

TimberStruct

Validazione del codice di
calcolo



Validazione del codice di calcolo TimberStruct

Codice di calcolo

Il programma di calcolo TimberStruct è stato sviluppato in linguaggio C++ dall' Ing. Massimo Del Fedele, calcolatore di strutture in legno dall'anno 1989.

L'applicativo si avvale delle librerie software multipiattaforma opensource Ultimate++, allo sviluppo delle quali l'Ing. Del Fedele partecipa attivamente, nonché di un solutore di telai piani sviluppato internamente e utilizzato in vari ambiti fin dall' anno 1987.

L'applicativo viene concesso in licenza d'uso annuale comprensiva di aggiornamenti ed assistenza; gli aggiornamenti hanno frequenza variabile da pochi giorni a qualche mese, in base alle richieste degli utenti e/o alla disponibilità di moduli aggiuntivi.

Metodo numerico adottato

Il software esegue l'analisi delle strutture quali travi su due appoggi, travi continue e telai piani tramite il metodo di calcolo agli elementi finiti, ovvero mediante la costruzione di un modello matematico costituito da un numero definito di elementi lineari discreti tipo ASTA , dei quali viene definita analiticamente la relazione tra forze e spostamenti.

Caratteristiche del modello

Per ottenere una maggior corrispondenza delle deformazioni con il comportamento reale degli elementi, viene utilizzato il modello di asta di Timoschenko, in grado di valutare le deformazioni sia flessionali che dovute al taglio.

Il comportamento del materiale viene considerato perfettamente elastico lineare.

L'elemento asta utilizzato costituisce la soluzione 'esatta' del problema elastico lineare con le ipotesi su cui si basa il modello di Timoschenko.

La determinazione delle sollecitazioni massime viene eseguita campionando le azioni interne in un numero variabile di punti, indicativamente 400 per ogni asta o gruppo di aste .

Tipologie di analisi svolte dal software

Il software esegue esclusivamente analisi statiche lineari delle strutture; l'equazione risolutiva del modello, in forma matriciale, è :

$$\mathbf{F} = \mathbf{K} \cdot \mathbf{x}$$

Ove \mathbf{F} è il vettore delle forze, composto in base ai carichi nodali e a quelli distribuiti sulle aste; \mathbf{K} è la matrice di rigidità del sistema, composta assemblando le rigidità dei singoli elementi; \mathbf{x} , infine, è il vettore incognito degli spostamenti nodali.

Una volta determinato il vettore \mathbf{x} , gli spostamenti nodali vengono applicati ad ogni singola asta insieme ai carichi distribuiti per determinarne le azioni e gli spostamenti interni.

L'analisi **statica lineare** si basa sui seguenti presupposti :

- Indipendenza delle azioni interne dalla deformata della struttura
- Si trascurano eventuali non-linearità geometriche, dei collegamenti e/o dei materiali
- Si trascurano eventuali non-linearità dei vincoli
- Si trascurano eventuali non-linearità dei carichi

Esclusivamente per quanto riguarda i solai collaboranti legno-calcestruzzo, viene utilizzato un modello di collegamento cedevole parametrizzato secondo risultati sperimentali tra la soletta in calcestruzzo e gli elementi lignei.

TimberStruct -- Calcoli strutture in legno -- www.timberstruct.it

Metodi di verifica svolti dal software

TimberStruct è in grado di eseguire l'analisi di sezioni e di verificare il comportamento strutturale secondo il metodo di verifica agli stati limite, così come indicato dagli Eurocodici, ed in particolare l'Eurocodice 5 relativamente alle strutture in legno.

Il programma valuta i seguenti stati limite :

- Stato limite ultimo. La combinazione di carico utilizzata è quella CARATTERISTICA o, in presenza di azioni sismiche e/o eccezionali, le relative combinazioni previste.
- Stato limite di esercizio. Le combinazioni di carico adottate sono la COMBINAZIONE RARA per il calcolo delle deformazioni istantanee e la COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE per la determinazione degli effetti a lungo termine sulle deformazioni.

Combinazioni di carico

I carichi inseriti in TimberStruct vanno intesi come VALORI CARATTERISTICI, per i quali vanno indicati alcuni parametri quali la tipologia del carico e la durata dello stesso secondo quanto indicato negli Eurocodici e negli Annessi Nazionali.

In base a questi parametri, l'applicativo esegue internamente TUTTE le combinazioni di carico e determina tra queste la più gravosa per ogni tipologia di verifica; vengono eseguite verifiche separate per ogni durata dei carichi come prescritto dall' EC5.

Nei tabulati di stampa viene quindi riportata, per ogni durata di carico, la sola combinazione più gravosa con le relative verifiche.

Annessi Nazionali

TimberStruct è in grado di operare nei vari ambiti grazie ad un archivio estensibile di coefficienti dipendenti dagli Annessi Nazionali utilizzati.

Tutti i coefficienti utilizzati vengono riportati nei tabulati di stampa.

$\gamma_G-\gamma_Q$	ψ_{ij}	Acciaio	Legno	Normativa
Coefficienti parziali γ_G e γ_Q :				
γ_{G1}	<input type="text" value="1.00"/>	Permanenti strutturali favorevoli		
γ_{G1}	<input type="text" value="1.30"/>	Permanenti strutturali sfavorevoli		
γ_{G2}	<input type="text" value="0.00"/>	Permanenti non strutturali favorevoli		
γ_{G2}	<input type="text" value="1.50"/>	Permanenti non strutturali sfavorevoli		
γ_{Qi}	<input type="text" value="0.00"/>	Carichi accidentali favorevoli		
γ_{Qi}	<input type="text" value="1.50"/>	Carichi accidentali sfavorevoli		

Strumenti di controllo rapido dei risultati

Dato il numero notevole di verifiche rese necessarie dalle attuali Normative, in TimberStruct è presente uno strumento di "riepilogo rapido dei risultati" che permette un controllo veloce ma preciso del dimensionamento in corso, riducendo quindi la possibilità di distrazioni da parte del Progettista.

FLESSIONE	62%	Ok
FLESSO-PRESSIONE	80%	Ok
TAGLIO	32%	Ok
L / f_{1st}	400	
L / f_{Lunga}	308	
VERIFICATO		

Tipologie di elementi e collegamenti inclusi nel software

Timberstruct è in grado di calcolare le seguenti tipologie di elementi :

1. Travi prismatiche in legno lamellare o massiccio in semplice appoggio
2. Travi prismatiche in legno lamellare o massiccio su piu appoggi
3. Mensole prismatiche incastrate ad un estremo

Per queste tipologie viene utilizzato il motore di calcolo ad elementi finiti di cui ai punti precedenti per la determinazione delle azioni interne; gli elementi vengono in seguito campionati in circa 400 punti per combinarle e determinare le condizioni più gravose per ogni tipologia di verifica. Vengono eseguite verifiche per pressoflessione, taglio, instabilità a ribaltamento e a carico di punta con le metodologie contenute nell' EC5.

4. Travi rastremate - semplice e doppia rastremazione, su due o più appoggi

Per queste tipologie di elemento, oltre alle verifiche di cui ai punti 1-2-3, vengono eseguiti calcoli aggiuntivi per le sollecitazioni indotte dalla rastremazione delle sezioni, secondo quanto indicato nell' EC5.

5. Travi curve ad altezza costante su due appoggi

Per questa tipologia, oltre alle verifiche di cui ai punti 1-2-3, vengono determinate e verificate le sollecitazioni radiali dovute alla curvatura, secondo quanto indicato nell'EC5.

6. Travi curve a sezione variabile su due appoggi

In questa tipologia vengono combinate le verifiche per travi a sezione variabile con quelle a curve a sezione costante, secondo quanto indicato nell' EC5.

7. Capriate tradizionali in legno

Viene utilizzato il motore di calcolo ad elementi finiti di cui alle pagine precedenti; gli elementi vengono quindi verificati singolarmente o in gruppo con i moduli relativi alle travi semplici e infine vengono verificati i collegamenti tra i vari elementi.

8. Solai collaboranti in legno-calcestruzzo

Per il calcolo dei solai collaboranti, essendo le portate dei connettori così come definite nell' Eurocodice 5 NON sufficientemente cautelative in presenza di un distacco tra soletta e travetto (caso tipico in presenza di tavolati), vengono utilizzate delle espressioni risultanti da prove di laboratorio universitario che comunque coincidono esattamente con quanto previsto dall'EC5 in caso di perfetta aderenza tra travetto e soletta. L'esatta metodologia di calcolo è reperibile nella pubblicazione "SOLAI MISTI LEGNO CALCESTRUZZO. METODI DI VERIFICA", Prof. Piero Gelfi e Prof. Alessandra Marini - Università di Brescia.

9. Connessioni tra elementi lignei con l'eventuale presenza di piastre in acciaio

Per questa tipologia di verifica, viene innanzitutto determinata la ripartizione delle sollecitazioni sui mezzi di collegamento, tramite il calcolo dei centri delle rigidità degli stessi considerati con comportamento elastico lineare; viene quindi eseguita la determinazione dei connettori più sollecitati e la relativa verifica degli stessi, secondo quanto indicato nell' EC5.

Esempi di calcolo a confronto

Vengono qui di seguito esaminate alcune delle tipologie supportate dall'applicativo, confrontandole con calcoli eseguiti a mano, nei casi più semplici, o tramite l'ausilio di altri applicativi, nei casi più complessi.

Trave su due appoggi, carico uniformemente distribuito

Legno lamellare classe GL24H
Classe di servizio I

Sezione : 10x20 cm
Luce : 400 cm
Interasse : 100 cm

Carico permanente : 150 Kg/m²
Carico neve : 82 Kg/m²

Carico di progetto sull'elemento (limitatamente alla durata BREVE) :

$$p_d = (1.3 \cdot 150 + 1.5 \cdot 82) \cdot 1 \text{ m} = 3.18 \text{ Kg/cm} = 3.116 \text{ KN/m}$$

Momento e taglio di progetto :

$$M_d = p_d \cdot L^2 / 8 = 6.233 \text{ KN}\cdot\text{m}$$
$$T_d = p_d \cdot L / 2 = 6.233 \text{ KN}$$

Verifica a flessione :

$$\sigma_d = 6 \cdot M_d / (B \cdot H^2) = 9.349 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{m,d} = f_{m,gk} \cdot K_{mod} / \gamma_m = 24 \cdot 0.9 / 1.45 = 14.897 \text{ N/mm}^2$$

Verifica a taglio :

$$\tau_d = 1.5 \cdot T_d / (B \cdot H) = 0.467 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{v,d} = f_{v,gk} \cdot K_{mod} / \gamma_m = 2.7 \cdot 0.9 / 1.45 = 1.676 \text{ N/mm}^2$$

Freccia istantanea :

$$p = (150 + 82) \cdot 1 \text{ m} = 2.32 \text{ Kg/cm} = 2.274 \text{ KN/m}$$
$$f = 5 \cdot p \cdot L^4 / (384 \cdot E \cdot J) + \chi \cdot q \cdot L^2 / (8 \cdot G \cdot A) =$$
$$= 5 \cdot 2.274 \cdot 400^4 / (384 \cdot 116000 \cdot 6666.667) + 1.2 \cdot 2.274 \cdot 400^2 / (8 \cdot 7200 \cdot 200) =$$
$$= 0.980 \text{ cm} + 0.038 \text{ cm} = 1.018 \text{ cm}$$

Nella formula precedente viene esplicitato il contributo del taglio, correttamente valutato da TimberStruct. Omettiamo per brevità il calcolo della freccia a lungo termine.

Di seguito il calcolo (completo) della stessa trave eseguito con TimberStruct.

Pos.1 - Trave 2 appoggi carico uniforme



Materiali

Legno lamellare incollato (EN 14080) Classe GL24h

Classe di servizio : 1

Geometria

Base = 10.0 cm larghezza trave
 Altezza = 20.0 cm altezza trave
 Luce = 400.0 cm luce trave

Analisi dei carichi				
Condizione di carico	Direzione del carico	Carico	Categoria	Durata
Permanenti		150 Kg/m ²	Carichi permanenti	Permanente
Neve		82 Kg/m ²	Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	Breve
Interasse : 100.0 cm				

Reazioni vincolari -- Valori caratteristici

Condizione di carico : Permanenti

R1_v = 2.940 KN
 R2_v = 2.940 KN

Condizione di carico : Neve

R1_v = 1.607 KN
 R2_v = 1.607 KN

Calcolo per carichi permanenti

K_{Mod} = 0.60 Coeff. di correzione resistenza per durata/umidità
 γ_m = 1.45 fattore di sicurezza parziale

Flessione

Combinazione più gravosa : 1.3·Permanenti

s_{pos} = 200.0 cm posizione del punto di massimo sforzo
 M_d = 3.8220 KN·m momento flettente di progetto
 σ_{md} = 6·M_d/(B·H²) = 5.73 N/mm² sollecitazione di progetto a flessione
 f_{md} = f_{mgk} · K_{Mod} / γ_m = 9.93 N/mm² resistenza a flessione di progetto

σ_{md} ≤ f_{md} VERIFICATO

TimberStruct -- Calcoli strutture in legno -- www.timberstruct.it

Instabilità flessio-torsionale

$l_{ef} =$	400.0 cm	lunghezza efficace
$\sigma_{m,crit} =$ $0.78 \cdot base^2 / (altezza \cdot l_{ef}) \cdot E_{0,05} =$	91.65 N/mm ²	sollecitazione critica
$\lambda_{rel} =$	0.51	snellezza relativa per flessione
$k_{crit} =$	1.00	fattore di riduzione
$k_{crit} \cdot f_{md} =$	9.93 N/mm ²	resistenza di progetto per sbandamento
$\sigma_{md} \leq k_{crit} \cdot f_{md}$	<u>VERIFICATO</u>	

Taglio

Combinazione più gravosa : 1.3·Permanenti

$s_{pos} =$	400.0 cm	posizione del punto di massimo sforzo
$V_d =$	3.822 KN	Taglio
$\tau_d =$	0.29 N/mm ²	sollecitazione tangenziale di progetto
$f_{vd} = f_{vgk} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	1.12 N/mm ²	resistenza a taglio di progetto
$\tau_d \leq f_{vd}$	<u>VERIFICATO</u>	

Calcolo per carichi di breve durata

$K_{Mod} =$	0.90	Coeff. di correzione resistenza per durata/umidità
$\gamma_m =$	1.45	fattore di sicurezza parziale

Flessione

Combinazione più gravosa : 1.3·Permanenti + 1.5·Neve

$s_{pos} =$	200.0 cm	posizione del punto di massimo sforzo
$M_d =$	6.2328 KN·m	momento flettente di progetto
$\sigma_{md} = 6 \cdot M_d / (B \cdot H^2) =$	9.35 N/mm ²	sollecitazione di progetto a flessione
$f_{md} = f_{mgk} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	14.90 N/mm ²	resistenza a flessione di progetto
$\sigma_{md} \leq f_{md}$	<u>VERIFICATO</u>	

Instabilità flessio-torsionale

$l_{ef} =$	400.0 cm	lunghezza efficace
$\sigma_{m,crit} =$ $0.78 \cdot base^2 / (altezza \cdot l_{ef}) \cdot E_{0,05} =$	91.65 N/mm ²	sollecitazione critica
$\lambda_{rel} =$	0.51	snellezza relativa per flessione
$k_{crit} =$	1.00	fattore di riduzione
$k_{crit} \cdot f_{md} =$	14.90 N/mm ²	resistenza di progetto per sbandamento
$\sigma_{md} \leq k_{crit} \cdot f_{md}$	<u>VERIFICATO</u>	

Taglio

Combinazione più gravosa : 1.3·Permanenti + 1.5·Neve

$s_{pos} =$	400.0 cm	posizione del punto di massimo sforzo
$V_d =$	6.233 KN	Taglio
$\tau_d =$	0.47 N/mm ²	sollecitazione tangenziale di progetto
$f_{vd} = f_{vgk} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	1.68 N/mm ²	resistenza a taglio di progetto
$\tau_d \leq f_{vd}$	<u>VERIFICATO</u>	

Stati limite di esercizio

Freccia istantanea (combinazione caratteristica)

Combinazione più gravosa : Permanenti + Neve

$f_{1st} =$	10.18 mm	massima deformazione istantanea
$L/f_{1st} =$	393	Rapporto luce/freccia

Deformazioni a lungo termine (combinazione quasi-permanente)

$k_{def} =$	0.60	Coeff. di correzione resistenza per durata/umidità
-------------	------	--

Combinazione più gravosa : 1.6·Permanenti + Neve

$f_{Lunga} =$	14.13 mm	massima deformazione a lungo termine
$L/f_{Lungo} =$	283	Rapporto luce/freccia

Trave su tre appoggi, carico uniformemente distribuito

Legno lamellare classe GL24H
Classe di servizio I

Sezione :	10x20	cm
Luci :	400 + 400	cm
Interasse :	100	cm
Carico permanente :	150	Kg/mq
Carico neve :	82	Kg/mq

Carico di progetto sull'elemento (limitatamente alla durata BREVE) :

$$p_d = (1.3 \cdot 150 + 1.5 \cdot 82) \cdot 1 \text{ m} = 3.18 \text{ Kg/cm} = 3.116 \text{ KN/m}$$

Momento e taglio di progetto :

$$M_d = -p_d \cdot L^2 / 8 = -6.233 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad (\text{in corrispondenza dell'appoggio centrale})$$

$$T_d = 1.25 \cdot p_d \cdot L / 2 = 7.790 \text{ KN} \quad (\text{in corrispondenza dell'appoggio centrale})$$

Verifica a flessione :

$$\sigma_d = 6 \cdot M_d / (B \cdot H^2) = 9.349 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{md} = f_{mgk} \cdot K_{mod} / \gamma_m = 24 \cdot 0.9 / 1.45 = 14.897 \text{ N/mm}^2$$

Verifica a taglio :

$$\tau_d = 1.5 \cdot T_d / (B \cdot H) = 0.584 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = f_{vgk} \cdot K_{mod} / \gamma_m = 2.7 \cdot 0.9 / 1.45 = 1.676 \text{ N/mm}^2$$

Freccia istantanea (trascurando il contributo del taglio):

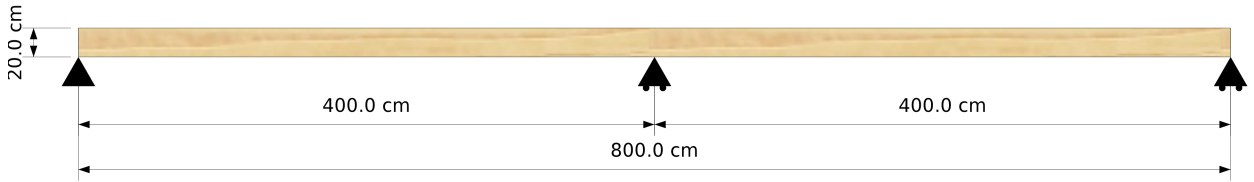
$$p = (150 + 82) \cdot 1 \text{ m} = 2.32 \text{ Kg/cm} = 2.274 \text{ KN/m}$$

$$f \sim 2.08 \cdot p \cdot L^4 / (384 \cdot E \cdot J)$$
$$= 2.08 \cdot 2.274 \cdot 400^4 / (384 \cdot 116000 \cdot 6666.667) =$$
$$= 0.408 \text{ cm}$$

Di seguito il calcolo (completo) della stessa trave eseguito con TimberStruct; si evince la freccia lievemente superiore (0.451 cm in luogo dei 0.408 cm) per l'influenza del taglio sulla deformazione, non calcolabile in modo immediato manualmente.

Anche i valori di taglio e momento in mezzera risultano influenzati dalla deformazione tagliante, risultando in valori calcolati da TimberStruct più bassi di circa 1% rispetto al calcolo manuale semplificato; la deformabilità a taglio "scarica" leggermente l'appoggio centrale incrementando i valori in mezzera delle campate.

Pos.2 - Trave continua su due campate carico uniforme



Materiali

Legno lamellare incollato (EN 14080) Classe GL24h

Classe di servizio : 1

Geometria

Base = 10.0 cm larghezza trave
 Altezza = 20.0 cm altezza trave
 L1 = 400.0 cm
 L2 = 400.0 cm

Analisi dei carichi				
Condizione di carico	Direzione del carico	Carico	Categoria	Durata
Permanenti		150 Kg/m ²	Carichi permanenti	Permanente
Neve		82 Kg/m ²	Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	Breve
Interasse : 100.0 cm				

Reazioni vincolari -- Valori caratteristici

Condizione di carico : Permanenti

R1_v 2.214 KN
 R2_v 7.332 KN
 R3_v 2.214 KN

Condizione di carico : Neve

R1_v 1.210 KN
 R2_v 4.008 KN
 R3_v 1.210 KN

Calcolo per carichi permanenti

$K_{Mod} =$	0.60	Coeff. di correzione resistenza per durata/umidità
$\gamma_m =$	1.45	fattore di sicurezza parziale

Flessione

Combinazione più gravosa : 1.3·Permanenti

$s_{pos} =$	400.0 cm	posizione del punto di massimo sforzo
$M_d =$	-3.7764 KN·m	momento flettente di progetto
$\sigma_{md} = 6 \cdot M_d / (B \cdot H^2) =$	5.66 N/mm ²	sollecitazione di progetto a flessione
$f_{md} = f_{m,gk} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	9.93 N/mm ²	resistenza a flessione di progetto
$\sigma_{md} \leq f_{md}$	<u>VERIFICATO</u>	

Instabilità flessio-torsionale

$l_{ef} =$	400.0 cm	lunghezza efficace
$\sigma_{m,crit} = 0.78 \cdot base^2 / (altezza \cdot l_{ef}) \cdot E_{0,05} =$	91.65 N/mm ²	sollecitazione critica
$\lambda_{rel} =$	0.51	snellezza relativa per flessione
$k_{crit} =$	1.00	fattore di riduzione
$k_{crit} \cdot f_{md} =$	9.93 N/mm ²	resistenza di progetto per sbandamento
$\sigma_{md} \leq k_{crit} \cdot f_{md}$	<u>VERIFICATO</u>	

Taglio

Combinazione più gravosa : 1.3·Permanenti

$s_{pos} =$	400.0 cm	posizione del punto di massimo sforzo
$V_d =$	4.766 KN	Taglio
$\tau_d =$	0.36 N/mm ²	sollecitazione tangenziale di progetto
$f_{vd} = f_{v,gk} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	1.12 N/mm ²	resistenza a taglio di progetto
$\tau_d \leq f_{vd}$	<u>VERIFICATO</u>	

Calcolo per carichi di breve durata

$K_{Mod} =$	0.90	Coeff. di correzione resistenza per durata/umidità
$\gamma_m =$	1.45	fattore di sicurezza parziale

Flessione

Combinazione più gravosa : 1.3·Permanenti + 1.5·Neve

$s_{pos} =$	400.0 cm	posizione del punto di massimo sforzo
$M_d =$	-6.1584 KN·m	momento flettente di progetto
$\sigma_{md} = 6 \cdot M_d / (B \cdot H^2) =$	9.24 N/mm ²	sollecitazione di progetto a flessione
$f_{md} = f_{m,gk} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	14.90 N/mm ²	resistenza a flessione di progetto
$\sigma_{md} \leq f_{md}$	<u>VERIFICATO</u>	

Instabilità flessio-torsionale

$l_{ef} =$	400.0 cm	lunghezza efficace
$\sigma_{m,crit} = 0.78 \cdot base^2 / (altezza \cdot l_{ef}) \cdot E_{0,05} =$	91.65 N/mm ²	sollecitazione critica
$\lambda_{rel} =$	0.51	snellezza relativa per flessione
$k_{crit} =$	1.00	fattore di riduzione
$k_{crit} \cdot f_{md} =$	14.90 N/mm ²	resistenza di progetto per sbandamento
$\sigma_{md} \leq k_{crit} \cdot f_{md}$	<u>VERIFICATO</u>	

Taglio

Combinazione più gravosa : 1.3·Permanenti + 1.5·Neve

$s_{pos} =$	400.0 cm	posizione del punto di massimo sforzo
$V_d =$	7.772 KN	Taglio
$\tau_d =$	0.58 N/mm ²	sollecitazione tangenziale di progetto
$f_{vd} = f_{vgk} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	1.68 N/mm ²	resistenza a taglio di progetto
$\tau_d \leq f_{vd}$	<u>VERIFICATO</u>	

Stati limite di esercizio

Freccia istantanea (combinazione caratteristica)

Combinazione più gravosa : Permanenti + Neve

$f_{ist} =$	4.51 mm	massima deformazione istantanea
$L/f_{ist} =$	887	Rapporto luce/freccia

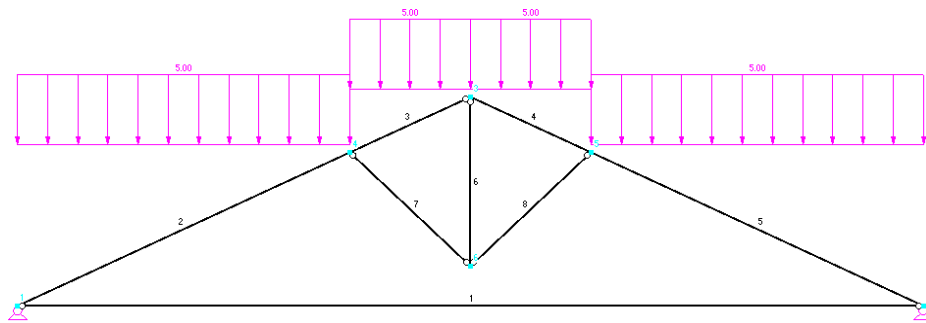
Deformazioni a lungo termine (combinazione quasi-permanente)

$k_{def} =$	0.60	Coeff. di correzione resistenza per durata/umidità
-------------	------	--

Combinazione più gravosa : 1.6·Permanenti + Neve

$f_{Lungo} =$	6.26 mm	massima deformazione a lungo termine
$L/f_{Lungo} =$	639	Rapporto luce/freccia

Capriata tradizionale



L'esempio consiste in una capriata tradizionale in legno lamellare, completa di saette e puntoni; ci si limita per semplicità al confronto delle azioni interne, essendo le verifiche degli elementi identiche a quelli singoli già discussi in precedenza.

La capriata risulta caricata da una sola condizione di carico nella categoria PERMANENTI.

Luce :	15 m
Pendenza di falda :	25 gradi
Sezione puntoni :	20x60 cm
Sezione catena :	20x40 cm
Sezione saette :	20x40 cm
Sezione monaco :	20x40 cm
Posizione orizz. saette :	2 metri dal colmo
Posizione vert. saette :	0.653 m dall' asse catena
Carico :	5 KN/m, categoria PERMANENTI

Di seguito viene proposto il calcolo tramite un applicativo di telai piani.

GENERAL DATA

COMPUTING METHOD

x Structural Analysis	x 1st Order Analysis
Stress Analysis	2nd Order Analysis
Dynamic Analysis	Cable Theory

x Load Cases	Design Cases
Load Groups	Dynamic Cases
Load Combinations	Buckling Curves

STRUCTURAL DATA PARAMETERS

1D Continuous Beam	6Nodes	8Elements
x 2D Construction Type	1Materials	0Cables
3D Construction Type	4Sections	0Tapered Elements
Grid	1Element Hinges	0Elastic Foundations
	0Element Partitions	0Sets of Elements

TimberStruct -- Calcoli strutture in legno -- www.timberstruct.it

NODES

Node No	Coordinates-System	Ref Nodes	Node Coordinates		
			X [m]	Y [m]	Z [m]
1	Cartesian	-	0.000		0.000
	Supported				
2	Cartesian	-	15.000		0.000
	Supported				
3	Cartesian	-	7.500		3.497
4	Cartesian	-	5.500		2.569
5	Cartesian	-	9.500		2.569
6	Cartesian	-	7.500		0.657

MATERIALS

Mat No	Material Description	E Modulus [kN/mm ²]	Shear Mod [kN/mm ²]	Spec Weight [kN/mm ³]	Coeff Therm [1/°C]
1	GL24h	1.160E+01	7.200E-01	3.800E-09	5.000E-06

SECTIONS

Sec No	Mat No	Section Description	I-2 [mm ⁴]	A [mm ²]	A-3 [mm ²]
1	1	Rectangle 200/400	1066670000.	80000.0	
		Catena			
2	1	Rectangle 200/600	3600000000.	120000.0	
		Puntoni			
3	1	Rectangle 200/400	1066670000.	80000.0	
		Monaco			
4	1	Rectangle 200/400	1066670000.	80000.0	
		Saette			

ELEMENT HINGES

Hinge No	Ref Axis	N/V Hinge/Spring [kN/m]			T/M Hinge/Spring [kNm/rad]		
		1-Normal	2-Shear	3-Shear	1-Torsion	2-Bending	3-Bending
1	Local	No	No	No	No	Yes	No

ELEMENTS

Elem No	Elem Type	Nodes		Beta [°]	Section		Hinge		Part No	Length [m]	Elem Location
		Begin	End		Begin	End	Begin	End			
1	Beam	1	2	0.00	1	1	1	1	-	15.000	HORI
2	Beam	1	4	0.00	2	2	-	-	-	6.070	GENL
3	Beam	4	3	0.00	2	2	-	1	-	2.205	GENL
4	Beam	3	5	0.00	2	2	-	-	-	2.205	GENL
5	Beam	5	2	0.00	2	2	-	-	-	6.070	GENL
6	Beam	3	6	0.00	3	3	1	-	-	2.840	VERT
7	Beam	4	6	0.00	4	4	1	1	-	2.767	GENL
8	Beam	6	5	0.00	4	4	1	1	-	2.767	GENL

TimberStruct -- Calcoli strutture in legno -- www.timberstruct.it

SUPPORTS

Support No	Supported Nodes	Rotation [°]		Fixed Support/Support Spring [kN/m] [kNm/rad]					
		Alpha	Beta	in X	in Y	in Z	ar X	ar Y	ar Z
1	1	0.0	0.0	Yes		Yes		No	
2	2	0.0	0.0	No		Yes		No	

GENERAL DATA

LC No	LC Description	Factor	Combination Type	Dead Weight
1	Permanenti	1.00	Permanent	-

ELEMENT LOADS

LC 1

No	Loaded Elements	Load type	Load Direction	Parameters [kN, kNm, m, °C, kN/m, kNm/m]					
				P-1					
1	2-5	1	Z	-5.000					

INTERNAL FORCES BY ELEMENT

Elem No	LC/LG No	Node No	x [m]	Forces [kN]			Moments [kNm]		
				N	V-2	V-3	T	M-2	M-3
1	LC1	1	.00	54.36	.00	.00	.00	.00	.00
		2	15.00	54.36	.00	.00	.00	.00	.00
		Max N	15.00	54.36	.00	.00	.00	.00	.00
		Min N	.00	54.36	.00	.00	.00	.00	.00
		Max V-3	.00	54.36	.00	.00	.00	.00	.00
		Min V-3	.00	54.36	.00	.00	.00	.00	.00
		Max M-2	.00	54.36	.00	.00	.00	.00	.00
		Min M-2	.00	54.36	.00	.00	.00	.00	.00
2	LC1	1	.00	-65.12	.00	10.97	.00	.00	.00
		4	6.07	-53.48	.00	-13.94	.00	-9.02	.00
		Max N	6.07	-53.48	.00	-13.94	.00	-9.02	.00
		Min N	.00	-65.12	.00	10.97	.00	.00	.00
		Max V-3	.00	-65.12	.00	10.97	.00	.00	.00
		Min V-3	6.07	-53.48	.00	-13.94	.00	-9.02	.00
		Max M-2	2.73	-59.88	.00	-.24	.00	14.66	.00
		Min M-2	6.07	-53.48	.00	-13.94	.00	-9.02	.00
3	LC1	4	.00	-44.73	.00	8.63	.00	-9.02	.00
		3	2.20	-40.52	.00	-.44	.00	.00	.00
		Max N	2.20	-40.52	.00	-.44	.00	.00	.00
		Min N	.00	-44.73	.00	8.63	.00	-9.02	.00
		Max V-3	.00	-44.73	.00	8.63	.00	-9.02	.00
		Min V-3	2.20	-40.52	.00	-.44	.00	.00	.00
		Max M-2	2.09	-40.73	.00	.01	.00	.02	.00
		Min M-2	.00	-44.73	.00	8.63	.00	-9.02	.00
4	LC1	3	.00	-40.52	.00	.44	.00	.00	.00
		5	2.20	-44.73	.00	-8.63	.00	-9.02	.00
		Max N	.00	-40.52	.00	.44	.00	.00	.00
		Min N	2.20	-44.73	.00	-8.63	.00	-9.02	.00
		Max V-3	.00	-40.52	.00	.44	.00	.00	.00
		Min V-3	2.20	-44.73	.00	-8.63	.00	-9.02	.00

TimberStruct -- Calcoli strutture in legno -- www.timberstruct.it

		Max M-2	.11	-40.73	.00	-.01	.00	.02	.00
		Min M-2	2.20	-44.73	.00	-8.63	.00	-9.02	.00
5	LC1	5	.00	-53.48	.00	13.94	.00	-9.02	.00
		2	6.07	-65.12	.00	-10.97	.00	.00	.00
		Max N	.00	-53.48	.00	13.94	.00	-9.02	.00
		Min N	6.07	-65.12	.00	-10.97	.00	.00	.00
		Max V-3	.00	-53.48	.00	13.94	.00	-9.02	.00
		Min V-3	6.07	-65.12	.00	-10.97	.00	.00	.00
		Max M-2	3.34	-59.88	.00	.24	.00	14.66	.00
		Min M-2	.00	-53.48	.00	13.94	.00	-9.02	.00
6	LC1	3	.00	33.30	.00	.00	.00	.00	.00
		6	2.84	33.30	.00	.00	.00	.00	.00
		Max N	.00	33.30	.00	.00	.00	.00	.00
		Min N	.00	33.30	.00	.00	.00	.00	.00
		Max V-3	2.84	33.30	.00	.00	.00	.00	.00
		Min V-3	.00	33.30	.00	.00	.00	.00	.00
		Max M-2	2.84	33.30	.00	.00	.00	.00	.00
		Min M-2	.00	33.30	.00	.00	.00	.00	.00
7	LC1	4	.00	-24.10	.00	.00	.00	.00	.00
		6	2.77	-24.10	.00	.00	.00	.00	.00
		Max N	2.77	-24.10	.00	.00	.00	.00	.00
		Min N	.00	-24.10	.00	.00	.00	.00	.00
		Max V-3	.00	-24.10	.00	.00	.00	.00	.00
		Min V-3	2.77	-24.10	.00	.00	.00	.00	.00
		Max M-2	.00	-24.10	.00	.00	.00	.00	.00
		Min M-2	2.77	-24.10	.00	.00	.00	.00	.00
8	LC1	6	.00	-24.10	.00	.00	.00	.00	.00
		5	2.77	-24.10	.00	.00	.00	.00	.00
		Max N	2.77	-24.10	.00	.00	.00	.00	.00
		Min N	.00	-24.10	.00	.00	.00	.00	.00
		Max V-3	2.77	-24.10	.00	.00	.00	.00	.00
		Min V-3	.00	-24.10	.00	.00	.00	.00	.00
		Max M-2	.00	-24.10	.00	.00	.00	.00	.00
		Min M-2	2.77	-24.10	.00	.00	.00	.00	.00

SUPPORT FORCES AND SUPPORT MOMENTS

Node No	LC/LG No	Support Forces [kN]			Support Moments [kNm]		
		P-X	P-Y	P-Z	M-X	M-Y	M-Z
1	LC1	.000	.000	-37.500	.000	.000	.000
2	LC1	.000	.000	-37.500	.000	.000	.000
	LC1	.000	.000	-75.000			
		.000	.000	-75.000			

GLOBAL ELEMENT DEFORMATIONS

Elem No	LC/LG No	Node No	x [m]	Element Deformations [mm]		
				u-X	u-Y	u-Z
1	LC1	1	.00	.00000	.00000	.00000
		2	15.00	.87865	.00000	.00000
2	LC1	1	.00	.00000	.00000	.00000
		4	6.07	.55375	.00000	-1.79661
3	LC1	4	.00	.55375	.00000	-1.79661
		3	2.20	.43932	.00000	-1.71040
4	LC1	3	.00	.43932	.00000	-1.71040
		5	2.20	.32490	.00000	-1.79661
5	LC1	5	.00	.32490	.00000	-1.79661
		2	6.07	.87865	.00000	.00000
6	LC1	3	.00	.43932	.00000	-1.71040
		6	2.84	.43932	.00000	-1.81233
7	LC1	4	.00	.55375	.00000	-1.79661
		6	2.77	.43932	.00000	-1.81233
8	LC1	6	.00	.43932	.00000	-1.81233
		5	2.77	.32490	.00000	-1.79661

Riassumendo i risultati, si ottiene :

Puntoni :

$$\begin{aligned}
 N_{\max} &= -65.12 \text{ KN con momento corrispondente pari a } 0 \\
 M_{\max} &= 14.66 \text{ KN}\cdot\text{m con N corrispondente pari a } 59.88 \text{ KN} \\
 V_{\max} &= 13.94 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Verifica puntoni :

L' applicativo TimberStruct considera per **ogni** sezione i valori di N e M corrispondenti; nel calcolo manuale qui presente si considerano i casi di N massima con momento corrispondente e M massimo con N corrispondente; si ha quindi :

$$\begin{aligned}
 N_{d1} &= 1.3 \cdot N_{\max} = 84.66 \text{ KN} & \sigma_{d,n} &= 84.66 / (20 \cdot 60) = 0.706 \text{ N/mm}^2 \\
 M_{d1} &= 0 & \sigma_{d,m} &= 0 \\
 e \\
 N_{d2} &= 1.3 \cdot 59.88 = 77.84 \text{ KN} & \sigma_{d,n} &= 77.84 / (20 \cdot 60) = 0.649 \text{ N/mm}^2 \\
 M_{d2} &= 1.3 \cdot 14.66 = 19.06 \text{ KN}\cdot\text{m} & \sigma_{d,m} &= 6 \cdot 19.06 / (20 \cdot 60^2) = 1.588 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

TimberStruct fornisce come azioni e sollecitazioni di progetto i seguenti valori :

$$\begin{aligned}
 N_d &= 78.074 \text{ KN} & \sigma_{d,n} &= 0.65 \text{ N/mm}^2 \\
 M_d &= 19.4845 \text{ KN}\cdot\text{m} & \sigma_{d,m} &= 1.62 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Valori leggermente superiori, a causa delle inevitabili differenze geometriche e al diverso tipo di elemento nel modello di TimberStruct, in grado di valutare gli effetti delle azioni taglianti.

Per le resistenze, si ha :

$$\begin{aligned}
 f_{cd} &= f_{c0gk} \cdot K_{mod} / \gamma_m = 24 \cdot 0.6 / 1.45 = 9.931 \text{ N/mm}^2 \\
 f_{md} &= f_{mgk} \cdot K_{mod} / \gamma_m = 24 \cdot 0.6 / 1.45 = 9.931 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Valori identici all' applicativo TimberStruct.

TimberStruct -- Calcoli strutture in legno -- www.timberstruct.it

Catena :

$$N_{\max} = 54.36 \text{ KN}$$

Verifica catena :

$$N_d = 1.3 \cdot N_{\max} = 70.668 \text{ KN}$$

Il valore restituito da TimberStruct è pari a :

$$N_d = 70.329 \text{ KN}$$

Risultando anche qui in perfetto accordo. Per brevità non alleghiamo le verifiche sulle sollecitazioni che sono diretta conseguenza delle precedenti.

Saette :

$$N_{\max} = -24.10 \text{ KN}$$

Verifica saette :

$$N_d = 1.3 \cdot N_{\max} = 31.33 \text{ KN}$$

Il valore restituito da TimberStruct è pari a :

$$N_d = 30.728 \text{ KN}$$

Anche qui in perfetto accordo, salvo le inevitabili differenze tra i due modelli di calcolo.

Monaco :

$$N_{\max} = 33.30 \text{ KN}$$

Verifica monaco :

$$N_d = 1.3 \cdot N_{\max} = 43.29 \text{ KN}$$

Il valore restituito da TimberStruct è pari a :

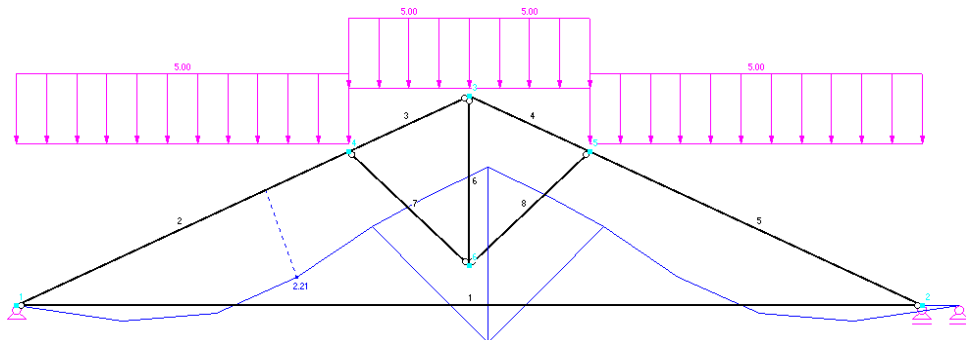
$$N_d = 42.41 \text{ KN}$$

Anche qui in perfetto accordo, salvo le inevitabili differenze tra i due modelli di calcolo.

Per quanto riguarda le deformazioni, il programma esterno fornisce come spostamento massimo (istantaneo) :

$$f = \sqrt{(1.79661^2 + 0.55375^2)} = 1.88 \text{ mm}$$

Il programma utilizzato fornisce però i soli spostamenti nodali in forma tabellare; il reale spostamento massimo all'interno degli elementi viene rappresentato solo in forma grafica :



La deformazione massima è quindi di 2.21 mm.

TimberStruct -- Calcoli strutture in legno -- www.timberstruct.it

TimberStruct come deformazione massima fornisce :

$$f = 2.57 \text{ mm}$$

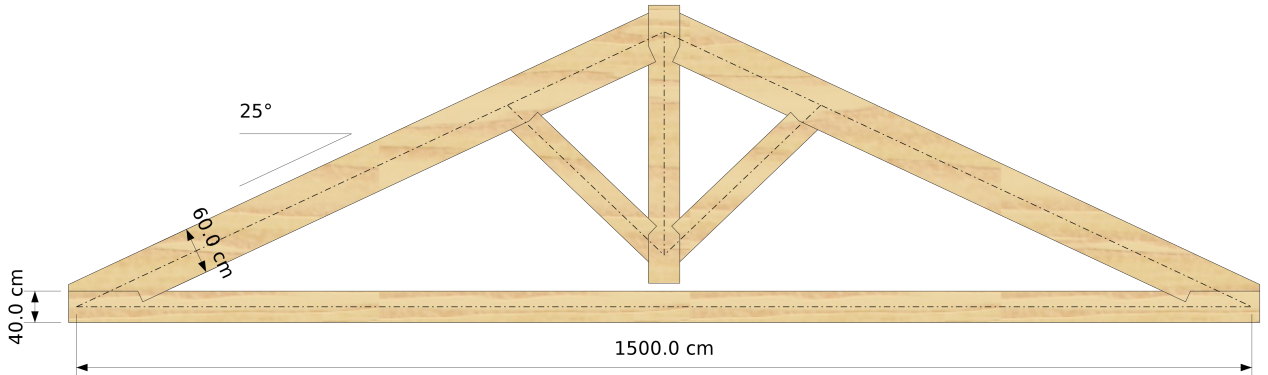
Valore superiore a causa degli effetti della deformabilità a taglio considerati da TimberStruct.

Inserendo in TimberStruct un materiale con modulo G molto elevato (circa 1000 volte il reale), l'applicativo di fatto viene forzato a trascurare la deformabilità a taglio degli elementi, fornendo un valore della deformazione massima pari a :

$$f = 2.28 \text{ mm}$$

In perfetto accordo con il programma esterno.

Pos.3 - Capriata



Materiali

Legno lamellare incollato (EN 14080) Classe GL24h-TaglioInf

Classe di servizio : 1

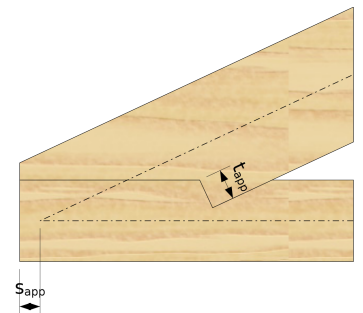
$\gamma_{\text{taglio}} = 1.30$ coefficiente di sicurezza a taglio aggiuntivo sui giunti

Geometria

B =	20.0 cm	spessore travi
H_c =	40.0 cm	altezza catena
H_p =	60.0 cm	altezza puntoni
Luce =	1500.0 cm	luce capriata
Pendenza =	25.0 gradi	pendenza di falda

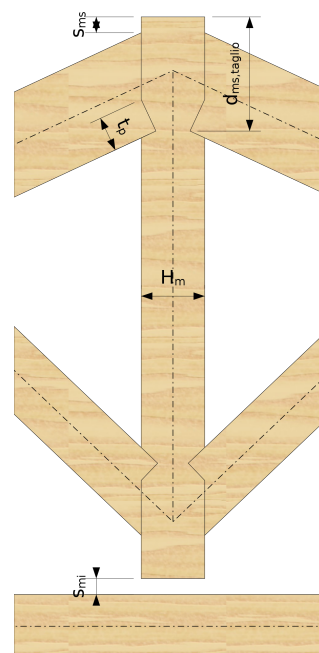
Giunti agli appoggi

$s_{\text{app}} = 10.0 \text{ cm}$
 $t_{\text{app}} = 15.0 \text{ cm}$

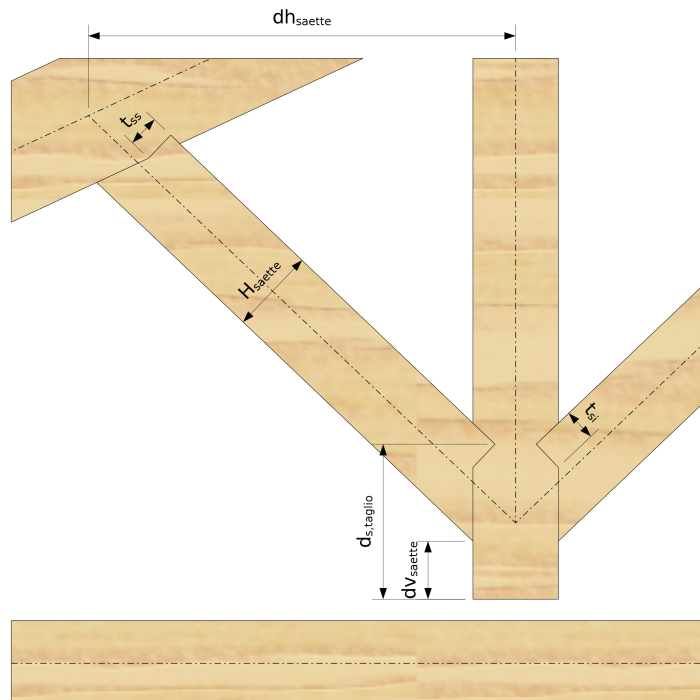


Monaco

$H_m =$	40.0 cm
$t_p =$	22.0 cm
$s_{m,s} =$	10.0 cm
$s_{m,i} =$	10.0 cm
$s_{m,s,taglio} =$	9.3 cm



Saette



$H_{saette} =$	40.0 cm	$t_{si} =$	15.0 cm
$dh_{saette} =$	200.0 cm	$t_{ss} =$	15.0 cm
$dV_{saette} =$	27.2 cm	$d_{s,taglio} =$	72.6 cm

Analisi dei carichi				
Condizione di carico	Direzione del carico	Carico	Categoria	Durata
Permanenti		5.00 KN/m	Carichi permanenti	Permanente

Reazioni vincolari -- Valori caratteristici

Condizione di carico : Permanenti

$R_{Appoggio\ sx,v}$	37.500 KN
$R_{Appoggio\ dx,v}$	37.500 KN

Spostamento agli appoggi -- Valori caratteristici

Condizione di carico : Permanenti

$rot_{Appoggio\ sx,z}$	0.00101 rad
$d_{Appoggio\ dx,h}$	0.88 mm
$rot_{Appoggio\ dx,z}$	-0.00101 rad

Puntoni

Calcolo per carichi permanenti

$K_{Mod} =$	0.60	Coeff. di correzione resistenza per durata/umidità
$\gamma_m =$	1.45	fattore di sicurezza parziale

Pressoflessione

Combinazione più gravosa : 1.3-Permanenti

$S_{pos} =$	1407.4 cm	posizione del punto di massimo sforzo
$N_d =$	-78.580 KN	Azione assiale
$\sigma_{cd} =$	0.65 N/mm ²	sforzo di compressione di progetto
$f_{cd} = f_{c0gk} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	9.93 N/mm ²	resistenza a compressione di progetto
$\lambda_y =$	35.04	snellezza in y
$\lambda_{rel,y} =$	0.56	snellezza relativa in y
$k_y =$	0.67	
$k_{cy} =$	0.96	
$\lambda_z =$	143.33	snellezza in z
$\lambda_{rel,z} =$	2.31	snellezza relativa in z
$k_z =$	3.26	
$k_{cz} =$	0.18	
$M_d =$	18.9727 KN·m	momento flettente di progetto
$\sigma_{md} = 6 \cdot M_d / (B \cdot H^2) =$	1.58 N/mm ²	sollecitazione di progetto a flessione
$f_{md} = f_{mgk} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	9.93 N/mm ²	resistenza a flessione di progetto

$$\sigma_{cd} / (k_{cy} \cdot f_{cd}) + \sigma_{md} / f_{md} \leq 1 \text{ VERIFICATO}$$

$$\sigma_{cd} / (k_{cz} \cdot f_{cd}) + 0.7 \cdot \sigma_{md} / f_{md} \leq 1 \text{ VERIFICATO}$$

Instabilità flesso-torsionale

$l_{ef} =$	827.5 cm	lunghezza efficace
$\sigma_{m,crit} =$ $0.78 \cdot base^2 / (altezza \cdot l_{ef}) \cdot E_{0,05} =$	59.07 N/mm ²	sollecitazione critica
$\lambda_{rel} =$	0.64	snellezza relativa per flessione
$k_{crit} =$	1.00	fattore di riduzione
$k_{crit} \cdot f_{md} =$	9.93 N/mm ²	resistenza di progetto per sbandamento

$$(\sigma_{md} / (k_{crit} \cdot f_{md}))^2 + \sigma_{cd} / (k_{cz} \cdot f_{cd}) \leq 1 \text{ VERIFICATO}$$

Taglio

Combinazione più gravosa : 1.3-Permanenti

$S_{pos} =$	606.7 cm	posizione del punto di massimo sforzo
$V_d =$	18.121 KN	Taglio
$\tau_d =$	0.23 N/mm ²	sollecitazione tangenziale di progetto
$f_{vd} = f_{vgk} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	1.12 N/mm ²	resistenza a taglio di progetto

$$\tau_d \leq f_{vd} \text{ VERIFICATO}$$

Catena

Calcolo per carichi permanenti

$K_{Mod} =$	0.60	Coeff. di correzione resistenza per durata/umidità
$\gamma_m =$	1.45	fattore di sicurezza parziale

Trazione

Combinazione più gravosa : 1.3·Permanenti

$S_{pos} =$	1500.0 cm	posizione del punto di massimo sforzo
$N_d =$	70.774 KN	Azione assiale
$\sigma_{td} =$	0.88 N/mm ²	sforzo di trazione di progetto
$f_{td} = f_{tg0k} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	6.83 N/mm ²	resistenza a trazione di progetto
$\sigma_{td} \leq f_{td}$	<u>VERIFICATO</u>	

Taglio

Combinazione più gravosa : 1.3·Permanenti

$S_{pos} =$	1500.0 cm	posizione del punto di massimo sforzo
$V_d =$	0.000 KN	Taglio
$\tau_d =$	0.00 N/mm ²	sollecitazione tangenziale di progetto
$f_{vd} = f_{vgk} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	1.12 N/mm ²	resistenza a taglio di progetto
$\tau_d \leq f_{vd}$	<u>VERIFICATO</u>	

Monaco

Calcolo per carichi permanenti

$K_{Mod} =$	0.60	Coeff. di correzione resistenza per durata/umidità
$\gamma_m =$	1.45	fattore di sicurezza parziale

Trazione

Combinazione più gravosa : 1.3·Permanenti

$S_{pos} =$	760.0 cm	posizione del punto di massimo sforzo
$N_d =$	43.454 KN	Azione assiale
$\sigma_{td} =$	0.54 N/mm ²	sforzo di trazione di progetto
$f_{td} = f_{tg0k} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	6.83 N/mm ²	resistenza a trazione di progetto
$\sigma_{td} \leq f_{td}$	<u>VERIFICATO</u>	

Taglio

Combinazione più gravosa : 1.3·Permanenti

$S_{pos} =$	760.0 cm	posizione del punto di massimo sforzo
$V_d =$	0.000 KN	Taglio
$\tau_d =$	0.00 N/mm ²	sollecitazione tangenziale di progetto
$f_{vd} = f_{vgk} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	1.12 N/mm ²	resistenza a taglio di progetto
$\tau_d \leq f_{vd}$	<u>VERIFICATO</u>	

Saette

Calcolo per carichi permanenti

$K_{Mod} =$	0.60	Coeff. di correzione resistenza per durata/umidità
$\gamma_m =$	1.45	fattore di sicurezza parziale

Compressione

Combinazione più gravosa : 1.3·Permanenti

$s_{pos} =$	275.7 cm	posizione del punto di massimo sforzo
$N_d =$	-31.485 KN	Azione assiale
$\sigma_{cd} =$	0.39 N/mm ²	sforzo di compressione di progetto
$f_{cd} = f_{c0gk} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	9.93 N/mm ²	resistenza a compressione di progetto
$\lambda_y =$	23.93	snellezza in y
$\lambda_{rel,y} =$	0.38	snellezza relativa in y
$k_y =$	0.58	
$k_{cy} =$	0.99	
$\sigma_{cd} / (k_{cy} \cdot f_{cd}) \leq 1$	<u>VERIFICATO</u>	
$\lambda_z =$	47.86	snellezza in z
$\lambda_{rel,z} =$	0.77	snellezza relativa in z
$k_z =$	0.82	
$k_{cz} =$	0.91	
$\sigma_{cd} / (k_{cz} \cdot f_{cd}) \leq 1$	<u>VERIFICATO</u>	

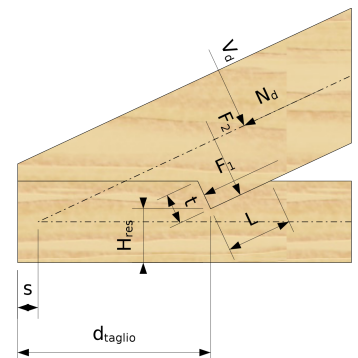
Taglio

Combinazione più gravosa : 1.3·Permanenti

$s_{pos} =$	552.7 cm	posizione del punto di massimo sforzo
$V_d =$	0.000 KN	Taglio
$\tau_d =$	0.00 N/mm ²	sollecitazione tangenziale di progetto
$f_{vd} = f_{vgk} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	1.12 N/mm ²	resistenza a taglio di progetto
$\tau_d \leq f_{vd}$	<u>VERIFICATO</u>	

Giunti agli appoggi

$s =$	10.0 cm	
$t =$	15.0 cm	
$L =$	32.2 cm	
$d_{taglio} =$	94.7 cm	lunghezza della superficie resistente a taglio
$H_{res} =$	26.4 cm	altezza residua catena



Calcolo per carichi permanenti

Combinazione più gravosa : 1.3·Permanenti

$\gamma_g =$	1.50	fattore di sicurezza parziale per le unioni
$K_{Mod} =$	0.60	Coeff. di correzione resistenza per durata/umidità
$N_d =$	84.745 KN	azione assiale di progetto nel giunto
$V_d =$	14.272 KN	taglio di progetto nel giunto
$F_1 =$	84.745 KN	
$\sigma_{1,d} = F_1/(t \cdot B) =$	2.82 N/mm ²	sforzo di compressione di progetto in direzione di F1
$f_{1,k} =$	9.96 N/mm ²	resistenza caratteristica nella direzione di F1
$f_{1,d} = f_{1,k} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	3.99 N/mm ²	resistenza di progetto nella direzione di F1
$\sigma_{1,d} \leq f_{1,d}$ <u>VERIFICATO</u>		
$F_2 =$	14.272 KN	
$\sigma_{2,d} = F_2/(L \cdot B) =$	0.22 N/mm ²	sforzo di compressione di progetto nella direzione di F2
$f_{2,k} =$	2.70 N/mm ²	resistenza caratteristica nella direzione di F2
$f_{2,d} = f_{2,k} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	1.08 N/mm ²	resistenza a compressione di progetto nella direzione di F2
$\sigma_{2,d} \leq f_{2,d}$ <u>VERIFICATO</u>		
$F_h =$	70.774 KN	taglio di progetto nel giunto
$d_{taglio} =$	94.7 cm	lunghezza della zona resistente a taglio
$\tau_d = F_h / (d_{taglio} \cdot B) =$	0.37 N/mm ²	sollecitazione tangenziale di progetto
$f_{v,k} =$	2.70 N/mm ²	resistenza caratteristica a taglio
$\gamma_{taglio} =$	1.30	coefficiente di sicurezza aggiuntivo a taglio
$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot K_{Mod} / (\gamma_m \cdot \gamma_{taglio}) =$	0.83 N/mm ²	resistenza a taglio di progetto
$\tau_d \leq f_{v,d}$ <u>VERIFICATO</u>		

Verifica per riduzione altezza catena al giunto

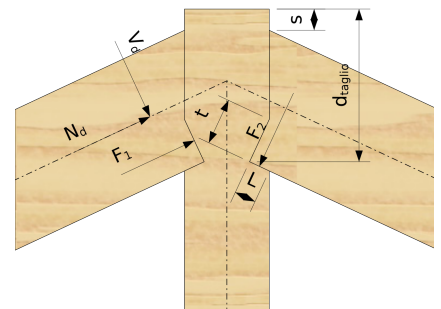
Trazione

Combinazione più gravosa : 1.3·Permanenti

$N_d =$	70.774 KN	Azione assiale
$\sigma_{td} =$	1.34 N/mm ²	sforzo di trazione di progetto
$f_{td} = f_{t90k} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	6.83 N/mm ²	resistenza a trazione di progetto
$\sigma_{td} \leq f_{td}$ <u>VERIFICATO</u>		

Giunto puntoni-monaco

$s =$	10.0 cm	
$t =$	22.0 cm	
$L =$	32.2 cm	
$d_{taglio} =$	71.9 cm	lunghezza della superficie resistente a taglio
$H_{res} =$	21.4 cm	altezza residua monaco



Calcolo per carichi permanenti

Combinazione più gravosa : 1.3·Permanenti

$\gamma_g =$	1.50	fattore di sicurezza parziale per le unioni
$K_{Mod} =$	0.60	Coeff. di correzione resistenza per durata/umidità
$N_d =$	52.674 KN	azione assiale di progetto nel giunto
$V_d =$	0.589 KN	taglio di progetto nel giunto
$F_1 =$	52.674 KN	
$\sigma_{1,d} = F_1/(t \cdot B) =$	1.20 N/mm ²	sforzo di compressione di progetto in direzione di F1
$f_{1,k} =$	3.21 N/mm ²	resistenza caratteristica nella direzione di F1
$f_{1,d} = f_{1,k} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	1.28 N/mm ²	resistenza di progetto nella direzione di F1
$\sigma_{1,d} \leq f_{1,d}$ <u>VERIFICATO</u>		
$F_2 =$	0.589 KN	
$\sigma_{2,d} = F_2/(L \cdot B) =$	0.03 N/mm ²	sforzo di compressione di progetto nella direzione di F2
$f_{2,k} =$	2.70 N/mm ²	resistenza caratteristica nella direzione di F2
$f_{2,d} = f_{2,k} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	1.08 N/mm ²	resistenza a compressione di progetto nella direzione di F2
$\sigma_{2,d} \leq f_{2,d}$ <u>VERIFICATO</u>		
$F_h =$	21.727 KN	taglio di progetto nel giunto
$d_{taglio} =$	71.9 cm	lunghezza della zona resistente a taglio
$\tau_d = F_h/(d_{taglio} \cdot B) =$	0.15 N/mm ²	sollecitazione tangenziale di progetto
$f_{v,k} =$	2.70 N/mm ²	resistenza caratteristica a taglio
$\gamma_{taglio} =$	1.30	coefficiente di sicurezza aggiuntivo a taglio
$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot K_{Mod} / (\gamma_m \cdot \gamma_{taglio}) =$	0.83 N/mm ²	resistenza a taglio di progetto
$\tau_d \leq f_{v,d}$ <u>VERIFICATO</u>		

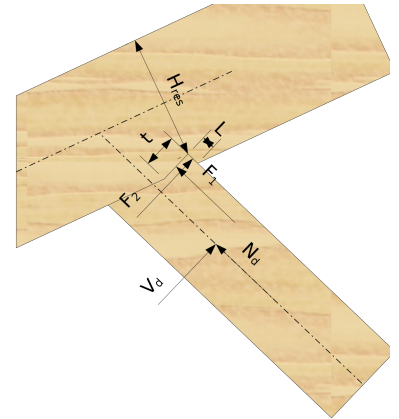
Verifica per altezza residua monaco

Trazione

Combinazione più gravosa : 1.3·Permanenti

$N_d =$	43.454 KN	Azione assiale
$\sigma_{td} =$	1.02 N/mm ²	sforzo di trazione di progetto
$f_{td} = f_{tg0k} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	6.83 N/mm ²	resistenza a trazione di progetto
$\sigma_{td} \leq f_{td}$ <u>VERIFICATO</u>		

Giunti puntoni/saette



t =	15.0 cm	
L =	5.9 cm	
H _{res} =	54.5 cm	altezza residua puntoni

Calcolo per carichi permanenti

Combinazione più gravosa : 1.3·Permanenti

$\gamma_g =$	1.50	fattore di sicurezza parziale per le unioni
$K_{Mod} =$	0.60	Coeff. di correzione resistenza per durata/umidità
$N_d =$	31.485 KN	azione assiale di progetto nel giunto
$V_d =$	0.000 KN	taglio di progetto nel giunto
$F_1 =$	31.485 KN	
$\sigma_{1,d} = F_1/(t \cdot B) =$	1.05 N/mm ²	sforzo di compressione di progetto in direzione di F1
$f_{1,k} =$	3.06 N/mm ²	resistenza caratteristica nella direzione di F1
$f_{1,d} = f_{1,k} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	1.22 N/mm ²	resistenza di progetto nella direzione di F1
$\sigma_{1,d} \leq f_{1,d}$	VERIFICATO	
$F_2 =$	0.000 KN	
$\sigma_{2,d} = F_2/(L \cdot B) =$	0.00 N/mm ²	sforzo di compressione di progetto nella direzione di F2
$f_{2,k} =$	2.70 N/mm ²	resistenza caratteristica nella direzione di F2
$f_{2,d} = f_{2,k} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	1.08 N/mm ²	resistenza a compressione di progetto nella direzione di F2
$\sigma_{2,d} \leq f_{2,d}$	VERIFICATO	

Verifica per riduzione altezza puntoni

Pressoflessione

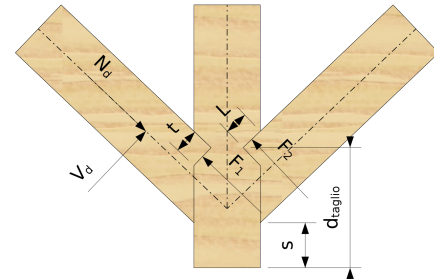
Combinazione più gravosa : 1.3·Permanenti

$N_d =$	-58.168 KN	Azione assiale
$\sigma_{cd} =$	0.53 N/mm ²	sforzo di compressione di progetto
$f_{cd} = f_{c0gk} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	9.93 N/mm ²	resistenza a compressione di progetto
$M_d =$	-11.7005 KN·m	momento flettente di progetto
$\sigma_{md} = 6 \cdot M_d / (B \cdot H^2) =$	1.18 N/mm ²	sollecitazione di progetto a flessione
$f_{md} = f_{m0gk} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	9.93 N/mm ²	resistenza a flessione di progetto
$\sigma_{cd}/f_{cd} + \sigma_{md}/f_{md} \leq 1$	VERIFICATO	

Giunto saette/monaco

$s =$	10.0 cm
$t =$	15.0 cm
$L =$	14.3 cm
$d_{\text{taglio}} =$	72.6 cm
$H_{\text{res}} =$	19.3 cm

lunghezza della superficie resistente a taglio
 altezza residua monaco



Calcolo per carichi permanenti

Combinazione più gravosa : 1.3·Permanenti

$\gamma_g =$	1.50	fattore di sicurezza parziale per le unioni
$K_{\text{Mod}} =$	0.60	Coeff. di correzione resistenza per durata/umidità
$N_d =$	31.485 KN	azione assiale di progetto nel giunto
$V_d =$	0.000 KN	taglio di progetto nel giunto
$F_1 =$	31.485 KN	
$\sigma_{1,d} = F_1/(t \cdot B) =$	1.05 N/mm ²	sforzo di compressione di progetto in direzione di F1
$f_{1,k} =$	5.05 N/mm ²	resistenza caratteristica nella direzione di F1
$f_{1,d} = f_{1,k} \cdot K_{\text{Mod}} / \gamma_m =$	2.02 N/mm ²	resistenza di progetto nella direzione di F1
$\sigma_{1,d} \leq f_{1,d}$ <u>VERIFICATO</u>		
$F_2 =$	0.000 KN	
$\sigma_{2,d} = F_2/(L \cdot B) =$	0.00 N/mm ²	sforzo di compressione di progetto nella direzione di F2
$f_{2,k} =$	2.70 N/mm ²	resistenza caratteristica nella direzione di F2
$f_{2,d} = f_{2,k} \cdot K_{\text{Mod}} / \gamma_m =$	1.08 N/mm ²	resistenza a compressione di progetto nella direzione di F2
$\sigma_{2,d} \leq f_{2,d}$ <u>VERIFICATO</u>		
$F_h =$	22.786 KN	taglio di progetto nel giunto
$d_{\text{taglio}} =$	72.6 cm	lunghezza della zona resistente a taglio
$\tau_d = F_h/(d_{\text{taglio}} \cdot B) =$	0.16 N/mm ²	sollecitazione tangenziale di progetto
$f_{v,k} =$	2.70 N/mm ²	resistenza caratteristica a taglio
$\gamma_{\text{taglio}} =$	1.30	coefficiente di sicurezza aggiuntivo a taglio
$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot K_{\text{Mod}} / (\gamma_m \cdot \gamma_{\text{taglio}}) =$	0.83 N/mm ²	resistenza a taglio di progetto
$\tau_d \leq f_{v,d}$ <u>VERIFICATO</u>		

Verifica per altezza residua monaco

Trazione

Combinazione più gravosa : 1.3·Permanenti

$N_d =$	43.454 KN	Azione assiale
$\sigma_{td} =$	1.13 N/mm ²	sforzo di trazione di progetto
$f_{td} = f_{t90k} \cdot K_{\text{Mod}} / \gamma_m =$	6.83 N/mm ²	resistenza a trazione di progetto
$\sigma_{td} \leq f_{td}$ <u>VERIFICATO</u>		

Massimo spostamento istantaneo

Combinazione più gravosa : Permanenti

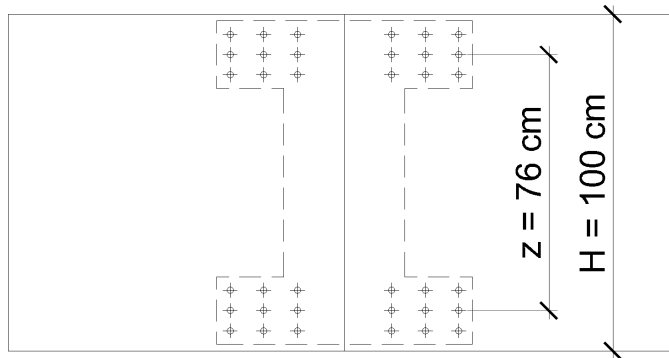
Posizione _x =	357.9 cm	Distanza orizzontale dal punto in basso a sinistra
Posizione _y =	182.2 cm	Distanza verticale dal punto in basso a sinistra
Spostamento massimo	2.28 mm	massimo spostamento istantaneo

Massimo spostamento a lungo termine

Combinazione più gravosa : 1.6·Permanenti

Posizione _x =	357.9 cm	Distanza orizzontale dal punto in basso a sinistra
Posizione _y =	182.2 cm	Distanza verticale dal punto in basso a sinistra
Spostamento massimo	3.65 mm	massimo spostamento a lungo termine

Giunto rigido a lama interna



Viene qui di seguito esaminato, in forma semplificata, un collegamento del tipo giunto rigido a lama interna sollecitato a solo momento flettente; la ripartizione degli sforzi negli spinotti di collegamento viene qui effettuata in modo approssimativo considerando i baricentri dei gruppi di spinotti resistenti e quindi ripartendo l'azione tra gli spinotti stessi :

$$F_{\text{tot}} = M / z$$

$$F_1 = F_{\text{tot}} / n$$

ove z è la braccio resistente costituito dalla distanza dei baricentri dei gruppi di spinotti ed n è il numero di spinotti in un gruppo.

Il metodo utilizzato in TimberStruct risulta più sofisticato e corrispondente alle indicazioni contenute nell' Eurocodice, ovvero effettua il calcolo del momento polare di e del centro di rigidità dei connettori e affida a ciascun connettore la forza corrispondente sia in modulo che in direzione :

$$F_1 = M / R_p \cdot d$$

Ove R_p è il modulo di rigidità polare dell'insieme di connettori e d è la distanza dal centro di rigidità del connettore in esame.

Il metodo semplificato risulta valido per piccoli gruppi di connettori ed elevati bracci resistenti z .

Dati collegamento :

Sezione trave : 16x100 cm
 M = 50 KN·m categoria PERMANENTI
 Spessore lama interna : 10 mm
 Spinotti : $\varnothing 20$ mm acciaio classe S355

Braccio resistente : $z = 76$ cm

Momento di progetto : $M_d = 1.3 \cdot M = 65$ KN·m

Calcolo semplificato azioni sugli spinotti :

$$F_{\text{tot}} = M_d / z = 85.526 \text{ KN} \quad \text{azione sul gruppo di } 3 \times 3 = 9 \text{ spinotti}$$

L' Eurocodice 5 prevede una riduzione degli spinotti efficaci in direzione parallela alle fibre; il numero di colonne (3) va quindi ridotto di conseguenza secondo l'espressione seguente :

$$n_{\text{ef}} = n^{0.9} \cdot \sqrt[4]{(a_1 / (13 \cdot d))} = 2.12 \text{ spinotti}$$

(relazione 8.3.4 EC5, ove a_1 è la distanza tra gli spinotti, 10 cm)

$$F_1 = F_{\text{tot}} / (3 \cdot 2.12) = 13.447 \text{ KN/spinotto}$$

In TimberStruct vengono considerate le 2 componenti dell'azione reale inclinata sullo spinotto; la componente parallela alle fibre viene poi ripartita sul numero efficace di spinotti, mentre quella perpendicolare viene ripartita sul numero reale.

TimberStruct -- Calcoli strutture in legno -- www.timberstruct.it

Un confronto diretto risulta quindi difficile; si può comunque considerare l'azione parallela alle fibre sullo spinotto più sollecitato fornita da TimberStruct :

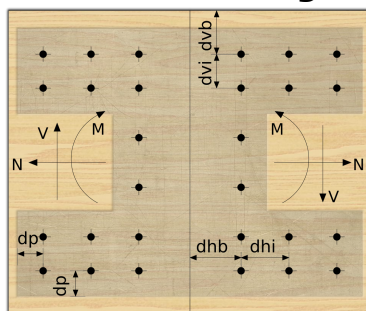
$$F_{1\max} = 14.674 \text{ KN}$$

ovviamente superiore a quella fornita dal metodo semplificato che media tra le 3 righe di spinotti senza considerare la maggior sollecitazione dei connettori più distanti dal baricentro.

Il metodo utilizzato da TimberStruct risulta quindi sicuramente più cautelativo nel caso in esame rispetto al metodo semplificato utilizzato comunemente nei calcoli manuali.

Il metodo semplificato, inoltre, non fornisce alcuna componente perpendicolare alle fibre che risulta anche la direzione di portata minore per i connettori.

Pos.4 - Giunto rigido



Geometria

Base =	16.0 cm	larghezza trave
Altezza =	100.0 cm	altezza trave
Spessore piastra =	10.0 mm	spessore piastra interna
Diametro spinotti =	20.00 mm	diametro degli spinotti
dhb =	14.0 cm	distanza orizzontale spinotti dal bordo trave
dhi =	10.0 cm	spaziatura orizzontale spinotti
dvb =	6.0 cm	distanza verticale spinotti dal bordo trave
dvi =	6.0 cm	spaziatura verticale spinotti
dp =	4.0 cm	distanza spinotti dai bordi piastra
nr =	3	numero di righe di spinotti a flessione
nc =	3	numero di colonne di spinotti a flessione
nEff =	2.12	numero di spinotti efficaci in una riga
ni =	0	numero di spinotti interni
tEff =	7.4 cm	spessore efficace legno (un lato)

Materiali

Legno	Legno lamellare incollato (EN 14080) Classe GL24h
Piastra	S235
Spinotti	S235

Classe di servizio : 1

$\gamma_m =$	1.50	fattore di sicurezza parziale per le unioni
$\gamma_{M0} =$	1.05	fattore di sicurezza resistenza plastica piastra
$\gamma_{M2} =$	1.25	fattore di sicurezza resistenza a rottura piastra

Azioni

Condizione di carico	N	V	M	Categoria	Durata
Permanenti	0.000 KN	0.000 KN	50.0000 KN·m	Carichi permanenti	Permanente

Calcolo per carichi permanenti

$K_{Mod} = 0.60$ Coeff. di correzione resistenza per durata/umidità

Spinotti

Combinazione più gravosa : 1.3-Permanenti

$N_d =$	0.000 KN	trazione di progetto
$V_d =$	0.000 KN	taglio di progetto
$M_d =$	65.0000 KN·m	momento flettente di progetto
$F_{1,d} =$	10.617 KN	forza nello spinotto più sollecitato
$\alpha_{F1,d} =$	12.8 gradi	angolo della forza rispetto alle fibre
$R_{1,k} =$	39.276 KN	resistenza caratteristica spinotti
$R_{1,d} = R_{1,k} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	15.710 KN	resistenza spinotti di progetto

$F_{1,d} \leq R_{1,d}$ VERIFICATO

Serie di spinotti paralleli alle fibre

Combinazione più gravosa : 1.3-Permanenti

$N_d =$	0.000 KN	trazione di progetto
$V_d =$	0.000 KN	taglio di progetto
$M_d =$	65.0000 KN·m	momento flettente di progetto
$F_{d,h,fibre} =$	31.060 KN	forza totale sulla riga di spinotti più sollecitata
$n_{spinotti} =$	3	numero totale di spinotti sulla riga
$n_{spinotti} =$	2.12	numero efficace di spinotti
$F_{1,d,h,fibre} =$	14.674 KN	forza di progetto in direzione parallela alle fibre sullo spinotto più sollecitato
$R_{1,k,h,fibre} =$	40.240 KN	resistenza caratteristica spinotti parallela alle fibre
$R_{1,d,h,fibre} = R_{1,k,h,fibre} \cdot K_{Mod} / \gamma_m =$	16.096 KN	resistenza spinotti di progetto parallela alle fibre

$F_{1,d,h,grain} \leq R_{1,d,h,grain}$ VERIFICATO

Piastra

Combinazione più gravosa : 1.3-Permanenti

$N_d =$	0.000 KN	trazione di progetto
$V_d =$	0.000 KN	taglio di progetto
$M_d =$	65.0000 KN·m	momento flettente di progetto
$F_{p,H,d} =$	80.474 KN	trazione di progetto sulla piastra
$A_{p,totale} =$	2000 mm ²	area totale piastra
$F_{p,Rd} = A_{p,totale} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	447.619 KN	resistenza plastica di progetto piastra
$A_{p,netta} =$	1370 mm ²	area netta piastra
$F_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{p,netta} \cdot f_{uk} / \gamma_{M2} =$	355.104 KN	resistenza ultima di progetto piastra
$F_{Rd} = \min(F_{p,Rd}, F_{u,Rd}) =$	355.104 KN	resistenza di progetto piastra

$F_{p,H,d} \leq F_{Rd}$ VERIFICATO

$F_{p,V,d} =$	0.000 KN	taglio di progetto sulla piastra
$F_{V,r,d} =$	177.027 KN	resistenza di progetto a taglio

$F_{p,V,d} \leq F_{V,R,d}$ VERIFICATO

$(F_{p,H,d} / F_{Rd})^2 + (F_{p,V,d} / F_{V,R,d})^2 \leq 1$ VERIFICATO