto dell'asse neutro (il quale è prossimo alla metà dell'altezza), a favore di sicurezza e ammettendo che ci possano essere errori di esecuzione, si considera $l_{ef} = 350\text{mm} < 396\text{mm}$.

Si prevede una vite ogni 400mm .

Il carico di trazione su ciascuna vite è:

$$F_d = \sigma_{t,90,d} \cdot i \cdot b = 0,1658 \cdot 400 \cdot 200 = 13264 \text{ N}$$

Con riferimento al paragrafo 3.5.7.2 “Capacità caratteristica assiale delle viti” a pagina 85, i meccanismi di rottura sono:

b) - *trazione della vite*

$$F_{ax,Rk-vite} = 0,9 \cdot A_{res} \cdot f_{u,k} = 0,9 \cdot \frac{\pi \cdot 6,3^2}{4} \cdot 1000 = 28055 \text{ N}$$

c) - *estrazione della parte filettata*

$$f_{ax,k} = 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} = 0,52 \cdot 10^{-0,5} \cdot 350^{-0,1} \cdot 380^{0,8} = 10,60 \text{ N/mm}^2$$

$$k_d = \min \left\{ \frac{d}{8}, 1 \right\} = 1$$

$$\alpha = 90^\circ$$

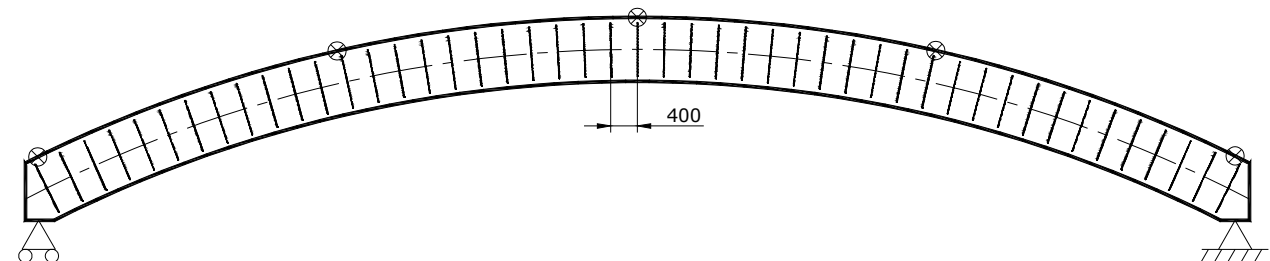
$$F_{ax,Rk-filetto} = \frac{f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} = \frac{10,6 \cdot 10 \cdot 350 \cdot 1}{1} = 37110 \text{ N}$$

Verifica:

$$F_{ax,Rd} = \min \left\{ \frac{F_{t,Rk-vite}}{\gamma_{M2}}, \frac{k_{mod} \cdot F_{ax,Rk-filetto}}{\gamma_M} \right\} = \min \left\{ \frac{28055}{1,25}, \frac{0,9 \cdot 37110}{1,50} \right\} = \min \left\{ 22266, 22444 \right\} = 22266 \text{ N}$$

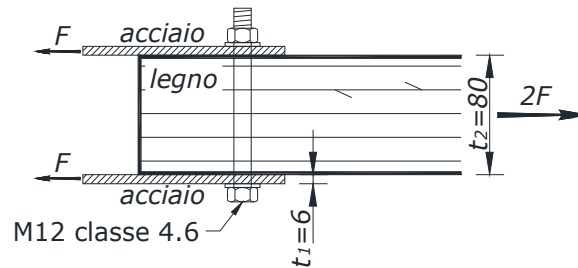
$$F_{ax,Rd} = 22266 \text{ N} > 13264 \text{ N} = F_d$$

verificato



3.8.11 Unione bullonata acciaio-legno-acciaio

Si calcola la resistenza di una unione con bulloni M12 classe 4.6, piastre esterne di acciaio S235 spessore $t_1=6\text{mm}$, legno centrale GL24h ($\rho_k = 385\text{kg/m}^3$) di spessore $t_2=80\text{mm}$.



Con riferimento al paragrafo 3.5.1 “Unioni con mezzi di unione a gambo cilindrico, la teoria di Johansen” a pagina 65, si ha:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 400 \cdot 12^{2,6} = 76745 \text{ Nmm}$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 12) \cdot 385 = 27,78 \text{ N/mm}^2 \text{ per } \alpha = 0^\circ$$

Essendo $t_2 \leq 0,5 \cdot d$ l'unione è in piastra sottile, pertanto si applicano le seguenti formule:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot f_{h,k} \cdot t_2 \cdot d \quad (j) \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (k) \end{array} \right. =$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot 27,78 \cdot 80 \cdot 12 \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot 76745 \cdot 27,78 \cdot 12} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 13334 \\ 8226 + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

Si calcola la capacità assiale $F_{ax,Rk}$ con riferimento al paragrafo 3.5.7.1 “Capacità caratteristica assiale dei bulloni” a pagina 84.

GL24h: $f_{c,90,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$, pertanto, con riferimento alla rondella equivalente di diametro esterno D_{eq} e interno d si ha:

$$D_{eq} = \min \left\{ \frac{12 \cdot t_1}{4 \cdot d} \right\} = \min \left\{ \frac{12 \cdot 6}{4 \cdot 12} \right\} = \min \left\{ \frac{72}{48} \right\} = 48 \text{ mm}$$

$$F_{ax,Rk-rondella} = \frac{\pi}{4} \cdot (D^2 - d^2) \cdot 3,0 \cdot f_{c,90,k} = \frac{\pi}{4} \cdot (48^2 - 12^2) \cdot 3,0 \cdot 2,5 = 12723 \text{ N}$$

M12 classe 4.6: $A_{res} = 84,3 \text{ mm}^2$; $f_{t,b} = 400 \text{ N/mm}^2$

$$F_{t,Rk-bullone} = 0,9 \cdot A_{res} \cdot f_{t,b} = 0,9 \cdot 84,3 \cdot 400 = 30348 \text{ N}$$

$$F_{ax,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12723 \\ 30348 \end{array} \right\} = 12723 \text{ N}$$

$$\frac{F_{ax,Rk}}{4} = \frac{12723}{4} = 3181 \text{ N}$$

Come detto al paragrafo 3.5.5 “L'effetto fune” a pagina 82, nel caso delle unioni con bulloni, l'effetto fune non può superare il 25% del termine di Johansen, pertanto nella formula (k) il contributo dell'effetto fune che al massimo può essere sommato al termine di Johansen è:

$$\min \left\{ \frac{F_{ax,Rk}}{4} \right. = \min \left\{ \frac{3181}{0,25 \cdot 8226} = \min \left\{ \frac{3181}{2057} = 2057 \text{ N} \right. \right.$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{13334}{8226+2057} = \min \left\{ \frac{13334}{10283} = 10283 \text{ N} \text{ modo di rottura (k)} \right. \right.$$

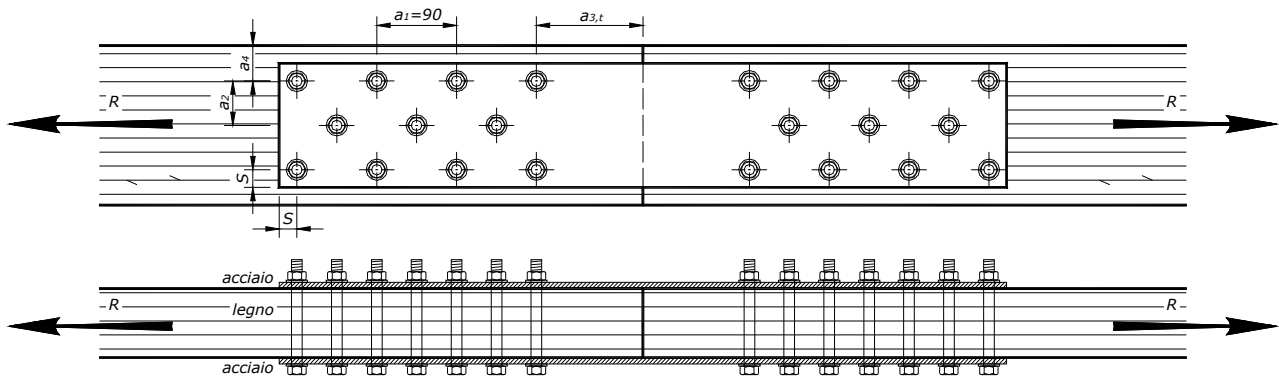
Si ricorda che tale resistenza caratteristica è riferita alla singola sezione resistente del singolo mezzo di unione.

Supponendo di essere in classe di servizio 1, classe di durata del carico breve, si ha:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{10283}{1,5} = 6170 \text{ N} = \text{capacità portante di progetto della singola sezione resistente del singolo mezzo di unione.}$$

– O – O – O –

Si consideri l'unione fra due legni tesi realizzata mediante due piastre di acciaio esterne, l'unione è in realtà la serie di due unioni acciaio-legno-acciaio ciascuna realizzata con $n_{tot} = 11$ bulloni; ciascun bullone lavora con $s_r = 2$ sezioni resistenti.



Nella figura con "S" sono indicate le distanze dai bordi della piastra di acciaio da leggere sulla norma relativa alle costruzioni metalliche, non di competenza dell'EC5.

Ciascuna unione è formata da due file di 4 bulloni e una fila di 3 bulloni lungo la fibratura e in direzione dello sforzo; si calcola n_{ef} con riferimento alla fila più numerosa in quanto n_{ef}/n risulta più penalizzante.

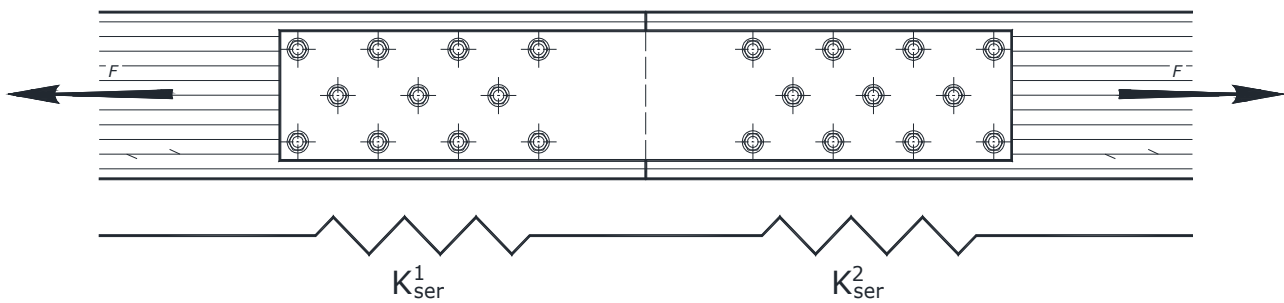
$$n_{ef} = \min \left\{ \frac{n}{n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}}} \right\} = \min \left\{ \frac{4}{4^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{90}{13 \cdot 12}}} \right\} = \min \left\{ \frac{4}{3,03} = 3,03 \right.$$

La capacità portante di progetto complessiva dell'unione è:

$$R_d = n_{tot} \cdot \frac{n_{ef}}{n} \cdot s_r \cdot F_{v,Rd} = 11 \cdot \frac{3,03}{4} \cdot 2 \cdot 6170 = 102823 \text{ N} = 102,8 \text{ kN}$$

– O – O – O –

La deformabilità dell'unione si calcola considerando le deformabilità in serie delle due parti della quale è composta.



GL24h: $\rho_m = 420 \text{ kg/m}^3$

La rigidezza per singola sezione resistente del singolo mezzo di unione è:

$$k_{\text{ser}} = 2 \cdot \rho_m^{1,5} \cdot d / 23 = 2 \cdot 420^{1,5} \cdot 12 / 23 = 8982 \text{ N/mm} \quad (\text{vedi tabella 3.20 a pagina 93})$$

$$k_u = \frac{2}{3} \cdot k_{\text{ser}} = \frac{2}{3} \cdot 8982 = 5988 \text{ N/mm}$$

Ciascuna parte, formata da $n_{\text{tot}}=11$ bulloni ciascuno con $sr=2$ sezioni resistenti, ha una rigidezza:

$$K_{\text{ser}}^1 = K_{\text{ser}}^2 = n_{\text{tot}} \cdot sr \cdot k_{\text{ser}} = 11 \cdot 2 \cdot 8982 = 197597 \text{ N/mm}$$

Ciascuna parte subisce la forza F e si deforma di:

$$\delta^1 = \frac{F}{K_{\text{ser}}^1} ; \quad \delta^2 = \frac{F}{K_{\text{ser}}^2} \quad \text{che comunque sono uguali fra loro essendo } K_{\text{ser}}^1 = K_{\text{ser}}^2$$

La deformazione totale dell'unione è

$$\delta = \delta^1 + \delta^2 = \frac{F}{K_{\text{ser}}^1} + \frac{F}{K_{\text{ser}}^2} = F \cdot \left(\frac{1}{K_{\text{ser}}^1} + \frac{1}{K_{\text{ser}}^2} \right) \quad \text{che si può scrivere } \delta = F \cdot \frac{1}{K_{\text{ser}}^{\text{tot}}}$$

con:

$$\frac{1}{K_{\text{ser}}^{\text{tot}}} = \frac{1}{K_{\text{ser}}^1} + \frac{1}{K_{\text{ser}}^2} \quad \text{che, essendo } K_{\text{ser}}^1 = K_{\text{ser}}^2, \text{ diventa}$$

$$K_{\text{ser}}^{\text{tot}} = \frac{K_{\text{ser}}^1}{2} = \frac{197597}{2} = 98798 \text{ N/mm}$$

Si noti che le deformabilità $1/k$ delle molle in serie si sommano come le resistenze elettriche in serie.

$$K_u^{\text{tot}} = \frac{2}{3} \cdot K_{\text{ser}}^{\text{tot}} = \frac{2}{3} \cdot 98798 = 65866 \text{ N/mm}$$

Allo stato limite ultimo l'unione è sollecitata al massimo da $R_d = 102823 \text{ N}$ e si deforma di

$$\delta_u = \frac{102823}{65866} = 1,56 \text{ mm}$$

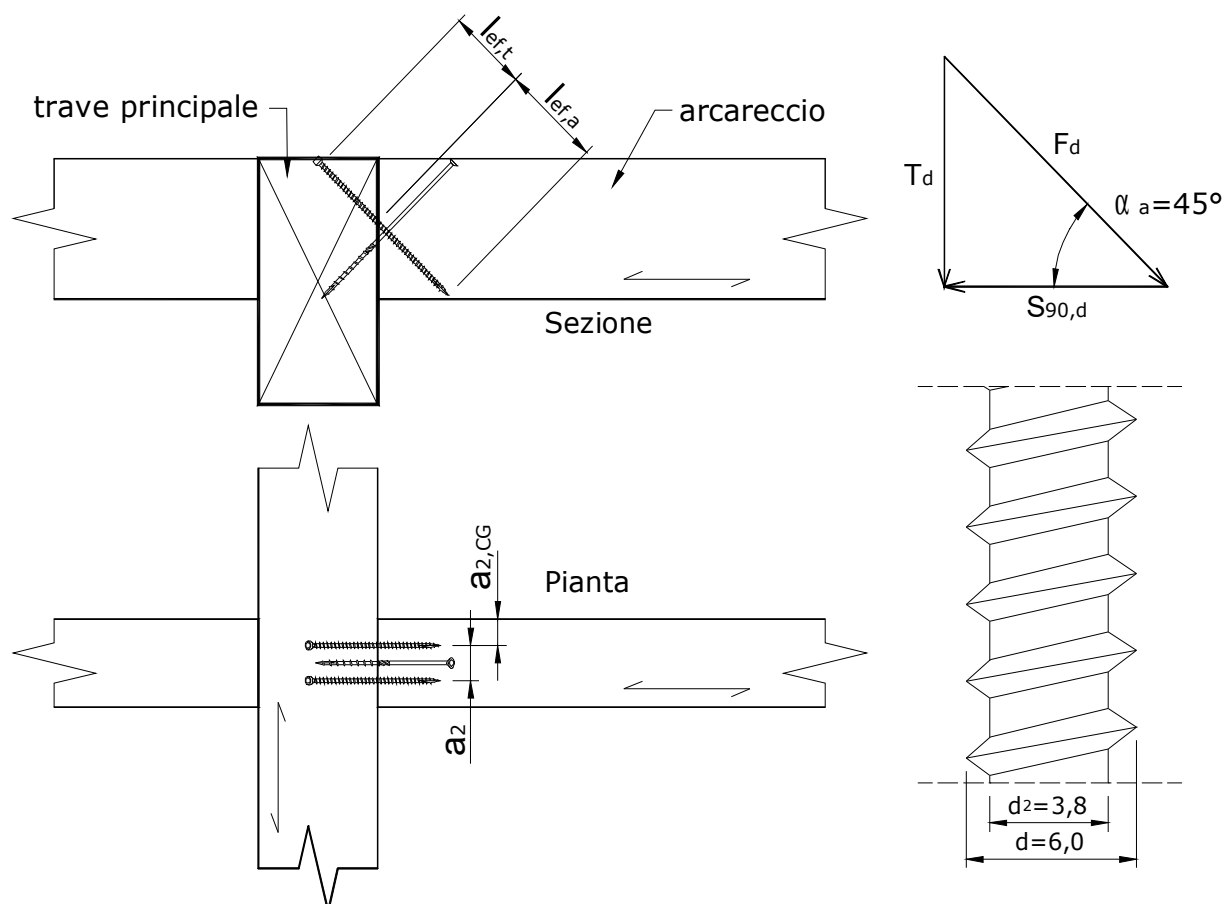
Allo stato limite di esercizio si può ipotizzare che lo sforzo nell'unione raggiunga al massimo circa $2/3$ della resistenza di progetto, quindi circa $\frac{2}{3} \cdot 102823 = 68549 \text{ N}$, la deformazione è:

$$\delta_e = \frac{68549}{98798} = 0,694 \text{ mm} \quad \text{cioè meno della metà che allo SLU.}$$

3.8.12 Unione arcareccio-trave con viti impiegate a trazione

Si progetta l'unione fra una trave secondaria (arcareccio) ed una trave principale, le due travi hanno stesso livello dell'estradosso, tale posizione reciproca viene comunemente chiamata "in luce" a differenza dell'unione "per sovrapposizione".

Vengono impiegate due viti tutto filetto $\phi 6 \times 220$ ed una vite filetto parziale $\phi 6 \times 220$, tuttavia si fa l'ipotesi che solo le viti tutto filetto trasmettano lo sforzo, mentre la vite filetto parziale viene utilizzata fuori calcolo solo per facilità di montaggio.



L'unione deve trasmettere solo il taglio (l'unione non è un incastro ma un appoggio semplice); detto $T_d = 4,50 \text{ kN}$ il taglio (reazione vincolare allo SLU combinazione di breve durata) trasmesso dalla testa dell'arcareccio, ipotizzando che la trasmissione dello sforzo avvenga secondo un meccanismo tirante-puntone, il tirante è il gruppo di due viti tutto filetto il cui carico assiale è:

$$F_d = \frac{T_d}{\sin \alpha_a} = \frac{4500}{\sin 45^\circ} = 6364 \text{ N}$$

Nel meccanismo tirante puntone ipotizzato, il puntone è il contatto fra l'arcareccio e la trave principale che, sulla superficie di contatto verticale, si scambiano lo sforzo orizzontale:

$$S_{90,d} = \frac{T_d}{\tan \alpha_a} = \frac{4500}{\tan 45^\circ} = 4500 \text{ N}$$

Le viti tutto filetto hanno diametro esterno $d = 6,0 \text{ mm}$, diametro di gola $d_2 = 3,8 \text{ mm}$, lunghezza totale 220 mm e acciaio $f_{u,k} = 600 \text{ N/mm}^2$.

L'ancoraggio avviene:

nella trave classe GL28h ($\rho_k=425\text{kg/m}^3$) mediante filettatura di lunghezza $l_{ef,t} = 100\text{mm}$, angolo rispetto alla fibratura $\alpha_t=90^\circ$; tuttavia, considerando le tolleranze di montaggio, nel calcolo si considera a favore di sicurezza $l_{ef,t} = 80\text{mm}$;

nell'arcareccio classe GL24h ($\rho_k=385\text{kg/m}^3$) mediante filettatura di lunghezza $l_{ef,a} = 120\text{mm}$, angolo rispetto alla fibratura $\alpha_a=45^\circ$; tuttavia, considerando le tolleranze di montaggio, nel calcolo si considera a favore di sicurezza $l_{ef,a} = 100\text{mm}$

Con riferimento al paragrafo 3.5.7.2 "Capacità caratteristica assiale delle viti" a pagina 85, i meccanismi di rottura sono (si riporta il calcolo relativo alla singola vite):

b) - trazione della vite

$$F_{ax,Rk-vite} = 0,9 \cdot A_{res} \cdot f_{u,k} = 0,9 \cdot \frac{\pi \cdot 3,8^2}{4} \cdot 600 = 6124 \text{ N}$$

c) - estrazione della parte filettata – trave principale

$$f_{ax,k} = 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} = 0,52 \cdot 6^{-0,5} \cdot 80^{-0,1} \cdot 425^{0,8} = 17,35 \text{ N/mm}^2$$

$$k_d = \min \left\{ \frac{d}{8} \right. = 6/8 = 0,75$$

$$\alpha_t = 90^\circ$$

$$F_{ax,Rk-filetto-trave} = \frac{f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot \cos^2 \alpha_t + \sin^2 \alpha_t} = \frac{17,35 \cdot 6 \cdot 80 \cdot 0,75}{1} = 6246 \text{ N}$$

c)- estrazione della parte filettata – arcareccio

$$f_{ax,k} = 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} = 0,52 \cdot 6^{-0,5} \cdot 100^{-0,1} \cdot 385^{0,8} = 15,68 \text{ N/mm}^2$$

$$k_d = \min \left\{ \frac{d}{8} \right. = 6/8 = 0,75$$

$$\alpha_a = 45^\circ$$

$$F_{ax,Rk-filetto-arc.} = \frac{f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot \cos^2 \alpha_t + \sin^2 \alpha_t} = \frac{15,68 \cdot 6 \cdot 100 \cdot 0,75}{1,1} = 6414 \text{ N}$$

Verifica ($k_{mod}=0,9$ $\gamma_M=1,5$):

$$F_{ax,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{F_{t,Rk-vite}}{\gamma_{M2}} \\ \frac{k_{mod} \cdot F_{ax,Rk-filetto-trave}}{\gamma_M} \\ \frac{k_{mod} \cdot F_{ax,Rk-filetto-arc.}}{\gamma_M} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{6124}{1,25} \\ \frac{0,9 \cdot 6246}{1,50} \\ \frac{0,9 \cdot 6414}{1,50} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 4899 \\ 3748 \\ 3848 \end{array} \right. = 3748 \text{ N}$$

L'unione formata da due viti risente dell'effetto gruppo:

$$n_{ef} = n^{0,9} = 2^{0,9} = 1.866$$

$$n_{ef} \cdot F_{ax,Rd} = 1.866 \cdot 3748 = 6993 \geq 6364 \text{ N} = F_d \quad \text{verificato}$$

Lo sforzo di compressione $S_{90,d}$ provoca tensioni di compressione assiale sulla testa dell'arcareccio e di compressione ortogonale alla fibratura sul fianco della trave principale, è sufficiente condurre una verifica a compressione ortogonale solo sul fianco della trave principale (§3.2.4 a pagina 39); ipotizzando l'arcareccio $b \times h = 100 \times 160\text{mm}$ e la trave principale di base 160mm si ha:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{S_{90,d}}{I_{ef} \cdot a_a} = \frac{4500}{(26,7+100+26,7) \cdot 160} = 0,183 \text{ N/mm}^2$$

$k_{mod}=0,9; \gamma_M=1,35:$

$$\sigma_{c,90,d} = 0,183 \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,50 \cdot \frac{0,9 \cdot 2,5}{1,35} = 2,50 \text{ N/mm}^2 \quad \text{verificato}$$

Le tensioni di compressione ortogonale sono quindi generalmente trascurabili.

– o – o – o –

Il collegamento avrebbe potuto essere realizzato mediante una sola vite tutto filetto di diametro maggiore; tuttavia, come già detto in altre parti del testo, mai affidarsi ad un solo mezzo di unione che potrebbe accidentalmente capitare in una zona difettosa del legno non visibile dall'esterno (fessura da ritiro, tasca di resina, cipollatura, ecc.).

La vite a filetto parziale posizionata fuori calcolo, oltre ad aumentare la sicurezza per ridondanza, viene infissa per prima e serve ad avvicinare e serrare fra loro i legni, funzione che non riescono ad assolvere le viti tutto filetto.

4 LA PROGETTAZIONE ANTISISMICA

4.1 Premessa

È opinione ormai comune e diffusa in paesi caratterizzati da una elevata pericolosità sismica come la California (ma anche in tutto il resto degli Stati Uniti e anche in Canada ed in Giappone) che il legno sia un materiale particolarmente appropriato per realizzare strutture in grado di resistere a terremoti anche di elevata intensità.

Il legno come materiale e le strutture in legno in generale sono naturalmente dotate di alcune caratteristiche intrinseche che ne rendono non solo adatto, ma addirittura consigliabile l'impiego in zona sismica.

Le strutture di legno sono infatti leggere e pertanto le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sono notevolmente inferiori.

Allo stesso tempo il legno è un materiale molto resistente; la sua resistenza in dimensioni strutturali è dello stesso ordine di grandezza di quella del calcestruzzo, ma rispetto a quest'ultimo è presente anche a trazione.

Il legno è un materiale anche estremamente deformabile: il valore medio del modulo elastico del legno parallelamente alla fibratura è all'incirca pari a 1/3 di quello del calcestruzzo. Il fatto che il legno sia deformabile comporta bassi valori di rigidità e quindi un'alta flessibilità che si può tradurre in un aumento del periodo proprio di oscillazione e, quindi, in una minore suscettibilità della struttura nei confronti dell'azione sismica.

4.2 La duttilità

Oltre alle succitate caratteristiche del materiale legno, ottimali nei confronti delle azioni sismiche, ne esiste un'altra che sembrerebbe sconsigliarne l'utilizzo in zona sismica ossia la fragilità. Infatti il legno in dimensione d'uso nelle strutture presenta un comportamento lineare-elastico fino a rottura.

Tutto questo però viene superato nelle strutture di legno attraverso l'utilizzo di elementi meccanici di collegamento, i quali avendo uno spiccato comportamento plastico, permettono il raggiungimento di livelli di duttilità maggiori di 1 per tutto l'organismo strutturale. E questo è particolarmente vero nel caso di edifici per l'edilizia residenziale realizzati con intelaiatura in legno e rivestimento in compensato strutturale o OSB (sistema Platform Frame), dove la presenza di migliaia di chiodi che collegano gli elementi portanti di legno massiccio ai pannelli di compensato svolge un ruolo fondamentale nel raggiungimento del livello di duttilità necessario al buon comportamento dell'edificio sotto l'azione del terremoto, e anche per il sistema a pannelli portanti a strati incrociati, dove la presenza di tante viti e chiodi per il collegamento dei pannelli parete e solaio consente di poter classificare questo sistema costruttivo fra quelli ad alta capacità dissipativa.

Affinché si sviluppi il comportamento ciclico dissipativo nelle unioni è necessario che gli altri elementi a comportamento fragile siano dotati di sovrarresistenza, cioè il **criterio di gerarchia delle resistenze** nel caso delle costruzioni in legno è che **gli elementi di legno devono essere più resistenti delle unioni ai quali sono collegati**.

Ma un elevato livello di duttilità si raggiungeva anche nelle strutture antiche, pur senza l'utilizzo di elementi meccanici di collegamento. Basti pensare alle pagode caratteristiche dell'architettura dell'estremo oriente, nelle quali la realizzazione di un grande numero di unioni di carpenteria, alcuni dei quali particolarmente complessi, per il collegamento dei vari elementi strutturali, consentiva attraverso la moltiplicazione delle superfici di contatto di dissipare una notevole quantità di energia sotto l'effetto delle azioni sismiche per attrito.

e per sollecitazioni di compressione ortogonale alla fibratura, stato di sollecitazione per il quale il legno dimostra eccellenti livelli di duttilità.

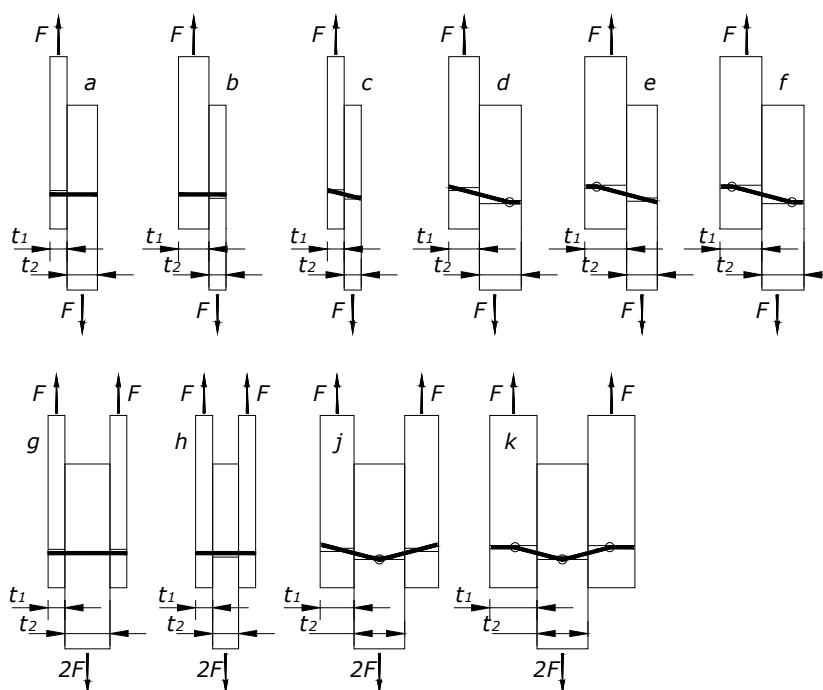
4.3 Indicazioni normative

Il §7.7 contenuto all'interno delle NTC18 Capitolo 7 "Progettazioni per azioni sismiche", definisce le regole aggiuntive per la progettazione delle strutture di legno nei confronti delle azioni sismiche ed è la pressoché fedele traduzione del corrispondente capitolo dell'Eurocodice 8 [17] relativo alla progettazione delle strutture nei confronti delle azioni sismiche.

Le regole delle NTC18 §7.7 integrano quelle già presenti per la progettazione agli SLU delle strutture per le combinazioni fondamentali e contenuti nei documenti normativi citati come riferimento alle NTC18, ossia l'EC5 o le CNR-DT 206. L'osservanza delle indicazioni presenti in questa parte (composta di sole 4 pagine!) non basta pertanto di per sé a garantire una corretta progettazione nei confronti delle azioni sismiche ed è comunque indispensabile che prima di tutto vengano rispettate le regole già presenti nei documenti normativi citati.

Ad esempio: nel caso in cui si intenda progettare, per una struttura di legno, una unione con elementi meccanici di collegamento a gambo cilindrico (ad es. una unione pilastro-trave con bulloni e spinotti in un edificio di legno intelaiato), nella progettazione dell'unione occorrerà prima di tutto rispettare le indicazioni presenti nelle CNR-DT 206 o nell'EC5 relative alle distanze minime degli elementi di collegamento fra loro e dai bordi degli elementi lignei - sia parallelamente che ortogonalmente alla fibratura. Considerando una unione legno-legno a doppia sezione resistente, si potranno applicare le formule di Johansen per il calcolo della resistenza a taglio della unione, che poi si riferiscono alle modalità di rottura illustrate in g,h,j,k.

I modi di rottura illustrati si riferiscono alle unioni dotate di valori crescenti di duttilità (ossia la capacità di un elemento strutturale di sviluppare deformazioni in campo plastico senza una sostanziale riduzione della capacità resistente, misurata dal rapporto fra la deformazione ultima e la deformazione al limite elastico): facendo riferimento al caso di unione a doppia sezione resistente, si parte dalle rotture in cui il perno è molto rigido e la rottura dell'unione avviene per solo rifollamento del legno (ossia schiacciamento localizzato delle fibre legnose per effetto del carico concentrato del connettore sulle pareti del foro di alloggiamento) nei legni esterni (g) o in quello interno (h), per passare alla rottura j in cui, oltre al rifollamento nel legno, inizia la plasticizzazione del perno metallico ma solo nel legno interno, per arrivare al modo di rottura k in cui sia sul legno interno che su quelli esterni si verifica sia la plasticizzazione del perno metallico che il rifollamento del legno. Quest'ultimo rappresenta il modo di rottura più duttile, e quindi quello più indicato in zona sismica, in quanto maggiormente dotato di capacità dissipative di energia.



Modi di rottura per unioni legno-legno e pannello-legno a singola (a-f) e doppia (g-k) sezione resistente secondo la teoria di Johansen per il calcolo della capacità portante a taglio di mezzi di unione a gambo cilindrico proposte dall'EC5 e dalle CNR DT/206.

Quindi, la sola osservanza delle regole contenute nell'EC5 o nelle CNR DT/206 fa sì che l'unione sia dotata, in funzione della sua configurazione (diametro del perno in funzione dello spessore delle membrature), in misura minore (modi di rottura g o h) o maggiore (modi di rottura j e k) di un certo livello di duttilità.

Nelle zone considerate come dissipative possono essere utilizzati solamente materiali e mezzi di unione che garantiscano un adeguato comportamento oligociclico, ossia unioni meccaniche o comunque unioni la cui reale capacità dissipativa venga dimostrata mediante procedure di prova stabilite in apposite norme (es. EN 12512 "Strutture di legno – Metodi di prova – Prove cicliche su unioni realizzate con connettori meccanici").

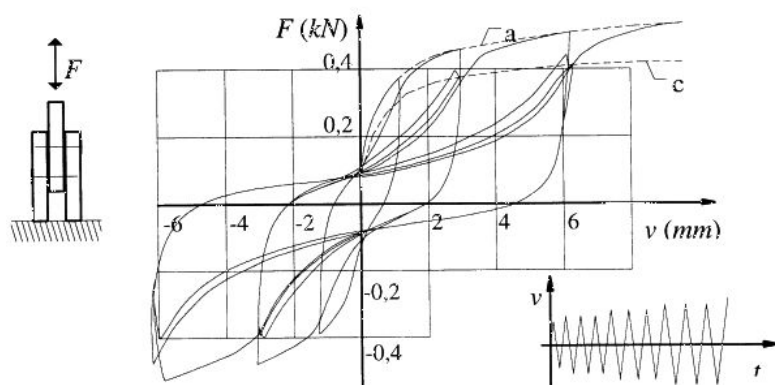


Figura 4.1: Comportamento ciclico dissipativo.

Questo requisito è implicitamente soddisfatto, senza necessità di prove, se si utilizzano unioni meccaniche che rispettano i requisiti di duttilità esposti in Tabella 4.1

Nel caso di progettazione con comportamento strutturale dissipativo è ammesso utilizzare unioni di carpenteria quando queste possono garantire una sufficiente dissipazione energetica, senza presentare rischi di rottura fragile per taglio o per trazione ortogonale alla fibratura, e con la presenza di dispositivi atti ad evitarne la sconnessione e purché vengano progettate con un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza pari a 1,3 (NTC18 §7.7.6).



Elementi meccanici di collegamento.

Le unioni incollate devono invece essere considerate in generale come non dissipative.

Nelle NTC18 §7.3.1 sono definite anche le tipologie strutturali ed i corrispondenti valori del fattore di comportamento q_0 , ossia del fattore da utilizzare nella progettazione per ridurre lo spettro di risposta ed ottenere lo spettro di progetto per tener conto della risposta non lineare della struttura in funzione del materiale, del sistema strutturale e del procedimento di progettazione adottato dividendo, come per gli altri materiali, le tipologie strutturali ammesse in due classi di duttilità più una terza comprendente le strutture non dissipative:

<i>Classe di duttilità</i>	<i>Requisiti da rispettare per le zone dissipative</i>	<i>Fattore di sovreresistenza γ_{Rd}</i>
A (strutture aventi elevata capacità dissipativa)	a) i collegamenti legno-legno o legno-acciaio sono realizzati con perni o con chiodi presentanti diametro d non maggiore di 12 mm ed uno spessore delle membrature lignee collegate non minore di $10d$. b) nelle pareti e nei diaframmi con telaio in legno, il diametro d dei chiodi non è superiore a $3,1mm$ e il materiale di rivestimento strutturale è di legno o di materiale da esso derivato, con uno spessore minimo pari a $4d$.	1,6
B (strutture aventi media capacità dissipativa)	a) collegamenti legno-legno o legno-acciaio sono realizzati con uno spessore delle membrature lignee collegate non minore di $8d$; b) nelle pareti e nei diaframmi con telaio in legno, il materiale di rivestimento strutturale deve avere uno spessore minimo pari a $3d$. In alternativa: c) quando, nelle zone dissipative, si ottiene un meccanismo di rottura duttile caratterizzato dalla formazione di almeno una cerniera plastica negli elementi meccanici di collegamento in condizione di progetto sismica;	1,3
ND (strutture non dissipative)	Nessuno	1

Tabella 4.1: Requisiti delle zone dissipative e fattori di sovreresistenza in funzione delle classi di duttilità.

L'assegnazione nelle varie classi di duttilità deve rispettare i requisiti della seguente tabella:

Classe di duttilità	Requisiti da rispettare per le zone dissipative	Fattore di sovrarresistenza γ_{Rd}
A (strutture aventi elevata capacità dissipativa)	d) i collegamenti legno-legno o legno-acciaio sono realizzati con perni o con chiodi presentanti diametro d non maggiore di 12 mm ed uno spessore delle membrature lignee collegate non minore di 10d. e) nelle pareti e nei diaframmi con telaio in legno, il diametro d dei chiodi non è superiore a 3,1mm e il materiale di rivestimento strutturale è di legno o di materiale da esso derivato, con uno spessore minimo pari a 4d.	1,6
B (strutture aventi media capacità dissipativa)	a) collegamenti legno-legno o legno-acciaio sono realizzati con uno spessore delle membrature lignee collegate non minore di 8d; b) nelle pareti e nei diaframmi con telaio in legno, il materiale di rivestimento strutturale deve avere uno spessore minimo pari a 3d. In alternativa: c) quando, nelle zone dissipative, si ottiene un meccanismo di rottura duttile caratterizzato dalla formazione di almeno una cerniera plastica negli elementi meccanici di collegamento in condizione di progetto sismica;	1,3
ND (strutture non dissipative)	Nessuno	1

Tabella 4.2: Requisiti delle zone dissipative e fattori di sovrarresistenza in funzione delle classi di duttilità.

Sono forniti anche i valori di sovrarresistenza γ_{Rd} che si applicano nel seguente modo, deve essere rispettata la seguente disequazione relativa alla *gerarchia delle resistenze*:

$$\gamma_{RD} \cdot F_{Rd,d,st} \leq F_{Rd,f} \quad (4.1)$$

dove:

$$\text{Resistenza di progetto degli elementi fragili: } F_{Rd,f} = k_{mod} \cdot \frac{F_{Rk,f}}{\gamma_M} \quad (4.2)$$

$$\text{Resistenza di progetto degli elementi duttili: } F_{Rd,d} = \beta_{sd} \cdot k_{mod} \cdot \frac{F_{Rk,d}}{\gamma_M} \quad (4.3)$$

$$\text{Resistenza statica di progetto degli elementi duttili: } F_{Rd,d,st} = k_{mod} \cdot \frac{F_{Rk,d}}{\gamma_M} \quad (4.4)$$

$F_{Rk,f}$ è la resistenza caratteristica degli elementi fragili;

$F_{Rk,d}$ è la resistenza caratteristica degli elementi duttili;

$\beta_{sd} = 0,8$ esprime il degrado per comportamento ciclico;

$\gamma_M = 1,0$ è il coefficiente parziale di sicurezza per combinazioni eccezionali, da utilizzare sia per gli elementi dissipativi che per quelli fragili.

Il valore della sollecitazione di progetto degli elementi fragili $\gamma_{RD} \cdot F_{Rd,d,st}$ deve comunque essere limitato al valore che deriva da una analisi elastica condotta con $q=1$.

Qualora non si consideri la riduzione di resistenza β_{sd} per le zone dissipative, oppure si adotti il comportamento non dissipativo, devono essere adottati ovunque i coefficienti parziali di sicurezza γ_M per le combinazioni fondamentali.

Tipologia strutturale	Fattore di comportamento q_0		
	CD "A"	CD "B"	q_{ND}
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni. Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati.	3,0	2,0	1,33
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico.	4,0	2,5	1,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0	1,5
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni. Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti. Strutture cosiddette miste, ovvero con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti.	-	2,5	1,5
Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre tipologie strutturali.	-	1,5	1,0

Tabella 4.3: Tipologie strutturali e fattori di comportamento.

Nella precedente tabella l'ultima colonna (q_{ND}) si riferisce a strutture progettate con riferimento a comportamento non dissipativo, ovvero strutture progettate senza il rispetto dei criteri di duttilità e sovrarresistenza oppure strutture la cui tipologia sia implicitamente non dissipativa; in tal caso è ammesso utilizzare un fattore di comportamento q pari a 2/3 del corrispondente valore q dato per la CD "B" e comunque non superiore a 1,5.

Qualora si adotti il comportamento non dissipativo, il valore q_{ND} può non essere moltiplicato per il coefficiente $k_R=0,8$ che tiene conto della non regolarità in altezza.

Da oltre 10 anni in Europa si costruisce con un nuovo sistema costruttivo: il pannello di legno massiccio a strati incrociati; tale sistema costruttivo non è espressamente citato nelle NTC18 e neanche nell'Eurocodice 8, tuttavia per esso recenti ricerche suggeriscono un fattore di struttura almeno pari a 3, sempre che vengano opportunamente valutate le zone dissipative e siano scongiurati meccanismi di rottura fragile e per instabilità locale o globale.

4.4 Modellazione numerica

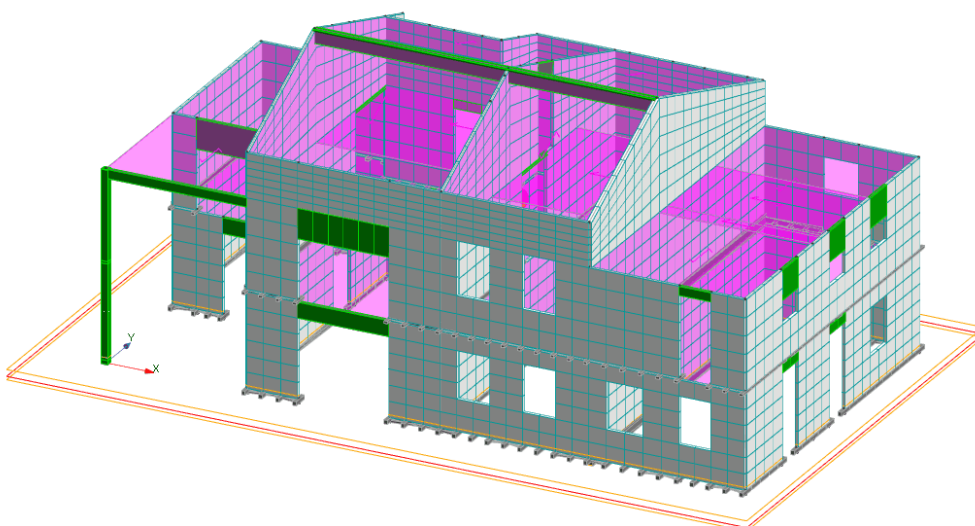
La modellazione di una struttura di legno non può prescindere dalla corretta modellazione delle unioni che, con la loro deformabilità, influiscono sensibilmente sulla deformabilità della struttura e sui parametri dinamici dell'intero edificio.

Le NTC18 recitano:

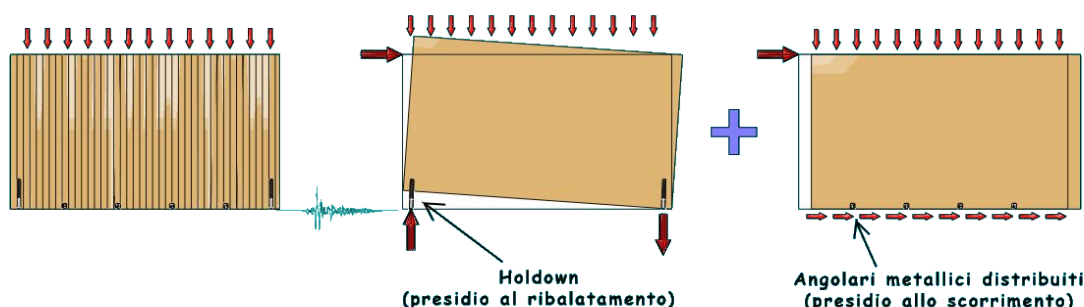
§4.4.2 “analisi strutturale” - L’analisi della struttura si può effettuare assumendo un comportamento elastico lineare dei materiali e dei collegamenti considerando i valori pertinenti (medi o caratteristici) del modulo elastico dei materiali e della rigidezza delle unioni, in funzione dello stato limite e del tipo di verifica considerati.

§7.7.4 “analisi strutturale” - Nell’analisi della struttura si deve tener conto, di regola, della deformabilità dei collegamenti. Si devono utilizzare i valori di modulo elastico per azioni istantanee ricavati a partire dai valori medi di modulo elastico degli elementi resistenti.

Per l'applicazione di quest'ultima prescrizione è sufficiente incrementare i moduli di elasticità e le rigidezze del 10% secondo la formula:



Nell'immagine sopra riportata un edificio a pannelli di legno a strati incrociati è modellato con elementi shell ma tutte le unioni sono modellate con elementi biella di rigidezza equivalente a quella delle unioni.



Gli edifici a struttura di legno sono per certi versi simili a quelli di muratura: gli elementi resistenti alle azioni orizzontali (vento e sisma) sono i muri. A differenza delle murature però i meccanismi principali di rottura sono lo scorrimento alla base ed il ribaltamento del pannello, pertanto andranno opportunamente dimensionati sia i presidi allo scorrimento che quelli al ribaltamento.

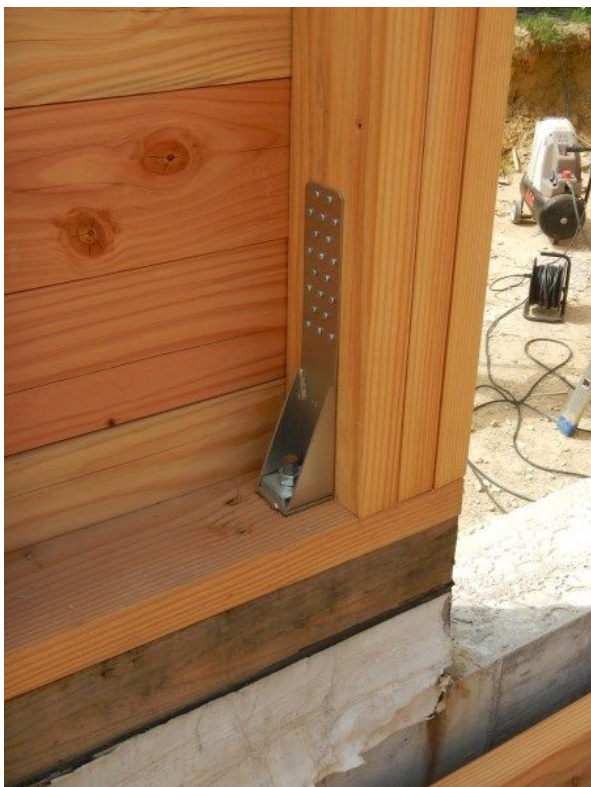


Foto 4.1: Hold-down in un edificio platform-frame.

Da notare che generalmente l'azione orizzontale del vento è dello stesso ordine di grandezza di quella sismica o addirittura maggiore.

Una stima approssimata del periodo proprio è data dalla seguente formula:

$$T_1 = 0,05 \cdot H^{3/4} \quad \text{con } H \text{ in metri e } T_1 \text{ in secondi.}$$

che è presente nelle vecchie NTC08 §7.3.3.2 “*per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura*” ma anche dalle norme americane e canadesi con riferimento alle costruzioni in legno.

Tale formula tende a sottostimare l'effettivo periodo proprio risultando però a favore di sicurezza (porta nella zona alta dello spettro di progetto).

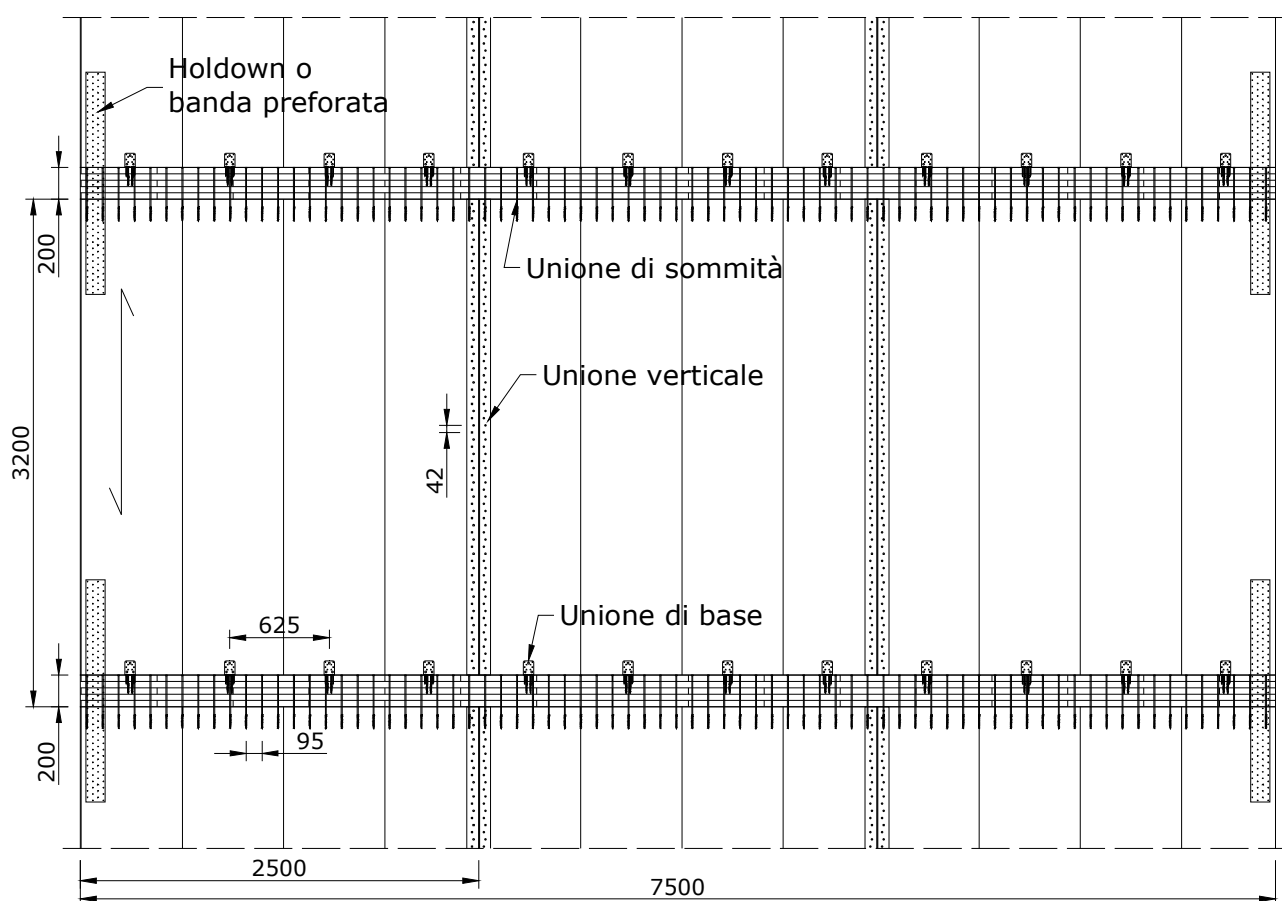
4.5 Esempio di modellazione di una parete xlam

Si consideri una parete formata da tre pannelli (due unioni verticali) fissati fra loro con unione verticale a battente e chiodi diametro 3.1mm interasse 42mm.

L'unione al pannello solaio inferiore è fatta con 12 squadrette (4 squadrette per pannello) ciascuna fissata alla parete con 8 chiodi diametro 4mm e al solaio con altrettanti 8 chiodi diametro 8mm.

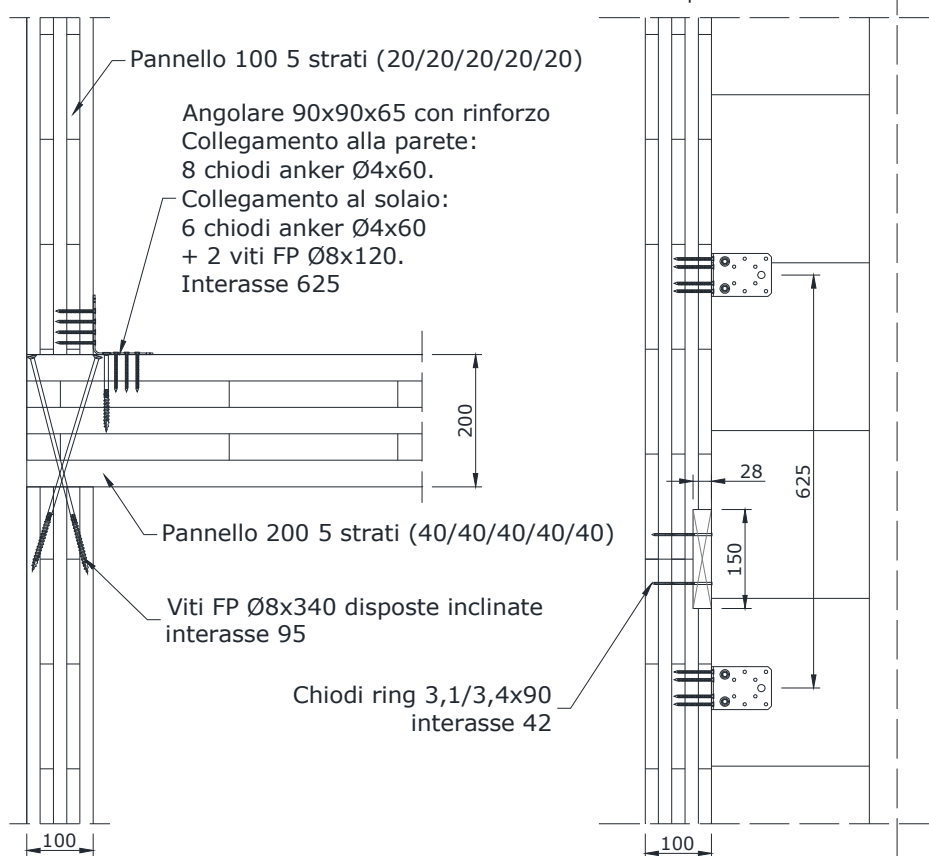
L'unione al pannello solaio superiore è fatta con viti diametro nominale 8mm (diametro gambo 5,4mm) ad interasse 95mm.

Pannello di legno massiccio a strati incrociati C24, spessore totale 100mm, 5 strati **20-20-20-20-20**, in grassetto gli spessori degli strati verticali.



sezione verticale

vista in pianta



4.5.1 Rigidezza a taglio nel piano

Si esaminano le rigidezze che concorrono alla rigidezza di interpiano; queste sono le rigidezze a taglio degli elementi di unione più la rigidezza a taglio dei pannelli di legno.

Si applica il seguente criterio di gerarchia delle resistenze:

- Elementi dissipativi: unioni verticali, unione al solaio di base. Per essi si dovrebbe considerare la rigidezza ultima k_u .
- Elementi non dissipativi: pannelli; unione al solaio superiore. Per l'unione al solaio superiore si considera la rigidezza k_{ser} , mentre per il pannello si considera il comportamento lineare elastico del legno. Questi elementi dovranno essere progettati con sovrarresistenza e rimarranno in campo elastico anche agli SLU.

E' però da notare che un edificio ha tante unioni tutte sollecitate in maniera diversa; generalmente nella normale progettazione molte unioni, anche se considerate zone dissipative, vengono sovradimensionate e mai sollecitate al massimo della loro capacità, mostrando quindi la rigidezza k_{ser} anche allo SLU simico. Se nella modellazione si utilizza per tutte le unioni il relativo k_{ser} si ottiene un modello leggermente più rigido e si sottostima il periodo proprio; tale fatto è a favore di sicurezza in quanto nello spettro di risposta ci si sposta verso i valori maggiori. La modellazione con k_{ser} è comunque corretta per il calcolo degli spostamenti allo SLD.

$b = 100\text{mm}$ spessore parete

$L = 7500\text{mm}$ lunghezza parete

$h = 3200\text{mm}$ interpiano

$n_{uv} = 2$ numero di unioni verticali fra pannelli

Rigidezza a taglio di ciascuna unione verticale fra pannelli parete:

$\rho_m = 420\text{kg/m}^2$ (legno C24)

rigidezza di ciascun chiodo $k_{ser} = \rho_m^{1,5} \cdot \frac{d^{0,8}}{30} = 420^{1,5} \cdot \frac{3,1^{0,8}}{30} = 709 \text{ N/mm}$

$3000/42 =$ numero di chiodi in parallelo su ciascuna fila

2 due file in serie per ogni unione verticale

rigidezza complessiva unione verticale $K_{UV} = \frac{3000}{42} \cdot \frac{709}{2} = 25333 \text{ N/mm}$

Rigidezza a taglio dell'unione al solaio di base:

rigidezza di ciascun chiodo $k_{ser} = 2 \cdot \rho_m^{1,5} \cdot \frac{d^{0,8}}{30} = 2 \cdot 420^{1,5} \cdot \frac{4^{0,8}}{30} = 1740 \text{ N/mm}$

12 angolari in parallelo, ciascun angolare è dotato di 2 gruppi in serie di 8 chiodi

rigidezza complessiva unione di base $K_{UB} = 12 \cdot \frac{8 \cdot 1740}{2} = 83497 \text{ N/mm}$

Rigidezza a taglio dell'unione al solaio di sommità:

rigidezza in esercizio di ciascuna vite $k_{ser} = \rho_m^{1,5} \cdot \frac{d}{23} = 420^{1,5} \cdot \frac{5,4}{23} = 2021 \text{ N/mm}$

7500/95 viti in parallelo

rigidezza complessiva unione superiore $K_{US} = \frac{7500}{95} \cdot 2021 = 159543 \text{ N/mm}$

Applicando il principio dei lavori virtuali, è possibile calcolare lo spostamento orizzontale della parete dovuta alle sole unioni:

$$\delta_C = \frac{F}{K_{UB}} + n_{uv} \cdot \frac{h}{L} \cdot \frac{H}{K_{UV}} + \frac{F}{K_{US}} = F \cdot \left(\frac{1}{K_{UB}} + \frac{n_{uv} \cdot h^2}{L^2 \cdot K_{UV}} + \frac{1}{K_{US}} \right) \quad \text{essendo} \quad H = \frac{F \cdot h}{L}$$

Lo spostamento orizzontale della parete dovuta al solo legno è:

$$\delta_L = \frac{\chi \cdot F \cdot h}{G \cdot A} = 1,2 \frac{F \cdot h}{G \cdot b \cdot L}$$

Applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, lo spostamento orizzontale complessivo è:

$$\delta = \delta_C + \delta_L = F \cdot \left(\frac{1}{K_{UB}} + \frac{n_{uv} \cdot h^2}{L^2 \cdot K_{UV}} + \frac{1}{K_{US}} + 1,2 \cdot \frac{h}{G \cdot b \cdot L} \right)$$

E' possibile definire un materiale fittizio con un modulo di taglio G_{eq} che racchiuda in sé sia la deformabilità del legno che delle unioni, si pone quindi:

$$1,2 \cdot \frac{F \cdot h}{G_{eq} \cdot b \cdot L} = \delta = F \cdot \left(\frac{1}{K_{UB}} + \frac{n_{uv} \cdot h^2}{L^2 \cdot K_{UV}} + \frac{1}{K_{US}} + 1,2 \cdot \frac{h}{G \cdot b \cdot L} \right)$$

da cui:

$$G_{eq} = \frac{1,2 \cdot \frac{h}{b \cdot L}}{\left(\frac{1}{K_{UB}} + \frac{n_{uv} \cdot h^2}{L^2 \cdot K_{UV}} + \frac{1}{K_{US}} + 1,2 \cdot \frac{h}{G \cdot b \cdot L} \right)} = 126.9 \text{ N/mm}^2$$

Tale valore deve essere incrementato del 10% per azioni istantanee.

Si può notare che se si considera correttamente la deformabilità delle unioni il modulo di elasticità a taglio apparente si abbassa circa 10 volte (un ordine di grandezza!), pertanto la deformabilità a taglio della parete aumenta di circa 10 volte rispetto alla deformabilità di una parete formata da un unico pannello rigidamente connesso ai solai.

4.5.2 Rigidezza a sforzo normale nel piano

Ai fini della rigidezza verticale ed orizzontale, essendo il pannello a strati incrociati, è possibile definire dei moduli di elasticità apparenti riferiti all'intero spessore.

$$E_{0,m} = 11000 \text{ N/mm}^2 ; E_{90,m} = 370 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{C24})$$

$$E_{v,app} = \frac{E_{0,m} \cdot S_v + E_{90,m} \cdot S_o}{S_v + S_o} = \frac{11000 \cdot 60 + 370 \cdot 40}{100} = 6748 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{o,app} = \frac{E_{0,m} \cdot S_o + E_{90,m} \cdot S_v}{S_o + S_v} = \frac{11000 \cdot 40 + 370 \cdot 60}{100} = 4622 \text{ N/mm}^2$$

dove:

- $S_v = 20+20+20 = 60\text{mm}$ è lo spessore complessivo degli strati a fibratura verticale;
- $E_{v,app}$ è il modulo di elasticità apparente in direzione verticale;
- $S_o = 20+20 = 40\text{mm}$ è lo spessore complessivo degli strati a fibratura orizzontale;
- $E_{o,app}$ è il modulo di elasticità apparente in direzione orizzontale.

Non si commette un errore importante considerando a rigidezza nulla gli strati ortogonali e ponendo semplicemente:

$$E_{v,app} = E_{0,m} \cdot \frac{S_v}{S_v + S_o} = 11000 \cdot \frac{60}{100} = 6600 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{o,app} = E_{0,m} \cdot \frac{S_o}{S_v + S_o} = 11000 \cdot \frac{40}{100} = 4400 \text{ N/mm}^2$$

Tali valori devono essere incrementati del 10% per azioni istantanee.

Il solaio invece è sollecitato ortogonalmente alla fibratura, pertanto nel suo spessore pari a 200mm bisogna considerare la compressibilità ai carichi verticali con $E_{90,m} = 370 \text{ N/mm}^2$

Con riferimento alle rigidezze a sforzo normale verticale, queste sono calcolate nell'ipotesi che gli sforzi normali siano di compressione (elementi che premono l'uno contro l'altro), in quanto a trazione il contatto si annullerebbe ed entrerebbero in gioco le unioni; tuttavia, come si vedrà in seguito, generalmente la struttura risulta sempre quasi tutta in compressione verticale e le trazioni sono limitate a piccole zone e riprese dagli holdown (o bande preforate); l'errore che si commette a modellare il contatto fra elementi come vincolo bilatero anziché monolatero si può considerare generalmente trascurabile.

4.5.3 Parete su tre piani

Si consideri ora la parete anzi descritta ma replicata su tre piani e sottoposta alla combinazione di carico SLV sismica (forze statiche equivalenti) di Figura 4.3 a pagina 147, si utilizzano gli spettri di progetto della Figura 4.2.

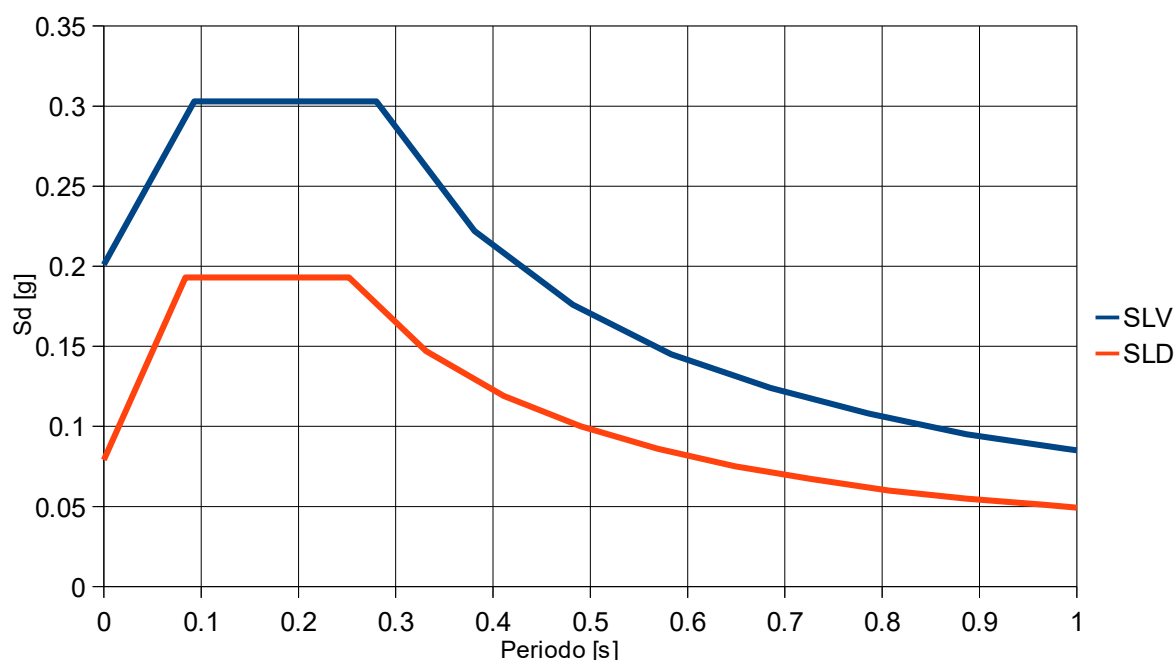


Figura 4.2: Spettri di progetto utilizzati nell'esempio. Castelnuovo Garfagnana (LU), categoria sottosuolo A, categoria topografica T1, tempo di ritorno 50 anni, classe d'uso II, $q=2$, non regolare in altezza.

Si stima il periodo proprio della struttura con la formula di normativa (NTC18 §7.3.3.2):

$$T_1 = 0,05 \cdot H^{3/4} = 0,05 \cdot 9,60^{3/4} = 0,2617 \text{ s}$$

Tale periodo proprio cade in corrispondenza delle ordinate massime dello spettro di progetto e vale:

$$\text{SLV: } S_d = 0,303g$$

$$\text{SLD: } S_d = 0,193g$$

Si considera che ad ogni impalcato ci sia un carico complessivo allo SLV di 15kN/m.

$$W_1 = W_2 = W_3 = 15 \cdot 7,5 \cdot 10^3 / g = 112,5 \cdot 10^3 / g \text{ kg massa sismica ad ogni piano}$$

$$W = \sum_i W_i = 3 \cdot 112,5 \cdot 10^3 / g = 337,5 \cdot 10^3 / g \text{ kg massa sismica complessiva}$$

Si calcolano le forze statiche equivalenti utilizzando la formula di normativa ponendo $\lambda=0,85$ per edifici con almeno 3 impalcati (NTC18 §7.3.3.2).

$$F_h = \frac{S_d \cdot W \cdot \lambda}{g} = \frac{0,303 \cdot g \cdot 337,5 \cdot 10^3 \cdot 0,85 / g}{g} = 87,0 \cdot 10^3 / g \text{ kg} = 87,0 \text{ kN taglio sismico alla base.}$$

$$F_i = \frac{F_h \cdot z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j} \text{ con } z_1 = 3,20\text{m}; z_2 = 6,40\text{m}; z_3 = 9,60\text{m}; \text{ si ottiene:}$$

$$\text{SLV: } F_1 = 14,5\text{kN}; F_2 = 29,0\text{kN}; F_3 = 43,5\text{kN}$$

Allo SLD si ricavano le forze statiche equivalenti moltiplicando quelle allo SLV per il rapporto fra le ordinate spettrali $0,193/0,303 = 0,637$

$$\text{SLD: } F_1 = 9,2\text{kN}; F_2 = 18,5\text{kN}; F_3 = 27,7\text{kN}$$

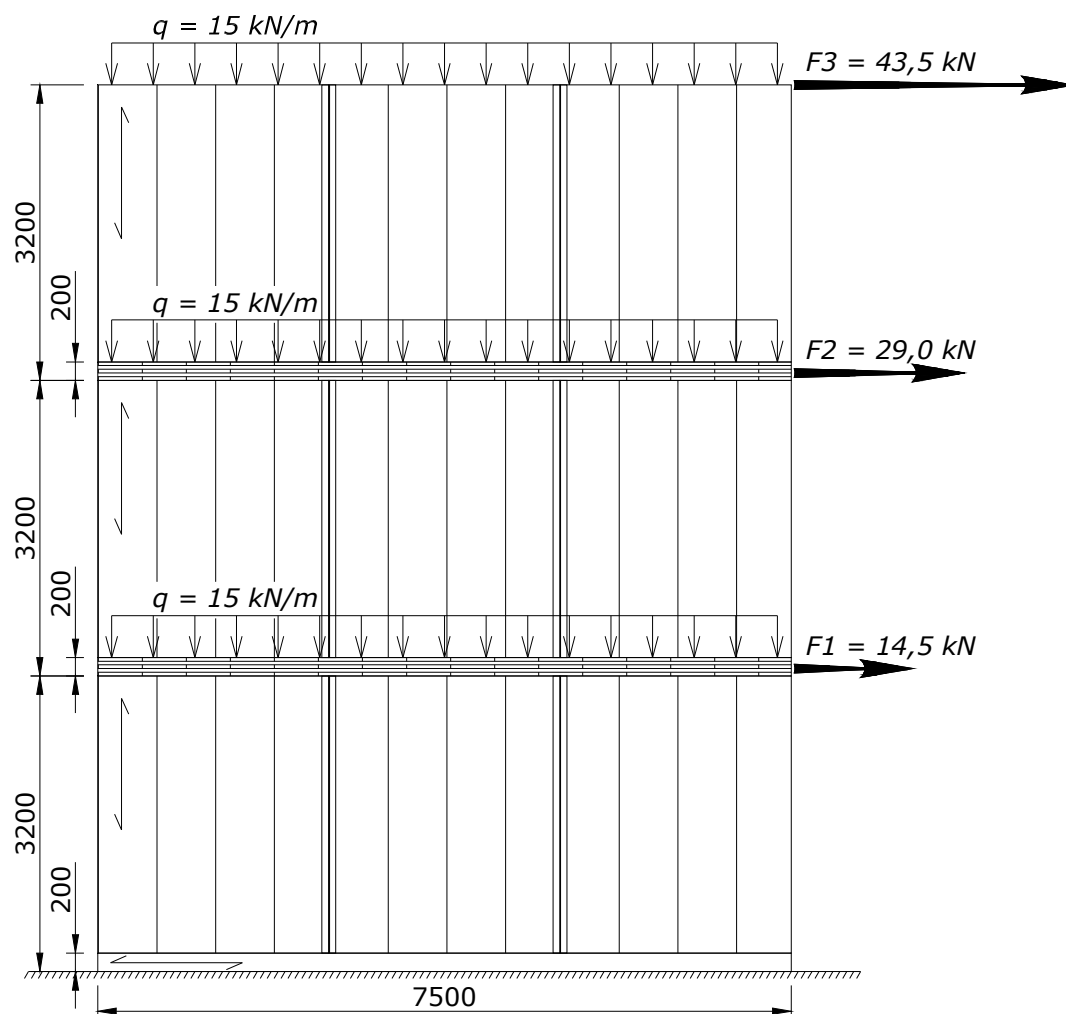


Figura 4.3: Schema di carico nella combinazione sismica SLV, forze statiche equivalenti.

La parete è stata modellata in due differenti modi con un programma agli elementi finiti:

modello rigido:

Senza considerare né la deformabilità delle unioni e neanche la compressibilità ortogonale dei solai.

$$E_{v,app} = 1,1 \times 6748 \text{ N/mm}^2 \text{ sia parete che striscia di solaio}$$

$$G_m = 1,1 \times 690 \text{ N/mm}^2$$

modello con unioni deformabili:

Considerando sia la deformabilità delle unioni che la compressibilità ortogonale dei solai.

$$E_{v,app} = 1,1 \times 6748 \text{ N/mm}^2 \text{ pannelli per un'altezza di 3000 mm ad ogni piano}$$

$$E_{g0} = 1,1 \times 370 \text{ N/mm}^2 \text{ fascia di solaio per un'altezza di 200 mm ad ogni piano}$$

$$G_{eq} = 1,1 \times 126,9 \text{ N/mm}^2$$

Si riassumono di seguito i principali risultati relativi alla combinazione sismica SLV:

	Spostamento orizzontale [mm]		
	terzo impalcato	secondo impalcato	primo impalcato
modello rigido	1,273	0,880	0,413
modello con unioni	5,523	4,010	2,020
differenza %	334	356	389

Tabella 4.4: Gli spostamenti orizzontali sono calcolati nella combinazione sismica forze statiche equivalenti SLD con $S_d = 0,121g$. La modellazione rigida sottostima fortemente gli spostamenti orizzontali falsando totalmente la verifica a stato limite di danno.

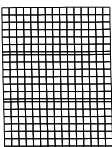
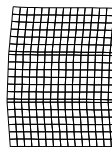
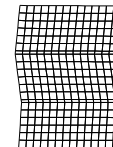
Modo di vibrare		primo 	secondo 	terzo 
modello rigido	periodo [s]	0,1462	0,0497	0,0298
modello con unioni		0,3065	0,1035	0,0664
differenza [%]		110	108	123

Tabella 4.5: Periodi. Si noti che la formula $T_1 = 0,05 \cdot H^{3/4} = 0,05 \cdot 9,60^{3/4} = 0,2617 s$ fornisce un valore del periodo proprio prossimo a quello restituito dal modello con unioni.

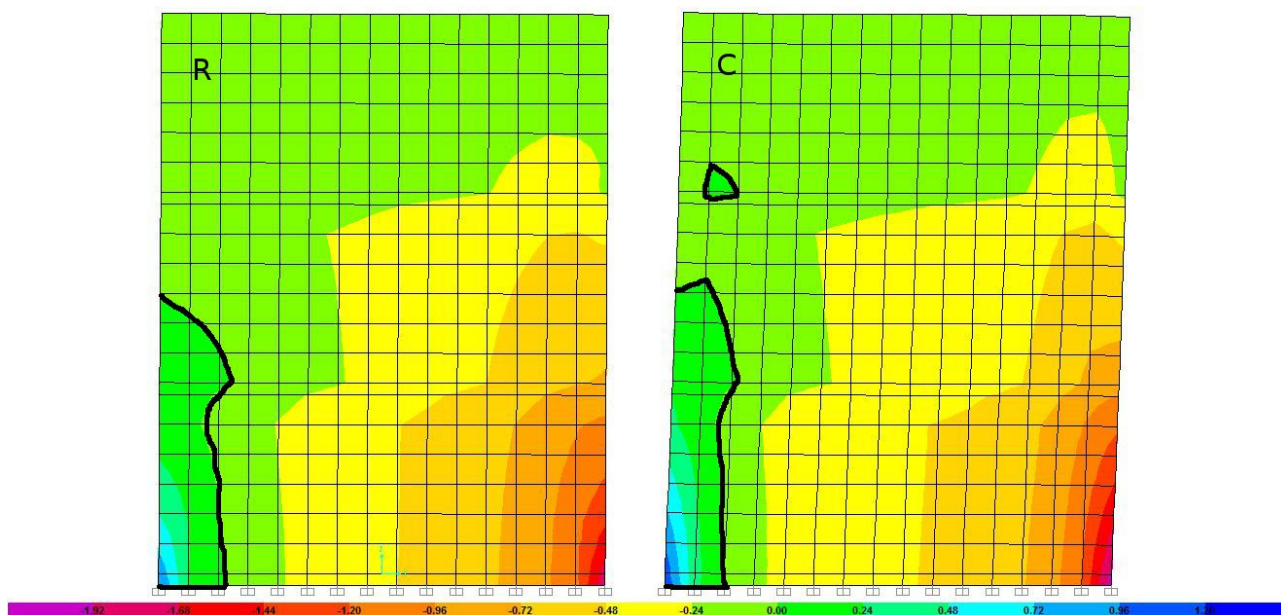


Figura 4.4: R: Modello rigido; C: Modello con unioni. Tensioni normali verticali in N/mm^2 nella combinazione sismica SLV (carico verticale e forze statiche equivalenti orizzontali). Si noti che solo la zona a sinistra delimitata dal tratto nero va in trazione (mesh di 500mm, circa 1m sulla base di 7,5m). Le due modellazioni danno valori massimi simili. L'immagine è nella configurazione deformata.

In corrispondenza delle zone tese della base e sommità dei pannelli, agli estremi laterali delle pareti, si dispongono gli holdown il cui carico di trazione si può ottenere per integrazione delle tensioni di trazione.

Nel caso in esame agli estremi della parete di base si ha una tensione massima di $0,736 N/mm^2$ (modello con unioni) che si esaurisce in circa due maglie (maglia di 500mm), pertanto il carico di trazione sul quale dimensionare l'holdown sarà, considerando una distribuzione di tensioni triangolare su $a = 1000 mm$:

$$F_d = \frac{\sigma_t \cdot b \cdot a}{2} = \frac{0,736 \cdot 100 \cdot 1000}{2} = 36800 \text{ N} = 36,8 \text{ kN}$$

4.5.4 Analisi modale

Il caso precedente può essere analizzato con l'analisi dinamica lineare con spettro di progetto.

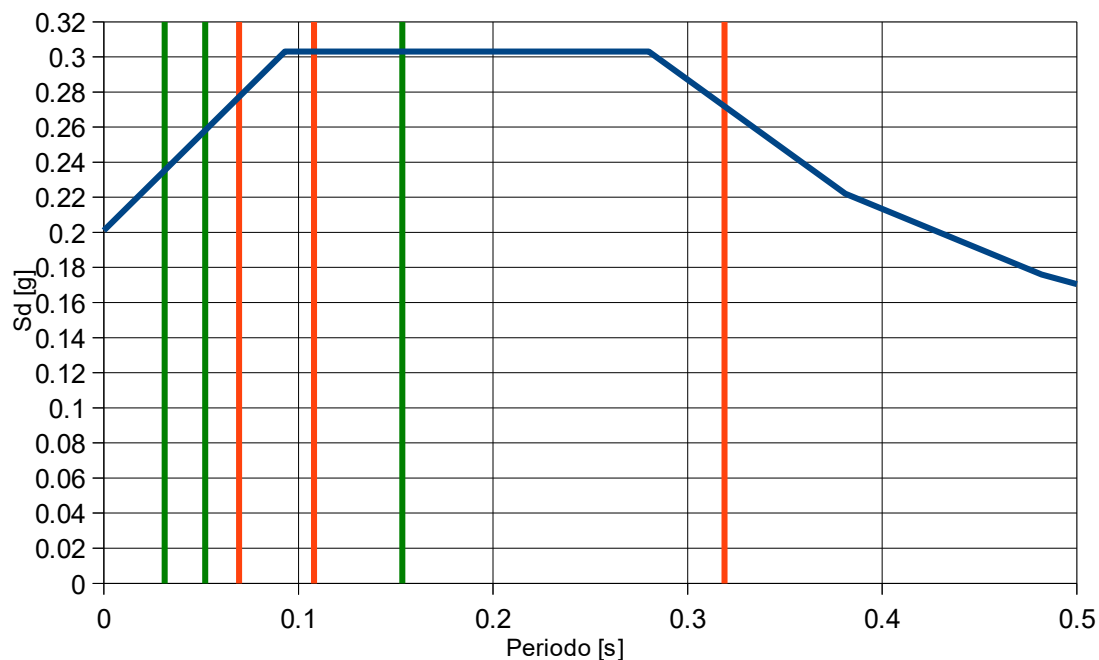


Figura 4.5: Spettro di progetto allo SLV con in verde i primi tre periodi del modello rigido e in rosso i primi tre periodi del modello con unioni. Si noti che il periodo fondamentale (primo) del modello con unioni deformabili porta a $S_d = 0,272$, inferiore a $S_d = 0,303$ che compete al modello rigido, pertanto c'è da aspettarsi una maggiore economia in termini di sollecitazioni adottando il modello con unioni deformabili e l'analisi dinamica.

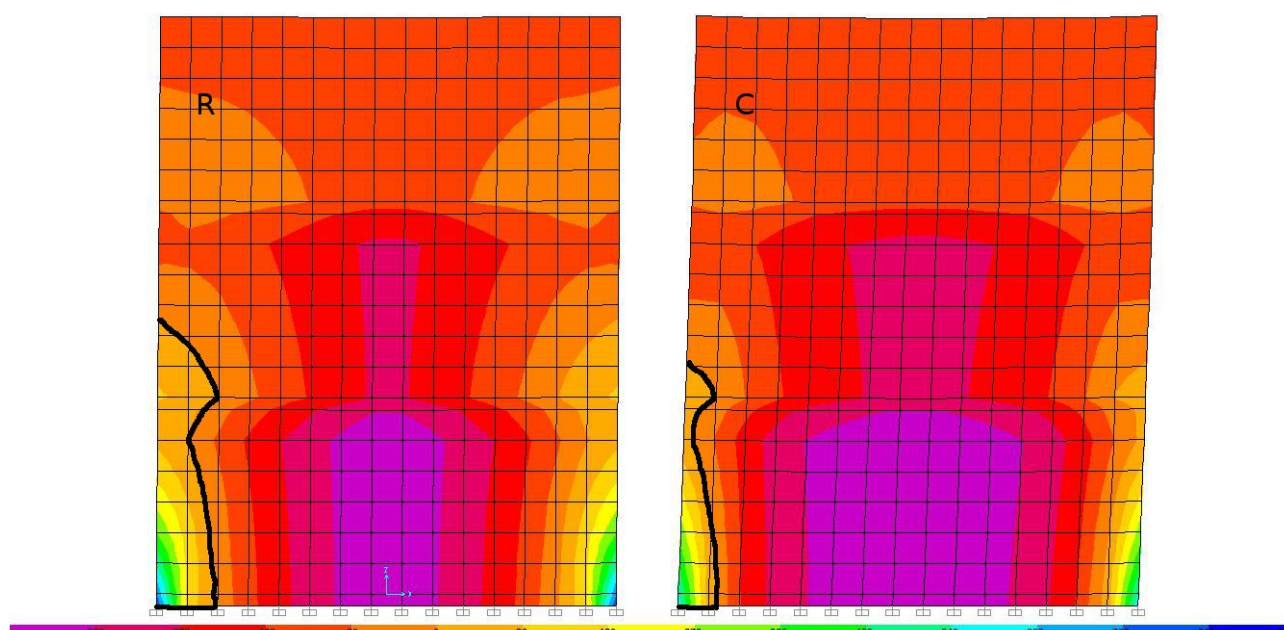


Figura 4.6: R: Modello rigido; C: Modello con unioni. Tensioni normali verticali in 10^{-3} N/mm² nella combinazione sismica SLV (carico verticale e azione sismica mediante analisi dinamica). Si noti che solo la zona a sinistra delimitata dal tratto nero va in trazione (anche a destra per simmetria essendo il grafico riferito alla analisi modale che fornisce i valori massimi in ogni punto). Le due modellazioni danno valori massimi diversi, in particolare il modello rigido sovrastima i valori massimi delle tensioni. L'immagine è nella configurazione deformata.

Si riportano di seguito i confronti fra le due modellazioni (modello rigido e modello con unioni) e le due opzioni di calcolo (forze statiche equivalenti e analisi dinamica).

Sismica SLV	Modello rigido	Modello con unioni
Forze statiche equivalenti	0,777	0,736
Analisi dinamica	0,790	0,652

Tabella 4.6: Tensioni massime di trazione alla base in N/mm².

Sismica SLD	Modello rigido	Modello con unioni
Forze statiche equivalenti	1,400	5,973
Analisi dinamica	1,410	4,864

Tabella 4.7: Spostamenti orizzontali massimi alla sommità in mm.

Dall'analisi di queste due ultime tabelle si evince che:

- Il modello rigido sbaglia completamente gli spostamenti allo stato limite di danno, in particolare sottostima fortemente gli spostamenti, pertanto non è idoneo ad essere utilizzato nella progettazione.
- L'analisi dinamica, essendo più accurata, porta a valori delle tensioni e degli spostamenti inferiori rispetto all'analisi con forze statiche equivalenti risultando più economica.
Tale differenza è spiccata per il modello con unioni in quanto le forze statiche equivalenti sono calcolate sull'ordinata massima dello spettro di progetto, mentre invece la struttura ha un periodo proprio superiore che cade nel tratto discendente dello spettro.

4.5.5 Modello FEM alternativo

In alternativa alla modellazione vista prima, è possibile conglobare nel G_{eq} la sola rigidezza del legno e delle unioni verticali, poi modellare la fascia del solaio mediante molle orizzontali (la cui rigidezza dipende dalle unioni orizzontali fra pannello e solai) e molle verticali (la cui rigidezza dipende dalla compressione ortogonale alla fibratura del solaio).



Il vantaggio di questo modello è di poter leggere facilmente gli sforzi alla base della parete semplicemente leggendo gli sforzi nelle molle, in alternativa bisognerebbe integrare le tensioni negli elementi shell alla base della parete.

4.6 Esempio di modellazione e verifica parete platform

4.6.1 Funzionamento per azioni orizzontali

Con riferimento al seguente schema, si analizzano gli sforzi all'interno della parete derivanti dall'azione di taglio orizzontale F .

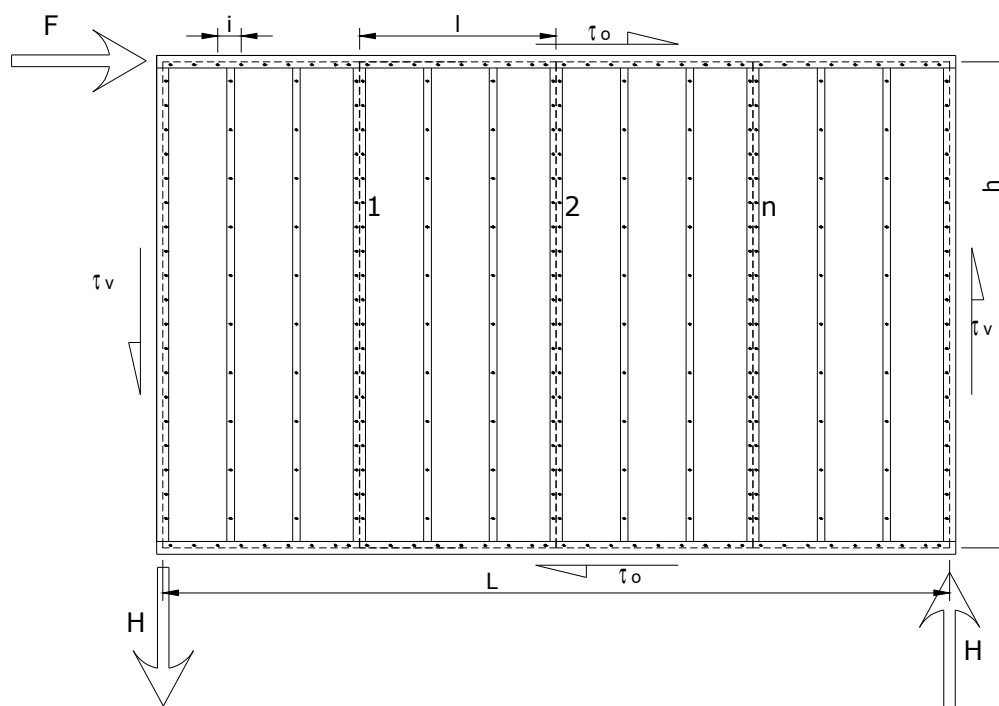


Figura 4.7: Schema semplificato per il calcolo della rigidezza della parete.

$$\tau_o = \frac{F}{L} \text{ (ha le dimensioni di una forza su lunghezza)}$$

$$H \cdot L = F \cdot h \rightarrow H = F \cdot \frac{h}{L}$$

$$\tau_v = \frac{H}{h} = \frac{F \cdot \frac{h}{L}}{h} = \frac{F}{L} = \tau_o = \tau$$

Quindi lo sforzo di taglio, riferito all'unità di lunghezza, è uguale su tutti i bordi sia della parete che di ciascun giunto verticale.

Posto:

i = interasse chiodi sui bordi dei pannelli di rivestimento;

m = numero di strati di pannelli di rivestimento; $m=1$ se il rivestimento è posto su di un solo lato; $m=2$ se è presente il rivestimento su ambedue i lati della parete;

n = numero giunti verticali

sp = spessore singolo pannello di rivestimento

Lo sforzo su ciascun chiodo è: $f_d = \tau \cdot \frac{i}{m} = \frac{F}{L} \cdot \frac{i}{m}$

4.6.2 Calcolo della rigidezza orizzontale

Si calcola la rigidezza a taglio della parete con riferimento al seguente schema.

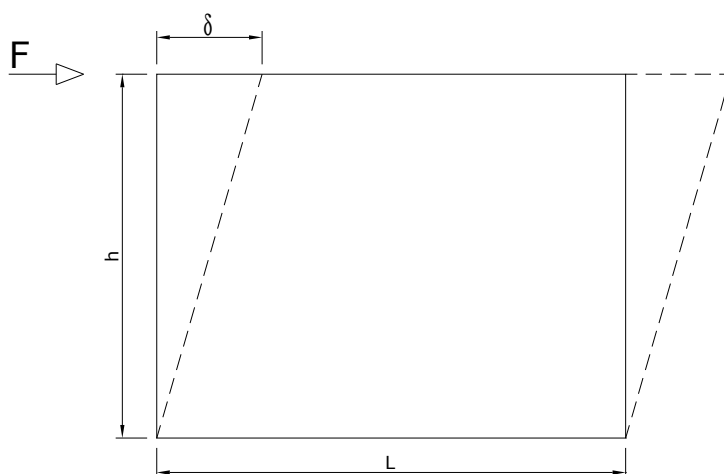


Figura 4.8: Schema di riferimento per il funzionamento a taglio orizzontale.

Si esaminano le rigidezze che concorrono alla rigidezza complessiva a taglio delle pareti di interpiano; queste sono le rigidezze a taglio degli elementi di connessione più la rigidezza a taglio dei pannelli di rivestimento strutturale (generalmente OSB).

Si applica il seguente criterio di gerarchia delle resistenze:

- Elementi dissipativi: chiodature dei pannelli di rivestimento, connessione al solaio di base. Per essi si dovrebbe considerare la rigidezza ultima k_u .
- Elementi non dissipativi: pannelli di rivestimento; connessione al solaio superiore, hold-down. Per la connessione al solaio superiore si considera la rigidezza k_{ser} , mentre per il pannello si considera il comportamento lineare elastico del legno.

Questi elementi dovranno essere progettati con sovrarresistenza e rimarranno in campo elastico anche agli SLU.

E' però da notare che un edificio ha tante unioni tutte sollecitate in maniera diversa; generalmente nella normale progettazione molte unioni, anche se considerate zone dissipative, vengono sovradimensionate e mai sollecitate al massimo della loro capacità, mostrando quindi la rigidità k_{ser} anche allo SLU simico. Se nella modellazione si utilizza per tutte le unioni il relativo k_{ser} si ottiene un modello leggermente più rigido e si sottostima il periodo proprio; tale fatto è a favore di sicurezza in quanto nello spettro di risposta ci si sposta verso i valori maggiori. La modellazione con k_{ser} è comunque corretta per il calcolo degli spostamenti allo SLD.

RIGIDEZZA DOVUTA ALLA DEFORMABILITA' DEI CHIODI

La rigidità di servizio di ciascun chiodo è: $k = \frac{(\sqrt{\rho_{m,montante} \cdot \rho_{m,OSB}})^{1.5} \cdot d_{chiodo}^{0.8}}{30}$

Il numero totale dei chiodi sui bordi nella parete è (non si considerano le chiodature interne al pannello che hanno solo funzione di stabilizzazione ma non sono sollecitate dal taglio orizzontale F): $N = m \cdot \left(\frac{2 \cdot L}{i} + \frac{(2 \cdot n + 2) \cdot h}{i} \right)$

applicando il PLV si ottiene la rigidità della parete dovuta alla sola deformabilità dei chiodi: $K_c = \frac{L^2 \cdot m^2 \cdot k}{i^2 \cdot N}$

che si può esprimere anche come rigidità per unità di lunghezza della parete $\frac{K_c}{L} = \frac{L \cdot m^2 \cdot k}{i^2 \cdot N}$ espressa come forza su lunghezza diviso lunghezza.

RIGIDEZZA DOVUTA AI PANNELLI OSB

Detto G_v il modulo di taglio di pannello, la rigidità della parete dovuta alla sola deformabilità a taglio dei pannelli di rivestimento è:

$$K_v = \frac{G_v \cdot m \cdot sp \cdot L}{1.2 \cdot h} \quad \text{che si può anche esprimere come} \quad \frac{K_v}{L} = \frac{G_v \cdot m \cdot sp}{1.2 \cdot h}$$

RIGIDEZZA DOVUTA ALLE UNIONI ALLA BASE CORDOLO/C.A.

Si considera l'unione realizzata mediante barre filettate fissate nella fondazione di calcestruzzo con ancorante chimico e nel legno del cordolo di base con funzionamento a taglio:

La rigidità di ciascuna barra è: $k = 2 \cdot \frac{\rho_{m, cordolo}^{1.5} \cdot d_{barra}}{23}$

i_{bb} = interasse delle barre

$$K_b = k \cdot \frac{L}{i_{bb}} \quad \text{che si può anche esprimere come} \quad \frac{K_b}{L} = \frac{k}{i_{bb}}$$

RIGIDEZZA DOVUTA ALLE UNIONI ALLA BASE PARETE/CORDOLO

Si considera l'unione realizzata mediante viti con funzionamento a taglio:

d_s = diametro minimo della vite (minimo fra il nocciolo ed il gambo)

La rigidità di ciascuna vite è: $k = \frac{(\sqrt{\rho_{m, base} \cdot \rho_{m, cordolo}})^{1.5} \cdot d_s}{23}$

i_{vb} = interasse delle viti

$$K_{vb} = k \cdot \frac{L}{i_{vb}} \quad \text{che si può anche esprimere come} \quad \frac{K_b}{L} = \frac{k}{i_{vb}}$$

RIGIDEZZA DOVUTA ALLE UNIONI IN SOMMITA' PARETE/CORDOLO

Si considera l'unione realizzata mediante viti con funzionamento a taglio (come nel caso precedente):

d_s = diametro minimo della vite (minimo fra il nocciolo ed il gambo)

$$\text{La rigidezza di ciascuna vite è: } k = \frac{(\sqrt{\rho_{m,sommità} \cdot \rho_{m, cordolo}})^{1.5} \cdot d_s}{23}$$

i_{vs} = interasse delle viti

$$K_{vs} = k \cdot \frac{L}{i_{vs}} \quad \text{che si può anche esprimere come} \quad \frac{K_s}{L} = \frac{k}{i_{vs}}$$

RIGIDEZZA COMPLESSIVA

Si applica il principio di sovrapposizione degli effetti:

$$\delta = \frac{F}{K_c} + \frac{F}{K_v} + \frac{F}{K_b} + \frac{F}{K_{vb}} + \frac{F}{K_{vs}} \quad \text{da cui:}$$

$$K = \frac{F}{\delta} = \frac{1}{\frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_v} + \frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_{vb}} + \frac{1}{K_{vs}}} \quad \text{rigidezza a taglio complessiva della parete}$$

Un possibile modo per modellare la parete è fare una modellazione al continuo utilizzando proprietà elastiche opportunamente ridotte per considerare la deformabilità delle unioni.

Detto b lo spessore complessivo della parete, somma degli strati di pannelli di rivestimento e dello spessore dei montanti, considerando pareti con comportamento deformativo solo a taglio (pareti lunghe), è possibile determinare la rigidezza a taglio equivalente G_{eq} uguagliando la rigidezza a taglio di un pannello fittizio con la rigidezza a taglio della parete come determinata in precedenza.

$$K = \frac{G_{eq} \cdot b \cdot L}{1.2 \cdot h} \quad \text{da cui} \quad G_{eq} = \frac{1.2 \cdot h}{b \cdot L} \cdot K \quad \text{da incrementare del 10\% per carichi istantanei.}$$

ESEMPIO:

Si considera una parete composta da montanti 60x140 GL24h, pannelli di rivestimento OSB spessore 15mm su ambo i lati; gli altri dati sono nel calcolo che segue; si progetta in CD "B":

Geometria

lunghezza parete, $L = 5000$ mm
 altezza parete, $h = 3000$ mm
 lunghezza fogli OSB, $l = 1250$ mm
 interasse chiodi sui bordi, $i = 100$ mm
 diametro chiodi, $d_c = 3.1$ mm
 numero di strati di OSB, $m = 2$
 numero di giunti verticali, $n = 3$
 spessore OSB, $s_p = 15$ mm
 legno montante: EN GL24h
 legno cordolo di base: EN C24
 barra cordolo di base, $\phi = 14$ mm
 interasse barre cordolo, $i_c = 450$ mm
 vite base: Diametro 8 a filetto parziale
 interasse vite base, $i_b = 200$ mm
 vite sommità: Diametro 8 a filetto parziale
 interasse vite sommità, $i_s = 160$ mm

Rigidezza dovuta alla deformabilità dei chiodi:

numero totale chiodi, $N = 680$
 massa volumica montante, $\rho_m = 420$ kg/m³
 massa volumica OSB, $\rho_m = 550$ kg/m³
 rigidezza chiodo, $k = 868$ N/mm
 $K_c = 12.77$ kN/mm
 $K_c/L = 2.55$ kN/mm/m

Rigidezza dovuta ai pannelli OSB:

Modulo di taglio di pannello, $G_v = 1080$ N/mm²
 $K_v = 45.00$ kN/mm
 $K_v/L = 9.00$ kN/mm/m

Rigidezza dovuta alle unioni cordolo/c.a. alla base:

massa volumica cordolo, $\rho_m = 420$ kg/m³
 rigidezza barra, $k = 10479$ N/mm
 $K_{bb} = 116.43$ kN/mm
 $K_{bb}/L = 23.29$ kN/mm/m

Rigidezza dovuta alle unioni parete/cordolo alla base:

massa vol. traverso base, $\rho_m = 420$ kg/m³
 massa volumica cordolo, $\rho_m = 420$ kg/m³
 diametro minimo, $d_s = 5.40$ mm
 rigidezza vite, $k = 2021$ N/mm
 $K_{vb} = 50.52$ kN/mm
 $K_{vb}/L = 10.10$ kN/mm/m

Rigidezza dovuta alle unioni parete/solaio in sommità:

massa vol. traverso sommità, $\rho_m = 420$ kg/m³
 massa vol cordolo sommità, $\rho_m = 420$ kg/m³
 diametro minimo, $d_s = 5.40$ mm
 rigidezza vite, $k = 2021$ N/mm
 $K_{vs} = 63.15$ kN/mm
 $K_{vs}/L = 12.63$ kN/mm/m

Chiodi – K_c	12.77
Pannelli – K_v	45.00
Cordolo/c.a. – K_{bb}	116.43
Parete/cordolo – K_{vb}	50.52
Parete/solaio – K_{vs}	63.15

Rigidezza complessiva parete, $K = 6.91$ kN/mm

Rigidezza complessiva parete, $K/L = 1.38$ kN/mm/m

Si noti che l'elemento meno rigido è la chiodatura dei pannelli di rivestimento.

Spessore totale della parete: $b = 15 + 140 + 15 = 170$ mm

$G_{eq} = \frac{1,2 \cdot h}{b \cdot L} \cdot K = \frac{1,2 \cdot 3000}{170 \cdot 5000} \cdot 6,91 \cdot 10^3 = 29,3 \text{ N/mm}^2$ da incrementare del 10% per carichi istantanei.

Considerando un interasse fra i montanti di 417mm (larghezza pannello di rivestimento 1250 divisa in tre campi), in un tratto di parete di lunghezza 417mm si ha:

$$A_{app} = 417 \cdot 170 = 70890 \text{ mm}^2 \text{ area apparente}$$

La rigidezza equivalente nei confronti dei carichi verticali è (GL24h: $E_{0,m}=11500\text{N/mm}^2$; OSB: $E_{0,m}=4930\text{N/mm}^2$):

$$E_{eq} = \frac{E_{pannello} \cdot A_{pannello} + E_{legno} \cdot A_{legno}}{A_{app}} = \frac{4930 \cdot 2 \cdot 15 \cdot 417 + 11500 \cdot 60 \cdot 140}{70890} = 2230 \text{ N/mm}^2$$

da incrementare del 10% per carichi istantanei.

4.6.3 Sforzi di taglio nelle unioni e nel rivestimento strutturale

Dall'analisi strutturale con modello agli elementi finiti, è possibile ricavare gli sforzi di taglio allo SLV.

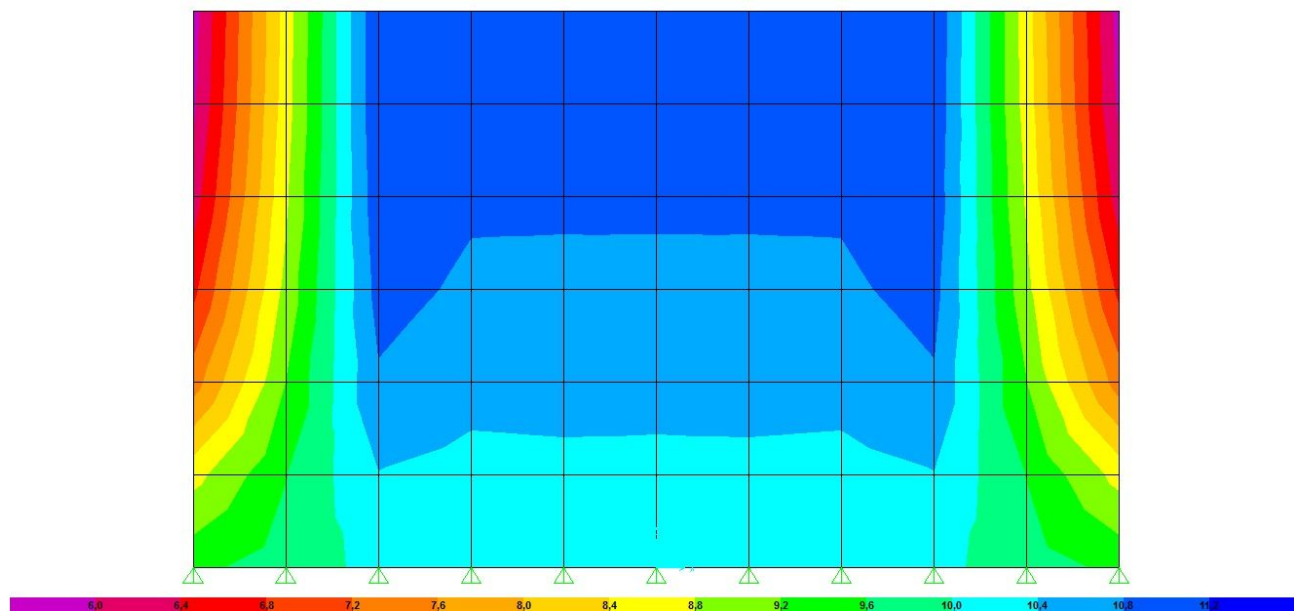


Figura 4.9: Mappa delle tensioni di taglio in N/mm allo SLV. Valore massimo $\tau_d = 11,2 \text{ N/mm} = 11,2 \text{ kNm}$

Lo sforzo sul singolo chiodo è:

$$F_d = \tau_d \cdot \frac{i}{m} = 11,2 \cdot \frac{100}{2} = 560 \text{ N} = 0,560 \text{ kN} \quad (i = \text{interasse chiodi}, m = \text{numero di strati di pannello di rivestimento}).$$

Analogamente è possibile calcolare gli sforzi su:

Barre di collegamento cordolo-fondazione:

$$f_d = \tau_d \cdot i_c = 11,2 \cdot 450 = 5040 \text{ N} \quad (i_c = \text{interasse barre})$$

Viti base parete:

$$f_d = \tau_d \cdot i_b = 11,2 \cdot 200 = 2240 \text{ N} \quad (i_b = \text{interasse viti base parete})$$

Viti sommità parete:

$$f_d = \tau_d \cdot i_c = 11,2 \cdot 160 = 1792 \text{ N} \quad (i_c = \text{interasse viti sommità parete})$$

4.6.4 Verifica della chiodatura dei pannelli di rivestimento

La resistenza del singolo chiodo è:

COLLEGAMENTO VERTICALE OSB - MONTANTI PLATFORM		
Descrizione del collegamento Pannello tipo OSB, t1=15mm, pk1=550 Kg/m³ Legno tipo EN GL24h, t2=75mm, pk2=385 Kg/m³ Chiodi 3.1x90 tipo Ring senza preforatura fax,k=7.41 N/mm², fhead,k=10.37N/mm², Myrk=3410.45Nmm, fu=600 N/mm² Rottura tipo: modo d - Fv,Rk=852 N		
	VALORI DI PROGETTO STATICO	VALORE DI PROGETTO CON DEGRADO CICLICO
Chiodatura	$F_{Rd,d,st} = \frac{1.2 \cdot F_{v,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M}$ con k_mod=1.1 e $\gamma_M=1$ [§7.3.6.1 NTC18] incremento 1.2 [§9.2.4.2.(5) EC5] F_Rd,d,st=1.2x0.853x1.1/1=1.125 kN	$F_{Rd,d} = \frac{1.2 \cdot F_{v,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \cdot 0.80$ con k_mod=1.1 e $\gamma_M=1$ [§7.3.6.1 NTC18] incremento 1.2 [§9.2.4.2.(5) EC5] $\beta_{sd}=0.80$ degrado ciclico [§7.7.4 NTC18] F_Rd,d=1.2x0.853x1.1x0.80/1=0.900 kN

La verifica sulla chiodatura si conduce considerando la resistenza di progetto del chiodo ridotta del degrado ciclico:

$$F_d = 0,560 \text{ kN} \leq 0,900 \text{ kN} = F_{Rd,d}$$

Nel sistema Platform-Frame le unioni dissipative più importanti sono i chiodi di unione dei pannelli di rivestimento strutturale; nel controllo della gerarchia delle resistenze bisogna quindi fare riferimento principalmente a tali unioni.

Il rapporto $\gamma_{er} = F_{Rd,d,st}/F_d = 1.125/0,560 = 2,01$ indica l'eccesso di resistenza della chiodatura rispetto alla richiesta di resistenza. Tale valore dovrà essere moltiplicato per il coefficiente di sovraresistenza γ_R per condurre le verifiche sugli elementi a comportamento fragile, in particolar modo i pannelli di rivestimento, ma eventualmente anche gli holdown che nel sistema platform vanno considerati non dissipativi in CD "A".

4.6.5 Verifica a taglio dei pannelli di rivestimento

Sempre con riferimento alla tensione tangenziale massima $\tau_d=11,2$ N/mm, la tensione tangenziale su ciascun pannello di rivestimento strutturale si ricava dividendo tale valore per lo spessore totale dei pannelli di rivestimento OSB:

$$\tau_{\text{rivestimento}} = \frac{\tau_d}{m \cdot sp} = \frac{11,2}{2 \cdot 15} = 0,373 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza di progetto a taglio del pannello si ricava dalla resistenza a taglio pannello caratteristica $f_{v,k} = 6,8$ N/mm²¹⁴:

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{6,8}{1,0} = 7,48 \text{ N/mm}^2$$

La verifica di resistenza va condotta considerando che il pannello di rivestimento ha comportamento fragile, pertanto deve essere progettato applicando il coefficiente di sovraresistenza γ_R alla resistenza della parete derivante dalle unioni a comportamento

¹⁴ Le proprietà meccaniche dei pannelli OSB vanno dedotte direttamente dalla dichiarazione di prestazione del Produttore; in questo esempio sono stati considerati valori dati da un Produttore. Per i pannelli vengono dati due valori di resistenza a taglio:

- taglio pannello (panel shear, edgewise shear) f_v che è la resistenza del pannello soggetto ad azioni complanari;
- taglio planare (planar shear, interlaminar shear, nei pannelli di legno compensato: rolling shear) f_r , che è la resistenza del pannello soggetto ad azioni fuori dal piano, da utilizzare quando il pannello è soggetto a flessione fuori dal piano. Tale valore generalmente è molto minore del precedente.

dissipativo (i chiodi). Praticamente si conduce la verifica incrementando la $\tau_{\text{rivestimento}}$ sia dell'eccesso di resistenza $\gamma_{\text{er}} = 2,01$ della chiodatura che del coefficiente di sovrarresistenza $\gamma_R = 1,3$:

$$\tau_{\text{rivestimento}} \cdot \gamma_{\text{er}} \cdot \gamma_R = 0,373 \cdot 2,01 \cdot 1,3 = 0,975 < 7,48 \text{ N/mm}^2 = f_{v,d}$$

4.6.6 Verifica dei montanti a pressoflessione

Dall'analisi strutturale con modello agli elementi finiti, è possibile ricavare gli sforzi normali verticali involuppo fra i vari SLU/SLV.

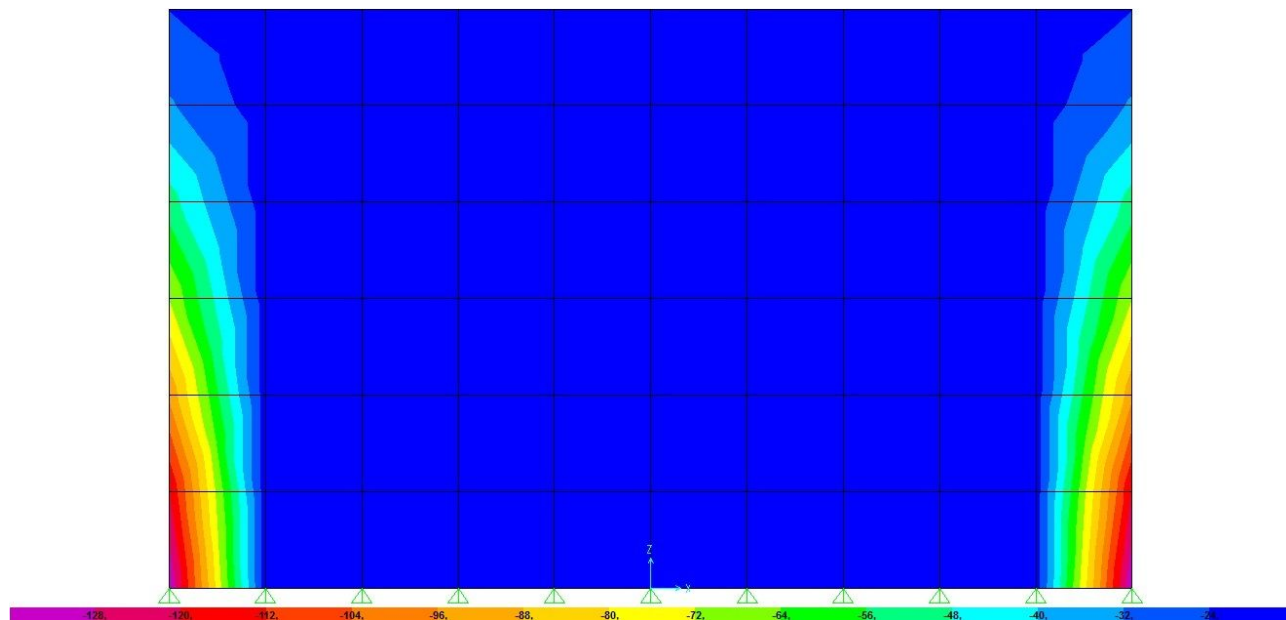


Figura 4.10: Mappa delle tensioni normali verticali massime in compressione, in N/mm involuppo SLU/SLV. Valore massimo di compressione 136N/mm = 136kNm; valore medio 20N/mm = 20N/m.

Ciascun montante di estremità risulta compresso di un carico valutato, a favore di sicurezza, pari alla tensione massima ricavata dalla mappa delle tensioni per la metà della distanza “i” con il montante successivo:

$$N_{\text{max},d} = \sigma_d \cdot \frac{i}{2} = 136 \cdot \frac{417}{2} = 28356 \text{ N} = 28,36 \text{ kN} \quad \text{sforzo normale sul montante di estremità.}$$

Ciascun montante deve essere verificato per la sollecitazione di pressoflessione considerando, oltre allo sforzo normale derivante dalle analisi statica e sismica, anche la flessione fuori dal piano della parete derivante e dalla sollecitazione sismica dovuta alla massa propria della parete ovvero dalle forze di inerzia fuori dal piano (in combinazione statica dalla pressione/depressione del vento).

A titolo di esempio si verifica il montante di estremità soggetto anche ad un momento fuori dal piano $M_d = 1,11 \text{ kNm}$.

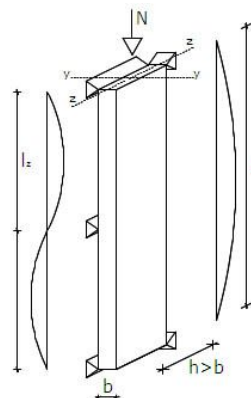
Il montante va verificato come elemento fragile applicando sia dell'eccesso di resistenza $\gamma_{\text{er}} = 2,01$ della chiodatura che del coefficiente di sovrarresistenza $\gamma_R = 1,3$ ma limitatamente al solo incremento di sollecitazione derivante dal sisma; si presume che tale incremento sia la differenza fra il carico medio e il carico sul montante più sollecitato.

A favore di sicurezza la verifica viene effettuata incrementando lo sforzo normale complessivo sul montante più sollecitato applicando ambedue i coefficienti al carico massimo:

$$N_d = N_{\text{max},d} \cdot \gamma_{\text{ER}} \cdot \gamma_R = 28,36 \cdot 2,01 \cdot 1,3 = 74,10 \text{ kN}$$

Montante laterale

Tipo di verifica	Sisma	
materiale	EN GL24h	y = asse forte
classe di servizio	1	
cl durata del carico	istantaneo	
base	60 mm	in direzione y
altezza	140 mm	in direzione z
ritegni	0 mm	flessotorsionali direzione y
ritegni	0 mm	in direzione y
ritegni	3000 mm	in direzione z
My	1.11 kNm	momento intorno a y, flessione z
Mz	0 kNm	momento intorno a z, flessione y
N (-c, +t)	-74.1 kN	sforzo normale
β_c	0.1	0.2 per massiccio; 0.1 per lamellare
$E_{0.05}$	10560 N/mm ²	
$E_{0,mean}$	12650 N/mm ²	
$G_{0,mean}$	715 N/mm ²	
$G_{0.05}$	594 N/mm ²	
$f_{t,0,k}$	19.2 N/mm ²	
$f_{c,0,k}$	24 N/mm ²	
$f_{m,k}$	24 N/mm ²	
γ_m	1	
k_{mod}	1.1	
λ_y	74.23	flessione z
λ_z	0.00	flessione y
$\lambda_{rel,y}$	1.13	flessione z
$\lambda_{rel,z}$	0.00	flessione y
$k_{c,y}$	0.661	flessione z
$k_{c,z}$	1.000	flessione y
l_{ef}	0 mm	
k_{crit}	1.000	
$k_{h,y}$	1.100	
$k_{h,z}$	1.100	
$\sigma_{m,y,d}$	5.668 N/mm ²	flessione z
$\sigma_{m,z,d}$	0.000 N/mm ²	flessione y
$\sigma_{c,d}$	8.822 N/mm ²	
$\sigma_{t,d}$	0.000 N/mm ²	
$f_{c,d}$	26.40 N/mm ²	
$f_{t,d}$	21.12 N/mm ²	
$f_{m,d}$	26.40 N/mm ²	
verifica flessione z	0.701 < 1	verifica soddisfatta
verifica flessione y	0.471 < 1	verifica soddisfatta



4.6.7 Verifica holdown

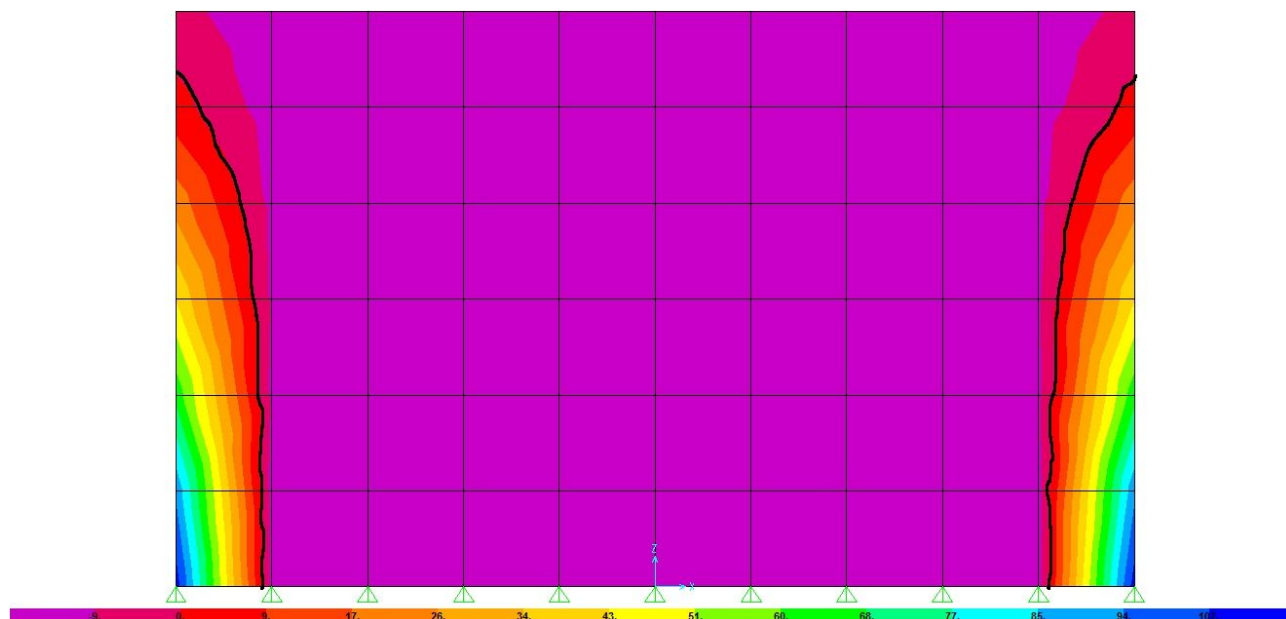


Figura 4.11: Mappa delle tensioni normali verticali massime in trazione, in N/mm inviluppo SLU/SLV. Valore massimo di trazione 105N/mm = 105kNm. Le linee nere delimitano le zone di estremità soggette a trazione.

Le zone che risultano tese sono alle due estremità e si estendono ciascuna per meno di 500mm; integrando le tensioni di trazione in tale tratto si ottiene:

$$N_d = \sigma_d \cdot \frac{500}{2} = 105 \cdot \frac{500}{2} = 26250 \text{ N} = 26.25 \text{ kN} \text{ sforzo normale di trazione su ciascun holdown di estremità.}$$

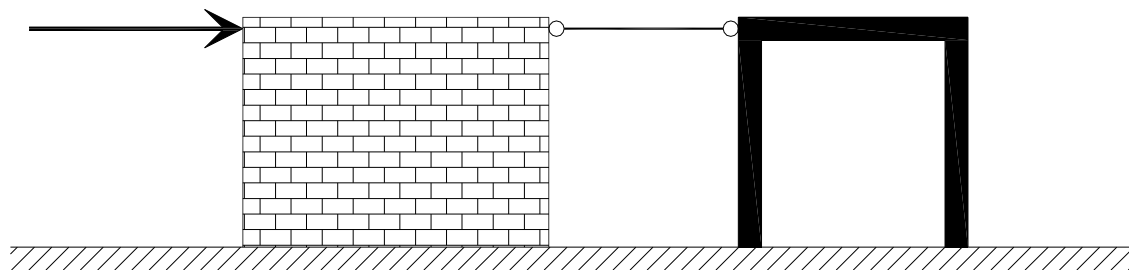
Qualora si consideri la struttura in CD “A”, l'holdown va considerato non dissipativo, pertanto deve essere verificato applicando il coefficiente di sovrarresistenza γ_R alla resistenza della parete derivante dalle unioni a comportamento dissipativo (i chiodi).

Praticamente si conduce la verifica incrementando lo sforzo sull'holdown sia dell'eccesso di resistenza γ_{er} della chiodatura che del coefficiente di sovrarresistenza γ_R :

$$\text{Resistenza HD} > N_d \cdot \gamma_{er} \cdot \gamma_R$$

4.7 Strutture miste e sovrapposte

Ai fini sismici per *struttura mista* (in inglese *composite structure*) propriamente detta si intende una struttura nella quale elementi strutturali a tecnologia diversa concorrono a portare l'azione sismica lavorando in parallelo essendo disposti altimetricamente allo stesso piano¹⁵.

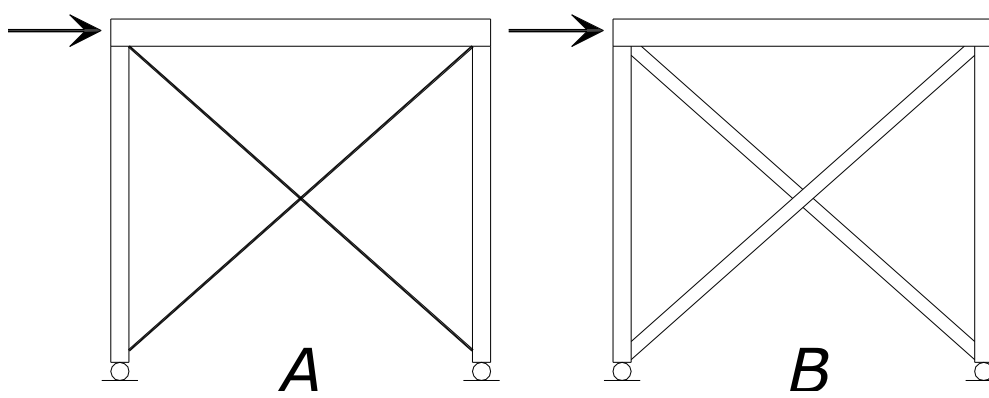


Nell'esempio in figura un pannello murario è disposto in parallelo a un telaio di c.a. o di acciaio. Per bassi valori dell'azione sismica orizzontale questa si ripartisce fra i due elementi in proporzione alle rispettive rigidezze; poi, superato il campo elastico in uno dei due elementi, l'azione sismica migra verso l'elemento non ancora plasticizzato.

Di fatto, non essendo applicabile l'analisi lineare al sistema misto, a favore di sicurezza è prudente attribuire l'azione sismica al solo pannello murario in quanto generalmente più rigido e meno duttile del telaio di c.a. o di acciaio.

La definizione di struttura mista sopra riportata si presta facilmente a malintesi e forzature che spesso hanno reso difficile l'approvazione di progetti sia per le nuove costruzioni che per gli interventi sulle strutture esistenti.

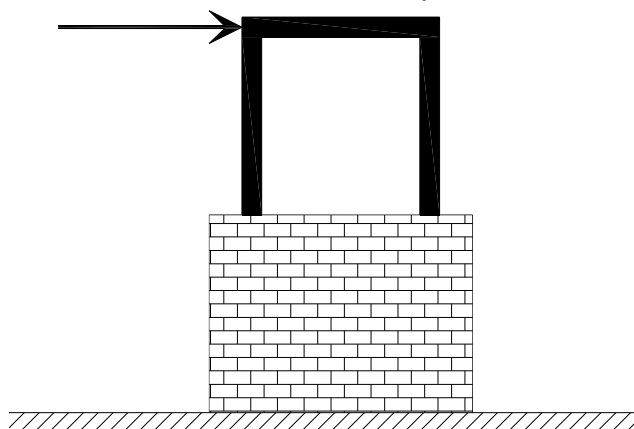
Esaminando ad esempio il caso della figura seguente, la struttura B, formata da aste di legno e controventi anch'essi di legno viene normalmente accettata in zona sismica in quanto "costituita da un unico materiale" e quindi non classificabile come mista". Al contrario la struttura A, viene spesso rifiutata in quanto considerata "mista" solo perché formata da aste di legno e controventi di acciaio. In realtà in entrambi i casi ciò che determina il comportamento sismico sono le unioni che, se progettati correttamente, si plasticizzano prima delle aste e dissipano energia. Essendo le due strutture equivalenti nei confronti delle azioni sismiche dovrebbero essere entrambe accettate.



I due portali di legno controventati non sono strutture miste in quanto ciò che determina il comportamento sismico sono le unioni che, se

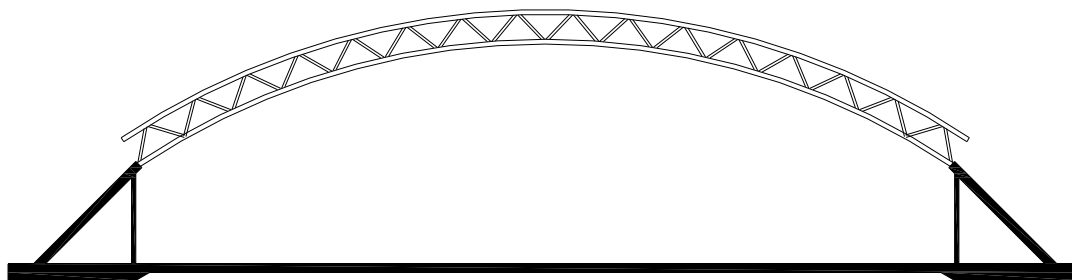
¹⁵ Attenzione a non confondere il concetto qui definito con quello – terminologicamente simile – comunemente impiegato nell'analisi del comportamento strutturale nei confronti dei carichi verticali. Ad esempio un "solaio misto" legno-calcestruzzo formato da travi di legno solidarizzate a una sovrastante soletta di c.a. tramite connettori meccanici a taglio non è classificabile come struttura mista ai fini sismici poiché nei confronti delle azioni orizzontali il funzionamento è interamente a carico della soletta e degli ancoraggi di quest'ultima alle murature d'ambito.

progettati correttamente, si plasticizzano prima delle aste e dissipano energia; assodato quindi che nessuno dei due portali di figura è struttura mista, si può discutere su quale sia il fattore di struttura di ciascun portale in funzione di come sono realizzate le unioni.



Altra tipologia di strutture impropriamente considerate miste sono quelle in cui elementi a tecnologia diversa concorrono a portare l'azione sismica lavorando in serie, essendo disposti altimetricamente su piani diversi. Queste strutture, per il loro funzionamento, saranno qui chiamate "sovrapposte".

In questi casi l'azione sismica, nell'analisi, si trasferisce interamente dall'elemento superiore all'elemento inferiore non intervenendo, tra i due elementi, nessuna ripartizione delle forze in gioco.



Arco reticolare di copertura di legno su fondazioni di c.a.

Tuttavia resta il problema di definire la classe di duttilità del sistema strutturale sovrapposto ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto; a favore di sicurezza può essere attribuito all'intero sistema strutturale sovrapposto il fattore di struttura più basso fra i due sottosistemi, a patto che sia condotta una accurata progettazione volta ad assicurare che il raggiungimento della fase plastica-dissipativa avvenga più o meno contemporaneamente nei due sottosistemi.

Nel caso in cui la sottostruttura sia notevolmente più rigida rispetto alla sovrastruttura (ad esempio un edificio di legno su zoccolo di calcestruzzo o di muratura), se la sottostruttura funziona come corpo rigido e quindi il moto del terreno è praticamente uguale al moto dell'imposta della sovrastruttura, la sovrastruttura può essere studiata indipendentemente dalla sottostruttura considerando quest'ultima come vincolata direttamente al terreno e con il proprio fattore di struttura q . Il calcolo della sottostruttura invece dovrà essere fatto su modello completo delle due parti.

Altri tipi di strutture impropriamente considerate miste sono gli edifici di muratura con orizzontamenti di calcestruzzo o legno. In questi casi non si tratta di strutture miste in quanto gli elementi a tecnologia diversa non lavorano in parallelo bensì in serie: gli orizzontamenti ripartiscono l'azione sismica fra i vari setti murari e questi ultimi la portano in fondazione. Sono i setti murari che determinano con i propri parametri meccanici e geometrici il comportamento sismico.

5 COMPORTAMENTO AL FUOCO DELLE STRUTTURE DI LEGNO

Capitolo scritto con il contributo dell'Ing. Erica Ciapini

5.1 Introduzione

È noto che il legno sia un materiale combustibile, l'ignizione avviene a temperatura relativamente bassa, circa 220÷280 gradi; la facilità di ignizione dipende principalmente dall'umidità del legno e dallo spessore.



Foto 5.1: Solaio di legno non crollato a seguito di un incendio.

Questo però non significa che le strutture di legno non possiedano resistenza al fuoco e che siano più vulnerabili rispetto alle strutture di acciaio o di calcestruzzo armato specie se precompresso.

Incendi anche recenti, di edifici importanti o di pregio nei quali erano presenti strutture lignee (Teatro La Fenice a Venezia, Cappella della Sindone a Torino, ecc.), se valutati senza senso critico possono portare alla erronea conclusione che strutture di legno e sicurezza sono difficilmente compatibili tra loro, alimentando così la

convinzione che dove c'è legno c'è rischio di incendio.

Tuttavia raramente le strutture di legno contribuiscono in modo sostanziale ad alimentare un incendio ma anzi ne subiscono più spesso le conseguenze, manifestando al riguardo un comportamento almeno non peggiore se non addirittura migliore rispetto a strutture realizzate con altri materiali.

Per una trattazione più completa della parte introduttiva si faccia riferimento a [11] capitolo 3.3.3.

5.2 Comportamento del legno nei confronti del fuoco

Il legno è formato principalmente da lignina e cellulosa, ambedue composti infiammabili. La lignina, che è la matrice rigida del legno, presenta un comportamento termoplastico; pertanto il legno si definisce un materiale termoplastico (come l'acciaio), cioè capace di perdere resistenza e rigidità con l'aumento della temperatura, anche a temperature inferiori a quella di ignizione; tale fatto tuttavia non è determinante sul comportamento al fuoco delle strutture di legno, a differenza invece di ciò che avviene per le costruzioni metalliche.

Infatti, le ottime proprietà isolanti del legno e, ancora di più, del carbone (legno carbonizzato), fanno sì che il calore si propaghi molto lentamente all'interno della sezione e che l'effetto della plasticizzazione della lignina diventi secondario.

Inoltre il contenuto di umidità del legno rallenta ulteriormente l'aumento di temperatura nella sezione.

Gli aspetti salienti del comportamento di un elemento strutturale di legno soggetto ad incendio sono:

- il legno brucia lentamente e la carbonizzazione procede dall'esterno verso l'interno della sezione;

- il legno non ancora carbonizzato rimane, entro certi limiti, efficiente dal punto di vista meccanico anche se la sua temperatura è aumentata; la parte più interna della sezione, in virtù del buon comportamento isolante del legno, rimane a bassa temperatura per molto tempo;
- la rottura meccanica dell'elemento avviene quando la parte della sezione non ancora carbonizzata è talmente ridotta da non riuscire più ad assolvere alla sua funzione portante.



Foto 5.2: Trave di legno sottoposta ad incendio. Sotto lo strato carbonizzato il legno è ancora efficiente dal punto di vista meccanico.

Pertanto la perdita di efficienza di una struttura di legno avviene per riduzione della sezione e non tanto per decadimento delle proprietà meccaniche.

Il processo di carbonizzazione può portare alla rottura dell'elemento strutturale in un tempo compreso fra alcuni minuti primi e alcune ore, ciò in dipendenza della specie legnosa ma soprattutto delle dimensioni originarie della sezione.

Se poi si confronta il comportamento del legno con quello di altri materiali da costruzione più tradizionalmente utilizzati nel nostro paese, verso i quali normalmente non c'è alcun pregiudizio rispetto alla loro resistenza nei confronti dell'incendio, non essendo materiali combustibili, si capisce ancora meglio perché il legno non parta svantaggiato, ma anzi al contrario dell'opinione comunemente diffusa possa essere considerato addirittura preferibile:

- gli elementi strutturali di acciaio non bruciano, ma il materiale subisce un rapido decadimento delle proprietà meccaniche (resistenza e rigidezza) in funzione della temperatura; essendo l'acciaio un buon conduttore di calore, la temperatura sale rapidamente in tutta la sezione;
- nelle costruzioni di calcestruzzo armato la resistenza al fuoco è determinata dallo spessore del rivestimento delle armature metalliche (copriferro), che rallenta l'aumento di temperatura nell'acciaio;
- nelle strutture di legno i punti deboli sono le unioni, che presentano elementi metallici a vista, come scarpe, piastre, ecc.; queste, se non protette, sono le prime a cedere durante l'incendio.



Foto 5.3: Capannone di cemento armato completamente distrutto a seguito di un incendio.

5.3 Differenza fra resistenza e reazione al fuoco

E' importante distinguere la *resistenza al fuoco* dalla *reazione al fuoco*:

Reazione al fuoco

(D.M.Int. 30/11/1983) La reazione al fuoco è il grado di partecipazione di un materiale combustibile al fuoco al quale è sottoposto. In relazione a ciò a ciascun materiale viene assegnata la classe 0, 1, 2, 3, 4 o 5 con l'aumentare della propria partecipazione alla combustione¹⁶; i materiali di classe 0 sono non combustibili.

Con riferimento al D.M. 25/10/2007 "*Classi di reazione al fuoco per i prodotti da costruzione...*" il legno da costruzione, massiccio di spessore superiore a 22mm e lamellare di spessore superiore a 40mm, ricade in classe D-s2,d0 (vecchia classe 3); i rivestimenti di legno, perlinati o pannelli a base di legno, possono ricadere in classe D-s2,d0 o classe E (rispettivamente vecchie classi 3 e 4).

Il grado di reazione al fuoco è pertanto una proprietà del materiale che dipende dalla sua stessa natura e dall'eventuale trattamento superficiale.

Resistenza al fuoco

(D.M.Int. 09/03/2007) La resistenza al fuoco riguarda "*la capacità portante in caso di incendio, per una struttura, per una parte di struttura o per un elemento strutturale nonché la capacità di compartimentazione rispetto all'incendio per gli elementi di separazione sia strutturali, come muri e solai, che non strutturali, come porte e tramezzi*" rappresenta una proprietà della struttura e non del materiale che la compone, e dipende dalla geometria, dai carichi agenti e dalle condizioni di esposizione; pertanto

¹⁶ In realtà tale classificazione segue, secondo gli ultimi decreti ministeriali, la denominazione presente nella normativa europea (le cosiddette "Euroclassi" di reazione al fuoco A1, A2, B, C, D, E, F determinate in accordo con la norma UNI EN 13501-1), anche se il concetto è sostanzialmente analogo; in questa trattazione si preferisce continuare ad utilizzare la vecchia classificazione (classi da 0 a 5) per facilità di comprensione.

è una caratteristica che va valutata caso per caso con opportuni procedimenti di seguito esposti:

R stabilità: attitudine di un elemento da costruzione a conservare la resistenza meccanica sotto l'azione del fuoco;

E tenuta: attitudine di un elemento da costruzione a non lasciar passare né produrre, se sottoposto all'azione del fuoco su un lato, fiamme, vapori o gas caldi sul lato non esposto;

I isolamento termico: attitudine di un elemento da costruzione a ridurre, entro un dato limite, la trasmissione del calore.

Il requisito di resistenza al fuoco per le strutture a sviluppo lineare (travi e pilastri) è limitato alla sola stabilità R, a meno che l'elemento strutturale a sviluppo superficiale non debba assolvere anche alla funzione di separazione EI (ad esempio un solaio o una parete che delimita un compartimento); all'acronimo R/EI si associa un numero che corrisponde al tempo, espresso in minuti primi, che intercorre dall'inizio dell'incendio (inizio dell'esposizione al fuoco) alla perdita di almeno una delle tre attitudini, e dunque all'inizio del crollo della struttura.

— o — o — o —

E' bene precisare che, come sancito dalla L.C. Min. Int. 9/5/1989¹⁷, il requisito di reazione al fuoco non è richiesto per gli elementi strutturali a sviluppo lineare quali travi e pilastri, tuttavia tale documento non contempla gli elementi strutturali a sviluppo superficiale, quali tavolati, solai di legno pieno e pareti di legno (come gli elementi xlam).

Occorre però precisare che gli elementi a sviluppo superficiale quali pareti in legno e tavolati di solaio e/o di copertura, costituendo un' importante frazione della superficie totale del compartimento, è opportuno che vengano considerati sia come struttura (resistenza) che come rivestimento (reazione).

5.4 Calcolo del carico di incendio per gli edifici a struttura di legno

Nell'ambito del procedimento di calcolo del carico di incendio per locali soggetti a prevenzione incendi di cui al DM 09/03/2007, si considera che anche le strutture di legno contribuiscano al carico di incendio essendo esse combustibili; tuttavia si ritiene che queste contribuiscano per il solo spessore superficiale che brucia nel tempo pari alla classe del compartimento in esame e non per tutto il proprio volume.

La L.C. Min. Int. 28/03/2008 chiarisce che si può operare nel seguente modo:

1. determinare il carico di incendio specifico e di conseguenza la classe del compartimento prescindendo inizialmente dal contributo degli elementi strutturali di legno;
2. calcolare lo spessore di carbonizzazione degli elementi di legno nel tempo della classe determinata, adottando i valori della velocità di carbonizzazione presenti nella EN 1995 parte 1-2 [16];
3. determinare definitivamente il carico di incendio, e quindi la classe del compartimento, tenendo anche in conto del carico di incendio specifico determinato

¹⁷ L.C. Ministero dell'Interno n.7949/4122 del 09/05/1989 "Oggetto: Pilastri e travi di legno – Reazione al fuoco. - Pervengono a questo Ministero quesiti in merito alle caratteristiche di reazione al fuoco che devono possedere le strutture portanti in legno di locali a qualsiasi uso destinati. Al riguardo, in attesa della definizione delle direttive comunitarie afferenti il campo di applicazione e le metodologie di valutazione della reazione al fuoco, si dispone che limitatamente alle travi e pilastri in legno massiccio o lamellare, non deve essere richiesta la classificazione ai fini della reazione al fuoco"

dallo spessore di carbonizzazione degli elementi di legno di cui al punto precedente che quindi partecipano alla combustione.

La L.C. citata precisa che non è necessario reiterare il procedimento anche se l'aggiunta del carico di incendio specifico determinato al punto 2 portasse ad una diversa classe dell'edificio rispetto a quella inizialmente stimata.

Si assume convenzionalmente che il legno pesi 600kg/m^3 e che abbia un potere calorifico di 17.5MJ/kg che quindi equivale a 10500MJ/m^3 . Ad esempio una trave di legno lamellare con superficie esposta di 10m^2 (velocità di carbonizzazione $\beta_n = 0,70\text{mm/min}$, Tabella 5.1 a pagina 170) in 30 minuti carbonizza per una profondità di $0,70\text{mm/min} \times 30\text{min} = 21\text{mm} = 0,021\text{m}$, quindi per un volume di $10\text{m}^2 \times 0,021\text{m} = 0,21\text{m}^3$ che equivalgono a $0,21\text{m}^3 \times 10500\text{MJ/m}^3 = 2205\text{MJ}$. Se la trave è posta in un locale di 50m^2 di superficie lorda in pianta, il suo contributo al carico di incendio specifico complessivo del locale è di $2205\text{MJ} / 50\text{m}^2 = 44,1\text{MJ/m}^2$.

5.5 Determinazione della resistenza al fuoco

La resistenza al fuoco di un elemento strutturale di legno può essere valutata in due modi (D.M.Int. 09/03/2007):

- prove (metodo sperimentale)
- calcoli (metodo analitico)

Il metodo tabellare, previsto per gli altri materiali, non è previsto per le strutture in legno (D.M.Int. 09/03/2007).

Il metodo sperimentale (**prove**) prevede le prove in forno su elementi di caratteristiche equivalenti agli elementi di effettivo impiego nella costruzione, dello stesso tipo e dimensioni e soggetti agli stessi carichi di progetto.

Il metodo analitico (**calcoli**) si basa su valori di calcolo noti; tali valori sono la velocità di carbonizzazione e la resistenza meccanica, essendo il calcolo da eseguirsi allo stato limite ultimo di collasso (combinazione eccezionale).

5.5.1 Calcolo della resistenza (stabilità) al fuoco delle sezioni

Si espone il calcolo analitico così come proposto nell'EC5 parte 1-2 [16], secondo il "*metodo della sezione trasversale ridotta*". La norma fornisce anche altri metodi alternativi più complessi che qui non vengono esposti.

Le ipotesi di base sono:

- la carbonizzazione procede perpendicolarmente alle superfici esposte con velocità costante;
- il legno conserva inalterate le proprietà di resistenza e rigidezza nella parte non ancora combusta, ad eccezione di un sottile strato sotto la parte carbonizzata la cui temperatura è significativamente aumentata;
- la valutazione della capacità portante viene fatta sulla sezione resistente residua;
- il calcolo viene eseguito allo stato limite ultimo di collasso, utilizzando quindi le tensioni di rottura.

La rottura meccanica dell'elemento avviene quando la parte della sezione non ancora carbonizzata è talmente ridotta da non riuscire più ad assolvere alla sua funzione portante.

Per affrontare il calcolo occorre considerare principalmente quattro fattori:

1. la sezione efficace all'istante t , cioè la sezione ancora meccanicamente reagente;
2. le resistenze di progetto;
3. le sollecitazioni (combinazione di carico);
4. l'eventuale variazione dei vincoli.

Sezione efficace

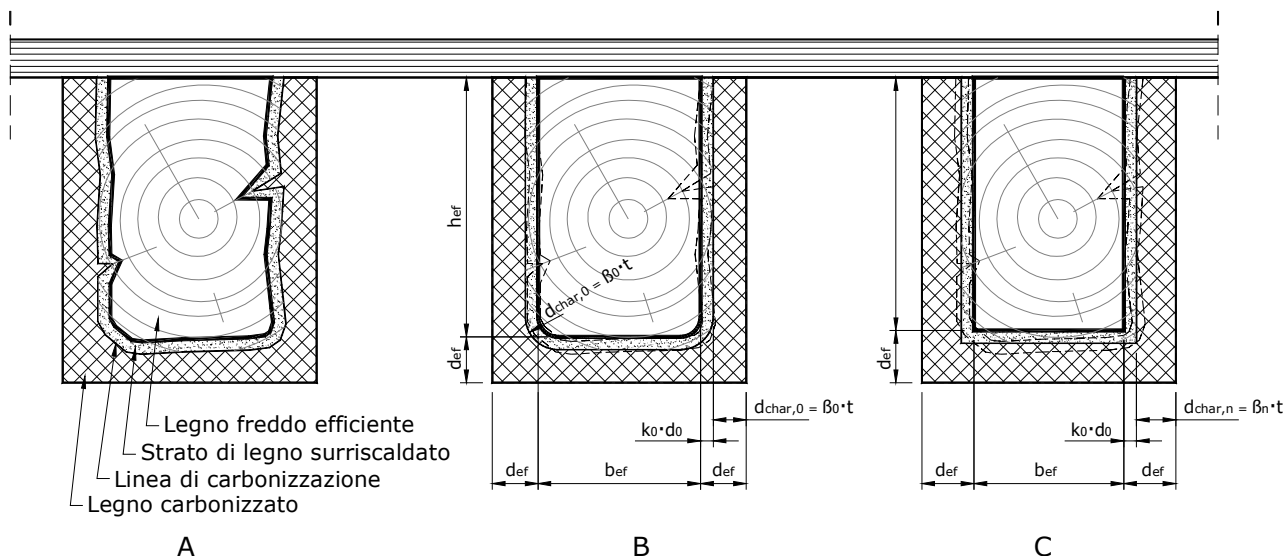


Figura 5.1: In questo esempio si fa l'ipotesi che l'estradosso sia protetto da un elemento continuo, pertanto l'attacco del fuoco è solo su lati ed intradosso.

A – Situazione reale all'istante t ;

B – Schematizzazione considerando l'arrotondamento agli spigoli;

C – Schematizzazione convenzionale rettangolare.

La sezione trasversale residua all'istante t dall'inizio dell'incendio, che si considera ancora meccanicamente efficiente, è pari alla sezione iniziale ridotta dello strato carbonizzato di spessore $d_{char,n}$ (o $d_{char,0}$), più un ulteriore strato $k_0 \times d_0$ di legno immediatamente sotto la linea di carbonizzazione che, pur non essendo ancora carbonizzato, si considera convenzionalmente di proprietà meccaniche nulle a causa della sua alta temperatura, essendo la lignina un materiale termoplastico (la linea di carbonizzazione si considera convenzionalmente sull'isoterma a 300°).

E' possibile considerare l'arrotondamento degli spigoli in maniera esplicita (rettangolo B a spigoli arrotondati di figura 5.1).

Oppure si può considerare una sezione residua rettangolare convenzionale di base ed altezza leggermente inferiori per considerare, seppure in maniera approssimata, la perdita di sezione per arrotondamento degli spigoli (rettangolo C a spigoli vivi di figura 5.1). Generalmente si utilizza questa schematizzazione perché più semplice.

La sezione efficace si calcola riducendo la sezione iniziale, su ciascun lato esposto, della profondità di carbonizzazione efficace d_{ef} :

$$d_{ef} = d_{char,0} + k_0 \cdot d_0 \quad (5.1)$$

$$d_{char,0} = \beta_0 \cdot t \quad (5.2)$$

da utilizzare nel calcolo della sezione residua di elementi a sviluppo superficiale (pannelli) oppure per elementi a sviluppo lineare (travi e pilastri, aste in genere) ma considerando la sezione a spigoli arrotondati con raggio pari a $r_{ef} = d_{char,0} - k_0 \cdot d_0$;

oppure più semplicemente:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 \quad (5.3)$$

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t \quad (5.4)$$

per elementi a sviluppo lineare (travi e pilastri, aste in genere) considerando la sezione rettangolare senza arrotondamento agli spigoli.

dove:

t è il tempo di esposizione al fuoco, espresso in minuti;

β_0 è la velocità di carbonizzazione unidimensionale di progetto;

β_n è la velocità di carbonizzazione convenzionale di progetto, che include l'effetto degli spigoli arrotondati;

$$k_0 = \begin{cases} t/20 & \text{per } t < 20\text{min} \\ 1 & \text{per } t \geq 20\text{min} \end{cases}$$

$d_0 = 7\text{mm}$

	β_0 [mm/min]	β_n [mm/min]
a) Conifere e Faggio		
Legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica $\rho_k \geq 290\text{kg/m}^3$	0,65	0,70
Legno massiccio con massa volumica caratteristica $\rho_k \geq 290\text{kg/m}^3$	0,65	0,80
b) Latifoglie escluso il Faggio		
Legno massiccio o lamellare incollato con massa volumica caratteristica $\rho_k = 290\text{kg/m}^3$	0,65	0,70
Legno massiccio o lamellare incollato di latifoglie con massa volumica caratteristica $\rho_k \geq 450\text{kg/m}^3$	0,50	0,55
Interpolare per valori intermedi della massa volumica		
c) LVL		
Con massa volumica caratteristica $\rho_k \geq 480\text{kg/m}^3$	0,65	0,70
d) Pannelli		
Rivestimenti di legno	0,90	
Compensato	1,00	
Pannelli a base di legno diversi dal compensato	0,90	
I valori si riferiscono a spessore del pannello $h_p \geq 20\text{mm}$ e massa volumica caratteristica $\rho_k = 450\text{kg/m}^3$; negli altri casi si utilizza:		
$\beta_{0,p,t} = \beta_0 \cdot k_p \cdot k_h$		
con $k_p = \sqrt{450/\rho_k}$ con ρ_k in kg/m^3		
e $k_h = \begin{cases} \sqrt{20/h_p} & \text{per } h_p < 20\text{mm} \\ 1 & \text{per } h_p \geq 20\text{mm} \end{cases}$ con h_p in mm		

Tabella 5.1: Velocità di carbonizzazione di progetto; β_0 unidimensionale; β_n convenzionale.

La riduzione di sezione, oltre a costituire una diminuzione del modulo di resistenza delle sezioni, determina anche una diminuzione del momento di inerzia che provoca un aumento dei fenomeni di instabilità spesso considerevole.

Resistenze di progetto

Analogamente alle verifiche a freddo, le resistenze di progetto del materiale si calcolano moltiplicando le resistenze per il coefficiente di modificazione e dividendo per il coefficiente di sicurezza sul materiale.

Tuttavia come resistenza si utilizza il frattile 20% e non il valore caratteristico (frattile 5%).

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \cdot \frac{f_{20}}{\gamma_{M,fi}} \quad \text{proprietà di resistenza di progetto per le sezioni} \quad (5.5)$$

con:

$$k_{mod,fi} = 1$$

$\gamma_{M,fi} = 1$ essendo il calcolo da eseguire in combinazione eccezionale

$$f_{20} = k_{fi} \cdot f_k \quad \text{è il frattile 20\% di una proprietà di resistenza del materiale} \quad (5.6)$$

k_{fi} è un fattore che permette il passaggio dal frattile 5% al frattile 20%, vale:

$k_{fi} = 1,25$ per il legno massiccio;

$k_{fi} = 1,15$ per il legno lamellare incollato e pannelli a base di legno.

Il valore del k_{fi} è minore per il legno lamellare rispetto al legno massiccio in quanto materiale meno variabile, pertanto i valori f_k ed f_{20} sono fra loro piuttosto vicini nella curva di densità di probabilità.

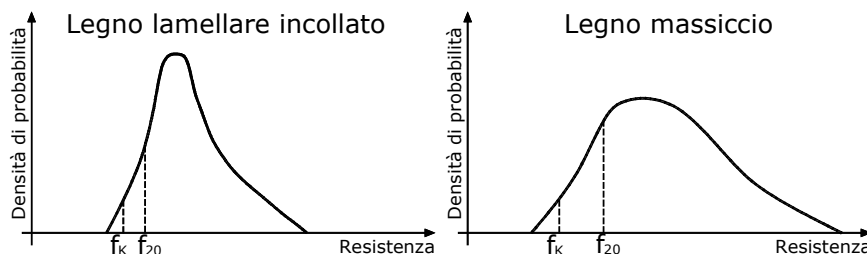


Figura 5.2: Il valore del k_{fi} è minore per il legno lamellare rispetto al legno massiccio in quanto materiale meno variabile, pertanto i valori f_k ed f_{20} sono fra loro piuttosto vicini nelle curve di densità di probabilità.

Anche per le proprietà di rigidezza (modulo di elasticità e modulo di taglio) vale una formula analoga:

$$S_{20} = k_{fi} \cdot S_k \quad \text{è il frattile 20\% di una proprietà di rigidezza del materiale} \quad (5.7)$$

Il coefficiente k_{fi} è quello anzi espresso per le proprietà di resistenza.

Nella verifica di stabilità flessotorsionale, per travi di legno lamellare composte da almeno 10 lamelle, non è lecito utilizzare il fattore amplificativo 1,4 di cui al § 3.3.2 “Elementi inflessi (stabilità di trave)” a pagina 46 insieme al k_{fi} . Nelle formule 3.27, 3.28, 3.29, qualora in presenza di almeno 10 lamelle, il Progettista può scegliere se sostituire il prodotto $E_{0,05} \cdot G_{05}$ con $1,4 \cdot E_{0,05} \cdot G_{05}$ rinunciando all'applicazione del k_{fi} oppure sostituire con $k_{fi} \cdot E_{0,05} \cdot k_{fi} \cdot G_{05}$ rinunciando all'applicazione dell'incremento 1,4; per il legno lamellare risulta più conveniente la prima possibilità essendo $1,4 > k_{fi} \cdot k_{fi} = 1,32$.

Sollecitazioni

Le verifiche in condizioni di incendio si fanno allo stato limite ultimo di collasso utilizzando la combinazione di carico eccezionale:

$$G_1 + G_2 + \sum_1^n (\psi_{fi,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (5.8)$$

dove $\psi_{fi,i}$ coincide, secondo le NTC18, con il coefficiente di combinazione per combinazione di carico quasi permanenti $\psi_{2,i}$; la EN1991-1-2 lascia al progettista la scelta se utilizzare il coefficiente per azioni frequenti $\psi_{1,i}$ o quasi permanenti $\psi_{2,i}$.

In alternativa, per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione in condizioni di incendio, in via approssimata e generalmente a favore di sicurezza, è possibile utilizzare le caratteristiche di sollecitazione ricavate per la combinazione fondamentale (SLU) moltiplicate per il fattore di riduzione:

$\eta_{fi} = 0,7$ per gli ambienti di categoria E (biblioteche, archivi, magazzini, ambienti ad uso industriale);

$\eta_{fi} = 0,6$ per gli altri ambienti.

Nel caso delle coperture il calcolo approssimato delle caratteristiche di sollecitazione in condizioni di incendio anzi esposto è eccessivamente conservativo essendo per esse $\psi_{2,i} = 0$ se a quota inferiore ai 1000m slm.

Variazione dei vincoli

Generalmente le condizioni agli appoggi possono essere considerate costanti nel tempo.

Particolare attenzione va posta ai controventi, bisogna verificare se in condizioni di incendio i controventi sono ancora efficienti oppure no.

Nel caso in cui la controventatura ceda durante l'incendio le verifiche di stabilità (per travi e pilastri) in condizioni di incendio devono tener conto delle lunghezze efficaci e lunghezze libere di inflessione in assenza di controvento.

I controventi metallici, se non adeguatamente progettati, non hanno resistenza al fuoco se non per pochi minuti; per strutture soggette a prevenzione incendi è preferibile utilizzare dei controventi di legno.

A meno di verifiche più accurate, si possono assumere efficienti i controventi in legno se la sezione trasversale residua o lo spessore residuo per i controventi realizzati con pannelli a base di legno, sono pari ad almeno il 60% del loro valore iniziale richiesto per la progettazione a freddo e se sono fissati con unioni meccaniche di cui sia verificata l'efficienza in condizioni di incendio.

– o – o – o –

La progettazione al fuoco delle sezioni generalmente non porta ad un sovradimensionamento rispetto alle verifiche a freddo in quanto, a fronte di una riduzione di sezione e a volte anche un peggioramento delle condizioni di vincolo ai fini della stabilità, nelle verifiche in condizioni di incendio si considerano proprietà meccaniche maggiori e sollecitazioni inferiori rispetto alle verifiche a freddo.

Generalmente le sezioni “grosse” (superiori a 200x200mm) progettate a freddo risultano avere una resistenza al fuoco superiore a 60 minuti senza bisogno di sovradimensionamento.

Risultano invece penalizzate le piccole sezioni (travicelli di sezione 80x80mm) che dopo qualche decina di minuti di incendio raggiungono una sezione talmente ridotta oppure

addirittura completamente carbonizzata da non avere più alcuna resistenza meccanica; per esse generalmente la progettazione in condizioni di incendio porta ad un aumento delle sezioni calcolate a freddo.

Si pensi ad esempio ad un travicello di legno massiccio di conifera di sezione 80x80mm, esposto al fuoco su tre facce (intradosso e lati).

A freddo:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{80 \cdot 80^2}{6} = 85\,333 \text{ mm}^3$$

a caldo per $t = 30 \text{ min}$:

$$d_{\text{ef}} = \beta_n \cdot t + k_0 \cdot d_0 = 0,80 \cdot 30 + 1 \cdot 7 = 31 \text{ mm}$$

$$b_{\text{ef}} = b - 2 \cdot d_{\text{ef}} = 80 - 2 \cdot 31 = 18 \text{ mm}$$

$$h_{\text{ef}} = h - d_{\text{ef}} = 80 - 31 = 49 \text{ mm}$$

$$W_{\text{ef}} = \frac{b_{\text{ef}} \cdot h_{\text{ef}}^2}{6} = \frac{18 \cdot 49^2}{6} = 7\,203 \text{ mm}^3$$

Il modulo di resistenza risulta ridotto di circa 12 volte, pertanto si può dire che il travicello abbia praticamente perso la sua portata. Per tempi di esposizione superiori ai 40 minuti il travicello risulta completamente carbonizzato.

Per una trave di legno massiccio di sezione 200x200mm nelle stesse condizioni di esposizione:

A freddo:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{200 \cdot 200^2}{6} = 1,33 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

a caldo per $t = 30 \text{ min}$:

$$W_{\text{ef}} = \frac{b_{\text{ef}} \cdot h_{\text{ef}}^2}{6} = \frac{138 \cdot 169^2}{6} = 0,657 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Il modulo di resistenza risulta dimezzato ma, considerando che anche le sollecitazioni sono quasi dimezzate ($\eta_{fi} = 0,6$) e le resistenze di progetto sono sensibilmente maggiori nel calcolo in condizioni di incendio, la sezione sicuramente risulterà idonea alla resistenza al fuoco R30.

La stessa trave di legno massiccio di conifera di sezione 200x200mm nelle stesse condizioni di esposizione ma esposta al fuoco per $t=60 \text{ min}$:

a caldo per $t = 60 \text{ min}$:

$$d_{\text{ef}} = \beta_n \cdot t + k_0 \cdot d_0 = 0,80 \cdot 60 + 1 \cdot 7 = 55 \text{ mm}$$

$$W_{\text{ef}} = \frac{b_{\text{ef}} \cdot h_{\text{ef}}^2}{6} = \frac{90 \cdot 145^2}{6} = 0,315 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

In questo caso il modulo di resistenza risulta ridotto di 4 volte; tuttavia, per quanto detto prima, è possibile che la sezione sia ancora idonea alla resistenza al fuoco R60.

5.5.2 La resistenza al fuoco delle unioni

Le unioni meccaniche che fanno uso di elementi metallici quali piastre, chiodi, spinotti, bulloni, viti, ecc, risultano vulnerabili al fuoco se non efficacemente protette.

Tuttavia l'EC5 parte 1-2 fornisce delle indicazioni di resistenza al fuoco minima per alcune tipologie di unione che esse hanno indipendentemente dalla presenza di protezione e dal rispetto di specifiche prescrizioni per la resistenza al fuoco.

Unioni legno-legno	Tempo di resistenza al fuoco $t_{d,fi}$ [min]	Condizioni
Chiodi	15	$d \geq 2,8$ mm
Viti	15	$d \geq 3,5$ mm
Bulloni	15	$t_1 \geq 45$ mm
Spinotti	20	$t_1 \geq 45$ mm
Connettori secondo la EN 912 (piastre dentate)	15	$t_1 \geq 45$ mm
d è il diametro del mezzo di unione; t_1 è lo spessore dell'elemento laterale		

Tabella 5.2: Resistenza al fuoco di unioni legno-legno non protette.

Per tempi superiori sono necessarie delle protezioni, oppure è possibile utilizzare i metodi di calcolo avanzati previsti dall'EC5 parte 1-2.

5.5.3 La resistenza (funzione di compartimentazione)

Alle strutture di legno a sviluppo superficiale, quali solai e pareti, può essere richiesta anche la resistenza intesa come tenuta E ed isolamento I; in questo caso si parla di “funzione di compartimentazione”.

L'argomento è trattato, seppure in maniera non esaustiva, nell'Annesso E della EN 1995-1-2; è invece trattato in maniera molto più estesa in [26].

In queste dispense l'argomento non viene trattato; tuttavia, a titolo di esempio, si illustra un caso specifico.

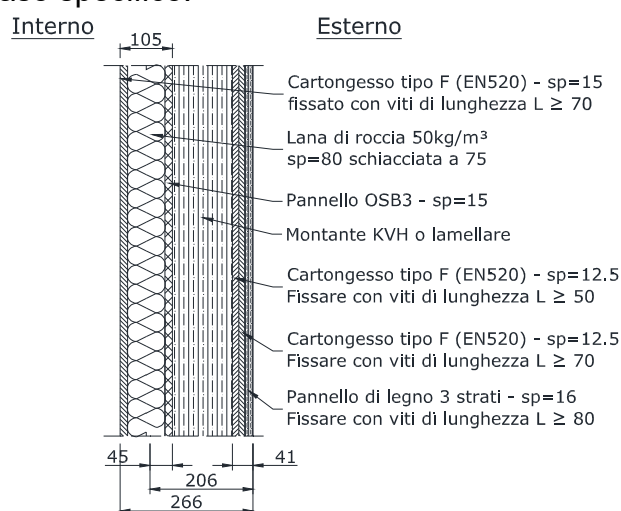


Figura 5.3: Questa parete tipo Platform-frame ha il rivestimento di legno a vista sull'esterno.

Ha una resistenza al fuoco intesa come funzione di compartimentazione EI = 90 minuti.

La sua resistenza al fuoco intesa come stabilità è R = 60 minuti, pertanto la parete nel suo complesso ha una resistenza al fuoco REI = 60 minuti.

5.6 La protezione al fuoco

5.6.1 La protezione al fuoco nei confronti della reazione

La classe di reazione al fuoco del legno può essere migliorata mediante l'applicazione di prodotti ignifughi; è opportuno sottolineare che i prodotti ignifughi sono delle vernici trasparenti o meno che, applicate sul legno, ritardano l'ignizione, cioè rendono il legno meno facilmente infiammabile e quindi lo abbassano di classe di reazione al fuoco, fino a portarlo in classe 1; per tale motivo sarebbe più opportuno parlare di prodotti igniritardanti.

Al momento non esistono in commercio prodotti che rendono il legno non combustibile.

Tali prodotti devono essere omologati, e l'omologazione è possibile solo nei confronti della reazione al fuoco.

Se il prodotto è omologato ai sensi del DM 06/03/1992, il periodo di efficacia del prodotto non può essere superiore a 5 anni (art. 3 comma 5), pertanto dopo tale periodo il prodotto deve essere rimosso e riapplicato con notevoli e periodici costi; per tale motivo il ricorso alle vernici ignifughe deve essere limitato a piccole superfici solo per specifiche esigenze estetiche.

I prodotti ignifughi rivestono il legno limitandone fortemente la traspirazione, per tale motivo non possono essere applicati su legno massiccio non sufficientemente stagionato altrimenti, non permettendo la rapida stagionatura del legno, possono provocare fenomeni di degrado biologico.

Quando la struttura di legno forma anche superficie, ad esempio pareti in legno e tavolati di copertura, qualora sia richiesta la classe bassa di reazione al fuoco, risulta conveniente il rivestimento con pannelli di cartongesso, fibrogesso o fibrocemento.

Come esempio di prescrizione normativa nei confronti della reazione si riporta il II DM 26 agosto 1992 "Norme di prevenzione incendi per l'edilizia scolastica":

a) negli atri, nei corridoi, nei disimpegni, nelle scale, nelle rampe, nei passaggi in genere, è consentito l'impiego dei materiali di classe 1 in ragione del 50% massimo della loro superficie totale (pavimento + pareti + soffitto + proiezioni orizzontali delle scale). Per le restanti parti debbono essere impiegati materiali di classe 0;

b) in tutti gli altri ambienti è consentito che le pavimentazioni compresi i relativi rivestimenti siano di classe 2 e che gli altri materiali di rivestimento siano di classe 1; oppure di classe 2 se in presenza di impianti di spegnimento automatico asserviti ad impianti di rivelazione incendi. I rivestimenti lignei possono essere mantenuti in opera, tranne che nelle vie di esodo e nei laboratori, a condizione che vengano opportunamente trattati con prodotti vernicianti omologati di classe 1 ...

Non essendo richiesto il requisito di reazione al fuoco per gli elementi strutturali a sviluppo lineare quali travi e pilastri, dovranno essere protetti con cartongesso di classe 0, 1 o 2 i soli elementi a sviluppo superficiale quali pareti e tavolati di copertura.



Foto 5.4: Interno di una scuola.

La reazione al fuoco non è richiesta per travi e pilastri (C.M. 09/05/89); per le pareti di legno ed i tavolati di copertura invece sì.

Pareti e tavolati sono interamente rivestiti di cartongesso.

Tutte le strutture, comprese travi e pilastri, sono progettati per avere resistenza al fuoco.

5.6.2 La protezione al fuoco nei confronti della resistenza delle sezioni

E' possibile aumentare la resistenza al fuoco delle strutture di legno proteggendole con pannelli di cartongesso, lana di roccia oppure legno in tavole o pannelli.

Il tempo di protezione che offrono i pannelli, t_{ch} , dipende dallo spessore delle protezioni, il calcolo di tale tempo è illustrato nei paragrafi seguenti.

Generalmente si assume l'ipotesi che all'istante t_{ch} si abbia la caduta della protezione (ipotesi $t_{ch}=t_f$, dove t_f è il tempo di caduta delle protezioni) lasciando il legno direttamente esposto al fuoco; da tale istante in poi il legno comincia a bruciare; tuttavia all'istante t_{ch} la superficie del legno risulta già surriscaldata ed il legno perso dagli elementi strutturali, ai fini del calcolo della sezione ridotta, è già pari a $d_0=7\text{mm}$ che è lo strato surriscaldato; dall'istante t_{ch} in poi il legno per alcuni minuti¹⁸ brucerà ad una velocità doppia rispetto ai valori di tabella 5.1 essendo già immerso in un incendio pienamente sviluppato e non avendo ancora lo strato di legno carbonizzato a protezione degli strati più profondi.

Qualora siano presenti più sistemi di protezione sovrapposti è necessario che ciascuna protezione sia efficacemente fissata al legno in modo che non si abbia la prematura caduta. Ad esempio se la protezione è fatta con lana di roccia placcata con cartongesso è necessario che la lana di roccia, presente all'interno dell'intercapedine fra legno e cartongesso, sia efficacemente fissata in modo che essa rimanga in posizione ed efficiente anche dopo la caduta del cartongesso.

Per una trattazione completa si veda il §3.4.3.2 "Charring rates" di [16], ma anche [26].

5.6.2.1 Protezione con legno

Il legno di protezione può essere formato da pannelli a base di legno tipo OSB o legno compensato, ma anche tavole di legno.

Il fissaggio delle protezioni deve garantire solo che i pannelli rimangano aderenti al legno, ma non deve assicurare la collaborazione meccanica fra l'elemento strutturale e la protezione.

$$t_{ch} = h_p / \beta_o \quad (5.9)$$

protezione con legno o pannelli a base di legno.

β_o è la velocità di carbonizzazione della protezione, si ricava dalla tabella 5.1 a pagina 170.

h_p è lo spessore della protezione in mm.

5.6.2.2 Protezione con lastre di cartongesso

Il cartongesso segue la classificazione della EN520; in particolare il tipo F (fire) ha generalmente delle prestazioni al fuoco migliori; tuttavia, al fine della protezione del legno, il vantaggio di utilizzare lastre tipo F è solo nell'utilizzo accoppiato.

$$t_{ch} = 2,8h_p - 14 \quad (5.10)$$

protezione con cartongesso tipo A, D, E, F, H, R¹⁹ se il cartongesso è posato con meno di 2mm di fuga o a fughe stuccate;

¹⁸ Dall'istante $t_{ch} = t_f$ si assume che i primi 25mm di profondità carbonizzino a velocità doppia rispetto alla normale velocità di carbonizzazione degli elementi non protetti. Il tempo necessario alla carbonizzazione dei primi 25 mm è quindi $\frac{25}{2 \cdot \beta}$; successivamente la velocità di carbonizzazione si assume che ritorni costante pari a β .

¹⁹ "A" sono i cartongessi normali, "F" sono i cartongessi tipo Fire (EN520).

$$t_{ch} = 2,8h_p - 23 \quad (5.11)$$

protezione con cartongesso tipo A, D, E, F, H, R se il cartongesso è posato con fuga libera di 2mm o più.

h_p è lo spessore della protezione in mm.

Se il cartongesso è del tipo **A, D, E, H, R** (EN520) ed è formato da due strati, h_p è la somma dello spessore dello strato esterno più il 50% dello spessore dello strato interno.

Se il cartongesso è del tipo **F** (EN520) ed è formato da due strati, h_p è la somma dello spessore dello strato esterno più l'80% dello spessore dello strato interno.

5.6.2.3 Protezione con pannelli di lana di roccia

$$t_{ch} = 0,07(h_{ins} - 20) \sqrt{\rho_{ins}} \quad (5.12)$$

protezione con lana di roccia.

h_{ins} è lo spessore della protezione in mm;

ρ_{ins} è la densità del pannello espressa in kg/m^3 .

La formula è valida solo per densità superiori a 26kg/m^3 e spessori di protezione superiori a 20mm; per densità più basse e/o spessori inferiori a 20mm si considera che la protezione non abbia efficacia.

5.6.3 Protezione al fuoco nei confronti della resistenza delle unioni

Per tempi di esposizione maggiori rispetto alle resistenze espresse in tabella 5.2 a pagina 173, la EN 1995-1-2 fornisce un metodo per il calcolo dello spessore delle protezioni (sia delle teste degli elementi di collegamento che dei bordi delle piastre), ma anche in alternativa il “*metodo del carico ridotto*” che consente di calcolare l'effettiva resistenza meccanica del giunto in condizioni di incendio in funzione del tempo di esposizione.



Foto 5.5:

L'unione fra pilastro e travi è realizzata mediante piastre interne a "T" e spinotti.

Gli spinotti sono di lunghezza inferiore alla larghezza della trave in modo che la testa resti incassata e possa essere coperta da un tappo di legno.

Le piastre a "T" sono incassate nelle travi in apposite tasche in modo da risultare completamente protette dal legno.

All'intradosso delle travi è ancora visibile il ferro a "T" all'interno delle tasche, tale spazio verrà chiuso con dei listelli di legno.

5.6.3.1 Protezione dei mezzi di unione

La protezione delle teste dei mezzi di unione metallici può essere fatta sia con placcaggi in legno o cartongesso, che incassando le teste dei mezzi di unione e coprendole con tappi di legno. Gli spessori delle protezioni dipendono dai minuti di resistenza al fuoco richiesta.

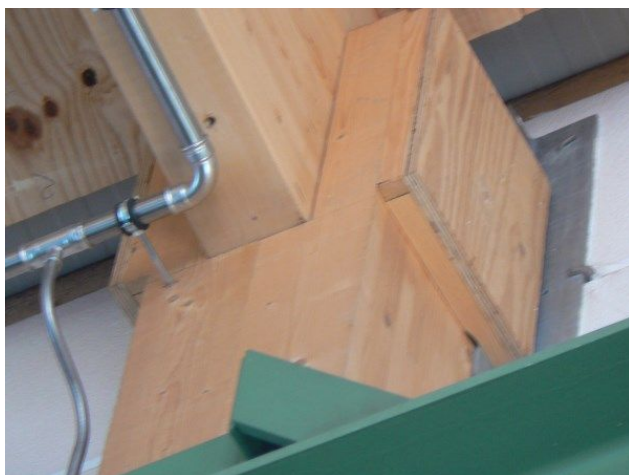


Foto 5.6: In questo caso le teste dei bulloni sono state protette con una cassetta di legno.

Detto t_{req} il tempo di resistenza al fuoco richiesto (nei casi pratici $t_{req} = R$), si calcola il tempo t_{ch} che deve garantire la protezione, considerando che qualunque unione anche se non protetta ha già alcuni minuti di resistenza al fuoco pari a $t_{d,fi}$ ricavabili dalla tabella 5.2 a pagina 173:

se la protezione è fatta con legno, pannelli a base di legno o cartongesso tipo A o H (EN520):

$$t_{ch} \geq t_{req} - 0,5 \cdot t_{d,fi} \quad (5.13)$$

se la protezione è fatta con cartongesso tipo F (EN520):

$$t_{ch} \geq t_{req} - 1,2 \cdot t_{d,fi} \quad (5.14)$$

Il calcolo dello spessore di protezione si fa con la formula 5.9 nel caso di protezione con legno, oppure le formule 5.10 o 5.11 nel caso di protezione con cartongesso.

Nel caso di protezione con tappi in legno incollati, la profondità del tappo a_{fi} si calcola con la seguente formula:

$$a_{fi} = \beta_n \cdot 1,5 \cdot (t_{req} - t_{d,fi}) \quad (5.15)$$

Ad esempio, nel caso di spinotti ($t_{d,fi} = 20$ minuti) nell'ipotesi che la resistenza al fuoco richiesta sia $t_{req} = R = 60$ minuti, è:

- protezione con pannelli di legno compensato di massa volumica superiore a 450 kg/m^3 ($\beta_0 = 1,0 \text{ mm/min}$):
 $t_{ch} \geq 60 - 0,5 \cdot 20 = 50 \text{ min}$
 è necessario spessore di compensato $h_p = 50 \text{ mm}$:
 $t_{ch} = 50 / 1,0 = 50 \text{ min}$
- protezione con cartongesso tipo F montato con fuga inferiore a 2mm:
 $t_{ch} \geq 60 - 1,2 \cdot 20 = 36 \text{ min}$
 è necessario spessore di cartongesso $h_p = 18 \text{ mm}$:
 $t_{ch} = 2,8 \cdot 18 - 14 = 36,4 \text{ min}$
- protezione con tappi di legno, unione fra elementi di legno lamellare ($\beta_n = 0,7 \text{ mm/min}$):
 $a_{fi} = 0,7 \cdot 1,5 \cdot (60 - 20) = 42 \text{ mm}$

5.6.3.2 Protezione delle piastre metalliche interne.

Si considerano resistenti al fuoco le sole piastre interne a sezioni di legno, i cui bordi possono essere esposti o protetti dal fuoco.

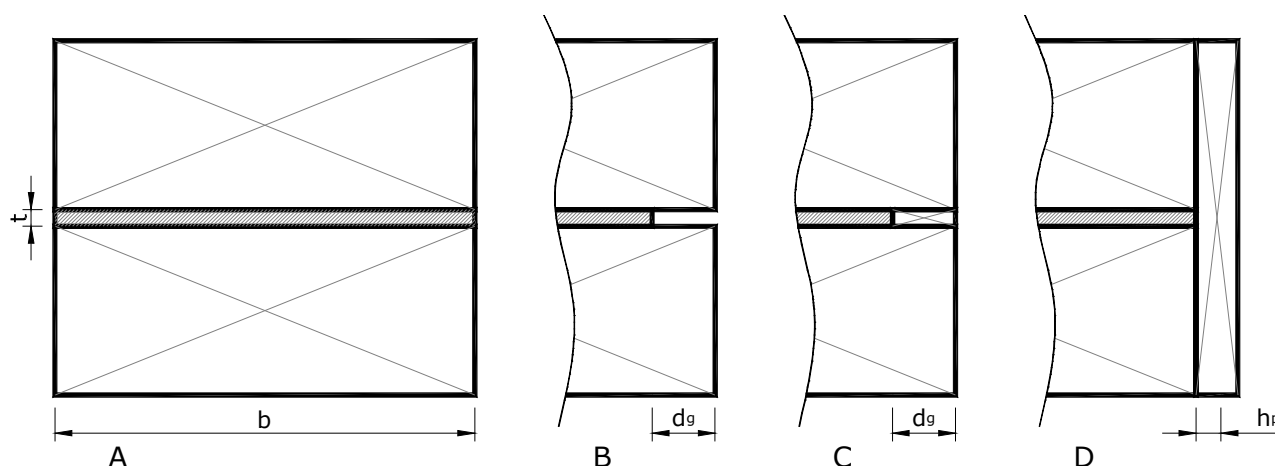


Figura 5.4: Protezione dei bordi delle piastre interne di acciaio.

A: Piastra a filo legno non protetta.

B: Piastra rientrante della profondità d_g

C: Piastra rientrante e protetta con listello di legno incollato di profondità d_g

D: Piastra a filo legno e protetta con pannello a base di legno di spessore h_p

- A Piastre a filo legno non protette e di spessore $t \geq 2\text{mm}$ e $t \leq 3\text{mm}$ si considerano resistenti al fuoco:
 30 minuti se $b \geq 200\text{mm}$
 60 minuti se $b \geq 280\text{mm}$
- B Piastre rientranti non protette e di spessore $t \leq 3\text{mm}$ si considerano resistenti al fuoco:
 30 minuti se $d_g \geq 20\text{mm}$
 60 minuti se $d_g \geq 60\text{mm}$
- C,D Piastre rientranti protette o a filo protette, si considerano resistenti al fuoco:
 30 minuti se $d_g \geq 10\text{mm}$ o $h_p \geq 10\text{mm}$
 60 minuti se $d_g \geq 30\text{mm}$ o $h_p \geq 30\text{mm}$

L'EC5 parte 1-2 non fornisce indicazioni per ottenere resistenze al fuoco superiori a 60 minuti (casi C e D), tuttavia è plausibile utilizzare protezioni di spessore d_g o h_p calcolate invertendo la formula 5.9: $d_g = h_p = \beta_0 \cdot t_{ch}$ ponendo $t_{ch} = R$.

5.7 Esempi di calcolo

5.7.1 Solaio 1

Si considera il "Solaio 1" del §3.8.1, lo si verifica per R60 minuti utilizzando il metodo della sezione efficace a sezione rettangolare.

Si considera l'esposizione al fuoco su 4 lati, è il caso in cui sulle travi è posata una seconda orditura che non garantisce la protezione al fuoco dell'estradosso delle travi principali.

Legno massiccio di conifera:

$$b = 220 \text{ mm}$$

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$k_{mod,fi} = 1,00$$

$$\beta_n = 0,8 \text{ mm/min}$$

$$k_0 = 1 \text{ (per } t \geq 20 \text{ min)}$$

$$d_0 = 7\text{mm}$$

$$\gamma_{M,fi} = 1,0$$

$$k_{fi} = 1,25$$

resistenza di progetto a flessione

$$f_{m,d,fi} = 1,00 \times 1,25 \times 24 / 1,0 = 30 \text{ N/mm}^2$$

Carichi SLU combinazione eccezionale:

coefficiente di combinazione per carichi variabili $\psi_2 = 0,30$

$$q_{fi} = (0,33 + 2,40 + 0,30 \cdot 2,00) \cdot 1,20 = q_{fi} = 3,996 \text{ kN/m}$$

Sollecitazioni:

$$M_{fi} = 3,996 \cdot 4.200^2 / 8 = 8,811 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Calcolo parametri geometrici:

a caldo per $t = 60 \text{ min}$:

$$d_{ef} = \beta_n \cdot t + k_0 \cdot d_0 = 0,80 \cdot 60 + 1 \cdot 7 = 55 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = b - 2 \cdot d_{ef} = 220 - 2 \cdot 55 = 110 \text{ mm}$$

$$h_{ef} = h - 2 \cdot d_{ef} = 250 - 2 \cdot 55 = 140 \text{ mm}$$

$$W_{ef} = \frac{b_{ef} \cdot h_{ef}^2}{6} = \frac{110 \cdot 140^2}{6} = 359\,333 \text{ mm}^3$$

Verifiche SLU condizioni di incendio:

Si considera l'estradosso (lembo compresso) controventato, pertanto non si esegue la verifica di stabilità ma solo quella di resistenza.

$$\sigma_{m,d} = \frac{8,811 \cdot 10^6}{359\,333} = 24,5 < 30,00 \text{ N/mm}^2 = f_{m,d,fi} \quad \text{verificato}$$

Si omette la verifica a taglio in quanto influente (peraltro non richiesta da EN 1995-1-2).

Nella seguente tabella sono riassunti i valori salienti delle verifiche per un utile confronto.

<i>Elemento</i>	<i>verifica a freddo</i>	<i>verifica a caldo</i>	<i>caldo/freddo</i>
Carico di progetto q_d [kN/m]	8,435	3,996	0,474
Momento flettente massimo M_d [kNm]	18,60	8,811	0,474
Sezione b ; h [mm]	220; 250	110; 140	0,50; 0,56
Modulo di resistenza W [mm ³]	2 291 667	359 333	0,157
Tensione di flessione $\sigma_{m,d}$ [N/mm ²]	8,116	24,52	3,021
Resistenza a flessione di progetto $f_{m,d}$ [N/mm ²]	12,8	30,0	2,344

5.7.2 Solaio 2

Si considera il "Solaio 2" del §3.8.2, lo si verifica per R60 minuti utilizzando il metodo della sezione efficace a sezione rettangolare.

Si ricorda che il solaio 2 ha le stesse prestazioni a freddo del solaio 1 ma solo realizzato con una sezione più snella:

$$b = 80 \text{ mm}$$

$$h = 350 \text{ mm}$$

Calcolo parametri geometrici:

a caldo per $t = 60 \text{ min}$:

$$d_{ef} = \beta_n \cdot t + k_0 \cdot d_0 = 0,80 \cdot 60 + 1 \cdot 7 = 55 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = b - 2 \cdot d_{ef} = 80 - 2 \cdot 55 = -30 \text{ mm}$$

Quindi la sezione carbonizza totalmente per un tempo di esposizione all'incendio inferiore a 60 minuti.

— o — o — o —

Nelle strutture soggette a prevenzione incendi le sezioni snelle (strette ed alte) risultano maggiormente vulnerabili delle sezioni tozze.

5.7.3 Trave di copertura controventata

Si considera la “Trave di copertura controventata (solo SLU combinazioni fondamentali)” del §3.8.9, la si verifica per R60 minuti utilizzando il metodo della sezione efficace a sezione rettangolare.

Si fa l'ipotesi che i controventi siano di acciaio e che non siano efficaci durante l'incendio, pertanto $a = l = 18,00\text{m}$

$$G_1 = 0,40 \text{ kN/m}^2 \text{ (compreso il peso proprio)}$$

$$G_2 = 0,20 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{k,N} = 1,20 \text{ kN/m}^2 \quad \psi_2 = 0,0 \text{ – carico neve}$$

$$Q_{k,M} = 0,50 \text{ kN/m}^2 \quad \psi_2 = 0,0 \text{ – carico di esercizio per manutenzione}$$

$$Q_{k,V} = -0,60 \text{ kN/m}^2 \quad \psi_2 = 0,0 \text{ – carico vento di sollevamento}$$

STATO LIMITE ULTIMO – COMBINAZIONE ECCEZIONALE FUOCO

$$q_{slu} = (G_1 + G_2 + \psi_2 \cdot Q_k) \cdot i =$$

$$= (0,40 + 0,20) \cdot 4,00 = 2,40 \text{ kN/m} = 2,40 \text{ N/mm}$$

Legno GL24h, combinazione di carico eccezionale fuoco

$$k_h = 1,00 \text{ (} h > 600\text{mm)}; k_{mod,fi} = 1,00; \gamma_m = 1,00; k_{fi} = 1,15 \text{ (legno lamellare);}$$

$$f_{m,20} = k_{fi} \cdot f_{m,k} = 1,15 \cdot 24 = 27,6 \text{ N/mm}^2$$

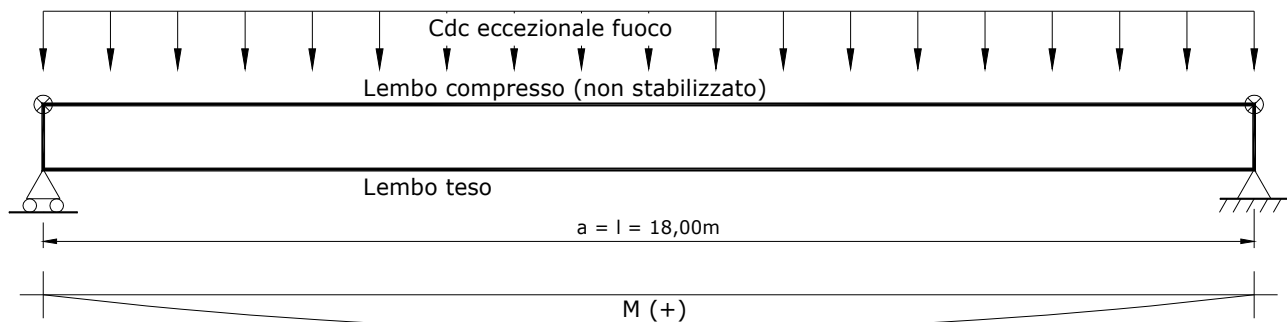
$$f_{m,d,fi} = k_h \cdot k_{mod,fi} \cdot \frac{f_{m,20}}{\gamma_m} = 1,00 \cdot 1,00 \cdot \frac{27,6}{1,00} = 27,6 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{0,20} = k_{fi} \cdot E_{0,05} = 1,15 \cdot 9600 = 11040 \text{ N/mm}^2$$

$$G_{20} = k_{fi} \cdot G_{05} = 1,15 \cdot 540 = 621 \text{ N/mm}^2$$

Sollecitazioni, combinazione di carico allo SLU incendio

$$M_d = 2,40 \times 18,00^2 / 8 = 97,2 \times 10^6 \text{ Nmm (positivo, estradosso compresso)}$$



Si considera l'esposizione al fuoco su 3 lati, è il caso in cui sulle travi è posato direttamente un tavolato o una lamiera grecata che garantisce la protezione al fuoco dell'estradosso.

Calcolo parametri geometrici:

a caldo per $t = 60 \text{ min}$:

$$\beta_0 = 0,7 \text{ mm/min}$$

$$k_0 = 1 \text{ (per } t \geq 20 \text{ min)}$$

$$d_0 = 7 \text{ mm}$$

$$d_{ef} = \beta_n \cdot t + k_0 \cdot d_0 = 0,70 \cdot 60 + 1 \cdot 7 = 49 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = b - 2 \cdot d_{ef} = 200 - 2 \cdot 49 = 102 \text{ mm}$$

$$h_{ef} = h - d_{ef} = 960 - 49 = 911 \text{ mm}$$

$$W_{ef} = \frac{b_{ef} \cdot h_{ef}^2}{6} = \frac{102 \cdot 911^2}{6} = 14\,108\,657 \text{ mm}^3$$

Verifiche di resistenza/stabilità flessotorsionale:

$a = 18,00$ m distanza fra i ritegni flessotorsionali per estradosso compresso (controventi non efficienti), essendo il lembo compresso stabilizzato solo agli appoggi. Andamento del momento fra i ritegni flessotorsionali parabolico e applicazione del carico al lembo compresso (estradosso):

$$l_{ef} = 0,9 + 2 \cdot h = 0,9 \cdot 18000 + 2 \cdot 911 = 163822 \text{ mm}$$

$$\lambda_m = \frac{\sqrt{l_{ef} \cdot h}}{b} = \frac{\sqrt{18022 \cdot 911}}{102} = 39,7 > 13 \text{ si ha instabilità flessotorsionale}$$

Si calcola il k_{crit}

$$\beta_c = 0.1$$

$$\alpha = \frac{1}{3 + \frac{1,8 \cdot 102}{911}} = 0,312$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot \sqrt{3 \cdot \alpha \cdot E_{0,20} \cdot G_{20}} = \frac{\pi \cdot 102^2}{911 \cdot 18022} \cdot \sqrt{3 \cdot 0,312 \cdot 11040 \cdot 621} = 5,043 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,20}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{27,6}{5,043}} = 2,339$$

$$k_{crit} = \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} = \frac{1}{2,339^2} = 0,183$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{97,2 \cdot 10^6 \cdot 6}{102 \cdot 911^2} = 6,889 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} = \frac{6,889}{0,183 \cdot 27,6} = 1,366 > 1$$

non verificato

La verifica di stabilità non risulta soddisfatta.

E' possibile risolvere il problema aumentando leggermente la base della sezione (maggiore stabilità flessotorsionale) oppure realizzando un controvento in grado di resistere al fuoco (ad esempio di legno).

6 ASPETTI PARTICOLARI LEGATI ALLA PROGETTAZIONE

6.1 I movimenti del legno

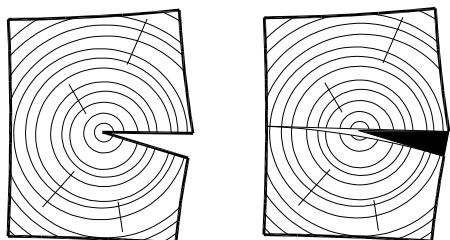


In questo caso il “movimento del legno” è stato causato da cause non imputabili alla natura del materiale! A seguito del terremoto di Anchorage (Alaska) del 1964 magnitudo 8,4 (una delle più alte mai registrate) si è avuto uno smottamento del terreno che ha causato lo slittamento della casa di legno che comunque è rimasta intatta. Il blocco ascensore di un edificio in cemento armato sullo sfondo è invece crollato.

Il legno è un materiale igroscopico, assorbe e cede umidità dall'ambiente nel quale si trova; alle variazioni igrometriche sono associati dei movimenti, in particolare ritiri e rigonfiamenti che tendono a deformare la sezione degli elementi.

Nella sezione il ritiro tangenziale (cioè lungo l'anello) è maggiore del ritiro radiale, pertanto a seguito della stagionatura (perdita di umidità dall'atto del taglio all'equilibrio igrometrico con l'ambiente) la sezione subisce una distorsione che genera le *fessure da ritiro*.

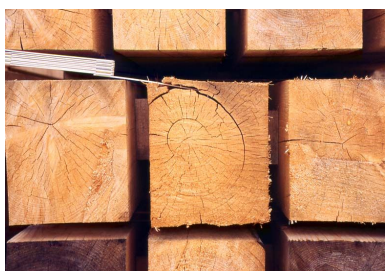
Le fessure da ritiro sono fisiologiche ed inevitabili, si manifestano con delle spaccature radiali dall'esterno del tronco (della trave) e raggiungono il centro (midollo).



Fessura da ritiro.

La stuccatura delle fessure da ritiro è pratica errata in quanto nella stagione umida il legno tende a richiudere la fessura, la stuccatura può propagare la fessura (effetto cuneo).

Tuttavia esistono altri tipi di fessure che invece devono essere considerate dei veri e propri difetti, come ad esempio le *cipollature* che si manifestano con il distacco tangenziale di uno o più anelli di accrescimento.



Trave di legno affetta da cipollatura.

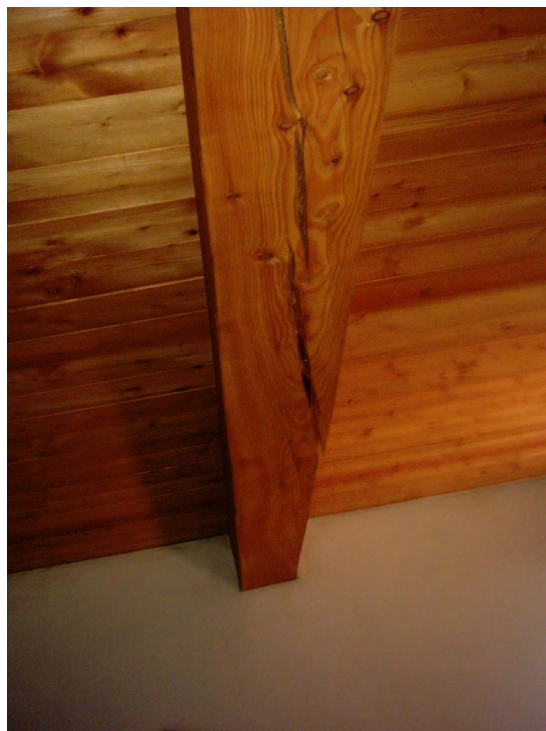
Questo è un difetto grave che rende la trave non idonea agli usi strutturali.

La cipollatura è un difetto molto frequente nel legno di castagno, ma è presente anche nell'abete, nel larice e nel pioppo.

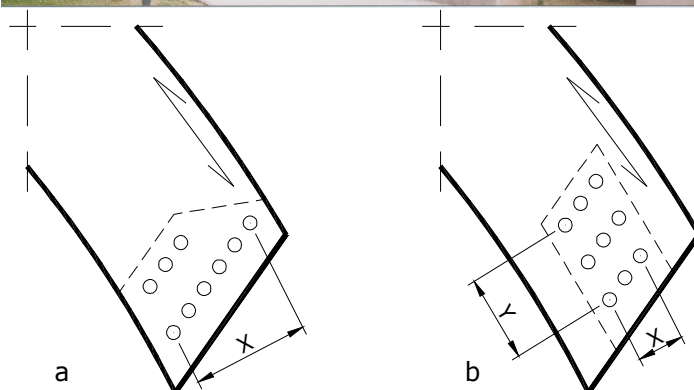
I movimenti del legno sono molto spiccati in direzione radiale e tangenziale, cioè nella sezione; sono quasi trascurabili in direzione longitudinale.



Oltre alla distorsione della sezione, alle variazioni di umidità del legno possono essere associati dei movimenti di torsione, specialmente se la fibratura della trave è accentuatamente deviata. Questi, se contrastati, possono portare alla rottura della trave per torsione, evidenziata dal propagarsi della fessura da ritiro intorno ad uno spigolo.



Anche il legno lamellare, certamente più stabile rispetto al legno massiccio, non è esente da movimenti.



In questo caso l'unione con piastra metallica interna rigida, associata alle condizioni di esposizione particolarmente severe, ha impedito alla sezione di ritirarsi liberamente provocando una pericolosa fessura passante nella zona di unione. E' necessario limitare la distanza x dei mezzi di unione in direzione ortogonale alla fibratura (come nel disegno b). L'estensione Y in direzione parallela alla fibratura non ha importanza essendo il ritiro

e rigonfiamento in direzione longitudinale molto contenuto.

La viscosità del legno è maggiormente accentuata se la trave viene posta in opera umida e stagiona sotto carico; in tal caso, oltre alla inflessione istantanea e lenta, il ritiro della sezione provoca un ulteriore abbassamento dell'estradosso della trave.

Nelle due immagini seguenti è documentato come tali fenomeni hanno provocato la progressiva fessurazione dei tramezzi insistenti sul solaio.



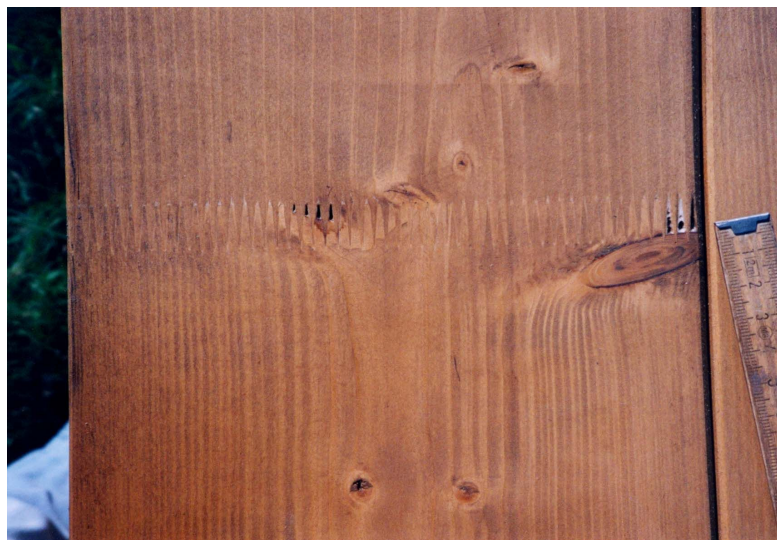
La riduzione di sezione dovuta alla stagionatura in opera ha provocato l'abbassamento dell'estradosso di oltre un centimetro, a questo si somma l'abbassamento per flessione sia elastico che viscoso. La sovrastruttura ha seguito la trave solo in luce ma non agli appoggi.



Negli interventi di consolidamento è inutile tentare di incollare piastre metalliche in direzione ortogonale alla fibratura del legno, direzione di massimo movimento, in quanto tali interventi sono destinati a staccarsi, non solo per cedimento dell'adesivo ma per rottura a taglio o trazione ortogonale alla fibratura del legno in prossimità dell'incollaggio.

6.2 Legno massiccio o legno lamellare?

Il legno massiccio, se correttamente classificato secondo metodi scientifici, non è peggiore del legno lamellare incollato per proprietà meccaniche e durabilità. Purtroppo spesso in Italia viene utilizzato legno lamellare di pessima qualità con buona pace degli utilizzatori che credono di avere a che fare con un materiale esente da difetti! Anche il legno lamellare va conosciuto.



Esempi di cattiva realizzazione dei giunti a dita fra le tavole di una trave di legno lamellare incollato.

Bisogna sottolineare che il legno lamellare è fatto di abete, materiale con bassa durabilità naturale e non impregnabile, pertanto se lasciato esposto alle intemperie, marcisce come il legno massiccio di abete.



Un ponte a struttura di legno lamellare di abete direttamente esposto alle intemperie andato fuori servizio in meno di otto anni.

La durabilità del legno dipende dalla specie legnosa e dalle condizioni di esposizione, pertanto la durata dell'opera dipende dalla sensibilità del Progettista che deve progettare conoscendo i limiti ed i pregi del materiale.



Ponte di legno lamellare incollato in costruzione; la copertura assicurerà lunga durata all'opera.



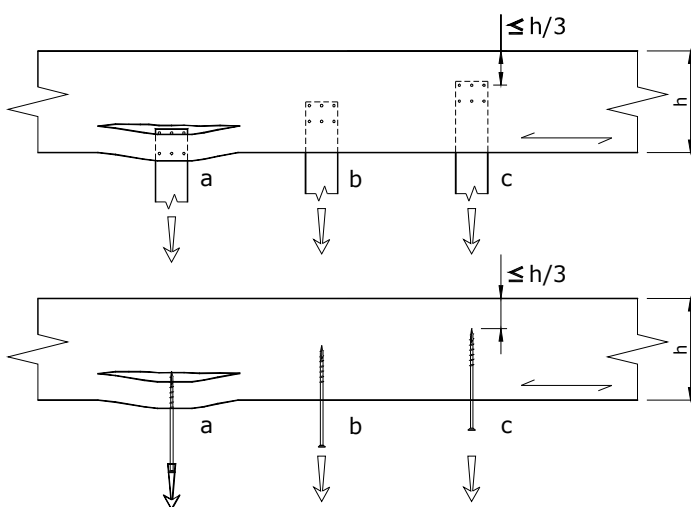
Basta alzare gli occhi nelle nostre Chiese pluricentinarie per rendersi conto che il legno, se tenuto all'asciutto, ha durata illimitata nel tempo.

6.3 La resistenza a trazione ortogonale alla fibratura

Uno dei punti deboli del legno è la bassissima resistenza a trazione ortogonale alla fibratura che assume valori da 0,4 a 0,6 N/mm², quindi circa un quarantesimo rispetto alla resistenza a trazione parallela alla fibratura.

Tale sollecitazione viene evocata spesso nelle unioni e nelle travi con carichi appesi.

Tale sollecitazione viene evocata spesso nelle unioni e nelle travi con carichi appesi:



a): Nelle unioni meccaniche che sollecitano il legno ortogonalmente alla fibratura c'è il pericolo della frattura parallela alla fibratura e lo strappo dell'intradosso della trave (rottura per spacco) se l'unione è concentrata in prossimità del bordo sollecitato.

c): Se il mezzo di unione più alto (o la punta delle viti sollecitate a trazione) è a una distanza inferiore ad $h/3$ dal bordo non sollecitato, sicuramente non c'è questo problema.

b): Nei casi intermedi l'EC5 propone di applicare una riduzione alla resistenza dell'unione.

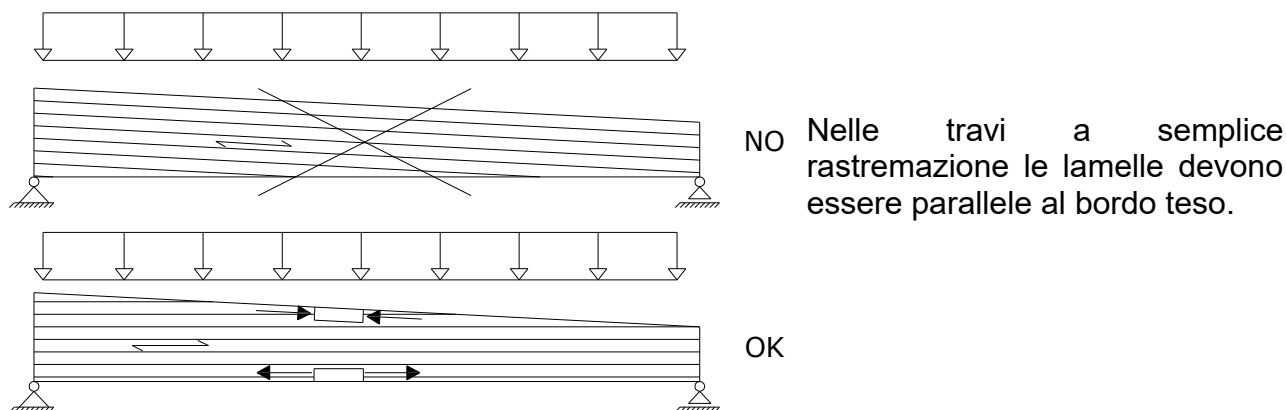
Si ritiene prudente adottare sempre lo schema c.

Ad esempio in un sistema di travi che sorregge un controsoffitto pesante è necessario che le unioni del controsoffitto alle travi siano entro il terzo superiore delle travi stesse per evitare che vengano "strappate" le fibre inferiori.

Nel disegno strutturale è sempre opportuno specificare con il simbolo $\nwarrow$ la direzione della fibratura.

Il problema nasce anche nelle travi di legno lamellare a forma non prismatica: nelle travi rastremate in cui le lamelle risultano tagliate in corrispondenza dell'intradosso teso, la

trazione all'intradosso è inclinata rispetto alla fibratura che tende a rompere la trave; la posizione corretta è mantenere le lamelle continue e parallele all'intradosso teso.



Nelle travi centinate nascono nella zona centrale delle tensioni di trazione ortogonali alla fibratura, queste sono inversamente proporzionali al raggio di curvatura, è necessario quindi non utilizzare raggi troppo piccoli.

6.4 La viscosità e le deformazioni differite

Come molti altri materiali, il legno è un materiale viscoelastico e la principale conseguenza di questo è l'aumento della freccia delle travi inflesse nel tempo.

Anche nel calcestruzzo armato è presente tale fenomeno, tuttavia il problema è meno sentito in quanto sia il materiale (più rigido del legno) che le tipologie strutturali (iperstatiche) portano a deformazioni iniziali molto basse e quindi l'aumento delle deformazioni generalmente non è un problema; nel caso delle strutture di legno il materiale (meno rigido del c.a.) e le tipologie strutturali (generalmente isostatiche o a bassa iperstaticità) portano a deformazioni iniziali importanti e l'aumento nel tempo di queste è un problema che il progettista non può trascurare.

Da tener presente che solo i carichi che agiscono permanentemente sulla struttura danno origine ad aumento di deformazione nel tempo, non i carichi che agiscono per brevi periodi.

L'aumento di deformazione nel tempo si riscontra solo nei primi anni successivi alla messa in carico dell'elemento.

I carichi che agiscono permanentemente sulla struttura generalmente sono il peso proprio, il carico permanente portato e una quota parte dei carichi variabili che mediamente sono sempre presenti sulla struttura.

Il fenomeno della viscosità è maggiormente sentito negli elementi posti in opera umidi e che stagionano sotto carico.

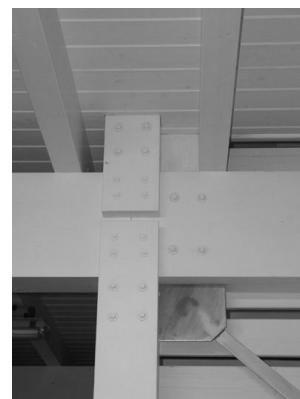
Per elementi già in opera che hanno già subito l'aumento di deformazione nel tempo, il fenomeno può ripartire manifestando ulteriore deformazione se l'elemento viene sufficientemente bagnato e si riasciuga sotto carico, (prescindendo dai fenomeni di degrado). Questo comportamento del legno fa parte delle proprietà mecano-sorbitive del materiale. Il comportamento mecano-sorbitivo si manifesta quando subisce delle variazioni di umidità e/o temperatura mentre è anche sollecitato meccanicamente.



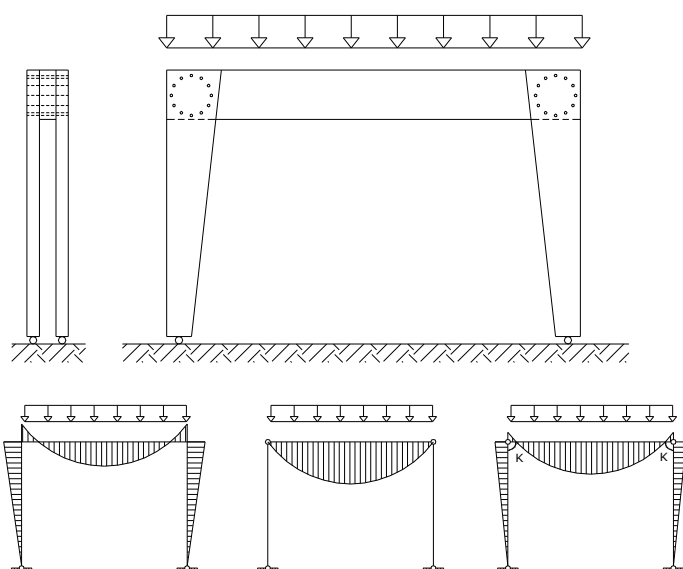
Deformazioni di una copertura in legno.

6.5 La deformabilità delle unioni

Le unioni meccaniche nelle strutture di legno generalmente non possono essere considerate rigide.



Nelle immagini, un sistema a travi e pilastri. Le unioni bullonate non possono assicurare la rigidità alla rotazione delle unioni, pertanto il sistema ha necessità di essere controventato con croci di S. Andrea. (Foto Valerio Rao)



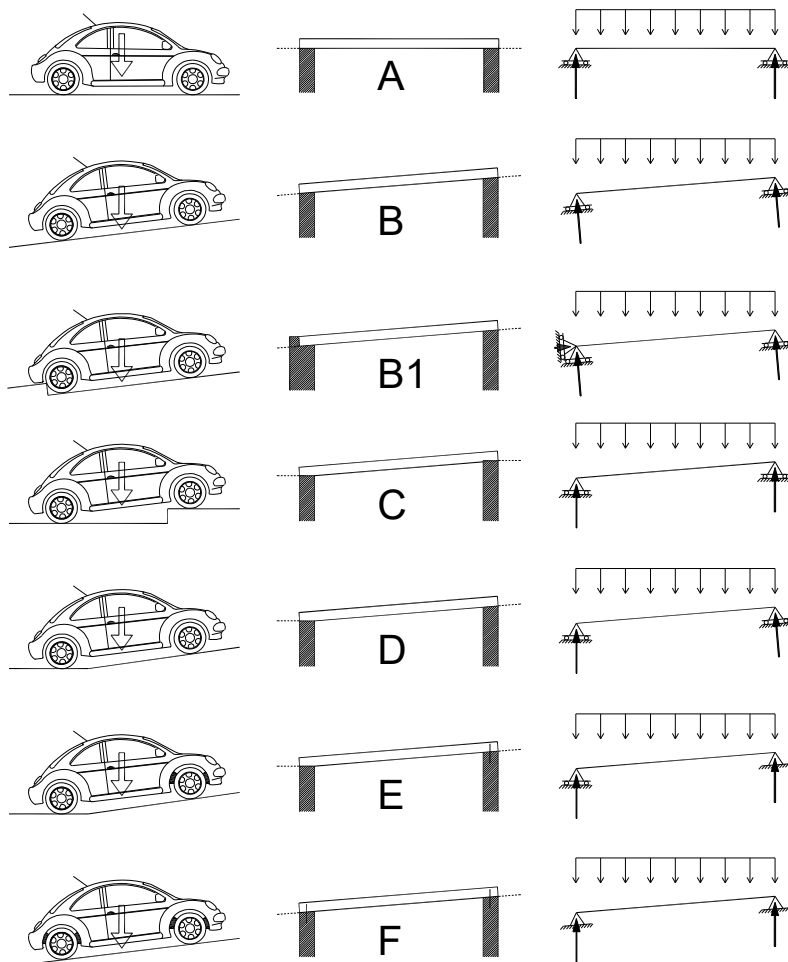
Il funzionamento del portale a nodi semirigidi è compreso fra i due casi limite: unioni rigide e cerniere (prescindendo dalla labilità di quest'ultimo).

6.6 La spinta nelle strutture di legno

Il legno è per sua natura vocato per la costruzione di tetti mediante l'utilizzo di travi inclinate, è qui che il sistema strutturale può dare origine a spinte.

Il fatto che una trave sia inclinata non significa necessariamente che essa dia spinta orizzontale sui muri di appoggio.

Negli esempi si assume che agli appoggi non ci sia attrito.



A) La trave è orizzontale, vincolata con carrelli a reazione verticale, non ci sono componenti orizzontali e quindi è in equilibrio e non è spingente.

B) La trave è inclinata, vincolata con carrelli a reazione inclinata, non ci può essere l'equilibrio in quanto non sono equilibrate le componenti orizzontali delle reazioni vincolari, quindi non è in equilibrio e tende a scivolare verso sinistra.

B1) La trave è inclinata, vincolata con carrelli a reazione inclinata, tuttavia all'appoggio basso la testa della trave può contrastare contro il muro, il contrasto con il muro determina una spinta sub-orizzontale che ripristina l'equilibrio alla traslazione orizzontale, il sistema è spingente ma è in equilibrio.

C) La trave è inclinata, vincolata con carrelli a reazione verticale, non ci sono componenti orizzontali e quindi è in equilibrio e non è spingente.

D) La trave è inclinata, vincolata con carrelli uno a reazione orizzontale ed uno a reazione inclinata, non ci può essere l'equilibrio in quanto non è equilibrata la componente orizzontale della reazione del vincolo di destra, quindi non è in equilibrio e tende a scivolare verso sinistra. L'equilibrio ci sarebbe se la testa sinistra della trave potesse contrastare al muro come nel caso B1 e darebbe spinta orizzontale.

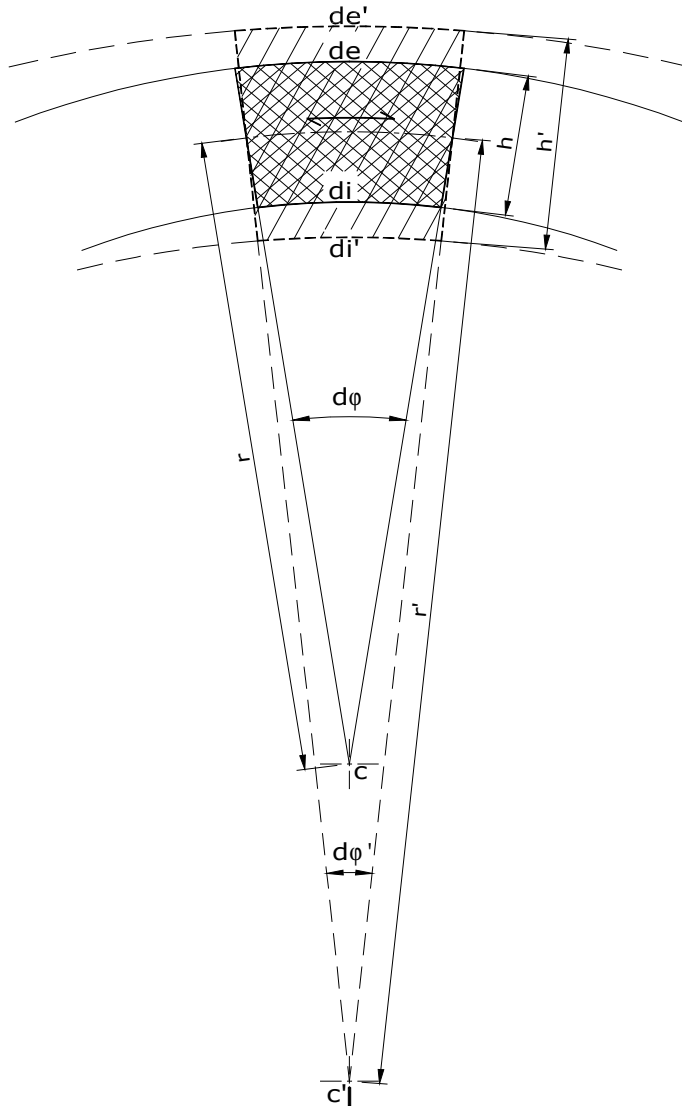
E) La trave è inclinata, vincolata da un lato con carrello a reazione orizzontale dall'altro con cerniera (appoggio più spinotto) in grado di dare reazione in ogni direzione, il sistema è in equilibrio e non è spingente in quanto non nascono forze orizzontali. Nel caso dell'analogia con l'automobile le ruote anteriori sono frenate.

F) La trave è inclinata, vincolata da ambedue i lati con cerniera (appoggio più spinotto) in grado di dare reazione in ogni direzione, il sistema è in equilibrio e non è spingente in

quanto non nascono forze orizzontali. Nel caso dell'analogia con l'automobile le ruote sono tutte frenate.

6.7 Le variazioni dimensionali negli elementi curvi

Si analizza il problema degli elementi curvi di legno lamellare che, con le variazioni di umidità, tendono a cambiare la loro forma.



Si prenda un concio elementare (in figura campito con il tratto incrociato) di angolo di apertura infinitesimo $d\varphi$.

Si consideri una variazione di umidità nel legno ΔU positiva, cioè aumento di umidità, il legno si rigonfia ed il concio elementare cambia forma (in figura campito con il tratteggio semplice inclinato); con l'apice si indicano le quantità dopo la variazione di umidità.

Il rigonfiamento in direzione ortogonale alla fibratura provoca un aumento della sezione dell'elemento curvo:

$$h' = h (1 + k \Delta U) \quad (6.1)$$

Lo sviluppo del concio (in direzione della fibratura) praticamente non cambia, essendo il rigonfiamento parallelo alla fibratura generalmente trascurabile, pertanto:

sviluppo dell'intradosso = $di' = di$

sviluppo dell'estradosso = $de' = de$

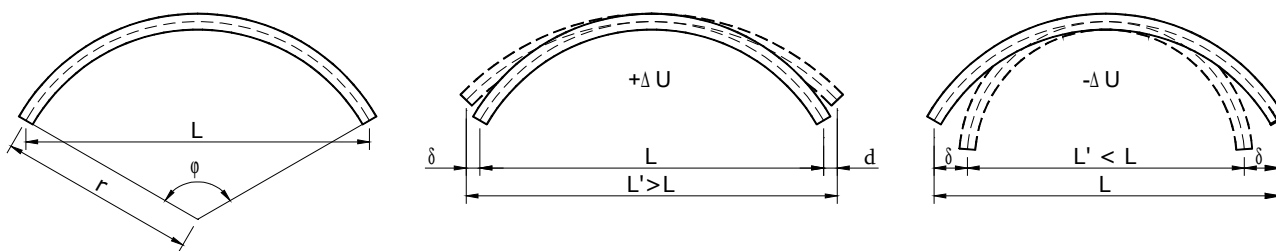
Di conseguenza il centro di curvatura si sposta dalla posizione c alla c' , il raggio di curvatura aumenta e l'angolo al centro diminuisce, le quantità variate $d\varphi'$ e r' possono essere calcolate mettendo a sistema le seguenti equazioni:

$$\begin{cases} (r' + h'/2) \cdot d\varphi' = de' = de = (r + h/2) \cdot d\varphi \\ (r' - h'/2) \cdot d\varphi' = di' = di = (r - h/2) \cdot d\varphi \end{cases}$$

sommando membro a membro e sottraendo membro a membro:

$$\begin{cases} r' \cdot d\varphi' = r \cdot d\varphi \\ h' \cdot d\varphi' = h \cdot d\varphi \end{cases} \rightarrow \begin{cases} h \cdot (1 + k \cdot \Delta U) \cdot d\varphi' = h \cdot d\varphi \\ r' \cdot d\varphi' = r \cdot d\varphi \end{cases} \rightarrow \begin{cases} d\varphi' = d\varphi / (1 + k \cdot \Delta U) \\ r' = r \cdot (1 + k \cdot \Delta U) \end{cases} \quad (6.2)$$

Se si considera un elemento curvo libero nello spazio soggetto a variazione di umidità si ha:



Quindi l'aumento di umidità nel legno tende a far "distendere" l'elemento curvo, mentre la diminuzione di umidità tende a farlo "stringere". Si noti che lo sviluppo resta pressoché costante.

Si può calcolare la corda dell'elemento curvo:

$$L = 2 r \sin(\varphi/2) \quad (6.3)$$

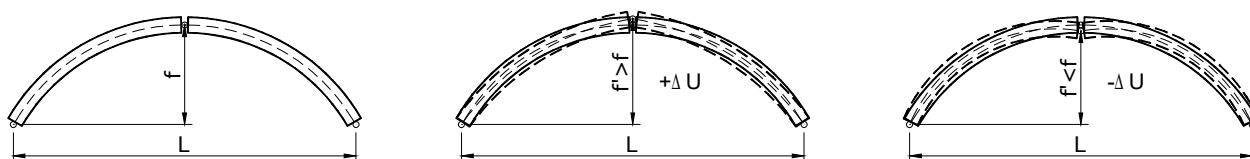
$$L' = 2 r' \sin(\varphi'/2) \quad (6.4)$$

$$\delta = (L' - L)/2 \quad (6.5)$$

Se l'elemento è una trave curva appoggio fisso - appoggio scorrevole, bisogna considerare che l'appoggio scorrevole possa spostarsi, oltre che per effetto dei carichi esterni, anche per le variazioni di umidità.

6.7.1 Arco a tre cerniere

Nell'arco a tre cerniere, essendo isostatico, al variare dell'umidità del legno non nascono autotensioni, tuttavia si ha una variazione della geometria.



In particolare, dovendo rimanere costante sia la luce in quanto le cerniere alla base sono fisse, ma anche lo sviluppo di ciascun semiarco, la cerniera centrale si alza o si abbassa all'aumentare o al diminuire dell'umidità.

Ad esempio in un arco a tre cerniere di angolo al centro $\varphi = 120^\circ$ come nelle figure sopra, $r = 10,00\text{m}$, $L = 17,32\text{m}$, $f = 5,00\text{m}$ a seguito di un aumento di umidità del legno $\Delta U_L = 10\%$ si ha un innalzamento della cerniera di chiave di circa 32mm, per diminuzione di umidità $\Delta U_L = -10\%$ un abbassamento di circa 32mm.

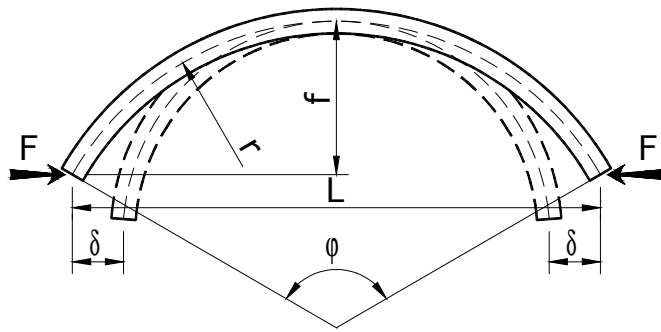
6.7.2 Arco a due cerniere²⁰

Se l'elemento curvo è un arco a due cerniere, essendo contrastato lo spostamento δ , nascono delle forze vincolari che provocano autotensioni.

Tali sollecitazioni possono essere anche importanti e portare a rottura il legno o i vincoli.

Il calcolo delle autotensioni si fa passando dalla rigidità dell'elemento curvo non vincolato che, sottoposto alla spinta F si sposta della quantità δ :

²⁰ Nella trattazione che segue si trascura il ritiro/rigonfiamento in direzione longitudinale. Questo è generalmente accettabile per elementi curvi con ampio angolo al centro. Per elementi curvi molto ribassati il ritiro/rigonfiamento longitudinale amplifica ulteriormente i fenomeni descritti; a tal proposito si guardi la Tesi di Laurea dell'Ing. Leonardo Chiarini "Analisi strutturale di una passerella in legno lamellare" Scuola di Ingegneria, Firenze, 2020.



$$f = r \cdot \left[1 - \cos\left(\frac{\varphi}{2}\right) \right] \quad (6.6)$$

$$L = 2 \cdot r \cdot \sin\left(\frac{\varphi}{2}\right) \quad (6.7)$$

$$\delta = \frac{F \cdot r}{E \cdot J} \cdot \left[(f-r)^2 \cdot \frac{\varphi}{2} + 2 \cdot (f-r) \cdot r \cdot \sin\left(\frac{\varphi}{2}\right) + \frac{r^2}{4} \cdot (\varphi + \sin(\varphi)) \right] \quad (6.8)$$

Ovviamente φ deve essere espresso in radianti.

Nel caso dell'arco a tutto sesto ($\varphi = 180^\circ = \pi^{\text{rad}}$); $f = r$; $L = 2r$

la formula precedente degenera in:

$$\delta = \frac{\pi \cdot F \cdot r^3}{4 \cdot E \cdot J} \quad (6.9)$$

che invertendo diventa:

$$F = \frac{4 \cdot \delta \cdot E \cdot J}{\pi \cdot r^3} \quad (6.10)$$

Si consideri il seguente esempio:

- Arco a due cerniere a tutto sesto a copertura di una piscina -

$$\varphi = 180^\circ$$

$$r = f = 10\text{m} = 10\,000\text{ mm}$$

$$L = 2r = 20\text{m} = 20\,000\text{ mm}$$

$$\text{Sezione } b \times h = 200 \times 680\text{ mm}$$

$$E_{0,m} = 11500\text{ N/mm}^2 \text{ (GL24h)}$$

Se l'arco viene messo in opera ad umidità iniziale del legno $U_{L,i}=10\%$, supponendo che il locale non venga deumidificato per un lungo periodo, permanendo in ambiente con umidità relativa dell'aria prossima a $U_R = 100\%$, esso tende a raggiungere una umidità di equilibrio con l'ambiente prossima o addirittura superiore al punto di saturazione delle pareti cellulari, cioè si può ipotizzare che l'umidità finale del legno sia $U_{L,f} \geq 30\%$, pertanto nel legno ci sarà una variazione positiva di umidità rilevante ai fini del rigonfiamento

$$\Delta U_L = 30\% - 10\% = 20\%$$

Considerando un coefficiente di rigonfiamento medio trasversale $k = 0,0025$ si ha:

$$\varphi' = \frac{180^\circ}{(1+0,0025 \cdot 20)} = 171,4^\circ$$

$$r' = 10\,000 \cdot (1+0,0025 \cdot 20) = 10\,500\text{ mm}$$

$$L' = 2 \cdot 10\,500 \cdot \sin\left(\frac{171,4}{2}\right) = 20\,941\text{ mm}$$

$$\delta = (20\,941 - 20\,000)/2 = 470\text{ mm}$$

Essendo l'arco vincolato agli estremi dalle cerniere, lo spostamento δ è contrastato dalla forza:

$$F = \frac{4 \cdot 470 \cdot 11500 \cdot 200 \cdot 680^3}{12 \cdot \pi \cdot 10\,000^3} = 36\,064 \text{ N} = 36,06 \text{ kN}$$

che genera un momento massimo al centro dell'arco pari a:

$$M_{\max} = F \cdot f = 36,06 \cdot 10 = 360,6 \text{ kNm}$$

e di conseguenza:

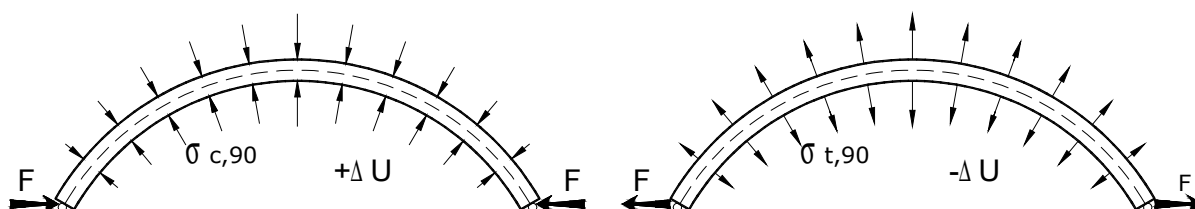
$$\sigma_m = \frac{6 \cdot 360,6 \cdot 10^6}{200 \cdot 680^2} = 23,4 \text{ N/mm}^2 \text{ che è un valore prossimo alla resistenza caratteristica a flessione } f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2 \text{ del legno lamellare GL24h, quindi sicuramente eccessivo.}$$

Insieme alle tensioni di flessione nascono delle tensioni ortogonali alla fibratura, in questo caso di compressione:

$$\sigma_{c,90} = \sigma_m \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{h}{r} = 23,4 \cdot 0,25 \cdot \frac{680}{10000} = 0,398 \text{ N/mm}^2 \text{ che, essendo di compressione ortogonale, non rivestono particolare importanza.}$$

Tuttavia si fa notare che se la variazione di umidità fosse stata negativa (perdita di umidità) la tensione ortogonale alla fibratura sarebbe stata di trazione e pertanto eccessiva se confrontata alla esigua resistenza ortogonale alla fibratura, tale fatto avrebbe portato al distacco fra le parti superiore ed inferiore della sezione nel tratto centrale.

Nei due casi (aumento di umidità nell'arco a due cerniere e diminuzione di umidità) si ha:



Nel disegno precedente per semplicità sono rappresentate le tensioni ortogonali alla fibratura ma non sono rappresentate le tensioni di flessione.

7 CONSOLIDAMENTO DELLE STRUTTURE ESISTENTI

7.1 Introduzione

Queste brevi note vogliono introdurre alcuni concetti che sono alla base della progettazione degli interventi di consolidamento ed adeguamento delle strutture di legno, non sono sicuramente esaustive di tutti i problemi che possono presentarsi e delle possibili soluzioni.

E' bene sottolineare che non necessariamente una struttura di legno ha bisogno di consolidamento, bisogna evitare di ricorrere al consolidamento per sopperire alla scarsa conoscenza dei materiali e dello stato di conservazione; tante strutture antiche sono giunte a noi in ottimo stato di conservazione ed in perfetta efficienza, per esse la fase progettuale inizia con l'indagine diagnostica, passa attraverso la verifica numerica e si conclude con un giudizio sulla sicurezza in relazione alle condizioni di uso.

Il consolidamento ed adeguamento delle strutture richiede uno sforzo in più rispetto alla progettazione ex novo in quanto necessita dell'interpretazione del funzionamento strutturale attuale, l'attenta lettura del degrado e delle cause, lo studio delle possibili soluzioni per eliminare le cause del degrado e ripristinare la funzionalità della struttura e la ricerca di schemi di calcolo appropriati, il tutto limitando al minimo necessario gli interventi per rispettare il valore storico e culturale dell'opera, minimizzare i costi ma senza prescindere dalla durabilità, dalla sicurezza e dalla affidabilità dell'intervento.

Il Progettista non deve limitarsi ad utilizzare soluzioni preconfezionate e schematizzate, non deve ridurre la progettazione al semplice soddisfacimento delle verifiche statiche formali, ma deve affrontare la progettazione in maniera critica con l'obiettivo di realizzare interventi sicuri, efficaci ed efficienti nel tempo; in questa ottica è necessario, parallelamente agli interventi di consolidamento, rimuovere le cause che hanno determinato il degrado stesso e prevedere presidi che impediscano il degrado in futuro.

7.2 Principali cause di dissesto

Può presentarsi l'esigenza di intervenire sulle strutture di legno principalmente nei seguenti casi:

- degrado biologico degli appoggi a muro (principalmente carie): tale circostanza è spesso generata da percolazioni di acqua meteorica a causa della cattiva tenuta del manto di copertura, oppure dalla umidità dell'ambiente interno che in corrispondenza del muro esterno condensa bagnando la testata spesso non opportunamente areata ma lasciata a stretto contatto con la muratura;
- rottura in luce di uno o più elementi per cattiva qualità del materiale e/o sottodimensionamento;
- degrado biologico in luce di uno o più elementi (carie o attacco da insetti xilofagi) con eccessiva perdita di sezione resistente;
- nelle strutture composte (ad esempio le capriate) rottura o sconnessione di una o più unioni interne a causa del sottodimensionamento degli stessi e/o di degrado biologico locale e/o difetti localizzati;

In molti casi la rottura o eccessiva inflessione degli elementi lignei o la rottura delle unioni è causata dall'eccessivo carico al quale le strutture risultano sottoposte a seguito di interventi realizzati senza tener conto delle effettive capacità delle strutture esistenti, in passato molte coperture sono state gravate con solette di calcestruzzo il cui peso ha

spesso raddoppiato il carico permanente originario causando altrettanti incrementi tensionali nelle sezioni e nelle unioni; nel caso dei solai è abbastanza frequente la pratica di realizzare nuovi pavimenti, con relativo riempimento, al fine di portare in piano il piano di calpestio imbarcato dall'inflessione delle travi; in questi casi l'eventuale intervento di consolidamento dovrebbe seguire alla riduzione dei carichi permanenti.

Nelle capriate spesso il dissesto è accompagnato dalla diminuzione degli angoli fra puntoni e catena a seguito dello scorrimento dei puntoni rispetto alla catena, evidenziata dall'abbassamento del colmo e dall'allentamento delle saette; è sempre opportuno ripristinare la originaria geometria prima di eseguire gli interventi di consolidamento.

7.3 Generalità sulle tecniche di intervento

7.3.1 Ricostruzioni, sostituzioni e integrazioni

Gli interventi sugli elementi inefficienti generalmente prevedono la sostituzione o l'integrazione di interi elementi strutturali o di loro parti.

Tali interventi possono essere realizzati con legno o con materiali diversi dal legno (acciaio, calcestruzzo, conglomerati epossidici, ecc.) giuntati al materiale preesistente mediante unioni di tipo meccanico o incollaggio.

L'utilizzo del legno per la riparazione e il consolidamento delle strutture lignee costituisce la soluzione più largamente applicata nel passato; non è raro ad esempio incontrare nelle vecchie strutture elementi riparati o parzialmente ricostruiti mediante protesi di legno unite per mezzo di giunzioni a *dardo di Giove*, tecnica questa che richiede sempre una accurata esecuzione delle lavorazioni.

A volte la protesi o l'elemento di rinforzo viene giuntato meccanicamente per mezzo di elementi metallici quali chiodi, bulloni, viti, fasce e piastre metalliche, spinotti di ferro o di legno, ecc.. In alternativa è possibile utilizzare come protesi o rinforzo elementi metallici, di conglomerato epossidico o calcestruzzo, anziché legno, sempre giuntati con unioni meccaniche o incollaggio.

In generale le protesi di legno sono da preferirsi a quelle di altro materiale perché, pur essendo praticamente impossibile trovare una protesi di legno con le stesse proprietà fisiche del resto della trave esistente, a seguito di variazioni termoigrometriche ambientali le deformazioni della protesi di legno sono sicuramente più simili a quelle del resto della trave rispetto ad una protesi di altro materiale che non si deforma. Le protesi di conglomerato epossidico hanno l'ulteriore svantaggio di richiedere volumi di resina molto grandi che hanno costi elevati e sviluppano grosse quantità di calore durante il processo di reticolazione, tale calore può provocare forti gradienti di umidità in prossimità dell'estremità della trave con conseguenti fessurazioni anomale. Le protesi di calcestruzzo possono realizzare ponte termico con le murature esterne e causare condensa all'interfaccia con il legno favorendo il deterioramento del legno stesso per attacco fungino.

Le unioni meccaniche danno garanzia di efficienza e durata nel tempo perché consentono leggeri movimenti delle varie parti e normalmente non sono soggette a fenomeni di degrado.

Le protesi di legno devono essere realizzate con materiale ad umidità prossima a quella di equilibrio in opera per evitare che eccessive deformazioni dovute alla stagionatura ad intervento eseguito ne pregiudichino la funzionalità, per elementi in edifici chiusi è sufficiente che l'umidità media del legno sia inferiore al 18%; inoltre è da tener presente che gli incollaggi epossidici non sono possibili su legno troppo umido.

Per i motivi sopra esposti le protesi devono essere realizzate o con legno massiccio nuovo ma sufficientemente stagionato (di difficile reperibilità), o recuperato da altre strutture antiche, oppure di legno lamellare incollato.

Qualora la protesi venga realizzata di legno lamellare incollato, per raggiungere la larghezza richiesta possono essere accoppiati due elementi sempre con malta epossidica.

Gli interventi sulle unioni possono essere realizzati mediante la messa in opera di ferramenta leggera (chiodi, viti, spinotti, bulloni, ecc.) o apparecchi metallici opportunamente realizzati.

7.3.2 Gli incollaggi strutturali

Da qualche decina di anni, in luogo dei materiali tradizionali si fa uso di materiali di origine sintetica; tra questi le resine epossidiche, grazie ad alcune loro peculiari caratteristiche, costituiscono i collanti più ampiamente utilizzati.

Le resine epossidiche vengono usate pure o caricate con inerte minerale fine (filler) per incollare parti di legno o acciaio, oppure vengono caricate con inerti di granulometria da fine a grossa per la realizzazione di conglomerati adatti a riempimenti e ricostruzioni.

Quando la protesi viene realizzata di legno si utilizzano i prodotti epossidici per la sola giunzione.

La giunzione fra protesi e resto del legno generalmente viene eseguita mediante l'incollaggio di barre di acciaio o vetroresina o altro materiale composito; le barre di acciaio ad aderenza migliorata da c.a. e le barre filettate hanno una sufficiente adesione con le malte epossidiche e non hanno alcuna controindicazione per quest'uso, pertanto non c'è motivo di utilizzare barre di materiale composito sicuramente più costose e non sempre più resistenti.

I prodotti a base di resina epossidica sono in generale molto sensibili al dosaggio, alle condizioni di conservazione, alla temperatura esterna, all'eccessiva umidità del legno, al tempo che intercorre fra la miscelazione e la messa in opera, alla temperatura durante la maturazione ed a vari altri fattori difficilmente controllabili in condizioni di cantiere; per questo si consiglia sempre di far utilizzare questi prodotti a personale esperto sotto la diretta supervisione di un Tecnico.

È bene utilizzare resine caricate in maniera tale da raggiungere la consistenza tixotropica (malte epossidiche) spatolabili in maniera tale che non colino; le resine liquide tendono a colare svuotando le zone di incollaggio, inoltre penetrano nelle fessure del legno e ne possono bloccare i naturali movimenti, tale circostanza genera pericolose autotensioni nel legno.

Piccole ricostruzioni di parti degradate possono essere eseguite mediante l'incollaggio di tavolette di legno con malta epossidica (tecnica del lamellare in opera); tale tecnica può essere applicata su grossi volumi facendo attenzione a non contrastare i naturali movimenti del legno.

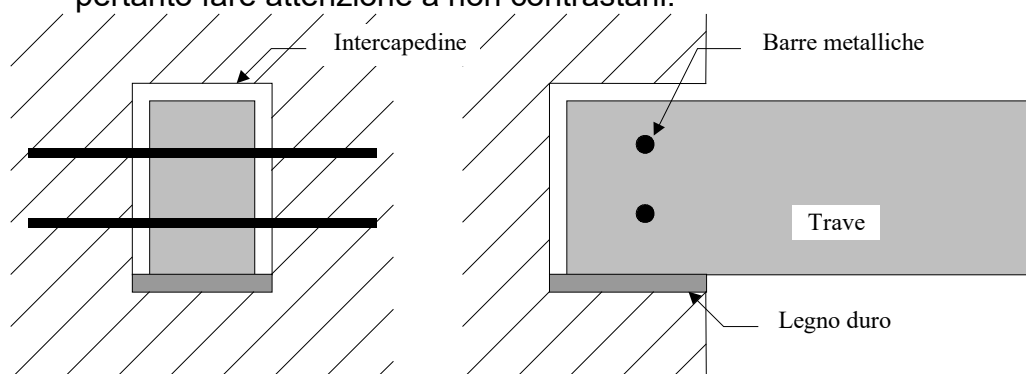
7.3.3 Particolari costruttivi

I particolari costruttivi ben progettati conferiscono durabilità all'opera; bisogna tener presente le seguenti regole di base:

- il degrado biologico del legno da parte dei funghi della carie avviene quando l'umidità del legno supera il 20%; nelle strutture protette dalle intemperie e ben aerate normalmente non si supera tale valore; bisogna quindi provvedere all'aerazione naturale dei locali con struttura lignea, evitare le "trappole di umidità" ad esempio non rinalzando con malta le testate delle travi inserite nei muri, evitare che gli elementi metallici a contatto con il legno finiscano all'esterno e quindi, fungendo da ponte

termico, siano oggetto di condense, evitare l'esposizione diretta alla pioggia specialmente sulle sezioni trasversali, provvedere alla manutenzione dei manti di copertura;

- esistono specie legnose più durabili di altre; è bene pertanto scegliere la specie legnosa più idonea alle condizioni di esercizio;
- il legno, a causa della sua igroscopicità, scambia umidità con l'ambiente; per conseguenza esso subisce dei movimenti che, se impediti, generano pericolose autotensioni; pertanto è necessario lasciare la possibilità agli elementi lignei di "muoversi" piuttosto liberamente, evitare di trasformare le unioni fra i diversi elementi da cerniere ad incastri, utilizzare sistemi di giunzione non troppo rigidi;
- i movimenti del legno dovuti alle variazioni di umidità sono molto maggiori in direzione ortogonale alla fibratura rispetto a quelli in direzione parallela; bisogna pertanto fare attenzione a non contrastarli.



L'intercapedine all'appoggio a muro, eventualmente riempita con pannelli di sughero, consente l'aerazione della testata, le

barre metalliche scongiurano il pericolo di sfilamento della trave dal muro in fase sismica pur non contrastando i naturali movimenti del legno.

7.4 Interventi sulle capriate

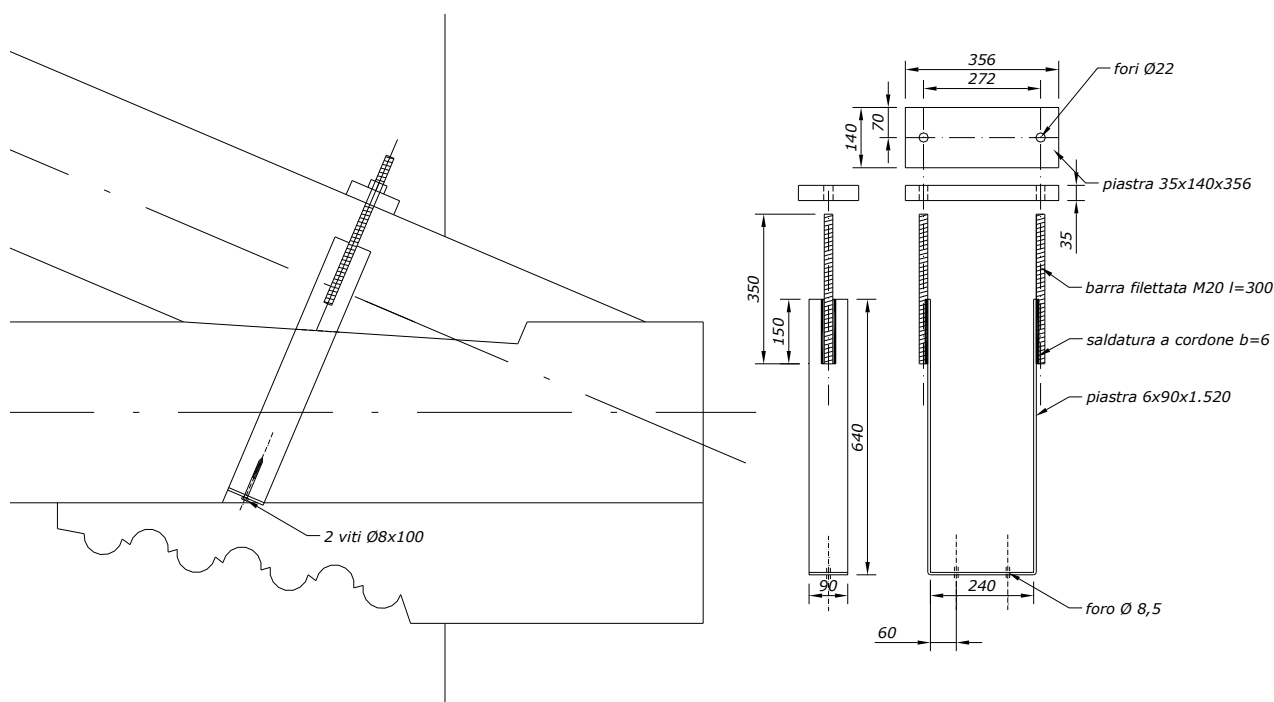
Una trattazione completa dell'argomento è su [9].

7.4.1 Fasciatura "passiva" puntone-catena

Generalmente in corrispondenza del giunto fra catena e puntone viene posizionata una fasciatura regolabile.

Essa può essere dimensionata tenendo presente le seguenti considerazioni:

- essendo posizionata ortogonalmente alla fibratura del legno; anche se viene serrata all'atto della messa in opera, è destinata ad allentarsi in breve tempo a seguito delle variazioni di umidità del legno indotte dalle variazioni termoigrometriche stagionali;
- può trasferire gli sforzi fra puntone e catena solo a seguito dello scorrimento del puntone rispetto alla catena che tende a serrare la fascia stessa;
- essendo posizionata ortogonalmente allo sforzo di compressione del puntone, non può da sola trasferire tale sforzo alla catena ma ha la funzione di comprimere ulteriormente il puntone sulla catena per facilitare il trasferimento degli sforzi per attrito.



Pertanto tale fasciatura può costituire presidio contro il crollo della capriata a seguito di un possibile cedimento del giunto puntone-catena ma non è corretto affidare ad essa il funzionamento del giunto in esercizio; per tale motivo questo tipo di fasciatura può essere appellata come “passiva”.

La piastra di contrasto superiore deve essere di sezione sufficiente a resistere alle azioni di progetto senza inflettersi apprezzabilmente, altrimenti il serraggio dei dadi risulterà difficoltoso e le barre filettate saranno sottoposte a pericolosi sforzi di flessione.

La fascia può essere realizzata con un piatto metallico piegato a U alle cui estremità superiori sono saldati due spezzoni di barra filettata, tale piatto, comprese le barre filettate e le relative saldature, devono resistere al carico $F_f/2$.

È chiaro che il lato inferiore della fascia, non avendo sufficiente resistenza a flessione, si ammette che si possa piegare schiacciando localmente il legno della catena.

7.4.2 Fasciatura “attiva” puntone-catena

Qualora, in fase di diagnosi, si riscontri la rottura del dente di contrasto al puntone sulla catena, oppure il dente risulti fortemente degradato ma le estremità del puntone e della catena risultino efficienti, è necessario realizzare un collegamento di tipo attivo in grado di trasferire lo sforzo di compressione del puntone alla catena senza apprezzabili scorrimenti.

Per capriate di media luce lo sforzo da trasferire dal puntone alla catena è dell'ordine della decina di tonnellate, supponendo di volerlo trasferire attraverso collegamenti meccanici lavoranti a taglio (chiodi, viti, spinotti, bulloni) questi dovrebbero essere in numero talmente elevato da non poter essere alloggiati sull'area di unione rispettando le mutue distanze e le distanze dai bordi, pertanto, nella maggior parte dei casi, questa strada non risulta percorribile.

L'intervento deve poter essere messo in carico e deve poter funzionare attivamente anche nel seguito indipendentemente dai ritiri e rigonfiamenti del legno.

Nelle seguenti figure è proposto un intervento realizzato con piastre angolari e barre filettate, l'apparecchio è efficace e di facile esecuzione.



L'ancoraggio alla catena necessita di un intaglio nella stessa nel quale ingrana un angolare metallico.

7.4.3 Affiancamento della catena con tiranti metallici

Può rendersi opportuno e conveniente esonerare la catena lignea dalla sua funzione portante, piuttosto che sostituirla, nei seguenti casi:

- se su ambedue le testate si riscontra il malfunzionamento del giunto catena-puntone;
- se la catena ha rotture e/o eccessivo degrado in luce;
- se la catena è di qualità meccanica e/o sezione insufficiente.

Si possono piazzare una coppia di tiranti metallici ai lati della catena efficacemente ancorati sulle teste dei puntoni e fissati in luce alla catena.

Nel primo tratto l'inclinazione dei tiranti è opportuno contenerla entro i 20°.

È bene inserire al centro di ciascuna catena un tenditore a manicotto (canaula) al fine di consentire una migliore regolazione.

Il calcolo dell'intervento è simile a quello dell'esempio precedente.

Bisogna essere coscienti del fatto che le dilatazioni termiche dell'acciaio sono notevolmente superiori a quelle del legno, pertanto sono da evitare i sistemi misti nei quali i tiranti metallici devono solo collaborare in parallelo alla catena lignea in quanto il riscaldamento dell'acciaio provocherebbe la considerevole migrazione del carico dall'acciaio al legno, a meno che non vengano posti in opera idonei sistemi elastici per compensare le variazioni dimensionali dell'acciaio.



Vista dell'intervento, agendo sui tenditori centrali è stata recuperata completamente la geometria della capriata il cui colmo si era abbassato di circa 15cm a seguito del cedimento di un giunto interno alla catena con scorrimento relativo fra i due tronconi di circa 5cm.

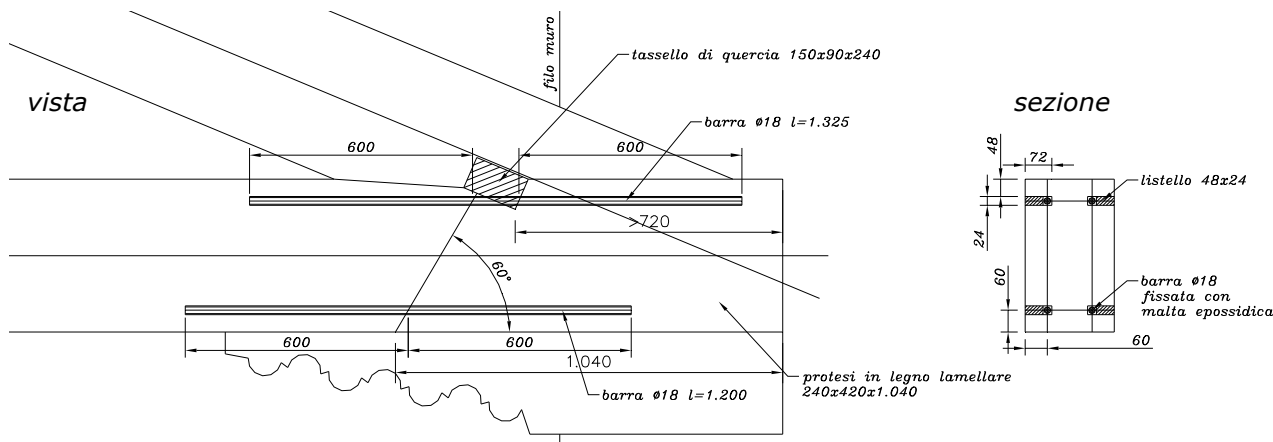


Particolare dell'apparecchio di rimando e sostegno della catena in luce.

7.4.4 Protesi di legno connessa con barre incollate

L'intervento si rende necessario quando la testata di una capriata si presenta eccessivamente degradata.

Generalmente il puntone risulta degradato nella zona inserita nella muratura, in tal caso non è necessario ricostruire anche la testa di questo in quanto può essere ridisegnato il giunto fra catena e puntone per saltare la zona degradata.



Fra il dente del puntone e quello della catena l'inserimento di una chiave di legno duro (quercia) facilita le operazioni di montaggio della protesi e migliora l'accoppiamento, potendo la chiave essere conformata ed inserita come ultima operazione subito prima dell'incollaggio delle barre. La chiave può anche estendersi lungo l'intradosso del puntone per contrastare in zona di legno sano.

Le malte epossidiche non possono essere applicate con temperature troppo basse (normalmente 10°C), pertanto nei periodi invernali spesso tale tecnica non è utilizzabile.

L'inserimento delle barre parallelamente alla fibratura, che è la direzione secondo la quale il legno ha ritiri e rigonfiamenti trascurabili, garantisce la compatibilità fra i materiali; una eventuale barra inserita trasversalmente rispetto alla fibratura contrasterebbe il ritiro e rigonfiamento del legno generando pericolose autotensioni di taglio alternate sull'incollaggio. Per questo motivo è opportuno che le barre siano sempre inserite parallelamente alla fibratura.



Inserimento della barra di acciaio.



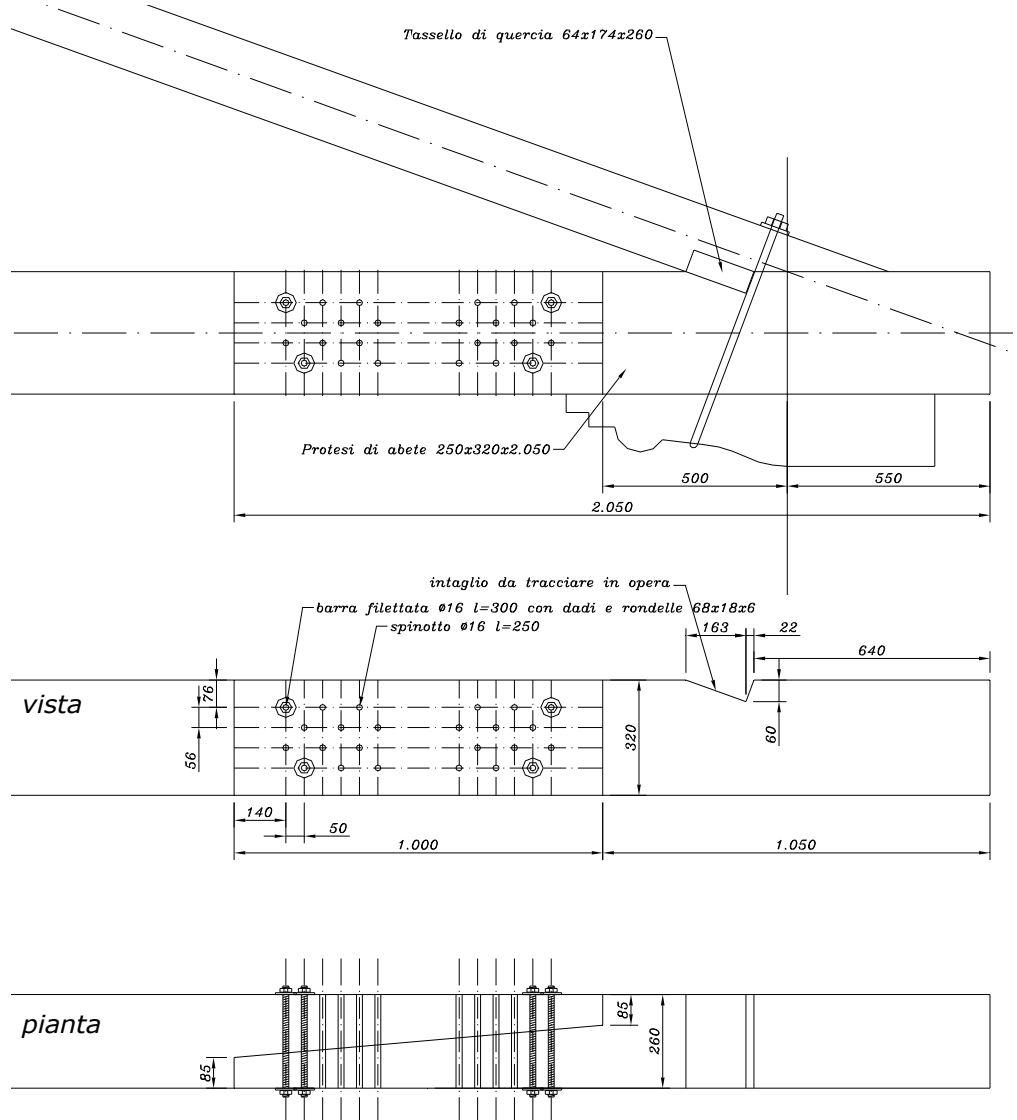
Intervento eseguito, messa in opera della fascia metallica passiva. Prima della ricostruzione della muratura la testata viene trattata con prodotto preservante insetticida e fungicida, rivestita con foglio di sughero da 3cm e protetta con una cuffia di rame.



In questo caso oltre all'estremità della catena è stata ricostruita anche quella del puntone con la medesima tecnica.

7.4.5 Protesi di legno connessa con spinotti

Come nel caso precedente, si tratta di una protesi di legno al posto di una testata degradata.



Nel caso specifico gli interventi con uso di collanti epossidici sono stati esclusi a causa della temperatura troppo bassa presente in cantiere.

Il giunto fra legno vecchio e nuovo è stato realizzato a “mezzolegno” con spinotti metallici e barre filettate.

Gli spinotti metallici, lavoranti a taglio, trasferiscono gli sforzi, mentre le barre filettate fornite di rondelle, oltre a trasferire anch'esse gli sforzi per taglio, assicurano l'accoppiamento del giunto.

A differenza del giunto a “mezzolegno” Il giunto a “tenone e mortasa” richiede un minor numero di spinotti in quanto ciascuno lavora a due sezioni resistenti, ma risulta molto più difficoltoso da eseguire.

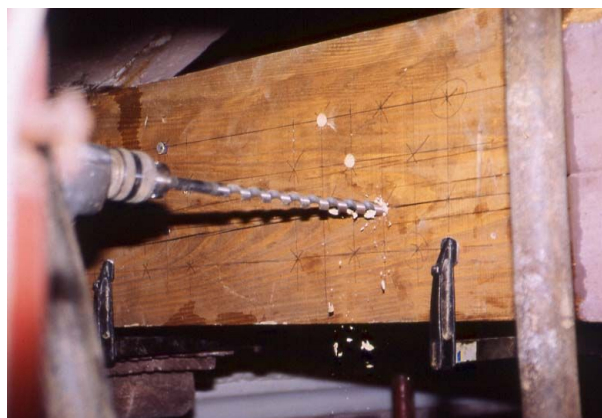
Il lato dal quale eliminare materiale per realizzare il mezzolegno può essere scelto quello maggiormente fessurato, questo criterio è opportuno che venga seguito sia per il legno della catena che della protesi. Questa possibilità viene a mancare nel giunto a “tenone e mortasa”



A taglio eseguito si rifinisce con la pialla.



Vista della protesi durante la fase di lavorazione in cantiere.



Foratura per l'alloggiamento degli spinotti e delle barre filettate



Vista dell'intervento finito, prima della colorazione, da notare l'estensione della chiave di quercia che consente di raggiungere la zona di legno sano del puntone.

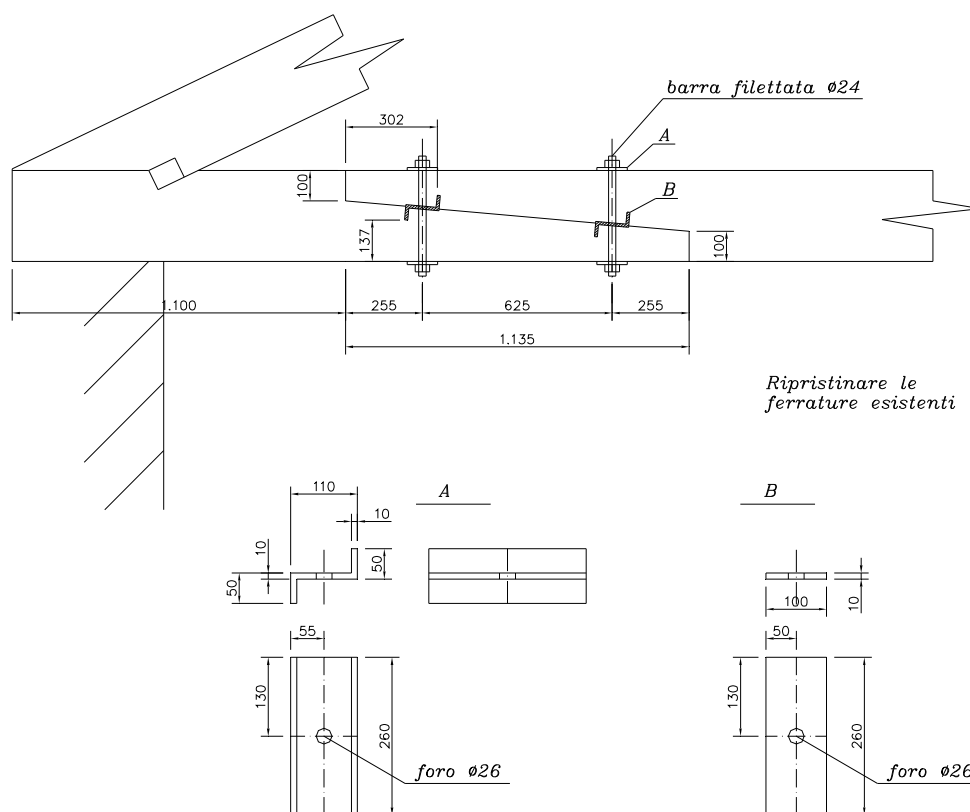
7.4.6 Protesi di legno connessa con squadrette metalliche

Come nel caso precedente, si tratta di una protesi di legno al posto di una testata degradata.

Il giunto fra legno vecchio e nuovo è stato realizzato a “mezzolegno” con squadrette metalliche che ingranano nel legno; le due barre filettate hanno la funzione di trasferire le deboli sollecitazioni di flessione e taglio dovute al peso proprio della catena e assicurano l'accoppiamento del giunto.

Il giunto può essere visto come una unione a doppio “Dardo di Giove” visto in chiave moderna; a differenza di questo è molto più semplice da realizzare.

Il lato dal quale eliminare materiale per realizzare il mezzolegno può essere scelto quello maggiormente fessurato, questo criterio è opportuno che venga seguito sia per il legno della catena che della protesi.



Vista della testata prima dell'intervento



Vista della catena già conformata



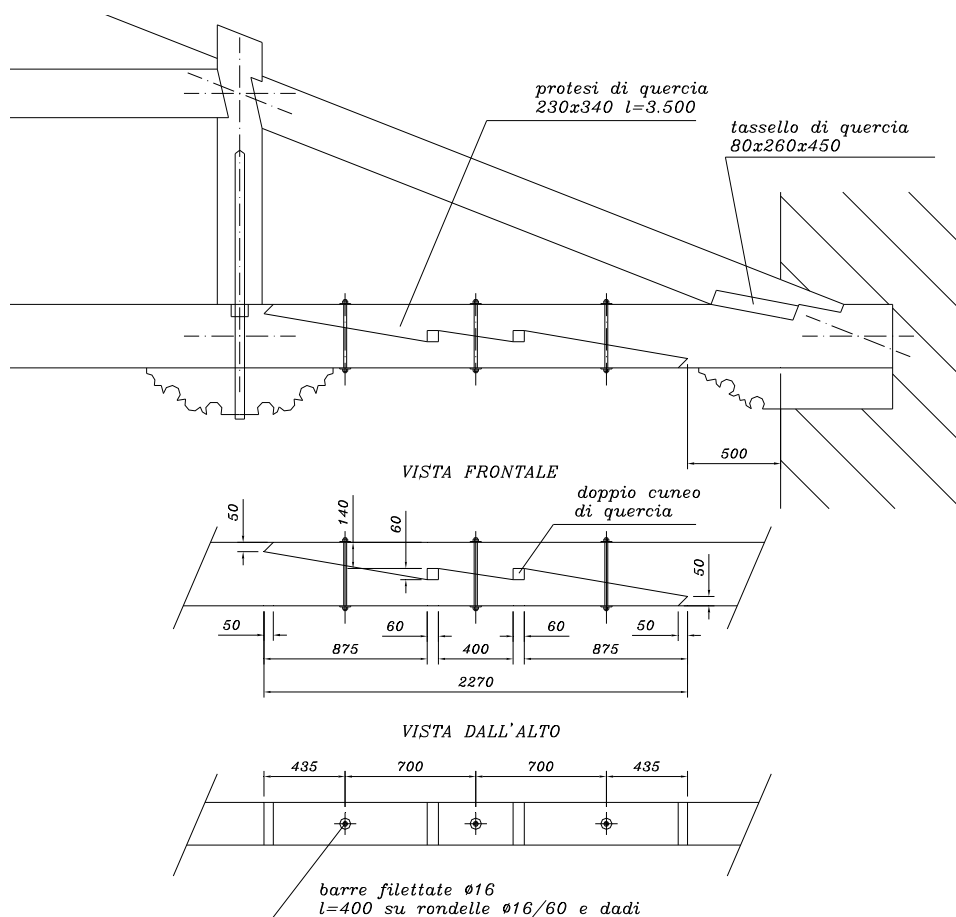
Particolare della giunzione



Vista dell'intervento finito

7.4.7 Protesi di legno connessa con unione a “Dardo di Giove”

Come nel caso precedente, si tratta di una protesi di legno al posto di una testata degradata.



Su altre capriate erano presenti interventi di ricostruzione di testate con protesi unite con giunto a doppio “Dardo di Giove”, per tale motivo è stata riproposta la tecnica anche se la geometria è stata leggermente variata rispetto a quella presente sulle altre capriate per migliorarne la resistenza.

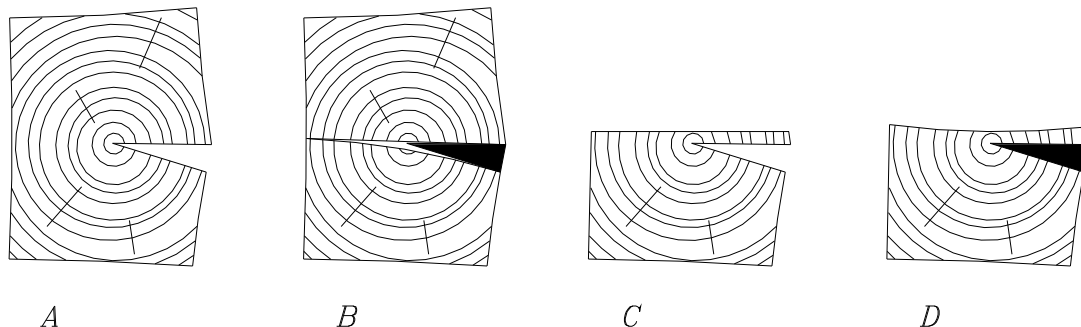
Ciascuna delle due chiavi è realizzata con due cunei contrapposti, serrandoli le chiavi si ringrossano avvicinando la protesi alla catena; la particolare conformazione delle estremità dei due legni da unire è realizzata in modo da consentire l'ingranamento dei legni a

seguito del serraggio delle chiavi, in modo tale da far acquisire all'unione anche rigidità e resistenza flessionale.

Il lato dal quale eliminare materiale per realizzare il mezzolegno può essere scelto quello maggiormente fessurato, questo criterio è opportuno che venga seguito sia per il legno della catena che della protesi.

Le fessure da ritiro eventualmente presenti sui denti indeboliscono l'unione, nel caso in esame dopo le operazioni di taglio e sagomatura della catena è stato necessario incollare il legno in corrispondenza delle fessure da ritiro.

L'incollaggio delle fessure da ritiro se per un elemento di legno contenente il midollo è da evitare in quanto blocca i normali movimenti del legno, nel caso in oggetto è tollerabile.



La stuccatura della fessura da ritiro con materiale rigido di una sezione contenente il midollo provoca la rottura dell'elemento per effetto cuneo a seguito del rigonfiamento del legno per aumento dell'umidità (A e B); se la sezione non contiene il midollo o questo è superficiale, la sezione conserva la libertà di deformarsi senza rompersi (C e D).

In questo caso, essendo le capriate di quercia, è stato scelto di utilizzare la quercia anche per la protesi, vista la difficoltà di reperire un elemento di quercia delle dimensioni opportune sufficientemente stagionato, è stato utilizzato un arcareccio prelevato dalla navata laterale della Chiesa il quale è stato sostituito con legno nuovo.



Stuccatura delle fessure da ritiro, da notare le teste dei chiodi di rinforzo già infissi



Vista dell'intervento finito.



Particolare del giunto.



Particolare della testata, si noti la notevole estensione della chiave fra puntone e catena per saltare la zona degradata del puntone e la barra metallica in testa contro lo sfilamento della capriata dal muro in fase sismica

7.5 Consolidamento dei solai

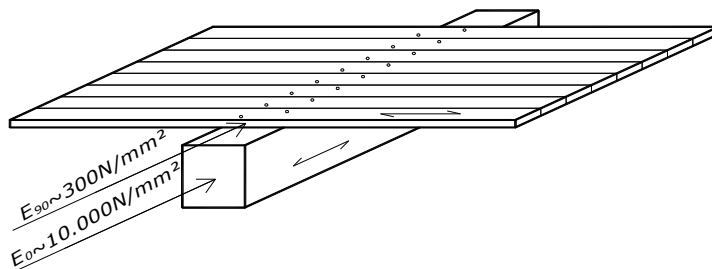
7.5.1 Miglioramento strutturale dei solai

Al fine di aumentare la rigidità nel piano dei solai, può essere sufficiente costruire un doppio tavolato incrociato sull'estradosso delle travi; tale tavolato deve essere efficacemente collegato alle murature d'ambito mediante staffe metalliche a muro. Questo intervento normalmente non aumenta il carico utile del solaio.

Per aumentare il carico utile è necessario mettere in opera elementi strutturali in grado di collaborare meccanicamente con le travi. Un modo può essere quello di costruire una soletta di calcestruzzo continua sull'estradosso efficacemente collegata alle travi in modo da collaborare meccanicamente con esse; il collegamento può essere fatto mediante viti o connettori metallici di vario tipo; in questo modo si riesce ad aumentare di molto sia la resistenza che la rigidità. Si fa notare che una soletta non collegata alle sottostanti travi costituisce solo un peso senza determinare aumento di carico utile.

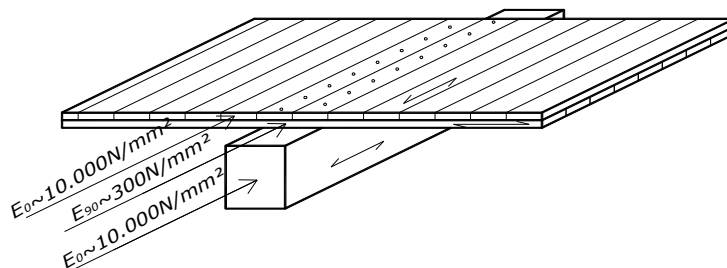
L'alternativa alla soletta di calcestruzzo è il compensato strutturale.

Il tavolato semplice è in grado di ripartire i carichi fra le varie travi ma non può costituire soletta collaborante in quanto le tavole, ortogonalmente alla fibratura, mostrano la loro rigidità minima.



Un eventuale strato di tavole disposto parallelamente alle travi può collaborare con esse, tuttavia la collaborazione è limitata alle sole tavole fissate direttamente alle travi e

comunque la rigidità delle unioni potrebbe vanificare anche questa minima collaborazione.



Altro modo per rinforzare i solai è integrare le travi con altri elementi di legno e/o di acciaio.

In casi particolari si rende necessario intervenire mediante strutture metalliche quali tiranti metallici di vario tipo e funzionamento.

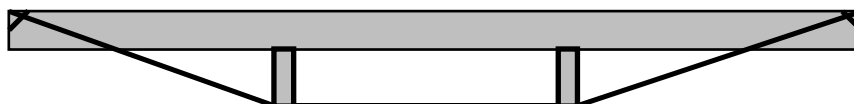
7.5.2 Miglioramento strutturale delle travi in genere

Gli interventi devono essere mirati a migliorare il comportamento senza avere la pretesa di ripristinare la geometria persa durante il corso del tempo.

In molti casi è sufficiente affiancare alla trave altri elementi lignei o metallici.



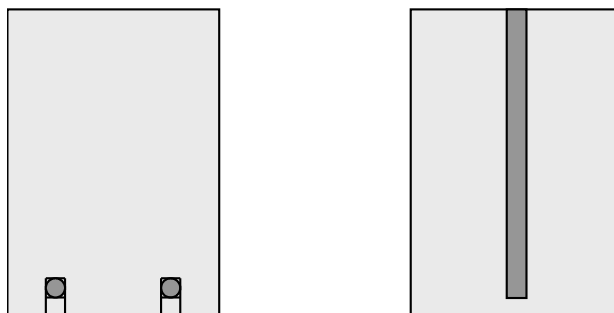
In altri casi, quando è possibile per ragioni di spazio e di utilizzabilità degli ambienti, un intervento semplice consiste nella messa in opera di tiranti metallici come nello schema seguente:





I cavi principali portanti sono quelli disposti al disotto della trave, quelli posti ortogonalmente ad essa sono di stabilizzazione. L'aggancio di testa è realizzato mediante piastre dentate (GeKa).

E' possibile rinforzare una trave "armandola" con barre di acciaio da c.a., queste possono essere poste all'intradosso in apposite fresature sigillate con malta epossidica e richiuse con listelli di legno, oppure l'inserimento di una lamina metallica verticale:

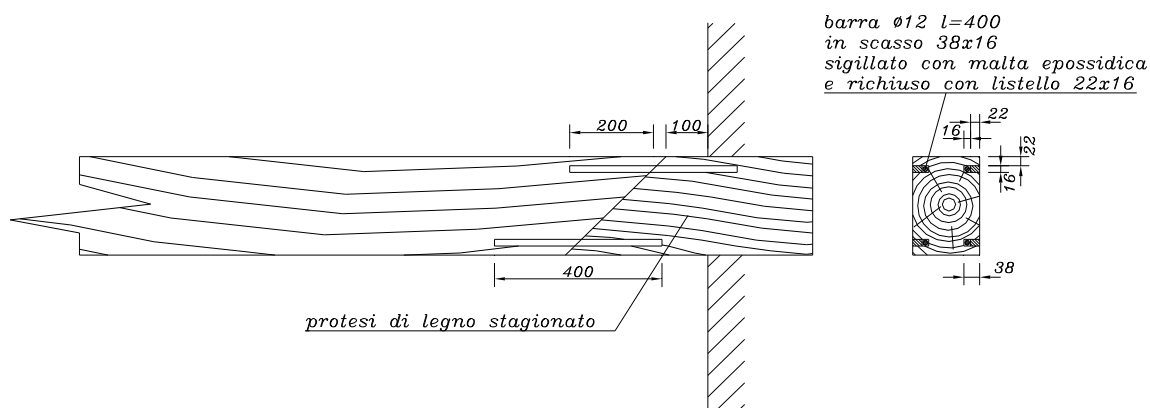


7.6 Ricostruzione di testate di travi

I problemi di degrado del legno a causa dei funghi della carie sono frequenti quando le testate risultano ricalzate dalla muratura, normalmente interessano la zona nella muratura e le immediate vicinanze, è possibile ricostruire la zona degradata mediante tecniche diverse.

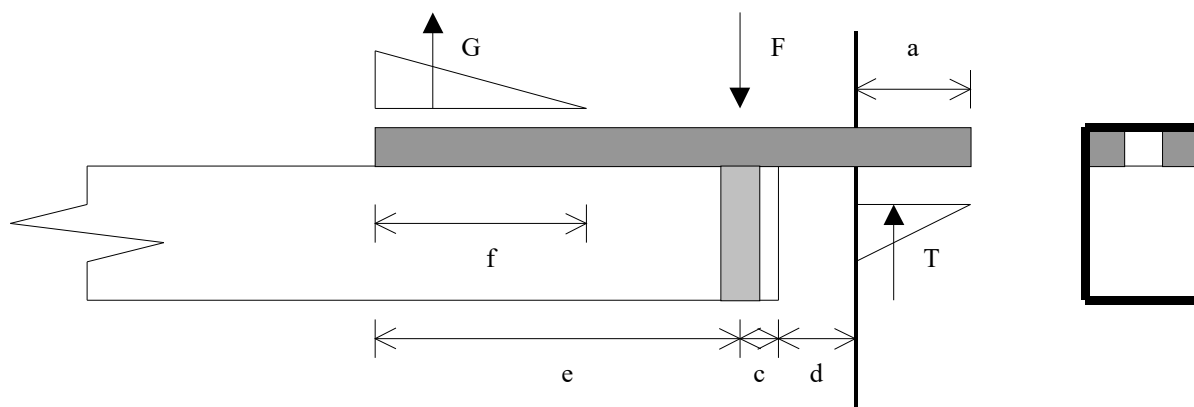
7.6.1 Protesi di legno connessa con barre

La tecnica consiste nel praticare un taglio a 45° per eliminare completamente la parte degradata, mettere in opera una protesi di legno e connetterla con barre di acciaio opportunamente alloggiare in fresature laterali fissate con malta epossidica.



7.6.2 Protesi di profilati metallici

È possibile ripristinare l'appoggio compromesso mediante la messa in opera di profilati metallici all'estradosso (come in figura) o all'intradosso, opportunamente fissati alla trave.



Gli sforzi possono essere calcolati, fissando la geometria, impostando le equazioni di equilibrio dei profilati.

Lo sforzo F deve essere trasferito alla trave mediante una fascia metallica abbastanza larga da indurre tensioni sul legno ortogonali alla fibratura adeguate; è necessario che la fascia sia collocata in zona di legno sicuramente sana.

Da notare che nel tratto "e" la sollecitazione di taglio nel legno è pari ad F che è sicuramente molto maggiore di T .

La lunghezza f del tratto ove si trasmette la forza G può essere considerata pari ad $e/2$.

7.7 Consolidamento di strutture particolari

7.7.1 Consolidamento di controsoffitto

Il controsoffitto è formato da lacunari realizzati in legno e rivestiti all'intradosso con stuoie di canne intrecciate ed intonacate, sono presenti stucchi e decorazioni che conferiscono notevole pregio all'opera.

La struttura portante è formata da travi principali di legno composte che coprono una luce di 10,20m e da un sistema secondario di travi di legno a formare un reticolo; tutto il sistema strutturale è indipendente dalla copertura.

Il controsoffitto si presentava fortemente avvallato e di conseguenza gli stucchi lesionati e parzialmente distaccati.

L'indagine diagnostica ha denunciato un accentuato degrado del legno delle strutture portanti ad opera di insetti xilofagi, tale da rendere inefficienti molti elementi.

Nel passato sono stati eseguiti interventi di soccorso, non risolutivi, atti a collegare in alcuni punti il controsoffitto alle strutture di copertura.

Il consolidamento o la sostituzione degli elementi strutturali degradati risultava impraticabile in quanto questi si presentavano rivestiti e strettamente collegati alle stuoie intonacate.

È necessario che il funzionamento strutturale del controsoffitto sia disaccoppiato da quello della copertura in quanto le deformazioni e le vibrazioni indotte dai carichi (neve e vento) sulla copertura si trasmetterebbero al controsoffitto con pregiudizio per l'integrità dei decori di intonaco e gesso.

Sono state realizzate nuove capriate in grado di sostenere il controsoffitto dall'alto e portare una passerella di ispezione, il nuovo sistema strutturale è stato realizzato in presenza della copertura e senza interferire strutturalmente con essa.

Le capriate sono state realizzate in segheria, successivamente smontate e trasportate in cantiere.

Il montaggio delle nuove capriate è stato eseguito in opera in presenza della copertura e senza l'ausilio di mezzi di sollevamento; la progettazione è stata mirata a minimizzare il peso di ciascun elemento.

Importanza notevole riveste il sistema di aggancio del controsoffitto e la messa in carico dell'intervento, per questo sono stati studiati appositi pendini regolabili forniti ciascuno di una molla elicoidale per il controllo del carico; l'abbassamento della molla è direttamente proporzionale alla forza di sollevamento applicata al controsoffitto.



Particolare del pendino di collegamento fra le vecchie e le nuove strutture.



Vista dell'intervento; da notare sulla sinistra la passerella di ispezione realizzata sulle nuove capriate.

Le nuove strutture devono essere messe in opera in posizioni dove sussiste la possibilità di agganciare le strutture del controsoffitto in maniera efficace.

7.7.2 Consolidamento di ballatoio

Questo intervento è stato effettuato sul ballatoio ligneo di una biblioteca aperta al pubblico.

L'indagine diagnostica e le successive verifiche statiche, hanno evidenziato due sostanziali carenze:

1. il piano di calpestio non è risultato idoneo a portare in sicurezza il carico verticale di esercizio, pari a $4,00\text{kN/m}^2$, di normativa;
2. il parapetto invece non è risultato idoneo a portare in sicurezza il carico orizzontale di esercizio, pari a $1,50\text{kN/m}$, di normativa.

Il primo problema poteva essere risolto mettendo in opera strutture aggiuntive piuttosto invasive, pertanto è stato deciso di non intervenire sulla struttura ma di limitare il carico di esercizio vietando l'accesso in caso di affollamento.

Per la soluzione del secondo problema è bastato rinforzare le unioni fra le travi del piano di calpestio ed i montanti del parapetto.



Vista di un lato del ballatoio.

Particolare della squadretta metallica di rinforzo prima della messa in opera.

Vista del giunto consolidato.

7.7.3 Solai misti legno-calcestruzzo

Per aumentare le proprietà di resistenza e rigidità nei confronti dei carichi verticali è necessario mettere in opera elementi strutturali in grado di collaborare meccanicamente con le travi.

Un modo può essere quello di costruire una soletta di calcestruzzo continua sull'estradosso efficacemente collegata alle travi in modo da collaborare meccanicamente con esse; il collegamento può essere fatto mediante viti o connettori metallici di vario tipo; in questo modo si riesce ad aumentare di molto sia la resistenza che la rigidità.

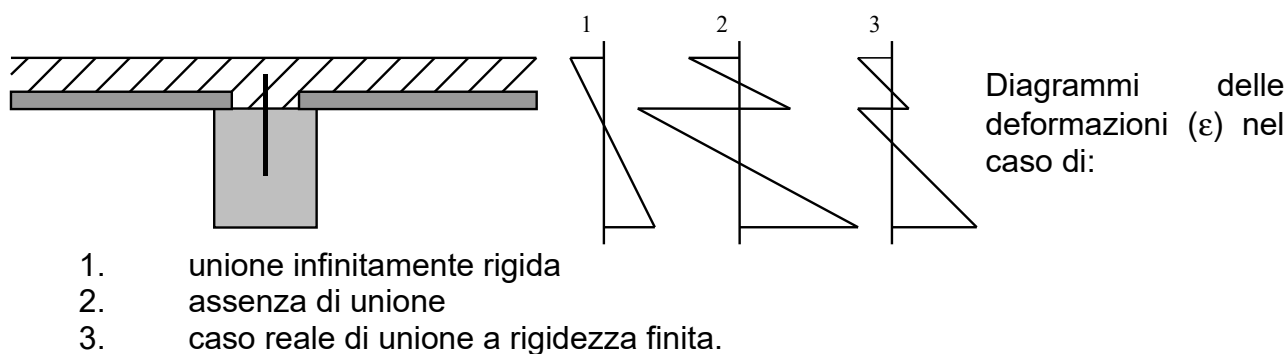
Si fa notare che una soletta non collegata alle sottostanti travi, pur costituendo piano rigido ai fini sismici, costituisce solo un peso senza determinare aumento di carico utile.

7.7.3.1 Metodo di calcolo delle strutture miste: la teoria di Möhler

Il calcolo delle strutture miste legno-calcestruzzo si basa sulla teoria delle travi composte di Möhler; tale teoria è stata adottata da molti codici di calcolo e, in particolare, è presente nell'EC5.

Il metodo consiste nel considerare la deformabilità dell'unione fra legno e calcestruzzo; tale deformabilità consente lo scorrimento relativo per taglio fra legno e calcestruzzo pur contrastandolo con la rigidità a taglio propria dell'unione (vedi anche §3.6.2 "Unioni" a pagina 92).

Viene abbandonata l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane per la sezione composta; tale ipotesi resta valida per la sola sezione di legno e la sola sezione di calcestruzzo; di conseguenza esiste un asse neutro per il legno ed uno per il calcestruzzo; il legno lavora a tensoflessione mentre il calcestruzzo a pressoflessione.



Ai fini della rigidezza, la sezione di calcestruzzo viene considerata interamente reagente; qualora sia soggetta a tensioni di trazione è necessario disporre un'armatura in grado di assorbire interamente tali sforzi.

La larghezza di soletta collaborante con la trave di legno è definita, in accordo alla UNI EN 1992 "Eurocodice 2 Progettazione delle strutture di calcestruzzo", pari ad un quinto della luce più la larghezza della nervatura; in ogni caso tale dimensione non può superare l'interasse fra le travi.

Le ipotesi di base sono:

- elasticità lineare
- travi semplicemente appoggiate
- carico ripartito uniformemente sulla luce.

Le proprietà meccaniche dell'unione, intesa come insieme legno-connettore-calcestruzzo, devono essere determinate con apposite prove (UNI EN 26891:1991 "*Strutture di legno. Assemblaggi realizzati tramite elementi meccanici di collegamento. Principi generali per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità*"); è opportuno precisare che la verifica dell'unione è soddisfatta se lo sforzo di taglio sul connettore è inferiore alla resistenza di progetto; pertanto non bisogna fare ulteriori verifiche locali sul legno, sul calcestruzzo o sul connettore.

Non è prudente considerare l'attrito fra soletta e orditure lignee sottostanti in quanto questo può essere annullato dalle vibrazioni e dal ritiro del legno che tende a distaccarsi dalla soletta; l'attrito però influisce positivamente sul comportamento meccanico del solaio che, se sottoposto a prove di carico, generalmente mostra deformazioni inferiori a quelle teoriche.

È necessario considerare il fenomeno della viscosità sia sul legno che sul calcestruzzo; pertanto bisogna eseguire le verifiche sia "a tempo zero" che "a tempo infinito" perché nel tempo cambia il regime tensionale della sezione. In particolare avviene una migrazione delle tensioni dal calcestruzzo al legno inoltre e aumenta l'inflessione.

Le verifiche "a tempo zero" devono essere svolte considerando tutto il carico agente sulla struttura, i moduli di elasticità propri dei materiali e la rigidezza propria dell'unione; le verifiche "a tempo infinito" devono essere svolte considerando tutto il carico agente sulla struttura ma i moduli di elasticità e la rigidezza dell'unione fittiziamente ridotti per tener conto delle deformazioni lente (viscosità).

Il coefficiente totale di viscosità agisce a dividere i moduli di elasticità e la rigidezza dell'unione, per quest'ultima si utilizza il coefficiente di viscosità del legno (k_{def}).

Bisogna precisare che solo i carichi permanenti producono fenomeni di viscosità, pertanto bisogna pesare i coefficienti di viscosità per tener conto della durata del carico assumendo che una parte dei carichi variabili (la frazione ψ_2 come definita nell'Eurocodice 1) sia sempre presente sulla struttura.

Un esempio di calcolo completo è presente su [2].

È necessario puntellare la struttura prima del getto e lasciarla puntellata per un tempo sufficiente alla maturazione del calcestruzzo, essendo il fenomeno della viscosità legato all'età del calcestruzzo all'atto della messa in carico.

Fra pianellato o tavolato e soletta bisogna inserire un foglio di materiale che inibisca lo scambio di umidità. Questo perché, affinché il calcestruzzo maturi correttamente, l'acqua di impasto non deve essere assorbita dal pianellato o dal tavolato; inoltre, in presenza di tavolato, l'assorbimento dell'acqua di impasto può far dilatare le tavole nel senso della larghezza le quali contrastando di fianco l'un l'altra si sollevano spingendo il getto non ancora maturo.

In alternativa, nel caso di pianellato, è possibile ovviare al problema bagnando abbondantemente il piano prima del getto; nel caso del tavolato trattando quest'ultimo con olio di lino (che inibisce lo scambio di umidità) e utilizzando calcestruzzo opportunamente additivato con ritentori di umidità, oppure interponendo fra il tavolato ed il getto un foglio di materiale impermeabile.



Solaio a doppia orditura con connettori tipo Tecnaria solo sulle travi principali, i connettori ai quarti estremi della luce sono disposti su due file; da notare le barre di ancoraggio a muro.



Solaio a singola orditura con connettori del tipo "Turrini-Piazza" (barre di acciaio da c.a. fissate nel legno con malta epossidica)

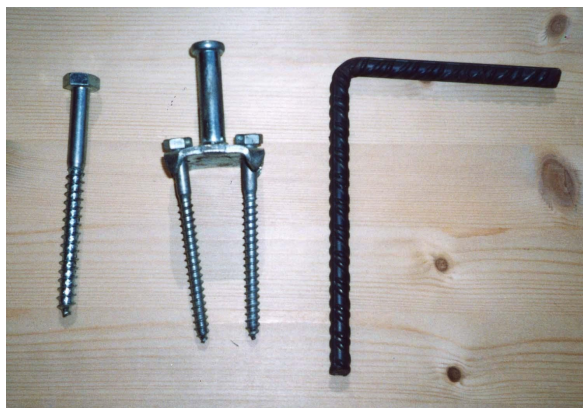
7.7.3.2 Tipi di connettori

Ogni tipo di connettore è caratterizzato dai propri valori di resistenza e di rigidezza, non esiste un sistema di unione perfettamente rigido che non sia l'incollaggio.

Spesso l'unione è realizzata mediante barre da cemento armato infisse ortogonalmente all'asse della trave per una profondità di almeno 10 diametri, e sigillate con pasta a base epossidica; la barra prosegue fino a superare il piano medio della soletta e poi presenta un tratto orizzontale.

Fermo restando che l'interasse tra i connettori debba essere calcolato, è bene che sia maggiore di 8 diametri e minore di 30 diametri.

Esistono altri sistemi di unione che non necessitano di collanti perché si ancorano al legno meccanicamente per infissione o per mezzo di viti.



Connettori per solai con soletta collaborante, da sinistra: vite mordente, connettore Tecnaria Base, connettore Turrini-Piazza.

7.7.3.3 L'impiego dei calcestruzzi leggeri

Il calcestruzzo leggero ad uso strutturale è contemplato al punto E della C.M. LL. PP. 15/10/1996 n°252 *“Istruzioni per l'applicazione delle <norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche> di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996”*, in tale circolare è stabilito che i calcestruzzi leggeri per essere considerati strutturali devono avere peso specifico compreso fra 14 e 20 kN/m³; questo documento da solo non è sufficiente come supporto tecnico, maggiori indicazioni si trovano nel bollettino CNR184/98 *“Linee guida alla progettazione di strutture di calcestruzzo confezionato con aggregati leggeri”* CNR/DT 102/97; è tuttavia opportuno riferirsi a dati sperimentali.

E' noto che i calcestruzzi leggeri hanno uno spiccato comportamento viscoso, il coefficiente di viscosità può essere due o tre volte superiore a quello di un calcestruzzo normale, pertanto è importante conoscere non solo la rigidezza e la resistenza del materiale ma anche il coefficiente di viscosità.

8 BIBLIOGRAFIA

- [1] G. Giordano, A. Ceccotti, L. Uzielli, *Tecnica delle costruzioni in legno*, quinta edizione, Hoepli, Milano.
- [2] A. Ceccotti, M. Follesa, M. Lauriola, *Le strutture di legno in zona sismica - Criteri e regole per la progettazione ed il restauro*, II ediz. ; CLUT, Torino, 2006.
- [3] M. Piazza, R. Tomasi, R. Modena, *Strutture di legno*, Hopeli, Milano, 2005.
- [4] A. Ceccotti, *Normativa italiana ed europea per il calcolo delle strutture*, L'Edilizia n°2/2001, De Lettera Editore, Milano.
- [5] J. Natterer, T. Herzog, M. Volz, *Atlante del legno*, UTET, Torino, 1999.
- [6] *Il Manuale del Legno Strutturale*, Coordinatore generale L. Uzielli, Mancosu Editore Roma.
- [7] M. P. Lauriola, M. Follesa, *La resistenza al fuoco delle strutture di legno*, Recupero e Conservazione n° 39/2001, De Lettera Editore, Milano.
- [8] **AA.VV., Linee guida per l'edilizia in legno in Toscana – Regione Toscana – Giunta regionale Toscana – Edizioni Regione Toscana, 2009 (distribuzione gratuita su www.regione.toscana.it/pubblicazioni).**
- [9] **AA.VV., Linee guida sugli edifici a struttura di legno di supporto alle associazioni sportive – Regione Toscana – Giunta regionale Toscana – CONI comitato regionale Toscana – Edizioni Regione Toscana, 2011 (distribuzione gratuita su www.regione.toscana.it/pubblicazioni).**
- [10] M. Follesa, M. P. Lauriola, M. Moschi, *Durabilità e manutenzione delle strutture di legno - Federlegno Arredo*, Milano - 2011 (distribuzione gratuita su www.federlegnoarredo.it/it/associazioni/asselegno/attivita-e-servizi-per-i-soci/pubblicazioni).
- [11] **AA.VV., Edifici a struttura di legno - Federlegno Arredo, Milano - 2011 (distribuzione gratuita su www.federlegnoarredo.it/it/associazioni/asselegno/attivita-e-servizi-per-i-soci/pubblicazioni).**
- [12] **AA.VV. Appunti per le costruzioni in legno: normativa, progettazione e buone pratiche di cantiere - Federlegno Arredo, Milano - 2018 (distribuzione gratuita su www.federlegnoarredo.it/it/associazioni/asselegno/attivita-e-servizi-per-i-soci/pubblicazioni).**
- [13] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto 17/01/2018 Aggiornamento delle *Norme tecniche per le costruzioni*.
- [14] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circolare 21/01/2019 n°7 – *Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 21 gennaio 2019*.
- [15] UNI EN 1995-1-1:2014 *Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture di legno – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici*.
- [16] UNI EN 1995-1-2:2005 *Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture di legno – Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio*.
- [17] EN 1998-1:2004 *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*.

- [18] M. Follesa, M. Fragiacomio, M.P. Lauriola, *A proposal for revision of the current timber part (section 8) of Eurocode 8 part 1*, Proceedings of CIB-W18 meeting - Alghero, Italy, 2011.
- [19] M.P. Lauriola, C. Sandhaas, *Quasi-Static and Pseudo-Dynamic Tests on XLAM Walls and Buildings*, International Workshop on Earthquake Engineering on Timber Structures, Cost E-29 Action, Coimbra, Portugal 2006.
- [20] A. Ceccotti, M. Follesa, M.P. Lauriola, C. Sandhaas, *SOFIE Project - Test results on the lateral resistance of cross laminated wooden panels*, Proceedings of 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology Genevre, Switzerland 2006, paper 1912.
- [21] A. Ceccotti, M.P. Lauriola, M. Pinna, C. Sandhaas, *SOFIE Project - Cyclic Tests on Cross-Laminated Wooden Panels*, Proceedings of 9th World Conference on Timber Engineering (WCTE), Portland, USA 2006.
- [22] A. Ceccotti, M. Follesa, N. Kawai, M.P. Lauriola, C. Minowa, C. Sandhaas, M. Yasumura, *Which Seismic Behaviour Factor for Multi-Storey Buildings made of Cross-Laminated Wooden Panels?*, Proceedings of 39th CIB W18 Meeting, Firenze 2006, paper n.39-15-4.
- [23] A. Ceccotti, M. Follesa, M.P. Lauriola, *Quale fattore di struttura per gli edifici multipiano a struttura di legno con pannelli a strati incrociati?*, XII Convegno ANIDIS L'ingegneria sismica in Italia, Pisa 2007.
- [24] DIN 1052:2004-08 *Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau*.
- [25] CNR DT 206-R1/2018 *Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno*. (distribuzione gratuita su www.cnr.it/it/node/7484).
- [26] *Fire Safety in Timber Buildings - Technical guideline for Europe* SP Technical Research Institute of Sweden – Stockholm, 2010.
- [27] P. Bosetti, D. Alessandrini, G. Bochicchio, *Sicurezza antincendio negli edifici in legno soggetti al controllo dei Vigili del Fuoco*, Provincia Autonoma di Trento <http://servizio.vvftrento.it/prevenzione-incendi/sicurezza-antincendio-negli-edifici-legno-soggetti-al-controllo-dei-vigili-fuoco>.
- [28] AA.VV., *Strutture resistenti al fuoco*, EPC, Roma, 2017.
- [29] *Moisture and Wood-Frame Buildings*, Canadian Wood Council, Ottawa, 2000.