



Università degli studi di Firenze

Facoltà di ingegneria

Corso di laurea in ingegneria civile

Questo articolo è una breve sintesi della tesi di laurea discussa il 2 Ottobre 2012 dal titolo:

PROGETTAZIONE DI UNA COPERTURA IN LEGNO E STUDIO DEL COMPORTAMENTO DELLA STRUTTURA CON GIUNTI SEMIRIGIDI

Relatore: Prof. Ing. Paolo Spinelli

Correlatore: Prof. Ing. Marco Pio Lauriola

Candidato: Nikita Khalimov

Come influisce nel calcolo e nella verifica di una capriata in legno la scelta di un particolare modello? Con questo breve articolo si cerca di illustrare i principali aspetti legati alla valutazione del comportamento dei giunti.

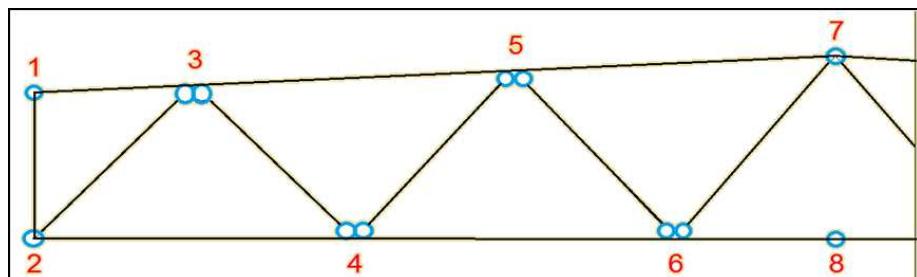
Riferimenti bibliografici:

1. Piazza M. Tomasi R. Modena R. (2005) *Strutture in legno*, Hoepli
2. Ceccotti A. Follesa M. Lauriola M. (2007) *Le strutture di legno in zona sismica*, Clut
3. Elio Giangreco, (2002) *Ingegneria delle strutture vol. 3* Utet
4. Natterer J. Herzog T. Volz M. (1998) *Atlante del legno*, Utet

In ambito progettuale, l'adozione di schemi statici e modelli che rispecchino il più fedelmente possibile il comportamento reale della struttura, spesso si scontra con l'esigenza di dover effettuare calcoli non eccessivamente onerosi. In un certo senso bisogna quindi trovare il giusto equilibrio tra la fedele rappresentazione degli elementi di una struttura e la complessità del calcolo che ne deriva. Tuttavia l'adozione di un modello piuttosto che un altro è una scelta lasciata al progettista, il quale deve essere comunque consapevole che un'eccessiva semplificazione del problema affrontato può talvolta portare a conclusioni la cui differenza rispetto al comportamento reale risulta inaccettabile. Si riporta qui un esempio di come l'utilizzo di due differenti modelli influenzi il calcolo e la verifica di una capriata in legno di un capannone industriale, sia per quanto riguarda gli stati limite ultimi, sia per quelli di esercizio.

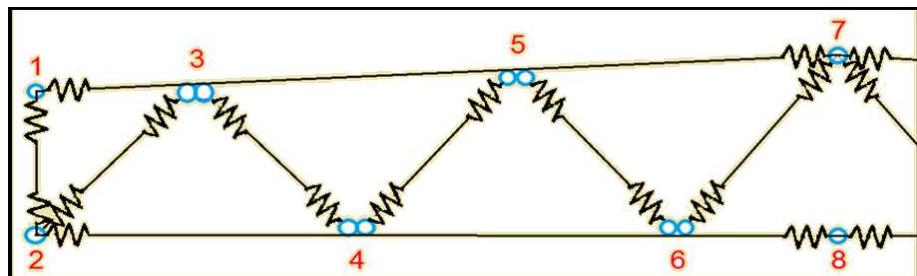
MODELLO A

Giunti rigidi



MODELLO B

Giunti semi-rigidi



Il materiale utilizzato per le aste è legno lamellare GL24h, mentre le connessioni sono state realizzate con l'inserimento di una piastra di acciaio S235 all'interno delle stesse ed il tutto viene unito con spinotti. Come possiamo vedere la differenza fra i due modelli risiede nella zona dei giunti, infinitamente rigidi nel modello A, mentre nel modello B la loro rigidezza viene rappresentata con delle molle poste alle estremità delle aste.

Ma in quale modo si può tenere conto della deformazione dei giunti nel calcolo strutturale? Per gli spinotti, l'Eurocodice 5 propone di valutare la rigidezza delle unioni mediante questa relazione:

$$K_{ser} = \rho_m^{1,5} \cdot d / 23$$

ρ_m : massa volumica media del legno (410 Kg/m^3)

d : diametro del mezzo di unione (12 mm)

Tale valore è riferito al singolo mezzo di unione nonché al singolo piano di taglio, deve essere quindi moltiplicato per il numero di spinotti utilizzati, per il numero di piani di taglio ed infine raddoppiato per la presenza della piastra metallica, come indicato in norma. Questo calcolo deve essere eseguito per ogni connessione e per entrambi gli stati limite, sia al tempo $t = 0$ sia al tempo $t = \infty$ ovvero all'esaurimento degli effetti viscosi dovuti ai carichi permanenti.

Per gli stati limite ultimi i valori al tempo $t = \infty$ vanno corretti in questo modo:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + \psi_2 \cdot k_{def})} \quad G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + \psi_2 \cdot k_{def})} \quad K_{u,fin} = \frac{K_u}{(1 + \psi_2 \cdot k_{def})}$$

Per gli stati limite di esercizio invece la correzione è questa:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + k_{def})} \quad G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + k_{def})} \quad K_{ser,fin} = \frac{K_{ser,fin}}{(1 + k_{def})}$$

Nei calcoli va quindi tenuto conto anche della variazione nel tempo del modulo elastico **E** e di quello di taglio **G**.

Note quindi le rigidezze è possibile definire la deformabilità assiale dell'asta i-esima come:

$$u_i = \frac{N_i L_i}{E_i A_i} + \frac{N_i}{K_{ai}} + \frac{N_i}{K_{bi}}$$

N: sforzo normale

L: lunghezza dell'asta

A: area della sezione

E: modulo elastico

K_{ai} e **K_{bi}**: rigidezze dei giunti

Volendo includere in un'unica variabile **K_{ai}** e **K_{bi}** l'espressione riportata qui sopra può essere riscritta come:

$$u_i = \frac{N_i L_i}{E_i^* \cdot A_i}$$

dove vediamo che al denominatore compare il modulo elastico fittizio **E_i***, ricavabile egualando le due espressioni. Si ottiene così:

$$E_i^* = \frac{E_i}{1 + \frac{E_i A_i}{L_i} \left(\frac{1}{K_{ai}} + \frac{1}{K_{bi}} \right)}$$

Per tenere conto della deformabilità dei giunti nel modello B basterà quindi sostituire ad ogni asta il modulo elastico reale del materiale con quello fittizio calcolato.

Si riporta qui i valori di **E*** calcolati per gli stati limite di esercizio:

E,mean ($t = 0$) = 11,6 KN / mm²

E,mean ($t = \infty$) = 6,44 KN / mm²

SLE		t = 0		t = ∞	
Asta	Nodo	K,ser [KN/mm]	E* [KN/mm²]	K,ser [KN/mm]	E* [KN/mm²]
1 ; 2	1	71,85	1,70	27,64	0,69
	2	71,85		27,64	
2 ; 3	2	431,12	6,95	165,82	3,28
	3	431,12		165,82	
3 ; 4	3	251,49	7,56	96,73	3,64
	4	251,49		96,73	
4 ; 5	4	215,56	5,11	82,91	2,27
	5	215,56		82,91	
5 ; 6	5	71,85	4,17	27,64	1,80
	6	71,85		27,64	

6 ; 7	6	71,85	4,31	27,64	1,87
	7	71,85		27,64	
2 ; 8	2	323,34	9,72	124,36	5,04
	8	646,68		248,72	
1 ; 7	1	71,85	6,53	27,64	3,04
	7	628,72		241,81	

In seguito ai calcoli eseguiti su entrambi i modelli sono stati ottenuti questi risultati:

			Modello A	Modello B
Diagonale Compresso	N,max [KN]		-161,20	-161,44
	σ [N/mm ²]		5,60	5,61
	$\Delta\sigma$ [%]		-	0,18
Diagonale Teso	N,max [KN]		84,70	84,58
	σ [N/mm ²]		6,30	6,29
	$\Delta\sigma$ [%]		-	-0,14
Corrente Superiore	N,max [KN]		234,33	234,40
	σ,n [N/mm ²]		6,82	6,82
	M,max [KNm]		1,75	1,46
	ΔM [%]		-	-16,57
	σ,m [N/mm ²]		1,01	0,84
	$\sigma,n / \sigma,m$		6,74	8,08
Corrente Inferiore	σ,tot [N/mm ²]		7,84	7,67
	$\Delta\sigma$ [%]		-	-2,14
	N,max [KN]		243,82	243,82
	σ,n [N/mm ²]		8,33	8,33
	M,max [KNm]		0,93	1,12
	ΔM [%]		-	20,43
Freccia massima nodo 8	σ,m [N/mm ²]		0,78	0,93
	$\sigma,n / \sigma,m$		10,74	8,92
	σ,tot [N/mm ²]		9,10	9,26
	$\Delta\sigma$ [%]		-	1,74
	t = 0 [mm]		17,63	27,06
	Δv [%]			53,49
	t = ∞ [mm]		31,73	56,22
	Δv [%]			77,18

Si nota come nei diagonali, i quali sono sottoposti solo a sforzo normale, la tensione risulti pressoché uguale. Nei correnti invece si ha una variazione del momento flettente; data la loro continuità, la capriata risulta una struttura iperstatica, quindi la variazione delle rigidezze dovrebbe portare a variazioni sensibili nella distribuzione delle tensioni. Ciò tuttavia non accade, o almeno non in modo significativo, poiché la capriata viene caricata in corrispondenza dei nodi, risultando così reticolare del carico, ovvero “governata” dallo sforzo normale. Tale aspetto risulta evidente dal rapporto fra le tensioni derivanti dallo sforzo normale e quelle dovute al momento flettente. Prendendo come esempio il corrente inferiore, si vede che nel modello B, si ha un incremento del

momento flettente di circa il 20%. Ma nonostante tale variazione risulti significativa in termini percentuali, la stessa non porta ad incrementi sensibili in termini di tensioni totali, il cui aumento è inferiore al 2%.

Dove invece la rigidezza dei giunti risulta fondamentale ai fini di una corretta valutazione del comportamento globale della struttura, è nel calcolo delle deformazioni. Quest'ultime infatti devono essere limitate entro valori accettabili non solo per una semplice questione estetica, ma soprattutto per evitare danni agli elementi secondari come materiali di rivestimento e finiture. Nel caso studiato per esempio un'eccessiva deformazione potrebbe causare danni al manto di copertura tali da lasciare filtrare acqua in caso di pioggia, o nel caso di un solaio, un eccessivo abbassamento porterebbe a fessurazioni nei tramezzi. Una corretta rappresentazione del comportamento dei giunti nelle strutture in legno diventa quindi un importante aspetto da valutare sia in fase di progettazione che in fase di verifica.

A tale proposito la normativa tedesca DIN 1052 (2004) precisa limitazioni diverse alla deformabilità in base al modello di calcolo adottato:

Freccia ammisible					
TIPO DI TRAVE	con controfreccia		senza controfreccia		
	q	g+q			
trave piena in legno lamellare	L/300	L/200	L/300	pilastri e traverse soggetti a carico laterale (vento ecc.)	L/200
trave a sbalzo	Lsb/150	Lsb/100	Lsb/150		
reticolari	Calcolo appr.	L/600	L/400	L/600	g+q g+1kN
	Calcolo esatto	L/300	L/200	L/300	
trave di solaio	—	—	L/300	tavolato per tetti e solai	L/200 10mm L/100 20mm
arcarecci, correntini	—	—	L/200		

q: carico accidentale g+q: carico totale L: luce di calcolo Lsb: sbalzo

Si nota che nel calcolo semplificato la tolleranza viene dimezzata, tuttavia tale precisazione è assente sia nelle NTC 08 che nell'Eurocodice 5.