



**Ordine degli Ingegneri
della Provincia di Pistoia**

Corso di aggiornamento professionale
***"Progettazione di strutture in legno
massiccio e lamellare secondo le NTC 2008"***
Pistoia, 16-29 ottobre e 5-12 novembre 2010



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Pistoia
Via Panciatici, 11 - 51100 Pistoia
Tel. 0573 25931 - fax 0573 24383
info@ordineingegneri.pistoia.it www.ordineingegneri.pistoia.it



ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PISTOIA

PROGETTAZIONE DI STRUTTURE IN LEGNO MASSICCIO E LAMELLARE SECONDO LE NTC 2008



1 ° CASO STUDIO: SOLAIO IN LEGNO MASSICCIO DI TIPO TRADIZIONALE

Pistoia 22-10-2010

Ing. Leonardo Negro



LegnoPiù s.r.l. - Via Borgo Valsugana, 11 - 59100 Prato
leonardo.negro@strutturedilegno.it - www.strutturedilegno.it

ARGOMENTI TRATTATI

STRUMENTI NORMATIVI

CARATTERISTICHE DEL LEGNO E SUOI DERIVATI

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

- SLU - VERIFICA DI RESISTENZA
- SLU - VERIFICA DI RESISTENZA AL FUOCO
- SLE - VERIFICA DI DEFORMABILITÀ
- SLE - VIBRAZIONI e REQUISITI ACUSTICI

CASO STUDIO

- SOLAIO DI TIPO TRADIZIONALE
- CONNESSIONE CON MEZZI DI UNIONE METALLICI
- UNIONE TRAVE PRINCIPALE - PARETE PORTANTE
- DIAFRAMMA DI PIANO
- CERTIFICAZIONI

STRUMENTI NORMATIVI METODI DI CALCOLO E VERIFICA

**NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - D.M.14.01.2008
CIRCOLARE ESPLICATIVA N.617 - 02.02.2009**

CAP. 4.4 - COSTRUZIONI DI LEGNO

CAP. 7.7 - COSTRUZIONI DI LEGNO - PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

CAP. 11.7 - MATERIALI E PRODOTTI A BASE DI LEGNO

DURABILITA' DEL LEGNO E DERIVATI

PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE E ACCETTAZIONE

CAP. 12 - Per quanto non diversamente specificato nelle NTC2008, si intendono coerenti con i principi alla base della stessa, le indicazioni riportate nei seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici*
- Nazionali o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN;*
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;*
- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI.*

EUROCODICE 5

UNI EN 1995-1-1 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE IN LEGNO - REGOLE GENERALI

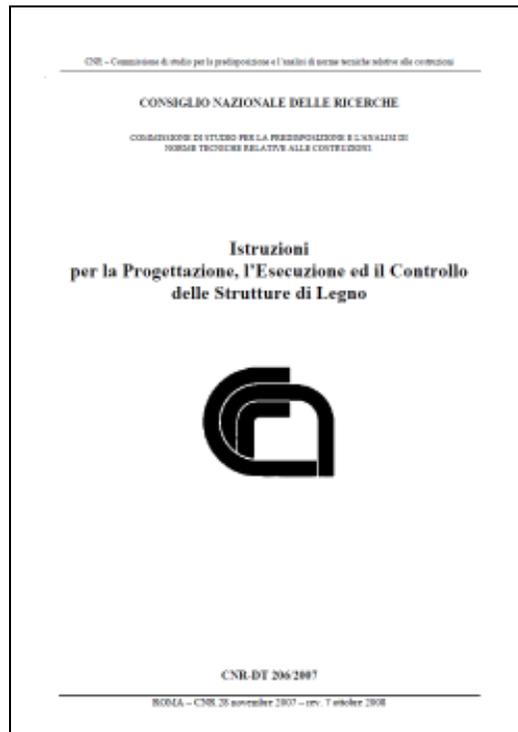
UNI EN 1995-1-2 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE IN LEGNO CONTRO L'INCENDIO

UNI EN 1995-2 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE IN LEGNO - PONTI

DIN 1052:2008

ISTRUZIONI E LINEE GUIDA

CNR-DT 206/2007
ISTRUZIONI PER LA PROGETTAZIONE,
L'ESECUZIONE ED IL CONTROLLO
DELLE STRUTTURE DI LEGNO



LINEE GUIDA REGIONE TOSCANA
LINEE GUIDA PER L'EDILIZIA IN LEGNO
IN TOSCANA



Non cogenti, ma di indirizzo per amministrazioni locali, progettisti e imprese
Coerenti con le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

STRUMENTI NORMATIVI CARATTERISTICHE DEL LEGNO E SUOI DERIVATI

LEGNO MASSICCIO

- UNI EN 14081 MARCATURA **CE**
- UNI EN 338 CLASSE DI RESISTENZA (legname di provenienza estera)
- UNI EN 11035 CLASSE DI RESISTENZA (legname di provenienza italiana)
- UNI EN 336 TOLLERANZE DIMENSIONALI



LEGNO LAMELLARE

- UNI EN 14080 MARCATURA **CE**
- UNI EN 1194 CLASSE DI RESISTENZA
- UNI EN 390 TOLLERANZE DIMENSIONALI



DURABILITA'

- UNI EN 1995-1-1 PROTEZIONE CONTRO LA CORROSIONE DEI MEZZI DI UNIONE METALLICI
- UNI EN 335 CLASSI DI RISCHIO
- UNI EN 351 DURABILITA' DEL LEGNO E DEI PRODOTTI A BASE DI LEGNO
- UNI EN 599 DURABILITA' DEL LEGNO E DEI PRODOTTI A BASE DI LEGNO
- UNI EN 350 DURABILITA' DEL LEGNO E DEI PRODOTTI A BASE DI LEGNO
- UNI EN 460 DURABILITA' DEL LEGNO E DEI PRODOTTI A BASE DI LEGNO

“Tutto il legno per impieghi strutturali deve essere classificato secondo la resistenza, prima della sua messa in opera” § 4.4 NTC2008

LEGNO MASSICCIO – CLASSI DI RESISTENZA SECONDO UNI EN 338

Legname di provenienza estera

		Pioppo e conifere											Latifoglie						
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Proprietà di resistenza (in N/mm ²)																			
Flessione	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50	30	35	40	50	60	70
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30	18	21	24	30	36	42
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29	23	25	26	29	32	34
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2	8,0	8,4	8,8	9,7	10,5	13,5
Taglio	$f_{v,k}$	1,7	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	2,8	3,0	3,4	3,8	3,8	3,8	3,0	3,4	3,8	4,6	5,3	6,0
Proprietà di rigidezza (in kN/mm ²)																			
Modulo di elasticità medio parallela	$E_{0,mean}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16	10	10	11	14	17	20
Modulo di elasticità parallelo al 5%	$E_{0,05}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7	8,0	8,7	9,4	11,8	14,3	16,8
Modulo di elasticità medio perpendicolare	$E_{90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53	0,64	0,69	0,75	0,93	1,13	1,33
Modulo di taglio medio	G_{mean}	0,44	0,5	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00	0,60	0,65	0,70	0,88	1,06	1,25
Massa volumica (in kg/m ³)																			
Massa volumica	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460	530	560	590	650	700	900
Massa volumica media	ρ_{mean}	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550	640	670	700	780	840	1 080
Nota																			
a) I valori forniti sopra per la resistenza a trazione, la resistenza a compressione, la resistenza a taglio, il modulo di elasticità al 5%, il modulo di elasticità medio perpendicolare alla fibratura e il modulo di taglio medio, sono calcolati utilizzando le equazioni fornite nell'appendice A.																			
b) Le proprietà nel prospetto sono compatibili con un legno la cui umidità sia corrispondente ad una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa del 65%.																			
c) Il legno conforme alle classi C45 e C50 può non essere immediatamente disponibile.																			

La classe di resistenza di maggior uso commerciale è il C24 ma sono spesso utilizzate anche le classi C16 e il C30.

La classificazione della UNI EN 338 fa distinzione solo tra le Conifere (e Pioppo) e le Latifoglie:
Ad esempio, se non diversamente specificato, potremmo avere nella stessa fornitura travi C24 di specie diversa; duglasia, abete, pino...

LEGNO MASSICCIO – CLASSI DI RESISTENZA SECONDO UNI EN 11035-2:2003

Vecchia classificazione del legname di provenienza italiana

Proprietà		Abete / Nord			Abete / Centro Sud			Larice / Nord			Douglasia / Italia		Altre Conifere / Italia			Castagno / Italia	Querce caducifoglie / Italia	Pioppo e Ontano / Italia	Altre Latifoglie / Italia
		S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2/S3	S1	S2	S3	S	S	S	S
Flessione (5-percentile), MPa	$f_{b,k}$	29	23	17	32	28	21	42	32	26	40	23	33	26	22	28	42	26	27
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{t,k}$	17	14	10	19	17	13	25	19	16	24	14	20	16	13	17	25	16	16
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{t90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,3	0,3	0,3	0,6	0,6	0,6	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,8	0,4	0,5
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{c,k}$	23	20	18	24	22	20	27	24	22	26	20	24	22	20	22	27	22	22
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{c90,k}$	2,9	2,9	2,9	2,1	2,1	2,1	4,0	4,0	4,0	2,6	2,6	4,0	4,0	4,0	3,8	5,7	3,2	3,9
Taglio (5-percentile), MPa	$f_{v,k}$	3,0	2,5	1,9	3,2	2,9	2,3	4,0	3,2	2,7	4,0	3,4	3,3	2,7	2,4	2,0	4,0	2,7	2,0
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio), MPa	$E_{0,mean}$	12 000	10 500	9 500	11 000	10 000	9 500	13 000	12 000	11 500	14 000	12 500	12 300	11 400	10 500	11 000	12 000	8 000	11 500
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile), MPa	$E_{0,5}$	8 000	7 000	6 400	7 400	6 700	6 400	8 700	8 000	7 700	9 400	8 400	8 200	7 600	7 000	8 000	10 100	6 700	8 400
Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio), MPa	$E_{90,mean}$	400	350	320	370	330	320	430	400	380	470	420	410	380	350	730	800	530	770
Modulo di taglio (medio), MPa	G_{mean}	750	660	590	690	630	590	810	750	720	880	780	770	710	660	950	750	500	720
Massa volumica (5-percentile), kg/m ³	ρ_k	380	380	380	280	280	280	550	550	550	400	420	530	530	530	465	760	420	515
Massa volumica (media), kg/m ³	ρ_{mean}	415	415	415	305	305	305	600	600	600	435	455	575	575	575	550	825	460	560

La UNI EN 11035 prevede una suddivisione in “**categorie**” e **specie legnose**.

LEGNO MASSICCIO

CLASSIFICAZIONE E CONVERSIONE DELLE CLASSI DI RESISTENZA

UNI EN 11035-2:2010 / UNI EN 338

Proprietà	Abete/Italia			Pino laricio/Italia			Larice/Nord Italia			Douglasia/Italia		Altre conifere/Italia			Castagno/Italia	Querce caducifoglie/Italia	Pioppo e Ontano/Italia	Altre latifoglie/Italia
		C24	C18	C40	C22	C14		C22	C18	C35	C22				D24			
Corrispondenza con le Classi di resistenza della UNI EN 338																		
Categorie resistenti	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2/S3	S1	S2	S3	S	S	S	S
Flessione (5-percentile), N/mm ²	$f_{m,k}$	25	18	40	22	15		23	18	35	22	33	26	22	28	42	26	27
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	$f_{t,0,k}$	15	11	24	13	9		14	11	21	13	20	16	13	17	25	16	16
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4		0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	$f_{c,0,k}$	21	18	26	20	17		20	18	25	20	24	22	20	22	27	22	22
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	$f_{c,90,k}$	2,6	2,6	3,2	3,0	3,0		3,6	3,6	3,2	2,9	3,7	3,7	3,7	7,3	11	6,3	7,7
Taglio (5-percentile), N/mm ²	f_{vk}	4,0	3,4	4,0	3,8	3,0		3,8	3,4	4,0	3,8	4,0	4,0	3,8	4,0	4,0	2,7	4,0
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio), kN/mm ²	$E_{0,mean}$	11,8	10,5	15	12	11		12,5	11,5	15,8	13	12,3	11,4	10,5	12,5	12,0	8,0	11,5
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile), kN/mm ²	$E_{0,05}$	7,9	7,0	10	8,0	7,4		8,4	7,7	11	8,7	8,2	7,6	7,0	10,5	10,1	6,7	9,7
Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio), kN/mm ²	$E_{90,mean}$	0,39	0,35	0,50	0,40	0,37		0,42	0,38	0,53	0,43	0,41	0,38	0,35	0,83	0,80	0,53	0,77
Modulo di taglio (medio), kN/mm ²	G_{mean}	0,74	0,66	0,94	0,75	0,69		0,78	0,72	0,99	0,81	0,77	0,71	0,66	0,78	0,75	0,50	0,72
Massa volumica (5-percentile), kg/m ³	ρ_k	375	375	455	425	430		510	520	450	415	530	530	530	485	760	420	515
Massa volumica (media), kg/m ³	ρ_{mean}	450	450	550	520	520		610	620	540	500	575	575	575	580	825	460	560

Non per tutte le categorie esiste una corrispondenza alla UNI EN 338
 Come per il castagno a cui è stata assegnata un'unica categoria che non ha corrispondenza con la UNI EN 338

Non tutte le categorie sono assegnabili, ad esempio l'Abete S1 e il Larice S1

LEGNO LAMELLARE – CLASSI DI RESISTENZA SECONDO LA UNI EN 1194

Valori caratteristici per le proprietà di resistenza e di rigidezza in N/mm² e di massa volumica in kg/m³
(per legno lamellare incollato omogeneo)

Classe di resistenza del legno lamellare incollato		GL 24h	GL 28h	GL 32h	GL 36h
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$	24	28	32	36
Resistenza a trazione	$f_{t,0,g,k}$	16,5	19,5	22,5	26
	$f_{t,90,g,k}$	0,4	0,45	0,5	0,6
Resistenza a compressione	$f_{c,0,g,k}$	24	26,5	29	31
	$f_{c,90,g,k}$	2,7	3,0	3,3	3,6
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3
Modulo di elasticità	$E_{0,g,mean}$	11 600	12 600	13 700	14 700
	$E_{0,g,05}$	9 400	10 200	11 100	11 900
	$E_{90,g,mean}$	390	420	460	490
Modulo di taglio	$G_{g,mean}$	720	780	850	910
Massa volumica	$\rho_{g,k}$	380	410	430	450

La classe di resistenza di **maggior uso commerciale** è la **GL24h** ma sono spesso utilizzate anche le classi GL24c e il GL28h.

Valori caratteristici per le proprietà di resistenza e di rigidezza in N/mm² e di massa volumica in kg/m³
(per legno lamellare incollato combinato)

Classe di resistenza del legno lamellare incollato		GL 24c	GL 28c	GL 32c	GL 36c
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$	24	28	32	36
Resistenza a trazione	$f_{t,0,g,k}$	14	16,5	19,5	22,5
	$f_{t,90,g,k}$	0,35	0,4	0,45	0,5
Resistenza a compressione	$f_{c,0,g,k}$	21	24	26,5	29
	$f_{c,90,g,k}$	2,4	2,7	3,0	3,3
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$	2,2	2,7	3,2	3,8
Modulo di elasticità	$E_{0,g,mean}$	11 600	12 600	13 700	14 700
	$E_{0,g,05}$	9 400	10 200	11 100	11 900
	$E_{90,g,mean}$	320	390	420	460
Modulo di taglio	$G_{g,mean}$	590	720	780	850
Massa volumica	$\rho_{g,k}$	350	380	410	430

Classi ad elevata resistenza non sono molto utilizzate in quanto, nelle travi inflesse l'elemento determinante la sezione **non è la resistenza ma la deformazione**.

Il passaggio **da una classe a quella superiore** comporta incrementi esigui del modulo di elasticità.

ALCUNE NOTE SUL MATERIALE

La morfologia cellulare e la conformazione chimica del legno garantiscono al materiale elevati valori di resistenza con bassi pesi propri.

Legno massiccio di classe C24:

$$f_{t,0,k} = 14 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Resistenza caratteristica a trazione parallela alla fibratura}$$
$$\rho_{mean} = 420 \text{ kg/m}^3 \quad \text{Massa volumica media}$$

L'organizzazione cellulare del legno è la causa di una marcata **anisotropia delle proprietà meccaniche**, questo provoca sostanziali differenze di resistenza e rigidità nelle diverse direzioni rispetto alla fibratura:

$$f_{t,90,k} = 0.5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Resistenza caratteristica a trazione perpendicolare alla fibratura}$$

Il legno è più rigido e più resistente per sollecitazioni orientate parallelamente alla fibratura.

In fase di progettazione è opportuno prestare particolare attenzione a tutte quelle situazioni che possono indurre azioni di trazione o compressione ortogonale alla fibratura:

- Superficie di appoggio delle travi
- Unioni di carpenteria tradizionale
- Connessioni con mezzi di unione metallici

EFFICIENZA STRUTTURALE DEL MATERIALE LEGNO

- **Rapporto tra resistenza a compressione** parallela alla fibratura e **massa volumica**;
nel legno tale rapporto è simile all'acciaio e circa 5 volte superiore a quello del calcestruzzo.

ρ_{cls}	= 2400 kg/m ³	f_{ck}	= 25 MPa	—————>	$f/\rho = 10415 \text{ m}^2/\text{s}^2$
ρ_{legno}	= 380 kg/m ³	$f_{c,0,k}$	= 24 MPa	—————>	$f/\rho = 63160 \text{ m}^2/\text{s}^2$
$\rho_{acciaio}$	= 7850 kg/m ³	$f_{t,S275}$	= 430 MPa	—————>	$f/\rho = 54777 \text{ m}^2/\text{s}^2$

Il calcestruzzo pesa circa 6 volte il legno, ma praticamente ha la stessa resistenza a compressione.

Questo dimostra come con il legno si possa alleggerire le strutture, **con grandi vantaggi dal punto di vista sismico.**

- **Rapporto tra modulo di elasticità E e la resistenza a compressione**;
nel legno simile all'acciaio e circa 1/3 del calcestruzzo.

E_{cls}	= 31 475 N/mm ²	f_{ck}	= 25 MPa	$E/f = 1.26 \text{ E-03}$
E_{legno}	= 11600 N/mm ²	$f_{c,0,k}$	= 24 MPa	$E/f = 4.83 \text{ E-04}$
$E_{acciaio}$	= 210 000 N/mm ²	f_t	= 430 MPa	$E/f = 4.88 \text{ E-04}$

Questo è anche indice dell'importanza delle verifiche di stabilità e di deformazione.

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

I principi generali e i criteri di verifica riportati al § 4.4 delle NTC 2008 sono coerenti con quelli dell'EC5 e, per quanto non specificatamente indicato, contengono un rimando continuo a normative di comprovata validità e quindi anche all'EC5 stesso.

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

§ 4.4.1 NTC2008

Le combinazioni dei carichi da utilizzare nelle verifiche sono:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad \text{Combinazione SLU}$$

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad \text{Combinazione SLE Rara}$$

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad \text{Combinazione SLE Frequente}$$

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad \text{Combinazione SLE Quasi permanente}$$

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad \text{Combinazione SLU e SLE Sismica}$$

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad \text{Combinazione SLU Eccezionale}$$

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

N.B. Alle combinazioni delle azioni definite nel capitolo 2.5.3 è opportuno aggiungere un'ulteriore combinazione che preveda la presenza dei soli carichi permanenti.

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2$$

Il motivo è che le caratteristiche meccaniche del legno da utilizzare nelle verifiche, dipendono dalla classe di durata del carico; minore è la classe di durata del carico e maggiore sarà la resistenza.

RESISTENZE DI PROGETTO:

Il valore di calcolo X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{\text{mod}} X_k}{\gamma_M}$$

ed è funzione di:

- Tipo di sollecitazione: flessione, trazione ortogonale alla fibratura, trazione parallela alla fibratura....
- Classe di servizio: umidità dell'ambiente in cui verrà posto in opera l'elemento
- Classe di durata del carico

SLU - VERIFICA DI RESISTENZA

$$X_d = \frac{k_{mod} X_k}{\gamma_M}$$

Il k_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto sia della durata del carico che dell'umidità dell'ambiente.

Tabella 4.4.IV - Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento		Classe di servizio	Classe di durata del carico				
				Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare incollato	EN 14081-1 EN 14080		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
			2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
			3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	EN 636	Parti 1, 2, 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parti 2, 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parte 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		OSB/3 - OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
			2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
			1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
		2	-	-	-	0,45	0,80	
	EN 622-5	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

SLU - VERIFICA DI RESISTENZA

CLASSE DI DURATA DEL CARICO (NTC2008 Tab. 4.4.I)

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

In combinazioni con più azioni variabili, si sceglie il k_{mod} che corrisponde all'azione di minor durata.

Classe di durata del carico	Esempi di carico
Permanente	peso proprio
Lunga durata	immagazzinaggio
Media durata	carico imposto del solaio, neve
Breve durata	neve, vento
Istantaneo	vento, carico accidentale

→ EC5 p.2.2

Nel caso di strutture soggette a carichi variabili di breve durata (o istantanei), di intensità sensibilmente inferiore rispetto ai permanenti, **la combinazione con soli carichi permanenti può diventare determinante.**

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 \longrightarrow K_{mod} = 0.6$$

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \cancel{\gamma_P P} + \gamma_{Q1}Q_{k1} \longrightarrow K_{mod} = 0.9$$

↓
NEVE

SLU - VERIFICA DI RESISTENZA

Il K_{mod} è funzione anche dell'umidità dell'ambiente in cui sarà messo in opera l'elemento;
Alla struttura, o a parti di essa, si assegna una classe di servizio.

CLASSE DI SERVIZIO (NTC 2008 Tab.4.4.II) —————> **Umidità media del legno**

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

E' spiegato meglio nell' Eurocodice 5 cap. 2.3.1.3:

Nella classe di servizio 1 l'umidità media del legno, nella maggior parte delle conifere, non è maggiore del 12%.

Nella classe di servizio 2 l'umidità media del legno, nella maggior parte delle conifere, non è maggiore del 20%.

IN GENERALE:

Classe 1 – Elementi strutturali interni

Classe 2 – Elementi strutturali all'esterno ma coperti —————> sporto di gronda, tettoie, ecc.

Classe 3 – Elementi strutturali all'esterno e non coperti —————> base dei pilastri esterni, pergolati, ecc.

SLU - VERIFICA DI RESISTENZA

I coefficienti parziali previsti nelle NTC2008 assumono valori ben superiori a quelli previsti nell'EC 5.

Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	γ_M
- combinazioni fondamentali	
legno massiccio	1,50
legno lamellare incollato	1,45
pannelli di particelle o di fibre	1,50
compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40
unioni	1,50
- combinazioni eccezionali	1,00

NTC 2008

Combinazioni fondamentali:	
Legno massiccio	1,3
Legno lamellare incollato	1,25
LVL, compensato, OSB,	1,2
Pannelli di particelle	1,3
Pannelli di fibre, alta densità	1,3
Pannelli di fibre, media densità	1,3
Pannelli di fibre, MDF	1,3
Pannelli di fibre, bassa densità	1,3
Connessioni	1,3
Mezzi di unione a piastra metallica punzonata	1,25
Combinazioni accidentali	1,0

EUROCODICE 5

$$X_d = \frac{k_{\text{mod}} X_k}{\gamma_M} > X_s$$

INCENDIO

SISMA

INCENDIO
E
SISMA

Il maggior valore dei γ_m da adottare nelle verifiche è una forte penalizzazione per le strutture in legno da realizzarsi in Italia. **Lo stesso elemento ligneo, prodotto all'estero come in Italia, messo in opera in Italia ha una capacità portante inferiore di circa il 15%.**

Le NTC2008 definiscono le combinazioni eccezionali e le combinazioni sismiche separatamente. Questo comporta che, a differenza di quello che prevedono gli Eurocodici, in combinazione sismica si devono utilizzare i γ_m delle combinazioni fondamentali e non $\gamma_m = 1$.

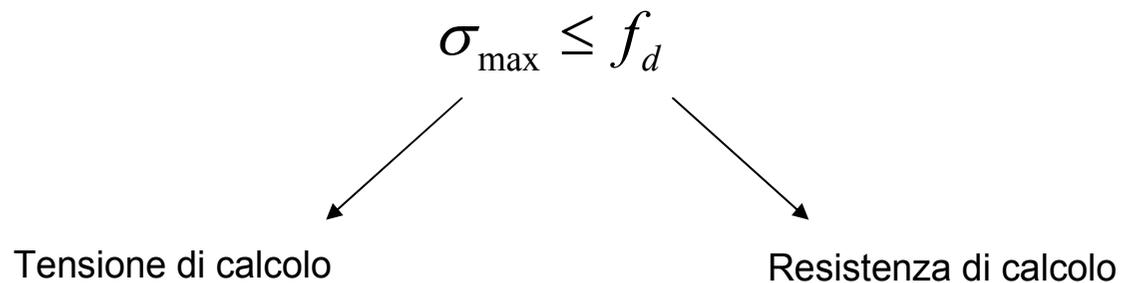
E' un'ulteriore penalizzazione per il legno ma fortunatamente il sisma, soprattutto in zona 3 e 4, è spesso un carico non determinante come invece può esserlo il vento.

SLU - VERIFICA DI RESISTENZA

$$X_d = \frac{k_{\text{mod}} X_k}{\gamma_M} > X_s$$

N.B. Dato che i valori caratteristici dei materiali sono determinati in base all'assunzione che esista una **relazione lineare fra tensione e deformazione fino a rottura**, la verifica della resistenza di singoli elementi deve essere anch'essa basata sulla medesima relazione lineare.

Le verifiche di resistenza di una sezione si traducono quindi in semplici verifiche tensionali.



SLU - VERIFICA DI RESISTENZA AL FUOCO

La combinazione dei carichi da utilizzare è la combinazione eccezionale

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Potrà essere eseguita una verifica di resistenza tenendo conto della sezione ridotta, utilizzando il metodo della “sezione efficace” (EN 1995-1-2).

Esistono altri 2 metodi per la verifica al fuoco degli elementi in legno:

- *Metodo della resistenza e rigidezza ridotte*
- *Metodi generali di calcolo* (modelli di carbonizzazione, profili di temperatura, gradiente di umidità)

Metodo della sezione efficace

Il metodo prevede che la verifica venga eseguita considerando una sezione efficace ottenuta riducendo la sezione iniziale di uno spessore $d_{ef} =$ **profondità di carbonizzazione**.

$$d_{ef} = d_{char} + k_0 \cdot d_0$$

$$d_{char} = \beta_0 \cdot t$$

$$\beta_0$$

$$k_0$$

$$d_0$$

$$t$$

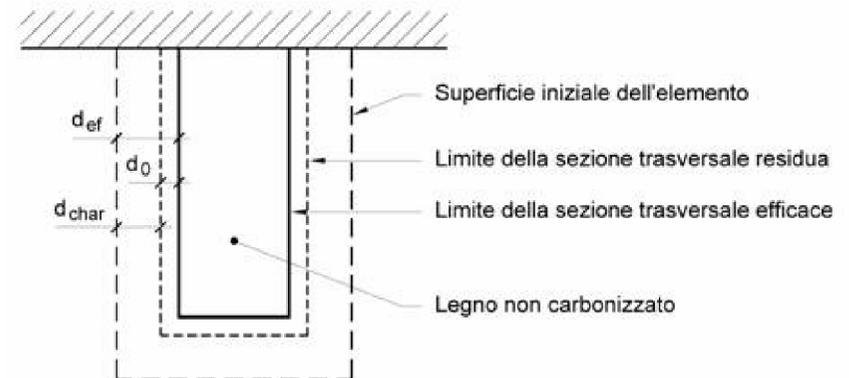
profondità di carbonizzazione ideale

velocità di carbonizzazione ideale

= 1

= 7mm

= tempo in minuti

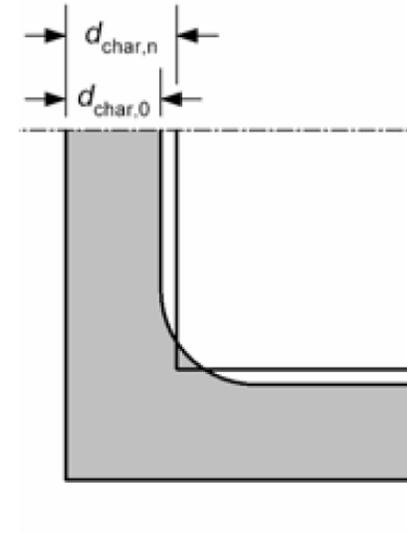


SLU - VERIFICA DI RESISTENZA AL FUOCO

Velocità di carbonizzazione ideale

Materiale	β_0 (mm/min)	β_n (mm/min)
a) Conifere e faggio		
Legno massiccio con massa volumica caratteristica $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,80
Legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,70
b) Latifoglie		
Legno massiccio/lamellare con massa volumica caratteristica di 290 kg/m^3	0,65	0,70
Legno massiccio/lamellare con massa volumica caratteristica $\geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,50	0,55
c) LVL con massa volumica caratteristica $\geq 480 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,70
d) Pannelli di legno		
pannellature di legno	0,90*	–
compensato	1,00*	–
pannelli derivati da legno (non compensato)	0,90*	–

* Valori applicabili a pannelli con $\rho_k = 450 \text{ kg/m}^3$, spessore = 20 mm; la norma fornisce i metodi per derivare i valori per altri casi.



La sezione trasversale residua dell'elemento può essere determinata tenendo conto o meno della **smussatura dello spigolo**, utilizzando la velocità di carbonizzazione β_0 anziché β_n .

SLU - VERIFICA DI RESISTENZA AL FUOCO

Per la verifica di resistenza di una sezione vale la seguente equazione per stabilire la resistenza di progetto del materiale:

$$f_{d,fi} = k_{\text{mod},fi} \frac{f_k}{\gamma_{m,fi}} k_{fi} \quad \text{non si usa più l'equazione} \quad \longrightarrow \quad f_d = k_{\text{mod}} \frac{f_k}{\gamma_m}$$

La verifica è molto favorevole in quanto:

- La combinazione di carico ha tutti i γ unitari
- Gli ψ sono da combinazione quasi permanente (ψ_2), e quindi i più bassi
- $k_{\text{mod},fi} = 1$ (nel metodo della sezione efficace)
- Coefficiente parziale di sicurezza, $\gamma_{m,fi} = 1$
- k_{fi} = coefficiente che consente di passare dai valori caratteristici con frattile 5% a quelli corrispondenti al frattile 20%

$k_{fi} = 1.25$ legno massiccio

$k_{fi} = 1.15$ legno lamellare e pannelli

$k_{fi} = 1.15$ collegamenti legno-legno

$k_{fi} = 1.15$ collegamenti legno-acciaio

SLU - VERIFICA DI RESISTENZA AL FUOCO

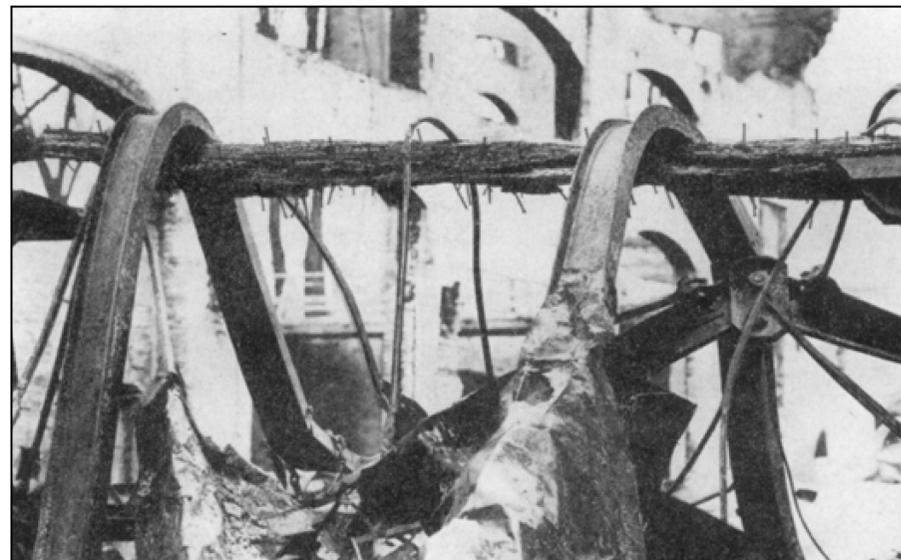
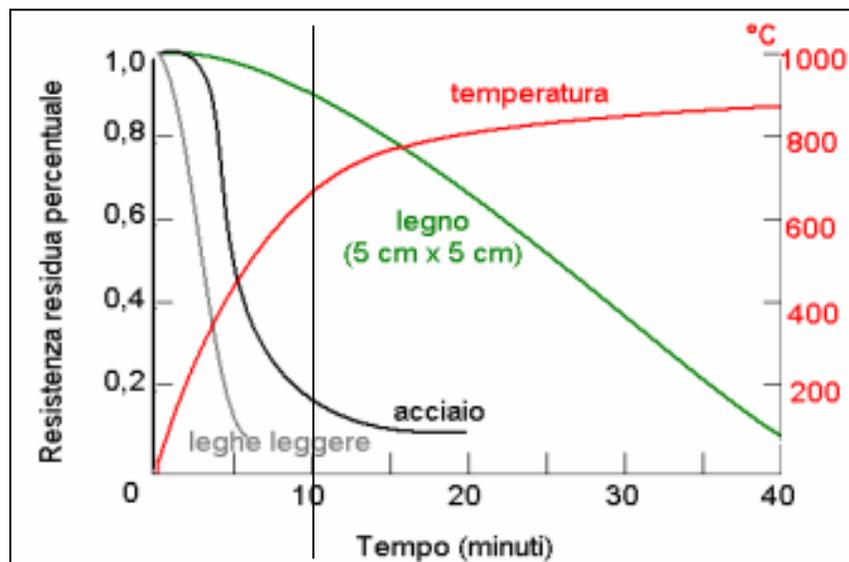
Nelle strutture lignee è di uso comune l'**utilizzo dell'acciaio per i collegamenti**.

Raramente si realizzano nodi di **carpenteria classica**, per le difficoltà di esecuzione e della monodirezionalità che li caratterizza.

I nodi hanno un'elevata importanza per il comportamento statico della struttura anche in caso di incendio. Occorre quindi valutare la prestazione dei collegamenti con particolare attenzione agli elementi di acciaio perché proprio essi sono il punto debole della connessione esposta al fuoco.

L'acciaio trasmette all'interno di una sezione lignea l'incremento di temperatura e perde rapidamente le sue capacità meccaniche, quindi può anticipare il collasso di un nodo in cui le sezioni lignee residue sono ancora in grado di sopportare i carichi.

Confronto tra l'evoluzione delle prestazioni meccaniche dell'acciaio e del legno



SLU - VERIFICA DI RESISTENZA AL FUOCO

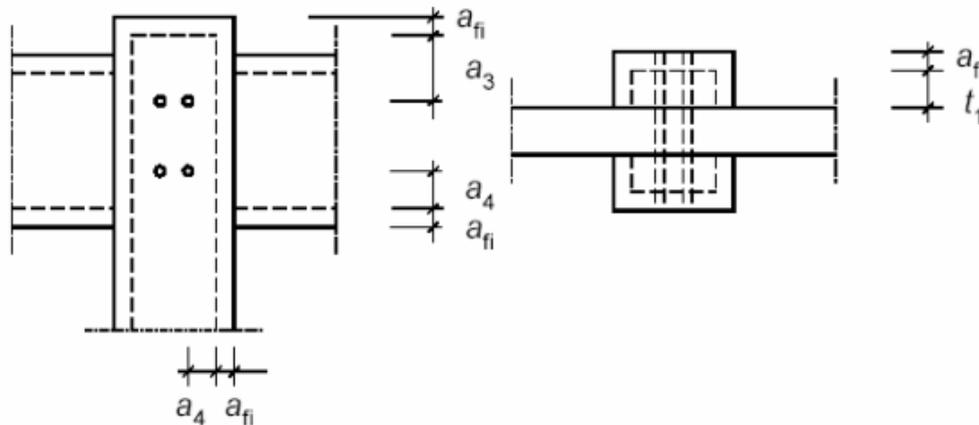
Le unioni non protette, se conformi alla tabella sotto riportata, possono essere considerate come soddisfacenti alla classe di resistenza R15/R20. (C.4.4.14)

Elementi di collegamento	$t_{fi,d}$ (min)	Condizione imposta
Chiodi	15	$d \geq 2,8 \text{ mm}$
Viti	15	$d \geq 3,5 \text{ mm}$
Bulloni	15	$t_1 \geq 45 \text{ mm}$
Perni	20	$t_1 \geq 45 \text{ mm}$
Altri tipi di connettori (secondo EN 912)	15	$t_1 \geq 45 \text{ mm}$
$t_{fi,d}$ resistenza del collegamento t_1 spessore dell'elemento laterale d diametro dell'elemento di collegamento		

$t_{fi,d}$ = resistenza dell'unione non protetta

Se l'unione deve garantire una resistenza per un tempo superiore a $t_{fi,d}$ e quindi pari a t_{req} = tempo richiesto di resistenza

Una possibilità è quella di aumentare lo spessore di legno a protezione dell'unione della quantità " a_{fi} "



SLE - VERIFICA DI DEFORMABILITÀ

Nel legno le **verifiche agli SLE** in combinazioni Rare, Frequenti e Quasi Permanenti si riducono a **verifiche di deformazioni e vibrazioni** che dovranno essere mantenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni alle finiture sia in relazione ai requisiti estetici e di funzionalità dell'opera.

A causa del **comportamento reologico** del legno, dovranno essere valutate le **deformazioni a breve e lungo termine**, tenendo conto anche della deformabilità dei collegamenti.

La deformazione istantanea si valuta con

- Valori medi dei moduli elastici
($E_{0,mean}$, $E_{90,mean}$, G_{mean})
- Valori istantanei del modulo di scorrimento delle unioni
(K_{ser})

La deformazione a lungo termine si valuta con

- Valori medi dei moduli elastici ridotti mediante il fattore $1/(1+k_{def})$
- Valori istantanei del modulo di scorrimento delle unioni ridotti mediante il fattore $1/(1+k_{def})$

La verifica delle deformazioni è quella che, come nell'acciaio, determina normalmente la sezione di una trave.

SLE - VERIFICA DI DEFORMABILITÀ

Tabella 4.4.V - Valori di k_{def} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento		Classe di servizio		
			1	2	3
Legno massiccio	EN 14081-1		0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato	EN 14080		0,60	0,80	2,00
Compensato	EN 636	Parte 1	0,80	-	-
		Parte 2	0,80	1,00	-
		Parte 3	0,80	1,00	2,50
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	2,25	-	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25	-
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parte 4	2,25	-	-
		Parte 5	2,25	3,00	-
		Parte 6	1,50	-	-
		Parte 7	1,50	2,25	-
Pannelli di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA	2,25	-	-
		HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	-
Pannelli di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	-
	EN 622-5	MDF.LA	2,25	-	-
		MDF.HLS	2,25	3,00	-

k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità nel tempo per effetto della viscosità e dell'umidità.

Per legno massiccio posto in opera con umidità prossima 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.

Importanza dell'umidità al momento della messa in opera e in equilibrio con l'ambiente

Esempio: L.M. in opera con umidità del 12%:

Classe 1 $1/(1+k_{def}) = 0.625$

Classe 2 $1/(1+k_{def}) = 0.555$

Classe 3 $1/(1+k_{def}) = 0.333$

Esempio: L.M. in opera con umidità del 30% (saturazione)

Classe 1 $1/(1+2+k_{def}) = 0.278$

Classe 2 $1/(1+2+k_{def}) = 0.263$

Classe 3 $1/(1+2+k_{def}) = 0.200$

In classe 3 si ha una riduzione di E di circa il 70%

In classe 3 si ha una riduzione di E di circa il 80%

SLE - VERIFICA DI DEFORMABILITÀ

La rigidezza dell'unione o "modulo di scorrimento istantaneo" K_{ser} , può essere determinato con prove sperimentali o calcolato tramite i parametri che caratterizzano i materiali collegati e il tipo di unione.

K_{ser} può essere ricavato come previsto in tabella 7.1 EC5.

Valori di K_{ser} per mezzi di unione e connettori in N/mm, nelle connessioni legno-legno e pannello a base di legno-legno

Tipo di mezzo di unione	K_{ser}
Spinotti Bulloni con o senza gioco ^{a)} Viti Chiodi (con preforatura)	$\rho_m^{1,5} d / 23$
Chiodi (senza preforatura)	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 30$
Cambrette	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 80$
Connettori ad anello aperto di tipo A secondo EN 912 Connettori a tassello di tipo B secondo EN 912	$\rho_m d_c / 2$
Connettori a piastra dentata:	
- Connettori dei tipi da C1 a C9 secondo EN 912	$1,5 \rho_m d_c / 4$
- Connettori dei tipi C10 e C11 secondo EN 912	$\rho_m d_c / 2$
a) Si raccomanda che il gioco sia aggiunto separatamente alla deformazione.	

Lo scorrimento finale dell'unione è pari alla somma dello scorrimento istantaneo e dello scorrimento differito.

SLE - VERIFICA DI DEFORMABILITÀ

Nelle travi in legno, a causa dei **modesti valori del Modulo Elastico a Taglio "G"**, è fondamentale considerare nel calcolo della freccia anche la parte dovuta al taglio.

L'abbassamento si ottiene per integrazione dell'equazione della linea elastica che tiene conto del contributo deformativo dovuto al taglio:

$$\longrightarrow \frac{d^2\eta}{dx^2} = -\frac{M}{EJ} + \frac{dT}{dx} \cdot \frac{\chi}{GA}$$

Per una trave su due appoggi con carico e sezione costante:

$$\longrightarrow f_{\max} = \frac{5ql^4}{384E_{0,mean}J} + \frac{\chi ql^2}{8G_{mean}A}$$

Il contributo della deformazione a taglio, rispetto a quella di flessione, diventa non trascurabile quando la snellezza della trave h/l assume valori maggiori di $1/10$.

Esempio:

L.M. C24; $E/G=15.94$

$h/l = 1/10$



$$\frac{f_T}{f_M} = 0.154$$

Nell'acciaio e nel calcestruzzo abbiamo **rapporti E/G modesti**, questo è il motivo per cui il contributo alla **deformazione del taglio è trascurabile**.

ACCIAIO; $E/G = 2$

$h/l=1/10$



$$\frac{f_T}{f_M} = 0.019$$

SLE - VERIFICA DI DEFORMABILITÀ

Nell'Eurocodice 5 sono presenti le seguenti prescrizioni e raccomandazioni:

La deformazione di una struttura per effetto delle azioni e dell'umidità devono rimanere entro limiti appropriati, avendo riguardo nei confronti delle possibilità di danneggiamento delle finiture, dei soffitti, dei pavimenti, dei tramezzi, nonché delle necessità funzionali e di qualsiasi requisito estetico.

Raccomanda che la deformazione istantanea u_{inst} sia calcolata per la **combinazione caratteristica** delle azioni, utilizzando i valori medi di: modulo di elasticità, modulo di taglio e modulo di scorrimento.

Raccomanda che la deformazione finale, u_{fin} , sia calcolata per la **combinazione quasi-permanente** delle azioni.

Per strutture di elementi, componenti e connessioni aventi lo stesso comportamento viscoelastico, e sotto l'assunzione di una correlazione lineare fra le azioni e le deformazioni corrispondenti, la deformazione totale finale, può essere considerata come:

$$u_{ist} = u_{G,ist} + u_{Q1,ist} + \sum \psi_{0i} \cdot u_{Qi,ist}$$

$$u_{fin} = u_{G,fin} + u_{Q1,fin} + \sum_i u_{Qi,fin}$$

SLE - VERIFICA DI DEFORMABILITÀ

EUROCODICE 5:
$$u_{fin} = u_{G,fin} + u_{Q1,fin} + \sum_i u_{Qi,fin}$$

$$u_{G,fin} = u_{G,ist} (1 + k_{def})$$

$$u_{Q1,fin} = u_{Q1,ist} (1 + \psi_{21} k_{def})$$

$$u_{Qi,fin} = u_{Qi,ist} (\psi_{0i} + \psi_{2i} k_{def})$$

$$u_{fin} = u_{G,ist} (1 + k_{def}) + u_{Q1,ist} (1 + \psi_{21} k_{def}) + \sum_i u_{Qi,ist} (\psi_{0i} + \psi_{2i} k_{def})$$

$$u_{ist} = u_{G,ist} + u_{Q1,ist} + \sum \psi_{0i} \cdot u_{Qi,ist}$$

I limiti della freccia li sceglie il progettista in base al caso particolare, l'EC5 prevede i seguenti:

	W_{inst}	$W_{net,fin}$	W_{fin}
Trave su due appoggi	da $l/300$ a $l/500$	da $l/250$ a $l/350$	da $l/150$ a $l/300$
Travi a mensola	da $l/150$ a $l/250$	da $l/125$ a $l/175$	da $l/75$ a $l/150$

$$W_{net,fin} = W_{inst} + W_{creep} - W_c = W_{fin} - W_c$$

SLE - VERIFICA DI DEFORMABILITÀ

$$\sum_i u_{Q_i,ist} (\psi_{0i} + \psi_{2i} k_{def})$$

Le CNR-DT 206/2007 differiscono leggermente nella definizione della $u_{fin,tot}$

$$u_{fin} = u_{G,ist} (1 + k_{def}) + u_{Q1,ist} (1 + \psi_{21} k_{def}) + \sum_i \psi_{2i} u_{Q_i,ist} (1 + k_{def})$$

I limiti della freccia previsti nelle istruzioni CNR-DT 206/2007 sono i seguenti:

$u_{Q,ist} \leq L/300$ Limite sulla freccia istantanea del singolo carico variabile

$u_{net,fin} \leq L/250$ Limite sulla freccia netta totale finale

$u_{Q,fin} \leq L/200$ Limite sulla freccia finale del singolo carico variabile

Per **solai di calpestio con pavimenti e tramezzi rigidi** potremmo adottare le limitazioni:

$$\left\{ \begin{array}{l} u_{Q,ist} \leq L/500 \\ u_{Q,fin} \leq L/300 \\ u_{net,fin} \leq L/350 \end{array} \right.$$

A parte queste indicazioni, è comunque compito del progettista valutare caso per caso la necessità di adottare delle limitazioni più restrittive rispetto a quelle viste fin ora.

SLE - VIBRAZIONI

I solai in legno, a causa della loro leggerezza, possono essere soggetti a fenomeni di vibrazioni causate da macchinari, urti, calpestio, ecc.

Nei solai residenziali si dovrà limitare i **disturbi e i disagi** che tale fenomeno può comportare.

L'EUROCODICE 5, per la valutazione degli effetti delle vibrazioni sui solai residenziali raccomanda:

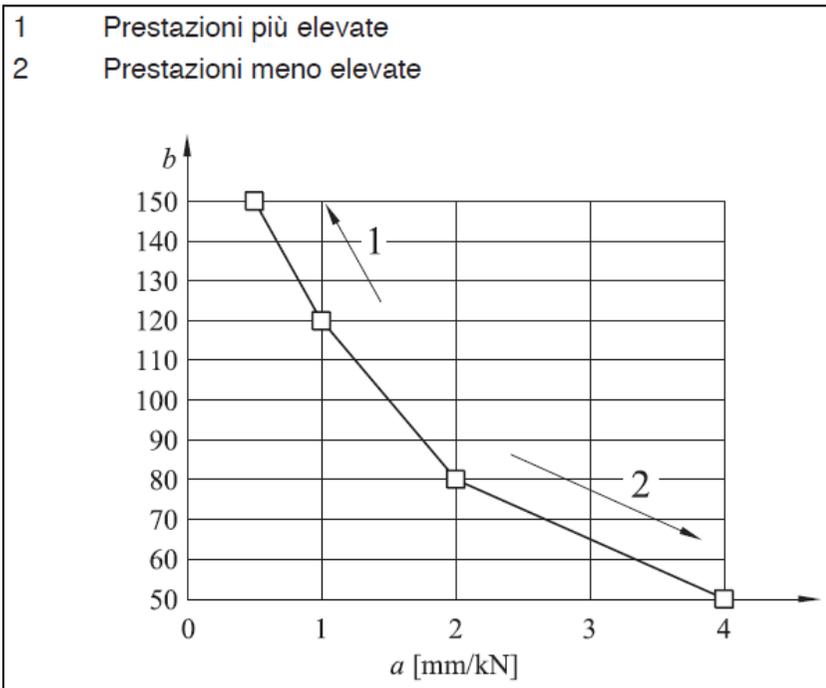
- che per solai residenziali aventi **frequenza fondamentale $f_1 \leq 8\text{Hz}$** , sia eseguita un'indagine speciale.
(Ma non dice quale)
- che per solai residenziali aventi **frequenza fondamentale $f_1 > 8\text{ Hz}$** , siano soddisfatti i seguenti requisiti:

$$\frac{w}{F} \leq a \text{ mm/kN}$$

$$v \leq b^{(f_1 \zeta - 1)} \text{ m/(Ns}^2\text{)}$$

- w è la freccia verticale istantanea massima causata da una forza statica verticale concentrata F applicata su qualsiasi punto del solaio, tenendo conto della distribuzione del carico;
- v è la velocità di risposta all'impulso unitario, cioè il massimo valore iniziale della velocità di vibrazione del solaio in direzione verticale (in m/s) causata da un impulso unitario ideale (1 Ns) applicato in corrispondenza del punto del solaio che fornisce la massima risposta.
- ζ è il rapporto di smorzamento modale.

SLE - VIBRAZIONI



In figura sono forniti:
l'intervallo dei valori limite per "a" e "b",
e la correlazione fra "a" e "b".

$$\frac{W}{F} \leq a \text{ mm/kN}$$

$$v \leq b^{(f_1 \zeta - 1)} \text{ m/(Ns}^2\text{)}$$

Il rapporto di smorzamento modale può essere assunto pari a: $\zeta = 0.01$

SLE - VIBRAZIONI

Considerando il solaio caricato dai soli permanenti.

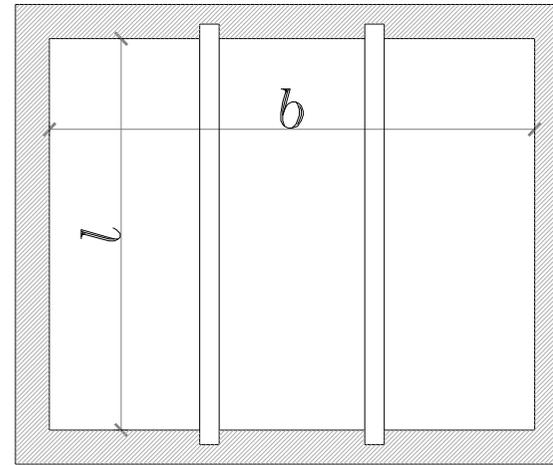
Per un solaio $l \times b$, semplicemente appoggiato sui 4 bordi, la frequenza fondamentale f_1 può essere calcolata approssimativamente come:

$$f_1 = \frac{\pi}{2l} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}}$$

m = è la massa per unità di area, in kg/m^2 ;

l = è la luce del solaio, in m ;

$(EI)_l$ = è la rigidezza di piastra equivalente a flessione del solaio intorno a un asse perpendicolare alla direzione delle travi, in Nm^2/m .



La velocità di vibrazione può essere assunta come:

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{mb + 200}$$

b = è la larghezza del solaio, in m .

n_{40} = è il numero dei modi di vibrazione del primo ordine con frequenze di risonanza fino a 40 Hz;

$$\longrightarrow n_{40} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{b}{l} \right)^4 \frac{(EI)_l}{(EI)_b} \right\}^{0,25}$$

Dove, $(EI)_b$ è la rigidezza di piastra equivalente a flessione, in Nm^2/m , del solaio intorno a un asse parallelo alle travi, dove $(EI)_b < (EI)_l$.

SLE - VIBRAZIONI

Nell'Eurocodice 5 non è indicato come deve essere calcolato "w" per tener conto del contributo offerto dalla doppia orditura del solaio

In letteratura però sono presenti formule ricavate da dati sperimentali che permettono di determinare la freccia istantanea "w" e la velocità limite v_{\max} .

$$w = \frac{1}{43.37} \cdot \frac{P \cdot l^2}{(EJ)_l^{0.75} \cdot (EJ)_b^{0.25}}$$

$$v_{\max} = \frac{100^{(f_1 \cdot \zeta - 1)}}{3}$$

Dove:

$(EI)_b$ e $(EI)_l$	[MNm ² /m]
l	[m]
P	= 1 KN

Nel calcolo delle rigidezze $(EJ)_l$ e $(EJ)_b$, date le **ridottissime deformazioni che forze impulsive da calpestio** possono produrre, è giusto tener conto della presenza di un massetto.

REQUISITI ACUSTICI

La verifica delle vibrazioni è già garanzia di buone prestazioni acustiche del solaio, soprattutto da un punto di vista del calpestio e quindi dei rumori da impatto che generalmente possono avvenire in una civile abitazione.

Per migliorare le prestazioni in tal senso possono essere utilizzati gli stessi accorgimenti utilizzati nelle strutture tradizionali quali:

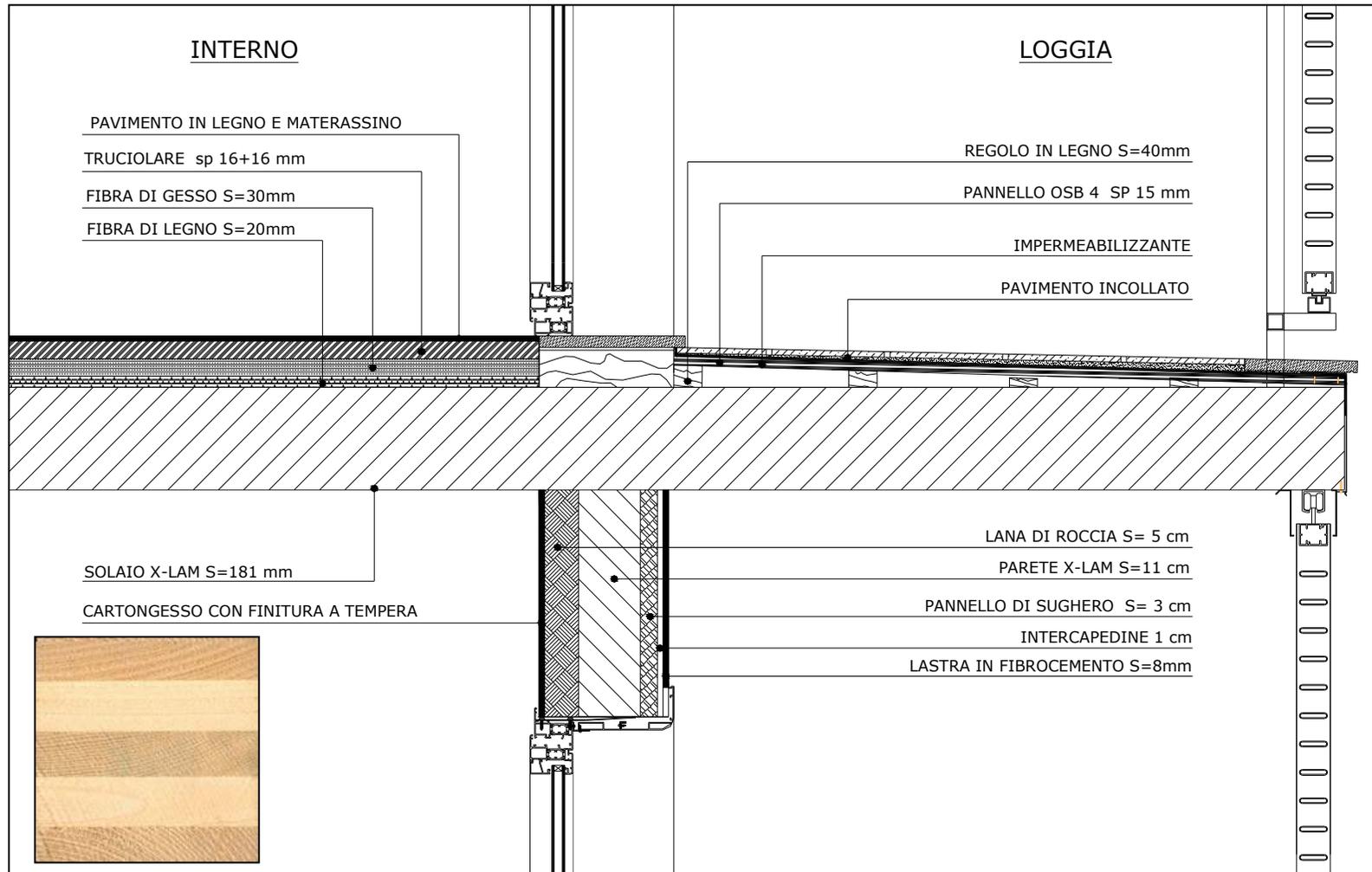
- Sconnessioni in gomma agli appoggi
- Tappetino isolante
- Introduzione di strati di materiali diversi e sconnessi tra loro; non necessariamente di massa elevata, molto meglio se di materiali porosi.

I metodi di calcolo previsionale delle prestazioni acustiche non sono tarati per edifici a struttura portante in legno, si dovrà fare affidamento a risultati sperimentali.

Nel caso di solai tradizionali risulterà molto più semplice eseguire verifiche in situ delle prestazioni acustiche, nel caso di nuove tecnologie quali **X-LAM o Platform** spesso l'unico modo è quello di effettuare **test in laboratorio su prototipi.**

REQUISITI ACUSTICI

Pacchetto di solaio realizzato a L'Aquila nell'ambito del progetto C.A.S.E.



Spessore strati di finitura del solaio = 9cm

Spessore solaio X-LAM = 18cm

Spessore totale = 27cm

REQUISITI ACUSTICI

Edifici realizzati a L'Aquila nell'ambito del progetto C.A.S.E. con tecnologia X-LAM



REQUISITI ACUSTICI

Edifici realizzati a L'Aquila nell'ambito del progetto C.A.S.E. con tecnologia X-LAM



REQUISITI ACUSTICI

Edifici realizzati a L'Aquila nell'ambito del progetto C.A.S.E. con tecnologia X-LAM



Caso studio – solaio di tipo tradizionale

Progetto di un solaio per civile abitazione di tipo tradizionale inserito in due possibili contesti:

- Edificio di nuova realizzazione a struttura portante a pareti in legno tipo Platform-frame
- Edificio esistente in muratura

SCELTA DEL MATERIALE

LEGNO MASSICCIO

- Maggior pregio estetico del L.L.
- Di facile reperibilità
- Sezioni commerciali e specie dipendenti dal mercato locale
- Difficoltà nel reperirlo stagionato



LEGNO LAMELLARE

- Non ci sono praticamente limiti di sezione e luce (se non per il trasporto)
- Le sezioni commerciali variano di 20 in 20mm per la base; di 40 in 40mm in altezza.
- E' già stagionato
- E' prodotto con legno di Abete quindi con bassa durabilità naturale e non impregnabile.



KVH

- Giunti a dita sull'intera sezione
- Non si nota praticamente la differenza con il massiccio
- E' privo di imperfezioni
- E' prodotto con legno di Abete quindi con bassa durabilità naturale e non impregnabile.



• Il legno è un **materiale igroscopico** cioè tende ad assumere un equilibrio con l'ambiente cedendo ed assorbendo umidità, questo **fenomeno comporta dei rigonfiamenti e dei ritiri**. Il ritiro tangenziale (agli anelli) è superiore a quello radiale; questo provoca fessure longitudinali a seguito della stagionatura. **Quindi le fessure longitudinali da ritiro sono fisiologiche e non indice di cattiva qualità.**

• **La durabilità** del legno dipende dalla **specie legnosa e dalle condizioni di esposizione**. Se il progettista adotta un insieme di semplici accorgimenti volti a mantenere le superfici asciutte la durabilità è praticamente illimitata; **i solai e le coperture dei nostri centri storici lo dimostrano.**

Caso studio – solaio di tipo tradizionale

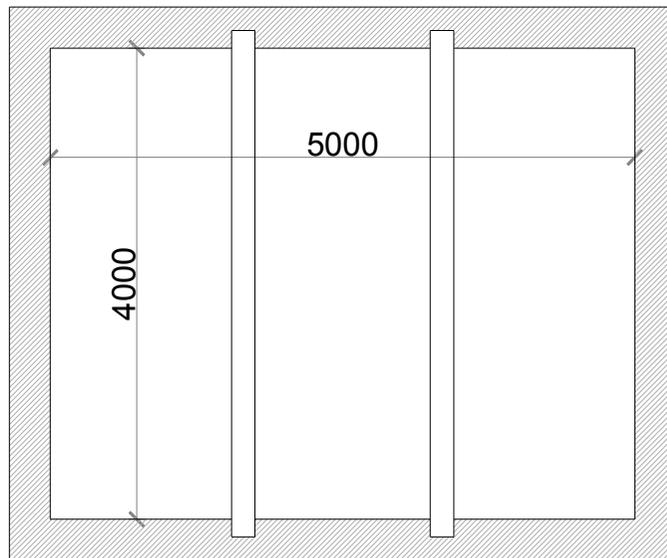
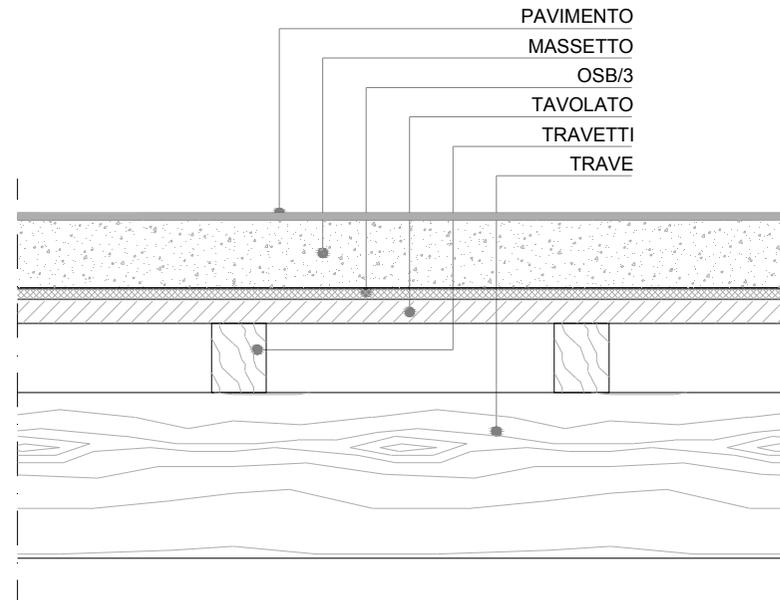
SOLAIO A DOPPIA ORDITURA

Specchiatura di solaio 5.00x4.00m

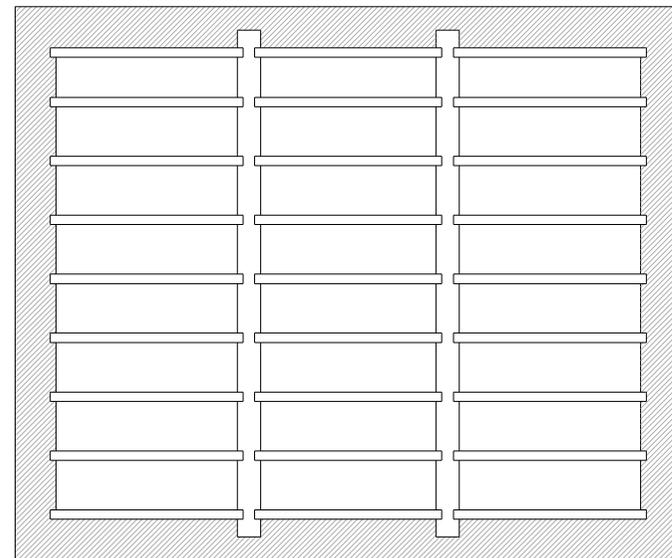
Legno massiccio Classe di resistenza C24,

Classe di servizio 1

Resistenza al fuoco R30



ORDITURA TRAVI
PRINCIPALI



ORDITURA
TRAVETTI

Caso studio – solaio di tipo tradizionale

ANALISI DEI CARICHI

Carichi permanenti compiutamente definiti (Gk1)

Travetti 80x80/500 (5 KN/mc)	0.07 KN/mq
Tavolato S=20mm (5 KN/mc)	0.10 KN/mq
OSB/3 S=15mm (6 KN/mc)	0.09 KN/mq
Massetto S=100mm (10 KN/mc)	1.00 KN/mq

Carichi permanenti non compiutamente definiti (Gk2)

Pavimento in legno (5 KN/mc)	0.05 KN/mq
Divisori interni cartongesso	0.40 KN/mq

Carichi variabili (Qk)

2.00KN/mq

Gk1 = 1.26 KN/mq

Gk2 = 0.45 KN/mq

Qk = 2.00KN/mq

COMBINAZIONI:

1_SLU permanenti = $1.3 \times 1.26 + 1.5 \times 0.45$ = 2.313 KN/mq

2_SLU = $1.3 \times 1.26 + 1.5 \times 0.45 + 1.5 \times 2.00$ = 5.313 KN/mq

3_SLE rara = $1.26 + 0.45 + 2.00$ = 3.710 KN/mq

4_SLE frequente = $1.26 + 0.45 + 0.5 \times 2.00$ = 2.710 KN/mq

5_SLE q. permanente = $1.26 + 0.45 + 0.3 \times 2.00$ = 2.310 KN/mq

6_SLU sismica = $1.26 + 0.45 + 0.3 \times 2.00$ = 2.310 KN/mq

7_SLU incendio = $1.26 + 0.45 + 0.3 \times 2.00$ = 2.310 KN/mq

Caso studio – solaio di tipo tradizionale

Legno massiccio Classe di resistenza C24, Classe di servizio 1

Carico di minor durata nelle combinazioni da 2 a 7 = Categoria A (media durata): $K_{mod} = 0.80$

Carico di minor durata nella combinazione 1 = permanente; $K_{mod} = 0.60$

Legno Massiccio $\gamma_m = 1.50$

Legno Lamellare $\gamma_m = 1.45$

RESISTENZE DI PROGETTO - L.M. C24 e L.L. GL24h

	MASSICCIO		LAMELLARE			
Specie legnosa	C24	▼	GL24h	▼		
Classe di servizio	1				▼	
Coefficiente parziale γ_m	L. M. DM08 = 1.50	▼	L. L. DM08 = 1.45	▼		
Classe di durata del carico	media Durata				▼	
Proprietà di resistenza	N/mm²		N/mm²			
Flessione	$f_{m,d}$	12.80	$f_{m,d}$	13.24		
Trazione parallela	$f_{t0,d}$	7.47	$f_{t0,d}$	9.10		
Trazione perpendicolare	$f_{t90,d}$	0.27	$f_{t90,d}$	0.22		
Compressione parallela	$f_{c0,d}$	11.20	$f_{c0,d}$	13.24		
Compress. perpendicolare	$f_{c90,d}$	1.33	$f_{c90,d}$	1.49		
Taglio	$f_{v,d}$	1.33	$f_{v,d}$	1.49		
Proprietà di rigidezza	kN/mm²	L.M.	L.L.	kN/mm²	L.M.	L.L.
Modulo el. medio //	$E_{0,mean}$	11.00	11.60	$E_{0,mean,fin}$	6.88	7.25
Modulo el. 5° per centile //	$E_{0,05}$	7.40	9.40			
Modulo el. medio Perp.	$E_{90,mean}$	0.37	0.39			
Modulo tangenziale medio	G_{mean}	0.69	0.72	$G_{mean,fin}$	0.43	0.45
Massa volumica	kg/m³					
Massa volumica 5° perc.	P_k	350	380			
Massa volumica media	P_{mean}	420	0			

Caso studio – solaio di tipo tradizionale

RESISTENZE DI PROGETTO - L.M. C24

Nella tabella sono indicati i valori delle resistenze di progetto del Legno Massiccio per due differenti Classi di durata del carico e per la combinazione eccezionale da incendio.

	SLU		SLU - P		FUOCO	
	C24	▼	C24	▼	C24	▼
Specie legnosa						
Classe di servizio	1	▼	1	▼	$\gamma_m = 1.00$	
Coefficiente parziale g_m	L. M. DM08 = 1.50	▼	L. M. DM08 = 1.50	▼		
Classe di durata del carico	media Durata	▼	permanente	▼		
Proprietà di resistenza	N/mm²		N/mm²			N/mm²
Flessione	$f_{m,d}$	12.80	$f_{m,d}$	9.60	$f_{m,d}$	30.00
Trazione parallela	$f_{t,o,d}$	7.47	$f_{t,o,d}$	5.60	$f_{t,o,d}$	17.50
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,d}$	0.27	$f_{t,90,d}$	0.20	$f_{t,90,d}$	0.63
Compressione parallela	$f_{c,0,d}$	11.20	$f_{c,0,d}$	8.40	$f_{c,0,d}$	26.25
Compress. perpendicolare	$f_{c,90,d}$	1.33	$f_{c,90,d}$	1.00	$f_{c,90,d}$	3.13
Taglio	$f_{v,d}$	1.33	$f_{v,d}$	1.00	$f_{v,d}$	3.13

Com'è possibile notare, la presenza in combinazione di un carico di minor durata incide notevolmente sulla resistenza di progetto da considerare.

$$K_{\text{mod,media durata}} / K_{\text{mod,permanente}} = 0.8/0.6 = 1.33$$

Per la verifica al fuoco

- $k_{\text{mod,fi}} = 1$
- $\gamma_{m,fi} = 1$
- $k_{fi} = 1.25$

$$f_{d,fi} = k_{\text{mod,fi}} \frac{f_k}{\gamma_{m,fi}} k_{fi}$$

In combinazione sismica avremmo un'ulteriore gruppo di tensioni di progetto ottenute con $\gamma_m=1.5$ e $k_{\text{mod}}=1$ (carico istantaneo).

Caso studio – solaio di tipo tradizionale

Valori di k_{mod} e K_{def} da adottare:

Tabella 4.4.IV - Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare incollato	EN 14081-1 EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

$$X_d = \frac{k_{mod} X_k}{\gamma_M}$$

Tabella 4.4.V - Valori di k_{def} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio			
		1	2	3	
Legno massiccio	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00	
Legno lamellare incollato	EN 14080	0,60	0,80	2,00	
Compensato	EN 636	Parte 1	0,80	-	-
		Parte 2	0,80	1,00	-
		Parte 3	0,80	1,00	2,50
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	2,25	-	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25	-
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parte 4	2,25	-	-
		Parte 5	2,25	3,00	-
		Parte 6	1,50	-	-
		Parte 7	1,50	2,25	-
Pannelli di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA	2,25	-	-
		HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	-
Pannelli di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	-
	EN 622-5	MDF.LA	2,25	-	-
		MDF.HLS	2,25	3,00	-

Per legno massiccio posto in opera con umidità prossima 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.

$$u_{G,fin} = u_{G,ist} (1 + k_{def})$$

$$u_{Q1,fin} = u_{Q1,ist} (1 + \psi_{21} k_{def})$$

Caso studio – solaio di tipo tradizionale

Verifica delle deformazioni del Tavolato

Base	B	1000	mm
Altezza	H	35	mm
Interasse	i	1.00	m
Modulo di resistenza	W	2.04.E+05	mm ³
Momento d'inerzia	J	3.57.E+06	mm ⁴
Modulo elastico	E	11000	N/mm ²
Modulo elastico a taglio	G	690	N/mm ²
Luce di calcolo	Lc	0.500	m

Verifica	u,ist,Q mm	u,tot,fin mm	u,fin,Q mm
f. max	0.045	0.113	0.053
f. lim	1.667	2.000	2.500
	L/300	L/250	L/200
	OK	OK	OK

Deformazioni		Qk KN/m ²	qk KN/m	u,ist mm	Kdef	ψ,2	u,fin mm	u,tot,ist mm	u,tot,fin mm
Carichi permanenti compiutamente definiti	Gk1	1.26	1.260	0.028	0.6	1	0.045		
Carichi permanenti non compiutamente definiti	Gk2	0.45	0.450	0.010	0.6	1	0.016		
Carichi variabili	Qk	2.00	2.000	0.045	0.6	0.3	0.053	0.083	0.113

$$u_{ist} = \frac{5ql^4}{384E_{0,mean}J} + \frac{\chi ql^2}{8G_{mean}A}$$

$$u_{G,fin} = u_{G,ist} (1 + k_{def})$$

$$u_{Q1,fin} = u_{Q1,ist} (1 + \psi_{21} k_{def})$$

K_{def} è funzione solo del tipo di materiale e della classe di servizio

Come ora vedremo, quello che determina lo spessore del tavolato è la verifica al fuoco, per verificare la freccia e la resistenza sarebbe stato sufficiente uno spessore di 15mm.

Caso studio – solaio di tipo tradizionale

Verifica della resistenza del Tavolato

Tensioni massime sollecitanti		Qd KN/m ²	qd KN/m	Mmax KNm	Tmax KN	$\sigma_{m,s,max}$ N/mm ²	$\sigma_{v,s,max}$ N/mm ²	$\sigma_{c,90,max}$ N/mm ²
1_SLU permanenti	1_SLU	2.3130	2.313	0.07	0.58	0.35	0.02	0.03
2_SLU	2_SLU	5.3130	5.313	0.17	1.33	0.81	0.06	0.07
3_SLE rara	3_SLE	3.7100	3.710	-	-	-	-	-
4_SLE frequente	4_SLE	2.7100	2.710	-	-	-	-	-
5_SLE q. permanente	5_SLE	2.3100	2.310	-	-	-	-	-
6_SLU sismica	6_SLU	2.3100	2.310	0.07	0.58	0.35	0.02	0.03
7_SLU eccezionale incendio	7_SLU	2.3100	2.310	0.07	0.58	27.07	0.22	0.03

Calcolo della sezione ridotta

Velocità di carbonizzazione	β_n	0.80	mm/min
Tempo	t	30	min
Costante	d_0	7	mm
Profondità di carbonizzazione	d_{ef}	31	mm
Base ridotta	B_{rid}	1000	mm
Altezza ridotta	H_{rid}	4	mm
Modulo di resistenza	W	2.67.E+03	mm ³
Momento d'inerzia	J	5.33.E+03	mm ⁴

Resistenze di progetto	f _{m,d}	f _{v,d}	f _{c,90,d}
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
1_SLU permanenti	9.60	1.00	1.00
2_SLU	12.80	1.33	1.33
6_SLU sismica	16.00	1.67	1.67
7_SLU eccezionale incendio	30.00	3.13	3.13

Caso studio – solaio di tipo tradizionale

Verifica delle deformazioni dei Travetti

Base	B	80	mm
Altezza	H	100	mm
Interasse	i	0.50	m
Modulo di resistenza	W	1.33.E+05	mm ³
Momento d'inerzia	J	6.67.E+06	mm ⁴
Modulo elastico	E	11000	N/mm ²
Modulo elastico a taglio	G	690	N/mm ²
Luce netta	Ln	1.550	m
Luce di calcolo	Lc	1.628	m

Verifica	u,ist,Q mm	u,tot,fin mm	u,fin,Q mm
f. max	1.318	3.357	1.555
f. lim	5.425	6.510	8.138
	L/300	L/250	L/200
	OK	OK	OK

Deformazioni		Qk KN/m ²	qk KN/m	u,ist mm	Kdef	ψ,2	u,fin mm	u,tot,ist mm	u,tot,fin mm
Carichi permanenti compiutamente definiti	Gk1	1.26	0.630	0.830	0.6	1	1.328		
Carichi permanenti non compiutamente definiti	Gk2	0.45	0.225	0.296	0.6	1	0.474		
Carichi variabili	Qk	2.00	1.000	1.318	0.6	0.3	1.555	2.444	3.357

$$u_{ist} = \frac{5ql^4}{384E_{0,mean}J} + \frac{\chi ql^2}{8G_{mean}A}$$

$$u_{G,fin} = u_{G,ist} (1 + k_{def})$$

$$u_{Q1,fin} = u_{Q1,ist} (1 + \psi_{21} k_{def})$$

$$u_{ist,M,tot} = 2.310 \text{ mm}$$

$$u_{ist,T,tot} = 0.134 \text{ mm}$$

$$u_{tot,ist} = u_{ist,M,tot} + u_{ist,T,tot} = 2.310 + 0.134 = 2.444 \text{ mm}$$

→ In questo caso il taglio incide per circa il 5%

Caso studio – solaio di tipo tradizionale

Verifica della resistenza dei Travetti

Tensioni massime sollecitanti		Qd KN/m ²	qd KN/m	Mmax KNm	Tmax KN	$\sigma_{m,s,max}$ N/mm ²	$\sigma_{v,s,max}$ N/mm ²	$\sigma_{c,90,max}$ N/mm ²
1_SLU permanenti	1_SLU	2.3130	1.157	0.38	0.94	2.87	0.18	0.47
2_SLU	2_SLU	5.3130	2.657	0.88	2.16	6.60	0.41	1.08
3_SLE rara	3_SLE	3.7100	1.855	-	-	-	-	-
4_SLE frequente	4_SLE	2.7100	1.355	-	-	-	-	-
5_SLE q. permanente	5_SLE	2.3100	1.155	-	-	-	-	-
6_SLU sismica	6_SLU	2.3100	1.155	0.38	0.94	2.87	0.18	0.47
7_SLU eccezionale incendio	7_SLU	2.3100	1.155	0.38	0.94	26.77	1.14	0.47

Calcolo della sezione ridotta

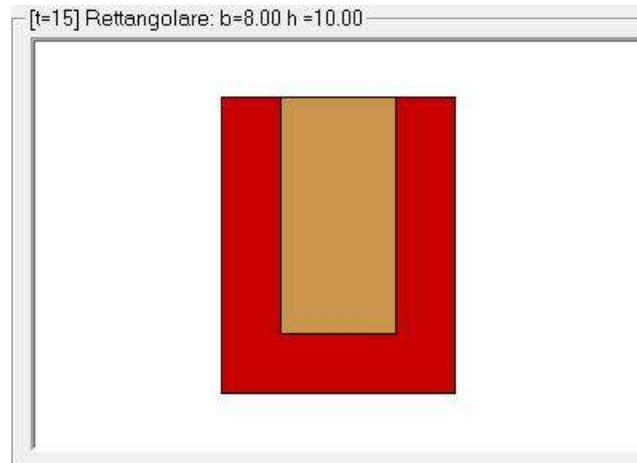
Velocità di carbonizzazione	β_n	0.80	mm/min
Tempo	t	30	min
Costante	d_0	7	mm
Profondità di carbonizzazione	d_{ef}	31	mm
Base ridotta	B_{rid}	18	mm
Altezza ridotta	H_{rid}	69	mm
Modulo di resistenza	W	1.43.E+04	mm ³
Momento d'inerzia	J	4.93.E+05	mm ⁴

Resistenze di progetto	f _{m,d}	f _{v,d}	f _{c,90,d}
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
1_SLU permanenti	9.60	1.00	1.00
2_SLU	12.80	1.33	1.33
6_SLU sismica	16.00	1.67	1.67
7_SLU eccezionale incendio	30.00	3.13	3.13

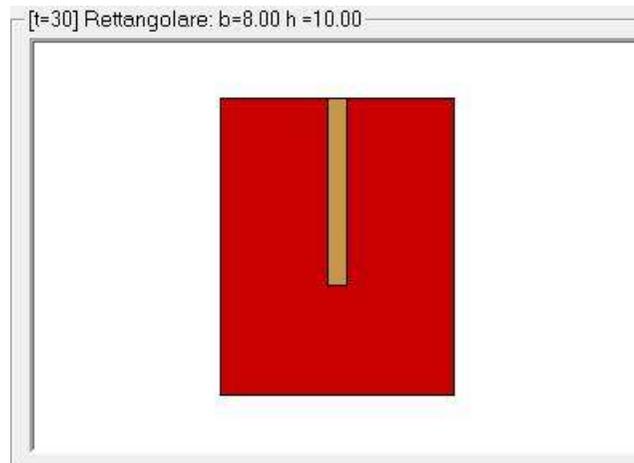
Anche per i travetti, a causa della sezione ridotta, è la verifica al fuoco quella che determina la sezione.

Caso studio – solaio di tipo tradizionale

Verifica della resistenza dei Travetti



Sezione rettangolare 80x100
Esposta al fuoco su 3 lati
Tempo di esposizione 15min



Sezione rettangolare 80x100
Esposta al fuoco su 3 lati
Tempo di esposizione 30min

Caso studio – solaio di tipo tradizionale

Verifica delle deformazioni delle Travi Principali

In questo caso, come generalmente accade negli elementi di luce maggiore, la verifica che determina la sezione non è più quella del fuoco ma la verifica delle deformazioni.

Base	B	200	mm
Altezza	H	240	mm
Interasse	i	1.67	m
Modulo di resistenza	W	1.92E+06	mm ³
Momento d'inerzia	J	2.30E+08	mm ⁴
Modulo elastico	E	11000	N/mm ²
Modulo elastico a taglio	G	690	N/mm ²
Luce netta	Ln	4.000	m
Luce di calcolo	Lc	4.200	m

Verifica	u,ist,Q mm	u,tot,fin mm	u,fin,Q mm
f. max	5.606	14.930	6.616
f. lim	14.000	16.800	21.000
	L/300	L/250	L/200
	OK	OK	OK

Il carico Gk1 differisce dal precedente per il peso proprio della trave.

Deformazioni		Qk KN/m ²	qk KN/m	u,ist mm	Kdef	ψ,2	u,fin mm	u,tot,ist mm	u,tot,fin mm
Carichi permanenti compiutamente definiti	Gk1	1.40	2.344	3.935	0.6	1	6.296		
Carichi permanenti non compiutamente definiti	Gk2	0.45	0.752	1.261	0.6	1	2.018		
Carichi variabili	Qk	2.00	3.340	5.606	0.6	0.3	6.616	10.803	14.930

$$u_{ist} = \frac{5ql^4}{384E_{0,mean}J} + \frac{\chi ql^2}{8G_{mean}A}$$

$$u_{G,fin} = u_{G,ist} (1 + k_{def})$$

$$u_{Q1,fin} = u_{Q1,ist} (1 + \psi_{21} k_{def})$$

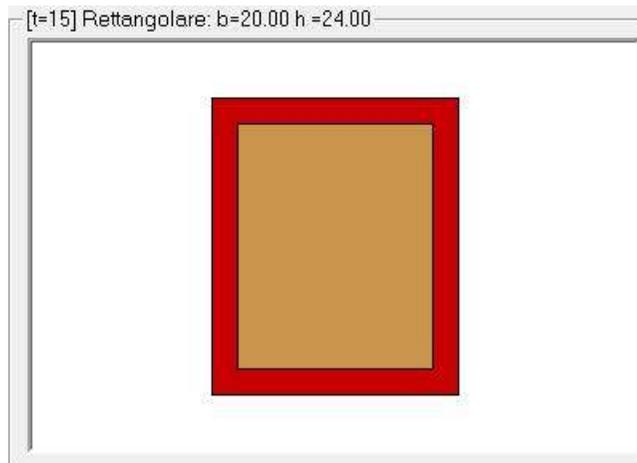
$$u_{ist,M,tot} = 10.289 \text{ mm}$$

$$u_{ist,T,tot} = 0.514 \text{ mm}$$

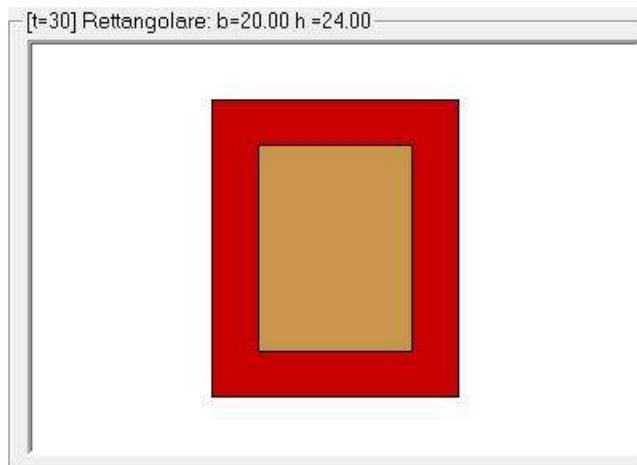
$$u_{tot,ist} = u_{ist,M,tot} + u_{ist,T,tot} = 10.289 + 0.514 = 10.803 \text{ mm} \rightarrow \text{Anche in questo caso il taglio incide per circa il 5\%}$$

Caso studio – solaio di tipo tradizionale

Verifica delle Travi Principali



Sezione rettangolare 200x240
Esposta al fuoco su 4 lati
Tempo di esposizione 15min



Sezione rettangolare 200x240
Sezione residua 138x178
Esposta al fuoco su 4 lati
Tempo di esposizione 30min

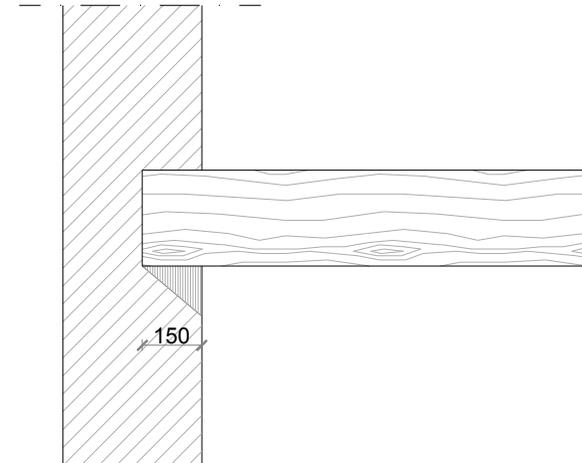
Caso studio – solaio di tipo tradizionale

Verifica della resistenza delle Travi Principali

Tensioni massime sollecitanti		Qd KN/m ²	qd KN/m	Mmax KNm	Tmax KN	$\sigma_{m,s,max}$ N/mm ²	$\sigma_{v,s,max}$ N/mm ²	$\sigma_{c,90,max}$ N/mm ²
1_SLU permanenti	1_SLU	2.4998	4.175	9.21	8.77	4.79	0.27	0.58
2_SLU	2_SLU	5.4998	9.185	20.25	19.29	10.55	0.60	1.29
3_SLE rara	3_SLE	3.8537	6.436	-	-	-	-	-
4_SLE frequente	4_SLE	2.8537	4.766	-	-	-	-	-
5_SLE q. permanente	5_SLE	2.4537	4.098	-	-	-	-	-
6_SLU sismica	6_SLU	2.4537	4.098	9.04	8.61	4.71	0.27	0.57
7_SLU eccezionale incendio	7_SLU	2.4537	4.098	9.04	8.61	12.40	0.53	0.57

Calcolo della sezione ridotta (esposta su 4 lati)

Velocità di carbonizzazione	β_n	0.80	mm/min
Tempo	t	30	min
Costante	d_0	7	mm
Profondità di carbonizzazione	d_{ef}	31	mm
Base ridotta	B_{rid}	138	mm
Altezza ridotta	H_{rid}	178	mm
Modulo di resistenza	W	7.29E+05	mm ³
Momento d'inerzia	J	6.49E+07	mm ⁴



Resistenze di progetto	$f_{m,d}$ N/mm ²	$f_{v,d}$ N/mm ²	$f_{c,90,d}$ N/mm ²
1_SLU permanenti	9.60	1.00	1.00
2_SLU	12.80	1.33	1.33
6_SLU sismica	16.00	1.67	1.67
7_SLU eccezionale incendio	30.00	3.13	3.13

Nelle travi è bene prestare molta attenzione alla compressione ortogonale alla fibratura, agli appoggi e in corrispondenza di carichi concentrati.

In questo caso un appoggio di 150mm allo SLU è verificato ma non di molto.

Caso studio – solaio di tipo tradizionale

VERIFICHE A TAGLIO $\tau_d \leq f_{v,d}$

Nell'ultima versione dell'Eurocodice 5 (Marzo 2009) nella verifica a Taglio è stata apportata una sostanziale modifica:

Nella verifica a taglio di elementi inflessi, “si raccomanda che **l'influenza delle fessurazioni** sia tenuta in conto utilizzando una larghezza efficace dell'elemento data da”:

$$b_{ef} = k_{cr} b$$

$k_{cr} = 0,67$ per legno massiccio

$k_{cr} = 0,67$ per legno laminare incollato

$k_{cr} = 1,0$ per altri prodotti a base di legno

$$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{T}{b_{ef} h} \leq f_{v,d}$$

Le NTC2008 “stranamente” non prevedono questo fattore riduttivo nella verifica a taglio.

Se paragoniamo i coefficienti di sicurezza, a parità di k_{mod} :

NTC2008 $\frac{1}{\gamma_m} = \frac{1}{1.5} = 0.66$

EUROCODICE 5 $\frac{k_{cr}}{\gamma_m} = \frac{0.67}{1.3} = \frac{1}{1.94} = 0.51$ \longrightarrow 30% più severa

Se consideriamo k_{cr} e γ_m delle NTC2008 $\frac{k_{cr}}{\gamma_m} = \frac{0.67}{1.5} = \frac{1}{2.24} = 0.44$ \longrightarrow 50% più severa

Caso studio – solaio di tipo tradizionale

VERIFICHE A TAGLIO con **kcr**

Se applichiamo questo coefficiente riduttivo alle verifiche della trave :

Tensioni massime sollecitanti		Qd KN/m2	qd KN/m	Mmax KNm	Tmax KN	$\sigma_{m,s,max}$ N/mm2	$\sigma_{v,s,max}$ N/mm2	$\sigma_{c,90,max}$ N/mm2
1_SLU permanenti	1_SLU	2.4998	4.175	9.21	8.77	4.79	0.41	0.58
2_SLU	2_SLU	5.4998	9.185	20.25	19.29	10.55	0.90	1.29
3_SLE rara	3_SLE	3.8537	6.436	-	-	-	-	-
4_SLE frequente	4_SLE	2.8537	4.766	-	-	-	-	-
5_SLE q. permanente	5_SLE	2.4537	4.098	-	-	-	-	-
6_SLU sismica	6_SLU	2.4537	4.098	9.04	8.61	4.71	0.40	0.57
7_SLU eccezionale incendio	7_SLU	2.4537	4.098	9.04	8.61	12.40	0.78	0.57

Resistenze di progetto	f,m,d N/mm2	f,v,d N/mm2	f,c,90,d N/mm2
1_SLU permanenti	9.60	1.00	1.00
2_SLU	12.80	1.33	1.33
6_SLU sismica	16.00	1.67	1.67
7_SLU eccezionale incendio	30.00	3.13	3.13

La verifica è comunque soddisfatta

Caso studio – solaio di tipo tradizionale

Verifica delle vibrazioni

B trave	B	0.20	m	
H trave	H	0.24	m	
b travetto	b	0.08	m	
h travetto	h	0.10	m	
Spessore massetto	s	0.10	m	
Modulo elastico massetto	E_c	3.14E+10	N/m ²	
Modulo elastico legno	E_l	1.10E+10	N/m ²	
Luce del solaio	l	4.00	m	
Larghezza del solaio	b	5.00	m	
Massa del solaio per unità di area	m	188.96	kg/m ²	
Rigidezza di piastra equivalente, l	(EJ)l	3.63E+06	Nm ² /m	
Rigidezza di piastra equivalente, b	(EJ)b	2.77E+06	Nm ² /m	
Frequenza fondamentale	f ₁	13.615	Hz	SI
Freccia istantanea statica	w	1.10E-07	mm	SI
Numero modi con frequenze fino a 40Hz	n ₄₀	2.22	n	
Velocità di risposta all'impulso unitario	v	0.002	m/Ns ²	
Rapporto di smorzamento modale	ζ	0.01		
	v _{max}	0.006	m/Ns ²	SI

$$f_1 > 8 \text{ Hz}$$

$$v < v_{\text{max}}$$

$$w < 1$$

$$f_1 = \frac{\pi}{2l} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}}$$

$$w = \frac{1}{43.37} \cdot \frac{P \cdot l^2}{(EJ)_l^{0.75} \cdot (EJ)_b^{0.25}}$$

$$n_{40} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{b}{l} \right)^4 \frac{(EI)_l}{(EI)_b} \right\}^{0.25}$$

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{mb + 200}$$

$$v_{\text{max}} = \frac{100^{(f_1 \cdot \zeta - 1)}}{3}$$

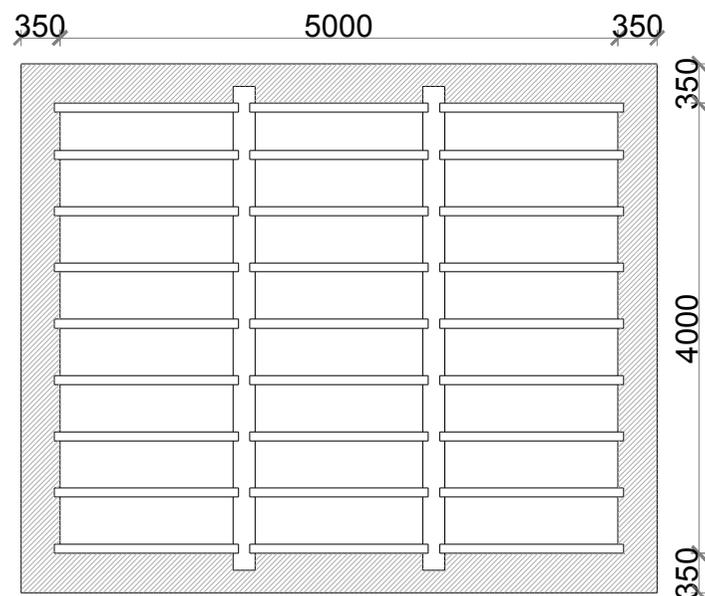
Caso studio – solaio di tipo tradizionale

RIEPILOGO:

Travi Principali	200x240	L = 4.00m
Travetti	80x100	L = 1.65m
Tavolato	S = 35 mm	

Legno massiccio Classe di resistenza C24, Classe servizio 1

Gk1 =	1.26 KN/mq
Gk2 =	0.45 KN/mq
Qk =	2.00 KN/mq
TOT	3.71 KN/mq



Si omette la verifica di instabilità flessotorsionale in quanto il rapporto $h/b = 1.2 < 3$

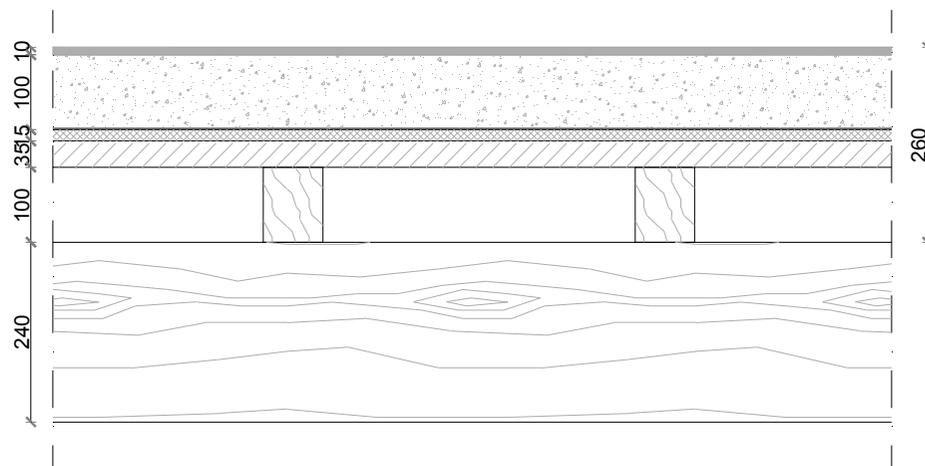
ATTENZIONE (NTC2008 Tab.4.4.V)

Se il legno messo in opera non è stagionato, è quindi destinato ad essiccare sotto carico i valori di k_{def} devono essere aumentati di 2:

In questo caso k_{def} passa da 0.6 a 2.6

La trave non verifica più la freccia totale finale

Verifica	u, ist, Q mm	u, tot, fin mm	u, fin, Q mm
f. max	5.606	28.518	9.811
f. lim	14.000	16.800	21.000
	L/300	L/250	L/200
	OK	NO	OK



Caso studio – Connessione con mezzi di unione metallici

Secondo l'Eurocodice 5 la capacità portante di un mezzo di unione deve essere determinata tramite prove, a meno che la stessa non preveda un metodo specifico per calcolarne la capacità portante.

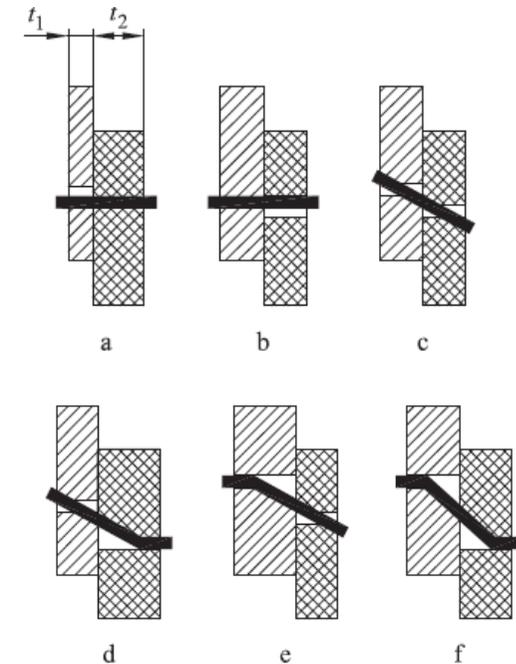
“ A meno che regole specifiche non vengano fornite nel capitolo § 8 dell'EC5, la capacità portante caratteristica e la rigidezza delle connessioni devono essere determinate tramite prove conformi alle EN 1075, EN 1380, EN 1381, EN 26891 e EN 28970.”

“ Per determinare la capacità portante caratteristica di connessioni con mezzi di unione metallici del tipo a spinotto, devono essere considerati i contributi dovuti alla resistenza allo snervamento, alla resistenza al rifollamento, nonché alla resistenza all'estrazione del mezzo di unione.” EC5 § 8.2.1

Conessioni legno-legno e pannello-legno

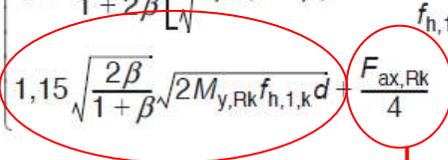
La capacità portante caratteristica per chiodi, cambrette, bulloni, spinotti e viti, per singolo piano di taglio e per singolo mezzo di unione, deve essere assunta come il valore minimo determinato dalle espressioni che seguono:

$$F_{v,Rk} = \min. \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \quad (a) \\ f_{h,2,k} t_2 d \quad (b) \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (c) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (d) \text{ (8.6)} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (e) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (f) \end{array} \right.$$

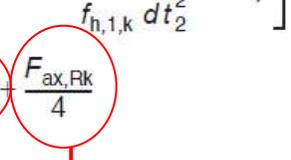


Caso studio – Connessione con mezzi di unione metallici

$$F_{v,Rk} = \min. \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d & \text{(a)} \\ f_{h,2,k} t_2 d & \text{(b)} \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(c)} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta) M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(d) (8.6)} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta) M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(e)} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(f)} \end{cases}$$



Johansen



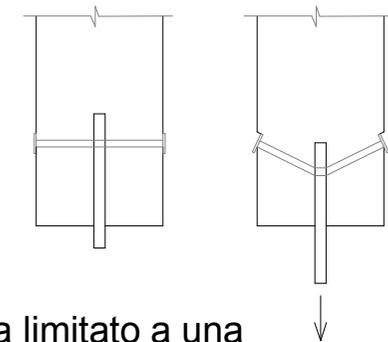
effetto cordata

$$f_{h,k} = 0.082(1 - 0.01d)\rho_k$$

$$M_{y,Rk} = 0.30 f_u d^{2.6}$$

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

- $F_{v,Rk}$ è la capacità portante caratteristica per singolo piano di taglio e per singolo mezzo di unione;
- t_i è lo spessore del legno o del pannello, oppure la profondità di penetrazione;
- $f_{h,i,k}$ è la resistenza caratteristica a rifollamento nell'elemento ligneo i-esimo (la formula cambia a seconda del connettore e del diametro del connettore);
- d è il diametro del mezzo di unione;
- $M_{y,Rk}$ è il momento caratteristico di snervamento per il mezzo di unione;
- β è il rapporto fra le resistenze a rifollamento degli elementi;
- $F_{ax,Rk}$ è la capacità caratteristica assiale a estrazione per il mezzo di unione.



Il termine $F_{ax,Rk}/4$ è il contributo dovuto all' "effetto cordata".

E' raccomandato che il contributo alla capacità portante dovuto all' "effetto cordata" sia limitato a una percentuale della parte di Johansen.

In oltre, se $F_{ax,Rk}/4$ non è noto, è raccomandato che il contributo dell' "effetto cordata" sia assunto nullo.

Caso studio – Connessione con mezzi di unione metallici

Calcolo della connessione Travetto / Trave

L'azione sollecitante può essere determinata considerando l'azione sismica che compete il singolo travetto valutata con un'analisi lineare statica locale ed area di influenza.

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j$$

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda g$$

Il mezzo di unione più comunemente usato per questo e moltissimi altri tipi di unione è la “vite per legno a testa svasata con punta autoforante”.

Le viti così fatte hanno grandi capacità portanti sia a taglio che a tiro e notevole velocità di posa, senza necessità di preforare.

Nel loro uso prestare attenzione ai diametri; il diametro nominale es. $\phi 6$ è solitamente il diametro esterno della parte filettata, il gambo ha un diametro notevolmente inferiore ma è quello che deve essere preso in considerazione per il calcolo.

Il calcolo della capacità portante di una vite (come di un chiodo o un bullone) ha al suo interno un numero elevatissimo di variabili: la geometria della vite stessa, i materiali da unire e del connettore, la classe di servizio, la classe di durata del carico, l'angolo dell'asse della vite con la fibratura e l'angolo dell'azione con la fibratura.



Caso studio – Connessione con mezzi di unione metallici

Esempio unione Travetto/Trave:

Vite HBS ϕ 6x180

- Diametro gambo liscio 4.30mm
- Diametro gambo parte filettata 3.90mm
- Diametro esterno parte filettata 6.00mm
- Diametro testa 12.00mm

Caratteristiche della connessione

- Spessore legno 1 100mm
- Spessore legno 2 240mm
- Caratteristiche legno 1 C24
- Caratteristiche legno 2 C24
- Penetrazione del gambo liscio 5.00mm (trave)
- Angolo asse vite/fibratura 90°
- Angolo azione/fibra legno 1 0° (travetto)
- Angolo azione/fibra legno 2 90 (trave)
- Preforatura Si
- Classe di servizio 1
- Classe di durata del carico Istantaneo
- Acciaio del mezzo di unione 10.9

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \quad (a) \\ f_{h,2,k} t_2 d \quad (b) \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (c) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (d) \quad (8.6) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (e) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (f) \end{array} \right.$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 11784 \\ 28281 \\ 9474 \\ 4262 \\ 9956 \\ 2031 \end{array} \right.$$

$$F_{v,Rd} = \frac{F_{v,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = \frac{2031 \cdot 1.00}{1.50} = 1354 N$$

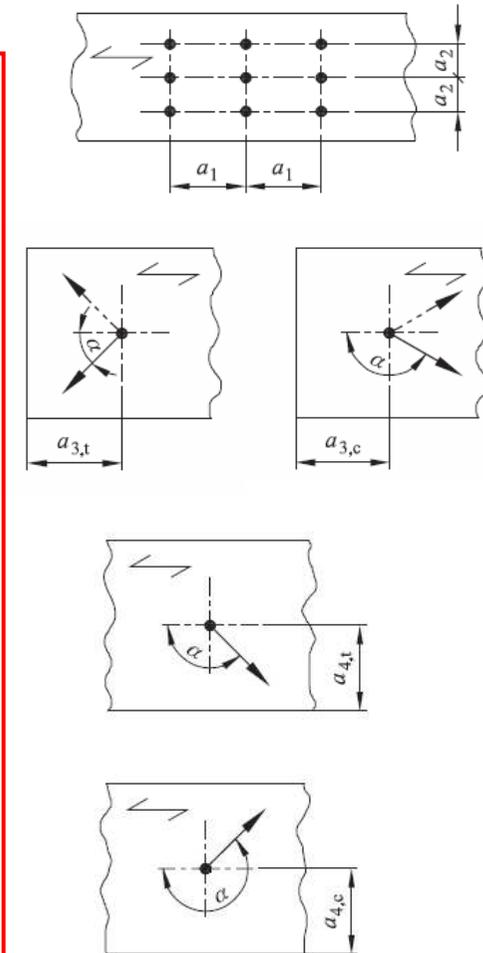
Caso studio – Connessione con mezzi di unione metallici

Spaziature e distanze tra i mezzi di unione:

Cambiano a seconda del tipo di mezzo di unione utilizzato, del diametro, della densità del materiale, ecc..

Ad esempio per la vite HBS ϕ 6x180, essendo autoforante

Spaziatura o distanza (vedere figura 8.7)	Angolo α	Spaziature e distanze da bordi ed estremità, valori minimi		
		senza preforatura		con preforatura
		$\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$	$420 \text{ kg/m}^3 < \rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$	
Spaziatura a_1 (parallela alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$d < 5 \text{ mm:}$ $(5 + 5 \cos \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ mm:}$ $(5 + 7 \cos \alpha) d$	$(7 + 8 \cos \alpha) d$	$(4 + \cos \alpha) d$
Spaziatura a_2 (ortogonale alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5d$	$7d$	$(3 + \sin \alpha) d$
Distanza $a_{3,t}$ (estremità sollecitata)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(10 + 5 \cos \alpha) d$	$(15 + 5 \cos \alpha) d$	$(7 + 5 \cos \alpha) d$
Distanza $a_{3,c}$ (estremità scarica)	$90^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$10d$	$15d$	$7d$
Distanza $a_{4,t}$ (bordo sollecitato)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$d < 5 \text{ mm:}$ $(5 + 2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ mm:}$ $(5 + 5 \sin \alpha) d$	$d < 5 \text{ mm:}$ $(7 + 2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ mm:}$ $(7 + 5 \sin \alpha) d$	$d < 5 \text{ mm:}$ $(3 + 2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ mm:}$ $(3 + 4 \sin \alpha) d$
Distanza $a_{4,c}$ (bordo scarico)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5d$	$7d$	$3d$



Le Viti di diametro superiore a 6mm, nella determinazione della spaziatura e resistenza, si trattano come bulloni se di diametro inferiore si trattano come chiodi.

Caso studio – Connessione con mezzi di unione metallici

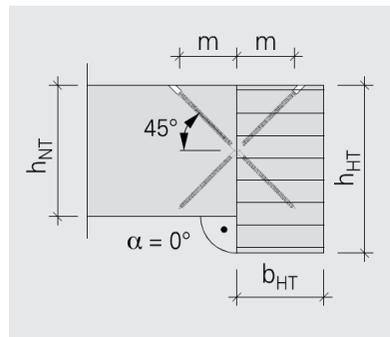
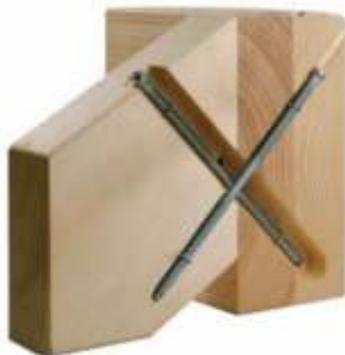
Unioni alternative molto utilizzate per realizzare appoggi in breccia:



Piastre a scomparsa, a spinotti autoforanti, su legno o su calcestruzzo



Coda di rondine semplice o in acciaio

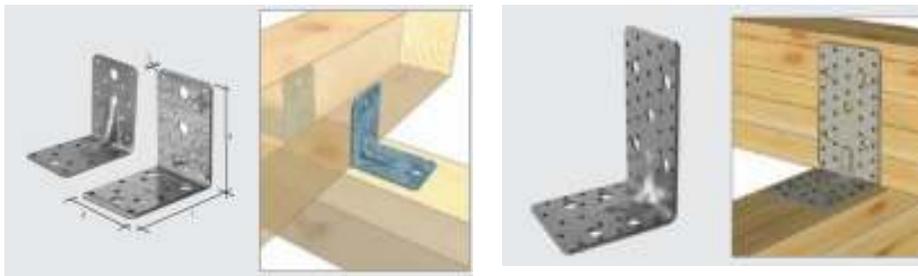


Coppia di viti a doppia filettatura

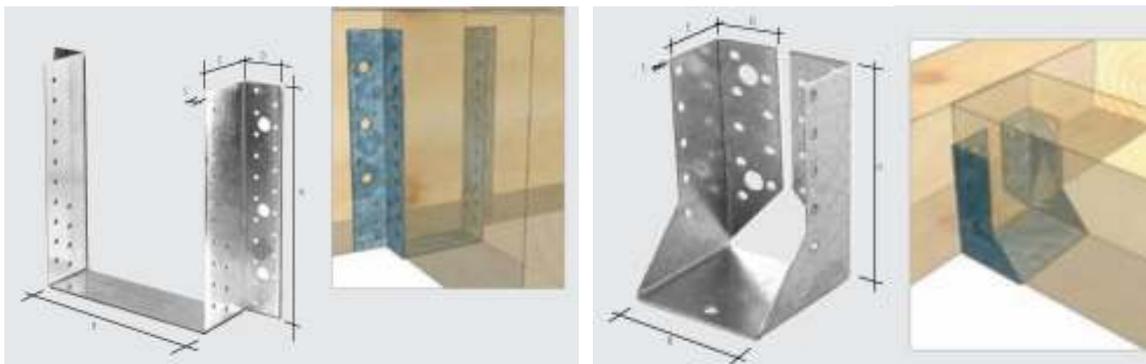


Caso studio – Connessione con mezzi di unione metallici

Unioni con angolari, scarpe o ganci di acciaio:



Angolari



Scarpe di acciaio ad ali esterne e interne



Ganci e cunei

Caso studio – Unione Trave principale – Parete portante

L'azione orizzontale sollecitante può essere determinata considerando l'azione sismica che compete la trave valutata con un'analisi lineare statica locale ed area di influenza.

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j$$

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda g$$

Come previsto nel cap. 7.3.6.1 delle NTC 2008, gli orizzontamenti devono essere in grado di trasferire le forze ottenute dall'analisi aumentate del 30%.

Considerando la trave precedentemente progettata:

Sezione	200x240mm
Classe di resistenza	C24
Classe di durata del carico	Istantanea

Per valutare l'azione sollecitante che compete l'appoggio della trave dovremmo contestualizzarla, ai fini dell'esercizio possiamo considerare un'azione pari a 1/10 della reazione vincolare:

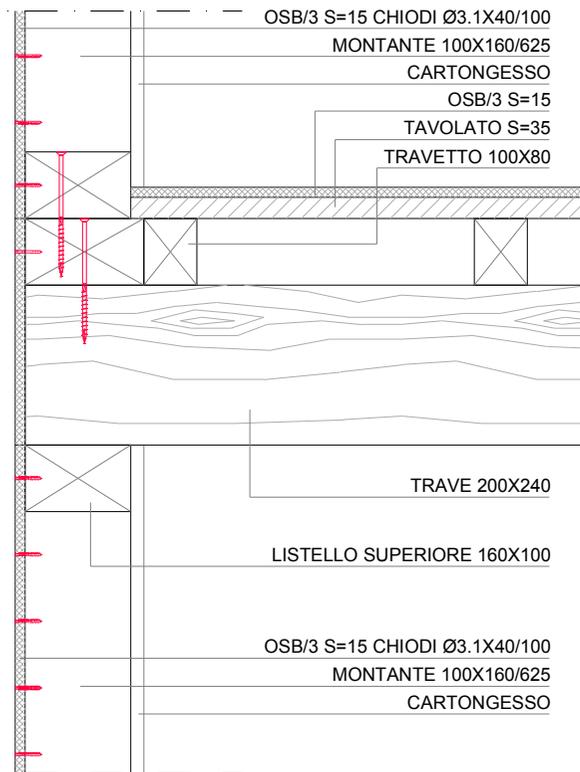
$$F_s = 0.861 \times 1.3 = 1.12 \text{ kN}$$

Eseguiamo la verifica nel caso di appoggio su una muratura in legno tipo Platform-frame e su una muratura tradizionale.

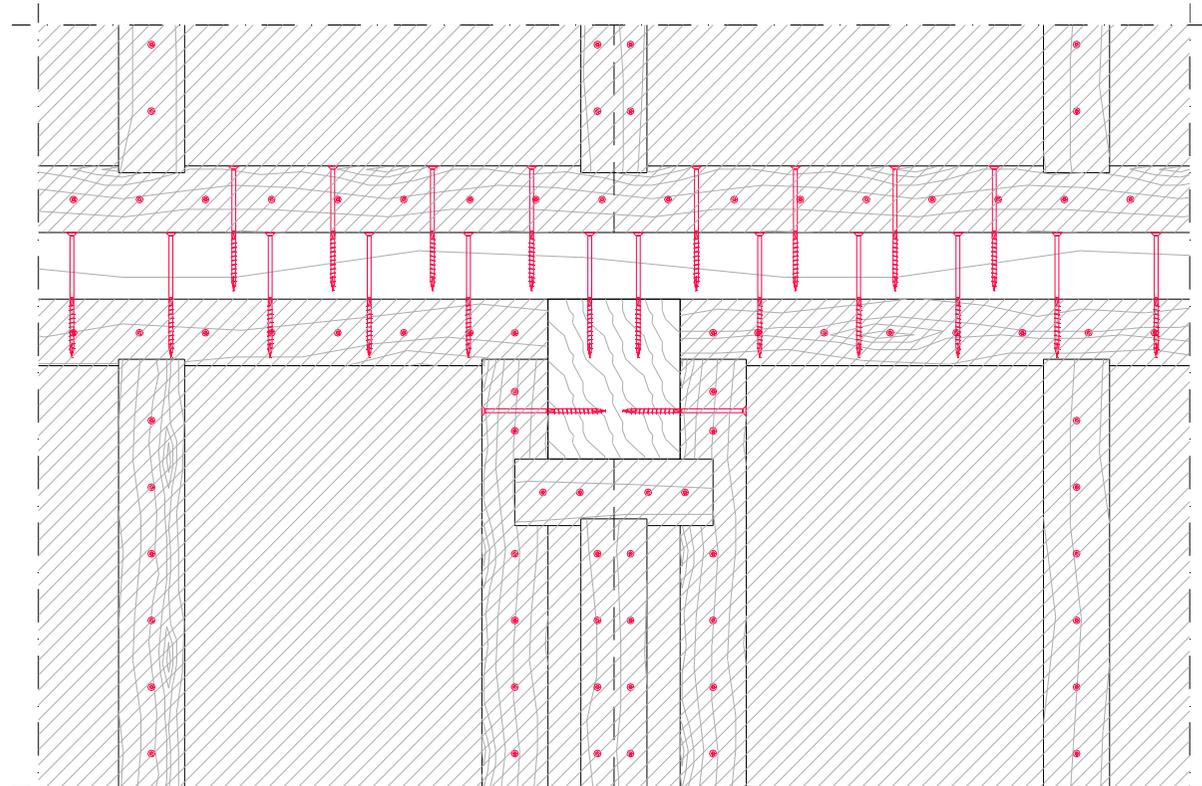
Caso studio – Unione Trave principale – Parete portante

Caso 1 - Struttura in elevazione a pareti Platform-frame:

- Montanti e Traversi 100x160mm C24
- Pannelli controventanti OSB/3 S=15mm
- Chiodatura ϕ 3.1x50/100



sezione



prospetto

La trave è collegata alla parete con n. 2 viti ϕ 8x180 e al cordolo con n.2 ϕ 8x180

Caso studio – Unione Trave principale – Parete portante

La capacità portante della singola vite risulta pari a:

Vite HBS ϕ 8x180

- Diametro gambo liscio 5.80mm
- Diametro gambo parte filettata 5.40mm
- Diametro esterno parte filettata 8.00mm
- Diametro testa 14.50mm

Caratteristiche della connessione

- Spessore legno 1 100mm
- Spessore legno 2 240mm
- Caratteristiche legno 1 C24
- Caratteristiche legno 2 C24
- Penetrazione del gambo liscio 5.00mm (trave)
- Angolo asse vite/fibratura 90°
- Angolo azione/fibra legno 1 90° (cordolo)
- Angolo azione/fibra legno 2 0° (trave)
- Preforatura Si
- Classe di servizio 1
- Classe di durata del carico Istantaneo
- Acciaio del mezzo di unione 10.9

$$F_{v,Rk} = \min. \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \quad (a) \\ f_{h,2,k} t_2 d \quad (b) \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (c) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (d) \quad (8.6) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (e) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (f) \end{array} \right.$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 11142 \\ 38484 \\ 12000 \\ 4463 \\ 12715 \\ 3274 \end{array} \right.$$

$$F_{v,Rd} = \frac{F_{v,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = \frac{3274 \cdot 1.00}{1.50} = 2182 N > F_s = 1120 N$$

Caso studio – Unione Trave principale – Parete portante

Caso 1 - Struttura in elevazione a pareti Platform-frame:

CENTRO SOCIALE DI RIGNANO SULL'ARNO.

Realizzato con circa 280mc di legno tondo di duglasia e abete dei boschi Toscani; legno che in questi boschi ricresce in poco più di 3 giorni.



Caso studio – Unione Trave principale – Parete portante



Caso studio – Unione Trave principale – Parete portante

Caso 2 - Intervento su un edificio esistente

Struttura in elevazione in muratura in mattoni pieni priva di cordoli.

L'appoggio della trave su una muratura è un particolare molto delicato che se mal concepito può compromettere rapidamente la sicurezza del solaio, si dovrà prestare attenzione a:

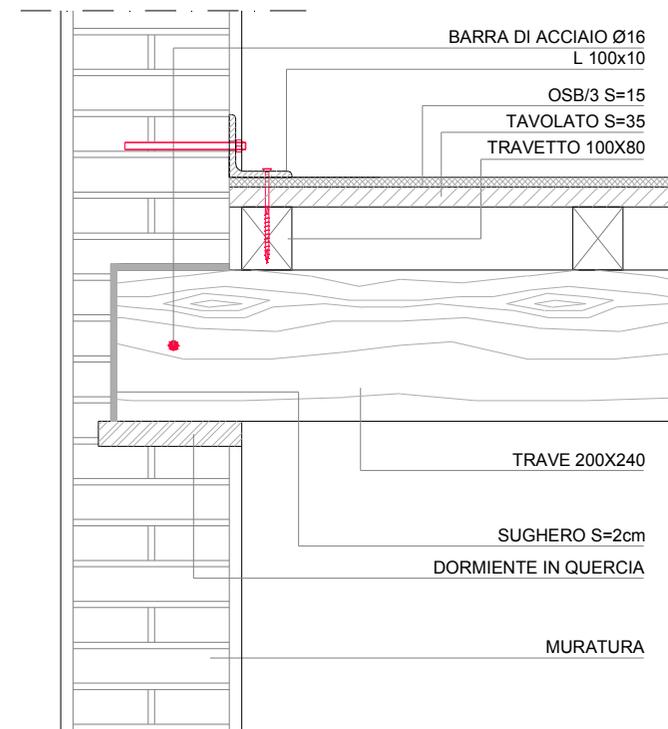
- | | |
|--|-------------------------------------|
| - Ripartizione del carico sulla muratura | Dormiente |
| - Risalita capillare | Dormiente |
| - Ponte termico | Aerazione e rivestimento in sughero |
| - Trasmissione carichi orizzontali | Capochiave e/o barre di ancoraggio |

Nel caso di un intervento su muratura antica, l'inserimento di un cordolo in c.a. può essere troppo invasivo; se gli spessori lo consentono potremmo inserire un profilato alla quota del doppio tavolato ben ancorato alla muratura.

Il profilato dovrà essere opportunamente collegato al solaio e alla muratura, il dimensionamento dei connettori potrà essere fatto attribuendo metà del taglio sismico di piano alle due file di connettori.

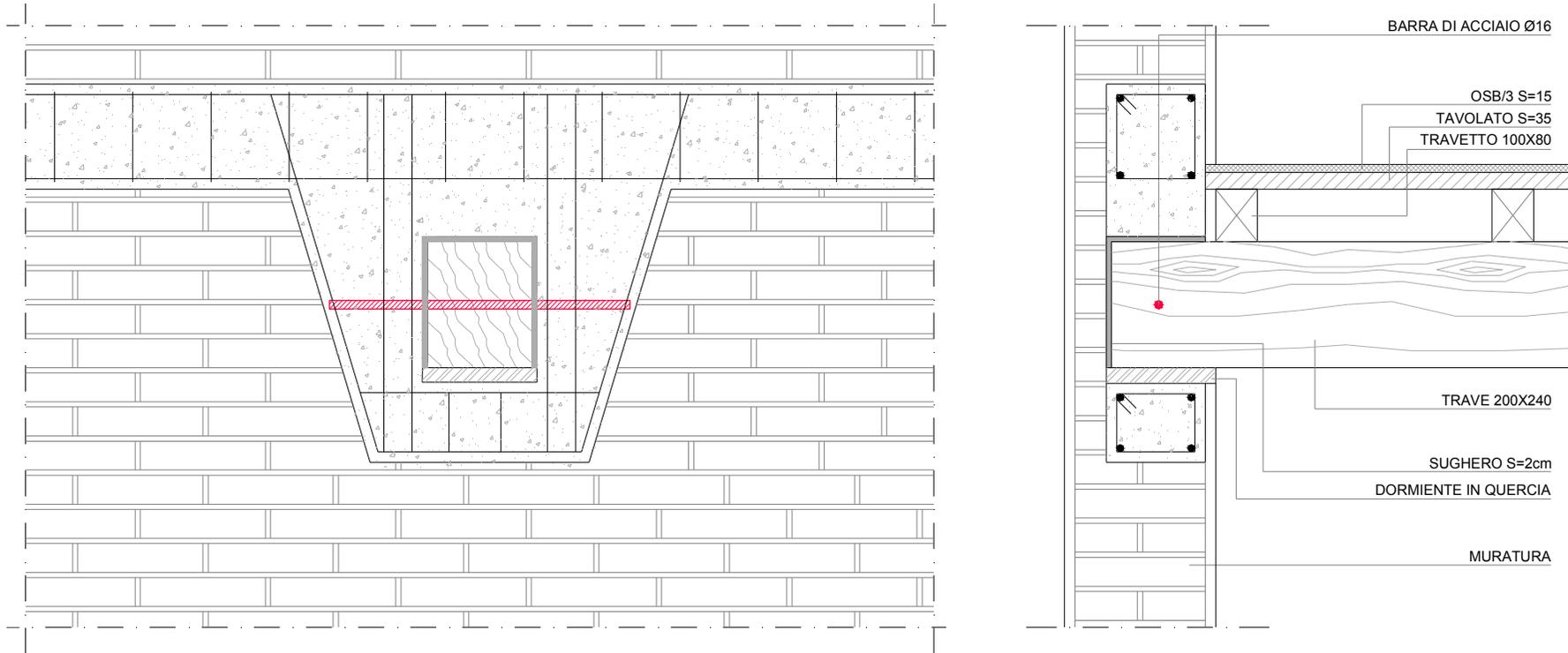
In questo esempio la barra $\phi 16$ ha lo scopo di contrastare lo sfilamento della trave.

Il taglio di piano è trasferito alla muratura tramite il profilato



Caso studio – Unione Trave principale – Parete portante

Su una muratura nuova è opportuno realizzare un cordolo in c.a. superiormente alla trave con un'appendice a sostegno della trave stessa.



Anche in questo esempio la barra $\phi 16$ ha lo scopo di contrastare lo sfilamento della trave.

L'ancoraggio al cordolo dei travetti potrà essere realizzato mediante pioli di testa

Caso studio – Unione Trave principale – Parete portante

La connessione della trave in legno al cordolo in c.a. potrà essere dimensionata con il metodo di calcolo previsto nell'Eurocodice 5; connessioni acciaio-legno per piastre spesse poste esternamente all'elemento:

$$F_{v,Rk} = \min. \begin{cases} 0,5f_{h,2,k}t_2d \\ 2,3\sqrt{M_{y,Rk}f_{h,2,k}d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{cases}$$

la rottura avviene nel legno o nel mezzo di unione.

Proprietà dei materiali

Classe del legno : C24

Classe di servizio : Classe 1

Coefficiente del materiale: $\gamma_m=1.50$ (DM2008 Tab.4.4.III)

Classe di durata del carico: Istantaneo (DM2008 Tab.4.4.I)

$K_{mod}=1.00$ (DM2008 T.4.4.IV)

Proprietà della sezione

Spessore del legname $t_2=200$ mm

Proprietà del connettore

Diametro dei barra $d=16.0$ mm, resistenza a trazione dell'acciaio $f_{uk}=360$ N/mm²

Valori caratteristici della resistenza a rifollamento (UNI EN1995-1-1:2009 §8.5.1.1)

$F_{h,2,k}=0.082(1-0.01d)\rho_k=24.11$ N/mm², ($\rho_k=350$ kg/m³)

Momento caratteristico di snervamento (UNI EN1995-1-1:2009 §8.5.1.1)

$M_{y,Rk}=0.30f_{uk}\cdot d^{2.6}=0.30\times 360\times 16.0^{2.6}=145927$ Nmm

Resistenza caratteristica a taglio unione a doppia sezione resistente (EC5 §8.2.3)

a) $0.50f_{h,2,k}\cdot t_2\cdot d = 38.576$ kN

b) $2.30 [M_{yRk}\cdot f_{h,2,k}\cdot d]^{1/2} = 17.257$ kN

Resistenza caratteristica: $F_{v,Rk} = 17.257$ kN

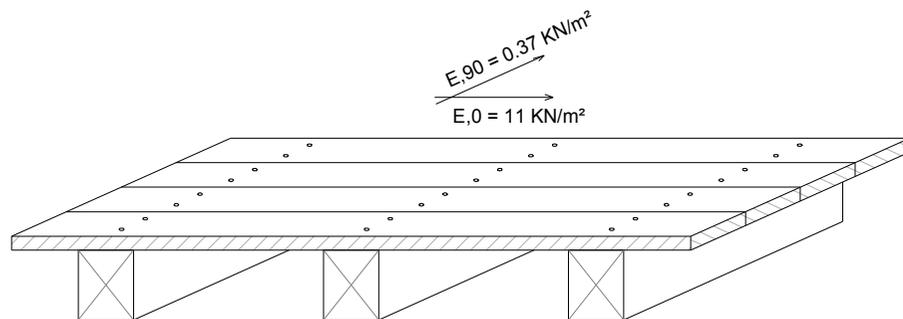
Resistenza di progetto: $R_d=2\cdot K_{mod}\cdot F_{v,Rk}/\gamma_m=2\times 1.00\times 17.257/1.50=23.01$ kN >1.12 kN

Caso studio – Diaframma di piano

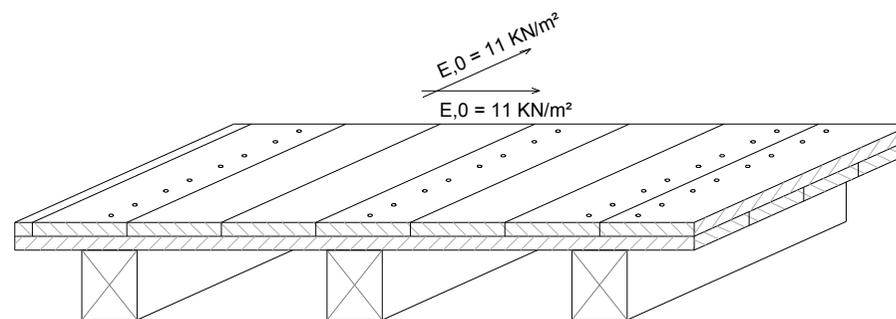
Nell'esempio riportato l'irrigidimento di piano è stato realizzato mediante l'inserimento di un pannello di OSB al di sopra del tavolato. Il pannello di OSB svolge la stessa funzione del secondo tavolato ma può essere posato più velocemente.

Con il tavolato semplice, a causa dell'orientamento della fibratura e del ritiro trasversale delle tavole, avremmo una forte disparità di rigidezza nelle due direzioni.

Il doppio tavolato permette di avere, nelle due direzioni, il modulo elastico parallelo alla fibratura almeno per lo spessore della singola tavola.



Tavolato



Doppio tavolato

Il doppio tavolato ha il pregio di dare rigidezza nel piano al solaio senza appesantirlo con un getto, è adatto sia nelle ristrutturazioni per diminuire i carichi che negli edifici nuovi a struttura di elevazione in legno.

Se si ritenesse più opportuno il getto di una soletta in c.a. è buona regola sfruttarne anche il contributo alla resistenza ai carichi verticali mediante connettori a pioli.

Caso studio – Diaframma di piano

Data la funzione di ripartizione delle azioni orizzontali attribuita al diaframma di piano, dovrà essere curato il particolare di aggancio del doppio tavolato alla muratura.

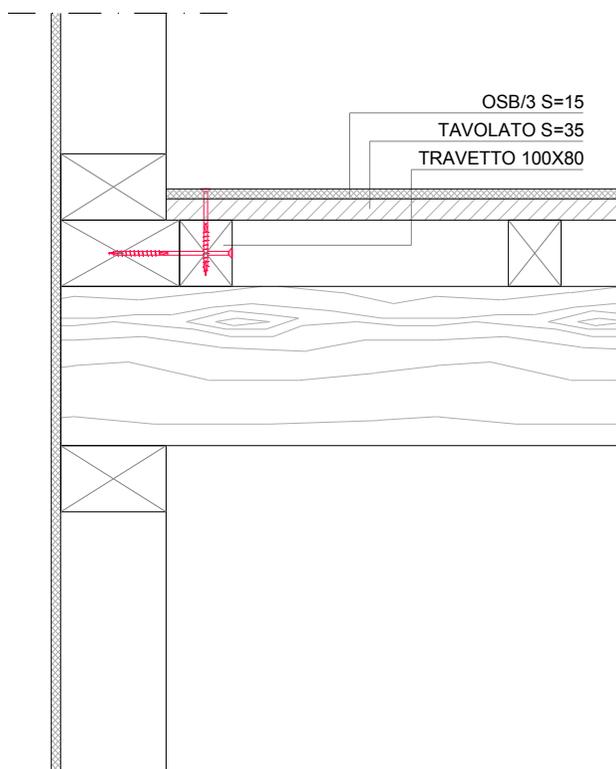
Il collegamento dovrà essere realizzato in maniera più diffusa possibile e sovradimensionato del 30%.

NTC2008 §7.3.6.1

Caso 1 - Struttura in elevazione a pareti Platform

Per trasferire l'azione di taglio, parallela all'orditura dei travetti, possiamo utilizzare viti autoforanti.

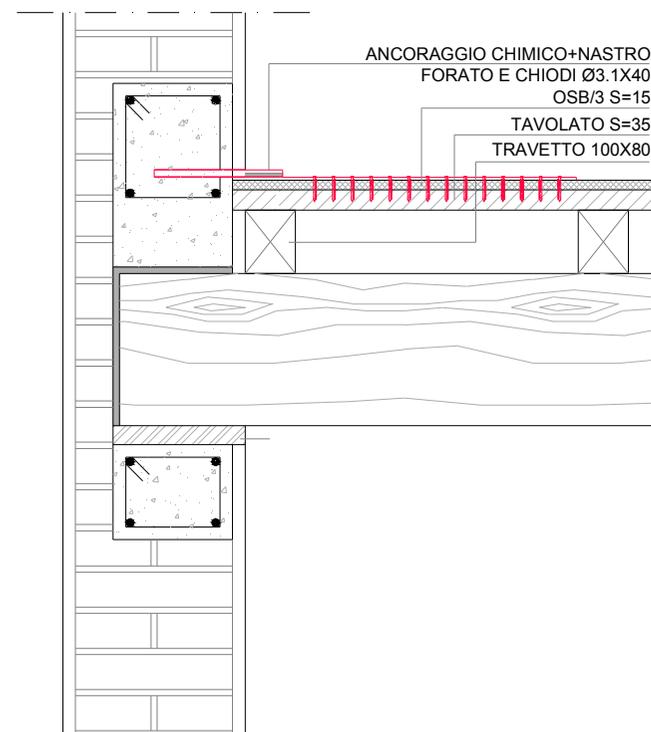
Una fila di viti trasferirà il taglio dal diaframma al travetto, un'altra fila di viti dal travetto al cordolo.



Caso 2 - Struttura in elevazione in muratura

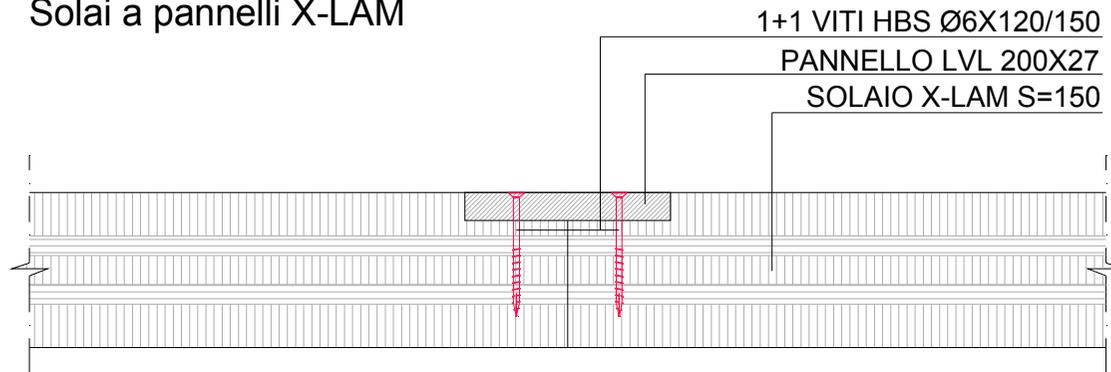
Per trasferire l'azione di taglio, parallela all'orditura dei travetti, possiamo utilizzare tasselli ancorati con resina al cordolo e nastro forato chiodato.

Il nastro forato chiodato trasferirà il taglio dal diaframma direttamente al cordolo tramite il tassello



Tipologie di solaio alternative

Solai a pannelli X-LAM



Sono pannelli in legno massiccio, realizzati con tavole incollate (o chiodate) a strati incrociati di 90°.

Il numero degli strati è sempre dispari e può andare da un minimo di 3 fino a 9 strati.

Le dimensioni standard vanno da un minimo di 1.00m a un massimo di 3.00m di larghezza, lunghezze massime di 16.00m.

Gli strati esterni hanno le tavole orientate secondo l'orditura del solaio, gli strati ortogonali contribuiscono a limitare le deformazioni trasversali e alla rigidezza del diaframma di piano.

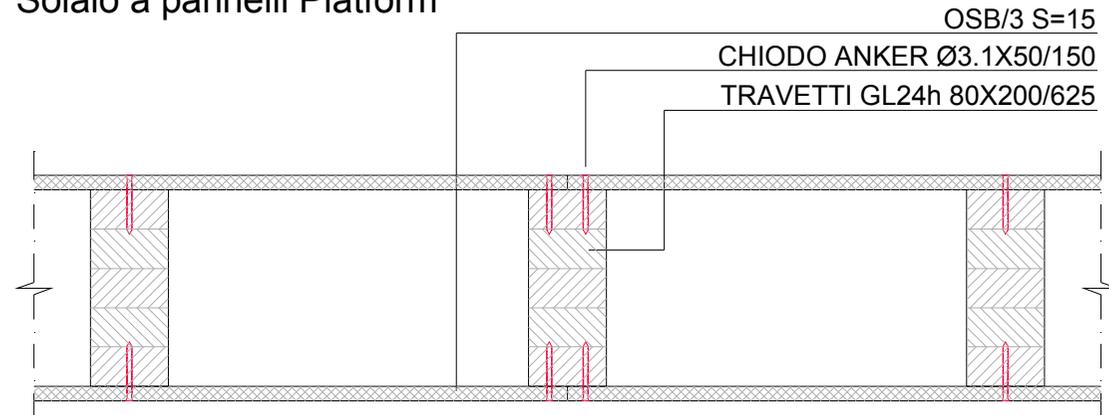
Ai fini del calcolo si considerano solo gli strati paralleli all'orditura della sezione composta.

In letteratura esistono vari metodi di calcolo che si differenziano nella stima della rigidezza della sezione composta, quello più comunemente usato è il metodo previsto nell'Eurocodice5 (con alcune limitazioni) per le sezioni composte a 3 elementi resistenti.

La rigidezza della sezione composta sarà funzione della rigidezza a taglio (rolling-shear) degli strati ortogonali che svolgono la stessa funzione dei connettori.

Tipologie di solaio alternative

Solaio a pannelli Platform



Sono solitamente prefabbricati, realizzati con travetti in legno massiccio o lamellare sui quali viene chiodato sopra e sotto un pannello di OSB o Multistrato.

La camera d'aria è spesso riempita di materiale isolante per limitare lo spessore dei solai di copertura.

L'interasse di 625mm degli elementi è ricorrente nelle strutture platform dove il vincolo è dato dalla dimensione dei pannelli, in genere 2500x1250.

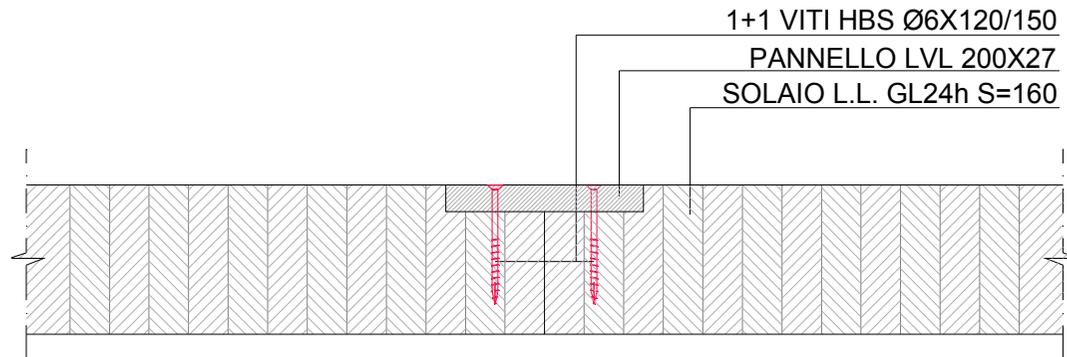
Per i carichi verticali sono dimensionati come travi a doppio T giuntate meccanicamente ai pannelli.

Sono molto rigidi nel proprio piano e possono essere calcolati con i metodi previsti nell'Eurocodice 5 per le pareti platform nei confronti delle azioni taglianti.

Travetti e listelli sono giuntati meccanicamente ai pannelli a formare un telaio chiuso chiodato lungo tutto il perimetro secondo le limitazioni previste nell'Eurocodice 5 al capitolo 9.2.4. e 10.8.1.

Tipologie di solaio alternative

Solai a pannelli di travi Lamellari



Sono pannelli ottenuti da travi di legno lamellare ribaltate.

I limiti dimensionali sono gli stessi delle travi lamellari; lo spessore delle lamelle è di 4cm e la larghezza varia di 2cm con un massimo di 24cm.

Sono calcolati come solai ad semplice orditura di travetti ad interasse pari al loro spessore.

Hanno ottime prestazioni per i carichi verticali; se paragonati al pannello X-LAM la sezione è tutta resistente ma si dovrà prevedere un presidio volto ad aumentare la rigidità del diaframma di piano in direzione ortogonale all'orditura.

Il modulo elastico parallelo alla fibratura è trenta volte superiore al modulo elastico ortogonale. In questi pannelli, diversamente dai pannelli X-LAM, è praticamente trascurabile la rigidità e la resistenza per la flessione nel piano ortogonale all'orditura.

Tipologie di solaio alternative

Solaio a tavole chiodate



Solai a pannelli di tavole chiodate, realizzati con lamelle a “pettine” H= 120 e 150mm. luce 5.00m

Capriate ad arco parabolico

Correnti e aste di parete realizzate con tavole di legno massiccio chiodate.



Tipologie di solaio alternative



Carico neve 120Kg/mq

Resistenza al fuoco R60



Pilastri a sezione composta da n. 4 elementi calastrellati.

Controventati con pareti Platform-frame

Tipologie di solaio alternative



**Sede della ditta TLF
Chiusi della Verna - Arezzo**

**Progettista:
Prof. Julius Natterer**

Caso studio – Certificazioni

Il legno per impieghi strutturali deve essere classificato secondo la resistenza, prima della sua messa in opera. § 4.4 NTC2008

Il materiale dovrà essere accompagnato dalla marcatura CE (attualmente non obbligatoria).

Da settembre 2012 il Legno Massiccio.

Da Dicembre 2011 il Legno Lamellare.



CSI
Viale Lombardia 20 - 20021 Bollate (MILANO) - ITALY
www.csi-eps.com Tel. +39 02 383301 - Fax +39 02 3503940

CERTIFICATO DI CONFORMITA' CE
EC CERTIFICATE OF CONFORMITY

Registrazione n.° CPD/0497/2950/09
Registration number

L'Istituto di Certificazione CSI S.p.A. (Organismo Notificato per la Direttiva 89/106/CEE)
The Certification Body CSI S.p.A. (89/106/EEC Directive Notified Body)

certifica che/ certifies that

IDENTIFICAZIONE DITTA

ha implementato e mantiene un Controllo Interno della Produzione che garantisce la conformità al Tipo esaminato inizialmente e ai requisiti della norma EN 14080: 2005, secondo la procedura del Sistema 1 (uno) - Allegato III della direttiva 89/106/CEE
has implemented and maintains a Factory Production Control in compliance to the initial Type testing and requirement which apply to it, according to the procedure of System 1 (one) - Annex III of the 89/106/EEC Directive

allo scopo di produrre e testare
for the scope of manufacturing and testing

Legno lamellare incollato/Glued laminated timber
Denominato / Named

TRAVI IN LEGNO LAMELLARE AD USO STRUTTURALE

Le caratteristiche del prodotto sono riportate nell'allegato A
The characteristics of product are listed in annex A

Il produttore è autorizzato ad apporre sul prodotto di cui sopra, dopo la marcatura CE, il numero di identificazione dell'Organismo Notificato 0497.
The manufacturer is authorized to provide the above product with the CE marking followed by the Notified Body identification number 0497.
This certificate is subject to an semi-annual reassessment

Il Responsabile del Centro
Managing Director
Dott. Ing. P. Cau

Data emissione/issuing date - 23/02/2009





CSI
Viale Lombardia 20 - 20021 Bollate (MILANO) - ITALY
www.csi-eps.com Tel. +39 02 383301 - Fax +39 02 3503940

Certificato CE di Conformità - Allegato A
EC Certificate of Conformity - Annex A

Registrazione n.° CPD/2950/09

IDENTIFICAZIONE DITTA

Loc. La Dobbie n.5 - 33016 PONTEBBA (UD)

Legno lamellare incollato/Glued laminated timber
TRAVI IN LEGNO LAMELLARE AD USO STRUTTURALE

Caratteristiche della famiglia/ characteristics of the family:

Specie legnosa/ Timber : Picea Abies–Abies Alba (WPCA-EN 14081-1)

Classe resistenza meccanica EN 1194 /Mechanical resistance class : GL 24

Classe di Servizio/Service class : 1 & 2

Collante/Glue EN 301 : Tipo/Type 1

In base alle prove di tipo eseguite ed ai documenti del Fascicolo Tecnico predisposto, i risultati applicabili a tutti i prodotti della famiglia sono:
According to tests and technical file the results valid for every products in the family are:

Reazione al fuoco / Reaction to fire CWFT: Classe Class D s2 d0

Durabilità naturale / Natural Durability: Classe Class 4

Rilascio di formaldeide /Formaldehyde release: Classe Class E1

Il Responsabile del Centro
Managing Director
Dott. Ing. P. Cau

Data emissione/issue date - 23/02/2009



Pag. 2/2



TESTI CONSIGLIATI





ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PISTOIA

GRAZIE PER L'ATTENZIONE



Pistoia 22-10-2010

Ing. Leonardo Negro



***LegnoPiù s.r.l. - Via Borgo Valsugana, 11 - 59100 Prato
leonardo.negro@strutturedilegno.it - www.strutturedilegno.it***