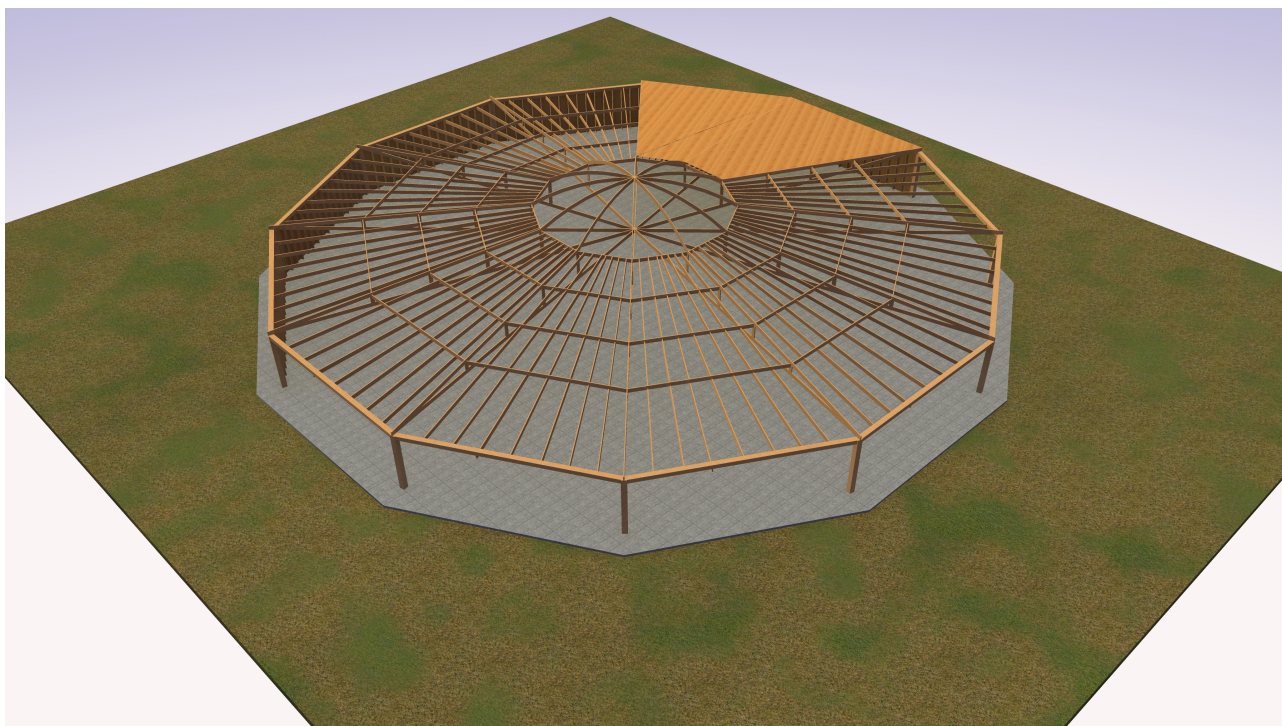


Le strutture in legno



Ing. Giuseppe Masca

Premessa

Il legno è un materiale ecologico presente nella natura , il suo impiego nel settore delle costruzioni è importante per la mitigazione del danno ambientale , le case gli edifici in legno non solo si integrano perfettamente nel paesaggio naturale apportano ad esso u miglioramento della qualità ambientale. Ovviamente si hanno degli svantaggi nel mondo si parla di deforestazioni di cambiamento climatico e gli alberi la vegetazione assumo un ruolo importante nella produzione di ossigeno. La deforestazione non è imputabile all'impiego del legno nel settore edilizio e artigiano ma agli incendi boschivi che si verificano ogni anno estate in conseguenza di alte temperature di conseguenza la edilizia in legno ha u suo valore educativo , il legno viene visto come fonte di ricchezza e ci sui guarda bene dall'incendiare un bosco poichè gli incendi sono tutti di natura dolosa. Le industrie del legno hanno i loro programmi di rimboschimento , gli scarti di falegnameria vengono utilizzati per la produzione di biomasse per cui si genera un indotto ad alta valenza economica m dal tagli degli alberi alla lavorazione impiego edilizia produzione di biomasse e reimpianto .

In queste pagine vengono descritti i metodi di calcolo e verifica di strutture legno prevalentemente per edilizia residenziale, l'argomento verrà approfondito con il calcolo delle grandi strutture in legno lamellare e la verifica dei collegamenti. Il legno per il suo basso peso specifico ha un ottima resistenza alle azioni sismiche poiché sono ridotte e in alcuni casi prevalgono le azioni del vento ; non viene utilizzato per problematiche legate all'antincendio , ma con opportuni accorgimenti , trattamenti ignifughi e verifica delle strutture con sezioni ridotte possono trovare largo impiego anche in zone dove il materiale da costruzione per antonomasia è il calcestruzzo,.

Castel di Sangro

Ing. Giuseppe Mosca

Indice

- 1- Gli edifici in Xlam*
- 2- Il lamellare fibrorinforzato*
- 3- Sistema Blockhouse*
- 4-Il microlamellare LVL*
- 5- I grigliati in lamellare*
- 6- Verifiche antincendio di strutture in legno*
- 7- La stabilità degli alberi*
- 8- I solai*
- 9 - Le strutture ibride acciaio-legno*
- 10 - Lo stato limite di vibrazione*

Edifici a pannelli Xlam

1- Introduzione

2- Il pannello in X-lam : le caratteristiche meccaniche

3- Le verifiche dei pannelli allo SLU ed allo SLE

4- La verifica di instabilità e la verifica fuori del piano di un pannello

5- La parete in Xlam

6- I solai in XLam

7- Il calcolo delle connessioni tra i pannelli

8- Il fattore di struttura q e la regolarità strutturale

9-La modellazione FEM

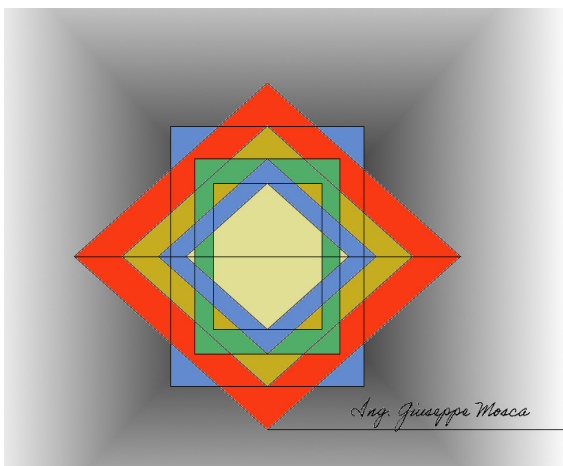
10- I particolari costruttivi e la trasmittanza termica

11- Le verifiche antincendio : i trattamenti ignifughi

12- La dendrometria

13- I costi di una casa in legno in Xlam

14- Conclusioni



Ing. Giuseppe Mosca



N.B. Mi scuso a priori di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

Gli edifici con pannelli X-Lam propriamente CLT “Cross Laminated timber” sono ottenuti mediante l’assemblaggio di pannelli in legno X-lam , che costituiscono le pareti verticali ed i diaframmi orizzontali del nostro fabbricato collegati mediante elementi metallici quali piattine con viti in grado di trasmettere , le azioni orizzontali e verticali alla fondazione. Il calcolo di questi edifici viene eseguito attraverso una modellazione a pareti mensole semplici e composte richiamando la teoria utilizzata per gli edifici in muratura e gli edifici a pannelli prefabbricati in cemento armato , dove le forze sismiche orizzontali vengono trasmesse dagli impalcati alle singole pareti che se opportunamente collegate si comportano come una mensola composta ad elevata inerzia e rigidità. In Italia l’introduzione degli edifici prefabbricati in legno in Xlam è abbastanza recente un sistema costruttivo utilizzato a partire dagli anni 90 , importando la cultura nord europea soprattutto Scandinava , per rispondere ad esigenze di carattere ambientale che vedevano gli edifici in calcestruzzo come strutture che arrecavano danno all’ambiente naturale , ma negli ultimi decenni anche per esigenze statiche di resistenza ai terremoti essendo l’edificio in legno una struttura con massa ridotta quindi con forse sismiche inerziali più basse, e con una rigidità elevata quindi contenuti spostamenti orizzontali degli impalcati. Prototipi di questi edifici sono stati costruiti in laboratorio per cui si è potuto studiare il comportamento su tavola vibrante attraverso la simulazione di terremoti, valutando la resistenza delle connessioni e dei relativi meccanismi di collasso. Oggi gli edifici in Xlam hanno avuto una larga diffusione ma una progettazione ambientale corretta richiede un uso razionale del legno quindi è opportuno computare i volumi di legno utilizzati per realizzare la nostra struttura e quindi il numero degli alberi tagliati: costruire un edificio in legno tagliando 100 alberi quasi un bosco arreca più danni ambientali di una costruzione in cemento armato per la quale si utilizzano materiali provenienti da cave . L’industria del legno che interessa l’edilizia e gli arredamenti deve prevedere dei rimboschimenti ovvero una rigenerazione creando un indotto forestale ovvero in ogni comune qualora si preveda di costruire delle case in legno vanno individuate delle zone naturali da destinare a riforestazione ovvero all’impianto di nuovi alberi; questa è una cultura nord europea dove il legno è il materiale da costruzione per eccellenza e dove nessuno pensa nel periodo estivo di bruciare dei boschi poiché il legno è un materiale prezioso e come tale va rispettato, vanno rispettati gli alberi ed i boschi che non vanno tagliati in modo indiscriminato ma che venga garantito un normale ricambio generazionale come accade con gli esseri umani ovvero il taglio di alberi e la crescita di nuove piantagioni. La progettazione modulare non impone particolari limitazioni all’architettura degli edifici in XLam, dove accoppiando al legno altri materiali quali il vetro la pietra per il basamento si ottengono architetture moderne gradevoli, edifici nuovi che si integrano perfettamente nell’ambiente anzi migliorano la natura che molto spesso si presenta come arsa brulla e quando non c’è il sole si percepisce il danno ambientale del paesaggio, per cui l’architettura in legno ha il preciso obiettivo di migliorare l’ambiente naturale rendendo il paesaggio più gradevole e meno ostile.

2- Il pannello in X-lam : le caratteristiche meccaniche

Il pannello Xlam si ottiene dall'incollaggio mediante sovrapposizione incrociata di tavole in legno, per diversi strati in modo da ottenere spessori differenti per i pannelli le cui dimensioni e caratteristiche variano al variare dell'azienda produttrice.



Esistono anche i pannelli XX-lam ottenuti incrociando degli strati di tavole a 2 a 2

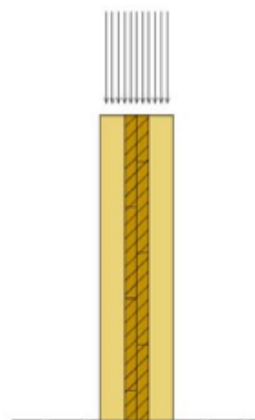


Per un pannello X-lam le dimensioni quali la larghezza 125 cm ÷ 100 cm , mentre l'altezza può essere qualsiasi (<8 m) poiché il pannello in sede di produzione viene tagliato , per quanto concerne gli spessori

Pannelli portanti di parete

Spessore	composizione	peso proprio
4 strati – 80mm :	20+20+20+20mm	[0.40 kN/m ²]
100mm:	30+20+20+30mm	[0.50 kN/m ²]
120mm :	40+20+20+40mm	[0.60 kN/m ²]
140mm :	40+30+30+40mm	[0.70 kN/m ²]

Orientamento longitudinale degli strati esterni
Doppio strato interno a giunti sfasati(*)



Pannelli portanti di solaio

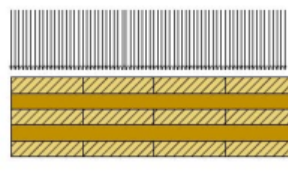
3 strati – 90mm :	30+30+30mm	[0.45 kN/m ²]
110mm:	40+30+40mm	[0.55 kN/m ²]
120mm:	40+40+40mm	[0.60 kN/m ²]

Orientamento longitudinale degli strati esterni.

5strati – 130mm :	30+20+30+20+30mm	[0.65 kN/m ²]
150mm:	30+30+30+30+30mm	[0.75 kN/m ²]
160mm:	40+20+40+20+40mm	[0.80 kN/m ²]
180mm:	40+30+40+30+40mm	[0.90 kN/m ²]

Orientamento longitudinale degli strati esterni e di quello centrale.

diemme X-LAM



Pannelli divisori per pareti non portanti

3 strati – 60mm :	20+20+20mm	[0.30 kN/m ²]
80mm :	20+40+20mm	[0.40 kN/m ²]

Unico strato interno

Le specie legnose :

- *Abete rosso*
- *Abete bianco*
- *Larice*
- *Pino*
- *Douglasia italiana*

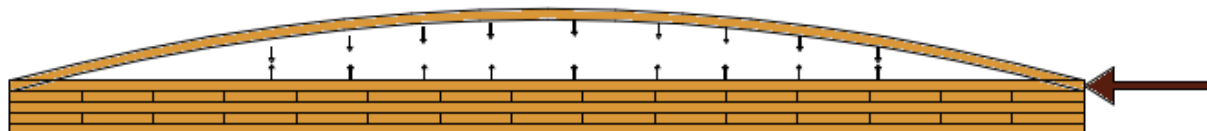
Circa le resistenze considerando un legno classe C24

CLASSE C24

Resistenza a flessione	$f_{m,k}$	24 MPa
Resistenza a trazione parallela	$f_{t,0,k}$	14 MPa
Resistenza a trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0.5 MPa
Resistenza a compressione parallela	$f_{c,0,k}$	21 MPa
Resistenza a compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2.5 MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,k}$	2.5 MPa
Modulo elastico medio parallelo	$E_{0,men}$	11000 MPa
Modulo elastico parallelo	E_k	7400 MPa
Modulo elastico medio perpendicolare	$E_{90,mean}$	370 MPa
Modulo di taglio medio	G_{mean}	690 MPa
Massa volumica caratteristica	ρ_k	350 daN/m ³

Le tavole impiegate per la composizione del pannello vengono inizialmente essiccate artificialmente, unite con un giunto a pettine (finger joint), piallate, incollate con **COLLA POLIURETANICA (PUR)** e pressate in modo da rendere il pannello un corpo unico stabile ed elastico. Il processo di giunzione viene effettuato da una linea certificata, dove vengono rispettate le dimensioni del giunto, la quantità di colla e la pressione esercitata durante la giunzione. Le dimensioni massime del prodotto finito sono 3 m di larghezza/lunghezza e 10 m di lunghezza/larghezza per uno spessore variabile in base all'utilità dello stesso, indicato sia come parete che come solaio in base alle esigenze specifiche e di finitura.

Va valutata la resistenza dell'adesivo sia per quanto concerne le tensioni normali che per quelle tangenziali; la tavola esterna per effetto dello sforzo normale può instabilizzarsi e quindi staccarsi



Le tensioni tangenziali assicurano la trasmissione del taglio, derivano dalla formula di Jowrasky e quindi dalla variabilità delle tensioni di compressione nelle singole tavole ma viste le sollecitazioni in gioco (negli edifici Xlam si rompono le connessioni metalliche) tali tensioni sono insignificanti rispetto alle caratteristiche meccaniche degli adesivi.

DATI TECNICI

Composizione:	adesivo poliuretano
Meccanismo di presa:	reazione con l'umidità
Solventi:	esente
Colore dopo l'indurimento:	marrone
Peso specifico (+20°C):	1,1 g/cm ³
Viscosità (+20°C):	5.000 mPa.s ca.
Tempo aperto (+20°C):	30 minuti ca.
Tempo di pressatura (legno/legno, +20°C, 65% u.r.):	90 minuti ca.
Quantità media da applicare:	180 - 220 g/m ²
Resistenza al taglio:	140 Kg./cm ²
Temperatura minima di lavorazione colla:	+5°C
Temperatura di esercizio:	-20°C / +120°C

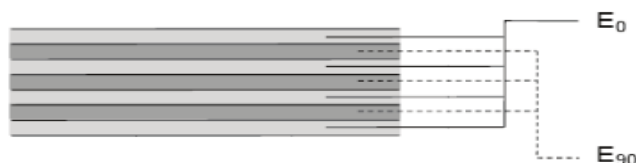
I valori riportati in tabella non devono essere considerati come specifiche.

3- Le verifiche dei pannelli allo SLU ed allo SLE

Le verifiche possono essere eseguite omogeneizzando la sezione del pannello oppure trattando il pannello come una sezione composta.

-Sezione omogenea

La omogeneizzazione riguarda sia i moduli elastici che le resistenze meccaniche



ed avviene attraverso gli spessori dei singoli strati $t_1 = 3 \text{ cm}$; $t_2 = 2 \text{ cm}$

$$N/(E_{eq} * A) = N_1/(E_0 * A_1) = N_2/(E_{90} * A_2) ;$$

$$N = N_1 + N_2 = N * (E_0 * A_1)/(E_{eq} * A) + N * (E_{90} * A_2)/(E_{eq} * A)$$

Modulo elasticità normale equivalente

$$E_{eq} = (3 * 3 * E_0 + 2 * 2 * E_{90}) / 13 = 77292 \approx 77300 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza a compressione equivalente

$$f_{c,K eq} = (3 * 3 * 210 + 2 * 2 * 25) / 13 = 153 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza a trazione equivalente

$$f_{t,K eq} = (3 * 3 * 140 + 2 * 2 * 5) / 13 = 98 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza a taglio

$$f_{v,K} = 25 \text{ daN/cm}^2$$

Modulo di elasticità tangenziale

$$G = 6900 \text{ daN/cm}^2$$

il valore di calcolo $X_d = X_k * K_{mod} / \gamma_M$, il coefficiente parziale $\gamma_M = 1,45$

NTC da 1,1 a 1,0). I valori di k_{mod} per il legno lamellare incollato e per gli elementi XLAM sono elencati nella tabella seguente.

	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
		permanente	lunga	media	breve	istantanea
legno lamellare, XLAM	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	0,55	0,70	0,90

- La verifica a flessione , taglio e di deformabilità per sezione omogenea

Allo stato limite di esercizio **SLE** si utilizzano le formule usuali della scienza delle costruzioni :

$$\sigma = M/I \cdot y = M/W \leq f_{t,K eq} \quad ; \quad W = b \cdot h^2 / 6 \quad \tau = 1,5 V/A \leq \tau_{vd}$$

freccia

$$f = 5/384 \cdot Q \cdot L^4 / (E_{eq} \cdot I)$$

L lunghezza del pannello appoggiato agli estremi

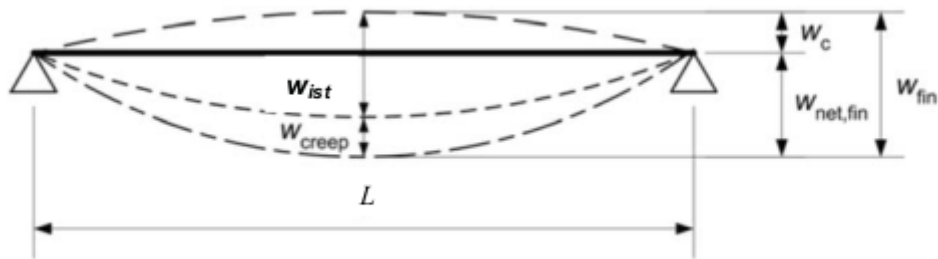


Figura 7-2 – Aliquote della deformazione di una trave inflessa

Tabella 7-3 - Intervalli consigliati di valori limite per la freccia di travi

	w_{ist}	$w_{nef,fin}$	w_{fin}
Travi su due appoggi	$L/300 - L/500$	$L/250 - L/350$	$L/150 - L/300$
Mensole	$L/150 - L/250$	$L/125 - L/175$	$L/75 - L/150$

- w_c è la controfreccia (qualora presente);
- w_{ist} è la freccia istantanea;
- w_{creep} è la componente della freccia dovuta a fenomeni viscosi;
- w_{fin} è la freccia finale;
- $w_{net,fin}$ è la freccia finale netta.

w_{creep} è lo spostamento differito che può essere valutato attraverso la relazione:

$$w_{creep} = w_{in} \cdot k_{def}$$

La freccia istantanea è dovuta ai carichi permanenti G_k e G_{Sk} ovvero peso proprio e pesi non strutturali ;

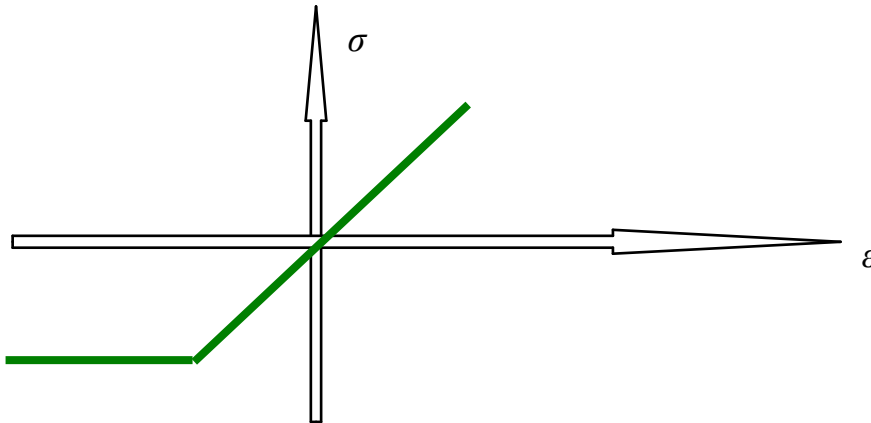
La freccia finale $G_k + G_{Sk} + Q$, carichi accidentali;

La freccia differita con k_{def}

La frequenza fondamentale di vibrazione $T = 2 \cdot \pi / \omega = 1/f$

con $\omega = (2 \cdot \pi / L) \cdot [EI/m]^{1/2}$ deve essere $\geq 8\text{Hz}$

Il diagramma tensioni deformazioni per il legno



*lineare a trazione e bilatero a compressione , lo si utilizza per la verifica per flessione allo stato limite ultimo del pannello **SLU***



La risultante degli sforzi di trazione $T = f_{td} \cdot (H-X) \cdot B/2$

La risultante degli sforzi di compressione $C = f_{cd} \cdot d \cdot B/2 + f_{cd} \cdot (X-d) \cdot B$

Alla distanza d corrisponde la deformazione $\varepsilon = 153/77330 = 0,00197$

dall'equilibrio alla traslazione la distanza d dal bordo compresso che rappresenta l'ampiezza del tratto lineare del diagramma delle deformazioni

$$0 = h \cdot f_c + 1/2 \cdot d \cdot (f_c + f_t) \quad d = 2 \cdot h \cdot f_c / (f_c + f_t)$$

il momento resistente della sezione

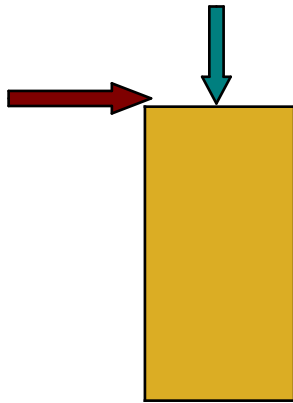
$$M = B \cdot f_c \cdot h^2 / 2 - 1/6 \cdot d^2 \cdot (f_c + f_t) \cdot B \quad \text{sostituendo } d$$

$$M = - B \cdot [2/3 \cdot h^2 \cdot f_c^2 / (f_c + f_t) - f_c \cdot h^2 / 2] = W \cdot f_m$$

$$W = B \cdot h^2 / 6 ; f_m = f_c \cdot [3 - 4 \cdot f_c / (f_c + f_t)] = 85,94 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_{RD} = W \cdot f_m \cdot k_{mod} / 1,45$$

- La verifica del pannello parete a pressoflessione e taglio



$$M = V * H$$

Con il metodo alle tensioni ammissibili e quindi lo SLE la verifica è immediata

$$\sigma = P/A + M/W \leq f_{c,K eq} * K_{mod}/1,45$$

$$\sigma = P/A - M/W \leq f_{t,K eq} * K_{mod}/1,45$$

$$\tau = 1,5 V/A \leq \tau_{vd}$$

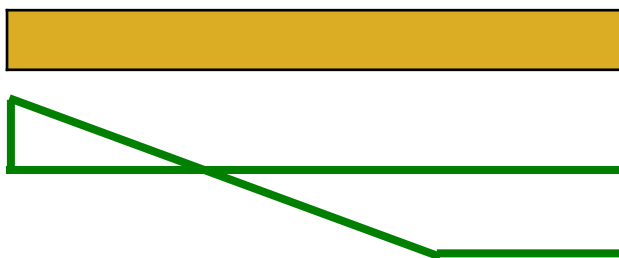
$$A = B * t ; Q = t * B^2/6$$

t spessore del pannello

B larghezza

H altezza del pannello

La verifica a pressoflessione per lo stato limite ultimo SLU



per l'equilibrio alla traslazione $C - T = P$

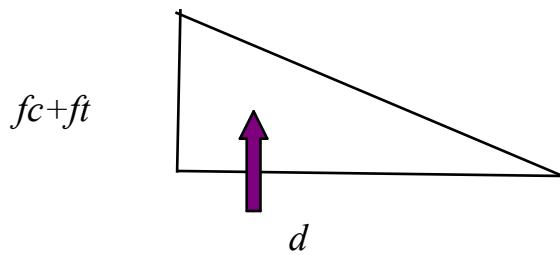
$$d * (f_c + f_t)/2 + f_c * B = P ; d = 2 * (P - f_c * B) / (f_c + f_t) = 2 * P / (f_c + f_t) - 2 * f_c * B / (f_c + f_t)$$

il momento è calcolato rispetto al baricentro geometrico della sezione

$$M_{RD} = P * B/2 - t * [2/3 * (P/t - B * f_c)^2 / (f_c + f_t) - 1/2 * f_c * B^2]$$

$P \cdot B/2$ momento dello sforzo normale concentrato all'estremo compresso

$t \cdot \frac{2}{3} \cdot (P/t - B \cdot f_c)^2 / (f_c + f_t)$ momento dell'area triangolare indicata in figura

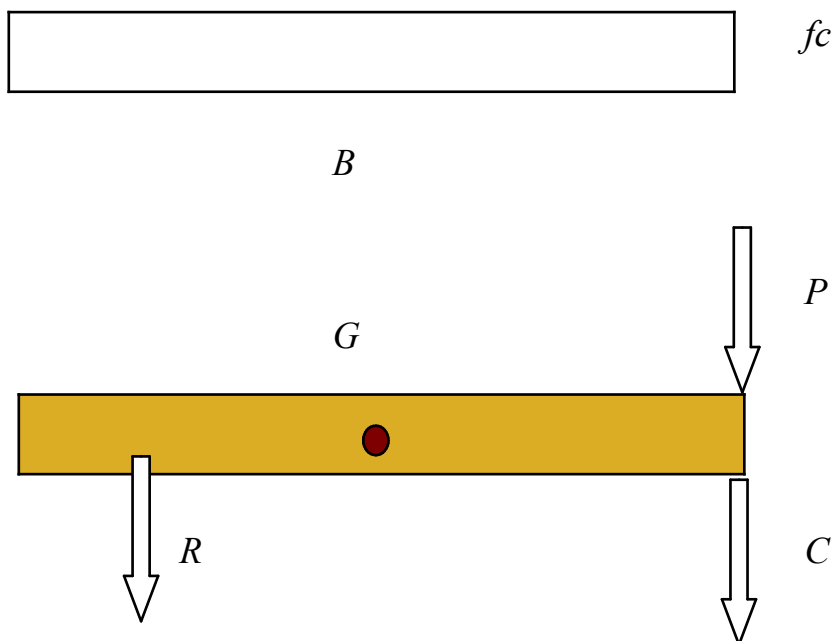


$\frac{2}{3} \cdot (P/t - B \cdot f_c)^2 / (f_c + f_t)$ distanza del baricentro

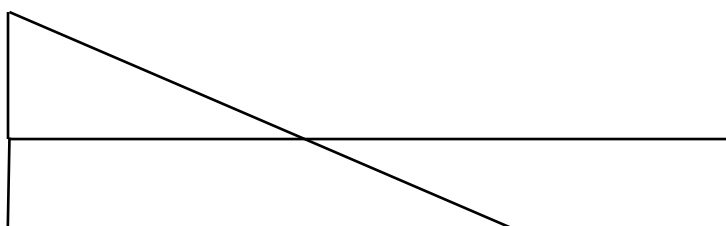
$t \cdot (P/t - B \cdot f_c) = P - B \cdot t \cdot f_c$ risultante R

$f_c \cdot B \cdot t$ risultante C sforzi di compressione rettangolare estesa a tutto il pannello

$B/2$ distanza dal baricentro geometrico



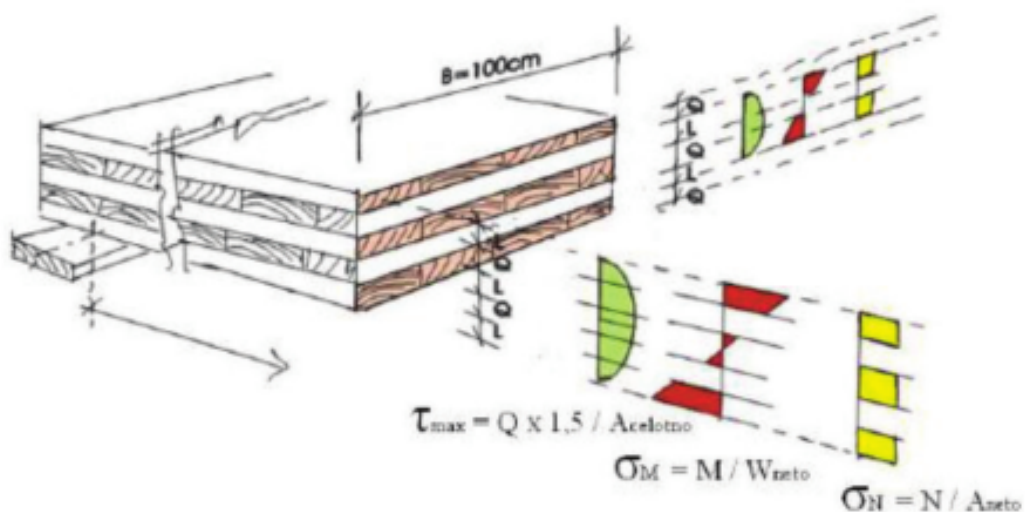
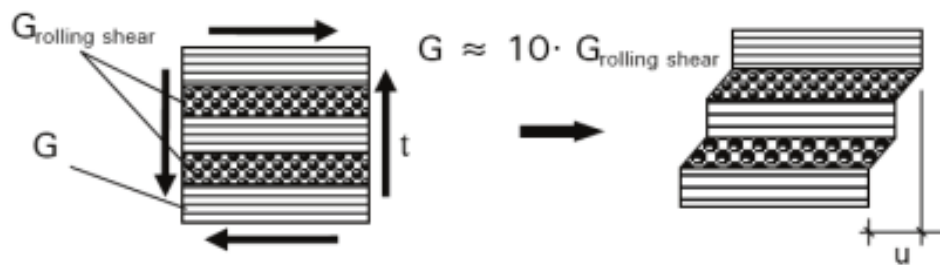
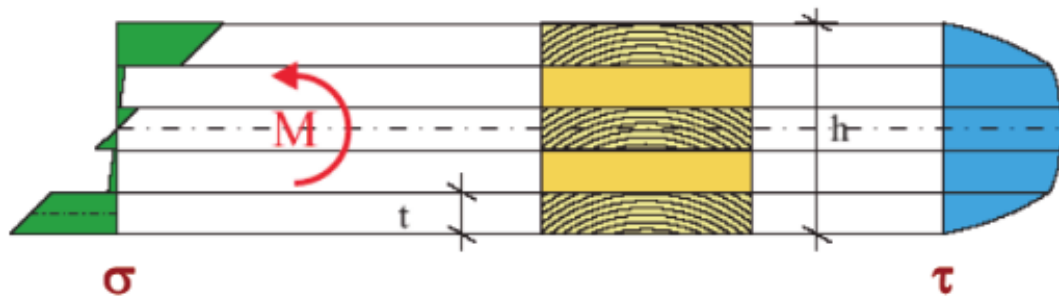
$$M = C \cdot B/2 + P \cdot B/2 - R \cdot \frac{2}{3} \cdot d =$$



Se introduciamo una tensione media di compressione $\sigma_N = P/A$

$$M = W \cdot f_m \quad W = h \cdot B^2 / 6 \quad f_m = 3 \cdot (\sigma_N + f_c) - 4 \cdot (\sigma_N + f_c)^2 / (f_c + f_t)$$

La distribuzione delle tensioni flessionali nella generica sezione di un pannello XLam, ad esempio a 5 strati, evidenzia l'esiguo contributo degli strati trasversali. L'azione tagliante in questi strati provoca il fenomeno del **rolling shear**, ossia il rotolamento delle fibre (taglio trasversale). La verifica a taglio per i pannelli XLam deve infatti essere eseguita sia per il taglio massimo, agente in corrispondenza dell'asse baricentrico della sezione, sia per il taglio trasversale sollecitante gli strati deboli.



Il calcolo corretto va eseguito definendo un coefficiente di omogeneizzazione

$$n = E_0 / E_{90} = 110000 / 3700 = 30$$

$$\text{il momento di inerzia } I = 3 * n * I_0 + 2 * I_0 + (2 * n * A * d_1^2 + 2 * A * d_2^2)$$

vista la simmetria per flessione l'asse neutro è baricentrico

$$\sigma = n * M / I * y ; \quad \sigma = M / I * y$$

$$\text{l'area omogeneizzata } A = 3 * n * A_0 + 2 * A_0$$

$$\sigma = n * P / A + n * M / I * y \text{ per } E = E_0 ; \quad \sigma = P / A + M / I * y \text{ per } E = E_{90}$$

$$\sigma = n * P / A - n * M / I * y$$

le tensioni di calcolo

parallela alle fibre

$$f_{c,d} = 210 * k_{mod} / 1,45 = 116 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{t,d} = 140 * k_{mod} / 1,45 = 77,24 \text{ daN/cm}^2$$

perpendicolare alle fibre

$$f_{c,d} = 25 * k_{mod} / 1,45 = 14 \text{ daN/cm}^2$$

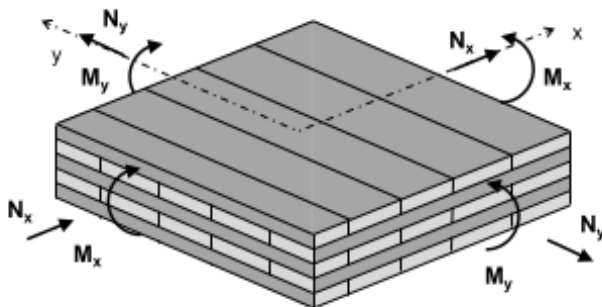
$$f_{t,d} = 5 * k_{mod} / 1,45 = 3 \text{ daN/cm}^2$$

il pannello è stato omogeneizzato ma sono esclusivamente gli strati con le fibre parallele che contribuiscono all'assorbimento delle tensioni di compressione e trazione nel pannello derivanti dallo sforzo normale e dal momento flettente.

-Verifica puntuale

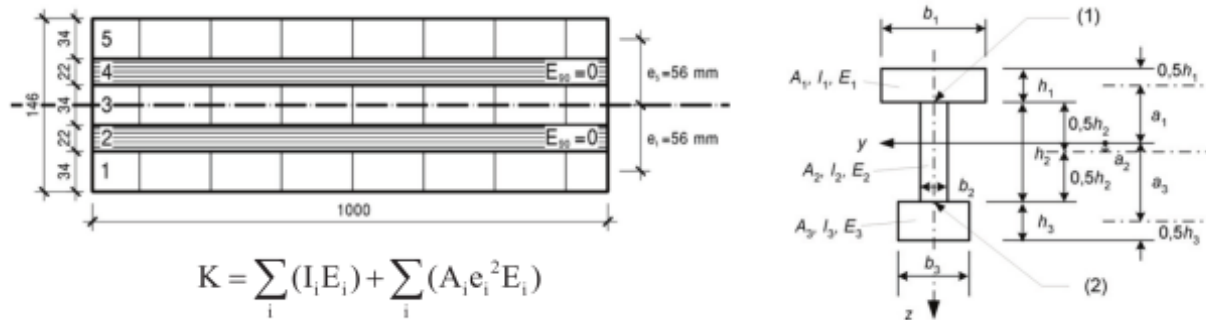
Si utilizza un criterio di resistenza per uno stato tensionale piano

$$\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_x * \sigma_y + 3 * \tau_{xy}^2 \leq \sigma_{eq}^2$$



- Sezione composta

La sezione composta avente rigidezza K



-Pannello orizzontale

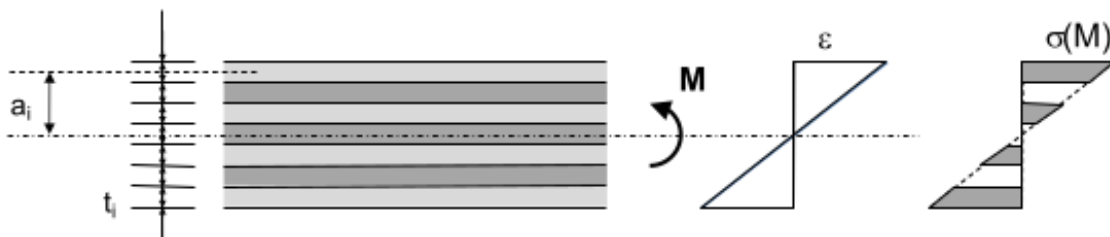
La verifica a flessione viene eseguita attraverso la formula

$$\sigma = M/K * a * E_i$$

M momento flettente

a distanza del baricentro dalla fibra considerata

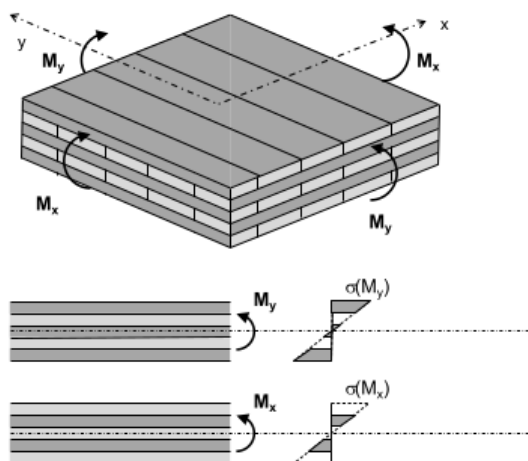
E modulo elastico competente



La verifica allo stato limite ultimo del pannello di Xlam avviene tramite l'introduzione di un coefficiente di sistema

$$\sigma \leq f_{m,d} * K_{sis}$$

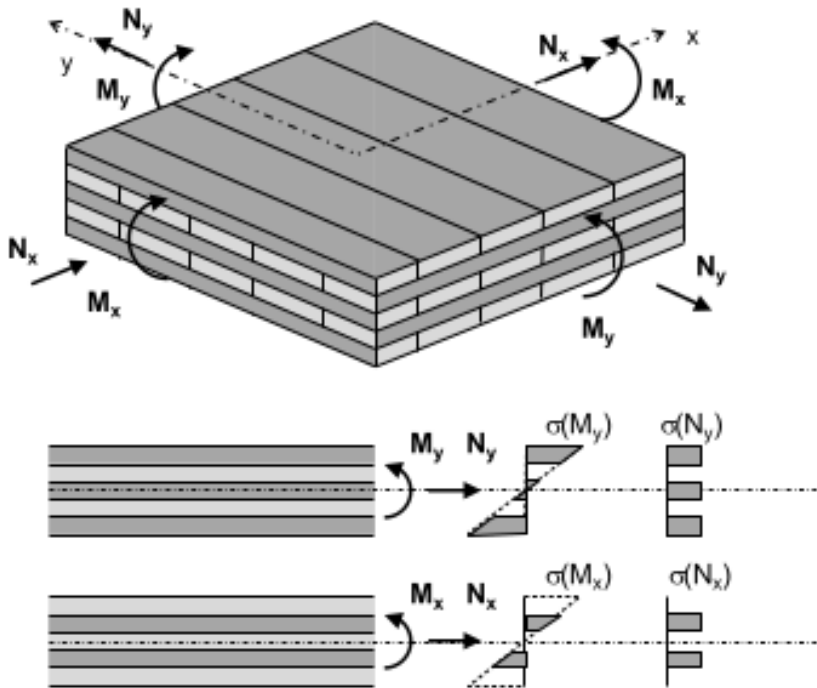
dove $K_{sis} = 1 + 0,0025 * n \leq 1,1$; n numero di lamelle sollecitate in parallelo



le verifiche assumono la forma

$$\sigma_{mx} \leq f_{m,d} * K_{sis} = f_{mx,dXLAM} \quad ; \quad \sigma_{my} \leq f_{m,d} * K_{sis} = f_{my,dXLAM}$$

in presenza di sforzo normale di compressione



le verifiche da eseguire sono 4

$$\sigma_m / f_{mXLam} + \sigma_c / f_{cXLam} \leq 1 \quad \text{direzione } X$$

$$\sigma_m / f_{mXLam} + \sigma_t / f_{tXLam} \leq 1$$

$$\sigma_m / f_{mXLam} + \sigma_c / f_{cXLam} \leq 1 \quad \text{direzione } XY$$

$$\sigma_m / f_{mXLam} + \sigma_t / f_{tXLam} \leq 1$$

le resistenze sono riferite al pannello e contengono il coefficiente di sistema

la tensione di compressione o trazione derivante dallo sforzo normale $\sigma = P/A * E_i$

$$A = \sum A * E_0 + \sum A * E_{90}$$

la tensione derivante dalla flessione

$$\sigma = M/K * a * E_i$$

- Verifica a taglio

Si utilizza la formula usuale di Jourawsky con la tensione tangenziale

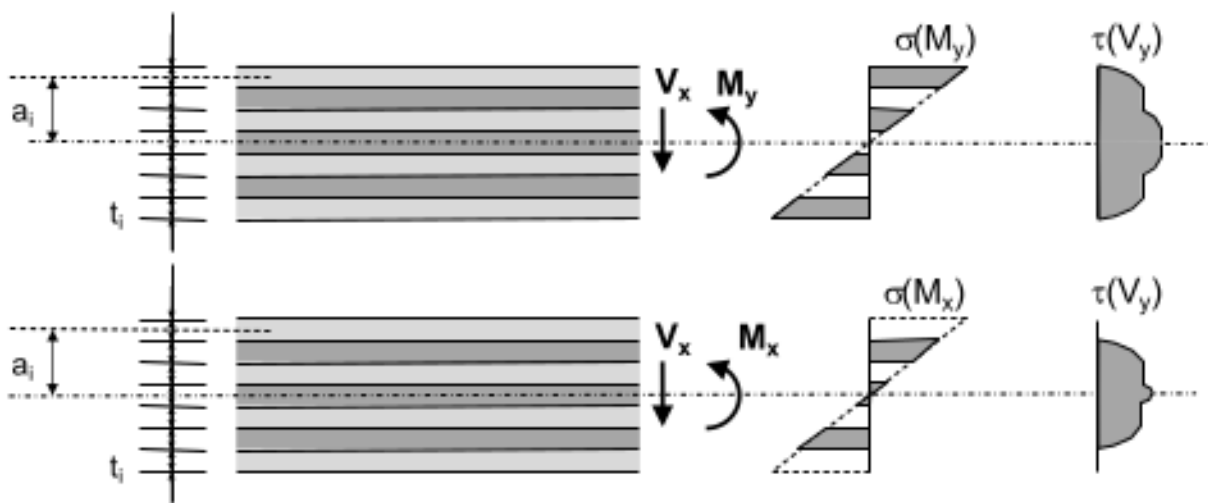
$\tau = V/I * S/b$ il momento di inerzia ed il momento statico sono quelli della sezione composta

$$\tau = V/K * S/b \quad \text{con } S = \int E * a * dA$$

a distanza dal baricentro

S momento statico

b larghezza dell'elemento



la tensione tangenziale $\tau \leq f_{vk} * K_{mod}/1,45 = 13,8 \text{ daN/cm}^2$

$$K_{mod} = 0,8$$

si considera un effetto di sistema che consente di aumentare la tensione 255 la tensione resistente

Calcolo della freccia

La rigidezza flessionale $K_f = EI = \sum E_i * I + \sum E_i * a^2 * A$

la freccia per solaio appoggiato agli estremi

$$f = 5/384 * Q * L^4 / K$$

la rigidezza a taglio

$$K_V = G * A' = k * \sum (G_i * B_i * t) = k * \sum (G_i * A_i)$$

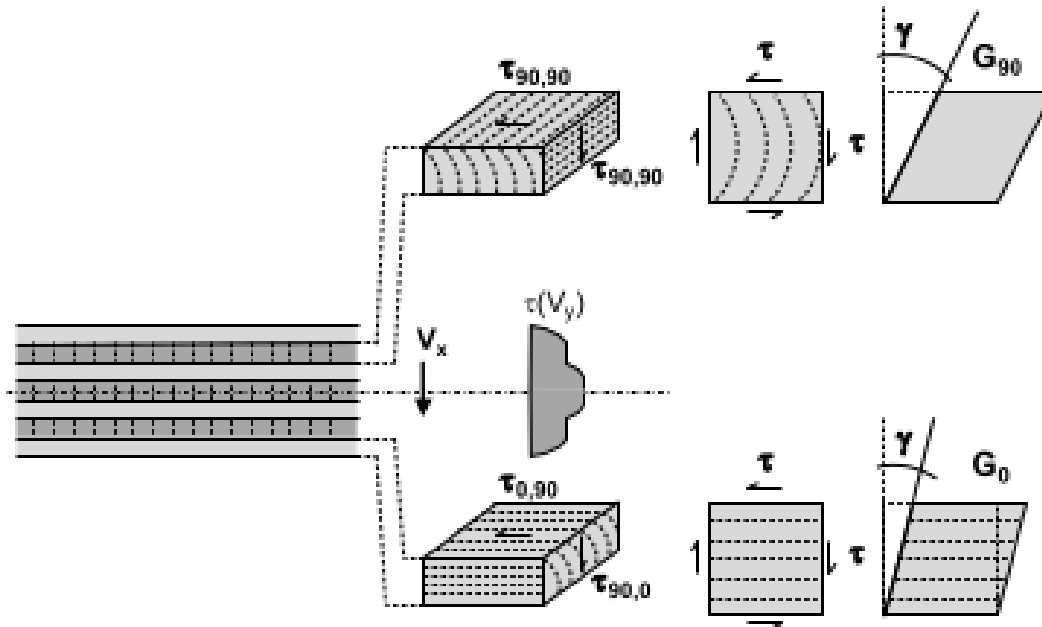
G_i modulo di elasticità tangenziale singolo strato

B_i larghezza strato

t spessore strato

$A_i = B_i * t$ area singolo strato

k coefficiente di correzione



$$k = 1 / [\sum (G_i * A_i) / K^2] S^2(z) / (b * G_i(z)) dz$$

z asse verticale $S(z)$ momento statico

quando il rapporto tra G_0/G_{90} i valori di k sono i seguenti

	Numero strati					
	3	5	7	9	11	13
κ	0,21	0,24	0,26	0,27	0,27	0,27

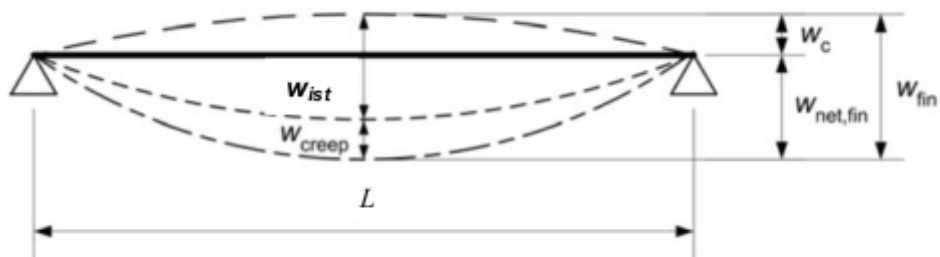
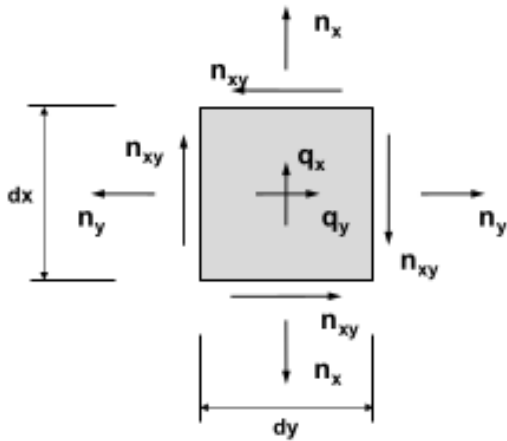


Figura 7-2 – Aliquote della deformazione di una trave inflessa

- Pannello parete

Il comportamento del pannello parete è quello di una lastra con stato tensionale piano, se sollecitata da azioni fuori del piano quali vento o forze sismiche ancora per effetto della instabilità verticale del pannello si ha un comportamento a plate-shell. Sull'elemento lastra agiscono le sollecitazioni membranali a metro lineare daN/m

N_X ; N_Y ; N_{XY} ;



Per un pannello parete schematizzato non come una lastra ma come un elemento monodimensionale va eseguita una verifica a pressoflessione utilizzando la formula $\sigma = E_i * (P/A \pm M*y/K) \leq f_{dXlam}$ trazione o compressione

$$E_i * (P/A) / f_{cdXlam} + (M*y/K) / f_{mdXlam} \leq 1$$



$$K = \sum E_i * I + \sum E_i * a^2 * A$$

$$A = \sum A * E_0 + \sum A * E_{90}$$

ed una verifica a taglio

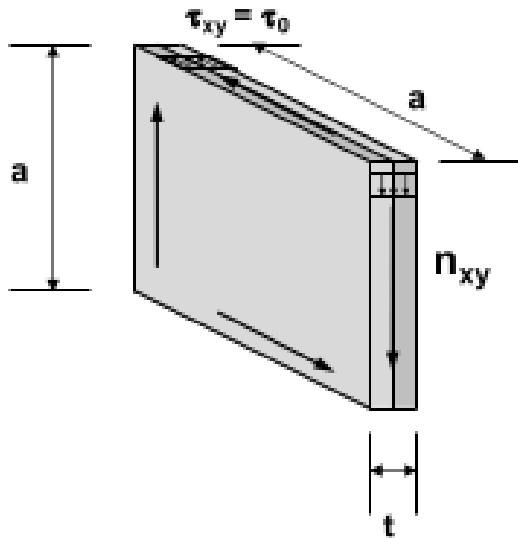
$$\tau = V/K * S/b \leq f_{vdXlam} \text{ con } S = \int E * a * dA$$

se invece per la modellazione utilizziamo un elemento plate shell la verifica è puntuale utilizzando un criterio di resistenza

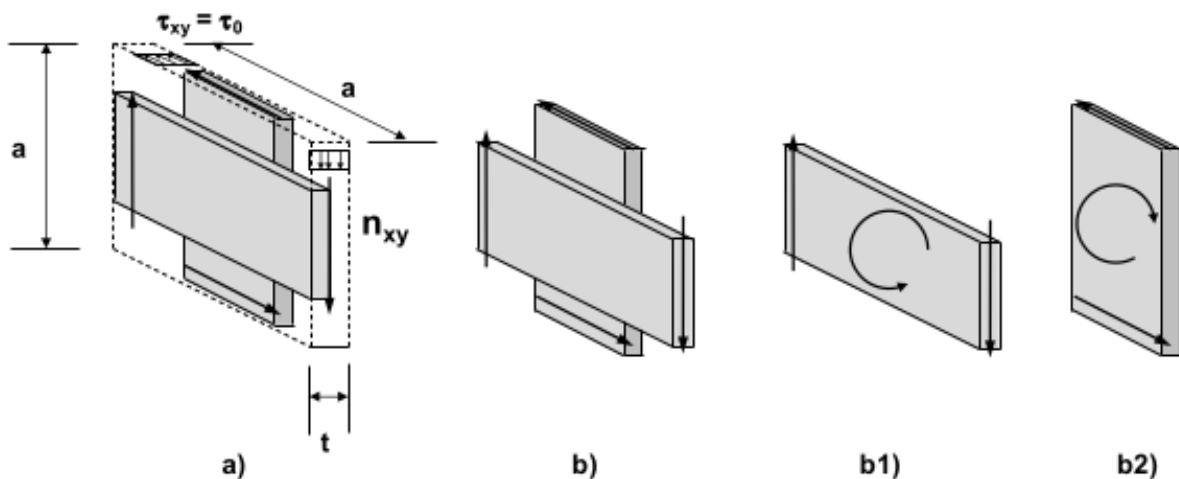
$$\sigma_X^2 + \sigma_Y^2 + \sigma_X * \sigma_Y + 3 * \tau_{XY}^2 \leq \sigma_{eq}^2$$

Le sollecitazioni nella lastra dovute allo sforzo N_{XY} sono delle tensioni tangenziali

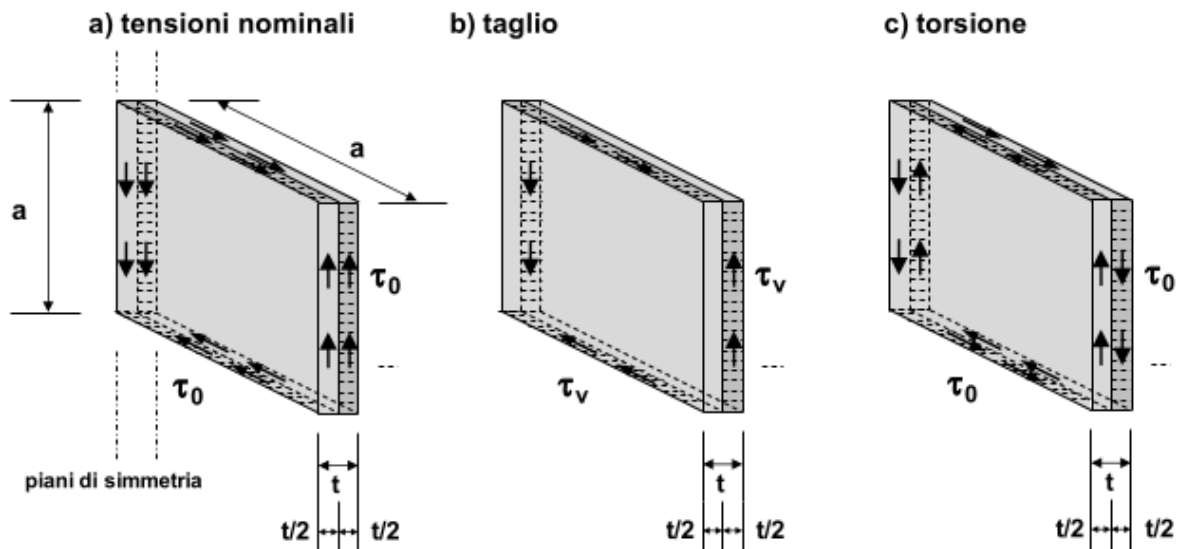
$$\tau_{XY} = \tau_{0Y} = N_{XY}/t = V/(B*t)$$



Nel caso dell'XLAM il materiale non è per niente omogeneo sul suo spessore, ma formato da una serie di strati incrociati, per cui è necessario considerare la composizione e l'orientazione dei singoli strati. La prima constatazione riguarda la non continuità del materiale nella direzione trasversale alla fibratura: non possono, infatti, essere escluse fessure trasversali, che interrompono questa continuità. Ciò vale, in prima analisi, indipendentemente dal tipo di materiale e indipendentemente dal fatto che le singole tavole siano incollate una di fianco all'altra o meno. L'analisi strutturale deve quindi partire dal principio secondo cui i diversi strati incrociati sono collegati fra loro soltanto tramite la superficie di contatto fra le tavole orizzontali e quelle verticali, e che la trasmissione delle forze fra uno strato e l'altro avviene tramite questa incollatura. Secondo questa ipotesi, il bordo libero delle singole tavole deve essere considerato come non sollecitato, per cui il flusso di taglio deve essere composto dall'incrocio di due tavole ortogonali, entrambe sollecitate da una forza di taglio.



La sollecitazione a taglio dell'elemento è possibile soltanto scomponendo il flusso di taglio nella sollecitazione a taglio delle due tavole e in un momento torcente che le unisce fra loro; questo momento torcente crea la sollecitazione agente sulla superficie di contatto fra i due elementi. La sollecitazione a taglio dell'Xlam può quindi essere rappresentata come una duplice sollecitazione, formata da una componente di taglio e una componente di torsione. La sovrapposizione di queste due sollecitazioni rappresenta lo stato tensionale provocato dalla forza N_{xy} nell'Xlam. Queste due componenti sono anche definite come meccanismo di collasso 1 (taglio) e meccanismo di collasso 2 (torsione). Le sollecitazioni dovute a questi due meccanismi devono essere determinate e verificate separatamente, in quanto si tratta di due meccanismi di rottura differenti, cui corrispondono due valori della resistenza differenti. Le sollecitazioni derivanti dai due meccanismi possono essere rappresentate e determinate su un elemento di base e ideale, formato da due strati di tavole ortogonali e ammesso facente parte di un pacchetto di spessore non limitato, in modo da trascurare gli effetti dovuti alla mancanza della simmetria nel piano della lastra.



La tensione nominale di taglio per elemento monolitico

$$\tau_0 = V/(t*a) , \text{ il momento torcente } M = (\tau_0 * t*a)*a = \tau_0 * t*a^2$$

introducendo il modulo di resistenza polare $W_p = a^3/3$

$$I_p = a^4/12 + a^4/12 = a^4/6 \quad W_p = 2*I_p/a = a^3/3$$

$$\tau_t = M/W_p = 3*\tau_0 * t*a^2 / a^3 = 3* \tau_0 * t/a$$

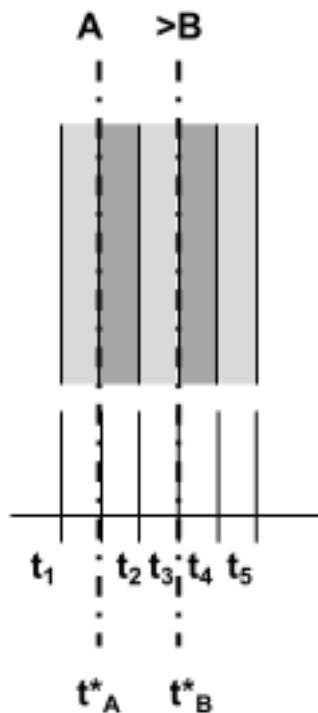
si è fatto riferimento ad un elemento piano ideale avente dei piani di simmetria, gli spessori dei singoli strati, come pure lo spessore totale della lastra devono essere trasformati in spessori ideali t^* , che serviranno da base per il calcolo delle tensioni di taglio e di torsione effettive.

Per gli strati esterni : Il valore minimo fra lo spessore dello strato interno ed il doppio dello spessore dello strato esterno alla superficie incollata $t^*_A = \min (2t_1 ; t_2)$

Per gli strati interni : il valore minimo degli spessori degli strati adiacenti la sezione incollata $t^*_B = \min (t_3 ; t_4)$

lo spessore totale $t = \sum t^*_i$

estesa ad n che rappresenta il numero delle superfici incollate



Le verifiche delle tensioni tangenziali vanno eseguite in modo separato per taglio e torsione

$$\tau_{VD} = 2 * \tau_0 \leq f_{vdXlam} ; \quad \tau_{TD} = 3 * \tau_0 * t_i^* / a \leq f_{TdXlam} ;$$

le tensione τ_0 va calcolata sullo spessore ideale della lastra t_i^*

$$\tau_0 = N_{XY} / t \quad t = \sum t_i^*$$

esiste un'altra formula per la verifica a taglio che deriva dalla trattazione di Jowrasky per travi in legno $\tau_{VD} = 1,5 * V/A = 1,5 * N_{XY} / t$ che fa sempre riferimento ad pannello ideale

Rigidezza a flessione e a taglio di un pannello verticale

La rigidezza a flessione è quella vista in precedenza

$$K = \sum E_i * I + \sum E_i * a^2 * A$$

per quanto concerne la rigidezza tagliante dell'elemento di parete deve tener conto dei due meccanismi e della loro effettiva sovrapposizione. La deformazione totale è data quindi dalla somma della componente data dalla tensione di taglio con la componente data dalla torsione.

La deformazione dovuta al taglio $\gamma_1 = \tau_0 / G_{0mean}$

La deformazione dovuta alla torsione $\gamma_2 = M_T / (G_T * I_p) * t / 2 = 6 * \tau_0 / G_{0mean} * (t/a)^2$

dove $G_T = G_{0mean} / 2$; $M_T = \tau_0 * t * a^2$; $I_p = a^4 / 6$

si può definire un modulo di rigidezza a taglio equivalente della lastra

$$D_{XY} = G_{eq} * t_{XLAM} \quad \text{dove}$$

D_{XY} rigidezza della lastra

t_{XLAM} spessore della lastra

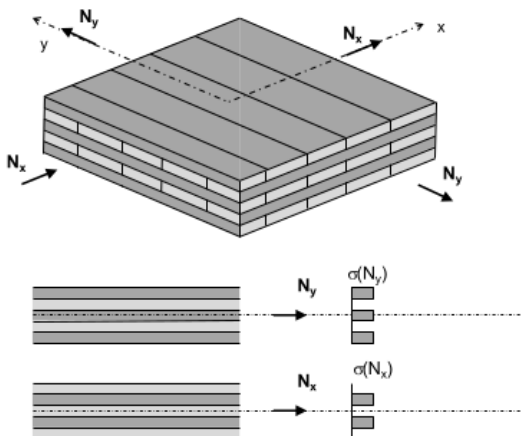
G_{eq} modulo di elasticità tangenziale equivalente della lastra ideale

$$G_{eq} / G_{0mean} = 1 / [1 + 6 * \alpha_T * (t/a)^2]$$

$$\alpha_T = 0,32 * (t/a)^{0,77}$$

i valori di G_{eq} sono compresi tra 4000 ÷ 5000 daN/cm²

La verifica per gli sforzi normali N_X ed N_Y



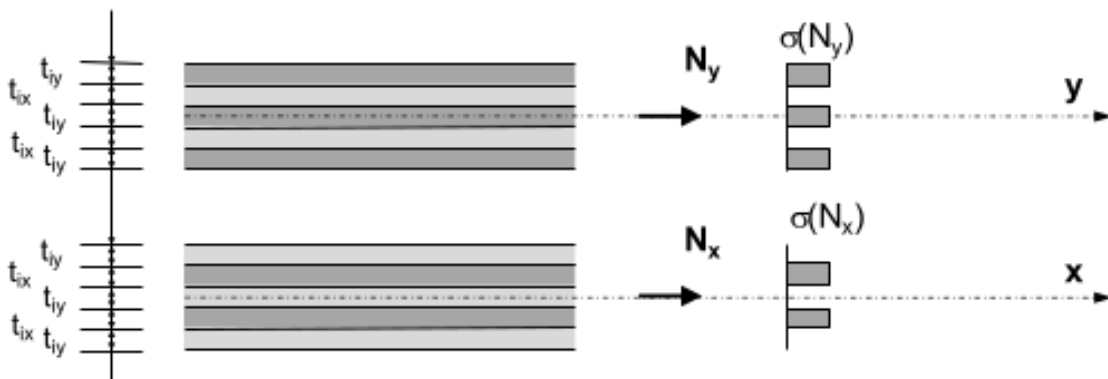
Il calcolo delle tensioni è immediato

$$\sigma_X = N_X * E_i / A_X ; \quad A_X = \sum A_i * E_0 + \sum A_i * E_{90} = 2 * B * t_X * E_0 + 3 * B * t_Y * E_{90}$$

$$\sigma_Y = N_Y * E_i / A_Y ; \quad A_Y = \sum A_i * E_0 + \sum A_i * E_{90} = 3 * B * t_Y * E_0 + 2 * B * t_X * E_{90}$$

si possono trascurare gli strati con fibre perpendicolari

$$A_X = 2 * B * t_X ; \quad A_Y = 3 * B * t_Y$$



$$\sigma_X = N_X / A_X ; \quad \sigma_Y = N_Y / A_Y ;$$

le verifiche sono 4 due a trazione e due a compressione

$$\sigma_{CX} = N_X / A_X \leq f_{CDXLAM} \quad \sigma_{TX} = N_X / A_X \leq f_{TDXLAM}$$

$$\sigma_{CY} = N_Y / A_Y \leq f_{CDXLAM} \quad \sigma_{TY} = N_Y / A_Y \leq f_{TDXLAM}$$

la verifica di uno stato tensionale piano può essere eseguita attraverso un criterio di resistenza

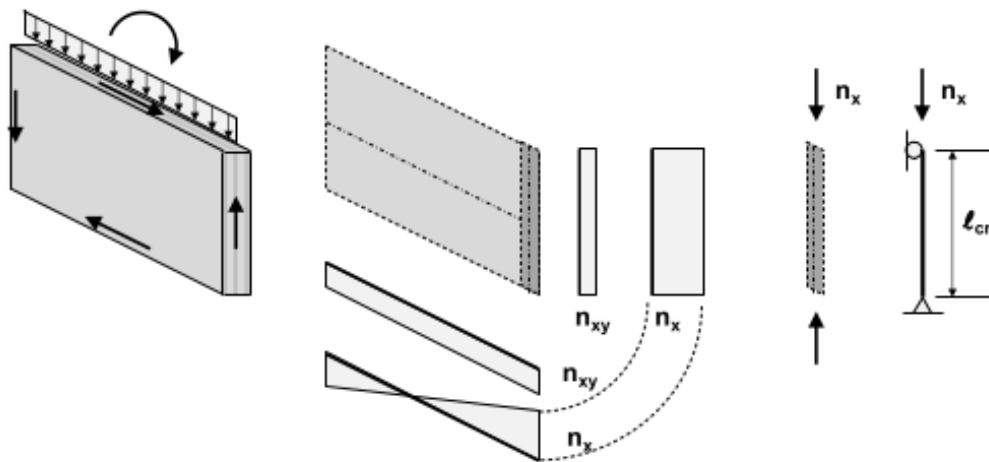
$$\sigma_X^2 + \sigma_Y^2 + \sigma_X * \sigma_Y + 3 * \tau_{XY}^2 \leq f_{DXLAM}^2$$

Le rigidezze assiali e le deformazioni

$$\varepsilon_X = N_X / A_X ; \quad A_X = \sum A_i * E_0 + \sum A_i * E_{90}$$

$$\varepsilon_Y = N_Y / A_Y ; \quad A_Y = \sum A_i * E_0 + \sum A_i * E_{90}$$

4- La verifica di instabilità e la verifica fuori del piano di un pannello



Per la sola forza di compressione la verifica viene condotta con le formule usuali per la instabilità

$$\sigma_{XCd} / (K_C * f_{CDXLAM}) \leq 1$$

$$K_{crit,c} = 1 / [k + (k^2 - \lambda_{rel,c}^2)^{1/2}]$$

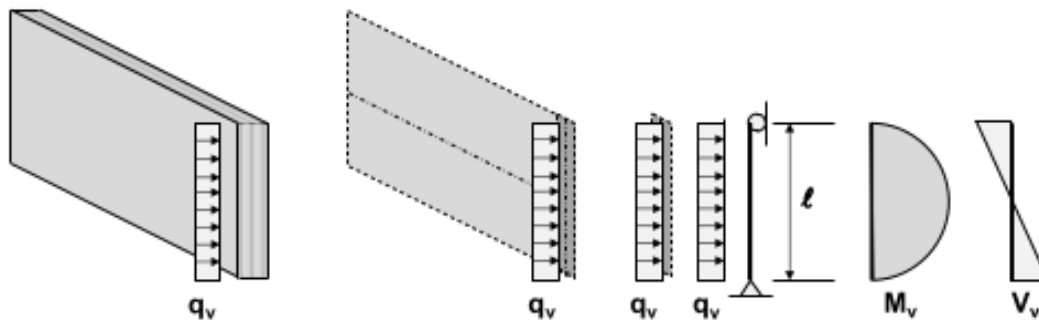
$$k = 0,5 * [1 + \beta_c * (\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2]$$

$$\lambda_{rel,c} = \lambda / \pi * (f_{c,0,k} / E_{0.05})^{1/2}$$

$$\lambda = L_o / \rho$$

L_o lunghezza libera di inflessione ρ raggio d inerzia minimo

Se $\lambda_{rel,c} < 0,3$ si assume $K_C = 1$



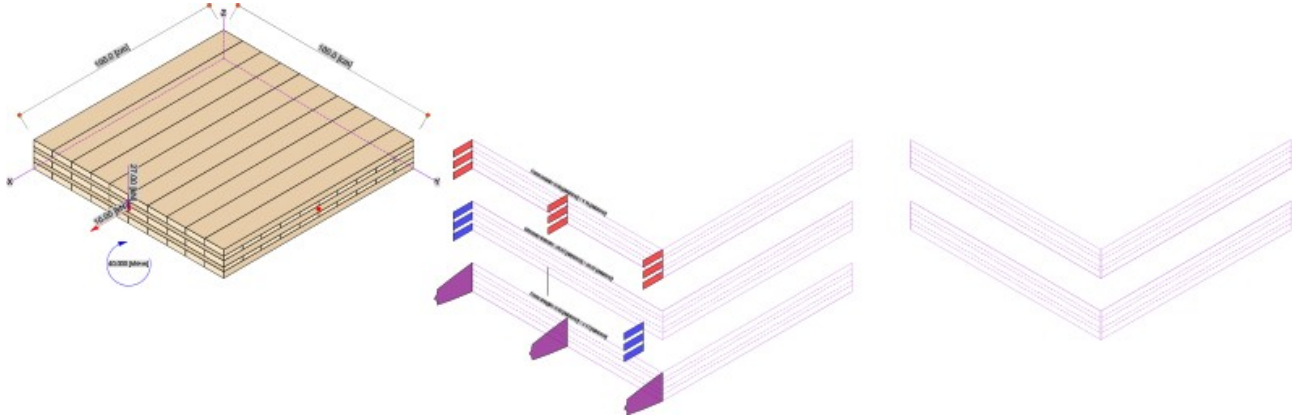
considerando un azione orizzontale distribuita sul pannello quale vento o sisma

$$\sigma_{XCd} / (K_C * f_{CDXLAM}) + \sigma_{md} / (K_C * f_{mDXLAM}) \leq 1 \quad \sigma_{md} = M/W$$

Riportiamo le verifiche strutturali eseguiti su un pannello di parete ed un pannello di solaio attraverso un software di calcolo

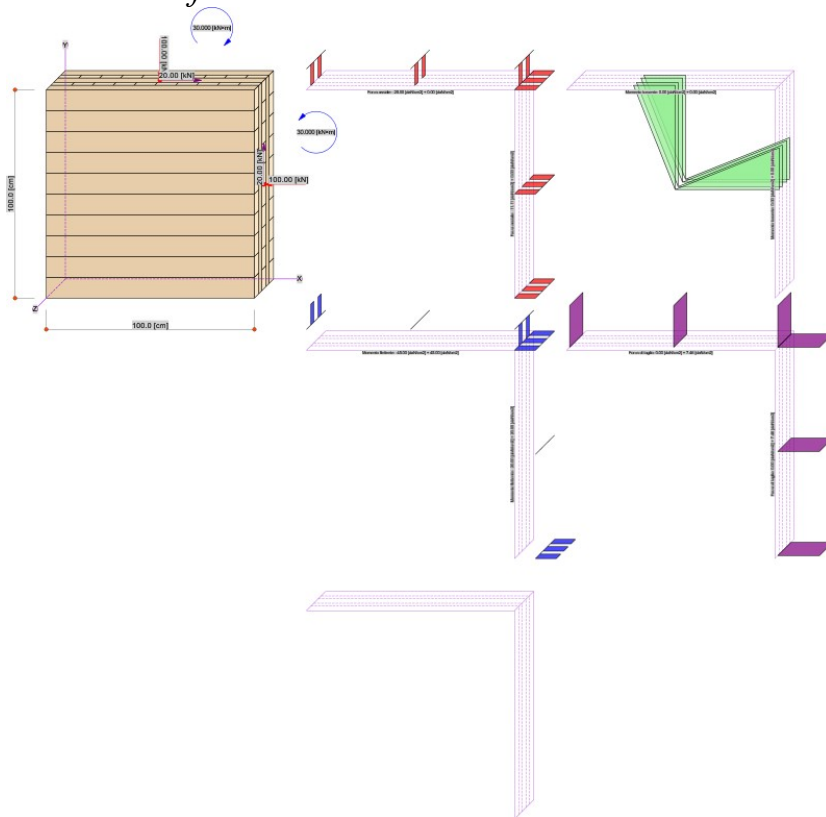
Pannello di solaio 5 strati luce 6 m carico $Q = 600 \text{ daN/ml}$

$M = 4000 \text{ daN*m}$; $V = 27 \text{ daN}$; $P = 300 \text{ daN}$ strati 3+2+3+2+3 cm



Dalla immagine si vedono i diagrammi delle tensioni per flessione e taglio dove la max tensione per flessione $\sigma = 26,67 \text{ daN/cm}^2$ e la tensione tangenziale $\tau = 4,17 \text{ daN/cm}^2$. Il software esegue considerano lo sforzo normale una verifica di instabilità

Pannello di parete a 5 strati 3+2+3+2+3 cm sollecitato da sforzo normale $P = 10000 \text{ daN}$ taglio $V = 1000 \text{ daN}$ e momento flettente $M = 3000 \text{ daN*m}$ agente su entrambe le facce



La max tensione per flessione $\sigma = 45 \text{ daN/cm}^2$;

La max tensione per taglio $\tau = 3,73 \text{ daN/cm}^2$;

La max tensione per sforzo normale $\sigma = 25 \text{ daN/cm}^2$

5- La parete in Xlam

Per facilità di montaggio e trasporto conviene eseguire una progettazione modulare con modulo base di 125 cm ed utilizzare pannelli aventi dimensioni ridotte 12x125x300 cm aventi un peso di circa 150 kg che per modeste costruzioni gli operai possono mettere in opera con estrema facilità con l'ausilio di bracci di sollevamento ovvero auto gru senza ricorrere a delle gru fisse da posizionare in cantiere.



Il pannello isolato ha un funzionamento a mensola semplice la sua rigidezza flessionale è pari a

$$K = 3 * (\sum I * E_o + \sum I * E_{90}) / H^3 \quad I = t * b^3 / 12 \quad t \text{ spessore del singolo strato}$$

se assembliamo più pannelli in assenza di collegamenti la rigidezza della parete è pari alla somma delle rigidezze dei singoli pannelli avendosi un funzionamento a mensola semplice

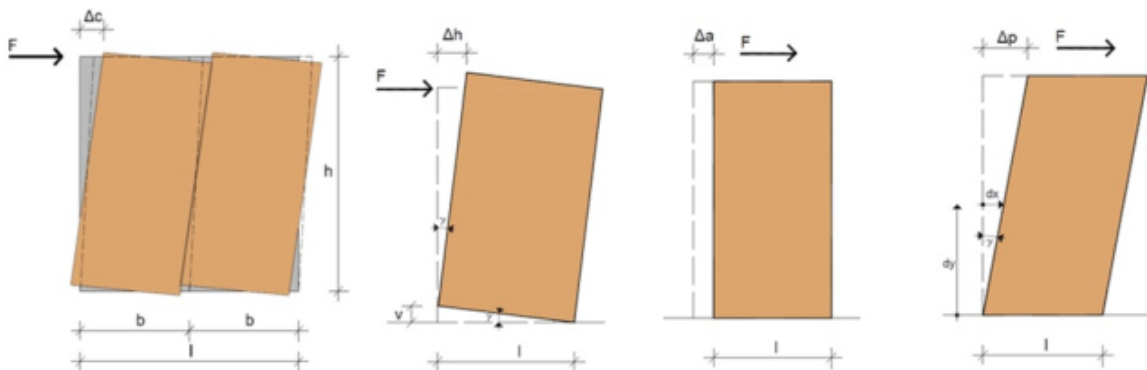
$$K = \sum K_i ;$$

mentre se vi sono delle connessioni efficaci tra i singoli elementi parete la rigidezza della mensola composta è pari a

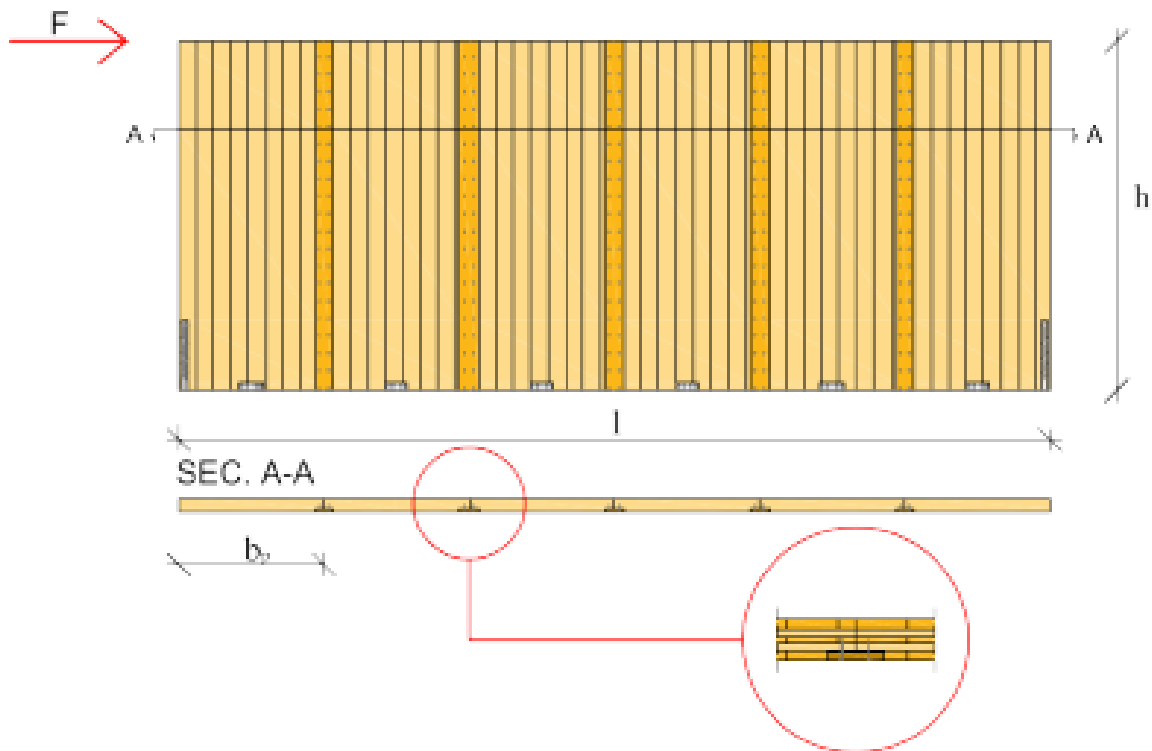
$$K = 3 * (\sum I * E_o + \sum I * E_{90}) / H^3 \quad I = t * B^3 / 12$$

dove $B = \sum b$ delle larghezze dei singoli pannelli

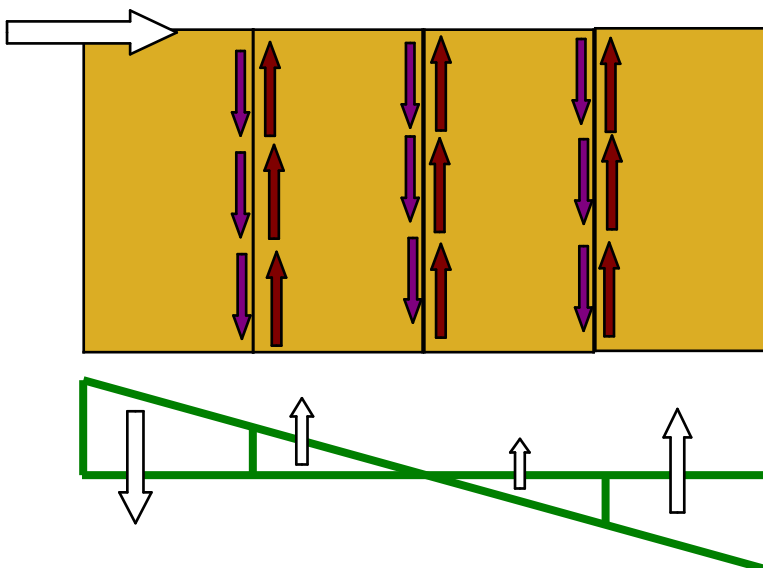
$$\Delta = \Delta_c + \Delta_h + \Delta_a + \Delta_p$$



Le pareti in Xlam vanno opportunamente giuntate tramite connessioni metalliche



in modo che il comportamento sia a mensola composta ; tali collegamenti vanno dimensionati in funzione delle tensioni tangenziali che si trasmettono e devono essere sufficientemente rigide al fine di garantire la monoliticità globale della parete .

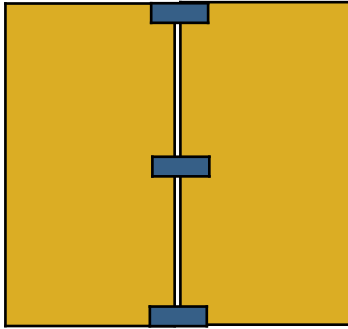


Il calcolo delle connessioni metalliche va eseguito a taglio in funzione delle tensioni tangenziali attraverso la formula $\tau = V/I \cdot S/b$ estesa a tutta la parete o attraverso la differenza tra le risultanti degli sforzi di compressione e trazioni agenti alla base del pannello . In una modellazione FEM della parete si determina la forza di scorrimento

$$S = \tau * t * H$$

da far assorbire alle singole connessioni tra i pannelli

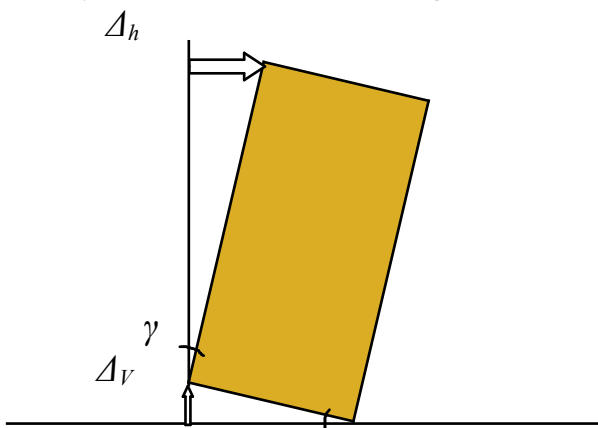
In una modellazione FEM della parete attraverso un elemento plate-shell possono essere modellate le singole connessioni metalliche che non sono infinitamente rigide, introducendo dei nodi e quindi una piattina metallica con le effettive dimensioni



Per determinare lo spostamento dovuto alla rotazione rigida della parete della parete si deve prima valutare lo spostamento dovuto alla deformabilità a trazione della connessione

$$\Delta_V = T/k_h \quad \text{dove}$$

T è la forza di trazione ; k_h rigidezza della connessione



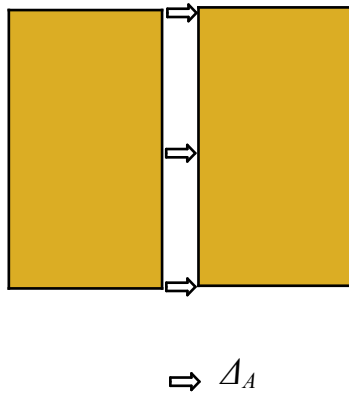
$$\Delta_h = \Delta_V * h/b_r \quad h \text{ altezza del pannello ,}$$

b_r distanza del centro di rotazione dallo spigolo , ovvero braccio della coppia interna tra la risultante degli sforzi di compressione C e la risultante della trazione T .

Lo spostamento dovuto alla deformabilità della connessione rigida

$$\Delta_A = F / (n * k_a)$$

n numero delle connessioni K rigidezza assiale piattina



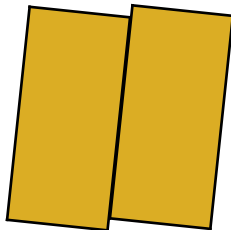
Lo spostamento dovuto alla deformazione a taglio e a flessione del pannello

$$\Delta_P = F \cdot L^3 / (3 \cdot K_f) + F \cdot L / K_T$$

$$K_f \text{ rigidezza flessionale } (\sum I \cdot E_O + \sum I \cdot E_{90}) = I \cdot E_{\text{eff}XLAM}$$

$$K_T \text{ rigidezza tagliante } (\sum A \cdot G_O + \sum A \cdot G_{90}) = A \cdot G_{\text{eff}XLAM}$$

Lo spostamento Δ_C dovuto alla deformazione del giunto ovvero agli scorrimenti dei pannelli



$$\Delta_C = V / (n \cdot k_V) \quad n \text{ numero connessioni ;}$$

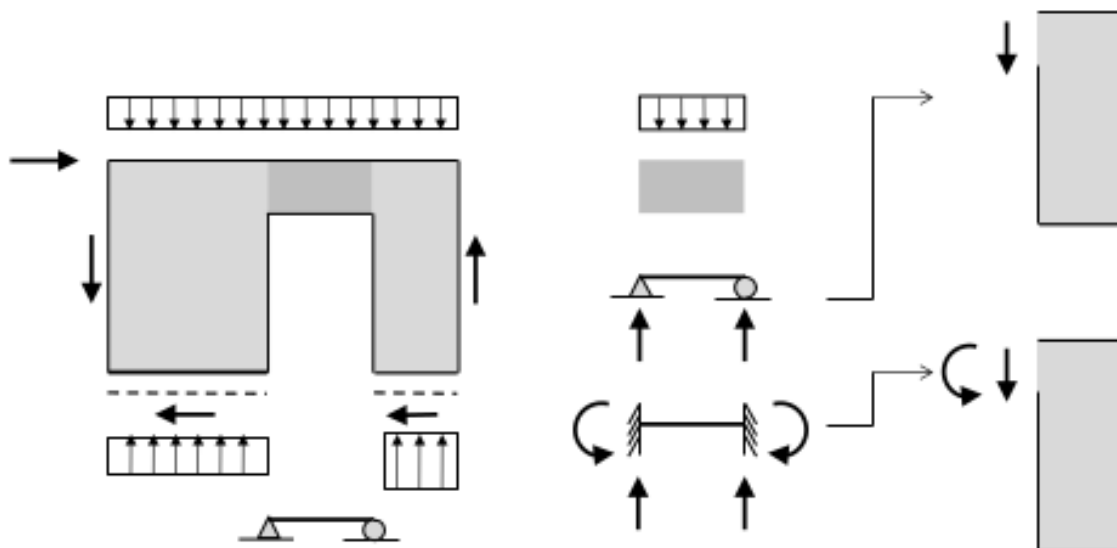
k_V rigidezza a taglio della connessione

$$\text{Lo spostamento complessivo } \Delta = \Delta_C + \Delta_h + \Delta_A + \Delta_P$$

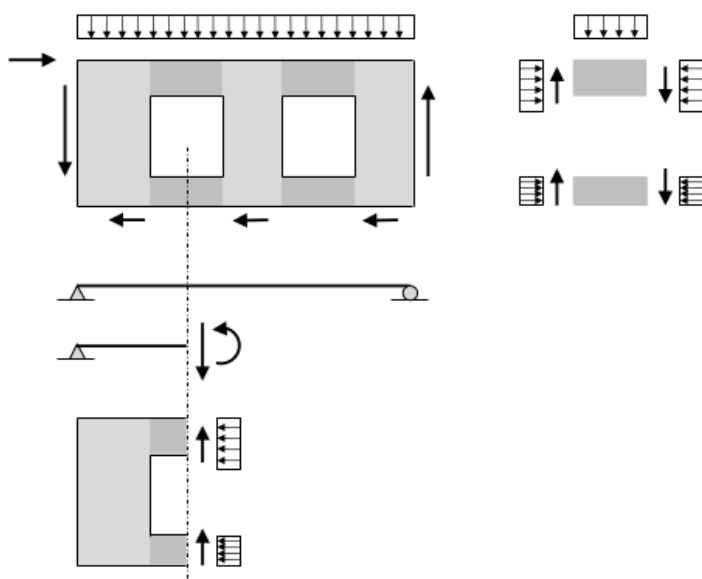
$$F = K \cdot \Delta, \text{ la rigidezza della nostra parete } K = 1/\Delta$$

La rigidezza assiale e tagliante delle connessioni dipendono dal numero delle vite dalla loro resistenza e deformabilità nonché dalle caratteristiche delle piattine metalliche

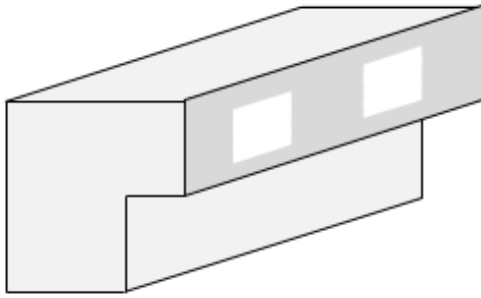
Nel caso della presenza di aperture nelle pareti, il calcolo degli sforzi interni diventa più complesso e può essere eseguito, sotto forma di approssimazione, sulla base di modelli semplici, oppure procedendo ad un'analisi numerica, per esempio sulle base di un modello ad elementi finiti.



L'architrave può essere modellata come una trave con condizione di semiincastro e i due setti laterali come mensole sollecitate dalle forze orizzontali derivanti dalla ripartizione per impalcato rigido dai carichi verticali quali il peso dei solai e dalle azioni trasmesse dagli architravi e possono essere verificati separatamente; è più corretta una modellazione ad elementi finiti con elementi lastra piastra che ci consentono di ricavare lo stato tensionale in ogni punto del pannello.



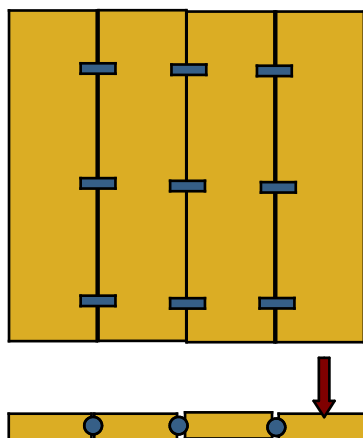
Nel calcolo della parete con aperture si considerano dei setti verticali con le azioni trasmesse dagli architravi e dalle travi sottofinestra azioni che sono taglienti e flettenti calcolando la parete a macroelementi ; è opportuna una modellazione agli elementi finiti per avere una rappresentazione esatta dello stato tensionale



per gli edifici a sbalzo , il solaio è appoggiato sulle pareti laterali e se vi sono anche sulle pareti centrali che sono rigide e continue nella parte anteriore e ben ammorsate ai solai ed alla parete inferiore.

6- I solai in XLam

I solai vengono realizzati affiancando pannelli Xlam ed hanno un evidente comportamento a trave ma se opportunamente interconnessi tra di loro possono avere anche un comportamento a piastra;



La funzione delle connessioni metalliche tra i pannelli di solai è di ripartizione dei carichi , vi possono essere zone di solaio più caricate di conseguenza i pannelli avrebbero deformazioni differenti sono appoggiati agli estremi e collegati tra di loro mediante un vincolo a cerniera; se il sovraccarico è applicato su un solo pannello come potrebbe essere un tramezzo i suoi effetti si ripartiscono sugli elementi vicini . Il giunto tra gli elementi di solaio viene progettato per resistere alle azioni taglienti che agiscono lungo i piani trasversali all'orditura dei pannelli; consideriamo inizialmente il singolo pannello svincolato da tutti gli altri e sollecitato da un carico verticale P per il quale si assume un andamento sinusoidale

$$p(z) = q \cdot \sin(\pi \cdot z / L)$$

con la possibilità di esprimere la deformata del pannello attraverso una funzione sinusoidale; dall'equilibrio flessionale del pannello

$EIV^{IV} = q \sin(\pi z/L)$ EI rigidezza del pannello

dall'equilibrio torsionale $G I_P \theta'' = - q e \sin(\pi z/L)$

e eccentricità del carico rispetto al baricentro del pannello

Considerando le due deformate funzioni sinusoidali

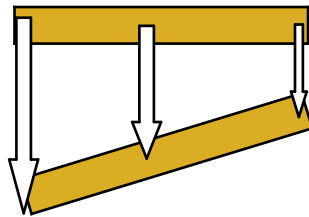
$V(z) = V \sin(\pi z/L)$; $\theta(z) = \theta \sin(\pi z/L)$;

sostituendo nelle due equazioni ricaviamo V e θ

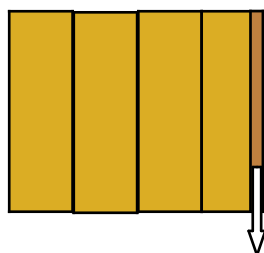
$V = q L^4 / (\pi^4 E I)$; $\theta = q e L^2 / (\pi^2 G I_P)$

La cerniera impone la congruenza tra i pannelli ovvero la deformata del pannello adiacente deve essere uguale; le reazioni interne delle cerniere si ottengono dalla congruenza degli spostamenti, il pannello è appoggiato longitudinalmente ; il singolo pannello ha la seguente deformata

$V_{12} = V \pm \theta d = q L^4 / (\pi^4 E I) \pm q e d L^2 / (\pi^2 G I_P)$

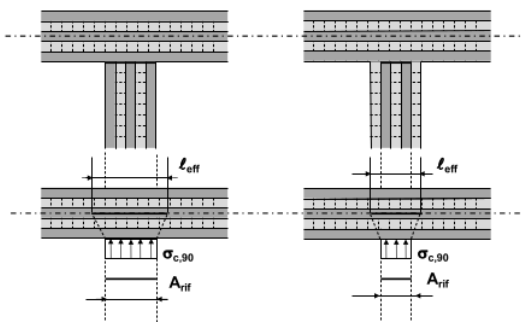


si possono ricavare i coefficienti di influenza per ciascun pannello nella cerniera e ricavare le reazioni e quindi le sollecitazioni in base alle quali dimensionare i collegamenti orizzontali tra i pannelli. Se il comportamento del solaio è a piastra ovvero lavora nelle due direzioni le piattine metalliche vanno dimensionate per le sollecitazioni flettenti e taglienti nella direzione ortogonale. Il solaio ha la funzione di ripartire le azioni orizzontali e pertanto deve essere rigido , il pannello verticale posizionato ad una estremità del solaio trasmette ad esso una forza orizzontale che i connettori devono essere in grado di distribuire su tutto l'impalcato



- Pressione trasversale nel piano del pannello

Nella direzione dello spessore del pannello (spesso indicato come "asse z"), tutti gli strati sono sollecitati perpendicolarmente alla fibratura. Agli appoggi per contatto dei vari elementi orizzontali si presenta quindi la medesima situazione di rischio di schiacciamento trasversale alla fibratura come per tutti gli elementi strutturali di legno. Nel caso dell'Xlam la situazione si presenta all'appoggio degli elementi di soletta su una parete. Il calcolo delle tensioni perpendicolari alla fibratura avviene sulla base di una superficie di contatto di riferimento, che è determinata dalla larghezza degli strati verticali che introducono la forza nella soletta XLAM; in altri termini, gli eventuali strati orizzontali, esterni, della parete non sono considerati nel calcolo. In caso di appoggio omogeneo, per esempio con altri materiali, si considera la superficie effettiva di contatto.



La verifica assume la forma

$$\sigma_{c90d} \leq f_{c90d}$$

7- Il calcolo delle connessioni tra i pannelli

- Connessioni parete

Esaminiamo in primis il connettore **SLOT** per pannelli strutturali in modo da definire il comportamento a mensola complessa come visto nel paragrafo precedente



La dimensione del connettore Slot è circa 12 cm da incassare nel pannello e da verificare a taglio attraverso la forza $F_v = \tau * h$

Il calcolo della capacità portante si effettuerà in accordo alle formule per piastra di acciaio sottile

$$0,4 * f_{hk} * t_l * d$$

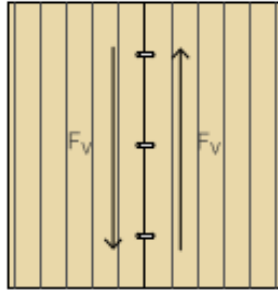
$F_{vRk} \text{ min}$

$$1,15 * [2 * M_{yRk} * f_{hk} * d]^{1/2} + F_{aXRk} / 4$$

per piastra di acciaio spessa

$$F_{vRk} \min \frac{f_{hk} * t_l * d}{2,3 * [M_{yRk} * f_{hk} * d]^{1/2} + F_{aXRk}/4} \quad \frac{f_{hk} * t_l * d * [(2 + 4 * M_{yRk} / (f_{hk} * d * t_l^2))^{1/2} - 1] + F_{aXRk}/4}{2,3 * [M_{yRk} * f_{hk} * d]^{1/2} + F_{aXRk}/4}$$

t_l spessore del legno ; d diametro efficace della vite; f_{hk} resistenza a rifollamento;
 F_{aXRk} valore caratteristico della resistenza ad estrazione della unione ;
 M_{yRk} valore caratteristico del momento di snervamento dell'unione.



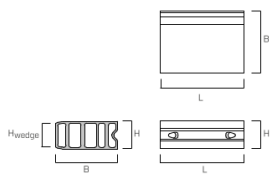
$$F_{vRk} \geq \tau * h / n \quad n = 3 \text{ numero dei collegamenti}$$

Vi sono delle distanze minime da rispettare per il posizionamento dei connettori pari a circa 32 cm per pannello Xlam sia dal bordo che come interasse; per un pannello di altezza 3 m utilizziamo al massimo 7 connettori

tipo	descrizione	d [mm]	L [mm]	supporto
HBS	vite HBS	6	120	
HBS	vite HBS	8	140	

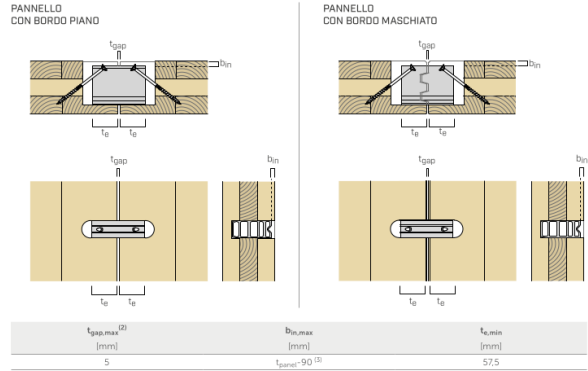
Per maggiori dettagli si rimanda al catalogo "Viti e connettori per legno".

GEOMETRIA CONNETTORE



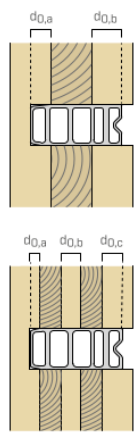
B [mm]	H [mm]	H _{wedge} [mm]	L [mm]	n _{cross} [pz.]
89	40	34	120	2

Le viti sono facoltative e non incluse nella confezione.



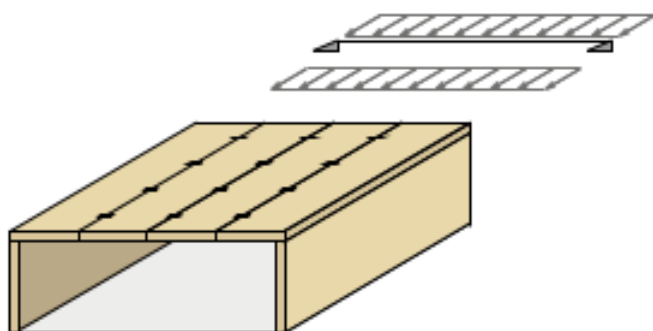
i valori della resistenza della singola connessione li troviamo nella seguente tabella

		R _{u,k} [kN]	k _{ser} [kN/mm]
X-LAM ⁽⁵⁾	40 [mm]	34,37	17,50
	45 [mm]	37,81	
	49 [mm]	40,57	
	50 [mm]	41,26	
	55 [mm]	44,70	
	59 [mm]	47,46	
	60 [mm]	48,15	
	65 [mm]	51,59	
LVL softwood	Σd ₀ ⁽⁶⁾ = 69 [mm]	54,35	24,00
	sfogliati incrociati ⁽⁷⁾	52,72	
LVL hardwood	sfogliati paralleli ⁽⁸⁾	70,97	48,67
	sfogliati incrociati ⁽⁹⁾	125,71	
legno lamellare ⁽¹¹⁾	sfogliati paralleli ⁽¹⁰⁾	116,59	25,67
		68,13	



$$\Sigma d_0 = d_{0,a} + d_{0,b} + d_{0,c}$$

Questo connettore può essere utilizzato anche per i solai dove la distribuzione delle forze orizzontali (sisma o vento) dal solaio alle pareti inferiori dipende dalla rigidità del solaio nel proprio piano. Un solaio rigido permette di ottenere una trasmissione delle forze esterne orizzontali alle pareti sottostanti con un comportamento a diaframma. Il comportamento a diaframma rigido è molto più facile da progettare rispetto a un solaio deformabile nel proprio piano, per via della semplicità nella schematizzazione strutturale del solaio. Inoltre, molte normative sismiche internazionali, richiedono la presenza di un diaframma rigido come requisito per ottenere la regolarità in pianta della costruzione e quindi una migliore risposta sismica dell'edificio.



-Connessioni in fondazione alla base dell'edificio

*L'ancoraggio dell'edificio alla fondazione è fondamentale per assicurarne la stabilità e l'ancoraggio al terreno, il pannello veniva poggiato su un dormiente in legno oggi la tecnologia si è evoluta e si utilizza il profilo di alluminio **ALUSTART** in modo da livellare il piano di appoggio.*



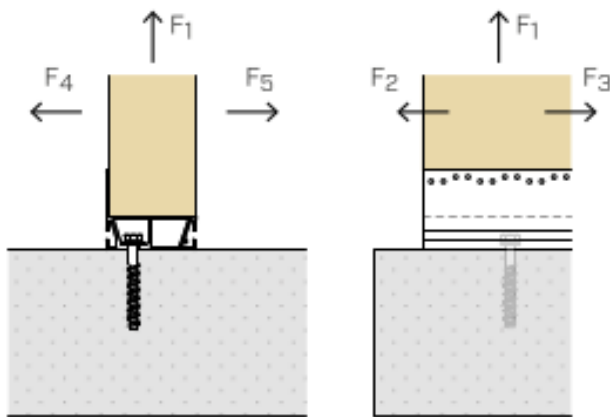
CARATTERISTICHE

FOCUS	rialzo e livellamento di pannelli in X-LAM e TIMBER FRAME
LARGHEZZA	da 100 a 160 mm
RESISTENZA	in tutte le direzioni di sollecitazione
FISSAGGI	LBA, LBS, SKR-E, AB1, VIN-FIX PRO, EPO-FIX PLUS

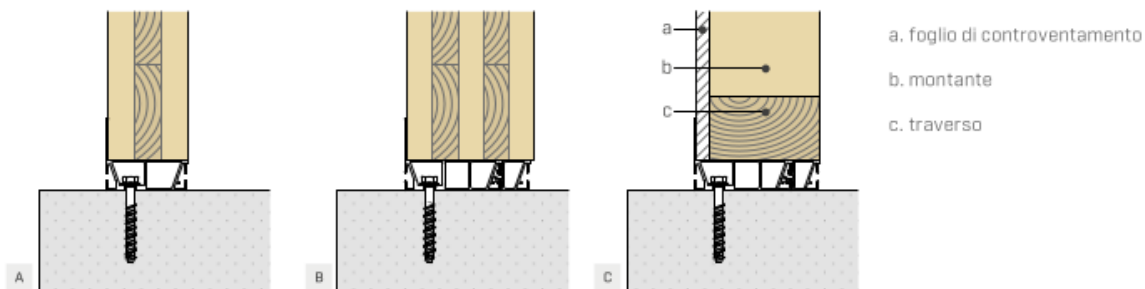
Insieme al profilo Alustart che ha il solo scopo di livellare il piano di appoggio ed alloggiare il pannello si utilizzano connessioni aggiuntive in grado di trasmettere il taglio ovvero la forza orizzontale e connessioni in grado di trasmettere la trazione derivante dalla pressoflessione dei pannelli.

Le forze che il pannello trasmette al profilo sono indicate in figura

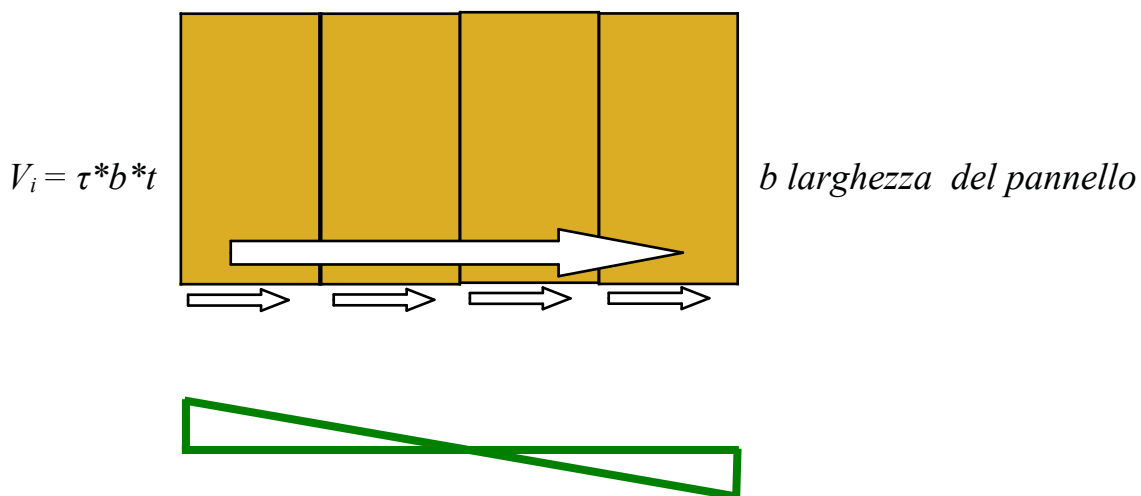
SOLLECITAZIONI



Il profilo è dimensionato in funzione delle caratteristiche del pannello e quindi delle max sollecitazioni che il pannello può sopportare fino ad un max spessore di 16 cm.

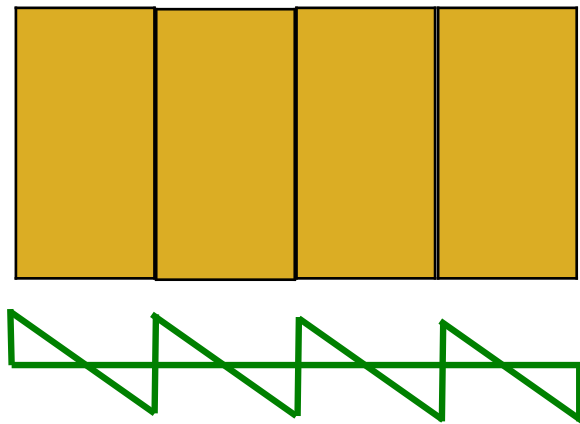


I sistemi di connessione aggiuntivi sono delle piattine metalliche in grado di trasmettere la trazione ed il taglio ; Indicato con V il tagliante di piano in fondazione somma delle azioni sismiche orizzontali oppure del vento, ripartito tra i singoli pannelli nella ipotesi di impalcato rigido , in una modellazione FEM

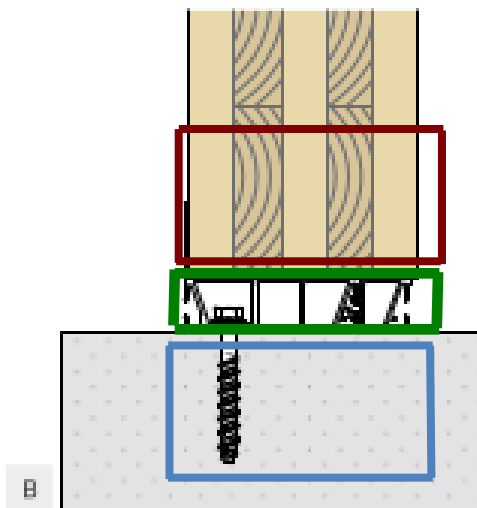


per le sollecitazioni di trazione e compressione derivanti dalla pressoflessione della parete , che essendo sinusoidali si invertono

la forza di compressione $C = t^* \int \sigma_C dy$; la forza di trazione $T = t^* \int \sigma_T dy$;
 Ipotezzando un meccanismo di rottura che porti al collasso della parete passando dal
 comportamento da mensola composta a mensola semplice



La parete è sollecitata anche da azioni orizzontali fuori del piano derivanti dal sisma
 o dal vento il profilo **Alustart** è in grado di definire i seguenti valori della resistenza



- resistenza lato legno - fissaggio acciaio legno con viti o con chiodi (bordò)
LEGNO

Configurazione su legno	tipo	fissaggio fori $\Phi * L$ mm	Nv	Resistenza legno $R_{2/3K}$ KN/m
Fissaggio totale 71/m	Chiodi LBA	$\Phi 4 * 60$	71/m	12060
Fissaggio parziale 35/m	Chiodi LBA	$\Phi 4 * 60$	35/m	6090
Fissaggio parziale 23/m	Chiodi LBA	$\Phi 4 * 60$	23/m	4050

- resistenza materiale alluminio (verde)

ALLUMINIO

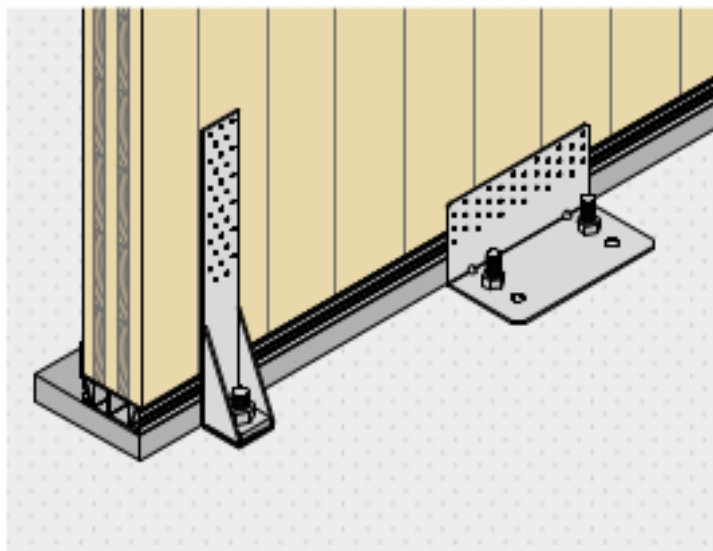
<i>Istallazione</i>		<i>Resistenza Alluminio R_{ICK}</i>
<i>Alu start 100</i> <i>Alu start 120</i> <i>Alu start 100+35</i> <i>Alustart 120+35</i>	γ_{MI}	<i>72190 KN/m</i>

- resistenza calcestruzzo (azzurro)

CALCESTRUZZO

			<i>Fissaggio totale 5 ancoranti/m</i>	<i>Fissaggio parziale 2,5 ancoranti/m</i>
<i>Configurazione cal- cestruzzo</i>	<i>fissaggi fori $\Phi 12$</i>		<i>Resistenza di calcolo calcestruz- zo $R_{2/3,d}$ KN/m</i>	
	<i>tipo</i>	<i>$\Phi * L$ mm</i>		
<i>non fessurato</i>	<i>WIN-FIX PRO 8.8</i>	<i>M12x120</i>	<i>12830</i>	<i>6750</i>
	<i>SKR-E</i>	<i>I2x90</i>	<i>10220</i>	<i>5360</i>
	<i>AB1</i>	<i>M12x100</i>	<i>9460</i>	<i>5030</i>
<i>fessurato</i>	<i>WIN-FIX PRO 8.8</i>	<i>M12x190</i>	<i>10730</i>	<i>6760</i>
	<i>SKR-E</i>	<i>I2x90</i>	<i>5170</i>	<i>3860</i>
	<i>AB1</i>	<i>M12x100</i>	<i>9460</i>	<i>5030</i>
<i>sismico</i>	<i>EPO-FIX PLUS 8.8</i>	<i>M12x190</i>	<i>5260</i>	<i>3850</i>

Vanno aggiunti dei connettori addizionali a trazione e a taglio;



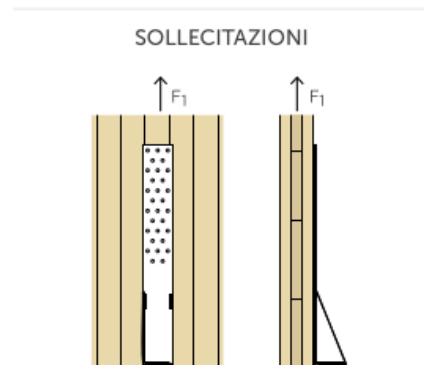
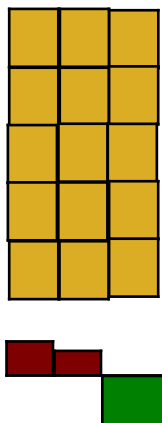
- Connettore a trazione WHT



CARATTERISTICHE

FOCUS	giunzioni a trazione
ALTEZZA	da 340 a 740 mm
SPESSORE	3,0 mm
FISSAGGI	LBA, LBS, VIN-FIX PRO, EPO-FIX PLUS

La risultante degli sforzi di trazione in un pannello $T = t \cdot \sum \sigma \cdot \Delta x$ dove in una modellazione FEM Δx rappresenta la larghezza del pannellino



La forza F_1 è eccentrica rispetto al baricentro del pannello $e_1 = t/2b$ di conseguenza si genera un momento torcente alla base del pannello pari ad $M_T = F_1 \cdot e_1$ che trasmette nelle viti delle sollecitazioni assiali; se consideriamo l'eccentricità del bullone rispetto alla piattina e_2 vi è una torsione dello stesso segno $M_T = F_1 \cdot e_2$ il momento torcente complessivo sul connettore sollecitato a trazione

$$M_T = F_1 \cdot (e_1 + e_2)$$

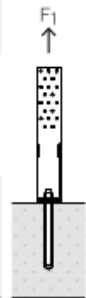
mentre la sollecitazione di trazione genera esclusivamente sforzi di taglio nelle viti per cui il collegamento trasmette la trazione ma è taglio nelle viti e a trazione nel bullone la torsione genera sforzi assiali nelle viti e taglio nel bullone.

la tensione effettiva nel bullone $\sigma = 4 \cdot F_V / (\pi \cdot D^2)$ $\tau = 4 \cdot M_T / (b \cdot \pi \cdot D^2)$

b è il braccio della coppia reattiva pari alla distanza tra il baricentro delle viti e la base del connettore. Nei calcoli questo momento lo trascuriamo poiché la tensione di tranciamento nel bullone è ridotta ma può danneggiare la piattina metallica che presenta i bordi rinforzati: la soluzione migliore sarebbe disporre due piattine simmetriche rispetto all'asse del pannello. La scheda tecnica fornisce una resistenza della giunzione a trazione legno-calcestruzzo in funzione del diametro delle viti del bullone e della tipologia di connettore

WHT340 - con e senza rondella WHTW50

configurazione	R _{1,k} LEGNO				R _{1,k} ACCIAIO		R _{1,d} CALCESTRUZZO					
	fissaggi fori Ø5			R _{1,k} timber	R _{1,k} steel		R _{1,d} uncracked		R _{1,d} cracked		R _{1,d} seismic	
	tipo	Ø x L [mm]	n _v [pz.]		[kN]	Y _{steel}	VIN-FIX PRO Ø x L [mm]	[kN]	EPO-FIX PLUS Ø x L [mm]	[kN]	EPO-FIX PLUS Ø x L [mm]	[kN]
- fissaggio totale - rondella WHTW50 - ancorante M16	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	20	31,4	63,4	Y _{M2}	M16 x 190	39,0	M16 x 190	33,8	M16 x 230 M16 x 190	21,0 16,6
		Ø4,0 x 60	20	38,6								
	viti LBS	Ø5,0 x 40	20	31,4								
		Ø5,0 x 50	20	38,6								
- fissaggio parziale - rondella WHTW50 - ancorante M16	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	14	22,0	63,4	Y _{M2}	M16 x 190	39,0	M16 x 190	33,8	M16 x 230 M16 x 190	21,0 16,6
		Ø4,0 x 60	14	27,0								
	viti LBS	Ø5,0 x 40	14	22,0								
		Ø5,0 x 50	14	27,0								
- fissaggio totale - senza rondella - ancorante M16	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	20	31,4	42,0	Y _{MD}	M16 x 160	33,8	M16 x 160	29,3	M16 x 190 M16 x 160	17,7 14,4
		Ø4,0 x 60	20	38,6								
	viti LBS	Ø5,0 x 40	20	31,4								
		Ø5,0 x 50	20	38,6								
- fissaggio parziale - senza rondella - ancorante M16	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	14	22,0	42,0	Y _{MD}	M16 x 160	33,8	M16 x 160	29,3	M16 x 190 M16 x 160	17,7 14,4
		Ø4,0 x 60	14	27,0								
	viti LBS	Ø5,0 x 40	14	22,0								
		Ø5,0 x 50	14	27,0								



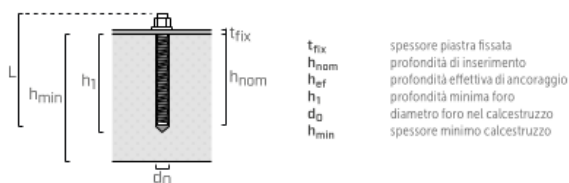
WHT 340 , WHT 440 , WHT 540 , WHT 620 , WHT 740

per il bullone

tipo barra Ø x L [mm]	tipo WHT	tipo rondella	t _{fix}	h _{nom} = h _{ef} [mm]	h ₁ [mm]	d ₀ [mm]	h _{min} [mm]
M16	160	WHT340	-	9	132	140	18
	190	WHT340 / WHT440	-	9	162	170	
		WHT340 / WHT440 / WHT540	WHTW50	19	152	160	
	230	WHT340 / WHT440	WHTW50	19	192	200	
M20	240	WHT540	-	9	206	215	22
		WHT540	WHTW50L	19	196	205	
		WHT620	WHTW70	29	189	195	
		min 284	WHT540	19	243	250	
M24	270	WHT620	WHTW70L	29	215	220	26
	min 323	WHT620	WHTW70L	29	268	275	
		min 300	WHT740	49	223	230	
M27	400	WHT740	WHTW130	49	310	315	30

Barra filettata pretagliata INA completa di dado e rondella: si rimanda a pag. 520

Barra filettata MGS classe 8.8 da tagliare a misura: si rimanda a pag. 534



La verifica del bullone deve essere ad estrazione nel calcestruzzo e a trazione attraverso la formula

$$F_{TRD} = 0,9 * f_{tbk} * (\pi * D^2 / 4) / \gamma_{M2} \quad F_{VRD} = 0,6 * f_{tbk} * (\pi * D^2 / 4) / \gamma_{M2}$$

si può utilizzare la formula combinata per trazione e taglio

$$F_{TED} / (1,4 * F_{TRD}) + F_{VRD} / F_{VRD} \leq 1$$

la verifica a sfilamento nel cls attraverso le tensioni di aderenza sulla superficie laterale del bullone , (nel foro va sempre alloggiato un prodotto espansivo)

$$F_{VRD} = \tau_{ad} * \pi * D * H_l / \gamma_{M2} > F_l$$

la tensione di aderenza è quella fornita dalla normativa per il calcestruzzo

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_C ; \quad f_{bk} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctk}$$

$\eta_1 = 1$ in condizioni di buona aderenza

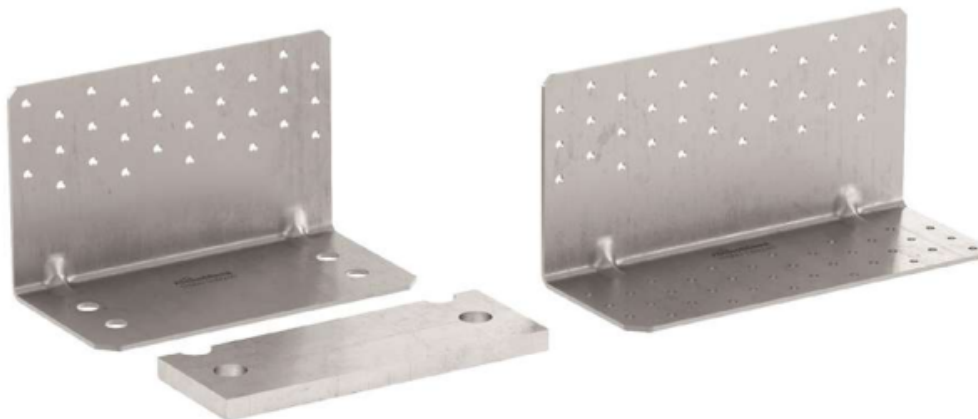
$\eta_1 = 0,7$ in condizioni di aderenza non buona

$\eta_2 = 1$ per barre aventi diametro $D < 32\text{mm}$

$\eta_2 = (132-D)/100$ per barre di diametro superiore

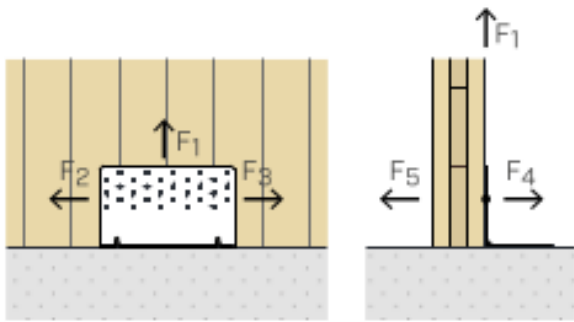
$$f_{ctk} = 1,3 * 0,3 * f_{ck}^{2/3} \quad \text{resistenza caratteristica a trazione del cls}$$

- Connettore a taglio TITAN N



Le dimensioni della piattina sono di 120 mm per uno spessore di 3 mm ; la connessione trasmette sia la trazione che il taglio secondo lo schema indicato in figura

SOLLECITAZIONI



Sia la forza di taglio che di trazione sono delle forze eccentriche rispetto alla linea passante per il baricentro dei bulloni vi è quindi un momento torcente ; i bulloni sono sollecitati a trazione e taglio la verifica viene condotta attraverso la formula

$$F_{TED}/(1,4 \cdot F_{TRD}) + F_{VED}/F_{VRD} \leq 1$$

dove $F_{TED} = T$ trazione ; $F_{VED} = V$ taglio trasmesso

le viti sono esclusivamente sollecitate a taglio per cui la resistenza della connessione

$$F_{vRk} \min \quad 0,4 \cdot f_{hk} \cdot t_l \cdot d$$

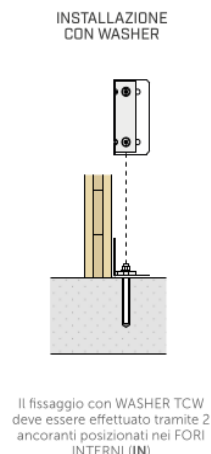
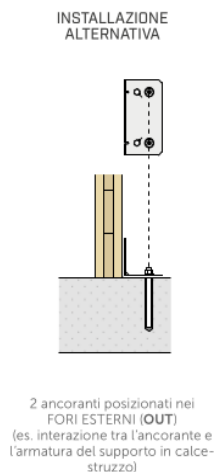
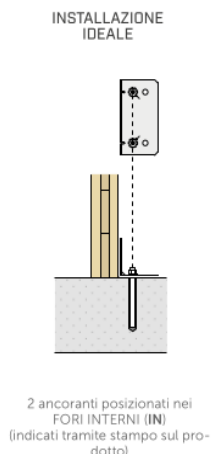
$$1,15 \cdot [2 \cdot M_{yRk} \cdot f_{hk} \cdot d]^{1/2} + F_{aXRk}/4$$

per piastra di acciaio spessa

$$F_{vRk} \min \quad \frac{f_{hk} \cdot t_l \cdot d}{2,3 \cdot [M_{yRk} \cdot f_{hk} \cdot d]^{1/2} + F_{aXRk}/4}$$

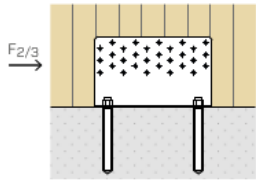
indicata con R la risultante di V e T e con n il numero delle viti

$$n \cdot F_{vRk} \geq R$$



Le resistenze a taglio e a trazione della connessione

VALORI STATICI | GIUNZIONE A TAGLIO $F_{2/3}$ | LEGNO-CALCESTRUZZO TCN200



RESISTENZA LATO LEGNO

configurazione su legno ⁽¹⁾	LEGNO				CALCESTRUZZO			
	tipo	fissaggi fori Ø5 Ø x L [mm]	n_v [pz.]	$R_{2/3,k \text{ timber}}$ [kN]	fissaggi fori Ø13 Ø [mm]	n_H [pz.]	IN ⁽²⁾ $e_{y,IN}$ [mm]	OUT ⁽³⁾ $e_{y,OUT}$ [mm]
• full pattern	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	30	22,1	M12	2	38,5	70,0
	viti LBS	Ø5,0 x 50		26,5				
• pattern 4	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	25	17,4				
	viti LBS	Ø5,0 x 50		20,4				
• pattern 3	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	20	13,7				
	viti LBS	Ø5,0 x 50		16,0				
• pattern 2	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	15	9,6				
	viti LBS	Ø5,0 x 50		11,2				
• pattern 1	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	10	6,4				
	viti LBS	Ø5,0 x 50		7,5				

RESISTENZA LATO CALCESTRUZZO

Valori di resistenza di alcune delle possibili soluzioni di fissaggio per ancoranti installati nei fori interni (IN) o nei fori esterni (OUT).

configurazione su calcestruzzo	fissaggi fori Ø13		$R_{2/3,d \text{ concrete}}$	
	tipo	Ø x L [mm]	IN ⁽²⁾ [kN]	OUT ⁽³⁾ [kN]
• non fessurato	VIN-FIX PRO 5.8	M12 x 130	29,7	24,4
	VIN-FIX PRO 8.8	M12 x 130	48,1	39,1
	SKR-E	12 x 90	38,3	31,3
	AB1	M12 x 100	35,4	28,9
• fessurato	VIN-FIX PRO 5.8	M12 x 130	29,7	24,4
	VIN-FIX PRO 8.8	M12 x 130	35,1	28,9
	SKR-E	12 x 90	34,6	28,4
	AB1	M12 x 100	35,4	28,9
• seismic	EPO-FIX PLUS 5.8/8.8	M12 x 130	19,2	15,7
	SKR-E	12 x 90	8,8	7,2
	AB1	M12 x 100	10,6	8,7

installazione	tipo ancorante		t_{fix}	h_{ef}	h_{nom}	h_1	d_0	h_{min}
	tipo	Ø x L [mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
TCN200	VIN-FIX PRO	M12 x 130	3	112	112	120	14	200
	EPO-FIX PLUS 5.8/8.8	M12 x 130	3	112	112	120	14	
	SKR-E	12 x 90	3	64	87	110	10	
	AB1	M12 x 100	3	70	80	85	12	

Barra filettata pretagliata INA completa di dado e rondella: si rimanda a pag. 520
Barra filettata MGS classe 8.8 da tagliare a misura: si rimanda a pag. 534

t_{fix} spessore piastra fissata
 h_{nom} profondità di inserimento
 h_{ef} profondità effettiva di ancoraggio
 h_1 profondità minima foro
 d_0 diametro foro nel calcestruzzo
 h_{min} spessore minimo calcestruzzo

NOTE:

⁽¹⁾ Schemi di fissaggio parziale (pattern) a pag. 192.

⁽²⁾ Installazione degli ancoranti nei due fori interni (IN).

⁽³⁾ Installazione degli ancoranti nei due fori esterni (OUT).

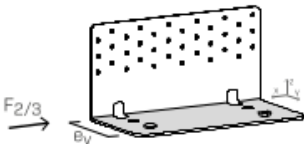
190 | TITAN N | GIUNZIONI PER PARETI ED EDIFICI

Le resistenze variano in funzione della tipologia di connettore TCN 200; TCN 240

Il gruppo di ancoranti deve essere verificato per:

$$V_{Sd,x} = F_{2/3,d}$$

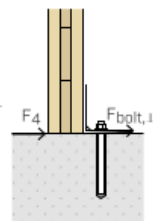
$$M_{Sd,z} = F_{2/3,d} \times e_{y,IN/OUT}$$



VALORI STATICI | GIUNZIONE A TAGLIO $F_4 - F_5 - F_{4/5}$ | LEGNO-CALCESTRUZZO

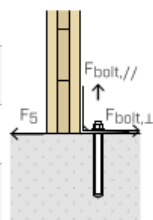
TCN200 - TCN240

F ₄		LEGNO				ACCIAIO		CALCESTRUZZO			
		fissaggi fori Ø5			R _{4,k} timber	R _{4,k} steel		fissaggi fori		IN ⁽¹⁾	
		tipo	Ø x L [mm]	n _v [pz.]	[kN]	[kN]	Y _{steel}	Ø [mm]	n _H [pz.]	k _{t⊥}	k _{t//}
TCN200	• full nailing	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	30	20,9	22,4	Y _{MO}	M12	2	0,5	-
		viti LBS	Ø5,0 x 50								
	• pattern 2	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	15	20,7	24,3	Y _{MO}				
		viti LBS	Ø5,0 x 50								
TCN240	• full nailing	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	36	24,1	26,9	Y _{MO}	M16	2	0,5	-
		viti LBS	Ø5,0 x 50								
	• pattern 2	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	18	23,9	29,1	Y _{MO}				
		viti LBS	Ø5,0 x 50								



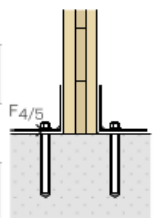
Il gruppo di 2 ancoranti deve essere verificato per: $V_{sd,y} = 2 \times k_{t\perp} \times F_{4,d}$

		LEGNO				ACCIAIO		CALCESTRUZZO			
F ₅		fissaggi fori Ø5			R _{5,k} timber	R _{5,k} steel		fissaggi fori		IN ⁽¹⁾	
		tipo	Ø x L [mm]	n _v [pz.]	[kN]	[kN]	Y _{steel}	Ø [mm]	n _H [pz.]	k _{t⊥}	k _{t//}
TCN200	• full pattern	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	30	6,6	2,7	Y _{MO}	M12	2	0,5	0,47
		viti LBS	Ø5,0 x 50								
	• pattern 2	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	15	3,6	1,6	Y _{MO}			0,5	0,83
		viti LBS	Ø5,0 x 50								
TCN240	• full pattern	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	36	8,0	3,3	Y _{MO}	M16	2	0,5	0,48
		viti LBS	Ø5,0 x 50								
	• pattern 2	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	18	4,3	1,9	Y _{MO}			0,5	0,83
		viti LBS	Ø5,0 x 50								



Il gruppo di 2 ancoranti deve essere verificato per: $V_{sd,y} = 2 \times k_{t\perp} \times F_{5,d}$; $N_{sd,z} = 2 \times k_{t//} \times F_{5,d}$

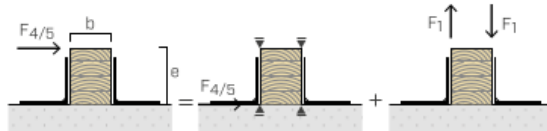
F _{4/5} DUE ANGOLARI		LEGNO				ACCIAIO		CALCESTRUZZO			
		fissaggi fori Ø5			R _{4/5,k} timber	R _{4/5,k} steel		fissaggi fori		IN ⁽¹⁾	
		tipo	Ø x L [mm]	n _v [pz.]	[kN]	[kN]	Y _{steel}	Ø [mm]	n _H [pz.]	k _{t⊥}	k _{t//}
TCN200	• full pattern	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	30 + 30	25,6	14,9	Y _{MO}	M12	2 + 2	0,41	0,08
		viti LBS	Ø5,0 x 50								
	• pattern 2	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	15 + 15	22,4	20,9	Y _{MO}			0,46	0,06
		viti LBS	Ø5,0 x 50								
TCN240	• full pattern	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	36 + 36	27,8	24,7	Y _{MO}	M16	2 + 2	0,43	0,06
		viti LBS	Ø5,0 x 50								
	• pattern 2	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	18 + 18	25,2	30,6	Y _{MO}			0,48	0,04
		viti LBS	Ø5,0 x 50								



Il gruppo di 2 ancoranti deve essere verificato per: $V_{sd,y} = 2 \times k_{t\perp} \times F_{4/5,d}$; $N_{sd,z} = 2 \times k_{t//} \times F_{4/5,d}$

I valori di F_4 , F_5 , $F_{4/5}$ tabellati sono validi per eccentricità di calcolo della sollecitazione agente $e=0$ (elementi in legno vincolati alla rotazione). Per giunzione con 2 angolari, nel caso in cui la sollecitazione $F_{4/5,d}$ sia applicata con eccentricità $e \neq 0$, è richiesta la verifica per carichi combinati considerando il contributo della componente aggiuntiva di trazione:

$$\Delta F_{L,d} = F_{4/5,d} \cdot \frac{e}{b}$$



NOTE:

⁽¹⁾ Installazione degli ancoranti nei due fori interni (IN).

PRINCIPI GENERALI:

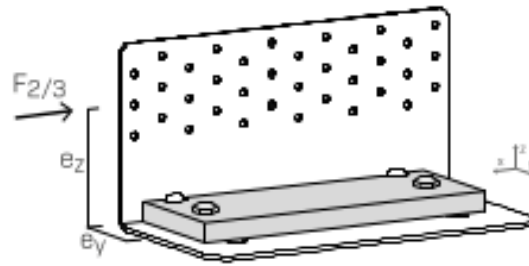
Per i principi generali di calcolo si rimanda a pag. 202.

Il gruppo di ancoranti deve essere verificato per:

$$V_{sd,x} = F_{2/3,d}$$

$$M_{sd,z} = F_{2/3,d} \times e_{y,IN}$$

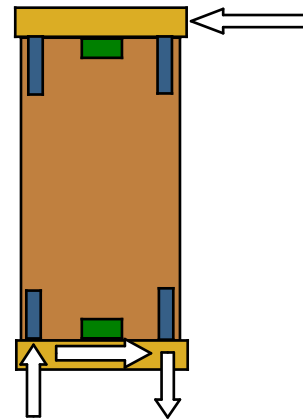
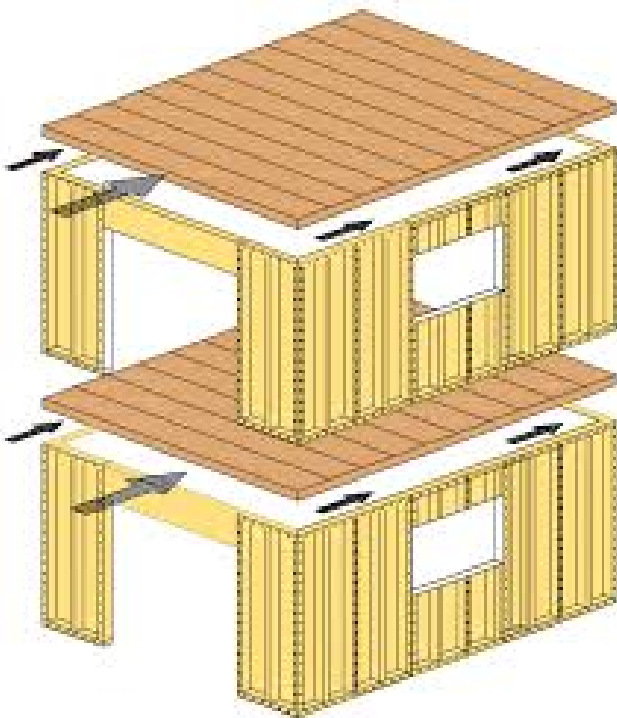
$$M_{sd,y} = F_{2/3,d} \times e_{z,IN}$$



Gli ulteriori valori delle resistenza anche quelli a trazione sono riportati nella scheda tecnica della connessione.

- Connessione intermedia pannello-solaio

Il pannello, la parete verticale è collegata ai solai di interpiano le sollecitazioni che vengono trasmesse sono di taglio, trazione e compressione quindi vanno utilizzati connettori in grado di trasmettere queste sollecitazioni; La forza F_v viene trasmessa dall'impalcato



Le sollecitazioni sono i risultati di una modellazione FEM

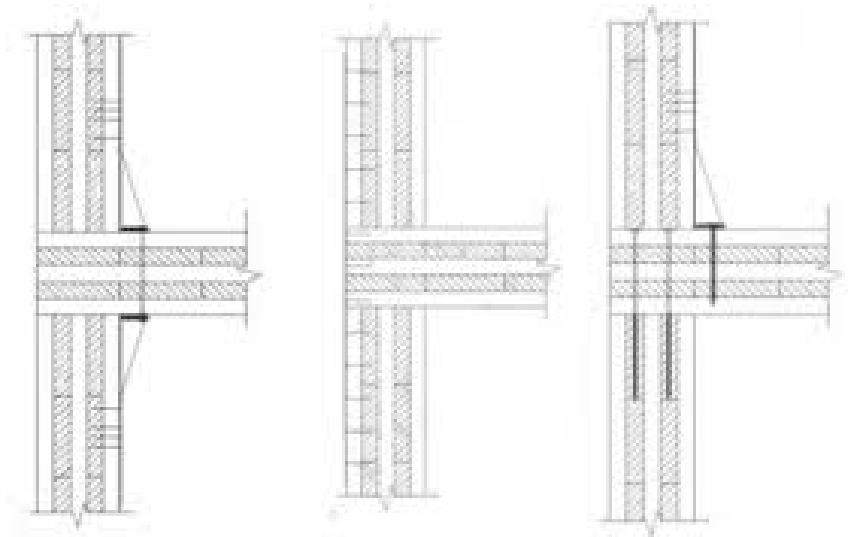
$$V = t \cdot \sum N_{xy} \cdot \Delta x \quad ; \quad T = t \cdot \sum N_{xx} \cdot \Delta x \quad \text{per la zona tesa}$$

i connettori da utilizzare sono :

Angolare interno forze di trazione WHT

Piastra esterna per la trazione WHT plate T

Connessione per la trasmissione del taglio TITAN N

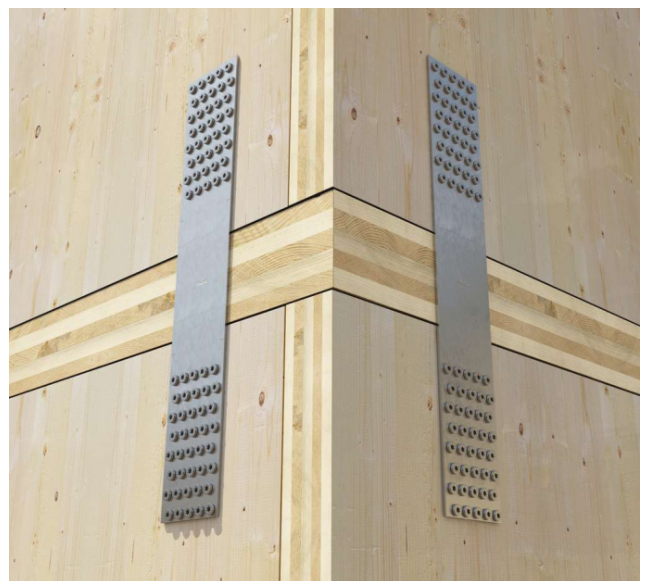
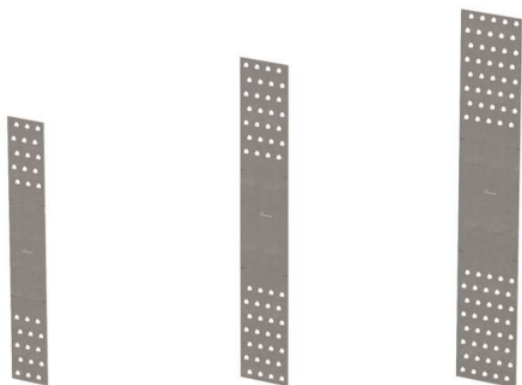


Angolare interno forze di trazione WHT

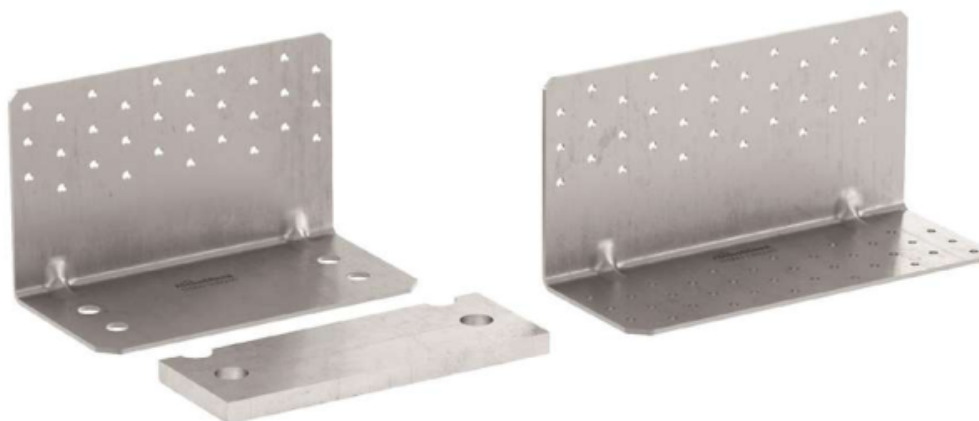


il bullone attraversa il pannello di solaio e viene collegata al connettore inferiore ;

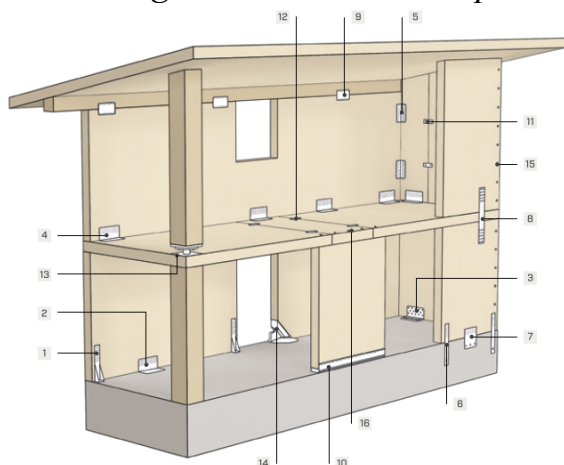
Piastra esterna per la trazione WHT plate T



Connessione per la trasmissione del taglio TITAN N



Per le calcolazioni si rimanda alle pagine precedenti. Restano da studiare la connessione d'angolo e incrocio tra le pareti ed i collegamenti in copertura.



ANGOLARI

Sono impiegati per connessioni sia legno-legno che legno-calcestruzzo. In funzione dello specifico modello possono essere utilizzati per trasferire forze di trazione, di taglio, oppure una combinazione delle due. L'utilizzo in combinazione con apposite rondelle ne migliora le prestazioni e la versatilità.

- 1 WHT
- 2 TITAN N
- 3 TITAN S + WASHER
- 4 TITAN V
- 5 TITAN F

PIASTRE BIDIMENSIONALI

Permettono di trasferire forze sia di trazione, sia di taglio; in funzione della tipologia impiegata sono adatte per connessioni sia legno-legno che legno-calcestruzzo. La possibilità di utilizzare fissaggi di diverso diametro permette di coprire un'ampia gamma di resistenze.

- 6 WHT PLATE C
- 7 TITAN PLATE C
- 8 WHT PLATE T
- 9 TITAN PLATE T

CONNETTORI SPECIALI

Una nuova gamma di soluzioni semplici per risolvere problemi complessi, sia nei piccoli edifici residenziali, sia negli edifici multipiano. Nuove opportunità per progettisti e costruttori, per uscire dagli schemi e trovare soluzioni innovative.

- 10 ALU START
- 11 SLOT
- 12 SLOT
- 13 SPIDER/PILLAR
- 14 X-RAD

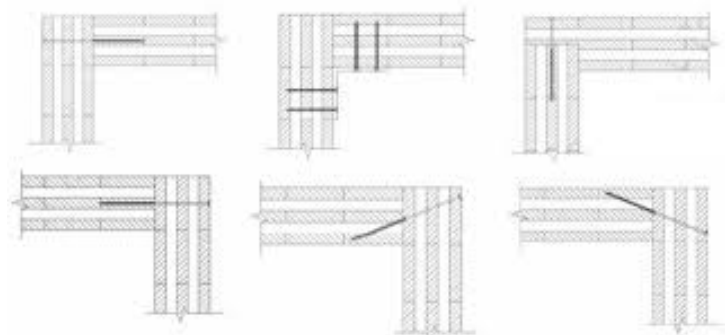
VITI AUTOFORANTI

Per ogni tipologia di azione sollecitante esiste, all'interno della gamma di connettori autoforanti, la soluzione ideale per soddisfare le esigenze progettuali.

- 15 viti HBS/TBS
- 16 viti VGZ

Connessione d'angolo e di incrocio tra le pareti

Il collegamento d'angolo tra le pareti è necessario per garantire una maggiore robustezza della costruzione può essere realizzato con sole viti o con connessioni metalliche come riportato in figura



Le forze che sollecitano i collegamenti d'angolo sono prevalentemente di superficie quali azioni fuori del piano orizzontali derivanti dal vento con pressione statica sottovento e sopravvento, o anche azioni inerziali sismiche orizzontali ma vista la massa ridotta prevalgono le azioni del vento. La azione sottovento tende a strappare la

parete di conseguenza in corrispondenza degli angoli ed incroci si ha una trazione di sribuita la cui risultante è pari a

$$R = A * P$$

*A area della parete , pressione statica $P = Q_r * C_e * C_p * C_d$*

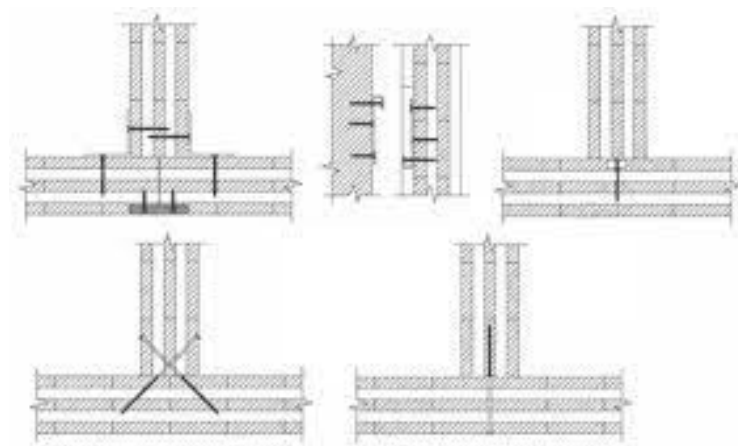
C_e coefficiente di esposizione

C_p coefficiente di pressione

C_d coefficiente dinamico

Q_r pressione cinetica

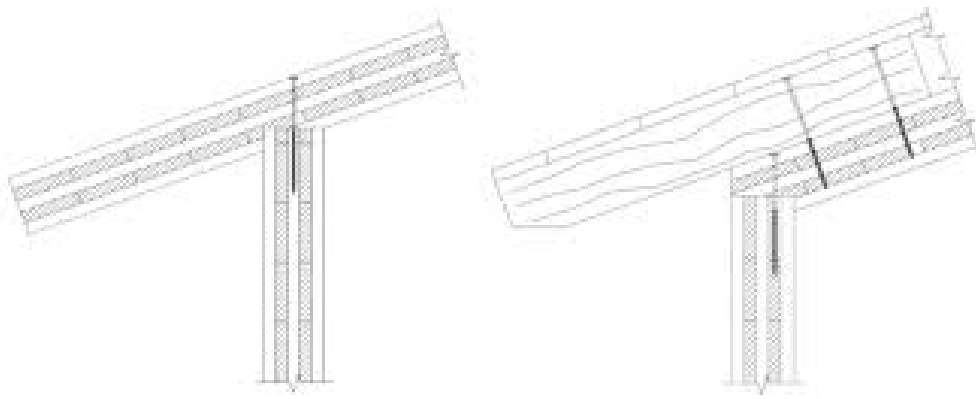
Sembra superfluo soffermarci sul calcolo della connessione o delle viti possiamo direttamente alle connessioni in corrispondenza degli incroci che vanno realizzate per prevenire meccanismi di ribaltamento delle pareti fuori del piano



Dallo studio di questi meccanismi di ribaltamento e dalle azioni sottovento si possono ricavare le forze che sollecitano la connessione e quindi dimensionare il collegamento

Connessione tra parete e copertura

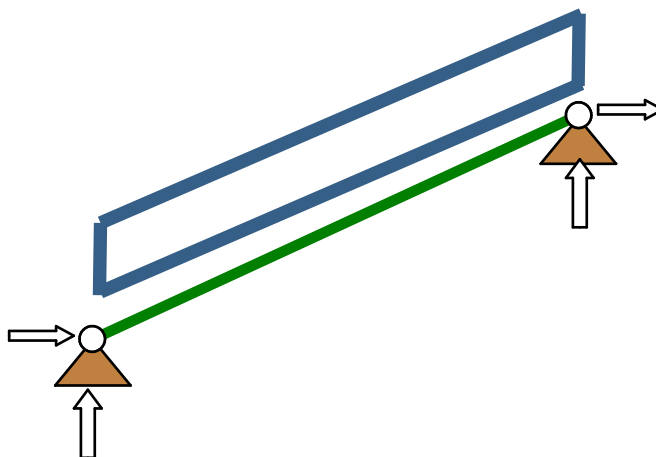
Il giunto di copertura deve sopportare le reazioni vincolari trasmesse dal pannello parete verticale al pannello di copertura , è buona prassi non creare coperture spingenti non consentite in zona sismica. Il collegamento può essere realizzato attraverso viti o con connettori metallici



La reazione presenta una componente verticale ed una orizzontale derivante dal peso del pannello

$$H = 1/2 * Q * L * \sin \alpha ; \quad V = 1/2 * Q * L * \cos \alpha ;$$

La connessione va quindi verificata a taglio , ed un eventuale sisma verticale che tende a sollevare il pannello di copertura.



8-Il fattore di struttura q e la regolarità strutturale

La progettazione di un edificio in XLAM in zona sismica presuppone la definizione del fattore di struttura q da utilizzare nello spettro di risposta al fine di determinare l'accelerazione $S_d(t)$; gli edifici in Xlam sono molto rigidi di conseguenza in zone sismica 1 e 2 dove le azioni orizzontali del vento eguagliano o sono di poco inferiori alle azioni sismiche le accelerazioni sono pari rispettivamente a

*Zona 1 $A_g = 0,35 * g$*

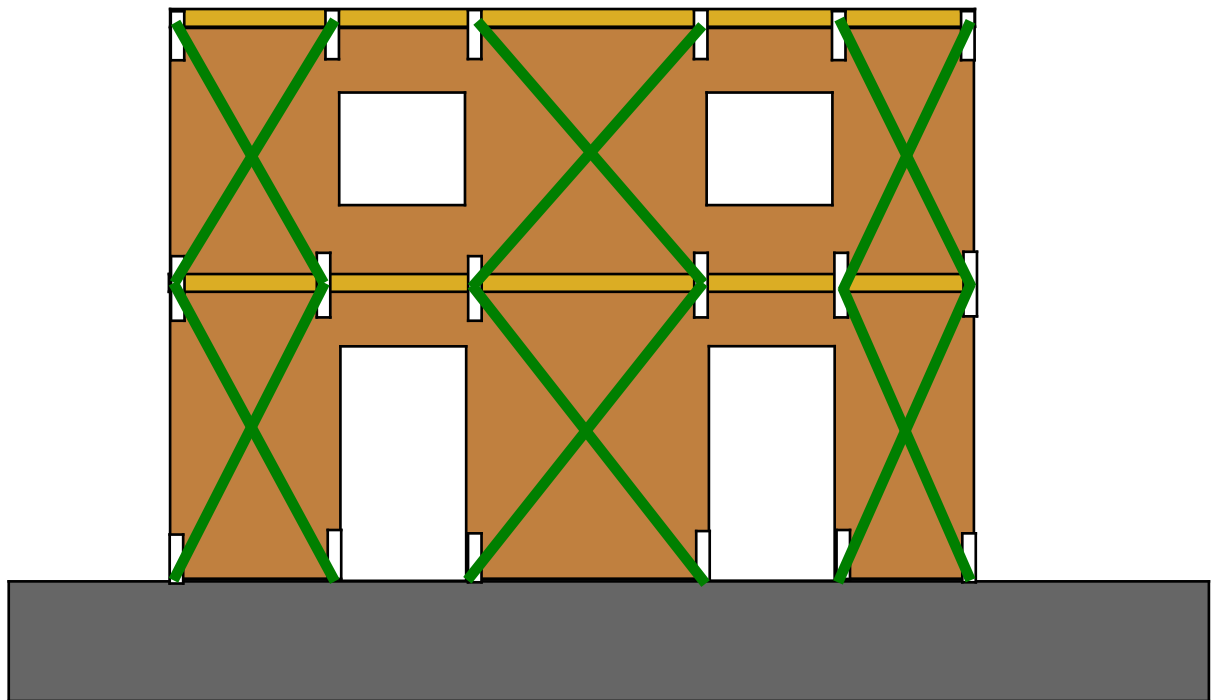
Zona 2 $A_g = 0,25g$

*nel tratto orizzontale $T_B \leq T < T_C$ $S_d(T) = A_g * S * \eta * F_o / q$*

le norme tecniche sulle costruzioni NTC 2018 prevedono per le strutture di legno i seguenti valori del fattore di struttura q

Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati	3,0	2,0
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti Strutture cosiddette miste, ovvero con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti		2,5
Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre tipologie strutturali		1,5

si dovrebbe utilizzare un valore del fattore di struttura $q = 2 \div 3$ per bassa ed alta duttilità. Il fattore di struttura è definito come il rapporto tra il valore dell'azione sismica per la quale si verifica il meccanismo ed il valore dell'azione corrispondente alla prima plasticizzazione. Per la determinazione del fattore di struttura q dobbiamo eseguire una analisi non lineare del nostro edificio utilizzando una modellazione della parete a macroelementi con diagonali



La parete viene modellata come una struttura reticolare insieme alle connessioni sollecitata dalle forze orizzontali corrispondenti al primo modo di vibrare, si determina l'azione sismica S_0 corrispondente alla plasticizzazione del primo elemento diagonale o connessione, si considera uno schema variato e si determina l'azione sismica S_U corrispondente alla formazione di un meccanismo

$$q = S_U / S_0$$

le rigidezze delle diagonali a trazione e a compressione si determinano tenendo presente la rigidezza del pannello , lo spostamento per una modellazione shear type

$$\Delta = F \cdot H^3 / (12EI) + \chi \cdot F \cdot H / (GA)$$

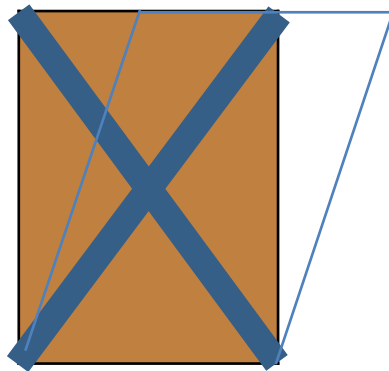
$$EI = \sum E_0 I + \sum E_{90} I$$

I momento di inerzia del singolo strato rispetto al baricentro del pannello

$$I = I_0 + A \cdot d^2$$

$$G \cdot A = \sum G_0 \cdot A + \sum G_{90} \cdot A$$

la rigidezza *K* del pannello $K = 1 / [H^3 / (12EI) + \chi H / (GA)]$



Indicate con α e β rispettivamente l'inclinazione della diagonale tesa e compressa la deformazione che subisce la diagonale

$\delta = \Delta \cdot \cos \alpha$ accorciamento diagonale compressa

$\delta = \Delta \cdot \cos \beta$ allungamento diagonale tesa

Gli sforzi normali nelle diagonali

$$N_c = EA/L \cdot \delta \cos \alpha = EA/L \cdot \Delta \cdot \cos \alpha^2 \quad N_t = EA/L \cdot \Delta \cdot \cos \beta^2$$

$$F = N_c \sin \alpha + N_t \sin \beta = EA/L \cdot \Delta \cdot [\sin \alpha \cdot \cos \alpha^2 + \sin \beta \cdot \cos \beta^2]$$

eguagliando alla rigidezza del pannello

$$K \cdot \Delta = EA/L \cdot \Delta \cdot [\sin \alpha \cdot \cos \alpha^2 + \sin \beta \cdot \cos \beta^2]$$

*l'*area delle due diagonali equivalenti *L* lunghezza diagonale

$$A = K \cdot L / \{ E \cdot [\sin \alpha \cdot \cos \alpha^2 + \sin \beta \cdot \cos \beta^2] \}$$

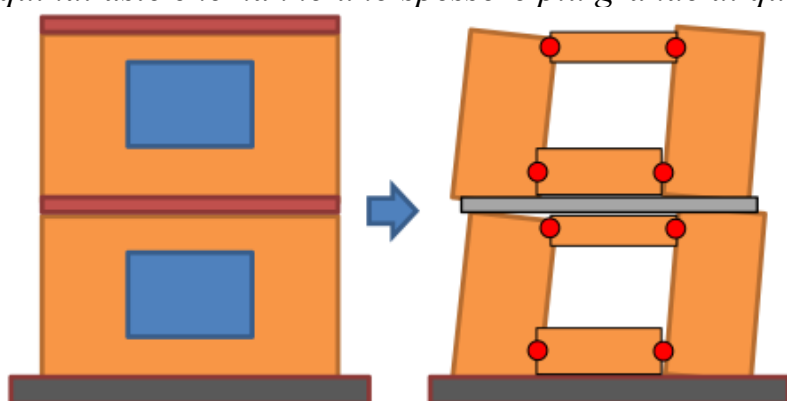
$$A = L / \{ [H^3 / (12EI) + \chi H / (GA)] \cdot E \cdot [\sin \alpha \cdot \cos \alpha^2 + \sin \beta \cdot \cos \beta^2] \}$$

$$A = B \cdot t \quad t \text{ spessore pannello} \quad B \text{ larghezza}$$

é evidente che la schematizzazione prevede anche aste verticali per assicurare la trasmissione degli sforzi normali individuando un modello reticolare la cui rigidezza è pari alla rigidezza assiale del pannello

$$E \cdot A = \sum E_0 A + \sum E_{90} A$$

quindi aste che hanno uno spessore più grande di quello del pannello ;



Il pannello di fascia lo modelliamo come un'asta mentre per quanto concerne la rigidezza delle connessioni che rappresentano i primi elementi ad entrare in crisi, sono riportate nelle schede tecniche e modelliamo come delle molle

Connessione a trazione

VALUTAZIONE MODULO DI SCORRIMENTO K_{ser}

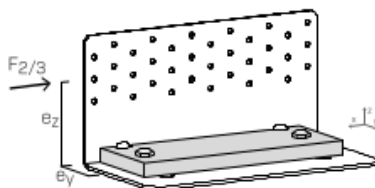
• $K_{1,ser}$ sperimentale medio per la connessione WHT su legno GL24h e su X-LAM

tipo WHT	configurazione	tipo fissaggio $\varnothing \times L$ [mm]	n_v [pz.]	$K_{1,ser}$ [N/mm]	
				GL24h	X-LAM
WHT340	• fissaggio totale • senza rondella	chiodi LBA $\varnothing 4,0 \times 60$	20	-	3440
	• fissaggio totale • con rondella	chiodi LBA $\varnothing 4,0 \times 60$	20	5705	7160
	• fissaggio parziale • con rondella	chiodi LBA $\varnothing 4,0 \times 60$	12	-	5260
WHT440	• fissaggio totale • con rondella	chiodi LBA $\varnothing 4,0 \times 60$	30	6609	10190
	• fissaggio parziale • con rondella	chiodi LBA $\varnothing 4,0 \times 60$	20	-	8060
WHT540	• fissaggio totale • con rondella	chiodi LBA $\varnothing 4,0 \times 60$	45	-	11470
	• fissaggio parziale • con rondella	chiodi LBA $\varnothing 4,0 \times 60$	29	-	9700
WHT620	• fissaggio totale • con rondella	chiodi LBA $\varnothing 4,0 \times 60$	52/55	13247	13540
	• fissaggio parziale • con rondella	chiodi LBA $\varnothing 4,0 \times 60$	30/35	9967	10310

Connessione a taglio

Il gruppo di ancoranti deve essere verificato per:

$$\begin{aligned} V_{sd,x} &= F_{2/3,d} \\ M_{sd,z} &= F_{2/3,d} \times e_{y,IN} \\ M_{sd,y} &= F_{2/3,d} \times e_{z,IN} \end{aligned}$$



VALUTAZIONE DEL MODULO DI SCORRIMENTO $K_{2/3,ser}$

- $K_{2/3,ser}$ sperimentale medio per la connessione TITAN su X-LAM (Cross Laminated Timber) in accordo a ETA 11/0496

tipo	tipo fissaggio $\varnothing \times L$ [mm]	n_v [pz.]	$K_{2/3,ser}$ [mm]
TCN200 + TCW200	viti LBS $\varnothing 5,0 \times 50$	30	9600
TCN240 + TCW240	viti LBS $\varnothing 5,0 \times 50$	36	10000

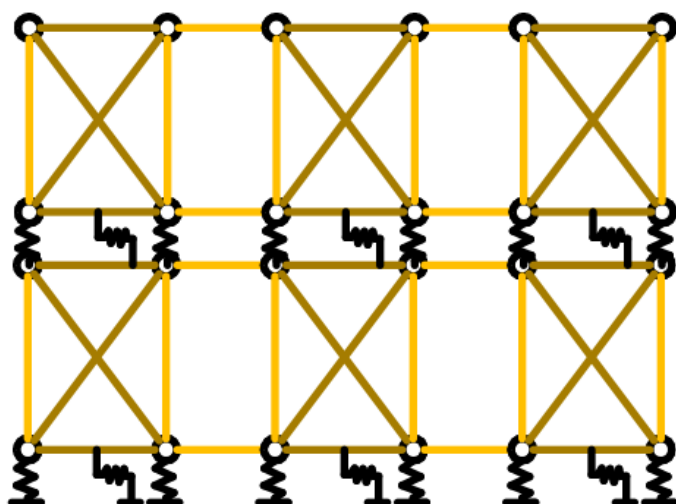
- K_{ser} secondo EN 1995-1-1 per viti in giunzione legno-legno* GL24h/C24

Viti (chiodi senza preforo) $\frac{\rho_m^{1,5} \cdot d^{0,8}}{30}$ (EN 1995 §7.1)

tipo	tipo fissaggio $\varnothing \times L$ [mm]	n_v [pz.]	K_{ser} [mm]
TCN200 + TCW200	viti LBS $\varnothing 5,0 \times 50$	30	31192
TCN240 + TCW240	viti LBS $\varnothing 5,0 \times 50$	36	37431

* Per connessioni acciaio-legno la normativa di riferimento indica la possibilità di raddoppiare il valore di K_{ser} tabellato (7.1 (3)).

Il modello reticolare con le molle di rigidezza K a trazione e a taglio



Nei nodi vi sono delle cerniere si esegue un'analisi statica non lineare considerando degli schemi variati e si determina il fattore di struttura q .

Per quanto concerne la regolarità strutturale per case in legno di dimensioni modeste 2 o 3 piani dove il peso sismico è ridotto condizionare la progettazione architettonica con forme estremamente regolari dando poco spazio alla creatività è un pò riduttivo, la casa in legno è organica o minimale la sua forma deve essere irregolare anche perché le sollecitazioni derivanti dalla torsione corrispondenti ad una eccentricità in pianta ed altezza sono ridotte sollecitazioni taglienti e flessionali che i pannelli assorbono facilmente. Le norme tecniche sulle costruzioni NTC 2018 stabiliscono

REGOLARITÀ

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Se necessario, ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

*Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è **regolare in pianta** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:*

***-a)** la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;*

***-b)** il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;*

***-c)** ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.*

*Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è **regolare in altezza** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:*

***-d)** tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;*

***-e)** massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;*

***-f)** il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto*

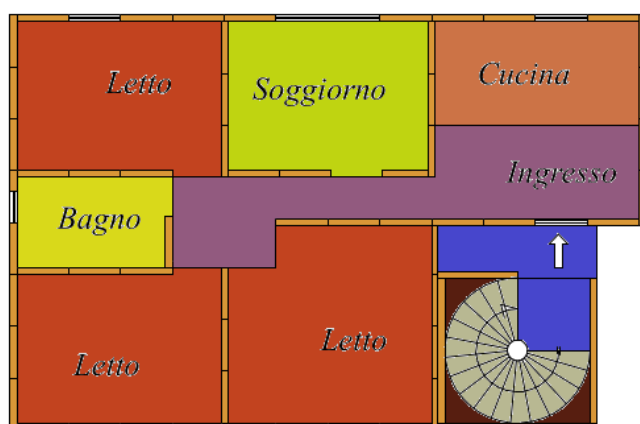
calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;

-g) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento. Qualora, immediatamente al di sopra della fondazione, sia presente una struttura scatolare rigida, purché progettata con comportamento non dissipativo, i controlli sulla regolarità in altezza possono essere riferiti alla sola struttura soprastante la scatolare, a condizione che quest'ultima abbia rigidezza rispetto alle azioni orizzontali significativamente maggiore di quella della struttura ad essa soprastante. Tale condizione si può ritenere soddisfatta se gli spostamenti della struttura soprastante la scatolare, valutati su un modello con incastri al piede, e gli spostamenti della struttura soprastante, valutati tenendo conto anche della deformabilità della struttura scatolare, sono sostanzialmente coincidenti.

L'analisi da eseguire è un'analisi dinamica lineare tenendo conto sia della deformabilità in pianta che in altezza.

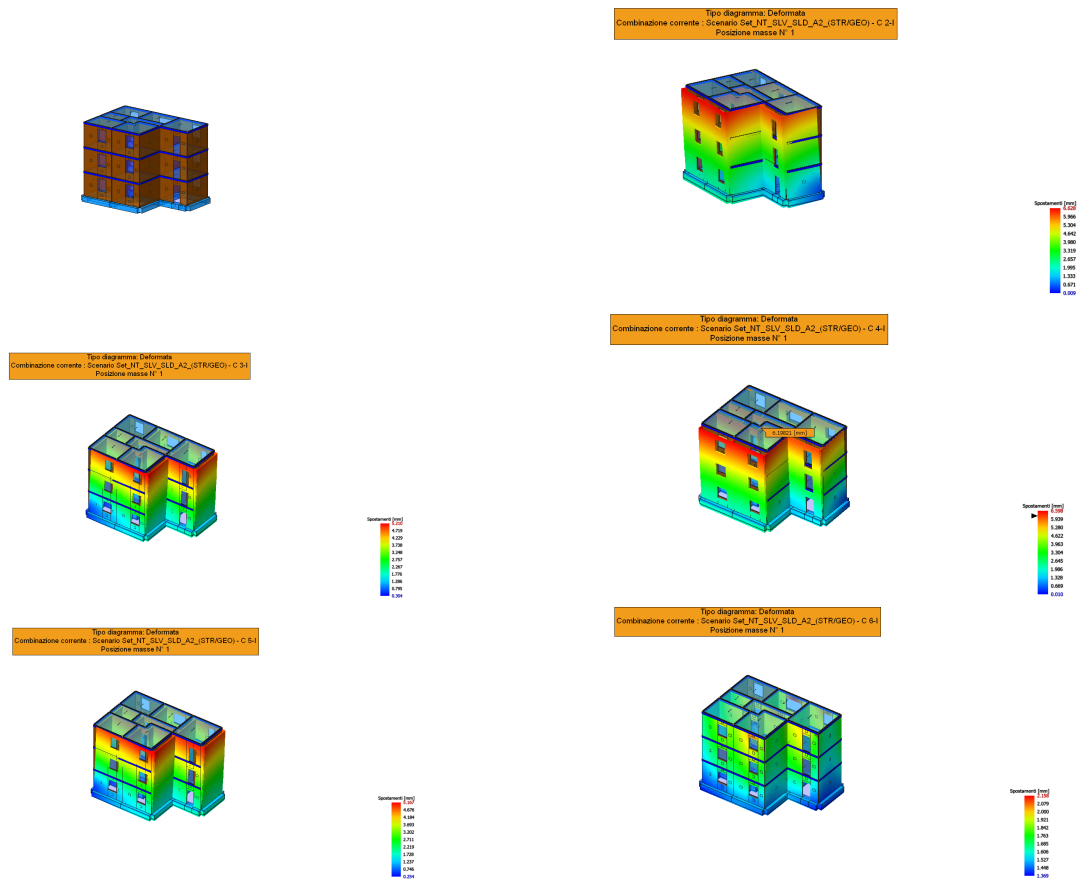
9-La modellazione FEM

La modellazione la eseguiamo attraverso il software iperspace personal edition che per edifici Xlam effettua una modellazione ad elementi finiti dell'intero edificio di conseguenza la rigidezza che considera è quella globale; l'edificio si compone di 3 piani fuori terra realizzato con pannelli parete dello spessore di 13 cm $3+2+3+2+3$ ha una scala esterna con pareti in legno e con vetrate indipendenti i pannelli hanno dimensione 100 cm la progettazione è su moduli 4x4 m.

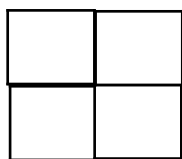


L'altezza del pannello è 2,90 m con una altezza di interpiano di 315 cm ; l'edificio è semplice la pianta è stata studiata esclusivamente per la modellazione strutturale. La

copertura è realizzata con elementi in legno capriate e pannelli sottili XLam 8 cm 3 strati 3+2+3 poggiata sul terzo solaio viene considerata come massa sismica sul III impalcato calcolata separatamente. Si riporta il modello della struttura le deformazioni corrispondenti alle differenti combinazioni di carico



La struttura è tutta verificata le sollecitazioni nei pannelli sono ridotte; per quanto concerne il calcolo delle connessioni ogni pannello di dimensioni 100x300 viene vincolato alla fondazione ed ai solai con due collegamenti a trazione disposti agli estremi ed una connessione centrale a taglio; le tipologie di connettori utilizzate sono tutte uguali per le differenti combinazioni di carico sia in fondazione che in corrispondenza dei solai si fa riferimento alle max sollecitazioni di trazione compressione e taglio che possiamo visualizzare per ogni parete. Per le verifiche delle connessioni utilizziamo le schede tecniche. La struttura è stata impostata su una maglia quadrata 4x4 la nostra parete XLAM ha dimensioni 4x3 m, ad esempio al piano terra selezionando un setto XLam per ogni combinazione suddivide la parete in 4 macroelementi fornendo il valore delle sollecitazioni nel centro del pannello nei nodi mediani orizzontali e verticali



$N ; T_X ; M_X ; T_Y ; M_Y ; M_T ;$

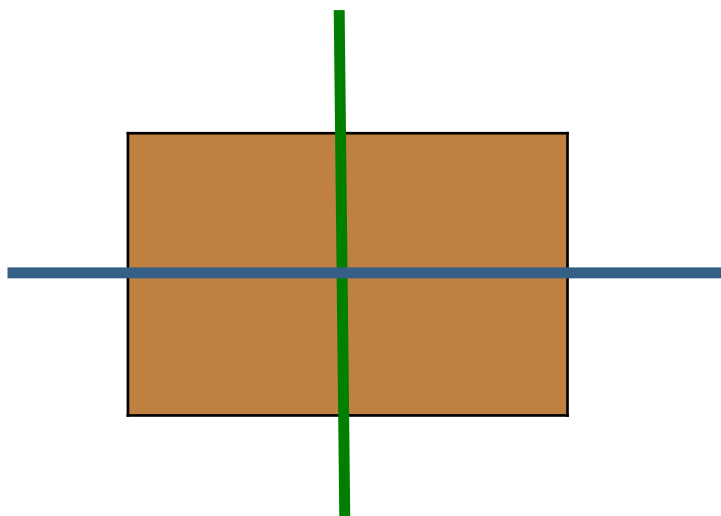
Direzione Verde

N	T_X	M_X	T_Y	M_Y	M_T
-305	117	8	585	2671	31
-800	-799	0	539	3536	2
-302	-434	-11	-176	2233	14

Queste sollecitazioni sono relative alla combinazione sismica 1

Direzione azzurra

N	T_X	M_X	T_Y	M_Y	M_T
-5556	-4009	-8051	2	-2	-20
-5272	-4081	-6118	-8	1	-54
-4618	-4261	-3266	5	-3	60



Lo sforzo negativo è di compressione , la forze per il dimensionamento della connessione per mensola composta

Connettori a taglio

Taglio orizzontale $V_X \approx 4100 \text{ daN}$;

Taglio verticale $V_Y \approx 550 \text{ daN}$;

Connettori a trazione e compressione

$T = N + (M_1 + M_2 + M_3) / 4 \approx - 500 \text{ daN}$

$C = 9630 \text{ daN}$

la mensola è tutta compressa

Dobbiamo verificare il profilo Alustart per la compressione , il connettore Titan N ed il connettore SLOT

Profilo Alustart 100+Alustart 35 a pag. 36 dei presenti appunti sono riportati valori della resistenza in KN/ml per il lato legno, alluminio e calcestruzzo del profilo Alustart .

Legno

Configurazione su legno	tipo	fissaggio fori $\Phi * L$ mm	Nv	Resistenza legno $R_{2/3K}$ KN/m
Fissaggio totale 71/m	Chiodi LBA	$\Phi 4 * 60$	71/m	12060
Fissaggio parziale 35/m	Chiodi LBA	$\Phi 4 * 60$	35/m	6090
Fissaggio parziale 23/m	Chiodi LBA	$\Phi 4 * 60$	23/m	4050

ALLUMINIO

Istallazione		Resistenza Alluminio R_{ICK}
Alu start 100 Alu start 120 Alu start 100+35 Alustart 120+35	γ_{MI}	72190 KN/m

Calcestruzzo

			Fissaggio totale 5 ancoranti/m	Fissaggio parziale 2,5 ancoranti/m
Configurazione calcestruzzo	fissaggi fori $\Phi 12$		Resistenza di calcolo calcestruzzo $R_{2/3,d}$ KN/m	
	tipo	$\Phi * L$ mm		
non fessurato	WIN-FIX PRO 8.8	M12x120	12830	6750
	SKR-E	12x90	10220	5360
	AB1	M12x100	9460	5030
fessurato	WIN-FIX PRO 8.8	M12x190	10730	6760
	SKR-E	12x90	5170	3860
	AB1	M12x100	9460	5030
sismico	EPO-FIX PLUS 8.8	M12x190	5260	3850

La nostra max forza di compressione è puntuale va distribuita su 1 ml lineare di profilo, va determinato il diagramma delle tensioni, la risultante C va ripartita

$$\sigma_1 = N/B + M * y_1 / I = 78 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_2 = N/B + M * y_2 / I = 45 \text{ daN/cm}^2$$

$$W = B^3 / 12$$

$$C = 100 * (\sigma_1 + \sigma_2) / 2 = 6154 \text{ daN/cm}$$



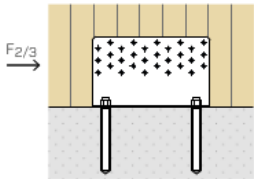
$$y_1 = 200 \text{ cm}; \quad y_2 = 100 \text{ cm};$$



$$1 \text{ kN/m} = 1 \text{ daN/m}$$

Per il connettore **TITAN N** a pagina 28 sono riportati i valori della resistenza ;

VALORI STATICI | GIUNZIONE A TAGLIO $F_{2/3}$ | LEGNO-CALCESTRUZZO
TCN200



RESISTENZA LATO LEGNO

configurazione su legno ⁽¹⁾	LEGNO				CALCESTRUZZO			
	tipo	fissaggi fori Ø5		$R_{2/3,k \text{ timber}}$ [kN]	fissaggi fori Ø13		$IN^{(2)}$ $e_{y,IN}$ [mm]	$OUT^{(3)}$ $e_{y,OUT}$ [mm]
		Ø x L [mm]	n_v [pz.]		Ø [mm]	n_H [pz.]		
• full pattern	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	30	22,1	M12	2	38,5	70,0
	viti LBS	Ø5,0 x 50		26,5				
• pattern 4	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	25	17,4				
	viti LBS	Ø5,0 x 50		20,4				
• pattern 3	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	20	13,7				
	viti LBS	Ø5,0 x 50		16,0				
• pattern 2	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	15	9,6				
	viti LBS	Ø5,0 x 50		11,2				
• pattern 1	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	10	6,4				
	viti LBS	Ø5,0 x 50		7,5				

RESISTENZA LATO CALCESTRUZZO

Valori di resistenza di alcune delle possibili soluzioni di fissaggio per ancoranti installati nei fori interni (IN) o nei fori esterni (OUT).

configurazione su calcestruzzo	fissaggi fori Ø13		$R_{2/3,d \text{ concrete}}$	
	tipo	Ø x L [mm]	$IN^{(2)}$ [kN]	$OUT^{(3)}$ [kN]
• non fessurato	VIN-FIX PRO 5.8	M12 x 130	29,7	24,4
	VIN-FIX PRO 8.8	M12 x 130	48,1	39,1
	SKR-E	12 x 90	38,3	31,3
	AB1	M12 x 100	35,4	28,9
• fessurato	VIN-FIX PRO 5.8	M12 x 130	29,7	24,4
	VIN-FIX PRO 8.8	M12 x 130	35,1	28,9
	SKR-E	12 x 90	34,6	28,4
	AB1	M12 x 100	35,4	28,9
• seismic	EPO-FIX PLUS 5.8/8.8	M12 x 130	19,2	15,7
	SKR-E	12 x 90	8,8	7,2
	AB1	M12 x 100	10,6	8,7

installazione	tipo ancorante		t_{fix}	h_{ef}	h_{nom}	h_1	d_0	h_{min}
	tipo	Ø x L [mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
TCN200	VIN-FIX PRO	M12 X 130	3	112	112	120	14	200
	EPO-FIX PLUS 5.8/8.8							
	SKR-E	12 x 90	3	64	87	110	10	
	AB1	M12 x 100	3	70	80	85	12	

Barra filettata pretagliata INA completa di dado e rondella: si rimanda a pag. 520
Barra filettata MGS classe 8.8 da tagliare a misura: si rimanda a pag. 534

t_{fix} spessore piastra fissata
 h_{nom} profondità di inserimento
 h_{ef} profondità effettiva di ancoraggio
 h_1 profondità minima foro
 d_0 diametro foro nel calcestruzzo
 h_{min} spessore minimo calcestruzzo

NOTE:

⁽¹⁾ Schemi di fissaggio parziale (pattern) a pag. 192.

⁽²⁾ Installazione degli ancoranti nei due fori interni (IN).

⁽³⁾ Installazione degli ancoranti nei due fori esterni (OUT).

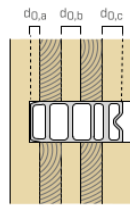
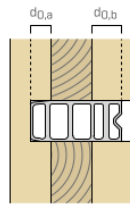
$V = 4100 \text{ daN} = 41 \text{ kN}$

i pannelli hanno tutti dimensione 100 cm vi sono 4 pannelli

$$V = 1025 \text{ daN} = 10 \text{ KN}$$

per il connettore Slot ne disponiamo 2 a quota 50 e 250 cm che collegano pannelli di dimensione 100x300 cm

		$R_{e,k}$ [kN]	k_{ser} [kN/mm]
X-LAM ⁽⁵⁾	40 [mm]	34,37	17,50
	45 [mm]	37,81	
	49 [mm]	40,57	
	50 [mm]	41,26	
	55 [mm]	44,70	
	59 [mm]	47,46	
	60 [mm]	48,15	
	65 [mm]	51,59	
	$\Sigma d_0^{(6)}$	54,35	
LVL softwood	sfogliati incrociati ⁽⁷⁾	52,72	24,00
	sfogliati paralleli ⁽⁸⁾	70,97	
LVL hardwood	sfogliati incrociati ⁽⁹⁾	125,71	48,67
	sfogliati paralleli ⁽¹⁰⁾	116,59	
legno lamellare ⁽¹¹⁾		68,13	25,67



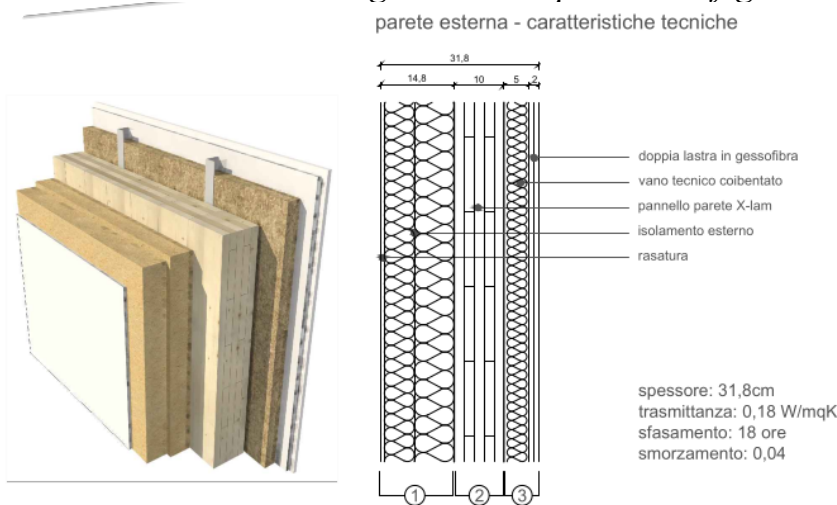
$$\Sigma d_0 = d_{0,a} + d_{0,b} + d_{0,c}$$

$$V \approx 6 \text{ KN}$$

E' evidente che bisogna analizzare tutte le combinazioni di carico per ciascun pannello prendere quelle max dalla relazione di calcolo e calcolare le connessioni; vanno disposti sempre dei connettori a trazione anche se la sollecitazione di trazione è inesistente.

10- I particolari costruttivi e la trasmittanza termica

Sia la parte esterna che la copertura vanno opportunamente coibentate e viene utilizzato un rivestimento in legno come riportato in figura

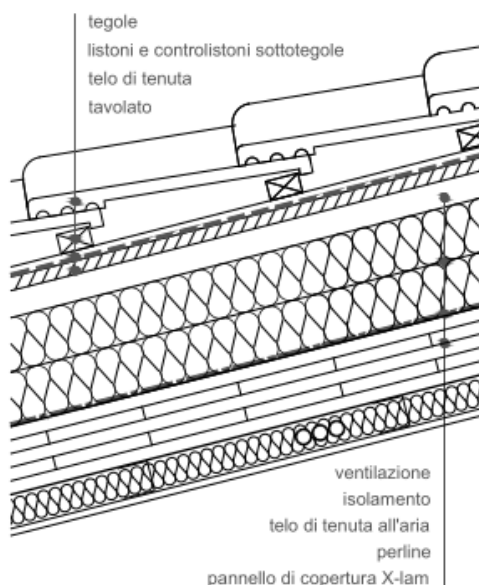


Il cappotto termico è sia interno che esterno, l'isolamento interno si rende necessario per creare una intercapedine dove alloggiare gli impianti elettrici e termici senza danneggiare il pannello.

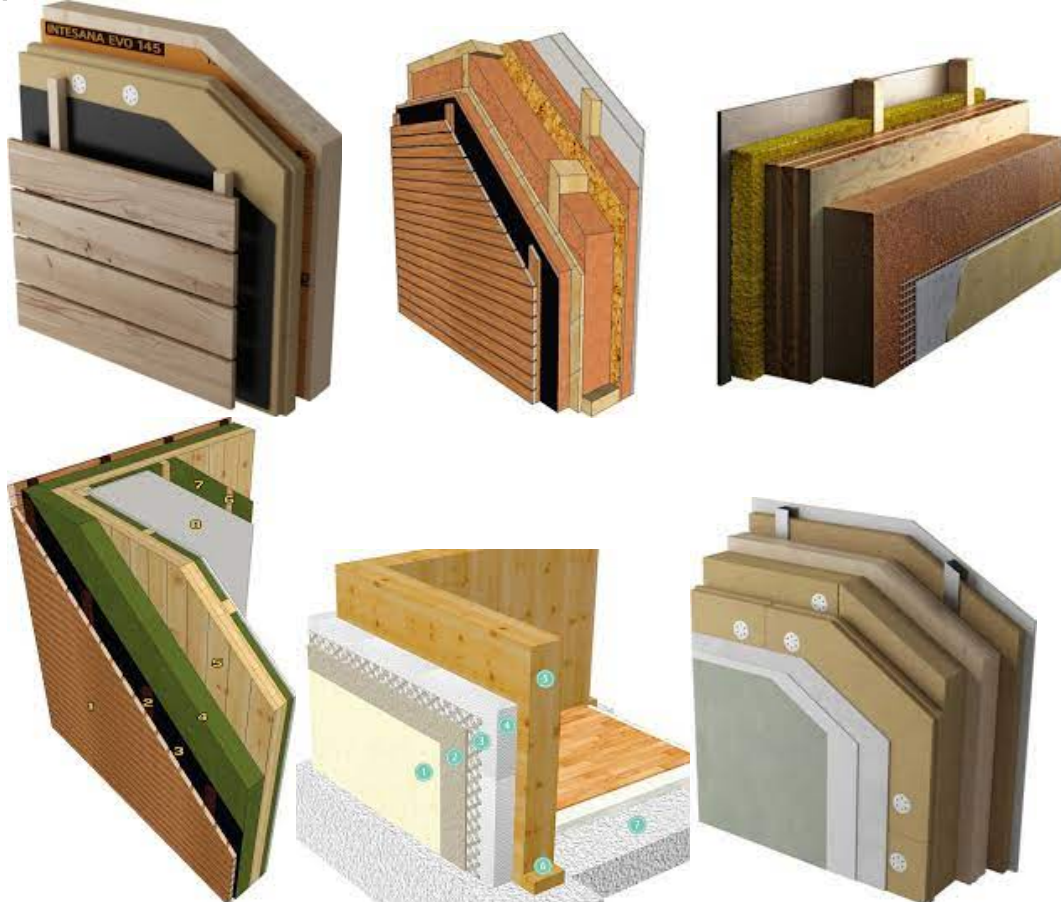
Per la copertura

—

copertura - caratteristiche tecniche



Le soluzioni esterne di rivestimento per abbellire la nostra casa in legno sono molteplici



*un rivestimento in legno in modo che la nostra casa si integri nell'ambiente naturale
o con intonaco in modo che si integri nel centro urbano*

11- Le verifiche antincendio : i trattamenti ignifughi

In questo paragrafo non ci soffermeremo sulle verifiche antincendio ma sui trattamenti ignifughi ovvero su quei materiali che consentono l'aumento della resistenza al fuoco REI ovvero il tempo necessario per evacuare l'edificio e spegnere un eventuale incendio senza danni alle persone o cose. La funzione del trattamento ignifugo tramite vernice e quindi quella di ridurre la velocità di carbonizzazione in modo da garantire la resistenza al fuoco in un intervallo di tempo più ampio.

Tabella 13-1 – Velocità di carbonizzazione β_n

Materiale	β_n [mm/minuto]
a) Conifere e faggio	
Legno massiccio con massa volumica caratteristica non inferiore a 290 kg/m ³	0.8
Legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica non inferiore a 290 kg/m ³	0.7
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati con massa volumica caratteristica non inferiore a 290 kg/m ³ (si veda la nota ¹)	0.75
b) Latifoglie (escluso faggio)	
Legno massiccio o legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica non inferiore a 290 kg/m ³	0.7
Legno massiccio o legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica non inferiore a 450 kg/m ³	0.55
c) LVL	
LVL con massa volumica caratteristica non inferiore a 480 kg/m ³	0.7

¹ Si deve precisare che, in mancanza della norma europea di prodotto o fino alla scadenza del pertinente periodo di coesistenza, i certificati ETA dei singoli produttori riportano le velocità di carbonizzazione che, in generale, sono anche sensibili al tipo di colla utilizzata e potrebbero quindi non essere costanti nello spessore del pannello. Il valore qui indicato è da considerarsi a semplice titolo informativo.

Per il calcolo di un elemento ligneo quale una trave si fa riferimento alla sezione efficace ottenuto riducendo la sezione iniziale di una profondità di carbonizzazione effettiva :

$$d_{ef} = d_{char} + K_0 * d_0 \quad ;$$

d_{ef} profondità della sezione demolita

$d_{char} = t * \beta_n$ profondità di sezione carbonizzata

t tempo in minuti di esposizione all'incendio funzione della classe

β_n velocità di carbonizzazione superiore a quella effettiva per includere gli effetti di arrotondamento degli spigoli e di fessurazione

K_0 coefficiente dipendente dal tempo variabile tra 0 e 1 per $t \geq 20$ min $K_0 = 1$

$d_0 = 7$ mm

I valori della velocità di carbonizzazione per trattamento ignifugo sono riportati nella seguente tabella

parameter	thickness [g/m ²]	R15	R30	R45	R60
β' [mm/min]	0	0,635	0,667	0,698	0,730
$\beta''_{\min}$ [mm/min]	300	0,313	0,450	0,496	0,519
$\beta''_{\max}$ [mm/min]	1150	0,047	0,331	0,426	0,474
$k_{\beta \min}$	300	0,492	0,676	0,711	0,712
$k_{\beta \max}$	1150	0,074	0,497	0,610	0,649
$t_{pr \min}$ [min]	7,63				
$t_{pr \max}$ [min]	15,40				

β' : valore di carbonizzazione, espresso in mm/min registrato nel corso della prova in forno, su una trave in legno senza protezione. La trave in legno è stata costruita secondo le specifiche dettate dalla norma tecnica di prova ENV 13381-7.

$\beta''_{\min}$: valore di carbonizzazione, espresso in mm/min registrato nel corso della prova in forno, su una trave in legno protetta con il minimo quantitativo di PV33 fondo e finitura. La trave in legno è stata costruita secondo le specifiche dettate dalla norma tecnica di prova ENV 13381-7.

$\beta''_{\max}$: valore di carbonizzazione, espresso in mm/min registrato nel corso della prova in forno, su una trave in legno protetta con il massimo quantitativo di PV33 fondo e finitura. La trave in legno è stata costruita secondo le specifiche dettate dalla norma tecnica di prova ENV 13381-7.

$K_{\beta \min}$: è il rapporto $\beta''_{\min} / \beta'$ e ci fornisce un valore adimensionale che ci permette di calcolare la velocità di carbonizzazione di qualsiasi tipologia di legno protetta con il con il minimo quantitativo di PV33 fondo e finitura.

$K_{\beta \max}$: è il rapporto $\beta''_{\max} / \beta'$ e ci fornisce un valore adimensionale che ci permette di calcolare la velocità di carbonizzazione di qualsiasi tipologia di legno protetta con il con il massimo quantitativo di PV33 fondo e finitura.

$K_{\beta \text{intermedi}}$: per interpolazione lineare si possono calcolare valori intermedi corrispondenti ad applicazioni di PV33 compresi tra 300 g/mq e 1.150 g/mq

12- La dendrometria

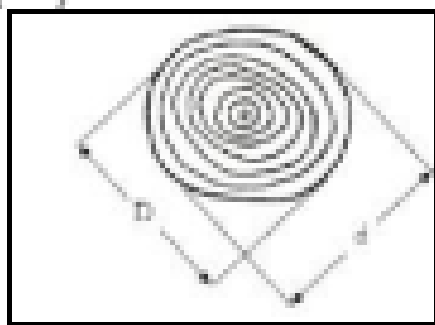
Dendrometria (dèndro- dendron “albero” e -metria “misura o misurazione” = misurazione degli alberi) scienza che insegna i metodi di stima del volume legnoso ricavabile dal bosco e degli assortimenti legnosi . La dendrometria consente di :

- misurare il peso il volume e l'età di un albero
- quanti tronchi o alberi occorrono per costruire una casa in legno
- il volume di legno presente in un bosco
- l'incremento legnoso in un bosco in un certo periodo

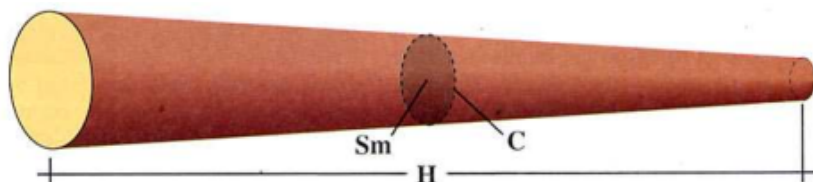
L'albero è un cilindro più o meno regolare il cui volume è dato dalla formula

$$V = H \cdot \pi \cdot D^2 / 4 \quad \text{per tronco regolare}$$

$$V = H \cdot \pi \cdot [(D+d)/2]^2 / 4 \quad \text{per tronco irregolare}$$



Formula di Huber	
$V = H \times S_m$	
cioè:	
$V = H \times \frac{C^2}{4 \times 3,14}$	
1	$V = 15,30 \times S_m$
2	$V = 15,30 \times \frac{0,6 \times 0,6}{4 \times 3,14}$
3	$V = 15,30 \times \frac{0,36}{12,56}$
4	$V = 15,30 \times 0,03$ (arrotondato)
5	$V = 0,44 \text{ m}^3$ (arrotondato)
Legenda: V = Volume, S_m = area della sezione mediana del fusto, H = lunghezza del tronco	



Per il nostro edificio a tre piani che si compone di circa

205 pannelli verticali 13x100x300 cm $V \approx 80 \text{ mc}$

60 pannelli orizzontali 15x100x400 cm $V \approx 36 \text{ mc}$ $V = 116 \text{ mc}$ di legno

un tronco con diametro medio 80 cm e altezza 15,30 m ha un volume $V \approx 7,50 \text{ mc}$

Per la costruzione del nostro edificio occorrono circa 16 alberi.

Soffermarsi sulla quantità di alberi tagliati per costruire una casa in legno può sembrare una meschinità ma oggi nel mondo la deforestazione assume sempre maggiore importanza e se del legno se ne fa un uso indiscriminato come materiale da costruzione si possono avere dei gravi danni ambientali peggiori del calcestruzzo. E' importante sensibilizzare la popolazione soprattutto quella italiana alla cultura del legno ovvero al rispetto degli alberi e della natura rispetto che può essere insegnato soltanto utilizzando il legno come materiale da costruzione mettendo fine agli incendi boschivi che attanagliano l'Italia nel periodo estivo:

-favorendo la riforestazione attraverso l'impianto di nuovi alberi la creazione di nuovi boschi ovvero avere quel ricambio generazionale necessario al settore della vegetazione cosa che può essere ottenuta esclusivamente utilizzando il legno come materiale da costruzione e come biomassa ;

-creando all'interno di ciascun comune delle nuove zone omogenee quali le zone naturali destinate al rimboschimento definendo nel regolamento edilizio le regole forestali da adottare quando si vuole costruire una casa in legno come il reimpianto degli alberi tagliati.

Se poi si parla di paesaggio ovvero di danno ambientale la costruzione in legno non danneggia l'ambiente naturale ma lo migliora rendendo il paesaggio più gradevole .

13- I costi di una casa in legno in Xlam

Per costo di costruzione si intende il prezzo al metro quadrato comprensivo di progettazione esecutiva, prefabbricazione, realizzazione delle fondazioni, assemblaggio e finiture. In pratica è il costo di costruzione chiavi in mano, espresso per metro quadrato lordo. I costi chiavi in mano di una casa in legno variano dai 1.300€ ai 1.800€ per metro quadrato, a seconda del grado di finitura e della complessità del progetto. Chiaramente i costi dipendono dalle finiture quali pavimenti , rivestimenti esterni ed interni arredi bagni tipologia di impianti, infissi ect il costo della sola struttura in legno in XLAM è inferiore a quello di una struttura in cemento armato con tamponatura o realizzata in muratura poiché la prefabbricazione e quindi il montaggio dei pannelli avvengono in tempi brevi , per assemblare una struttura in legno dove i pannelli sono già a disposizione dell'azienda occorrono 15 giorni per costruire una struttura in c.a. con le tamponature o una struttura in muratura 6 mesi vi sono quindi costi della manodopera relativi ai tempi di costruzione. Il costo a mq di una struttura Xlam grezza comprensiva di tutti i connettori metallici è circa 450 euro al mq ovvero 30% del costo di costruzione chiavi in mano 1500 euro ; per una struttura in cemento armato destinata ad edificio residenziale l'incidenza sul costo di costruzione è pari al 35%

-strutture c.a. 26%

-tamponature 6%

-divisori interni 3%.

Per i pannelli in Xlam vi è un costo relativo al trasporto poiché le aziende costruttrici dei pannelli non sono ubicate nel luogo dove realizzare la costruzione al contrario delle cave e delle centrali di betonaggio per il confezionamento dei calcestruzzi che sono presenti in tutto il territorio. L'edilizia ha un suo indotto costruire in tempi brevi con sistemi prefabbricati riduce i costi della manodopera ma incentiva la disoccupazione nel settore edile tra i manovali ed i carpentieri vi è comunque un lavoro in stabilimento per la realizzazione degli elementi prefabbricati in modo che vi sia un controllo più accurato dei materiali e che gli operai impegnati lavorino in condizioni di sicurezza.

14- Conclusioni

L'edilizia in Italia se si escludono le zone terremotate sta attraversando un periodo di crisi profonda ad ogni trasformazione del territorio ovvero a qualunque nuova costruzione che si realizza viene associato il danno all'ambiente naturale ed urbano di conseguenza le nuove costruzioni non trovano consenso tra la popolazione tutti hanno una loro casa la nuova costruzione è vista come fonte di guadagno per i costruttori ovvero speculazione e danno ambientale. L'edilizia rappresenta il motore della economia italiana utilizza dei finanziamenti dello stato il grande vantaggio consiste nell'avere delle costruzioni utili non soltanto per esigenze abitative e di carattere statico quale una nuova costruzione antisismica ma per esigenze sociali ed urbane; la nuova costruzione per caratteristiche architettoniche deve eliminare forme di degrado urbano ed ambientale che sono all'origine del disagio sociale e della devianza quindi della microcriminalità. Vivere in ambienti nuovi architettonicamente inseriti in un ambiente naturale migliora la condizione di vita dell'essere umano non si parla di esclusivo comfort abitativo, ma di comfort urbano ed ambientale per cui assumono notevole importanza sia l'architettura del nostro edificio le aree verdi il paesaggio l'urbanistica ed anche i materiali utilizzati. La casa in legno nelle zone di montagna turistiche ha un preciso legame con l'ambiente naturale la classica villetta in legno in campagna dove trascorrere le vacanze riposarsi o vivere in tranquillità e pace sociale lontano da fantomatici disturbatori sociali che alterano la nostra psiche e fanno sì che la nostra abitazione diventi fonte di malessere psicologico perdendo oltre che il valore economico anche la sua funzione di utero materno ovvero di luogo di protezione e pace. Questi appunti rappresentano un miglioramento della preparazione tecnica dell'autore e rappresentano una composizione di vari estratti e pubblicazioni che riporto nella bibliografia .

Bibliografia

*Tecnica delle costruzioni in legno :Guglielmo Giordano
Il calcolo degli elementi strutturali di XLAM: Andrea Bernasconi
Schede Tecniche Connettori Rothoblaas ;
La modellazione di edifici in Xlam :Mauro Andreolli , Federica Bianchi
Come stimare la quantità di legname presente in un bosco ;
Norme tecniche sulle costruzioni 2018
Istruzioni CNR LEGNO
Software Soft lab Iperspace bim personal edition vers. 1
Software Woodpanel Nexus*

Le travi in legno lamellare rinforzato

- 1) Introduzione*
- 2) Materiali*
- 3) Modalità di rottura*
- 4) Verifica a flessione con il metodo delle tensioni ammissibili*
- 5) Verifica a flessione allo stato limite ultimo*
- 6) Verifica a taglio*
- 7) Calcolo delle freccia e della frequenza di vibrazione fondamentale*
- 8) Verifica allo svergolamento*
- 9) Modellazione FEM di una trave fibrorinforzata con il software Iper-space.*
- 10) Verifica allo SLU il modello di BAZAN*
- 11) Verifica allo SLU con il modello di Halloran*
- 12) Verifica all'incendio di una trave inflessa rinforzata*

Ing. Giuseppe Mosca

1 - Introduzione

Le travi in legno lamellare fibrorinforzato si ottengono inserendo tra le lamelle di legno delle lamine in fibra di carbonio che hanno un grande modulo elastico ed una elevata resistenza in modo da aumentare la rigidezza della trave. Le fibre di carbonio vengono inserite in zona tesa per l'ottimo comportamento a trazione ma possono essere inserite anche in zona compressa incollate alle lamelle in modo che non si abbiano fenomeni di svergolamento o instabilità delle lamine che pregiudicano la loro resistenza a compressione. Una trave rinforzata ha un peso ridotto ha la capacità di sopportare dei grandi carichi senza deformazioni eccessive trovano impiego di solito in strutture da ponte in legno o in coperture di impianti sportivi quali stadi, campi da tennis palazzetti dello sport dove ha un ruolo importante la rigidezza delle strutture. Si pensi a coperture delle tribune di stadio con strutture a mensola oppure a passerelle pedonali di luce superiore ai 30 m dove è importante la verifica allo stato limite di vibrazione ovvero che il ponte non oscilli quando è attraversato da persone o biciclette. Si ha quindi la possibilità di realizzare delle grandi strutture riducendo il consumo di legno senza arrecare danni ambientali. La dendromedria è una scienza che calcola il volume degli alberi e dei boschi e del relativo accrescimento, se proviamo a calcolare il volume di legno necessario per realizzare una casa in legno o una passerella pedonale e lo rapportiamo alle dimensioni dei tronchi cilindrici che possono avere un diametro di 80 cm ed una lunghezza di 5 metri vediamo che il quantitativo di alberi tagliati è molto elevato di conseguenza è grande il danno arrecato all'ambiente. Utilizzare il legno come materiale da costruzione ci educa all'ambiente il materiale rispettoso della natura deve essere rigenerato e di qui l'industria forestale ovvero i rimboschimenti da parte delle stesse aziende del legno che si rendono necessari, quindi ogni comune in un suo piano regolatore prevedendo l'utilizzo del materiale legno deve individuare delle zone naturali del territorio comunale da destinare a rimboschimento in collaborazione con il corpo forestale dello stato finanziate dalle stesse aziende che utilizzano il legno commisurate al volume di legno impiegato. Altro grande vantaggio della utilizzazione del legno come materiale da costruzione è la prevenzione incendi, poichè nessuno si permetterebbe di appiccare incendi in zone boschive per speculazioni edilizie o per creare del lavoro allo stesso corpo forestale dello stato quando nello stesso territorio si stanno realizzando chalet o villette in legno.

2- Materiali

Le travi in legno lamellare si ottengono previo l'incollaggio di lamelle le cui dimensioni sono definite dalle norme UNI -EN 386 ; le Istruzioni CNR come la normativa italiana riportano in funzione della classe di legno lamellare i valori delle resistenze e dei moduli elastici come indicato in figura.

Tabella 18-4-Classi di resistenza per legno lamellare di conifera omogeneo e combinato(EN1194)

Valori caratteristici di resistenza e modulo elastico		GL24h	GL24c	GL28h	GL28c	GL32h	GL32c	GL36h	GL36c
Resistenze (MPa)									
flessione	$f_{m,g,k}$	24		28		32		36	
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,g,k}$	16.5	14.0	19.5	16.5	22.5	19.5	26	22.5
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,g,k}$	0.40	0.35	0.45	0.40	0.50	0.45	0.60	0.50
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,g,k}$	24.0	21.0	26.5	24.0	29.0	26.5	31.0	29.0
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,g,k}$	2.7	2.4	3.0	2.7	3.3	3.0	3.6	3.3
taglio	$f_{v,g,k}$	2.7	2.2	3.2	2.7	3.8	3.2	4.3	3.8
Modulo elastico (GPa)									
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,g,mean}$	11.6	11.6	12.6	12.6	13.7	13.7	14.7	14.7
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,g,05}$	9.4	9.4	10.2	10.2	11.1	11.1	11.9	11.9
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,g,mean}$	0.39	0.32	0.42	0.39	0.46	0.42	0.49	0.46
modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$	0.72	0.59	0.78	0.72	0.85	0.78	0.91	0.85
Massa volumica (kg/m³)									
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$	380	350	410	380	430	410	450	430

Per ottenere la resistenza di calcolo il valore caratteristico va moltiplicato per un coefficiente che tiene conto della umidità dell'ambiente della durata del carico e diviso per il coefficiente parziale ;

$$X_d = X_k * K_{mod} / \gamma$$

Con $K_{mod} = 0,6- 0,7 -0,8-0,9-1-1,10$

$\gamma = 1,25$ per legno lamellare incollato

Le fibre di carbonio sono delle lamine di carbonio pultruse di esiguo spessore che hanno una elevata resistenza a trazione ma resistenza a compressione nulla per problematiche dovute alla instabilità ; infatti se consideriamo una lamina avente uno spessore di 5 mm lunghezza 3 m sollecitata a compressione è evidente che si instabilizza ed ha una resistenza nulla. Se

la lamina la inseriamo tra le lamelle in legno



incollata perfettamente alle lamelle in modo che la tensione di aderenza e quindi la forza di scorrimento sia inferiore allo sforzo di compressione o trazione nella lamina non si hanno problemi di instabilità o di svergolamento e la inerzia complessiva della trave in lamellare è quella della sezione omogeneizzata. Per la lamina si ipotizza lo stesso comportamento sia a trazione che a compressione con i valori indicati in figura.

DATI TECNICI (valori tipici)												
DATI IDENTIFICATIVI DEL PRODOTTO												
Matrice:			resina epossidica									
Rinforzo:			fibre di carbonio ad alta resistenza									
Colore:			nero									
CARATTERISTICHE DEL PRODOTTO												
			Carboplate E 170			Carboplate E 200			Carboplate E 250			
Densità (g/cm³):			1,61			1,56			1,61			
Contenuto di fibre (%):			68			68			65			
Spessore (mm):			1,4			1,4			1,4			
Larghezza (mm):			50 100 150			50 100 150			50 100 150			
Sezione resistente (mm²):			70 140 210			70 140 210			70 140 210			
Peso (g/m):			113 225 338			109 218 328			113 225 338			
PRESTAZIONI FINALI												
Resistenza a trazione (MPa):			≥ 3.100			3.300			2.500			
Modulo elastico (GPa):			170			200			250			
Allungamento a rottura (%):			2			1,4			0,9			
Resistenza a taglio (MPa):			77			70			79			
Coefficiente di dilatazione termica (m/m/°C):			0,6 x 10 ⁻⁶			0,8 x 10 ⁻⁶			0,4 x 10 ⁻⁶			

$$1\text{Mpa} = 1000000\text{ Pa} = 1000000\text{ N/mq} = 10\text{ daN/cm}^2$$

Si ipotizza che vi sia perfetta aderenza tra lamelle in legno e lamine in carbonio ritenendo valido il principio di conservazione delle sezioni piane

$$\sigma_c/\sigma_l = E_c/E_l$$

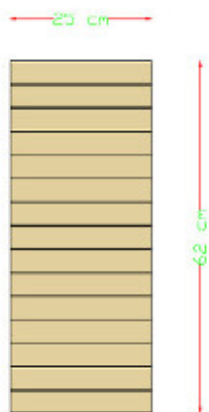
per cui si può definire un coefficiente di omogenizzazione

$$n = E_c/E_l \quad \text{ed un'area equivalente omogenea} \quad A = A_l + n \cdot A_c$$

utilizzando un legno lamellare classe GL32h con $E_l = 137000 \text{ daN/cm}^2$ ed una fibra $E_c = 2400000 \text{ daN/cm}^2$ il coefficiente di omogeneizzazione

$$n = 2400000/137000 \approx 18$$

L'aderenza tra lamelle e lamine è garantita dall'adesivo utilizzato per il legno lamellare, di solito le lamelle hanno uno spessore compreso tra 32 e 40 mm alle quali corrisponde una larghezza massima della trave pari a 250 mm o 300 mm; le lamine hanno una larghezza di 50 mm vanno quindi utilizzate per una trave della larghezza di 250 mm 5 lamine aventi uno spessore di 1,4 mm. Studieremo quindi una trave avente una base $b = 25 \text{ cm}$, 15 lamelle da 40 mm con interposte 14 lamine per un'altezza complessiva di 62 cm.



3- Modalità di rottura

La rottura ovvero il distacco della lamina dalla lamella può avvenire per irregolarità della superficie lignea , ovvero la non planarità delle superfici da incollare induce uno stato tensionale di trazione che in virtù della curvatura può causare il distacco della lamina dalla lamella. Questa possibilità di rottura è remota poichè le travi sono preparate in stabilimento di conseguenza le superfici a contatto sono perfettamente piane e lisce. Il distacco può avvenire in virtù della forza di scorrimento tra le lamine e le lamelle ovvero la tensione tangenziale da taglio calcolata con la nota formula deve essere inferiore alla tensione di aderenza dell'adesivo utilizzato.

$$\tau = V/I * S_x/b < \tau_{ad}$$

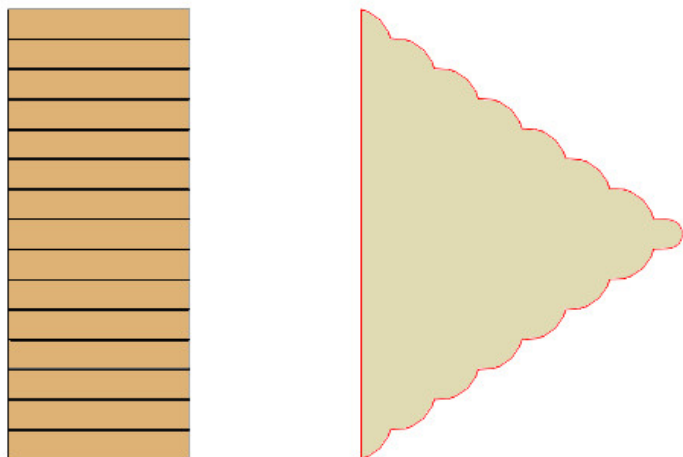
*che è funzione dell'adesivo utilizzato per incollare le lamine alle lamelle .
il momento di inerzia I ed il momento statico S_x sono relativi alla sezione omogeneizzata*

$$I = \sum A l^* d^2 + n * \sum A_{fc} * d^2$$

calcolati rispetto all'asse neutro ; essendo la sezione simmetrica il baricentro della sezione omogenea coincide con il baricentro geometrico .

$$S_x = \sum A l^* d + n * \sum A_{fc} * d$$

Il diagramma delle tensioni tangenziali nella sezione rettangolare deriva dalla somma di archetti di parabola corrispondenti alle lamelle sempre meno inclinati con dei salti in corrispondenza della lamina di carbonio attingendo il valore max sulla lamella baricentrica



4-Verifica a flessione con il metodo delle tensioni ammissibili

Per la verifica a flessione si utilizza la formula di Navier

$\sigma = M/I * y$ dove I è il momento di inerzia della sezione omogenea con tensione nel legno

$$\sigma_l = M/I * y$$

mentre nella fibra di carbonio

$$\sigma_{fc} = n * M/I * y$$

le norme CNR per flessione deviata forniscono la seguente formula derivante da un criterio di verifica puntuale dove le tensioni normali

$$\sigma_z = \sigma_{zx} + \sigma_{zy} = M_x/I_x * x + M_y/I_y * y$$

indicando con f_{myd} ed f_{mxd} rispettivamente la resistenza a flessione nelle due direzioni

$$\sigma_{zx}/f_{mxd} + k_m * \sigma_{zy}/f_{mxd} < 1$$

Il coefficiente K_m tiene conto della forma della sezione ovvero della ridistribuzione delle tensioni dei bordi ed andrebbe utilizzato soltanto per flessione deviata e non per flessione semplice.

$K_m = 0,7$ per sezione rettangolare o quadrata

$K_m = 1$ per sezione circolare .

Possiamo definire un modulo di resistenza della sezione

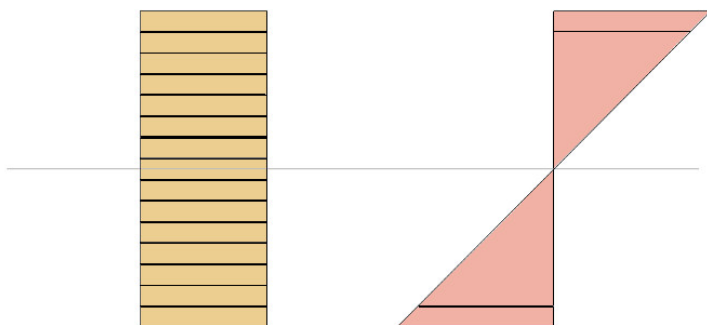
$$W_y = 2 * I_y / h \quad ; \quad W_x = 2 * I_x / b$$

$$\sigma_{zx} = M_x / W_x \quad ; \quad \sigma_{zy} = M_y / W_y$$

La verifica nella fibra di carbonio consiste nel confronto

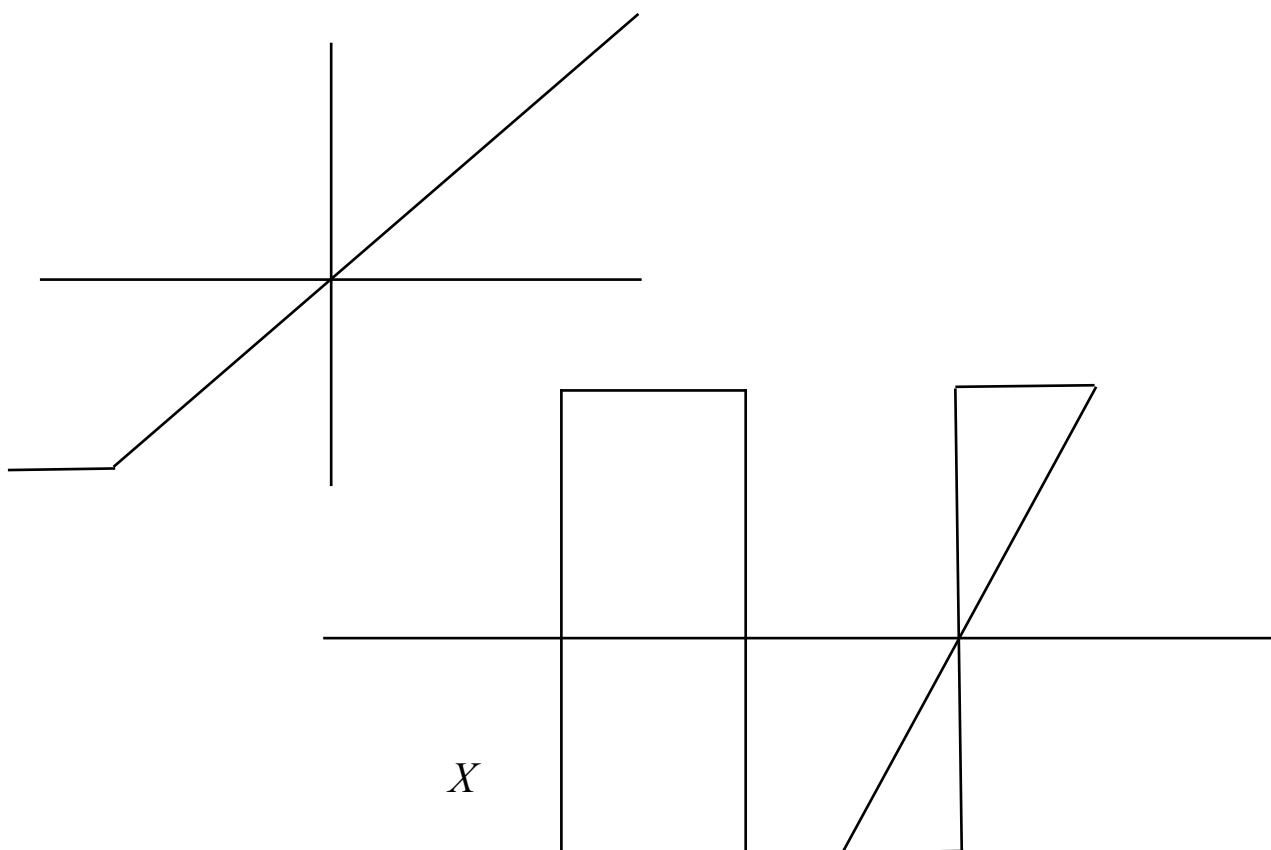
$$n * (\sigma_{zx}/f_{ct} + \sigma_{zy}/f_{ct}) < 1$$

con f_{ct} resistenza a trazione o compressione della lamina di carbonio



5- Verifica a flessione allo stato limite ultimo (flessione retta)

La verifica a flessione allo stato limite ultimo è fondata sul principio di conservazione delle sezioni piane per cui il diagramma delle deformazioni è lineare . Il legno ha un diagramma tensioni deformazioni bilineare a compressione e lineare a trazione per una trave simmetrica in legno si fa l'ipotesi che il legno si rompa per raggiungimento della max tensione di trazione nel legno al lembo teso . I due moduli elastici possiamo ritenerli uguali .



E' opportuno individuare la posizione dell'asse neutro ipotizzando che la rottura avvenga nella zona tesa ; imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale

$$\sum A_l * E_l * \varepsilon + \sum (A_{fc} * E_{fc} * \varepsilon) - \sum (A_l * E_l * \varepsilon + A_l * f_{cl}) - \sum (A_{fc} * E_{fc} * \varepsilon) = 0 \quad *)$$

$$\varepsilon = \varepsilon_t * (H-y)/X \quad X \text{ profondità asse neutro a partire dal lembo teso}$$

$$\varepsilon = \varepsilon_t * (X-y)/X \quad y \text{ ordinata computata a partire dal lembo teso}$$

la deformazione al lembo teso

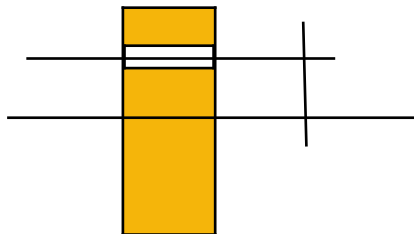
$$\varepsilon_t = f_{tl} / E_l = 0,00211$$

con f_{tl} funzione della classe di legno per GL32h

$$f_{tl} = 290 \text{ daN/cm}^2 \quad E = 137000 \text{ daN/cm}^2$$

*dalla *) si può calcolare la X tramite un'equazione di primo grado nella incognita X. Nota la X possiamo individuare il momento resistente della sezione*

$$M_{rd} = \sum A_{fc} * E_{fc} * \varepsilon * d_i + \sum A_{fl} * E_l * \varepsilon * d_i$$



di distanza della lamella o della lamina dall'asse neutro

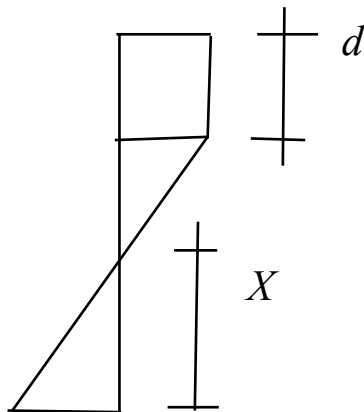
Esercizio

Calcolare il momento resistente della sezione indicata in figura:



Legno GL32h numero di lamelle 15 numero di lamine 14
resistenza a trazione parallela alla fibratura 290 daN/cm²
resistenza a compressione parallela alla fibratura 225 daN/cm²
modulo elastico $E = 137000 \text{ daN/cm}^2$
Lamina di carbonio modulo elastico 2400000 daN/cm²
resistenza a trazione pari a quella a compressione 25000 daN/cm²
Per la lamina si considera un diagramma elastico lineare con allungamen-
to a rottura pari a 0,9 %
 $k_{mod} = 0,80 \quad \gamma = 1,25$

Calcolo posizione asse neutro



il calcolo deve essere eseguito per tentativi assegnando un valore alla X
corrispondente al baricentro di una lamella o lamina ma tenendo pre-
sente che le fibre di carbonio sono in fase elastica possiamo spalmare la fi-
bra sulla trave considerando un coefficiente $\beta = A_{fc}/A = 0,032$

$$\varepsilon_{cl} = 225/137000 = 0,0016 \quad ; \quad \varepsilon_t = f_{tl}/E_l = 0,00211$$

$$\varepsilon_t/X = \varepsilon_c/(H-d-x) \quad ; \quad \varepsilon_t*(H-d-X) = \varepsilon_c*X$$

$$d = [-\varepsilon_c*X + \varepsilon_t*(H-X)]/\varepsilon_t = -0,75829*X + H - X = H - 1,7589*X$$

trascurando l'esiguo spessore delle lamine di carbonio l'equazione di
equilibrio alla traslazione :

$$f_{lt} * B * X/2 + f_{lc} * [\epsilon_c * X - \epsilon_t * (H-X)] / \epsilon_t * B + \\ f_{lc} * B * \{H-X - [\epsilon_c * X - \epsilon_t * (H-X)] / \epsilon_t\} / 2 + \\ + B * X/2 * \beta * E_{fc} * \epsilon_t - \beta * B * (H-X)/2 * E_{fc} * \epsilon_t * (H-X)/X = 0$$

l'unica incognita del problema è la X $\beta = 0,03$

$$f_{lt} = 290 * 0,8 / 1,25 = 185,60 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{lc} = 225 * 0,80 / 1,25 = 144 \text{ daN/cm}^2$$

$$185,6 * 26 / 2 * X - 144 * 25 * (H - 1,7589 * X) - 144 * 25 * (H - X - (H - 1,7589 * X)) / 2 \\ - 25 * 0,03 * 2400000 * 0,0211 / 2 * X - 0,03 * 25 * 2400000 * 0,0211 * (62 - X)^2 / (2X) = 0 \\ 2412,8 * X^2 + 6332 * X^2 + 4996 * X^2 - 18990 * X^2 - 18990 X^2 \\ - 223200 * X - 111600 * X + 2354760 * X + \\ - 72997560 = 0 \text{ l'equazione diventa :}$$

$$13740 * X^2 + 2019960 * X - 72997560 = 0$$

$X = 30 \text{ cm}$ quasi concidente con il baricentro geometrico

Il momento resistente della trave :

$$b = 30 \text{ cm} ; H = 62 \text{ cm}$$

$$f_{lt} = 185 \text{ daN/cm}^2 ;$$

$$f_{lc} = 144 \text{ daN/cm}^2$$

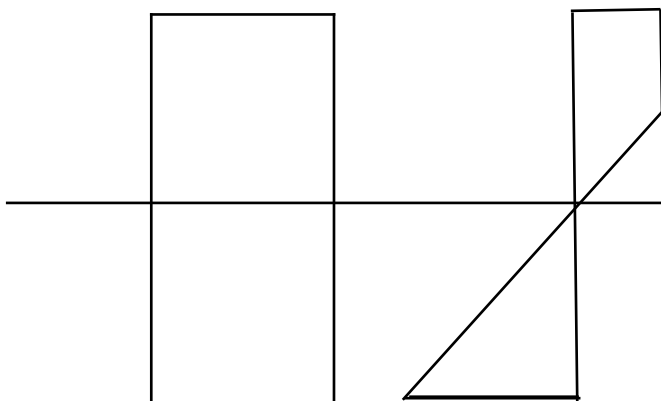
$$X = 30 \text{ cm}$$

$$d = 9,2 \text{ cm}$$

$$H - X - d = 22,8 \text{ cm}$$

$$f_{fc} = 20000 \text{ daN/cm}^2 \text{ si è utilizzato un coefficiente parziale di } 1,25$$

$$E_{fc} = 2400000 \text{ daN/cm}^2$$



$$M_{rd} = 185,60 \cdot 25 \cdot 30/2 \cdot 30 \cdot 2/3 + 144 \cdot 25 \cdot 22.8/2 \cdot 2/3 \cdot 22.8 + 144 \cdot 9.2 \cdot 25 \cdot (22.8 + 4.6) \\ + 25 \cdot 30/2 \cdot 2/3 \cdot 30 \cdot \beta \cdot 2400000 \cdot 0,00211 + 25 \cdot 32/2 \cdot 2/3 \cdot 32 \cdot \beta \cdot 2400000 \cdot 0,00225 = \\ = 5445096 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{rd} = 54450 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

in assenza di fibre di carbonio il momento resistente della trave è pari a :

$M_{rd} = 29232 \text{ daN} \cdot \text{m}$ circa la metà del momento resistente della trave rinforzata

6- Verifica a taglio

La verifica a taglio consiste nel confrontare la tensione tangenziale sull'asse neutro con la tensione ammissibile fornita dalla normativa

$$\tau = 38 \cdot 0,8 \cdot 1,25 = 24,32 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau = V/I \cdot S_x/b \qquad B = 25 \text{ cm}$$

V è il taglio corrispondente al momento resistente per trave appoggiata agli estremi

$$M = q \cdot L^2/8 \quad \text{per una luce di } 10 \text{ m} \quad q = 4356 \text{ daN/m}$$

$$V = q \cdot L/2 = 21780 \text{ daN}$$

il momento di inerzia sull'asse neutro

$$I = 25 \cdot 30^3/3 + 25 \cdot 32^3/3 + (n-1) \cdot 25 \cdot 0,14 \cdot (26^2 + 22^2 + 18^2 + 14^2 + 12^2 + 10^2 + 8^2 + 4^2 + 2^2 + 6^2 + 10^2 + 14^2 + 18^2 + 22^2 + 24^2 + 28^2) = 766296 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 25 \cdot 32^2/2 + (n-1) \cdot 25 \cdot 0,14 \cdot 124 = 20178 \text{ cm}^3$$

$$\tau = V/I \cdot S_x/b = 21780 \cdot 20178 / (25 \cdot 766296) = 22,94 \text{ daN/cm}^2 < 24,32 \text{ daN/cm}^2$$

Se lo spessore delle lamine è più grande e le travi sono in grado di sopportare sforzi di taglio maggiori si possono introdurre dei rinforzi laterali inclinati in corrispondenza degli appoggi come indicato in figura



sono delle staffe che avvolgono la trave e solidarizzano le lamelle e lamine possono essere inclinate anche a 45° come per i ferri sagomati nelle travi in cemento armato.

7) Calcolo delle frecce e della frequenza di vibrazione fondamentale

Per una trave appoggiata appoggiata la deformazione in mezzzeria è data dalla formula :

$$f = 5/384 * q * L^4 / EI$$

dal confronto del momento di inerzia per trave rinforzata e trave in lamellare

$$I_r = 766296 \text{ cm}^4 ; I = 496516 \text{ cm}^4$$

si vede che la freccia della trave rinforzata è circa 2/3 della freccia della trave lamellare

$$q = 4000 \text{ daN/m} \quad L = 10 \text{ m} \quad f = 4,9 \text{ cm}$$

$$f = L/250 = 5 \text{ cm} > 4,9 \text{ cm}$$

per una trave non rinforzata avremo avuto una deformazione

$$f = 7,56 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$$

Per quanto concerne la frequenza fondamentale di vibrazione, la pulsazione

$$\omega = (\pi/L)^2 * [EI/m]^{(1/2)} = 58,38 \quad f = 9,29 > 6 \text{ Hz}$$

la frequenza va calcolata a trave scarica ovvero dobbiamo considerare il

solo peso proprio i carichi permanenti circa 300 daN /m

si può definire il moto oscillatorio della trave tramite la seguente funzione

$$W(z,t) = 5/384 * q * L^4 / (EI) * \cos(\omega t) * \sin(n * \pi * z / L)$$

ottenendo diverse deformate per valori di $n = 1, 2, 3, 4, 5, 6, \dots$

possiamo determinare la velocità di vibrazione

$$W'(z,t) = -\omega * 5/384 * q * L^4 / (EI) * \sin(\omega t) * \sin(n * \pi * z / L)$$

$$\text{con } \omega = (\pi/L)^2 * [EI/m]^{(1/2)} \quad q = m$$

8 - Verifica allo svergolamento

Per questa tipologia di travi essendo la trave più rigida flessionalmente non si dovrebbero avere problemi di instabilità flessotorsionale :

*La tensione critica $\sigma_{mcr} = M_{cri} / W_y = 1339 \text{ daN/cm}^2$
dove $W_y = I / y = 766296 / 32 = 23946 \text{ cm}^3$*

$$M_{cri} = \pi / L_{eff} * [E * G * I_p * I_z]^{1/2} = 320793 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$E = 111000 \text{ daN/cm}^2 ; \quad G = 8550 \text{ daN/cm}^2$$

$$I_z = 124114 \text{ cm}^4 \quad I_p = 890410 \text{ cm}^4$$

$$f_{mk} = 320 \text{ daN/cm}^2$$

$$\lambda_{rel} = [f_{mk} / \sigma_{mcr}]^{1/2} = 0,488 ; \quad k_{crit} = 1 \quad \text{la verifica a svergolamento}$$

$$\sigma_{md} / (K_{cr} * f_{md}) < 1 \quad \sigma_{md} = M / W = 200$$

$$q = 4000 \text{ daN/m} \quad M = 50000 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$f_{md} = 320 * 0,8 / 1,25 = 204 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{md} / (K_{cr} * f_{md}) = 0,98 < 1$$

9 -Modellazione FEM

Con il software Iperspace personal edition è stata studiata la trave modellandola in differenti maniere:

- Lamelle orizzontali (asta trave)*
- Trave continua omogenea*
- Modellazione elementi shell*
- Modellazione lamelle orizzontali con elementi shell*

A) Lamelle orizzontali

E' stato definito un materiale omogeneo per la lamella

*$EA = EI*Al + Efc* Afc$ si è calcolato il modulo elastico equivalente che è circa 240.000 daN/cm²*

e sono state modellate le lamelle come aste trave orizzontali .

Questa tipologia di modellazione non è aderente alla realtà poichè le lamelle e le lamine di carbonio sono solidali in virtù dell'adesivo di conseguenza il momento di inerzia della sezione è quello globale

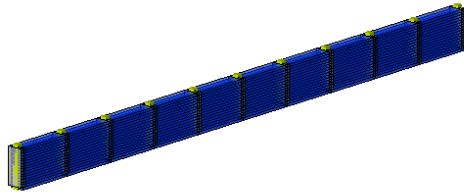
$$I = 25*62^2/12 = 486516 \text{ cm}^4$$

*La schematizzazione effettuata considera le lamelle indipendenti capaci di scorrere le une sulle altre il momento di inerzia e quindi la rigidezza per 15 lamelle è pari a $I = 15*25*4,14^3 /12 = 2217\text{cm}^4$*

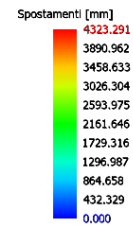
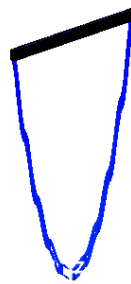
se andiamo a calcolare la freccia per un carico di 4000 daN /ml

$$f = 5/384*40*1000^4/(240000*2217) = 978 \text{ cm}$$

Nella modellazione sono stati introdotti degli elementi verticali per solidarizzare in qualche maniera le lamelle realizzando una sorta di trave Vierendel per impedire gli scorrimenti relativi e si è ottenuto il seguente valore del max spostamento pari a 4,30 metri



Tipo diagramma: Deformata
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 4-I
 Posizione masse N° 1



B) Trave continua

Modelliamo la trave come un'asta di sezione rettangolare avente dimensioni 25x62 cm con un materiale equivalente, avente un modulo elastico un peso specifico equivalente, ed un modulo di Poisson

Modulo elastico equivalente

$$A \cdot E_{eq} = A_l \cdot E_l + A_{fc} \cdot E_{fc}$$

$$E_l = 137000 \text{ daN/cm}^2 \quad E_{fc} = 2400000$$

$$A_l = 25 \cdot 60 = 1500 \text{ cm}^2 \quad A_{fc} = 50 \text{ cm}^2 \quad A = 25 \cdot 62 = 1550 \text{ cm}^2$$

$$E_{eq} = 210000 \text{ daN/cm}^2$$

Peso specifico equivalente

$$\gamma_l = 430 \text{ daN/mc} ; \gamma_{fc} = 1780 \text{ daN/mc}$$

$$V \cdot \gamma_{eq} = V_l \cdot \gamma_l + V_{fc} \cdot \gamma_{fc} ; \gamma_{eq} = (V_l \cdot \gamma_l + V_{fc} \cdot \gamma_{fc}) / V = 473 \text{ daN/mc}$$

$$V = V_l + V_{fc} = 1550 \text{ cmc} \quad V_l = A_l \cdot l = 1500 \text{ cmc} ; V_{fc} = A_{fc} \cdot l = 50 \text{ cmc}$$

Modulo di poisson equivalente

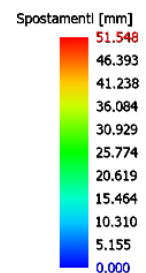
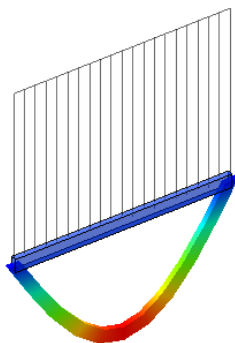
Il modulo di Poisson si ottiene dalla nota formula

$$G = E / [2 \cdot (1 + 1/m)] \quad 1/m = (E - 2 \cdot G) / (2 \cdot G) = E / (2 \cdot G) - 1$$

possiamo considerarlo pari a $1/m = 0,33$

Lo spostamento max in mezzeria della trave è pari a 5,15 cm

Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 1-I
Posizione masse N° 1



La freccia della trave può essere calcolata tramite la formula

$$f = 5/384 * q * L^4 / (E * I) = 5,08 \text{ cm}$$

con $q = 40,75 \text{ daN/cm}$; $L = 10 \text{ m}$;

$$E = 210.000 \text{ daN/cm}^2 \quad I = 25 * 62^3 / 12 = 496516$$

valore coincidente con la freccia calcolata nel paragrafo 7 per sezione omogenea con

modulo elastico $E = 137000 \text{ daN/cm}^2$

momento di inerzia pari a $I = 766296 \text{ cm}^4$.

Non ha significato parlare di sollecitazioni poichè lo schema è isostatico e non è influenzato dalla elasticità della struttura.

*Volendo calcolare una struttura si può utilizzare un materiale equivalente “**legno rinforzato**” determinando le sollecitazioni con le quale effettuare le verifiche .*

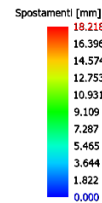
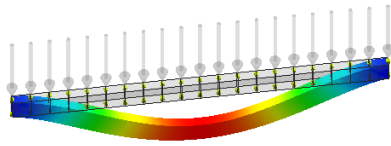
C - Modellazione elementi Shell

La trave viene modellata come una lastra - trave appoggiata agli estremi utilizzando sempre il materiale equivalente



La freccia in mezzzeria è pari ad 1,8 cm come scaturisce dalla modellazione eseguita

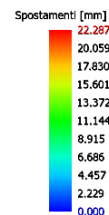
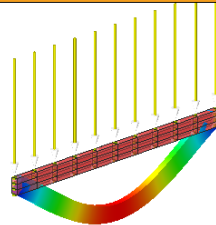
Tipo diagramma: Deformata
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 4-I
 Posizione masse N° 1



D - Modellazione delle lamelle e delle lamine

In una prima fase si suddivide la trave lastra in 3 strisce ciascuna avente un'altezza 20,66 cm con materiale omogeneo per poi passare alla discretizzazione finale dove ogni lamella e lamina sono modellati secondo un elemento plate shell aventi una larghezza di 25 cm

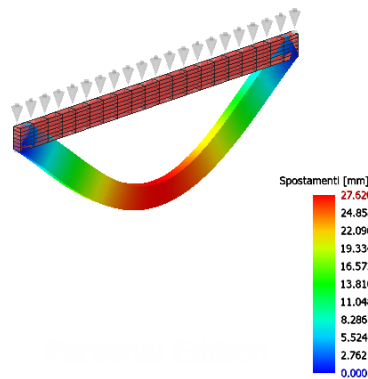
Tipo diagramma: Deformata
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 1-I
 Posizione masse N° 1



Il coefficiente parziale è unitario lo spostamento max è pari a 2,268 cm circa la metà di quello relativo al modello trave; suddividiamo la trave lastra in elementi plate-shell verticali 6 elementi sempre con materiale omogeneo, si vede che lo spostamento max è pari a 2.70 cm per il materiale sono stati assegnati i seguenti valori

$E = 210.000 \text{ daN/cm}^2$
 $\gamma = 480 \text{ daN/mc}$
 $1/m \text{ modulo di poisson } 0.33$

Tipo diagramma: Deformata
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 1-I
 Posizione masse N° 1

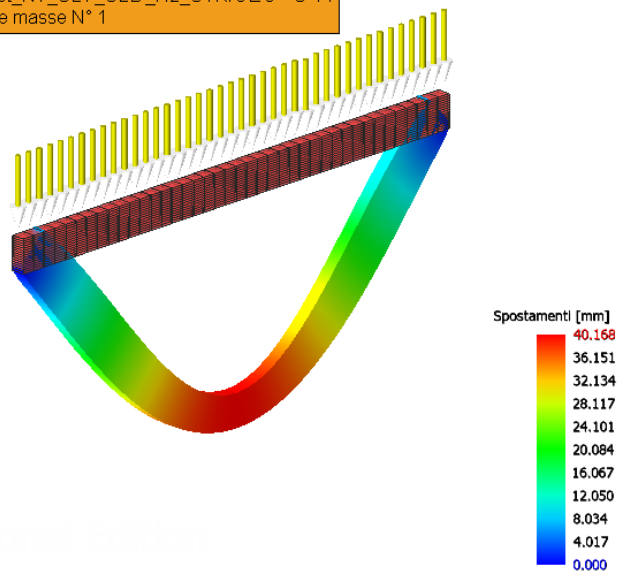


Modelliamo la trave definendo ciascun elemento lamella e lamina di carbonio con le sue caratteristiche :

$$E_{fc} = 2400000 \text{ daN/cm}^2$$

$$EI = 137000 \text{ daN/cm}^2$$

Tipo diagramma: Deformata
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 1-I
 Posizione masse N° 1

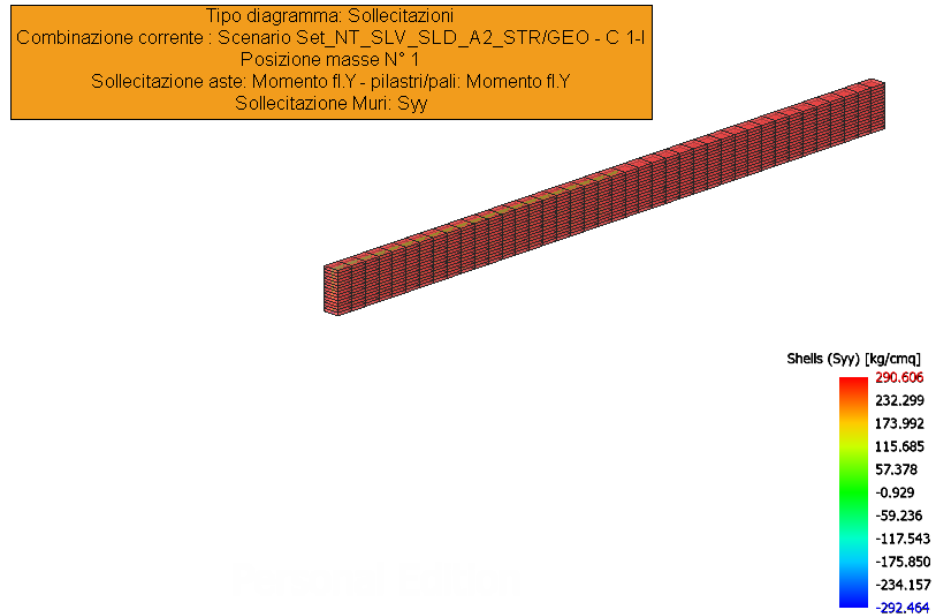


La lamella ha dimensioni 250x250 x 40 mm , mentre la fibra di carbonio ha dimensioni 250x 250x1,4 mm ; la struttura è stata vincolata nei due nodi estremi alla base con una cerniera , che impedisce gli spostamenti nelle tre direzioni e le rotazioni secondo z ed x , sono consentite soltanto rotazioni nel piano verticale , tutti gli altri nodi sono stati vincolati alla rotazione secondo z .La struttura è stata caricata con forze nodali di 1000 daN corrispondenti al carico di 4000 daN/ml. La freccia max in mezzzeria è pari a 4 cm uguale al valore calcolato con il modello trave che era di 5 cm considerano i coefficienti parziali nelle combinazioni di carico unitari

Possiamo anche ricavare lo stato tensionale nelle lamelle corrispondente alle tensioni normali nella sezione della trave ricavate con la formula di Navier

$$\sigma = M/I * y = 307 \text{ daN/cm}^2 \quad M = 4075 * 10^2 / 8 = 50937 \text{ daN*m}$$

$$I = b * H^3 / 12 ; b = 25 \text{ cm} ; H = 62 \text{ cm}$$



Tensione pari a quella indicata nel diagramma

$$\sigma = 307 \approx S_{yy} = 292 \text{ daN/cm}^2$$

Si può ripartire lo stato tensionale e ricavare la tensione nel legno e nella lamina di carbonio considerando un elemento piano di dimensioni 25x4.14 cm

$$\sigma_l = \sigma * (25 * 4,14) / (25 * 4 + n * 25 * 0,14) = 185 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{fc} = 3330 \text{ daN/cm}^2$$

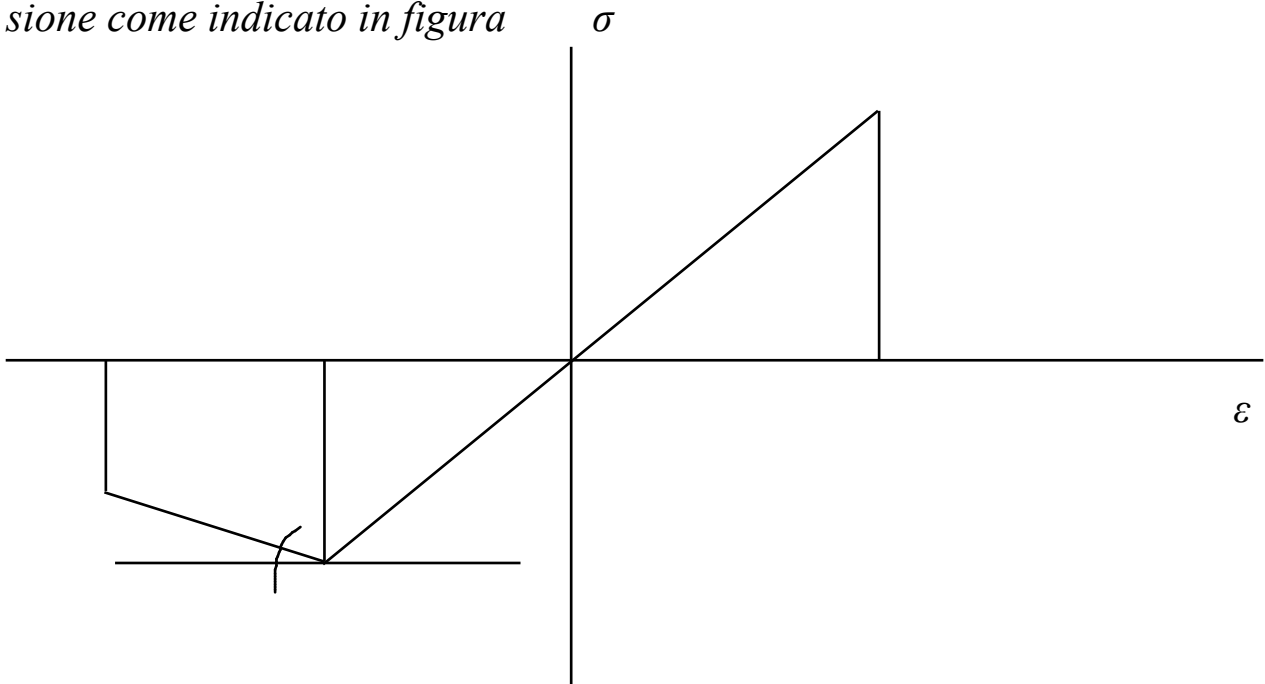
dalla teoria elastica per sezione omogenea $I = 766296 \text{ cm}^4$

$$\sigma_l = M/I * y = 206 \text{ daN/cm}^2 \approx 185 \text{ daN/cm}^2$$

la tensione nella fibra di carbonio $\sigma_{fc} = 3708 \text{ daN/cm}^2$

10- Verifica allo SLU : il modello di BAZAN

Il modello di Bazan è un legame tensione deformazione per il legno che ha un andamento elastico lineare a trazione ed elastoplastico a compressione come indicato in figura



Per la zona tesa $\sigma = E * \varepsilon$ con $E = 137000 \text{ daN/cm}^2$
 $f_t = 290 \text{ daN/cm}^2$; $\varepsilon = 0.00211$

Per la zona compressa

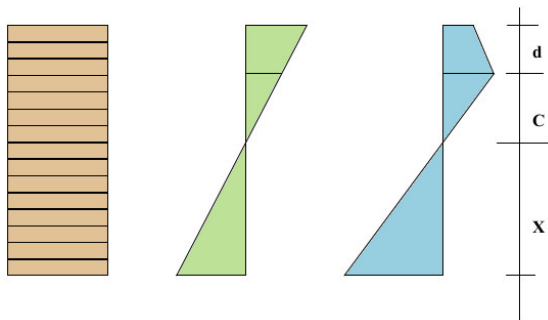
primo tratto $\sigma = E * \varepsilon$; $f_c = 225 \text{ daN/cm}^2$; $\varepsilon_e = 0.00164$

secondo tratto $\sigma = f_c + m * (\varepsilon - \varepsilon_e)$ con m negativo

il coefficiente m è definito come $(f_{cu} - f_c) / (\varepsilon_u - \varepsilon_e)$ con $f_{cu} < f_c$

dobbiamo quindi conoscere per il ramo plastico l'allungamento a rottura e la relativa deformazione per il legno .

La verifica di una sezione rettangolare rinforzata viene eseguita ipotizzando che la rottura avvenga sempre per trazione con i diagrammi indicati in figura.



La verifica viene eseguita imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale essendo lo sforzo normale nullo si eguagliano le tensioni di trazione nel legno e nella fibra a quelle di compressione dove l'incognita del problema è la X ovvero la distanza dell'asse neutro dal lembo teso.

$$T = \sum Al * El * \varepsilon + \sum Afc * Efc * \varepsilon$$

$$\text{zona tesa } \varepsilon = \varepsilon_t * (X - Y_i) / X \quad \text{per } 0 < Y_i < X$$

Y_i ordinata del baricentro della lamella o della fibra computata a partire dal lembo teso

$$C = \sum (Al * El * \varepsilon) + \sum Al * (fc + m * (\varepsilon - \varepsilon_e)) + \sum (Afc * Efc * \varepsilon)$$

$$\varepsilon_t / X = \varepsilon_e / c \quad ; \quad c * \varepsilon_t = X * \varepsilon_e \quad c = X * \varepsilon_e / \varepsilon_t$$

$$\text{zona compressa } \varepsilon = \varepsilon_t * (H - Y_i) / X \quad \text{per } Y_i > X$$

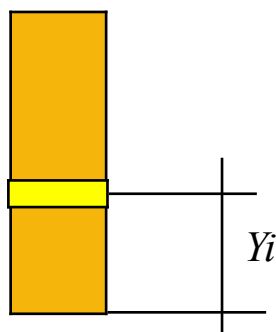
per il primo termine la sommatoria è per $X < Y_i < (X + c)$

il secondo termine $X + c < Y_i < H$

la posizione dell'asse neutro va individuata per tentativi fino a quando lo sforzo di trazione non eguaglia quello in compressione con un software di calcolo.

Il momento resistente della sezione

$$\begin{aligned} M_{rd} = & \sum Al * El * \varepsilon (X - Y_i) + \sum Afc * Efc * \varepsilon (X - Y_i) + \\ & + \sum (Al * El * \varepsilon) (Y_i - X) + \sum Al * (fc + m * (\varepsilon - \varepsilon_e)) (Y_i - X) + \sum (Afc * Efc * \varepsilon) * (Y_i - X) \end{aligned}$$

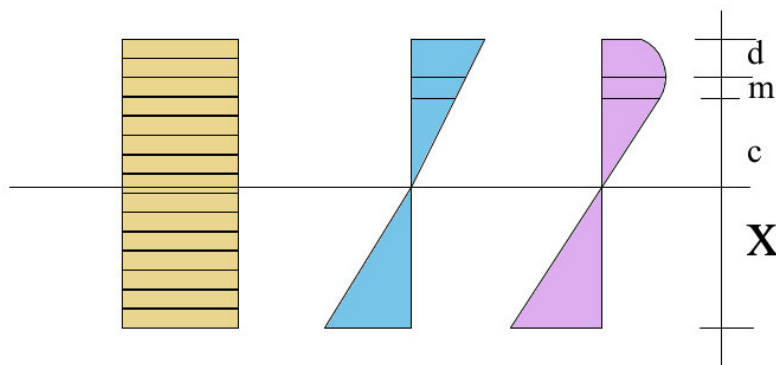
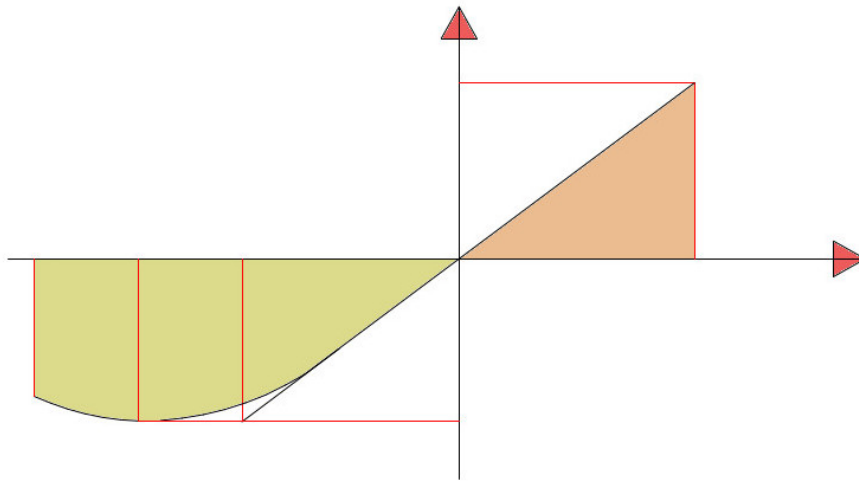


11- Verifica allo SLU : il modello di HALLORAN

Il modello di Halloran è quello che fornisce la migliore descrizione del comportamento del legno a fronte di una relativa maggiore complessità del ramo a compressione la cui definizione richiede l'assegnazione di due parametri $A > 0$ ed $n > 0$

Zona tesa $\sigma = E * \varepsilon$

Zona compressa $\sigma = E * \varepsilon \quad \text{per } \varepsilon < \varepsilon_{cu}$
 $\sigma = A * |\varepsilon|^n + E * \varepsilon$



Le norme sul legno di forniscono i valori della resistenza a trazione a compressione ed il modulo elastico

f_c, f_t, E possiamo quindi ricavare $\epsilon_t = f_t/E$ $\epsilon_{ce} = f_c/E$

il diagramma lineare è definito, per la parte curva è nota nel punto di minimo la tensione f_c , e la ordinata del tratto elastico lineare, dovremo quindi ricavare A ad n imponendo la condizione di tangenza, di minimo della curva e l'ordinata nel punto di minimo.

$$n \cdot A \cdot \left| \epsilon_c \right|^{n-1} + E = 0 \quad ; \text{condizione di minimo}$$

$$A \cdot \left| \epsilon_c \right|^n + E \cdot \epsilon_c = f_c \quad ; \text{ordinata nel punto di minimo}$$

$$n \cdot A \cdot \left| \epsilon_e \right|^{n-1} + E = E \quad ; \text{tangenza della curva al tratto elastico lineare}$$

Definiti $A > 1$ ed $n > 1$ determiniamo la X ovvero la distanza dell'asse neutro dal lembo teso imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale eguagliano la risultante degli sforzi di trazione alla risultante degli sforzi di compressione $C = T$

$$T = \sum A l \cdot E l \cdot \epsilon + \sum A f_c \cdot E f_c \cdot \epsilon$$

$$\text{zona tesa } \epsilon = \epsilon_t \cdot (X - Y_i) / X \quad \text{per } 0 < Y_i < X$$

Y_i ordinata del baricentro della lamella o della fibra computata a partire dal lembo teso

$$C = \sum (A l \cdot E l \cdot \epsilon) + \sum A l \cdot (A \cdot \left| \epsilon \right|^n + E l \cdot \epsilon) + \sum (A f_c \cdot E f_c \cdot \epsilon)$$

$$\epsilon_t / X = \epsilon_e / c \quad ; \quad c \cdot \epsilon_t = X \cdot \epsilon_e \quad c = X \cdot \epsilon_e / \epsilon_t$$

$$\text{zona compressa } \epsilon = \epsilon_t \cdot (H - Y_i) / X \quad \text{per } Y_i > X$$

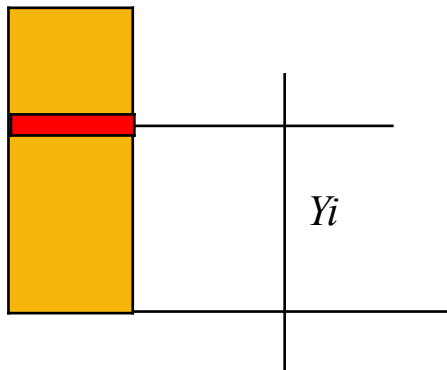
per il primo termine la sommatoria è per $X < Y_i < (X+c)$

il secondo termine $X+c < Y_i < H$

la posizione dell'asse neutro va individuata per tentativi fino a quando lo sforzo di trazione non eguaglia quello in compressione con un software di calcolo.

Il momento resistente della sezione

$$M_{rd} = \sum A_l * E_l * \varepsilon (X - Y_i) + \sum A_{fc} * E_{fc} * \varepsilon (X - Y_i) + \\ + \sum (A_l * E_l * \varepsilon) (Y_i - X) + \sum A_l * (A * |\varepsilon|^n + E_l * \varepsilon) * (Y_i - X) + \sum (A_{fc} * E_{fc} * \varepsilon) * (Y_i - X)$$



12- Verifica all'incendio di una trave in legno lamellare rinforzato

La verifica analitica al fuoco degli elementi strutturali in legno è fondata sul principio della “sezione residua”; poichè la velocità di penetrazione della carbonizzazione è relativamente costante nel tempo e la parte di legno non intaccata conserva pressochè inalterate le sue caratteristiche meccaniche, la verifica a caldo viene ricondotta ad una verifica a freddo ma su una sezione ridotta in proporzione diretta al tempo di esposizione all'incendio durante il quale l'elemento strutturale deve conservare la sua capacità portante. La riduzione delle dimensioni della sezione viene determinata tramite la velocità di penetrazione alla carbonizzazione moltiplicate per il tempo in minuti di esposizione all'incendio.

<i>travi estradosso e laterali</i>	<i>0.8 mm/min</i>
<i>travi intradosso</i>	<i>1 mm/min</i>
<i>Pilastrini</i>	<i>0.7mm/min</i>

La combinazione dei carichi da utilizzare è la seguente :

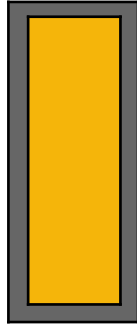
$$G_k + G_{sk} + Q_k + 0,7 * Q_{sk}$$

G_k peso proprio; G_{sk} carichi permanenti;

Q_k azioni variabili di lunga durata quali carichi accidentali ,

Q_{sk} azioni del vento della neve

non si considera il sisma al momento dell'incendio



Per la trave in figura 25x62 cm dobbiamo individuare la sezione residua valutando la variazione di spessore

$$d_{eff} = d_{char} + K_o * d_o$$

T è il tempo di resistenza al fuoco per l'esposizione all'incendio normalizzato

$K_o < 1$ per trave non protetta $K_o = 1$ se $T > 20$ min $K_o = T/20$

$$d_o = 7 \text{ mm} \quad d_{char} = \beta_o * t$$

con β_o velocità di carbonizzazione pari a 0.7mm/min per legno lamellare di conifere ; t tempo di esposizione in minuti

Consideriamo $T < 20$ min ad esempio 25 min

$$d_{eff} = 24.5 \text{ mm} = 2,45 \text{ cm}$$

la sezione ridotta ha dimensioni 20 x 57 cm

Il danno che si verifica in travi lamellari rinforzate è il distacco delle lamine di carbonio per effetto delle alte temperatura ovvero la perdita di coesione dell'adesivo e quindi la tensione di aderenza con sensibile diminuzione della resistenza della trave, praticamente si staccano lamelle e lamine di carbonio con conseguente danno strutturale.

Il sistema Blockhause

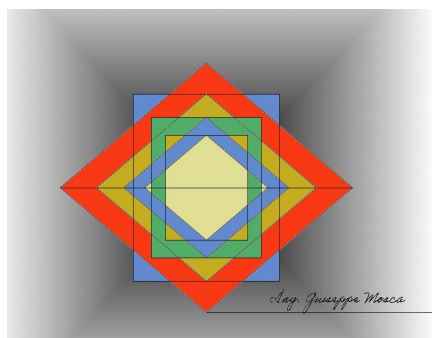
1-Introduzione

2-Verifica di una parete

3- Calcolo dei collegamenti in acciaio

4-Modellazione di una parete in legno

5- Conclusioni



Ing. Giuseppe Mosca

1- Introduzione

Per la costruzione di case in legno si utilizzano vari sistemi costruttivi , aventi un comportamento a telaio con travi , pilastri e pannelli di tamponatura in legno, o strutture a pareti portanti ; tra i vari sistemi costruttivi ricordiamo

- il sistema ballon frame*
- pannelli X-lam*
- Blockhause : tronchi sovrapposti*
- il sistema a telaio portante*
- blocchi modulari in legno*
-

*Il sistema **blockhause** ottenuto dall'assemblaggio di travi di legno ha un comportamento a parete conferendo alla casa in legno una notevole rigidità tagliente e flessionale. La stabilità di una casa a tronchi sovrapposti dipende comunque dall'abilità e dalla precisione con cui si costruiscono i giunti d'angolo.*

Giunto a culla

Il tipo più comune era un intaglio a culla nella parte superiore di ogni tronco. Nelle fessure dovute alle difformità del tronco si inserivano stracci o fanghi argillosi.

Giunto a scanalatura

E' il giunto che si trova in numerosi paesi del Nord Europa, soprattutto in Norvegia, Canada e Russia. Si ricava intagliando sia la parte superiore che la parte inferiore del tronco.

Giunto a cuneo

L'introduzione di nuovi strumenti di lavoro e di intaglio, rese possibile la realizzazione del giunto a cuneo, rivelatosi fra i più sicuri e i più precisi. Infatti, i tronchi si accoppiavano così serrati che era necessario reperire e inserire nelle fessure pochissimo materiale sigillante.

Non dobbiamo dimenticare che nella trasmissione dei carichi verticali le travi sono sollecitate a compressione perpendicolare alle fibre, vale a dire nelle condizioni peggiori di utilizzo, nella quale la resistenza meccanica del tronco o della trave si riduce notevolmente. Pertanto, i tempi di assestamento erano molto lunghi.

Gli edifici moderni

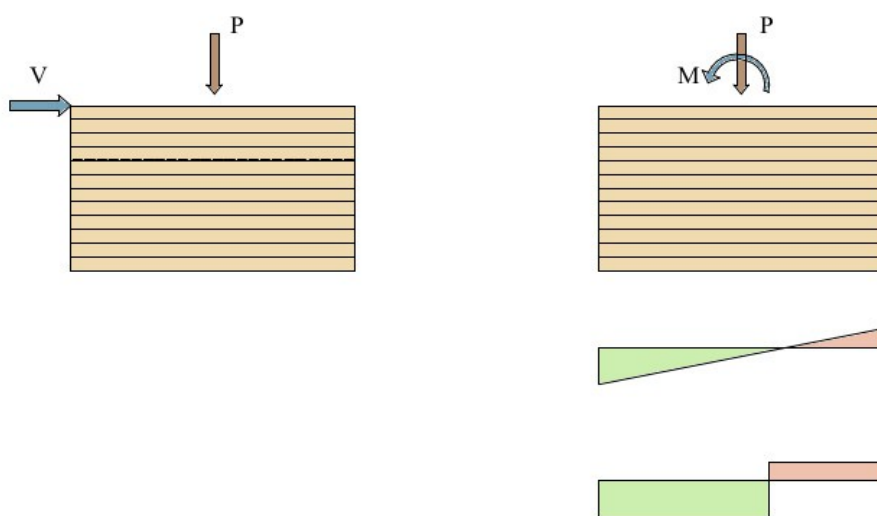
sono costruiti con travi quadrate o rettangolari, che si sovrappongono orizzontalmente, squadrate perfettamente al centesimo di millimetro con macchine a controllo numerico, fino a formare delle solidissime pareti di legno massiccio. Naturalmente le pareti possono essere composte anche da lamellari duo o trio oppure da componenti lamellari.

La giunzione d'angolo è lavorata a coda di rondine, un sistema che consente di incassare perfettamente gli angoli delle singole travi e, nello stesso momento, offrire un solido irrigidimento della struttura. Infatti, la stabilità strutturale è data dall'intaglio delle travi nell'intersezione degli spigoli, dove le pareti si bloccano reciprocamente.

2-Verifica di una parete



La verifica di una parete deve essere eseguita a taglio e a pressoflessione tenendo presente che la sua composizione deriva dalla sovrapposizione di travi di legno.



Le istruzioni CNR dedicano un paragrafo al sistema blockhaus che riportiamo

9.2.1.4 - Edifici tipo “blockhaus”

E' opportuno che gli elementi in legno massiccio o lamellare a sezione rettangolare o circolare (tronchi), che compongono le pareti, siano dotati di scanalature superiori ed inferiori per facilitarne la sovrapposizione e migliorare la stabilità delle pareti fuori dal piano. Il collegamento delle pareti alle fondazioni è realizzato mediante connessioni meccaniche (tiranti metallici a tutt'altezza, tirafondi metallici, hold-down, angolari od altro) in grado di trasferire il momento flettente (sollevamento) ed il taglio (scorrimento). Le connessioni necessarie per trasferire il momento flettente sono disposte alle estremità delle pareti e in corrispondenza

delle aperture, mentre quelle necessarie per trasferire il taglio sono disposte uniformemente sull'intera lunghezza della parete.

E' necessario verificare che non si abbiano sollevamenti dei tronchi lignei sovrapposti, cioè che il carico verticale sia sufficiente a mantenere interamente compressa la sezione in relazione al momento ribaltante (dovuto alle azioni orizzontali) agente. In caso contrario è opportuno prevedere connessioni tra i tronchi con elementi metallici resistenti a trazione (tiranti in acciaio, viti od altro).

Gli impalcati possono essere di diverse tipologie (travi lignee a singola o doppia orditura con pannelli di irrigidimento, pannelli X-lam, solai composti legno-calcestruzzo etc.), purché garantiscano un'adeguata rigidità e resistenza nel piano orizzontale e siano efficacemente collegati alle pareti sia per garantirne la stabilità fuori piano sia per trasferire ad esse le eventuali azioni orizzontali di piano.

Le tensioni tangenziali da taglio determinano lo scorrimento delle travi di legno sovrapposte per cui la trasmissione del taglio deve essere demandata ad una forza di attrito funzione delle tensioni normali di compressione o collegamenti metallici tra le travi che interessano l'altezza intera della parete. Se ci affidiamo al solo attrito

$$\tau = 1,5 \cdot V / (A_{res}) < f_{vd} = f_{vk} \cdot k_{mod} / \gamma_M$$

L'area resistente è relativa alla sola parte compressa della parete.

Se affidiamo la trasmissione del taglio ad elementi metallici ad esempio delle viti disposti in modo uniforme sulla parete

$$V_{rd} = n \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \cdot \tau_{rd}$$

n numero di viti

la resistenza a taglio vista la altezza della trave è quella a tranciamento della vite

Per quanto concerne la verifica a pressoflessione in corrispondenza degli incroci con le pareti ortogonali lo sforzo di trazione viene bilanciato dallo sforzo di compressione della parete ortogonale in corrispondenza del giunto a condizione che la parete sia compressa : tale condizione è sicuramente soddisfatta in assenza di azioni orizzontali sisma o vento. In occasione di un terremoto dovremo tener conto anche della direzione del sisma , la normativa italiana impone nella combinazione delle azioni sismiche

$$G_k + G_{sk} + E_k + 0,3 \cdot E_y$$

la parete ortogonale vista l'esiguità delle azioni sismiche per la densità del legno possiamo considerarla compressa;

Lo sforzo complessivo di trazione calcolato in corrispondenza di ciascuna tavola

$$1/2 \cdot (b-x) \cdot (P/A - M/W) < F_c$$

*di solito negli incroci vengono inseriti degli angolari che hanno la funzione di assorbire a trazione ma se abbiamo inserito delle viti per il taglio il problema non sussiste avendo cura di verificare contemporaneamente la vite a trazione e taglio.
La verifica a pressoflessione va eseguita considerando la resistenza a compressione e a trazione perpendicolare alle fibre*

$$\sigma = P/A + M/W < f_{c90k} \cdot K_{mod} / \gamma_M$$

A area della parete tra due incroci

W modulo di resistenza

per un legno di latifoglie di classe C24 la resistenza a compressione ortogonale alla fibratura 25 daN/cm²

La verifica a trazione

$$\sigma = P/A - M/W < \sigma_c$$

σ_c tensione di compressione parete ortogonale

Se introduciamo delle viti dallo sforzo di trazione in zona tesa

$$1/2 \cdot (b-x) \cdot (P/A - M/W) < (n_{ef} \cdot f_{axk} \cdot d \cdot l_{ef}) / (1,2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha) \cdot (\rho_K / \rho_a)^{0,8}$$

minore della forza di estrazione delle viti ; tale verifica è più gravosa in sommità della parete dove lo sforzo normale è ridotto.

*Nella costruzione di cassette con il sistema **blockhause** , quando non sono soddisfatte le verifiche a taglio e a pressoflessione vengono inserite delle barre metalliche aventi la funzione di assorbire le forze di taglio e li sforzi di trazione nella parete*

Verifica del pannello fuori del piano

Le azioni orizzontali ortogonali al piano della parete vengono trasmesse nei giunti alle pareti ortogonali ed interessano ciascuna tavola o tronco; il problema si complica in presenza di sforzo normale poiché le travi se non efficacemente collegate con giunti o scanalature possono in stabilizzarsi con la formazione di una catena cinematica. Le viti introdotte obliquamente assolvono a questa funzione rendendo tra di loro le tavole solidali. La verifica è a flessione per le travi orizzontali e di instabilità complessiva della parete

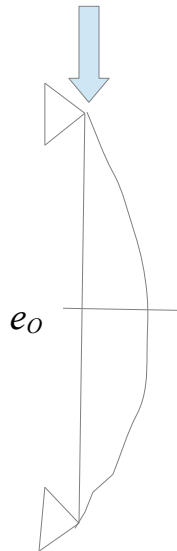
$$\sigma = M/W \quad M = Q \cdot L^2/8$$

L distanza tra i giunti con travi ortogonali

Q pressione statica del vento sulla tavola



La verifica di instabilità consiste nel calcolo del momento del secondo ordine tramite una iniziale imperfezione o eccentricità e_0



Nella pratica corrente le verifiche di instabilità della parete devono soddisfare la condizione

$$N_{b,Rd} > N_{sd}$$

N_{sd} sforzo normale derivante da una compressione q uniforme sulla parete verticale

$$N_{b,Rd} = \chi_{imp} * (N_{cr})/\gamma_1$$

il carico critico per una parete può essere determinato con una delle seguenti formule:

Per pareti senza aperture

$$N_{cr} = 6,97 \cdot \pi^2 / 12 \cdot E_{\perp} \cdot b^3 / L \cdot 1 / [1 - (E_{\perp} / 2G - 1)^2]$$

Per parete con apertura doppia

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot I_{ef} / (\bar{H})$$

$$E \cdot I_{ef} = E_{\perp} \cdot (L \cdot b^3 / 12) + 2E_s \cdot I_s$$

Es ed Is modulo elastico acciaio e momento di inerzia profilo

$\bar{H} = 0,7 \cdot H$ *lunghezza libera di inflessione*

i moduli elastici da utilizzare perpendicolari sono quelli di calcolo

$$X_d = X_k / \gamma_m$$

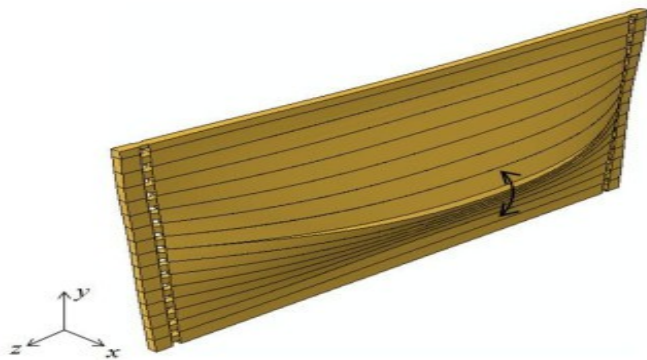
$$f_{c90,d} = K_{mod} \cdot f_{c90,k} / \gamma_m ; \quad K_{mod} = 0,7 ; \quad \gamma_m = 1,3$$

resistenza a compressione perpendicolare alle fibre

$$\chi_{imp} = 1 - e/b$$

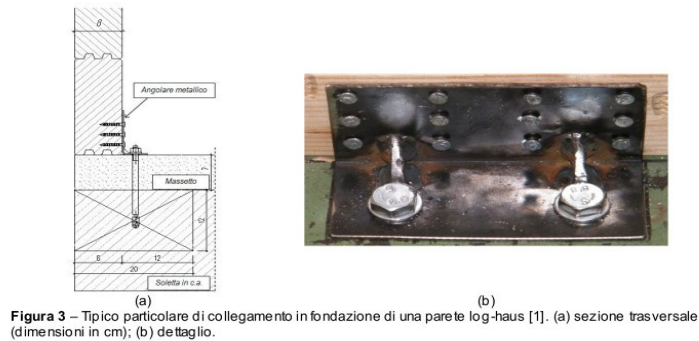
b spessore della parete ; $e = u_o + e_c$

$u_o = 0,0025H$ *e_c eccentricità carico verticale*



3- Calcolo dei collegamenti in acciaio

Collegamento parete in legno con la fondazione



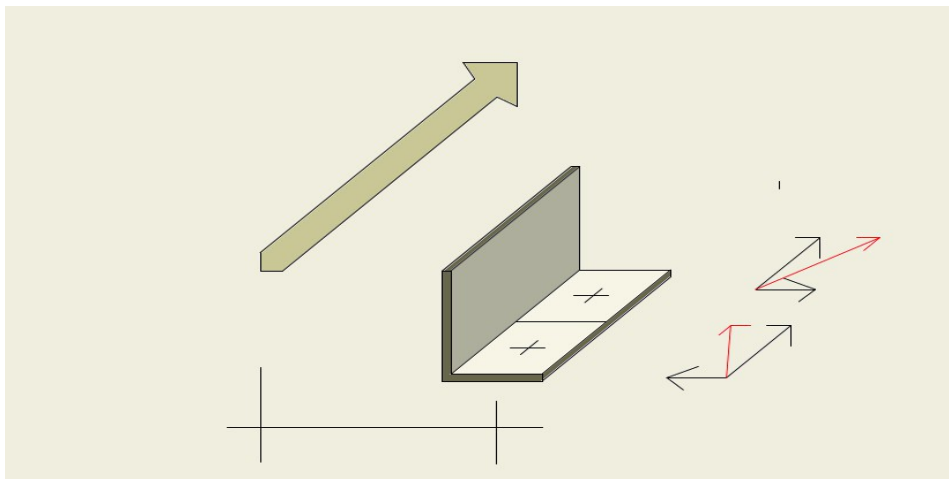
Il collegamento tra la parete e la fondazione viene realizzato con piattina metallica bulloni con tirafondi e viti; Il calcolo da eseguire riguarda le azioni trasmesse dalla parete alla fondazione con la relativa eccentricità e quindi flessione e torsione per la piattina che sono di tipo tagliante derivanti dal vento o dal sisma e di compressione e trazione derivanti dalla pressoflessione della parete. Il calcolo è quasi immediato

Azione tagliante V ; Azione flessionale $V \cdot e$

V azione orizzontale alla base della parete

e distanza del baricentro della parete dal baricentro dei due bulloni

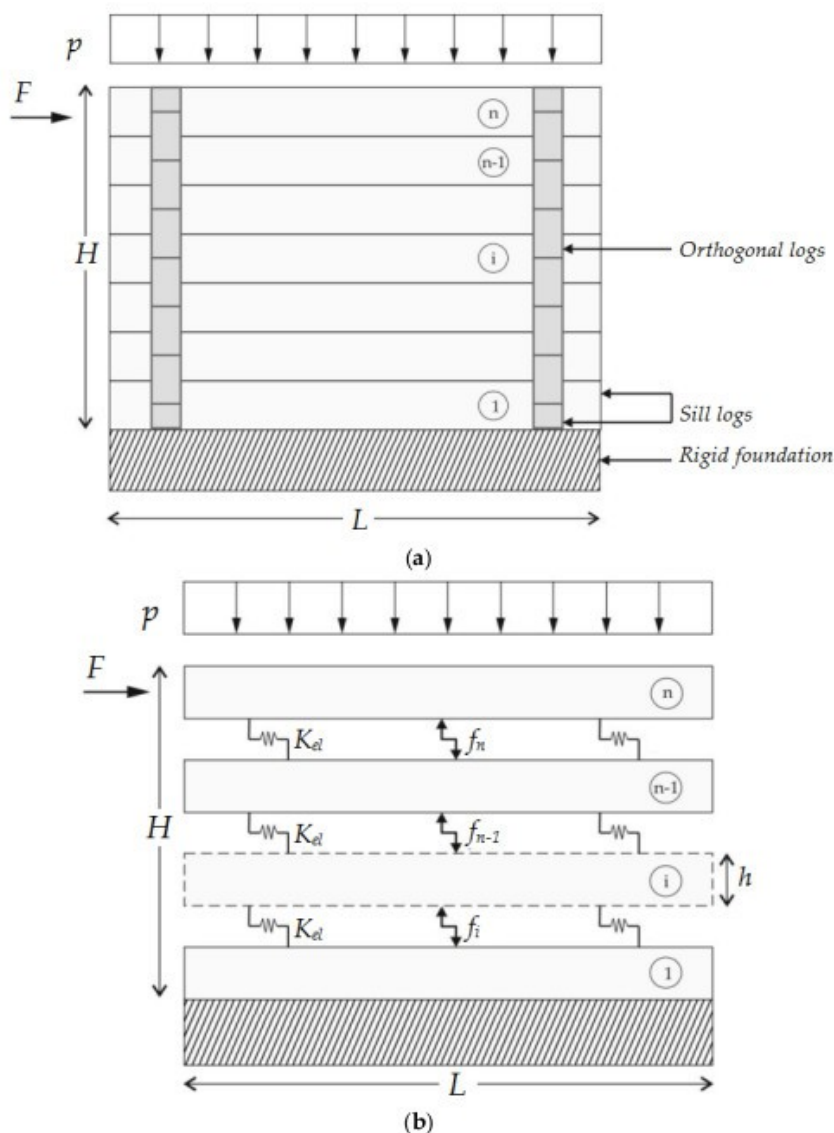
La verifica dei due bulloni è a taglio e deriva dalla composizione delle forze; va eseguita anche una verifica delle pressioni di contatto con il cls.



4-Modellazione di una parete in legno

Il calcolo della rigidezza di una parete si rileva complicato poiché i singoli tronchi le travi possono scorrere le une sulle altre, essendo solidali in virtù della forza di attrito e delle travi ortogonali. Per modellare una casa da costruire con il sistema blockhouse sarebbe opportuno definire un modulo elastico equivalente a parità di dimensioni della parete che ne definisce la deformazione e la ripartizione delle azioni orizzontali tra i singoli setti.

Se vogliamo calcolare lo spostamento alla sommità di una parete blockhouse per effetto di una forza orizzontale



dobbiamo tener conto della forza di attrito tra le travi e delle travi ortogonali

La forza di attrito $F_a = N \cdot \mu$ con μ coefficiente di attrito

lo sforzo normale alla trave i-ma

$$N_i = [(n-i+1) \cdot m \cdot g + PL]$$

*P carico distribuito in sommità della parete ,
m massa della singola trave*

La forza di attrito sulla trave i-ma $F_a = [(n-i+1) \cdot m \cdot g + PL] \cdot \mu$

La forza derivante dalla travi ortogonali

$$F_{ort} = 2 \cdot K_{el} \cdot \delta_i$$

La rigidezza K_{el} è quella della trave ortogonale de tipo $3EI/L^3$

La forza complessiva $F = [(n-i+1) \cdot m \cdot g + PL] \cdot \mu + 2 \cdot K_{el} \cdot \delta_i$

lo spostamento $\delta_i = (F + F_a) / (2 \cdot K_{el})$

Lo spostamento totale $\delta = \sum \delta_i$

Per case in legno ad un piano max 2 piani possiamo ipotizzare per le pareti un comportamento a mensola con spostamento

$$\delta = F \cdot L^3 / (3EI) + \chi \cdot F \cdot L / (G \cdot A) = \sum (F + F_a) / (2 \cdot K_{el})$$

possiamo esprimere il modulo elastico G in funzione di E attraverso il modulo di Poisson $1/m$ e quindi determinare il modulo elastico che deve avere la parete da utilizzare nella modellazione per il calcolo delle sollecitazioni di taglio e sforzo normale e per i relativi spostamenti.

5- Conclusioni



Le case in legno costruite con il sistema blockhouse sono gradevoli esteticamente si adattano all'ambiente naturale , sono di semplice e rapida realizzazione , in zona non sismica e riparata sono da preferire a qualsiasi altro sistema costruttivo in legno; la loro vulnerabilità è nei confronti delle azioni orizzontali poiché il legno non viene sfruttato al meglio sia dal punto di vista della resistenza che della rigidità per cui preferibile il sistema costruttivo a pareti con pannelli X-Lam. Il Sistema blockhouse rappresenta una valida alternativa a sistemi costruttivi intelaiati con travi e pilastri per costruzioni modeste soprattutto per l'assenza di collegamenti e si presentano come edifici molto rigidi; gli incastri negli angoli a coda di rondine evitano l'apertura della scatola in legno.

Bibliografia reperibile in rete

- Shear Performance Assessment of Timber Log-House Walls under In-Plane Lateral Loads via Numerical and Analytical Modelling Martina Sciomenta ,Chiara Bedon , Massimo Fragiocomo , and Angelo Luongo*
- Un metodo semplificato per la verifica di stabilità di pareti log-haus sottoposte a compressione nel piano Chiara Bedon, Massimo Fragiocomo – Università degli Studi di Sassari, Dipartimento di Architettura, Design*
- La tecnica del tronco sovrapposto Ingenio Almerigo Ribeira*

Il microlamellare LVL

1-Introduzione

2-La normativa ed i parametri meccanici

3- La trave , il pilastro ed il pannello in LVL

4-I pannelli parete

5-I pannelli di solaio

6- Le aperture

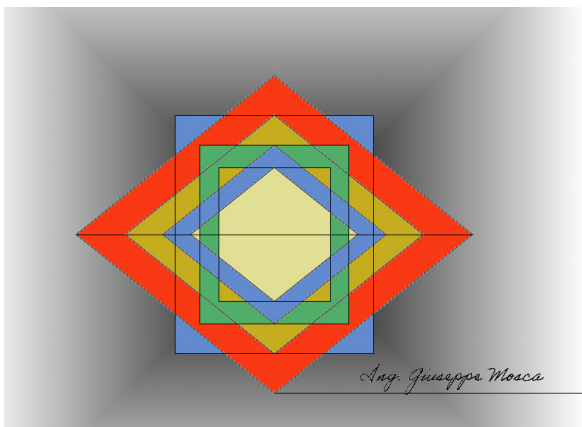
7- I collegamenti tra gli elementi strutturali

8- Resistenza al fuoco

9- Gli edifici in legno con sistema LVL

10- La modellazione FEM di strutture in LVL

11-Conclusioni



Ing. Giuseppe Mosca



N.B. Ci scusiamo per le eventuali imprecisioni e gli errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1-Introduzione

La storia del sistema costruttivo LVL risale al 1970 quando in nord America ad Opera di **Peter Kock** che insieme al **Forest Products Laboratory**, produsse le prime aste di microlamellare a base di legno; il microlamellare si ottiene tramite l'incollaggio di lamine sottili (**sfogliati di legno**) dello spessore di circa 3mm in modo da ottenere travi pilastri e pannelli in alternativa al legno lamellare tradizionale, rispetto a quale presenta dei vantaggi quali moduli elastici tangenziali e normali più grandi e resistenze meccaniche caratteristiche maggiori. Le strutture in microlamellare sono molto sottili quindi assumono importanza viste la snellezza delle aste le verifiche di instabilità di deformabilità ed allo stato limite di esercizio le verifiche di oscillazione dei pannelli di solaio.

Letteralmente LVL significa <<**Laminated Veneer Lumber**>> Lamine di legname impiallicciate, vengono fabbricate industrialmente mediante il taglio dei tronchi ottenendo delle sfoglie (Sfogliati) di legno di conifere che successivamente vanno incollati. In Italia il microlamellare è poco diffuso non vi sono molte aziende che si occupano della produzione di questo materiale e del relativo montaggio a differenza del nord Europa dove ha una notevole diffusione soprattutto in Scandinavia in Germania. I vantaggi del legno sono ecologici un edificio in legno oltre a poter essere realizzato in tempi brevi e quindi a costi ridotti ha quella connotazione ambientale che ne consente l'inserimento in qualsiasi contesto naturale o urbanistico migliorando la qualità urbana e naturale. Chiaramente l'industria del legno va di pari passo con quella delle foreste per cui il valore ecologico è tanto più alto quanto maggiori sono gli investimenti per il reimpianto di alberi se poi si pensa agli incendi, l'ultimo che ha colpito l'Amazzonia lo scorso anno il valore ambientale è ancora più alto.

2-La normativa ed i parametri meccanici

L'eurocodice 5 per le costruzioni in legno stabilisce che i metodi di verifica da utilizzare per il sistema LVL sono analoghi a tutte le altre tipologie di legno e nel paragrafo 3 fa esplicito riferimento a **Laminated Veneer Lumber** che riportiamo

3.4

Laminated veneer lumber (LVL)

(1)P Gli elementi di LVL strutturale devono essere conformi alla EN 14374.

(2)P Per LVL a sezione rettangolare con la fibratura di tutti gli strati sostanzialmente decorrente in una stessa direzione, deve essere preso in considerazione l'effetto della dimensione dell'elemento sulla resistenza a flessione e a trazione.

(3) L'altezza di riferimento per la flessione è 300 mm. Si raccomanda che per altezze a flessione diverse da 300 mm il valore caratteristico per $f_{m,k}$ sia moltiplicato per il coefficiente k_h , dato da:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{300}{h} \right)^s, 1,2 \right\} \quad (3.3)$$

dove:

h è l'altezza dell'elemento portante, in millimetri;

s è l'esponente dell'effetto di volume, fare riferimento al punto 3.4(5)P

(4) La lunghezza di riferimento a trazione è 3000 mm. Si raccomanda che per lunghezze a trazione diverse da 3000 mm il valore caratteristico per $f_{t0,k}$ sia moltiplicato per il coefficiente k_l dato da:

$$k_l = \min \left\{ \left(\frac{3000}{l} \right)^{s/2}, 1,1 \right\} \quad (3.4)$$

dove l è la lunghezza, in millimetri.

- (5)P L'esponente per l'effetto volume s per l'LVL deve essere assunto come dichiarato in accordo con EN la 14374.
- (6)P Giunti a dita a sezione intera, conformi ai requisiti della ENV 387 non devono essere utilizzati per prodotti destinati a essere messi in opera in classe di servizio 3, nel caso in cui la direzione della fibratura cambia in corrispondenza del giunto.
- (7)P Per LVL avente la fibratura di tutti gli strati decorrente sostanzialmente in una stessa direzione, si deve tenere conto dell'effetto delle dimensioni dell'elemento sulla resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura.

Le Istruzioni CNR 2018 nel paragrafo Prodotti fanno riferimento ad aste e pannelli in microlamellare dandone la definizione

4.3.2.1.3 - Elementi di micro-lamellare

Il micro-lamellare (LVL) è un prodotto a base di legno realizzato incollando tra loro fogli di legno di spessore generalmente compreso fra i 3 e 6 mm, con l'impiego di calore e pressione, con le fibre orientate nella direzione dell'asse dell'elemento. Definizione, classificazione e specifiche sono contenute nella norma europea UNI EN 14279.

Gli elementi strutturali in micro-lamellare di tipo lineare (travi) hanno tutti gli strati disposti in direzione parallela all'asse dell'elemento.

La sezione trasversale in genere è costituita da un minimo di 5 strati.

4.3.2.2.4 - Pannelli di micro-lamellare stratificati e compensati (LVL)

I pannelli strutturali di micro-lamellare sono composti da strati sottili di legno (ottenuti per tranciatura o sfogliatura) disposti in una sola direzione (pannelli stratificati) o in direzioni alternate ortogonali tra loro (pannelli compensati). Essi possono essere utilizzati solo se rispondenti alla norma europea UNI EN 14374 e solo per opere in classe di servizio 1 e 2 (Tabella 7-2).

La normativa Italiana sulle costruzioni del 2018 tra i prodotti a base di legno include anche il microlamellare per cui tutte le prescrizioni sono applicabili.

Per quanto concerne i valori delle resistenze caratteristiche e dei moduli elastici per ogni classe di legno riportiamo i valori forniti dalle norme finlandesi

Table 4.5. Strength classes for structural LVL-P without crossband veneers ¹⁵.

				Strenght class				
Property ^a		Symbol	Unit	LVL 32 P	LVL 35 P	LVL 48 P	LVL 50 P	LVL 80 P
Bending strenght	Edgewise, parallel to grain (depth 300 mm)	$f_{m0,edgsk}$	N/mm ²	27	30	44	46	75
	Flatwise, parallel to grain	$f_{m0,flatk}$	N/mm ²	32	35	48	50	80
	Size effect parameter	s	-	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Tension strenght	Parallel to grain (length 3 000 mm)	$f_{t0,k}$	N/mm ²	22	22	35	36	60
	Perpendicular to grain, edgewise	$f_{t90,edgsk}$	N/mm ²	0,5	0,5	0,8	0,9	1,5
Compression strenght	Parallel to grain for service class 1	f_{c0k}	N/mm ²	26	30	35	42	69
	For service class 2 according to EN 1995-1-1 ^b			21	25	29	35	57
	Perpendicular to grain, edgewise	$f_{c90,edgsk}$	N/mm ²	4	6	6	8,5	14
	Perpendicular to grain, flatwise (except pine)	$f_{c90,flat,k}$	N/mm ²	0,8	2,2	2,2	3,5	12
	Perpendicular to grain, flatwise, pine	$f_{c90,flat,k,pine}$	N/mm ²	MDV ^c	3,3	3,3	3,5	- ^d
Shear strenght	Edgewise parallel to grain	$f_{v0,edgsk}$	N/mm ²	3,2	3,2	4,2	4,8	8
	Flatwise, parallel to grain	$f_{v0,flatk}$	N/mm ²	2,0	2,3	2,3	3,2	8
Modulus of elasticity	Parallel to grain	E_{0mean} ^e	N/mm ²	9 600	12 000	13 800	15 200	16 800
	Parallel to grain	E_{0k} ^f	N/mm ²	8 000	10 000	11 600	12 600	14 900
	Perpendicular to grain, edgewise	$E_{c90,edgsk,mean}$ ^g	N/mm ²	MDV ^c	MDV ^c	430	430	470
	Perpendicular to grain, edgewise	$E_{c90,edgsk}$ ^h	N/mm ²	MDV ^c	MDV ^c	350	350	400

Shear modulus	Edgewise, parallel to grain	$G_{0,edg,mean}$	N/mm ²	500 ⁱ	500 ⁱ	600	650	760
	Edgewise, parallel to grain	$G_{0,edg,k}$	N/mm ²	300 ⁱ	350 ⁱ	400	450	630
	Flatwise, parallel to grain	$G_{0,flat,mean}$	N/mm ²	320 ⁱ	380 ⁱ	380	600	850
	Flatwise, parallel to grain	$G_{0,flat,k}$	N/mm ²	240 ⁱ	270 ⁱ	270	400	760
Density		ρ_{mean}	kg/m ³	440	510	510	580	800
		ρ_k	kg/m ³	410	480	480	550	730

^a Additional strength, stiffness and density properties not covered by the classes given in this Table may be declared as individual values
^b Value may also be applied in Service Class 1 as a conservative value
^c Property is not expressed as strength class but rather as individual manufacturer's declared value (MDV)
^d Class not produced from pine
^e Covering $E_{m,0,edg,mean}$, $E_{0,0,mean}$, $E_{m,0,flat,mean}$, and $E_{c,0,mean}$
^f Covering $E_{m,0,edg,k}$, $E_{0,0,k}$, $E_{m,0,flat,k}$, and $E_{c,0,k}$
^g Also covering $E_{c,90,edg,mean}$
^h Also covering $E_{c,0,edg,k}$
ⁱ Property need not be tested if all other properties meet the minimum values for the strength class

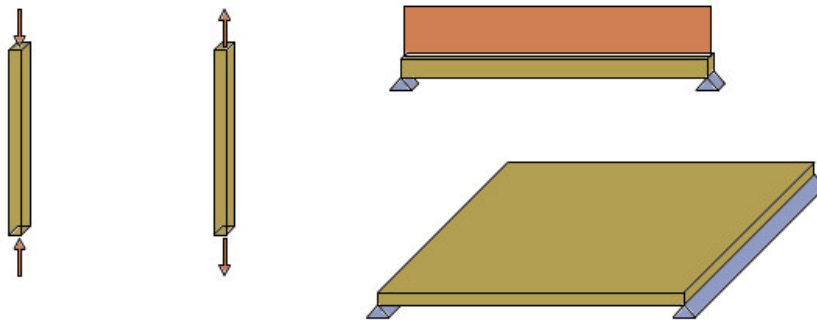
4. STRUCTURAL DESIGN OF LVL STRUCTURES

Table 4.6. Strength classes for structural LVL-C with crossband veneers ¹⁵.

Property ^a	Symbol	Unit	Strength class						
			LVL 22 C	LVL 25 C	LVL 32 C	LVL 36 C	LVL 70 C	LVL 75 C	
Bending strength	Edgewise, parallel to grain (depth 300 mm)	$f_{m,0,edg,k}$	N/mm ²	19	20	28	32	54	60
	Flatwise, parallel to grain	$f_{m,0,flat,k}$	N/mm ²	22	25	32	36	70	75
	Size effect parameter	s	-	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
	Flatwise, perpendicular to grain	$f_{m,90,flat,k}$	N/mm ²	MDV ^c	MDV ^c	7	8	32	20
Tension strength	Parallel to grain (length 3 000 mm)	$f_{t,0,k}$	N/mm ²	14	15	18	22	45	51
	Perpendicular to grain, edgewise	$f_{t,90,edg,k}$	N/mm ²	4	4	5	5	16	8
Compression strength	Parallel to grain for service class 1	$f_{c,0,k}$	N/mm ²	18	18	18	26	54	64
	For service class 2 according to EN 1995-1-1 ^b			15	15	15	21	45	53
	Perpendicular to grain, edgewise	$f_{c,90,edg,k}$	N/mm ²	8	8	9	9	45	23
	Perpendicular to grain, flatwise (except pine)	$f_{c,90,flat,k}$	N/mm ²	1,0	1,0	2,2	2,2	16	16
	Perpendicular to grain, flatwise, pine	$f_{c,90,flat,k,pine}$	N/mm ²	MDV ^c	MDV ^c	3,5	3,5	- ^d	- ^d
Shear strength	Edgewise parallel to grain	$f_{v,0,edg,k}$	N/mm ²	3,6	3,6	4,5	4,5	7,8	7,8
	Flatwise, parallel to grain	$f_{v,0,flat,k}$	N/mm ²	1,1	1,1	1,3	1,3	3,8	3,8
	Flatwise, perpendicular to grain	$f_{v,90,flat,k}$	N/mm ²	MDV ^c	MDV ^c	0,6	0,6	MDV ^c	MDV ^c
Modulus of elasticity	Parallel to grain, edgewise	$E_{0,edg,mean}$ ^e	N/mm ²	6 700	7 200	10 000	10 500	11 800	13 200
	Parallel to grain, edgewise	$E_{0,edg,k}$ ^f	N/mm ²	5 500	6 000	8 300	8 800	10 900	12 200
	Perpendicular to grain, edgewise	$E_{90,edg,mean}$ ^g	N/mm ²	MDV ^c	MDV ^c	2 400	2 400	MDV ^c	MDV ^c
	Perpendicular to grain, edgewise	$E_{90,edg,k}$ ^h	N/mm ²	MDV ^c	MDV ^c	2 000	2 000	MDV ^c	MDV ^c
	Perpendicular to grain, flatwise	$E_{m,90,flat,mean}$	N/mm ²	MDV ^c	MDV ^c	1 200	2 000	MDV ^c	MDV ^c
	Perpendicular to grain, flatwise	$E_{m,90,flat,k}$	N/mm ²	MDV ^c	MDV ^c	1 000	1 700	MDV ^c	MDV ^c
Shear modulus	Edgewise, parallel to grain	$G_{0,edg,mean}$	N/mm ²	500 ⁱ	500 ⁱ	600	600	820	820
	Edgewise, parallel to grain	$G_{0,edg,k}$	N/mm ²	300 ⁱ	300 ⁱ	400	400	660	660
	Flatwise, parallel to grain	$G_{0,flat,mean}$	N/mm ²	70 ⁱ	70 ⁱ	80	120	430	430
	Flatwise, parallel to grain	$G_{0,flat,k}$	N/mm ²	55 ⁱ	55 ⁱ	60	100	380	380
	Flatwise, perpendicular to grain	$G_{90,flat,mean}$	N/mm ²	MDV ^c	MDV ^c	22	22	MDV ^c	MDV ^c
	Flatwise, perpendicular to grain	$G_{90,flat,k}$	N/mm ²	MDV ^c	MDV ^c	16	16	MDV ^c	MDV ^c
Density		ρ_{mean}	kg/m ³	440	440	510	510	800	800
		ρ_k	kg/m ³	410	410	480	480	730	730

^a Additional strength, stiffness and density properties not covered by the classes may be declared as individual values
^b Value may also be applied in Service Class 1 as a conservative value
^c Property is not expressed as strength class but rather as individual manufacturer's declared value (MDV)
^d Class not produced from pine
^e Covering $E_{m,0,edg,mean}$, $E_{0,0,mean}$, $E_{m,0,flat,mean}$, and $E_{c,0,mean}$
^f Covering $E_{m,0,edg,k}$, $E_{0,0,k}$, $E_{m,0,flat,k}$, and $E_{c,0,k}$
^g Covering $E_{m,90,edg,mean}$, $E_{c,90,edg,mean}$, and $E_{c,90,edg,k}$
^h Covering $E_{m,90,edg,k}$, $E_{c,90,edg,k}$, and $E_{c,90,edg,k}$
ⁱ Property need not be tested if all other properties meet the minimum values for the strength class

3- La trave , il pilastro ed il pannello in LVL



Negli elementi ad asta travi e pilastri tutti gli sfogliati sono sovrapposti parallelamente mentre negli elementi a piastra (sfogliati incrociati) 1/5 degli sfogliati sono sovrapposti perpendicolarmente in modo da aumentare la capacità portante e la rigidità. Si parla quindi di resistenza parallela agli sfogliati e perpendicolare agli sfogliati come per il legno usuale.

Verifica a trazione

$$\sigma_{t,0,d} = T/A \leq f_{t,0,d} \quad \text{parallela agli sfogliati}$$

$$\sigma_{t,90,d} = T/A \leq f_{t,90,d} \quad \text{perpendicolare agli sfogliati}$$

$f_{t,0,d}$ resistenza di calcolo a trazione che tiene conto del coefficiente K_h riportato in precedenza delle dimensioni trasversali della sezione $K_h \cdot f_{t,0,d}$.

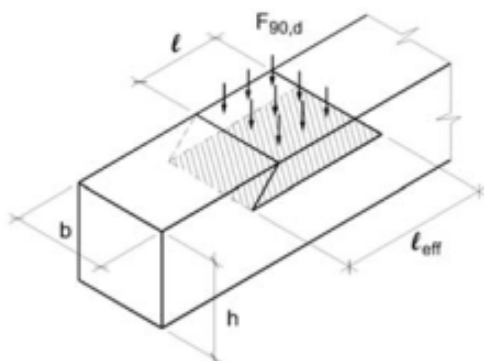
Verifica a compressione

$$\sigma_{c,0,d} = P/A \leq f_{c,0,d} \quad \text{parallela agli sfogliati}$$

$$\sigma_{c,90,d} = P/A \leq f_{c,90,d} \quad \text{perpendicolare agli sfogliati}$$

Nel caso di forza di compressione esterna agente ortogonalmente agli sfogliati per una lunghezza L ed una larghezza b

$$\sigma_{c,90,d} = P/(b \cdot L_{ef})$$



la verifica di instabilità di un asta compressa

$$\sigma_{c,0,d} / (K_{crit,c} * f_{c,0,d}) < 1$$

la resistenza di calcolo a compressione viene maggiorata con un coefficiente

$$K_{crit,c} = 1 / [k + (k^2 - \lambda_{rel,c}^2)^{1/2}]$$

$$k = 0,5 * [1 + \beta_c * (\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2]$$

$$\lambda_{rel,c} = \lambda / \pi * (f_{c,0,k} / E_{0,05})^{1/2}$$

$$\lambda = L_0 / \rho$$

L_0 lunghezza libera di inflessione
 ρ raggio d inerzia minimo

Se $\lambda_{rel,c} < 0,3$ si assume $K_{crit,c} = 1$

La verifica a flessione deviata nelle sezioni più sollecitate

$$(\sigma_{m,Y,d} / f_{m,Y,d}) + K_m * (\sigma_{m,Z,d} / f_{m,Z,d}) \leq 1$$

$$K_m * (\sigma_{m,Y,d} / f_{m,Y,d}) + (\sigma_{m,Z,d} / f_{m,Z,d}) \leq 1$$

dove le tensioni di calcolo

$$\sigma_{m,Y,d} = M_y / W_y \quad ; \quad \sigma_{m,Z,d} = M_z / W_z \quad ;$$

Le verifiche a pressoflessione e a tensoflessione:

Tensoflessione

$$(\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d}) + (\sigma_{m,Y,d} / f_{m,Y,d}) + K_m * (\sigma_{m,Z,d} / f_{m,Z,d}) \leq 1$$

Pressoflessione

$$(\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d})^2 + (\sigma_{m,Y,d} / f_{m,Y,d}) + K_m * (\sigma_{m,Z,d} / f_{m,Z,d}) \leq 1$$

Taglio

$$V/I * Sx/b = \tau_d \leq f_{vd}$$

Nella valutazione della τ_d è opportuno considerare l'influenza delle fessurazioni presenti nell'elemento strutturale, utilizzando una larghezza $b_{ef} = k_{cf} b$

b larghezza dell'elemento

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

$k_{cf} = 1$ per legno lamellare

$k_{cf} = 1$ per altri prodotti a base di legno LVL

Torsione

$$\tau_{Tor,d} \leq k_{sh} * f_{vd}$$

la tensione tangenziale da torsione viene calcolata con le formule usuali della scienza delle costruzioni, utilizzando sezioni alla Bredt, sezioni rettangolari allungate la semplice sezione rettangolare.

$k_{sh} = 1, 2$ per sezioni circolari

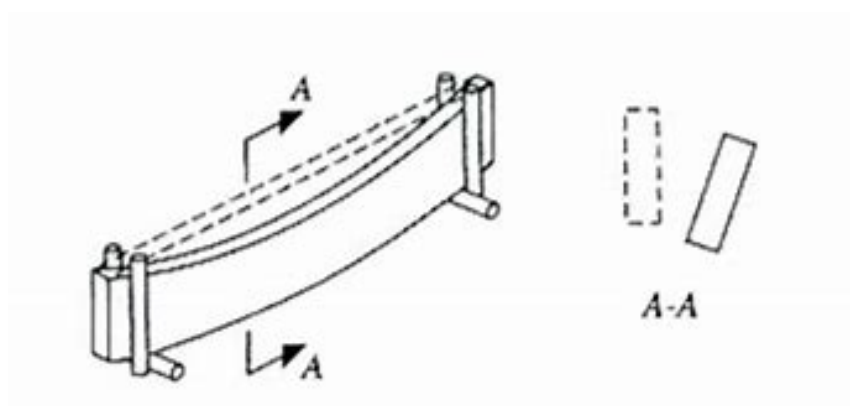
$k_{sh} = \min(1 + 0,05h/b; 1,3)$ per sezioni rettangolari piene

$k_{sh} = 1$ per altre tipologie di sezione

Torsione e Taglio

$$(\tau_d / f_{vd})^2 + (\tau_{Tor,d} / k_{sh} * f_{vd}) \leq 1$$

Verifica alla instabilità laterale flessotorsionale (svergolamento)



$$\sigma_{m,d} / (K_{crit,m} * f_{m,d}) \leq 1$$

$\sigma_{m,d} = M / W$ tensione massima per flessione semplice

$$K_{crit,m} = \begin{cases} 1 & \text{per } \lambda_{rel,m} \leq 0.75 \\ 1,56 - 0,75 * \lambda_{rel,m} & \text{per } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ 1/\lambda_{rel,m}^2 & \text{per } \lambda_{rel,m} > 1,4 \end{cases}$$

$$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{1/2}$$

$$\sigma_{m,crit} = M_{Y,crit} / W_Y$$

$$M_{Y,crit} = \pi / L_{eff} * [E_{0.05} * I_z * G_{0.05} * I_p]^{1/2}$$

La lunghezza efficace in mancanza di più accurate valutazioni si può porre pari a

$$L_{eff} = \beta * L$$

dove nella ipotesi di carico applicato nel baricentro della sezione e rotazione torsionale impedita alle estremità della trave β è riportato nella seguente tabella

Tabella 7-4 - Valori del coefficiente β per il calcolo della lunghezza efficace l_{eff}

Condizioni di vincolo	Tipo di carico o di sollecitazione	β
Semplice appoggio	Momento flettente costante	1.00
	Carico uniformemente distribuito	0.88
	Forza concentrata in mezzzeria	0.74
Incastro ad un estremo (mensola)	Carico uniformemente distribuito	0.49
	Forza concentrata all'estremo libero	0.78

Nel caso frequente di carico non applicato nel baricentro della sezione la lunghezza efficace può essere modificata nella maniera seguente:

- trave su due appoggi: $l_{eff} = \beta \cdot L + \begin{cases} +2h & \text{se il carico è applicato sul bordo compresso} \\ +0 & \text{se il carico è applicato sull'asse} \\ -0.5h & \text{se il carico è applicato al bordo teso} \end{cases}$
- trave a mensola: $l_{eff} = \beta \cdot L + \begin{cases} +2h & \text{se il carico è applicato sul bordo teso} \\ +0 & \text{se il carico è applicato sull'asse} \\ -0.5h & \text{se il carico è applicato al bordo compresso} \end{cases}$

essendo h l'altezza della sezione trasversale dell'elemento.

nella ipotesi di flessione deviata con asse forte Y ($B < H$) ed asse debole Z la verifica viene condotta con le formule seguenti

$$\sigma_{m,d} / (K_{crit,m} * f_{m,d}) + K_m * (\sigma_{m,Z,d} / f_{m,Z,d}) \leq 1$$

$$K_m * \sigma_{m,d} / (K_{crit,m} * f_{m,d}) + (\sigma_{m,Z,d} / f_{m,Z,d}) \leq 1$$

per aste tensoinflesse :

$$(\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d}) + \sigma_{m,d} / (K_{crit,m} * f_{m,d}) + K_m * (\sigma_{m,Z,d} / f_{m,Z,d}) \leq 1$$

$$(\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d}) + K_m * \sigma_{m,d} / (K_{crit,m} * f_{m,d}) + (\sigma_{m,Z,d} / f_{m,Z,d}) \leq 1$$

Le verifiche a pressoflessione quindi instabilità laterale ed instabilità di colonna si ottengono dalla combinazione delle formule precedenti e vanno eseguite nella maniera seguente:

$$\sigma_{c,0,d} / (K_{crit,c,y} * f_{c,0,d}) + \sigma_{m,d} / (K_{crit,m} * f_{m,d}) + K_m * (\sigma_{m,Z,d} / f_{m,Z,d}) \leq 1$$

$$\sigma_{c,0,d} / (K_{crit,c,y} * f_{c,0,d}) + K_m * \sigma_{m,d} / (K_{crit,m} * f_{m,d}) + (\sigma_{m,Z,d} / f_{m,Z,d}) \leq 1$$

$$\sigma_{c,0,d} / (K_{crit,c,z} * f_{c,0,d}) + \sigma_{m,d} / (K_{crit,m} * f_{m,d}) + K_m * (\sigma_{m,Z,d} / f_{m,Z,d}) \leq 1$$

$$\sigma_{c,0,d} / (K_{crit,c,z} * f_{c,0,d}) + K_m * \sigma_{m,d} / (K_{crit,m} * f_{m,d}) + (\sigma_{m,Z,d} / f_{m,Z,d}) \leq 1$$

Verifica del pannello

La verifica di un elemento piano viene eseguita sfruttando i criteri di resistenza tenendo presente che vi sono sollecitazioni membranali e flessionali di piastra quali

$\sigma_{XX}; \sigma_{YY}; \tau_{XY}$; nel piano del pannello derivanti dal comportamento a lastra

$\sigma_{XX}; \sigma_{YY}; \tau_{XZ}; \tau_{YZ}$; nel pannello derivanti dal comportamento a piastra

per la verifica puntuale nelle zone più sollecitate si può utilizzare il seguente criterio di resistenza

$$(\sigma_{XX})^2 + (\sigma_{YY})^2 - \sigma_{XX} * \sigma_{YY} + 3 * (\tau_{XY})^2 + 3 * (\tau_{XZ})^2 + 3 * (\tau_{YZ})^2 \leq (f_{md})^2$$

La verifica dello stato limite di deformazione, ovvero della freccia calcolata nella ipotesi di comportamento elastico lineare con le seguenti formule

$$f = 5/384 * q * L^4 / (EI) \text{ trave appoggiata appoggiata}$$

$$f = 1/8 * q * L^4 / (EI) \text{ trave a mensola}$$

$$f = P * L^3 / (3EI) \text{ trave a mensola con forza concentrata alla estremità}$$

$$f = P * L^3 / (48EI) \text{ trave appoggiata appoggiata con forza concentrata in mezzzeria}$$

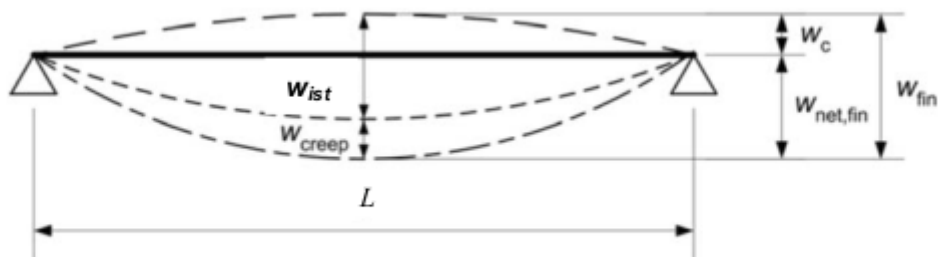


Figura 7-2 – Aliquote della deformazione di una trave inflessa

Tabella 7-3 - Intervalli consigliati di valori limite per la freccia di travi

	w_{ist}	$w_{ncf,fin}$	w_{fin}
Travi su due appoggi	$L/300 - L/500$	$L/250 - L/350$	$L/150 - L/300$
Mensole	$L/150 - L/250$	$L/125 - L/175$	$L/75 - L/150$

- w_c è la controfreccia (qualora presente);
- w_{ist} è la freccia istantanea;
- w_{creep} è la componente della freccia dovuta a fenomeni viscosi;
- w_{fin} è la freccia finale;
- $w_{net,fin}$ è la freccia finale netta.

w_{creep} è lo spostamento differito che può essere valutato attraverso la relazione:

$$w_{creep} = w_{in} \cdot k_{def}$$

La freccia istantanea è dovuta ai carichi permanenti G_k e G_{Sk} ovvero peso proprio e pesi non strutturali ;

La freccia finale $G_k + G_{Sk} + Q$, carichi accidentali;

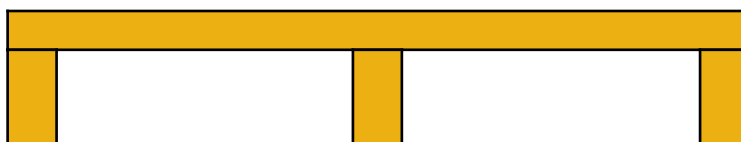
La freccia differita con k_{def} dato dalla seguente tabella

Tabella C-1 -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			
Legno lamellare incollato	EN 14080			
Microlamellare (LVL)	EN 14374, EN 14279	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	-

La verifica allo stato limite di oscillazione impone che le frequenze di oscillazione dei solai siano $> 8\text{Hz}$; per una trave appoggiata appoggiata il periodo fondamentale di vibrazione $T=2*\pi/\omega=1/f$ con $\omega=(2*\pi/L)*[EI/m]^{1/2}$ basta quindi calcolare la frequenza f e confrontarla con il valore ammissibile. Questa è la verifica è immediata se non è soddisfatta si possono seguire le indicazioni dell'eurocodice5.

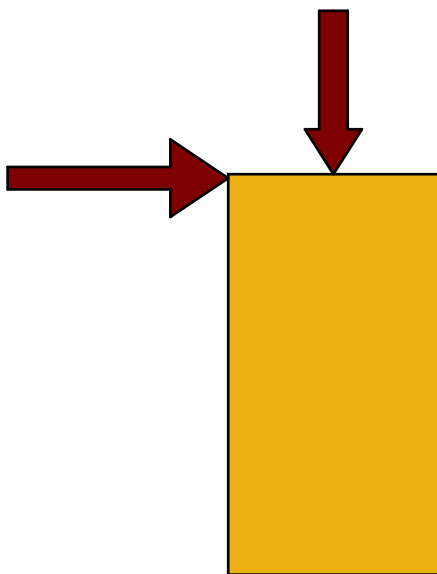
4-I pannelli parete



Montanti dimensioni 4.5x20x280 cm

Pannello parete dimensioni 4,5x120x280cm

Il pannello è sollecitato da una forza di taglio orizzontale V da uno sforzo normale P e da un momento flettente $V*H$



Le verifiche da eseguire sul pannello sono a pressoflessione nella direzione del pannello e nel piano ortogonale , taglio ed instabilità verticale dei montanti ; **L'euro-pean Handbook LVL** prescrive una verifica a compressione del montante, una verifica di instabilità a compressione ed una verifica a pressoflessione dovuta ad eccentricità del carico verticale per l'appoggio dei solai con spessori ridotti del pannello.

Verifica a Compressione del montante

$$\sigma_{c,0,d} = P/A \leq f_{c,0,d}$$

$$A = 4.5*12=90 \text{ cmq}$$

Verifica di instabilità a compressione

$$\sigma_{c,0,d}/(K_{crit,c} * f_{c,0,d}) < 1$$

$$K_{crit,c} = 1/[k + (k^2 - \lambda^2_{rel,c})^{1/2}] = 0,63$$

$$k = 0,5 * [1 + \beta_c * (\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda^2_{rel,c}] = 0,91$$

$$\beta_c = 0,1 \text{ per legno lamellare ; } \beta_c = 0,2 \text{ per legno massiccio ;}$$

$$\lambda_{rel,c} = \lambda/\pi * (f_{c,0,k}/E_{0.05})^{1/2} = 0,88$$

$$f_{c,0,k} = 260 \text{ daN/cm}^2; \quad E_{0.05} = 80000 \text{ daN/cm}^2$$

$$\lambda = L_0/\rho = 48,5 \quad \text{Snellezza}$$

La presenza del pannello impone come piano di inflessione quello corrispondente a lato di 20 cm ; raggio di inerzia $\rho = 20/\sqrt{12} = 5,77 \text{ cm}$

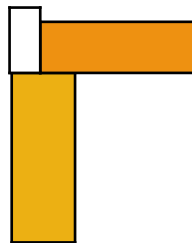
La lunghezza libera di inflessione $L_0 = 280 \text{ cm}$ considerando il montante incernierato agli estremi .

Verifica di instabilità a pressoflessione nel piano ortogonale

Si considera una eccentricità dovuta al carico del solaio pari ad $1/4 * H = 3 \text{ cm}$ il momento flettente $M = P * e_z$; si dovrebbe aggiungere un momento flettente derivante dalle azioni orizzontali quale il vento o il sisma nella mezzeria del pannello, considerando uno schema appoggiato agli estremi $M = q * 2,8^2/8$

$$M = P * e_z + q * L^2/8$$

L'eccentricità è rivolta verso l'interno, va considerata esclusivamente l'azione orizzontale dovuta al sisma che è nelle 2 direzioni.



$$W = b * h^2/6 = 300 \text{ cm}^3 \quad ; \sigma_{m,Y,d} = M / W < f_{m,Y,d}$$

$$f_{m,Y,d} = f_{m,Y,k} * K_{mod}/\gamma_M * K_h = 270 * 0,8/1,2 * 1,15 = 207 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica a pressoflessione del montante

$$\sigma_{c,0,d}/(K_{crit,c,y} * f_{c,0,d}) + K_m * (\sigma_{m,Y,d} / f_{m,Y,d}) \leq 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(0,63*260) + 0,7 * (\sigma_{m,Y,d} / 270) \leq 1$$

$$\sigma_{c,0,d} = P / 90; \quad \sigma_{m,Y,d} = M / 300;$$

Il montante poggia alla base su un pannello di supporto per il quale occorre una verifica a compressione ortogonale agli sfogliati



Lo sforzo normale P è lo stesso che sollecita il montante

$$\sigma_{c,90,d} = P / (b * L_{ef}); \quad B = 4,5 \text{ cm} \quad L_{ef} = 20 + 2 * 3 = 26 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,0,d} = P / A \leq f_{c,90,d} = K_{c,90} * K_{mod} / \gamma_M * f_{c,90,k} = 1,4 * 0,8 / 1,2 * 22 = 20,5 \text{ daN/cm}^2$$

La parete considerata presenta un pannello che ha uno spessore di 4,5 cm quindi non trascurabile che incentiva la rigidezza della parete e migliora la resistenza a pressoflessione della parete.

Verifica a pressoflessione della parete



Sforzo Normale P

Taglio V

*Momento flettente $M = V * H$*

Si utilizzano le usuali formule della pressoflessione

*Area : $4,5 * 120 + 3 * 4,5 * 20 = 810 \text{ cm}^2$*

*$W = 2 * I / L = 20854 \text{ cm}^3$*

*$I = 4,5 * 120^3 / 12 + 3 * 20 * 4,5^3 / 12 + 2 * 4,5 * 20 * 57,75^2 = 1.251.281 \text{ cm}^4$*

$$\sigma_{c,0,d} = P/A ; \quad \sigma_{m,Y,d} = M_Y/W_Y;$$

La verifica a pressoflessione del pannello :

$$(\sigma_{C,0,d} / f_{C,0,d})^2 + K_m * (\sigma_{m,Y,d} / f_{m,Y,d}) \leq 1$$

Se consideriamo la flessione nel piano ortogonale dovuta ad eccentricità del carico verticale e alla azione del vento per pareti sottovento la tensione

$$\sigma_{m,Z,d} = M_Z/W_Z;$$

$$\text{posizione baricentro} \quad d = (4,5 * 120 * 2,25 + 3 * 4,5 * 20 * 14,5) / 810 = 5,09 \text{ cm}$$

$$I_Z = 3 * 4,5 * 20^3 / 12 + 120 * 4,5^3 / 12 + 120 * 4,5 * 0,59^2 + 3 * 4,5 * 20 * 9,41^2 = 33930 \text{ cm}^4$$

$$W_Z = I/d = 6666 \text{ cm}^3 ;$$

La verifica del pannello a pressoflessione deviata

$$(\sigma_{C,0,d} / f_{C,0,d})^2 + K_m * (\sigma_{m,Y,d} / f_{m,Y,d})^2 + (\sigma_{m,Z,d} / f_{m,Z,d}) \leq 1$$

$$(\sigma_{C,0,d} / f_{C,0,d})^2 + (\sigma_{m,Y,d} / f_{m,Y,d})^2 + K_m * (\sigma_{m,Z,d} / f_{m,Z,d}) \leq 1$$

Consideriamo la instabilità del pannello nel piano ortogonale

$$\rho = \sqrt{I/A} = 33930 / 810 = 6,47 \text{ cm} ; \quad \lambda = 280 / 6,47 = 43,27$$

$$\lambda_{rel,c} = \lambda / \pi * (f_{c,0,k} / E_{0,05})^{1/2} = 43,27 / \pi * (260 / 80000)^{1/2} = 0,785 > 0,3$$

va eseguita la verifica di instabilità

$$K_{crit,c} = 1 / [k + (k^2 - \lambda_{rel,c}^2)^{1/2}] = 0,90$$

$$k = 0,5 * [1 + \beta_c * (\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2] = 0,832$$

la verifica a pressoflessione deviata per instabilità

$$(\sigma_{C,0,d} / K_{crit,c} f_{C,0,d})^2 + K_m * (\sigma_{m,Y,d} / f_{m,Y,d})^2 + (\sigma_{m,Z,d} / f_{m,Z,d}) \leq 1$$

$$(\sigma_{C,0,d} / K_{crit,c} f_{C,0,d})^2 + (\sigma_{m,Y,d} / f_{m,Y,d})^2 + K_m * (\sigma_{m,Z,d} / f_{m,Z,d}) \leq 1$$

Verifica a taglio

Il pannello può essere paragonato ad una trave incollata con anima sottile per cui per la verifica a taglio si possono utilizzare le formule seguenti fornite dalle Istruzioni CNR 2018 per il legno;

$$F_{V,Wd} \leq \begin{cases} b_w * h_w * (1 + 0,5 * (h_{f,c} + h_{f,t}) / h_w) * f_{v,0,d} & \text{per } h_w \leq 35 * b_w = 157 \text{ cm} \\ 35 * b_w^2 * (1 + 0,5 * (h_{f,c} + h_{f,t}) / h_w) * f_{v,0,d} & \text{per } 35 * b_w \leq h_w \leq 70 * b_w \end{cases}$$

con $b_w = 4,5 \text{ cm}$; $h_w = 12 \text{ cm}$; $h_{f,c} = 4,5 \text{ cm}$; $h_{f,t} = 4,5 \text{ cm}$

In alternativa si può utilizzare la solita formula di Jowrasky determinando la tensione tangenziale :

$$\tau = V/I * Sx/b$$

calcolata in corrispondenza dell'asse neutro; dalla pressoflessione

$e = M/P$, il sistema di riferimento è nel baricentro geometrico del pannello che presenta un asse di simmetria orizzontale quindi si parla di pressoflessione retta e di torsione, l'equazione dell'asse neutro

$$I + e_y / \rho_x^2 * y = 0 \quad ; \quad y = \rho_x^2 / e \quad \text{per } e = 30 \text{ cm} \quad Y = 5,14 \text{ cm}$$

$$\rho = \sqrt{I/A} = \sqrt{(1.251.281/810)} = 12,42 \text{ cm}$$

il momento di inerzia va calcolato rispetto all'asse neutro quindi di può aggiungere il momento di trasporto

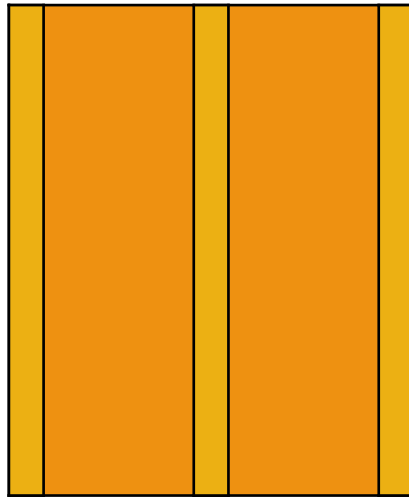
$$I = I_o + A * Y^2 = 1.251.281 + 810 * 5,14^2 = 1272680 \text{ cm}^4$$

$$S = 4,5 * 65,14^2 / 2 + 4,5 * 20 * (65,14 - 2,25) + 4,5 * 20 * 5,14 = 15669 \text{ cm}^3$$

$$\tau = 0,00273 * V < f_{v,0,d} ; V = 366 * f_{v,0,d} \text{ la formula precedente fornisce}$$

*$V = 560 * f_{v,0,d}$ è meno cautelativa ed è riferita alla sola flessione.*

Calcolo della rigidezza del pannello



per il calcolo della rigidezza (mensola) ipotizziamo che gli spostamenti orizzontali del pannello P e dei montanti coincidano

$$\Delta = \Delta_P = \Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3$$

$$\Delta_P = V_p * H^3 / (3EI_p) + \chi * V_p * H(G * A_p) ;$$

$$\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3 = V_m * H^3 / (3EI_m) + \chi * V_m * H(G * A_m)$$

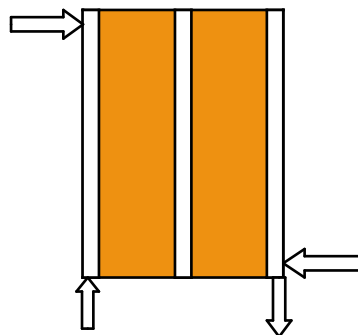
$$V_p + 3 * V_m = V = K * \Delta$$

$$V_p = \Delta / [H^3 / (3EI_p) + \chi * H(G * A_p)] ; V_m = \Delta / [H^3 / (3EI_m) + \chi * H(G * A_m)]$$

$$K = 1 / [H^3 / (3EI_p) + \chi * H(G * A_p)] + 3 / [H^3 / (3EI_m) + \chi * H(G * A_m)]$$

Verifica per azioni orizzontali

L'european Handbook per la verifica del pannello a pressoflessione per azioni del vento riporta una formula semplificata che ci consente di calcolare lo sforzo normale nei montanti di estremità



$$V \cdot h = N \cdot b \quad V = N \cdot b / h \quad F_{t,R,d} = F_{C,R,d} = F_{V,R,d} \cdot h / b$$

$F_{V,E,d}$ forza orizzontale alla sommità del pannello;

$F_{t,R,d}$ forza di trazione nel montante sinistro

$F_{C,R,d}$ forza di compressione nel montante destro

$$F_{V,R,d} = F_{f,R,d} \cdot b \cdot c / s$$

$$b = 120 \text{ cm} ; \quad s = 1$$

$$c = \begin{cases} 1 & \text{per } b > h/2 \\ 2 \cdot b / h & \text{per } b < h/2 \end{cases} = 0,96$$

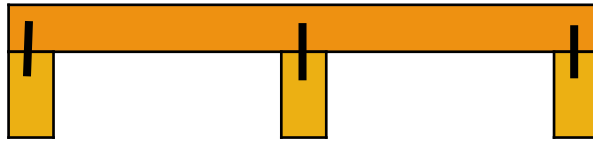
$$F_{t,R,d} = F_{C,R,d} = F_{V,R,d} \cdot h / b$$

questa forza si va ad aggiungere o a sottrarre allo sforzo normale nei montanti che vanno verificati a compressione ed instabilità; possiamo verificare l'area di contatto alla base del montante per compressione ortogonale agli sfogliati.

$$\sigma_{c,90,d} = F_{C,R,d} / (b \cdot L_{ef}) ; \quad B = 4.5 \text{ cm} \quad L_{ef} = 20 + 2 \cdot 3 = 26 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,0,d} = F_{C,R,d} / A \leq f_{c,90,d} = K_{c,90} \cdot K_{mod} / \gamma_M \cdot f_{c,90,k} = 1,4 \cdot 1,1 / 1,2 \cdot 22 = 28 \text{ daN/cm}^2$$

5-I pannelli di solaio



altezza soletta 4,5 cm

dimensioni travetto 4,5x15cm

larghezza pannello 120 cm

Calcolo del momento resistente

$$\text{Baricentro } X = (4,5^2/2 * 120 + 2 * 4,5 * 12^2) / (675) = 3,72 \text{ cm}$$

Area 675 cmq

$$I = 2 * (4,5 * 15^3 / 12 + 4,5 * 15 * 15,78^2) + 120 * 4,5^3 / 12 + 120 * 4,5 * 0,95^2 = 13185 \text{ cm}^4$$

$$M_{rd} = f_{m,Y,d} * I_Y / Y = 326 \text{ daN} * \text{m} \quad Y = 8,28 \text{ cm}$$

$$f_{m,Y,d} = f_{m,Y,k} * K_{mod} / \gamma_M * K_h = 270 * 0,8 / 1,2 * 1,15 = 207 \text{ daN/cm}^2$$

il carico sul solaio è relativo ad una striscia di 120 cm

Peso Proprio 50

Intonaco controsoffitto 30x1,20 = 36 daN/ml

Massetto Pavimento 150 daN/ml

Incidenza tramezzi 120 daN/ml

Socraccarico 240 daN/ml

$$Q = 1,5 * 600 = 900 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Per una luce di 5 metri } M = 2812 \text{ daN} * \text{m} < 3296 \text{ daN} * \text{m}$$

Frequenza fondamentale di vibrazione

$$T = L^2 * 2 / \pi * (m / EI)^{1/2} = 0,595 \text{ sec} \quad f = 1 / T = 1,68 \text{ Hz} < 8 \text{ Hz} \quad \text{il solaio vibra}$$

$$m = 600 \text{ kg/m} ; I = 0,00013185 \quad L = 5 \text{ m} ; E = 13000000000 \text{ N/m}^2$$

Verifica della freccia

$$f = 5/384 * 6 * 500^4 / (130000 * 37545) + 0,8 * 5/384 * 3,6 * 500^4 / (80000 * 37545) =$$

$$f = 1 + 0,48 = 1,48 \text{ cm} < L/300$$

Verifica a Taglio

La sezione di verifica è nella fibra con $b = 9 \text{ cm}$ più vicina all'asse neutro

$$\tau = V/I * S_x/b \leq f_{v,0,d};$$

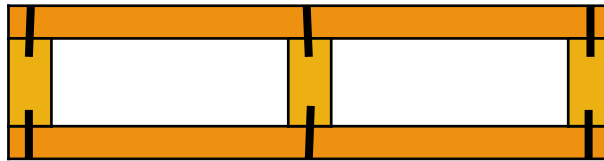
$$S = 120 * 4,5^2/2 + 2 * 4,5 * 15^2/2 = 2227,5 \text{ cm}^3$$

$$I = 13770 \text{ cm}^4$$

$$V = 2250 \text{ daN} \quad \tau = 40,43 \text{ daN/cm}^2 > f_{v,0,d} \text{ **non verificato**}$$

$$f_{v,0,d} = f_{v,0,k} * K_{mod} / \gamma_M = 0,8 / 1,2 * 42 = 28 \text{ daN/cm}^2$$

Consideriamo un pannello cassettonato di solaio al fine di eliminare fastidiose vibrazioni ed in modo che sia soddisfatta la verifica a taglio



$$I = 2 * (120 * 4,5^3/12 + 120 * 4,5 * 9,75^2) + 2 * 4,5 * 15^3/12 = 107021 \text{ cm}^4$$

$$M_{rd} = 107021 * 207/12 = 18461 \text{ daN} * \text{m}$$

$$T = L^2 * \pi * (m/EI)^{1/2} = 25^2 * \pi * (600 / (0,00107201 * 13800000000))^{(0,5)} = 0,101$$

$$f = 1/0,101 = 9,90 \text{ Hz} > 8 \text{ Hz} \quad \text{il solaio non vibra}$$

$$V = 2250; B = 9 \text{ cm}; S_x = 5518 \text{ cm}^3$$

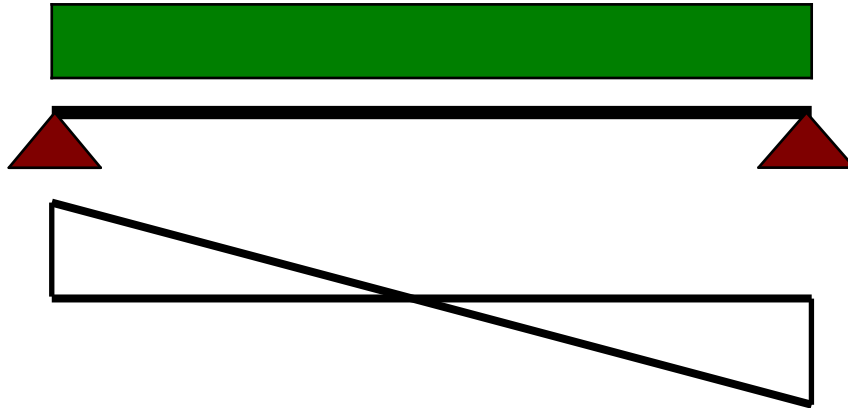
$$\tau = 12,88 \text{ daN/cm}^2 < 28 \text{ daN/cm}^2$$

Verificata

Verifica della freccia

$$w_{fin} = 5/384 * 6 * 500^4 / (130000 * 107021) + 0,8 * 5/384 * 3,6 * 500^4 / (80000 * 107021) =$$
$$= 0,62 \text{ cm} < 500/300 = 1,66 \text{ cm}$$

Calcolo tensioni tangenziali adesivo



*La tensione tangenziale $\tau = V/I * S_x/b$
calcoliamo valori della forza di scorrimento, riferiti ad 1 metro lineare di trave
quindi differenti valori del taglio*

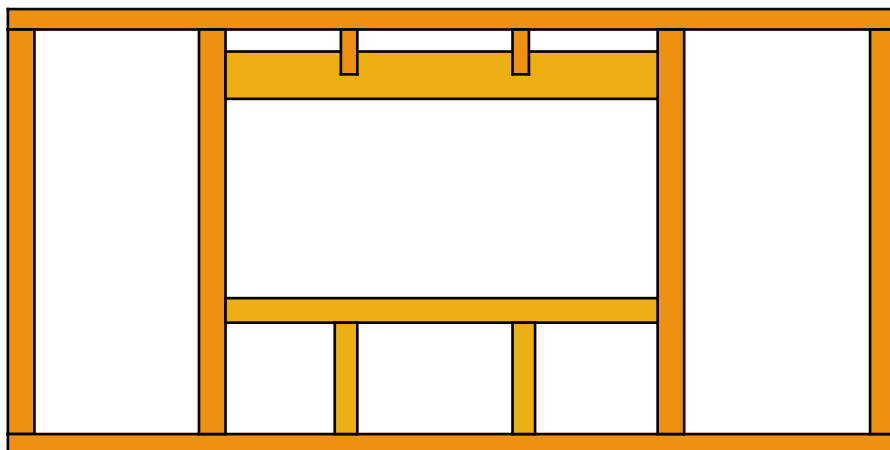
$$S_1 = \tau_1 * 100 * 120; \quad S_2 = \tau_2 * 150 * 120;$$

la tensione tangenziale $\tau < \tau_{ad}$ con τ_{ad} tensione ammissibile adesivo;

$$V = 2250 \text{ daN}; \quad I = 107021 \text{ cm}^4 \quad b = 9 \text{ cm} \quad S_x = 1215 \text{ cm}^3$$

$$\tau = 2.83 \text{ daN/cm}^2 < 40 \text{ daN/cm}^2$$

6- Le aperture



L'apertura ha una larghezza di 180 cm ed una altezza di 150 cm; lo schema statico è quello di trave appoggiata agli estremi, è il calcolo di un normale architrave.

I carichi agenti :

-peso proprio G_K

-scarico solaio $G_{SK} + Q_{SK}$

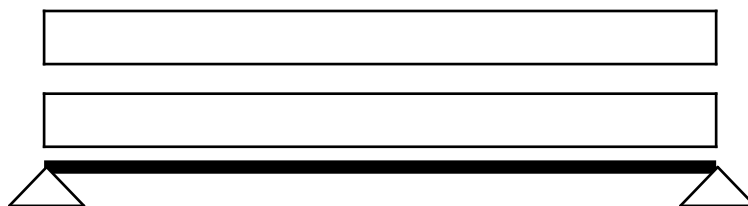
Le verifiche da eseguire :

Flessione semplice

Instabilità laterale architrave

Calcolo della freccia

Verifica a taglio



$$Q = 1,5 * G_K + 1,5 * (G_{SK} + Q_{SK}) = 2850 \text{ daN/ml}$$

$$M = Q * L^2 / 8 = 1154 \text{ daN} * m \quad V = Q * L / 2 = 2565 \text{ daN}$$

Sezione 4,5x30 cm

$$W = 675 \text{ cm}^3 ; \quad \sigma_{m,Y,d} = 171 \text{ daN/cm}^2 < 0,8 / 1,2 * 1,00 * 440 = 293 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica a taglio

$$\tau = 1,5 \cdot V/A = 1,5 \cdot 2565 / (4,5 \cdot 30) = 28,5 \text{ daN/cm}^2 \approx 0,8/1,2 \cdot 42 = 28 \text{ daN/cm}^2$$

Instabilità laterale architrave

$$I_z = 227 \text{ cm}^4; I_p = 10352 \text{ cm}^4 \quad E = 106000 \text{ daN/cm}^2; G = 8200 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_{Y,crit} = \pi / L_{eff} \cdot [E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{0,05} \cdot I_p]^{1/2} = 885355 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

La presenza dei montanti verticali ad interasse di 6 cm impedisce lo sbandamento laterale $L_{eff} = 60 \text{ cm}$

$$\sigma_{m,crit} = 722 \text{ daN/cm}^2; \lambda_{REL} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{0,5} = (440 / 722)^{0,5} = 0,78$$

$$K_{crit} = 0,97 \quad \sigma_{m,Y,d} = 171 < 0,97 \cdot 293 = 284 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica della freccia

$$w_{fin} = 5/384 \cdot 28,5 \cdot 180^4 / (116000 \cdot 10125) + 0,8 \cdot 5/384 \cdot 13,5 \cdot 180^4 / (116000 \cdot 10125) = 0,45 \text{ cm} < 180/300 = 0,6 \text{ cm}$$

7- I collegamenti tra gli elementi strutturali

I collegamenti tra i pannelli ed i montanti sia negli elementi strutturali verticali che in quelli orizzontali sono realizzati tramite incollaggio e chiodature quindi è opportuno determinare la forza di scorrimento e dimensionare a tranciamento i chiodi per i quali si può utilizzare una formula semplice

S scorrimento

τ tensione tangenziale

i interasse

n numero chiodi = L/i

L lunghezza pannello, 2,80 m per pannelli parete o 5 m per pannelli solaio

V_{rd} forza del singolo chiodo = $f_{yd} / \sqrt{3} \cdot A$

Area chiodo $\pi \cdot d^2 / 4$

$$S < n \cdot V_{rd}$$

8- Resistenza al fuoco

Verifichiamo una trave in LVL 25x50 cm esposta al fuoco per circa 45 minuti. La normativa italiana prescrive

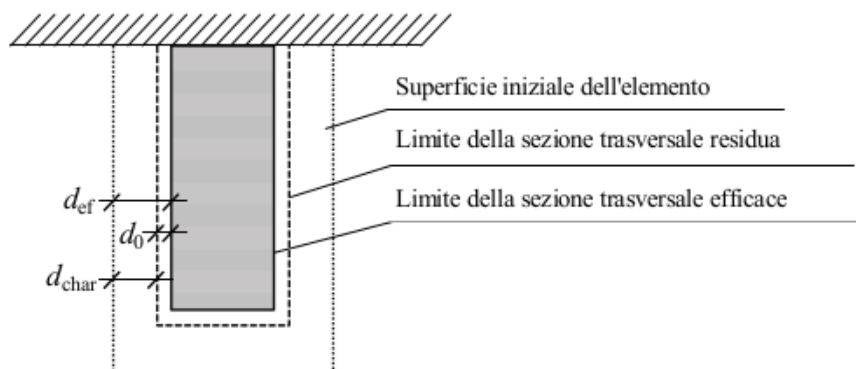


Figura 13-1 – Sezione trasversale di un elemento ligneo parzialmente carbonizzato

Per il singolo elemento ligneo esposto al fuoco, in assenza di valutazioni più rigorose, si può fare riferimento al calcolo della cosiddetta “sezione efficace” in corrispondenza del tempo t richiesto di resistenza al fuoco. Tale sezione si ottiene riducendo la sezione iniziale di una profondità di carbonizzazione “effettiva” calcolata come di seguito esposto:

$$d_{ef} = d_{char} + k_0 \cdot d_0 \quad (13.2)$$

dove:

- d_{ef} è la profondità efficace di sezione demolita;
- $d_{char} = \beta_n \cdot t$ è la profondità di sezione carbonizzata;
- β_n è la velocità di carbonizzazione ideale, convenientemente superiore a quella effettiva, per includere gli effetti (negativi) di fessurazioni e arrotondamento degli spigoli della sezione;
- k_0 è il coefficiente dipendente dal tempo t , variabile linearmente tra 0 (in corrispondenza del tempo $t=0$) e 1 (in corrispondenza del tempo $t=20$ minuti), e assunto costante e pari a 1 per $t > 20$ minuti;
- $d_0 = 7\text{mm}$.

Tabella 13-1 – Velocità di carbonizzazione β_n

Materiale	β_n [mm/minuto]
a) Conifere e faggio	
Legno massiccio con massa volumica caratteristica non inferiore a 290 kg/m ³	0.8
Legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica non inferiore a 290 kg/m ³	0.7
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati con massa volumica caratteristica non inferiore a 290 kg/m ³ (si veda la nota ¹)	0.75
b) Latifoglie (escluso faggio)	
Legno massiccio o legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica non inferiore a 290 kg/m ³	0.7
Legno massiccio o legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica non inferiore a 450 kg/m ³	0.55
c) LVL	
LVL con massa volumica caratteristica non inferiore a 480 kg/m ³	0.7

Per la resistenza e per i moduli elastici di progetto della sezione efficace, nella verifica della capacità portante, si adottano i seguenti valori:

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \cdot \frac{f_k \cdot k_{fi}}{\gamma_{M,fi}} \quad (13.3)$$

$$S_{d,fi} = k_{mod,fi} \cdot \frac{S_{05} \cdot k_{fi}}{\gamma_{M,fi}} \quad (13.4)$$

dove:

- f_k , e S_{05} sono i valori caratteristici di una generica proprietà di resistenza del materiale o di modulo di elasticità a temperatura normale (si vedano le tabelle riportate in Appendice C);
- $f_{d,fi}$ e $S_{d,fi}$ sono i valori di calcolo di una proprietà di resistenza o di modulo di elasticità del materiale in condizioni di incendio;
- k_{fi} è il coefficiente che permette di ricavare il valore di una proprietà del materiale al frattile 20% dal valore al frattile 5%, da assumere pari a 1.25 per il legno massiccio, 1.15 per il legno lamellare incollato e i pannelli derivati dal legno, 1.1 per LVL;
- $\gamma_{M,fi} = 1.0$ è il coefficiente parziale in condizioni di incendio;
- $k_{mod,fi} = 1.0$ sostituisce il parametro k_{mod} a temperatura ambiente.

La trave in legno ha le seguenti caratteristiche:

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$A = 1250 \text{ cm}^2$$

$$I = 260416 \text{ cm}^4$$

$$W = 25 \cdot 50^2 / 6 = 10416 \text{ cm}^3$$

Legno LVL32P

$$E = 96000 \text{ daN/cm}^2$$

$$G = 6000 \text{ daN/cm}^2$$

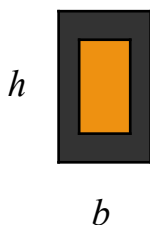
$$f_{m,k} = 270 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{c,k} = 260 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{v,k} = 40 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Lo spessore } d_{ef} = 45 \cdot 0,7 + 7 = 38.5 \text{ mm} = 3,85 \text{ cm}$$

$$\text{La sezione da verificare } b = 17,3 \text{ cm ; } h = 42,3 \text{ cm}$$



$$f_{m,d} = 270 \cdot 1,1 = 297 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{c,d} = 260 \cdot 1,1 = 286 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{v,d} = 40 \cdot 1,1 = 44 \text{ daN/cm}^2$$

$$I = 109115 \text{ cm}^4$$

$$W = 5159 \text{ cm}^3$$

$$A = 732 \text{ cm}^2$$



$$Q = 1,5 \cdot 3000 = 4500 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$L = 5 \text{ m} \quad M = 14062 \text{ daN} \cdot \text{m} ; V = 11250 \text{ daN}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 1406200 / 5159 = 272 \text{ daN/cm}^2 < 297 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau = 1,5 \cdot V / A = 1,5 \cdot 11250 / 732 = 23 < 44 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = 5/384 \cdot 40 \cdot 500^4 / (96000 \cdot 1.1 \cdot 109115) + 0.8 \cdot 5/384 \cdot 25 \cdot 500^4 / (96000 \cdot 1.1 \cdot 109115) = 4.2 \text{ cm}$$

$$\text{la freccia ammissibile } L/150 = 4 \text{ cm}$$

La verifica ad instabilità flessotorsionale svergolamento

$$M_{Y,crit} = \pi / L_{eff} \cdot [E_{0.05} \cdot I_z \cdot G_{0.05} \cdot I_p]^{1/2} = 21366 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$I_z = 18251 ; I_p = 127366$$

$$M_{Y,crit} = \pi / 500 \cdot (127366 \cdot 18251 \cdot 96000 \cdot 6000 \cdot 1.1 \cdot 1.1)^{0.5} = 7997493$$

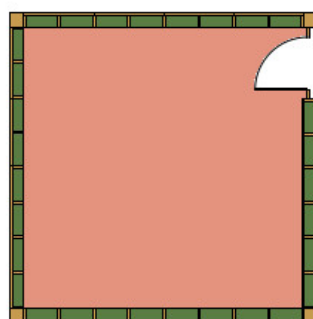
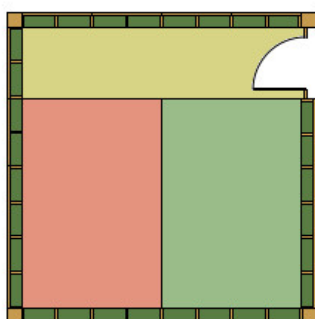
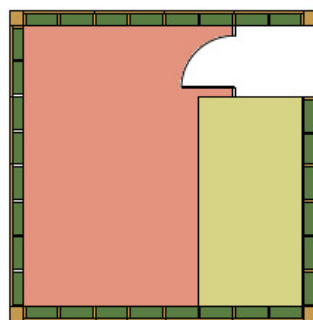
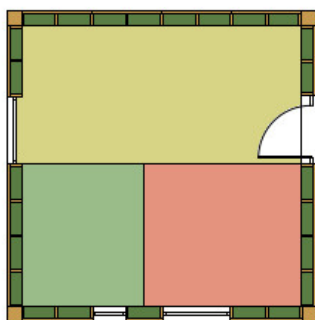
$$\sigma_{Y,crit} = 7997493 / 5159 = 1550 \text{ daN/cm}^2$$

$$\lambda_{REL} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{0.5} = (270 / 1550)^{0.5} = 0,417 < 0.$$

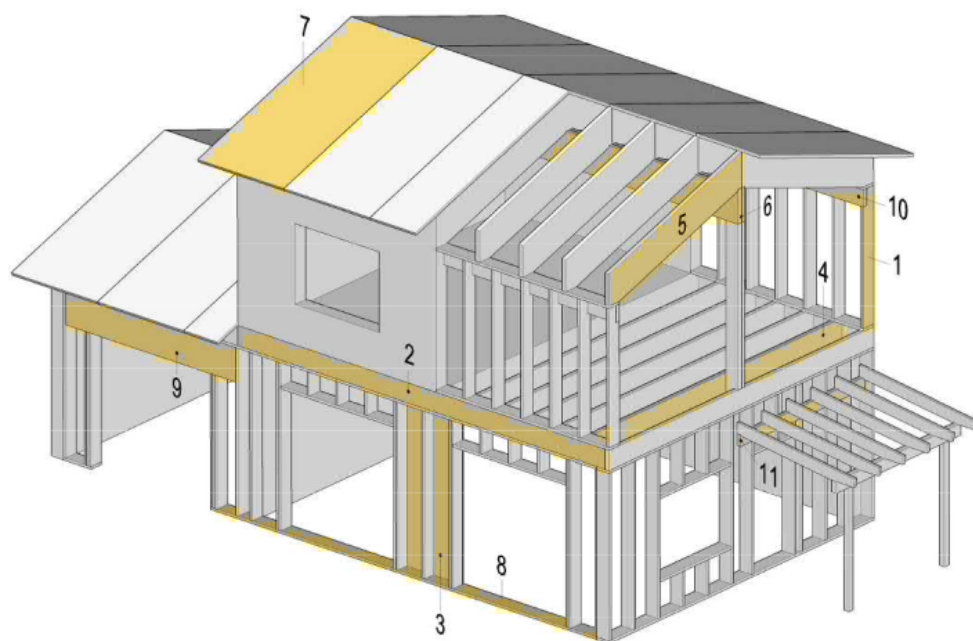
$$K_{Y,crit} = 1 \quad \text{non occorre la verifica ad instabilità laterale}$$

9- Gli edifici in legno con sistema LVL

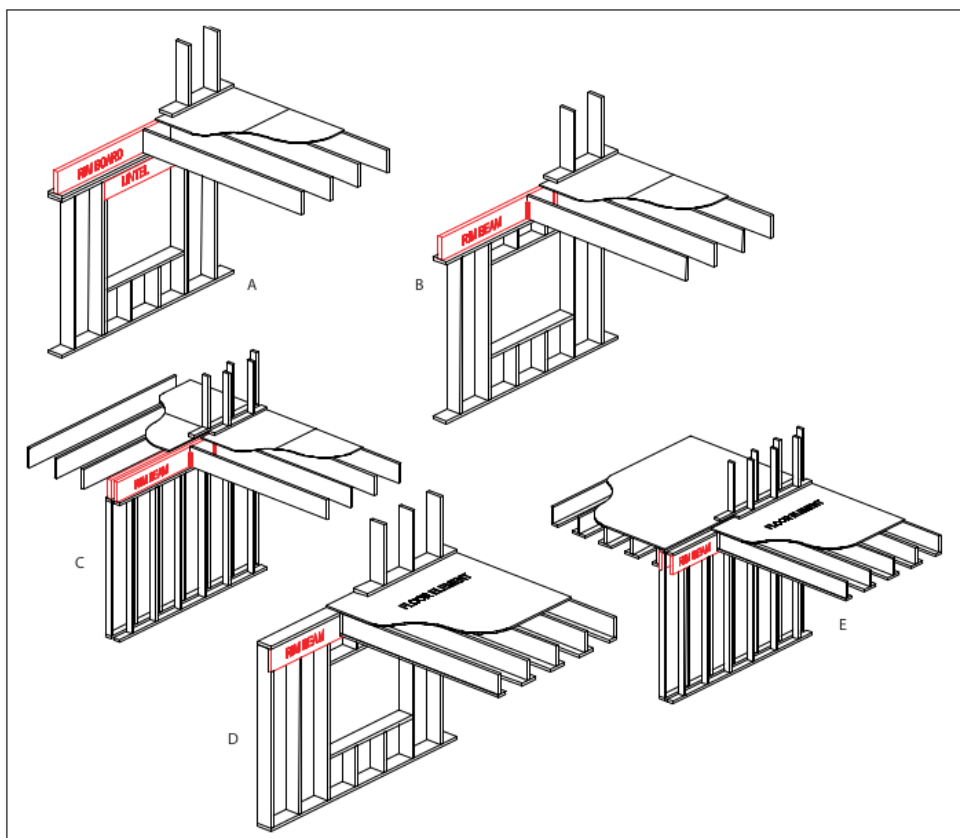
Per la progettazione architettonica si utilizzando dei pannelli parete e di solaio inseriti in un modulo quadrato di 480cmx480 cm , con pilastri disposti nei quattro angoli e cordoli di piano; si ottiene uno spazio di circa 23 mq nel quale è possibile ricavare un ampio soggiorno con sala pranzo , letto grande con bagno , cucina con rispostiglio e bagno 2 camere da letto di circa 9 mq con corridoio così come indicato in figura. Nel pannello inseriamo uno strato di isolante termico in modo da avere una trasmittanza globale della parte pari a $0,19 \text{ W/mq} \cdot \text{K}^\circ$ come richiesto dalle norme europee.



La copertura è realizzata con travi , capriate (Squadre) disposte sui montanti e pannelli orizzontali piani per ottenere in fase di montaggio una struttura simile a quella indicata in figura



- | | | |
|---|--|--|
| 1. LVL-P load-bearing wall stud: straight and precise dimensions. | 4. LVL-P floor joist: strong and rigid. | 8. LVL-P/C sole plate: fits stud dimensions, thin members reduce settling. |
| 2. LVL-C rim board: dimensionally stable, minimal settling. | 5. LVL-P roof rafter (or LVL-C when height-thickness ratio is high): space for thermal insulation of low-energy buildings. | 9. LVL-P lintel over garage door opening: large openings possible. |
| 3. LVL-C bracing panel: narrow, but robust panel next to large openings in walls when there is no space for large panel fields. | 6. Double LVL-P ridge beam: strong and rigid. | 10. LVL-P lintel in wall to carry roof loads: straight and rigid. |
| | 7. LVL-C roof panel: fast installation, fewer joints, roof overhangs without additional supports. | 11. LVL-P ledger beam for canopy: straight and rigid, easy details. |



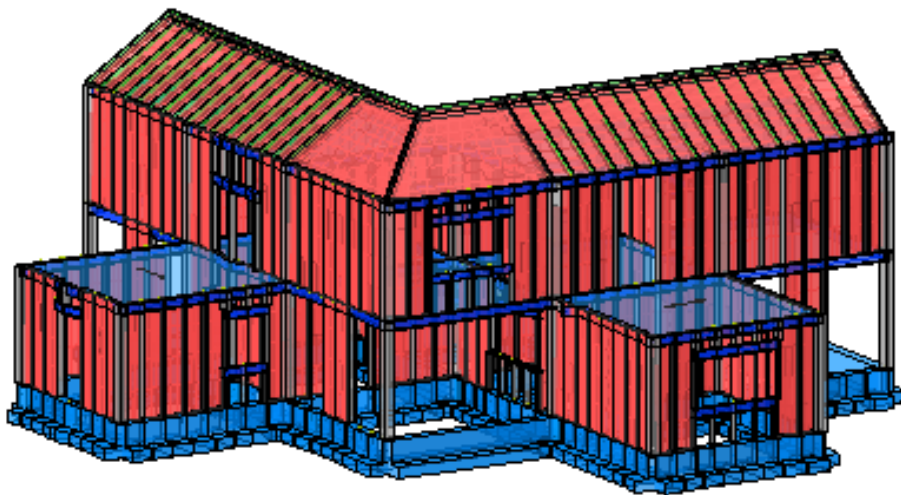
10- La modellazione FEM di strutture in LVL

La modellazione FEM di una struttura in legno lamellare KERTO LVL è molto semplice possiamo definire i montanti ed i pannelli verticali tra di essi inseriti; per quanto concerne il solaio lo modelliamo come un elemento plate shell pieno le cui dimensioni si ottengono dalla equivalenza delle inerzie e delle aree con il solaio cassettonato.

$$I=107021\text{cm}^4 \quad b = 120\text{cm} \quad h = 22 \text{ cm}$$

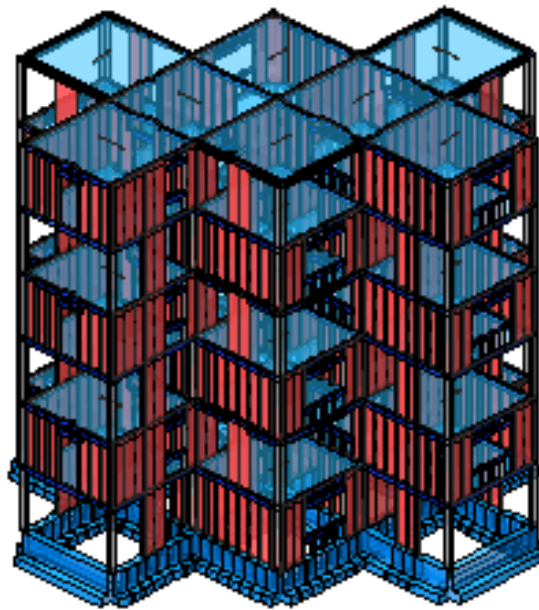
$$A = 120*22=2640\text{cm}^2 \quad A = 1215\text{cm}^2$$

L'area del solaio equivalente è circa il doppio di quella del solaio reale ma non importa poiché a noi interessa che il nostro impalcato sia infinitamente rigido assialmente. Per la modellazione utilizziamo il software **IPERSPACE PERSONAL EDITION** è una versione free che può essere utilizzata per scopi didattici.



E' una struttura semplice con due piani fuori terra che per azioni sismiche nel comune di Castel di Sangro e per azioni del vento non desta problemi sia in termini di resistenza che di deformabilità; gli elementi strutturali sono quelli visti in precedenza basti pensare che ogni montante di dimensioni 4.5x20 cm è caricato da uno sforzo normale di 2500 daN se su di esso poggiano due solai per la cui la tensione di compressione è molto ridotta $\sigma=27,78 \text{ daN/cm}^2$. Se aumentiamo il numero di piano portandolo a 6 la tensione verticale di compressione nel singolo montante $\sigma=83,34\text{daN/cm}^2$. Le dimensioni ridotte degli elementi strutturali in edifici multipia-

no (caratteristica fondamentale del legno lamellare) possono generare fenomeni di instabilità globale per cui va eseguita una analisi di BUCKLING e determinare il moltiplicatore critico α per combinazione quasi permanente che deve essere maggiore di 10. Riportiamo di seguito la modellazione ed il calcolo dei moltiplicatori per un edificio a 6 piani ottenuto dalla sovrapposizione del modulo precedente.



Volendo calcolare in modo approssimato il moltiplicatore critico, si determina l'inerzia dell'edificio in direzione X ed Y

$$I_y = N_y * 1251281 = 16 * 1251281 = 20020496$$

$$I_x = N_x * 1251281 = 16 * 1251281 = 20020496$$

$$E = 1300000 \text{ daN/cm}^2$$

$$F_c = 1.980.033 \text{ daN}$$

$$L_0 = 36 \text{ m}$$

$$\text{Lo sforzo normale per carichi permanenti : } N = 207360 \text{ daN}$$

$$\alpha \approx 10 \text{ per soli carichi permanenti ovvero } 300 \text{ daN/m}^2$$

Fattori moltiplicativi carico critico

N°	fattore
1	9.514
2	9.529
3	14.225
4	15.595
5	15.722
6	18.447
7	18.928
8	25.138
9	27.491
10	33.032

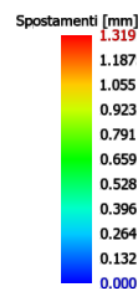
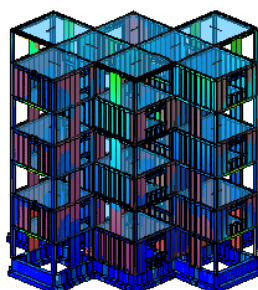
• Cattura rettangolare

I fattori amplificativi sono relativi alla seguente combinazione di carico:

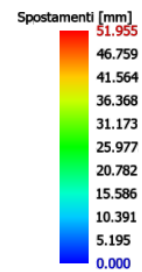
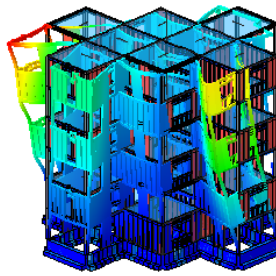
Condizione	fattore
Peso Proprio	1.000
QP Solai	1.000
QFissi Solai	1.000
QV Solai	0.000
QV SolaiPsi0	0.000
QV SolaiPsi1	0.000
QV SolaiPsi2	1.000
Tamponamento	1.000
Neve	0.000
Vento X	0.000
Vento Y	0.000
Carichi termici	0.000
Spinta terreno	1.000

Le forze orizzontali sono le azioni sismiche in direzione Y ed X per una accelerazione A_g di circa $2,67 \text{ m/sec}^2$; le deformate della struttura

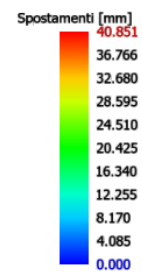
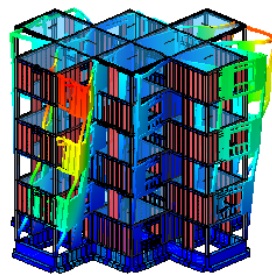
Tipo diagramma: Deformata
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 1-I
 Posizione masse N° 1



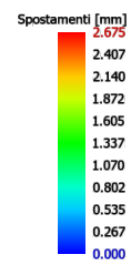
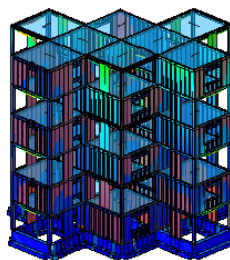
Tipo diagramma: Deformata
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 12-I
 Posizione masse N° 1



Tipo diagramma: Deformata
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 13-I
 Posizione masse N° 1



Tipo diagramma: Deformata
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 2-I
 Posizione masse N° 1



Le verifiche delle aste in legno, pilastri travi e montanti, nonché quelle dei pannelli sono soddisfatte poiché gli elementi strutturali anche se di dimensioni ridotte sono diffusi e quindi scarsamente sollecitati. La combinazione di carico relativa al sisma non prevede la coesistenza delle azioni del vento che per la zona considerata sono inferiori alle azioni sismiche.

11-Conclusioni

Il microlamellare LVL ha degli innegabili vantaggi quale la maggiore resistenza caratteristica per ogni stato di sollecitazione sia a flessione che a taglio e a compressione, ciò consente di avere delle dimensioni degli elementi strutturali ridotte anche in funzione del sistema costruttivo con una maggiore deformabilità poiché all'incremento di resistenza non corrisponde un aumento dei moduli elastici. Il sistema costruttivo KERTO LVL che prevede montanti e pannelli incollati fa in modo che il materiale sia diffuso in tutto l'edificio in modo che le tensioni di progetto siano ridotte e gli elementi strutturali poco sollecitati integrando la struttura filiforme intelaiata travi e pilastri con pannelli e montanti. La distribuzione del materiale riduce le deformazioni poiché si incentivano le inerzie e quindi le rigidezze basti pensare ad un pannello di un modulo avente una lunghezza di 480 cm con tutti i montanti per cui gli spostamenti sono molto limitati ed in grado di far fronte allo stato limite di danno. Un altro vantaggio di questo sistema costruttivo è la densità del legno 500 kg/mc che se confrontata con la densità di altri materiali quali cls, acciaio alluminio muratura a parità di volumetria si hanno delle azioni sismiche ridotte con strutture poco sollecitate. In Italia questo sistema costruttivo è poco utilizzato forse non è neanche noto agli imprenditori Italiani che preferiscono utilizzare i pannelli XLAM o altri materiali da costruzione.

Bibliografia

Istruzioni CNR legno 2018

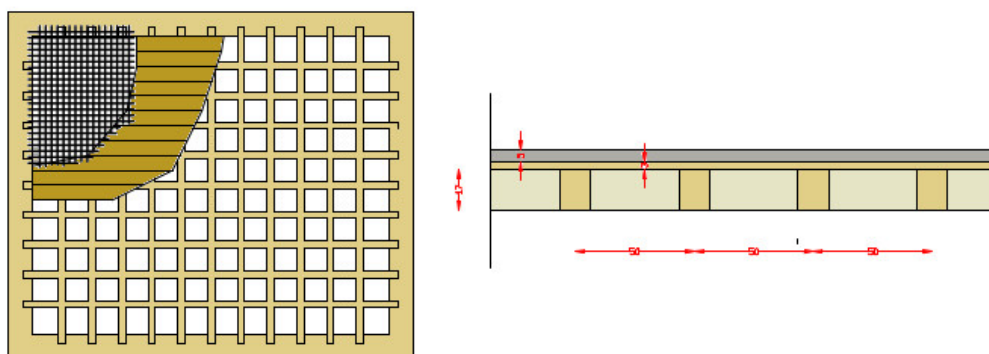
Normativa tecnica sulle costruzioni NTC 2018

Manuale Steico

LVL Handbook Europe

I solai misti legno calcestruzzo

Negli edifici in muratura di nuova costruzione utilizzando le regole della bioedilizia vengono realizzati degli impalcati misti legno calcestruzzo che hanno degli inconvenienti quale la differente rigidezza assiale nelle due direzioni , la loro elevata altezza per problemi di deformabilità ; per far fronte a queste problematiche si propone un modello alternativo di solaio che sfrutta la doppia orditura di travi ovvero si realizza una griglia a maglie ortogonali. L'obiezione che si può porre a tale soluzione è la mancanza di continuità delle travi nei nodi dei grigliati continuità demandata alle connessioni in acciaio che vanno accuratamente studiate ; la continuità delle travi può essere anche non interrotta inserendo tra le travi principali degli elementi trasversali in legno che conferiscono alla struttura il comportamento a grigliato piano. Vogliamo calcolare un solaio misto legno calcestruzzo inserito in una maglia rettangolare di un edificio in muratura di lato 6,00x5,00 m per una superficie complessiva di 30 mq avente un'altezza di circa 25 cm con 5 cm di soletta 3 di tavolato in legno e 17 cm le travi in legno con una maglia regolare di 50 cm così come indicato in figura.



Eseguiamo l'analisi dei carichi sul solaio

peso proprio

Travi in legno	$2 \cdot 0,13 \cdot 0,17 \cdot 600$	$= 27 \text{ daN/mq}$
Tavolato	$0,03 \cdot 600$	$= 18 \text{ daN/mq}$
Soletta	$0,05 \cdot 2500$	$= 125 \text{ daN/mq}$

Carichi permanenti

Massetto	90 daN/mq
pavimento	50 daN/mq
Incidenza tramezzi	100 daN/mq

Carico accidentale 200 daN/mq

Stato limite ultimo

$$Q = 610 \cdot 1,5 = 915 \text{ daN/mq}$$

Stato limite Esercizio

$$Q = 610 \text{ daN/mq}$$

Per la ripartizione dei carichi la modellazione a piastra considerando le striscia centrale di larghezza 50 cm

$$f = 5/384 \cdot Q_1 \cdot L_1^4 / (EI) = 5/384 \cdot Q_2 \cdot L_2^4 / (EI)$$

il solaio è isotropo ha lo stesso comportamento nelle due direzioni

$$Q_1 + Q_2 = Q \quad Q_1 = Q - Q_2$$

$$Q_1 = Q_2 \cdot (L_2/L_1)^4 \quad Q_2 [1 + (L_2/L_1)^4] = Q$$

$$L_1 = 6,00 \text{ m} ; L_2 = 5,00 \text{ m} ;$$

$$Q_2 = 617 \text{ daN/ml} \quad Q_1 = 297 \text{ daN/ml} \quad Q_1/2 = 148 \text{ daN/ml}$$

$$Q_2 = 413 \text{ daN/ml} \quad Q_1 = 197 \text{ daN/ml}$$

Il carico va ripartito su 50 cm quindi va dimezzato

$$Q_2 \approx 310 \text{ daN/ml} \quad Q_1 \approx 150 \text{ daN/ml} \quad \text{SLU}$$

$$Q_2 \approx 210 \text{ daN/ml} \quad Q_1 \approx 100 \text{ daN/ml} \quad \text{SLE}$$

L'ipotesi è che durante la fase di montaggio ovvero transitoria vengano predisposti dei puntelli sotto il solaio in modo che tutto il carico anche il peso proprio possa essere sopportato dalla sezione mista legno - cls

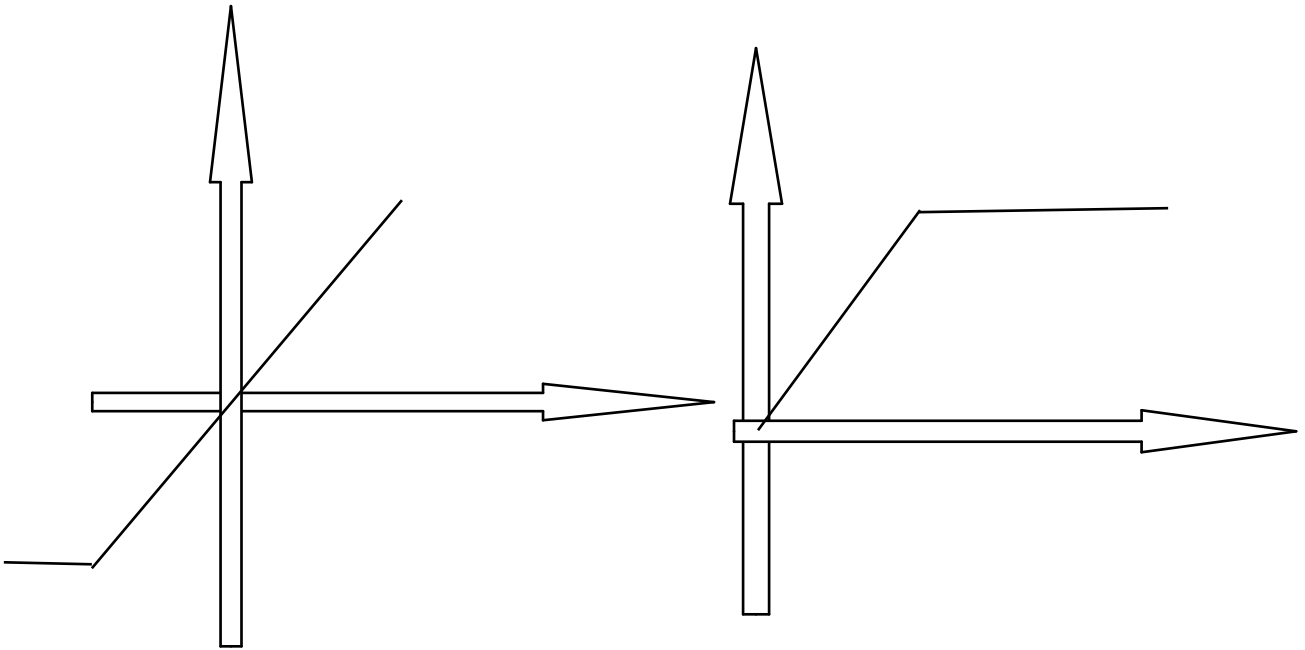
Verifiche allo stato limite ultimo

$$M_{sd} = 969 \text{ daN} \cdot \text{m} \quad V_{sd} = 375 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 945 \text{ daN} \cdot \text{m} \quad V_{sd} = 300 \text{ daN}$$

calcoliamo la trave centrale di luce 5 metri che è quella più sollecitata

Ipotizziamo per il legno un diagramma tensioni deformazione bilineare a compressione e linearmente elastico a trazione, allo stesso modo per il calcestruzzo consideriamo un diagramma bilineare con r_{ck} 400 daN/cm²



Per il calcestruzzo il valore limite delle deformazioni a compressione

0,002 e 0,0035 , con $f_{cd} = 0,83 \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / 1,6 = 176,30 \text{ daN/cm}^2$

il modulo elastico del cls $E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 35220 \text{ daN/mm}^2$

$= 352000 \text{ daN/cm}^2$ $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 48 \text{ N/mm}^2$

per il legno utilizziamo legno di conifera classe C24

Flessione 240 daN/cm^2

Compressione 210 daN/cm^2

Trazione 145 daN/cm^2

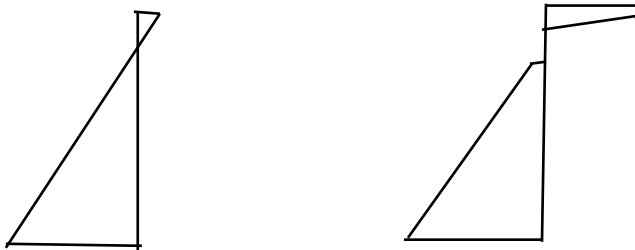
Taglio 40 daN/cm^2

Modulo elastico 110000 daN/cm^2

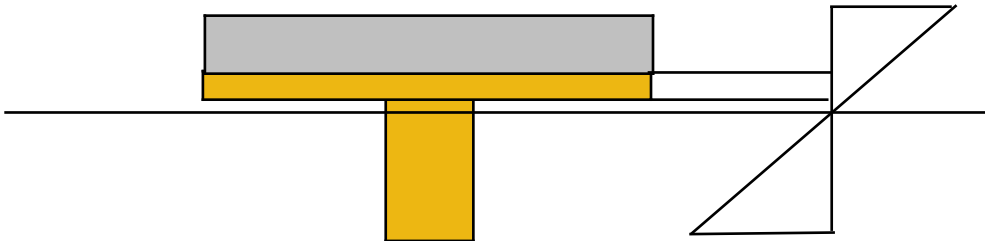
$K_{mod} = 0,8$ Durata del carico media

$\gamma_M = 1,30$

per la verifica allo stato limite ipotizziamo che ovvero che al lembo teso si raggiunga la max deformazione e tensione nel legno



Ipotizziamo che l'asse neutro tagli la soletta che $X > 8$ cm possiamo scrivere una prima equazione di equilibrio alla traslazione



La deformazione al lembo teso $\epsilon_{lt} = 89/110000 = 0,000809$

Proviamo a calcolare la profondità dell'asse neutro ipotizzando che la rottura avvenga al lembo teso e che l'asse neutro tagli la trave in legno

$$\epsilon_1/(x-8) = \epsilon_l/(25-x) \quad \epsilon_2/(5-x) = \epsilon_l/(25-x)$$

$$\epsilon_1 = \epsilon_l * (x-8)/(25-x) \quad \epsilon_2 = \epsilon_l * (x-5)/(25-x)$$

$$\epsilon_c = x * \epsilon_l / (25-x) \quad E_c = 176,30 / 0,002 = 88150 \text{ daN/cm}^2$$

si considera un comportamento elastico lineare quindi la verifica può essere eseguita anche alle tensioni ammissibili

l'equilibrio alla traslazione orizzontale porge

$$(88150 * x * 0,000809 / (25-x) + 88150 * 0,000809 * (x-5) / (25-x)) * 50 * 5/2 +$$

$$(110000 * 0,000809 * (x-5) / (25-x) + 110000 * 0,000809 * (x-5) / (25-x)) * 50 * 3/2 +$$

$$+ 110000 * 0,000809 * (x-5) / (25-x) * 13 * (x-8) / 2$$

$$- 89 * 13 * (25-x) / 2$$

$$x = 8,55 \text{ cm}$$

$$\text{le deformazioni} \quad \epsilon_c = 8,55 * 0,000809 / (25-8,55) = 0,0004 < 0,002$$

$$\sigma_c = 37,06 \quad \sigma_c = 15,38$$

$$El * \epsilon_1 = El * 0,000809 * (x-8) / (25-x) = 2,79 \quad El * \epsilon_2 = 0,000809 * (x-5) / (25-x) = 19,20$$

Possiamo rapidamente determinare un momento plastico della sezione ipotizzando un diagramma delle tensioni rettangolare nel legno e cls

$$89 \cdot 13 \cdot 17 = 176 \cdot 50 \cdot x \quad x = 2,23 \text{ cm}$$

$$M_{pl} = 2534 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

il momento resistente della sezione nella ipotesi di comportamento elastico lineare così come visto in precedenza

$$\begin{aligned} M_{rd} = & 89 \cdot 13 \cdot (25 - 8,55)^2 / 3 + 15,38 \cdot 50 \cdot 5 \cdot (8,55 - 5/2) + \\ & + (37,06 - 15,38) \cdot 50 \cdot 5/2 \cdot (8,55 - 2/3 \cdot 5) + (19,20 - 2,79) \cdot 50 \cdot 3/2 \cdot (2,55) + \\ & + 2,79 \cdot 13 \cdot 0,55^2 / 3 = 2080 \text{ daN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

il momento $M_{sd} = 969 \text{ daN} \cdot \text{m}$ quindi ampiamente verificato

$$M_{rd} > M_{sd}$$

eseguendo un calcolo alle tensioni ammissibili bisogna definire un coefficiente di omogeneizzazione n tra calcestruzzo e legno rapporto dei moduli elastici

$$E_l = 110000 \text{ daN/cm}^2 ; E_c = 352200 \text{ daN/cm}^2 \quad E_c / E_l = 3,2$$

la posizione dell'asse neutro ipotizzando che intersechi il tavolato

$$3,2 \cdot 50 \cdot 5 \cdot (x - 2,5) + 50 \cdot (x - 5)^2 / 2 - 13 \cdot 17 \cdot (17/2 + 8 - x) - 50 \cdot (8 - x)^2 / 2 = 0$$

$$x = 5,65 \text{ cm}$$

il momento di inerzia della sezione omogeneizzata rispetto all'asse neutro

$$\begin{aligned} I = & 3,2 \cdot 50 \cdot 5^3 / 12 + 3,2 \cdot 50 \cdot 5 \cdot (5,65 - 2,5)^2 + 50 \cdot 0,65^3 / 3 + 50 \cdot 4,45^3 / 3 + \\ & 13 \cdot 17^3 / 12 + 13 \cdot 17 \cdot (17/2 + 8 - 5,65)^2 = 41083 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Le tensioni di compressione e trazione nel legno e nel calcestruzzo

$$\sigma_c = 3,2 \cdot 96900 / 41083 \cdot 5,65 = 42,64 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{lt} = 96900 / 41083 \cdot (25 - 5,65) = 45,63 \text{ daN/cm}^2$$

le deformazioni ovvero gli abbassamenti nel punto centrale del solaio

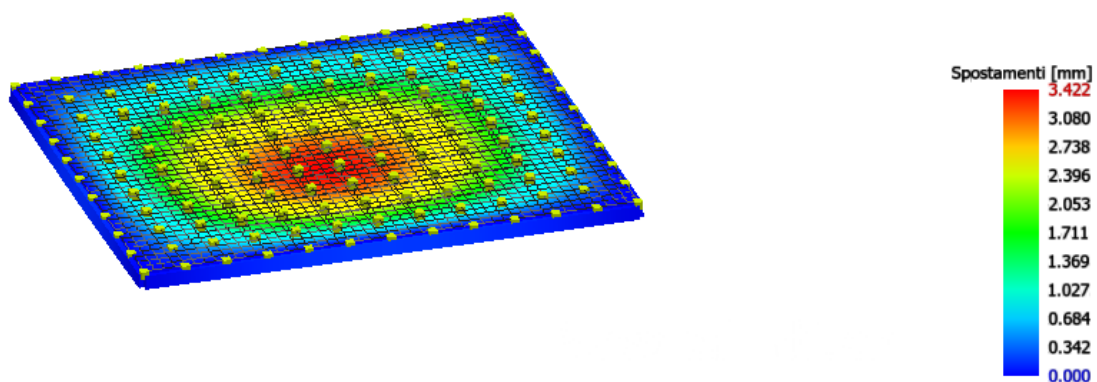
$$f = 5/384 \cdot 2,1 \cdot 500^4 / (110000 \cdot 41083) = 0,37 \text{ cm} < 1/400 L = 1,25 \text{ cm}$$

$$f = 5/384 \cdot 1 \cdot 600^4 / (110000 \cdot 41083) = 0,37 \text{ cm} < 1/400 L = 1,5 \text{ cm}$$

Stato limite di vibrazione

Per un calcolo più accurato delle deformazioni si modella il solaio agli elementi finiti ; il periodo fondamentale di vibrazione è pari a 0,08 sec che corrisponde ad una frequenza di $f = 1/0,08 = 12,5$ Hz maggiore di 8Hz come richiesto dalle norme quindi il solaio non dovrebbe destare problemi per lo stato limite di oscillazione

Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 2-I
Posizione masse N° 1



la freccia in mezzeria è pari a 3,4 mm di poco inferiore al valore 0,37 cm calcolato .

Le ultime verifiche da eseguire sono la verifica a taglio in corrispondenza degli appoggi e le verifiche dei connettori e dei collegamenti metallici tra le travi di legno.

per le tensioni tangenziali da taglio si fa riferimento alla nota formula

$\tau = V/I * S_x/b$ calcolata sull'asse neutro

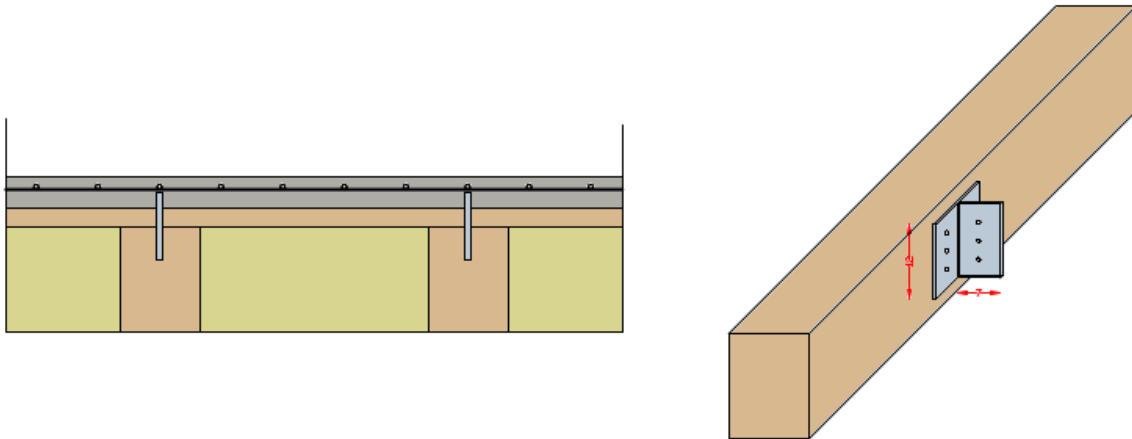
$B = 50 \text{ cm}$; $b = 13 \text{ cm}$; $I = 41083 \text{ cm}^4$ $V_{sd} = 375 \text{ daN}$

$S_n = 3,2 * 50 * 5 * (5,65 - 2,5) + 50 * 0,65^2 / 2 = 2530 \text{ cm}^3$

$\tau = 0,46 \text{ daN/cm}^2$ $B = 50 \text{ cm}$

$\tau = 1,77 \text{ daN/cm}^2$ $B = 13 \text{ cm}$

Calcolo dei connettori e dei collegamenti tra i travicelli.



I connettori non vanno inseriti in corrispondenza del nodo ma nella mezzeria delle travi ad interasse di 50 cm nelle due direzioni e vanno proporzionati in funzione della forza di scorrimento tra trave e soletta di calcestruzzo, ovvero in funzione della risultante degli sforzi di compressione nella soletta e nel tavolato.

$$C = 9516 \text{ daN}$$

*il connettore è una barra $\phi 12$ Feb450C con $f_{yd} = 450/1,15 = 391 \text{ daN/mm}^2$
La capacità portante dei connettori è pari al minore dei seguenti valori ;*

$$f_{H,K} * L_w * d = 5184 \text{ daN}$$

$$f_{H,K} * L_w * d * [(2 + 4 * M_{Y,RK} / (f_{H,K} * L_w^2 * d))^{1/2} - 1] = 2192 \text{ daN}$$

$$2,3 * [M_{Y,RK} * f_{H,K} * d]^{1/2} = 942 \text{ daN}$$

dove $f_{H,K}$ è la resistenza a rifollamento del legno

L_w lunghezza del connettore 120 mm

d diametro 10 mm

$$M_{Y,RK} = \zeta_b * f_{ud} * d^3 / 16 = 38876 \text{ N*mm}$$

$f_{ud} = 540 \text{ daN/mm}^2$ funzione del tipo di acciaio

$d = 12 \text{ mm}$

$$\zeta_b = 1,8 / d^{0,4} = 0,6666$$

La resistenza a rifollamento del legno per unioni con preforatura è data dalla formu-

la seguente :

$$f_{H,K} = 0,082 \cdot (1 - 0,01d) \cdot \rho_k = 36 \text{ N/mm}^2$$

con ρ_k massa volumica del legno 500 kg/mc

La capacità portante del connettore

$$F_{VRD} = K_{mod} \cdot 687 / \gamma_v = 0,80 \cdot 942 / 1,5 = 500 \text{ daN}$$

i connettori vengono inseriti nelle due direzioni ad un passo di 20 cm per $L/4$, nella parte centrale $L/2$ ogni 50 cm

La forza di scorrimento che i connettori agli appoggi sono in grado di sopportare in un tratto di lunghezza 1 m

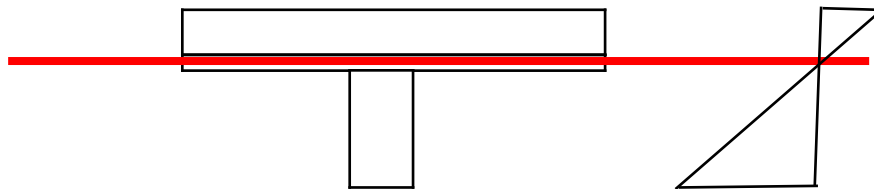
$$S_{RD} = 500 \cdot 5 = 2500 \text{ daN}$$

La forza di scorrimento dovuta alla tensione tangenziale

$$S_{SD} = \tau \cdot b \cdot 100 = 1,77 \cdot 13 \cdot 100 = 2301$$

$$S_{RD} > S_{SD}$$

Calcoliamo il collegamento più sollecitato che è quello centrale per la flessione mentre per il taglio quello sull'appoggio; si utilizzano viti del diametro di 8 mm facendo riferimento alle effettive sollecitazioni sul solaio derivanti dalla trattazione alle tensioni ammissibili.



Lo sforzo di trazione nella trave di legno

$$T_{sd} \approx 45,83 \cdot 13 \cdot 17/2 = 5064 \text{ daN}$$

il collegamento va proporzionato per questa forza, a taglio con doppio piano e lamina centrale per la trave ortogonale, a trazione e quindi ad estrazione della vite per la trave longitudinale.

Il collegamento può essere realizzato con bulloni passanti del diametro di 8 mm

la resistenza a trazione

$$Trd = \pi * d^2 / 4 * 0,9 * \sigma = \pi * 8^2 / 4 * 0,9 * 500 = 2261 \text{ daN}$$

sono sufficienti 2 bulloni per garantire il collegamento

Le verifiche che vanno eseguite sul collegamento con viti sono le seguenti

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} t_1 d \\ f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,k}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2.3 \sqrt{M_{y,k} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

per la resistenza ad estrazione di una vite del diametro di 8 mm e lunghezza efficace 50 mm

$$F_{ax,Rk} = f_{ax,Rk} * l_{ef} * d = 440 \text{ daN}$$

$$\text{con } f_{ax,Rk} = 11 \text{ N/mm}^2$$

sulla trave o piastra di appoggio il diagramma delle tensioni di trazione è trapezoidale, il valore max pari a 45,83 ed il valore minimo pari a 1 daN/cm²



La risultante complessiva degli sforzi di trazione :

$$T_{sd} = 5174 \text{ daN}$$

suddividendo in tre strisce di altezza 17/3 gli sforzi di trazione

$$T_1 = 17/3 * 13 * 16/2 = 689 \text{ daN} \quad T_2 = 1731 \text{ daN} \quad T_3 = 2800 \text{ daN}$$

Disponendo 4 viti nella parte inferiore la forza di estrazione di ciascuna vite

$F_{ax,SK} = 2800/4 = 700 \text{ daN}$ la lunghezza della vite dovrebbe essere 8 cm
preferiamo utilizzare 4 viti del diametro 10 mm con lunghezza 70 mm aventi una resistenza ad estrazione di 10 N/mm²

$$F_{ax,RK} = 4 \cdot 70 \cdot 10 \cdot 10 = 28000 \text{ N} = 2800 \text{ daN}$$

il collegamento consta di 12 viti lunghezza efficace 70 mm e diametro 10 mm

Per il collegamento nella trave ortogonale , la forza resistente del collegamento è pari al valore minimo tra quelli indicati

$$F_{v,RK} = f_{H,K} \cdot t_l \cdot d = 4810 \text{ daN}$$

$$f_{H,K} = 0,082 \cdot (1 - 0,01d) \cdot \rho_k = 37 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{v,RK} = f_{H,K} \cdot t_l \cdot d \cdot \left[\left(2 + 4 \cdot M_{Yk} / (f_{hk} \cdot d \cdot t_l^2) \right)^{1/2} - 1 \right] + F_{ax,RK} / 4 = 22371 \text{ N}$$

$$M_{Y,RK} = \zeta_b \cdot f_{ud} \cdot d^3 / 16 = 64440 \text{ N} \cdot \text{mm} \quad \zeta_b = 1,8 / d^{0,4} = 0,716$$

$$F_{v,RK} = 2,3 \cdot [M_{Yk} \cdot f_{hk} \cdot d]^{1/2} + F_{ax,RK} / 4 = 12980 \text{ N}$$

$$F_{ax,RK} = 7000 \text{ N}$$

$$\text{Si utilizzano 6 viti per il collegamento} \quad Trd = 8 \cdot 1298 / 1,3 \cdot 0,8 = 6390 \text{ daN} > T_{sd}$$

Il nodo più sollecitato è quello centrale, se ci avviciniamo agli appoggio diminuisce il momento flettente ed interviene il taglio , conviene che il numero delle viti sia lo stesso in tutti i nodi.

Montaggio solaio

Se l'edificio è di nuova costruzione in muratura conviene assemblare a terra il grigliato di travi in legno e sollevarlo ; l'ipotesi a base delle calcolazioni è che il solaio venga puntellato ogni 150 cm o ogni 100 cm in modo che non esistano fasi transitorie di carico.

Collaudo

Per verificare la bontà delle calcolazioni eseguite e la stabilità del solaio è opportuno che subito dopo la realizzazione a maturazione avvenuta del cls venga effettuata una prova di carico in modo da saggiarne la resistenza e la freccia ed essere sicuri della sua stabilità e delle eventuali vibrazioni .

La prevenzione incendi negli edifici in legno

1- Introduzione

2- La capacità portante degli elementi strutturali

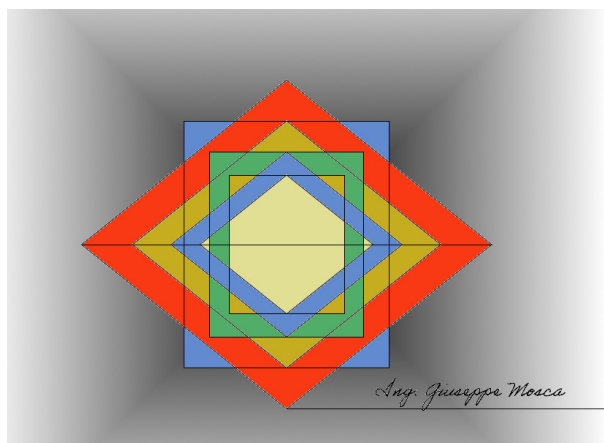
3- La capacità portante di una casa in legno

4- La capacità di compartimentazione

5- Le prescrizioni antincendio per gli impianti

6- Il certificato di prevenzione incendi

7 - Conclusioni



Ing. Giuseppe Mosca



N.B. Mi scuso a priori di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

Le case in legno soprattutto in zone di montagna hanno sempre maggiore diffusione si integrano perfettamente nell'ambiente naturale , ma rispetto ad una edificio tradizionale in cemento armato o in muratura richiedono precauzioni particolari per la prevenzione incendi . Lo scopo di questi appunti è quello di migliorare esclusivamente la preparazione dell'autore poiché se dovessi progettare una casa in legno non sono neanche a conoscenza delle pratiche burocratiche da seguire e quindi delle prescrizioni tecniche da adottare per avere il certificato di prevenzione incendi da parte dei vigili del fuoco. Con le normative tecniche vigenti in Italia il rischio di incendio è molto basso gli incendi hanno sempre una origine dolosa raramente dipendono dalla inosservanza delle norme antincendio, hanno una radice microcriminale per cui compito dei vigili del fuoco è quello di controllare il territorio al pari delle forze dell'ordine quali carabinieri e polizia .

La resistenza a fuoco viene definita come “la capacità di una costruzione, ... di mantenere, per un tempo prefissato, la capacità portante, l'isolamento termico e la tenuta alle fiamme, ai fumi e ai gas caldi della combustione nonché tutte le altre prestazioni se richieste”.La resistenza al fuoco riguarda essenzialmente due capacità degli elementi strutturali:

-CAPACITÀ DI COMPARTIMENTAZIONE IN CASO D'INCENDIO:

attitudine di un elemento costruttivo a conservare, sotto l'azione del fuoco, oltre alla propria stabilità, un sufficiente isolamento termico ed una sufficiente tenuta ai fumi e ai gas caldi della combustione, nonché tutte le altre prestazioni se richieste;

-CAPACITÀ PORTANTE IN CASO DI INCENDIO: *attitudine della struttura, di una parte della struttura o di un elemento strutturale a conservare una sufficiente resistenza meccanica sotto l'azione del fuoco con riferimento alle altre azioni agenti.*

Al fine di limitare i rischi derivanti dagli incendi, le costruzioni devono essere progettate e costruite in modo tale da garantire la resistenza e la stabilità degli elementi portanti e limitare la propagazione del fuoco e dei fumi secondo determinati livelli prestazionali. I livelli prestazionali fissati per norma sono 5:

- Livello I. Nessun requisito specifico di resistenza al fuoco dove le conseguenze della perdita dei requisiti stessi siano accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile*
- Livello II. Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo sufficiente all'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro all'esterno della costruzione*
- Livello III. Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo congruo con la gestione dell'emergenza*
- Livello IV. Requisiti di resistenza al fuoco tali da garantire, dopo la fine dell'incendio, un limitato danneggiamento della costruzione*
- Livello V. Requisiti di resistenza al fuoco tali da garantire, dopo la fine dell'incendio, il mantenimento della totale funzionalità della costruzione stessa*

2- La capacità portante degli elementi strutturali

Le NTC 2018 al paragrafo 3.6.1 definiscono le regole da osservare nella verifica di elementi strutturali portanti dando la definizione di incendio come la combustione autoalimentata ed incontrollata di materiali combustibili presenti in un compartimento. Si definisce una curva di incendio ovvero un incendio convenzionale che rappresenta in funzione del tempo l'andamento della temperatura media dei gas di combustione intorno all'elemento strutturale. La curva può essere

- **nominale** curva adottata per la classificazione delle costruzioni e per le verifiche di resistenza al fuoco

- **naturale** curva determinata in base a modelli di incendio e parametri fisici che definiscono le variabili di stato all'interno del compartimento.

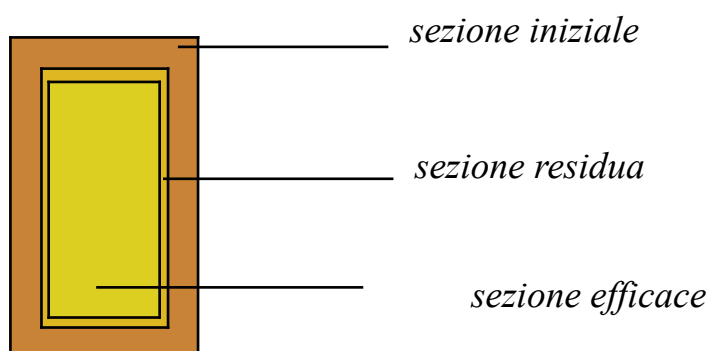
Nel caso di incendio di materiali di natura prevalentemente cellulosica come è il legno la curva di incendio nominale standard è definita come segue

$$\Theta_G = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8t + 1) \quad \text{la temperatura è in } ^\circ\text{C} \quad t \text{ il tempo in secondi}$$

Le Classi di resistenza al fuoco definiscono il tempo in minuti durante il quale la resistenza al fuoco deve essere garantita

15, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 180, 240 e 360;

Con riferimento alla sezione trasversale di un elemento ligneo si definiscono:



- **linea di carbonizzazione** : confine tra strato carbonizzato e sezione trasversale residua

- **sezione trasversale residua** : sezione trasversale originaria ridotta dello spessore carbonizzato

- **sezione trasversale efficace**: sezione trasversale originaria ridotta dello spessore carbonizzato e di un successivo strato in cui si considerano nulli la rigidità e la resistenza

Il calcolo prevede che nella sezione efficace le caratteristiche meccaniche ovvero modulo di elasticità normale e tangenziale e le resistenze rimangano inalterate.



Per il calcolo di un elemento ligneo quale una trave si fa riferimento alla sezione efficace ottenuto riducendo la sezione iniziale di una profondità di carbonizzazione effettiva :

$$d_{ef} = d_{char} + K_0 * d_0 \ ;$$

d_{ef} profondità della sezione demolita

$d_{char} = t * \beta_N$ profondità di sezione carbonizzata

t tempo in minuti di esposizione all'incendio funzione della classe

β_N velocità di carbonizzazione superiore a quella effettiva per includere gli effetti di arrotondamento degli spigoli e di fessurazione

K_0 coefficiente dipendente dal tempo variabile tra 0 e 1 per $t \geq 20$ min $K_0 = 1$

$d_0 = 7$ mm

Tabella 13-1 – Velocità di carbonizzazione β_n

Materiale	β_n [mm/minuto]
a) Conifere e faggio	
Legno massiccio con massa volumica caratteristica non inferiore a 290 kg/m ³	0.8
Legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica non inferiore a 290 kg/m ³	0.7
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati con massa volumica caratteristica non inferiore a 290 kg/m ³ (si veda la nota ¹)	0.75
b) Latifoglie (escluso faggio)	
Legno massiccio o legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica non inferiore a 290 kg/m ³	0.7
Legno massiccio o legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica non inferiore a 450 kg/m ³	0.55
c) LVL	
LVL con massa volumica caratteristica non inferiore a 480 kg/m ³	0.7

¹ Si deve precisare che, in mancanza della norma europea di prodotto o fino alla scadenza del pertinente periodo di coesistenza, i certificati ETA dei singoli produttori riportano le velocità di carbonizzazione che, in generale, sono anche sensibili al tipo di colla utilizzata e potrebbero quindi non essere costanti nello spessore del pannello. Il valore qui indicato è da considerarsi a semplice titolo informativo.

per una trave in legno massiccio avente dimensioni 20x45 cm per una classe di resistenza al fuoco 30

$d_{ef} = 31$ mm la sezione efficace diventa 14 x 39 cm

La combinazione dei carichi corrispondente all'incendio (azione eccezionale)

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} * Q_{K1} + \Psi_{22} * Q_{K2} + \dots$$

G_1 peso proprio

G_2 carico permanente

P presollecitazione

A_d incendio

Q_{K1} carico accidentale o variabile

$\Psi_{21} = 0,3$ per ambienti residenziali

Le resistenza ed i moduli elastici di progetto

$$f_{d,fi} = K_{mod,fi} * f_k * K_{fi} / \gamma_{M,fi} ; S_{d,fi} = K_{mod,fi} * S_k * K_{fi} / \gamma_{M,fi} ;$$

$$K_{mod,fi} = 1 ; \gamma_{M,fi} = 1$$

$K_{fi} = 1.25$ per legno massiccio

$K_{fi} = 1.15$ per legno lamellare incollato

$K_{fi} = 1.1$ per microlamellare LVL

Se utilizziamo un legno di conifera classe C24

$$f_{m,k} = 240 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{v,k} = 40 \text{ daN/cm}^2$$

$$E = 110000 \text{ daN/cm}^2$$

$$G = 6900 \text{ daN/cm}^2$$

Riportiamo un confronto tra la resistenza ed i moduli elastici di progetto utilizzati per la verifica all'incendio e quella per gli stati limite ultimi

Valori Caratteristici	Fuoco	$K_{mod} = 0.8$ $\gamma_M = 1.5$
240	300	128
40	50	21
110000	137500	58666
6900	8625	3680

Se sulla nostra trave di luce 5 m applichiamo un carico di 1500 daN/ml
 $\gamma_Q=1.5$; $G= 700 \text{ daN/ml}$; $Q = 800 \text{ daN/ml}$

$$M = 7031 \text{ daN}\cdot\text{m} \quad V = 5625 \text{ daN}$$

La verifica a flessione $W = 20 \cdot 45^2 / 6 = 6750 \text{ cm}^3$ $A = 1125 \text{ cmq}$

$$\sigma = M/W = 104 \text{ daN/cm}^2; \quad \tau = 1,5 \cdot V/A = 7,5 \text{ daN/cm}^2$$

in presenza di incendio $p = 700 + 0,3 \cdot 800 = 940 \text{ daN/ml}$

$$M = 2937 \text{ daN}\cdot\text{m} ; V = 2350 \text{ daN} ; \quad W = 3549 \text{ cm}^3 ; A = 546 \text{ cmq}$$

$$\sigma = M/W = 82 \text{ daN/cm}^2; \quad \tau = 1,5 \cdot V/A = 6,45 \text{ daN/cm}^2 \quad \mathbf{30 \text{ minuti}}$$

Si vede che le tensioni di calcolo sono diminuite con parametri di progetto aumentati
Se modifichiamo la classe di resistenza ad esempio 60 min, le dimensioni della sezione efficace $10,4 \cdot 35,4 \text{ cm}$ $W = 2088 \text{ cm}^3$; $A = 368 \text{ cmq}$

$$\sigma = M/W = 140 \text{ daN/cm}^2; \quad \tau = 1,5 \cdot V/A = 9,57 \text{ daN/cm}^2 \quad \mathbf{60 \text{ minuti}}$$

Sez $6,2 \cdot 31,2 \text{ cm}$ $W = 1005 \text{ cm}^3$; $A = 194 \text{ cmq}$

$$\sigma = M/W = 292 \text{ daN/cm}^2; \quad \tau = 1,5 \cdot V/A = 18,17 \text{ daN/cm}^2 \quad \mathbf{90 \text{ minuti}}$$

La tenuta della nostra trave è assicurata per circa 90 minuti

- Resistenza di un collegamento esposto al fuoco

Per la valutazione della resistenza al fuoco di una struttura lignea è opportuno valutare la resistenza al fuoco dei collegamenti in essa presenti che se sono in acciaio rappresentano un punto di debolezza della struttura. La resistenza R30 richiesta per le costruzioni in legno se incentiviamo la distanza degli elementi di collegamento dai bordi di una quantità

$$\alpha_{fi} = \beta_N \cdot K_{FLUX} \cdot (t_{req} - t_{d,fi})$$

β_N velocità di carbonizzazione ideale

$K_{FLUX} = 1,5$ considera il flusso termico attraverso il connettore metallico

t_{dreq} resistenza al fuoco richiesta $\leq 30 \text{ min}$

$t_{d,fi}$ resistenza al fuoco assicurata dal collegamento

Tabella 13-2 – Classi di resistenza per unioni legno-legno non protette a comportamento simmetrico

Elementi di collegamento	$t_{d,n}$ (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_1 spessore dell'elemento di legno laterale		
d diametro dell'elemento di collegamento		

$$\alpha_{fi} = \beta_N * K_{FLUX} * (t_{req} - t_{d,fi}) = 0,8 * 1,5 * (30 - 15) = 18 \text{ mm}$$

Se sulla trave eseguiamo un trattamento ignifugo con un ciclo preverniciante ed una finitura si ha una riduzione della velocità di carbonizzazione (dipende dal prodotto utilizzato e dalla azienda) compresa tra i valori

$$\beta = 0,8 * 0,497 = 0,40 \text{ mm/min}$$

$$\beta = 0,8 * 0,497 = 0,52$$

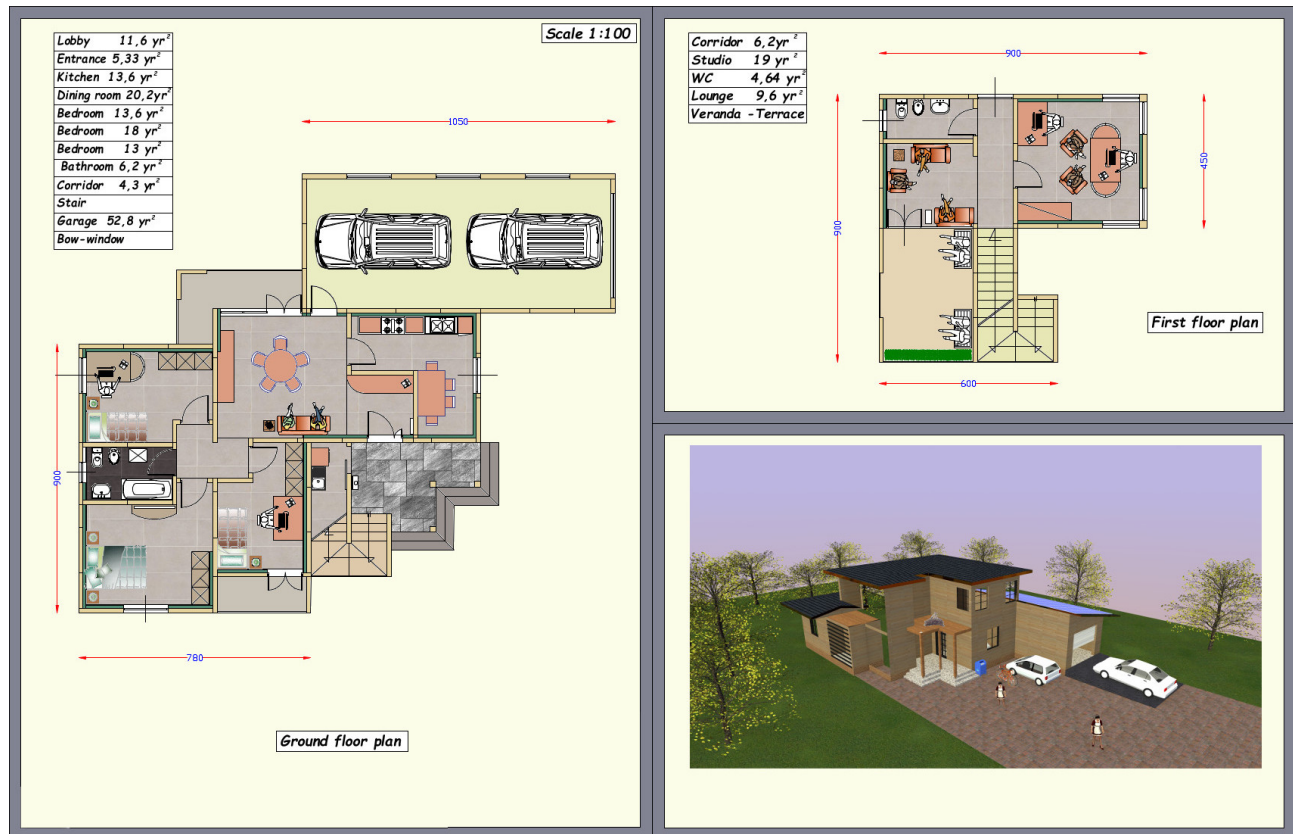
*per cui dopo 30 minuti la sezione residua passa da 14x39 cm a 16,2x41,2 cm
la tenuta della trave può essere superiore a 120 min con sezione 9x33,9 cm.*

La richiesta di capacità portante per un elemento strutturale in legno è per un tempo di 30 minuti.

La funzione del trattamento ignifugo tramite vernice e quindi quella di ridurre la velocità di carbonizzazione in modo da garantire la resistenza al fuoco in un intervallo di tempo più ampio.

3- La capacità portante di una casa in legno

Eseguiamo la progettazione ed il calcolo di una casa in legno Xlam modellandola tramite un software FEM con le verifiche all'incendio.

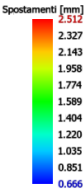
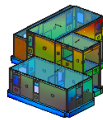


I pannelli X-lam hanno spessore 15 cm ed altezza 3 m ,i pannelli di solaio hanno uno spessore di 18 cm

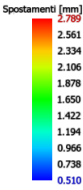
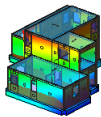
nodo	X	Y	nodo	X	Y
1	0	0	11	7,5	10,2
2	4,6	0	12	4,6	10,2
3	4,6	1,4	13	4,6	9
4	7,8	1,4	14	0	9
5	7,8	5,8	15	4,6	5,8
6	13,5	5,8			
7	13,5	10,2			
8	18	10,2			
9	18	14,7			
10	7,5	14,7			

La struttura è irregolare sia in pianta che in altezza è stata considerata solo l'azione sismica , l'azione del vento è stata trascurata poiché è ridotta la superficie investita ; le sollecitazioni torsionali vista la massa della struttura lineea e quindi le azioni inerziali sono modeste rispetto alla rigidezza e sezione dei pannelli per cui i criteri di regolarità strutturale non sono stati presi i considerazione. La copertura ha una leggera pendenza realizzata con struttura leggera in legno quindi nella modellazione sono stati considerati dei solai piani con sovraccarico. Il pannello ha uno spessore di 15,8 cm in presenza di incendio per un tempo di 20 minuti si riduce a 11, 5 cm vista la combinazione di carico per l'incendio ed il conseguente incremento della resistenza le verifiche sono soddisfatte . Si riportano di seguito le deformazioni per azioni sismiche e le sollecitazioni principali per $K_{mod}= 1$

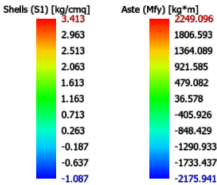
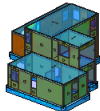
Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 2-I
Posizione masse N° 1



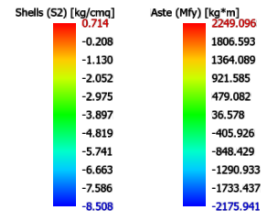
Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 3-I
Posizione masse N° 1



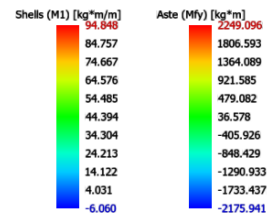
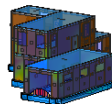
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 2-I
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste: Momento fl.Y - pilastri/pali: Momento fl.Y
Sollecitazione Muri: S I



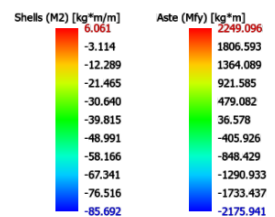
Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 2-I
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Momento fl.Y - pilastri/pali: Momento fl.Y
 Sollecitazione Muri: S II



Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 2-I
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Momento fl.Y - pilastri/pali: Momento fl.Y
 Sollecitazione Muri: M I



Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 2-I
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Momento fl.Y - pilastri/pali: Momento fl.Y
 Sollecitazione Muri: M II



Si riporta di seguito il calcolo della struttura con pannelli di spessore 9,9 cm per la seguente combinazione di carico

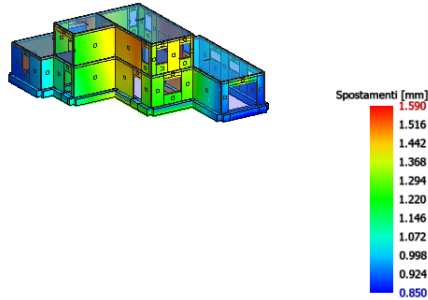
$$G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} * Q_{K1} + \Psi_{22} * Q_{K2} + \dots$$

$t = 30 \text{ min}$ con resistenze e moduli elastici

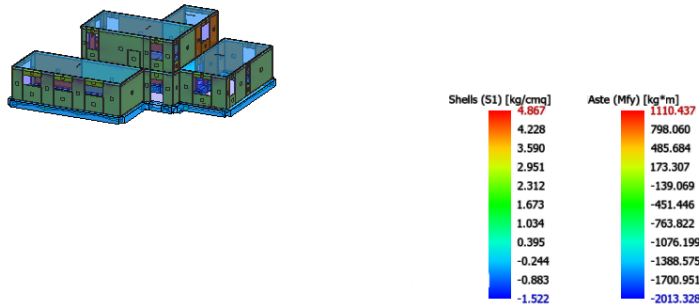
$K_{fi} = 1,25$; $\gamma_M = 1$ con sezione ridotta e per la combinazione $G+0,3*Q$

le verifiche all'incendio sono tutte soddisfatte

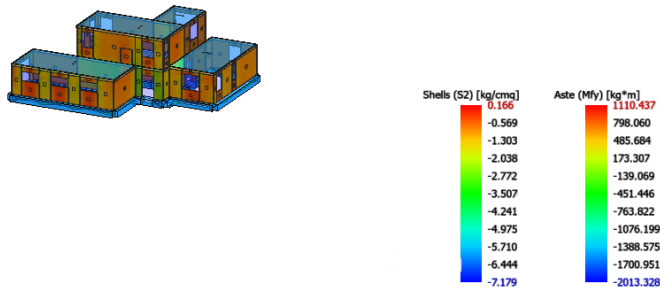
Tipo diagramma: Deformata
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 1-I
 Posizione masse N° 1



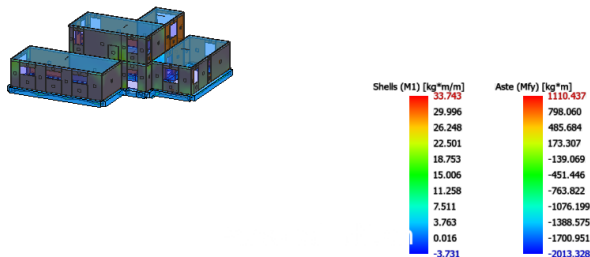
Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 1-I
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Momento fl.Y - pilastri/pali: Momento fl.Y
 Sollecitazione Muri: S I



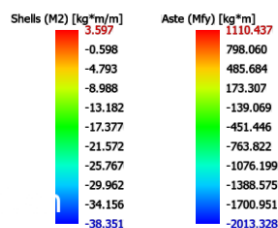
Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 1-I
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Momento fl.Y - pilastri/pali: Momento fl.Y
 Sollecitazione Muri: S II



Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 1-I
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Momento fl.Y - pilastri/pali: Momento fl.Y
 Sollecitazione Muri: M I



Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 1-I
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Momento fl.Y - pilastri/pali: Momento fl.Y
 Sollecitazione Muri: M II



Per la verifica della piattina metallica la combinazione di carico esaminata non prevede azioni orizzontali ipotizzare che durante l'incendio vi sia un sisma o una forte azione del vento è alquanto improbabile , di conseguenza non vi sono momenti flettenti nei setti e le piattine non sono sollecitate. Il solo accorgimento della modifica della distanza dal bordo come previsto dalle istruzioni CNR è già di per se sufficiente.

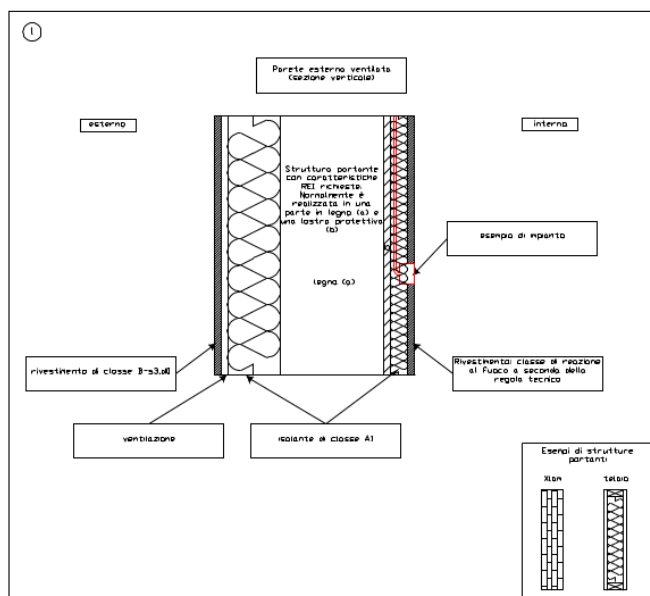
4- La capacità di compartimentazione

Come già detto la Capacità di compartimentazione in caso di incendio

attitudine di un elemento costruttivo a conservare, sotto l'azione del fuoco, oltre alla propria stabilità, un sufficiente isolamento termico ed una sufficiente tenuta ai fumi e ai gas caldi della combustione, nonché tutte le altre prestazioni se richieste;

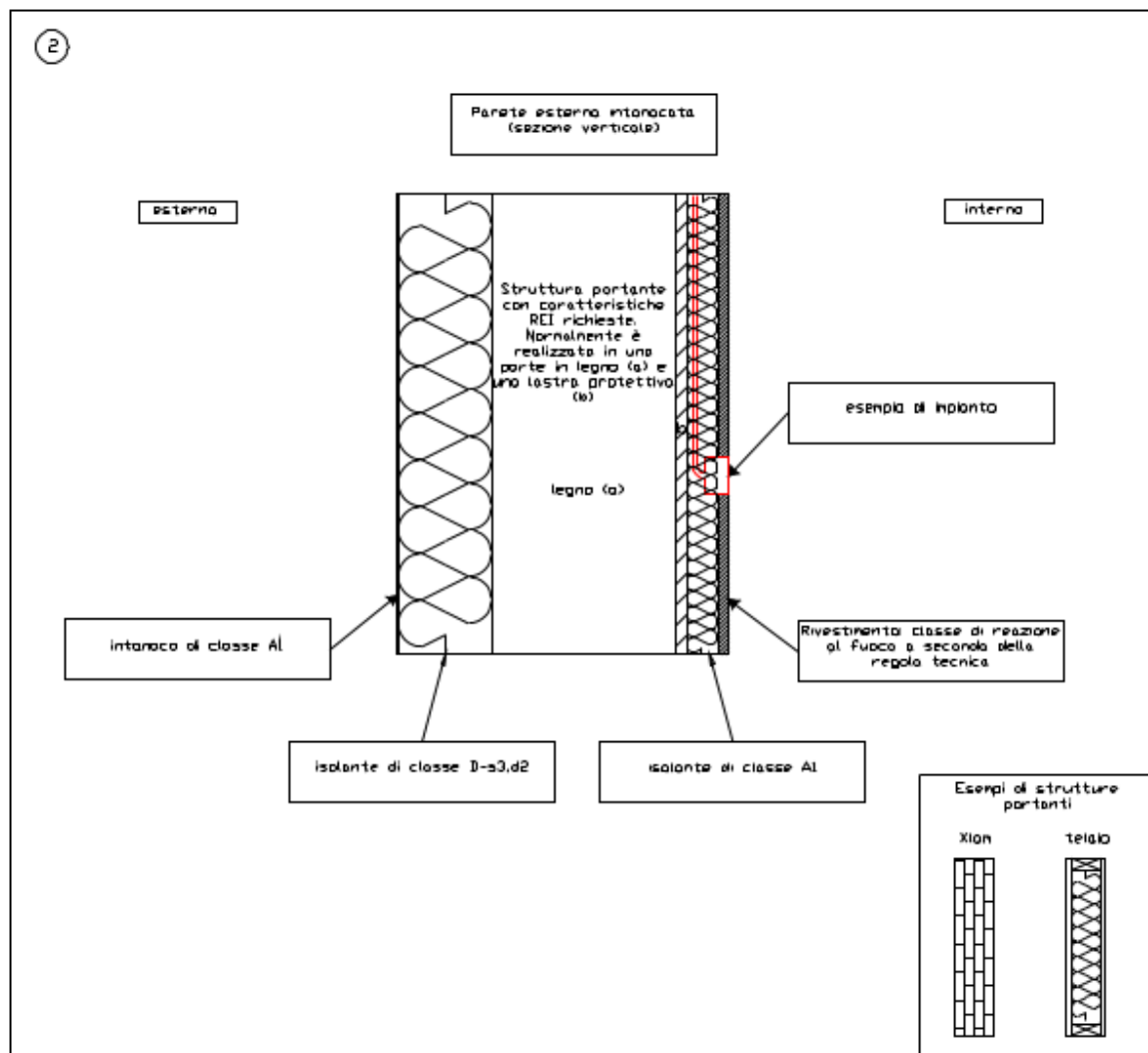
Riportiamo di seguito delle soluzioni progettuali per pareti e solai di edificio in legno

Parete esterna Ventilata



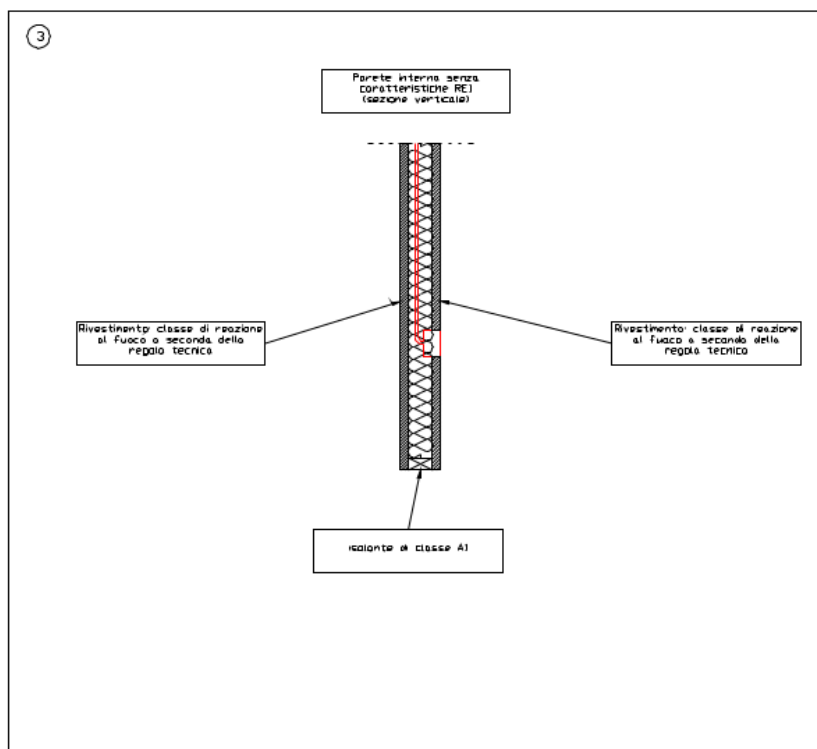
Le pareti ventilate sono particolarmente delicate per una possibile propagazione degli incendi. Lo scopo delle intercapedini esterne delle facciate ventilate è quello di creare un flusso d'aria alimentato dal delta termico, tale fenomeno viene purtroppo esaltato in caso di incendio e diventa causa di una veloce propagazione. Il rivestimento esterno infatti impedisce al calore di disperdersi ed il flusso d'aria garantisce l'alimentazione della combustione e la sua propagazione. Diventa fondamentale in questo contesto assicurarsi che il materiale presente nell'intercapedine garantisca requisiti di reazione al fuoco particolarmente performanti.

Parete esterna Intonacata

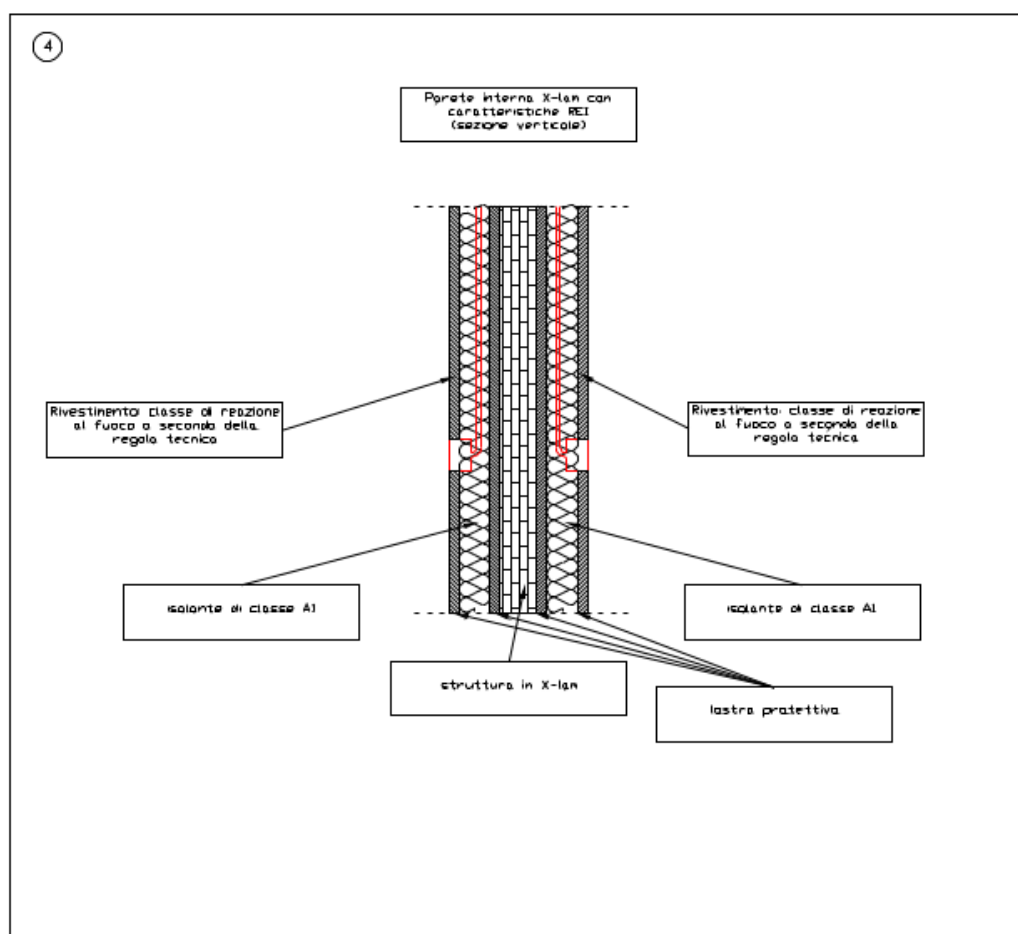


Il cappotto esterno protetto con un intonaco di classe A1 senza ventilazione consente di usare materiali isolanti fino alla classe D-s3,d2. Si dovrà fare attenzione in corrispondenza di fori e finestre e comunque nei punti di discontinuità a garantire la continuità della protezione con rivestimenti in classe A1. Nel caso di pareti particolarmente estese in altezza o in larghezza sarà opportuno prevedere delle fasce di interruzione dell'isolante combustibile con altro materiale con migliori caratteristiche di reazione al fuoco.

Parete interna non di compartimentazione

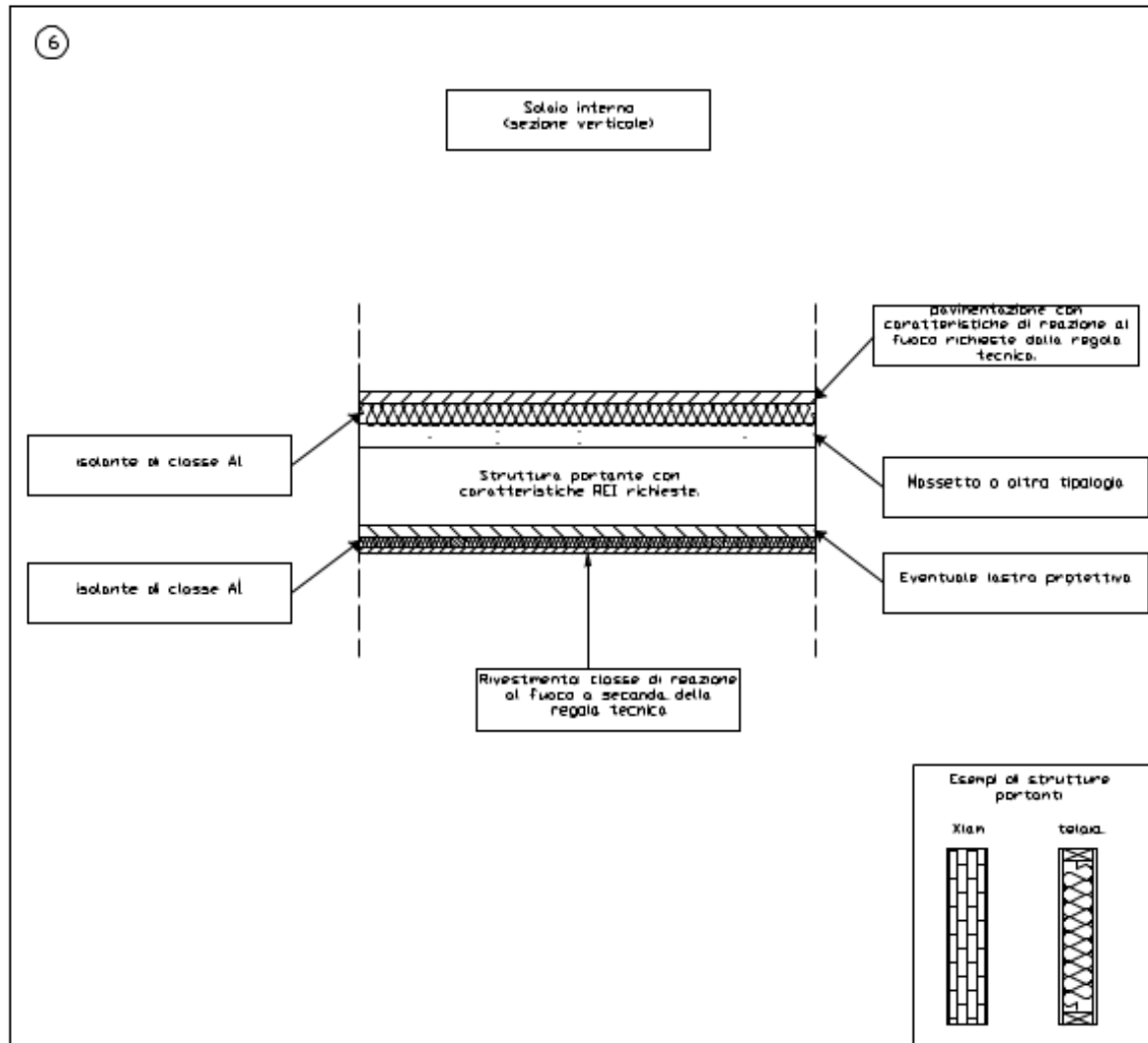


Parete interna di compartimentazione



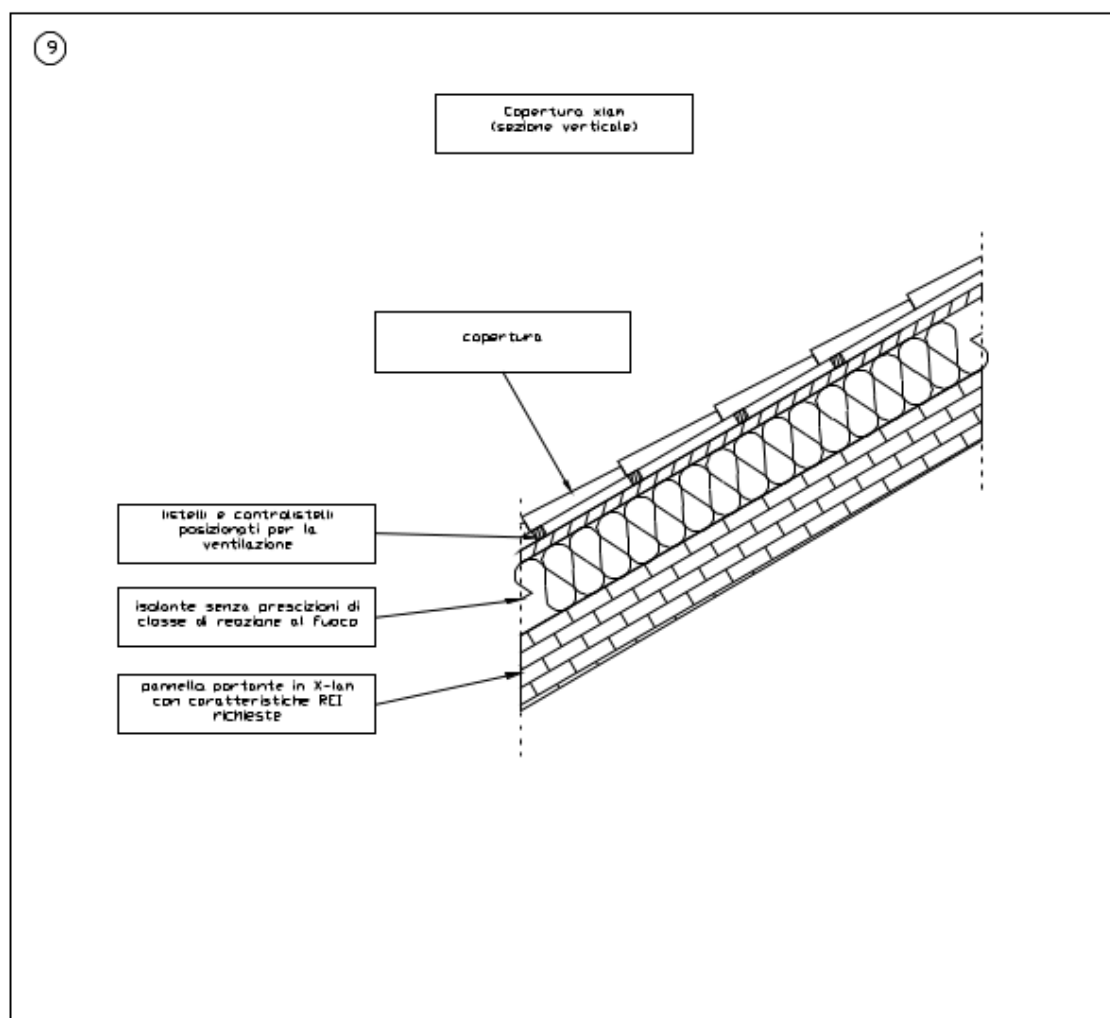
La resistenza al fuoco è affidata in questo caso alla parte centrale. La resistenza al fuoco può essere ottenuta mediante una maggiorazione dello spessore dell'elemento portante ligneo oppure installando una o più lastre protettive. Esternamente all'elemento sono realizzati dei rivestimenti con lo scopo di ospitare gli impianti. Questo pacchetto deve garantire delle prestazioni solo dal punto di vista della reazione al fuoco per quanto riguarda sia l'isolante sia il rivestimento, per cui si rimanda al punto precedente.

Solaio piano di compartimentazione



I solai quasi sempre costituiscono struttura di compartimentazione. Qualsiasi sia la tipologia dell'elemento strutturale (lastra, travi e tavolato, cassoni, ecc) la resistenza al fuoco può essere ottenuta o maggiorando gli spessori di legno utilizzati o applicando rivestimenti protettivi. Qualora si applichino rivestimenti a pavimento, oltre a verificare la compatibilità della loro reazione al fuoco con quanto prescritto dalle regole tecniche, si dovrà verificare anche la rispondenza della posa in opera; in particolare quando è prevista la posa su supporto incombustibile si dovrà badare ad interporre tra struttura lignea e rivestimento un elemento che garantisca il rispetto del requisito.

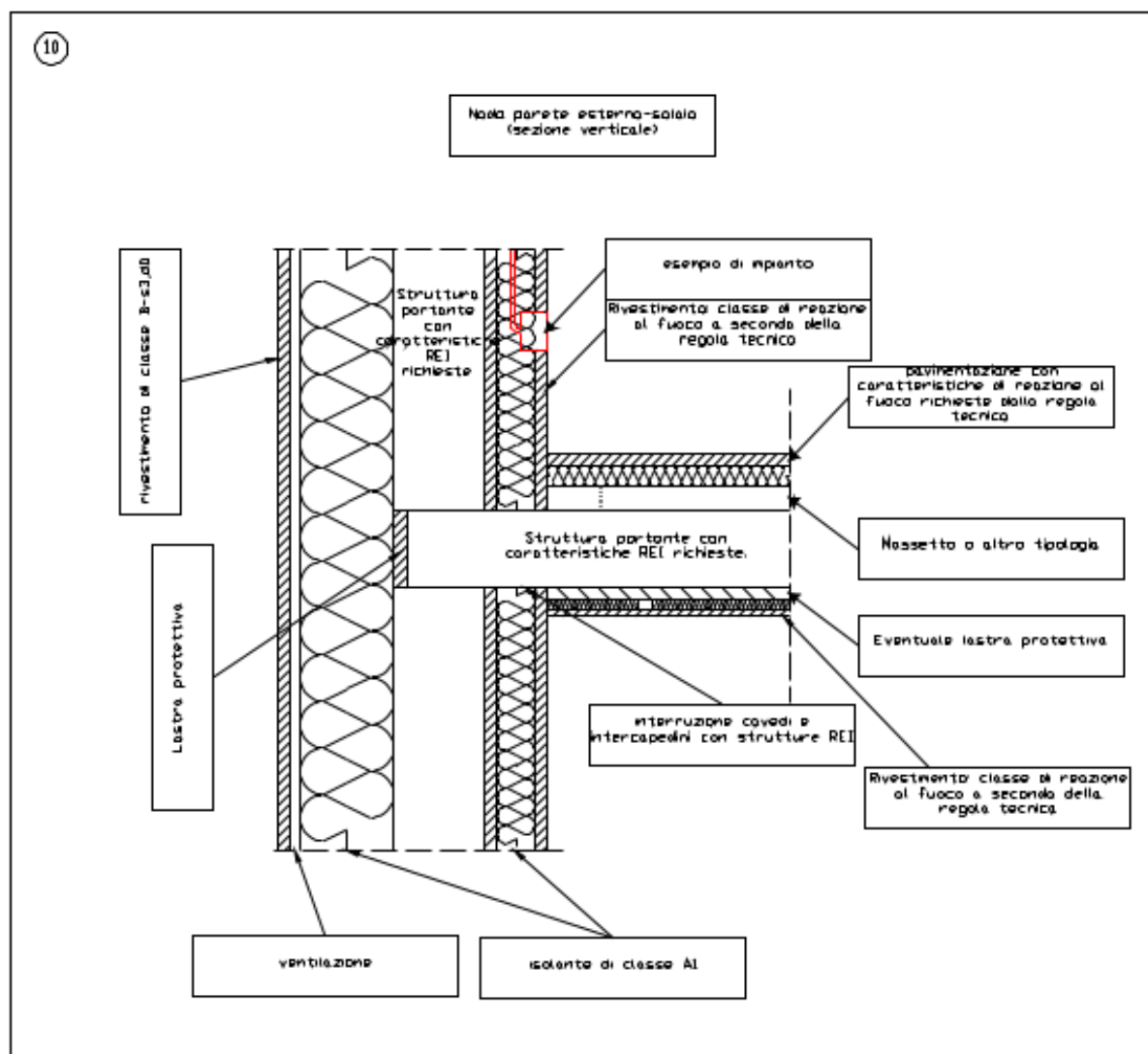
Copertura a falda



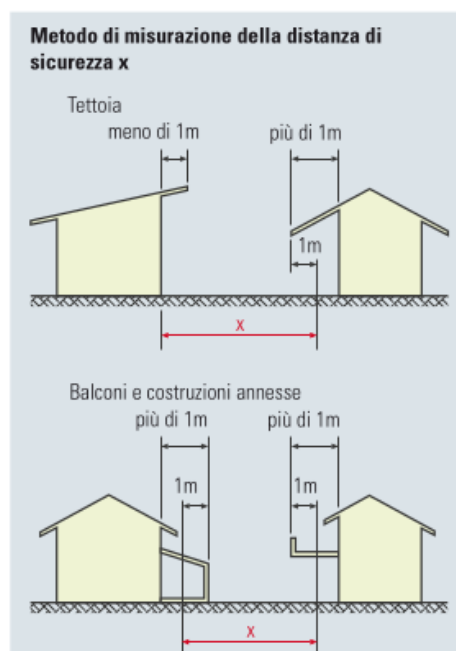
Quando la copertura si estende sopra diversi compartimenti si deve garantire che il collegamento tra elementi verticali di compartimentazione e copertura stessa non determinino degli effetti ponte con il possibile passaggio dell'incendio. Al fine di evitare punti di debolezza si può prevedere che l'elemento verticale sbordi rispetto alla copertura oppure realizzare un tratto di copertura REI a cavallo e solidale all'elemento verticale di compartimentazione (di almeno un metro per parte di estensione).

Nodo parete esterna- solaio

I nodi di connessione tra elementi verticali ed elementi orizzontali devono garantire l'interruzione di cavedi ed intercapedini. Per garantire la compartimentazione orizzontale è indispensabile che lungo il perimetro del solaio sia mantenuta la continuità con elementi REI verticali che abbiano una certa estensione. In mancanza di questo completamente l'involucro esterno dell'edificio potrebbe determinare un punto di passaggio dell'incendio da un piano all'altro. La lastra protettiva sul lato verticale tra isolante in classe A1 e la parte strutturale del solaio è da consigliarsi principalmente nel caso del telaio con isolanti combustibili all'interno del solaio.



Le distanze di sicurezza per impedire la propagazione degli incendi tra gli edifici sono comprese tra 4 e 10 m così come indicato in figura



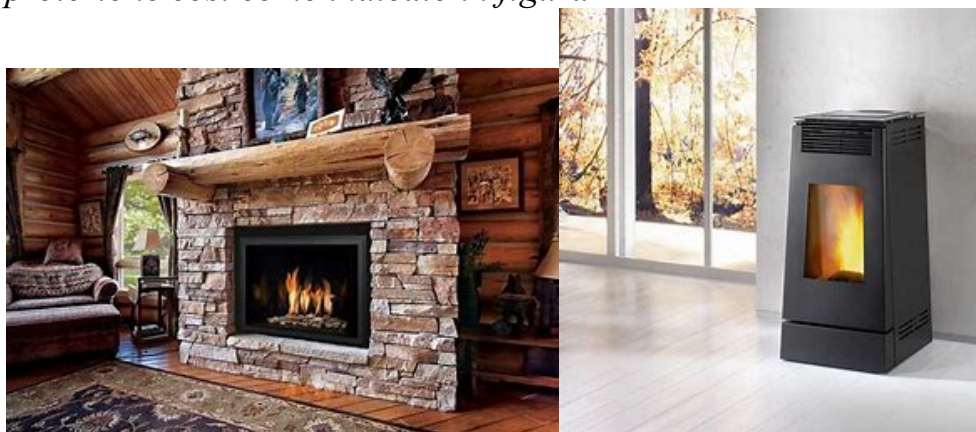
Distanze di sicurezza secondo AICAA

Strati più esterni delle pareti esterne adiacenti	casa unif.	condo- minio
entrambi combustibili	7m	10m
uno dei due combustibile	6m	7,5m
entrambi incombustibili	4m	5m

5- Le prescrizioni antincendio per gli impianti

-Impianto di riscaldamento

L'impianto di riscaldamento può essere a pavimento o con radiatori alimentato a metano o ad energia elettrica ibrido con sistema fotovoltaico; se l'impianto è a metano è opportuno ricavare un locale caldaia o disporre la caldaia all'esterno del nostro edificio in modo che il gas metano non entri neanche nella nostra abitazione. Il sistema ideale è un impianto a metano con caldaia esterna e stufa per la cucina ad auto-induzione ovvero alimentata da energia elettrica in modo che la nostra abitazione sia perfettamente coibentata senza bocchette di sicurezza per eventuali esalazioni di monossido di carbonio o per perdite di gas. Altra soluzione è una pompa di calore alimentata ad energia elettrica tramite fotovoltaico ; si è soliti utilizzare soprattutto nelle zone di montagna impianti a biomasse quali stufe a pellet o caminetti con una fiamma libera nella nostra casa in legno per cui vanno utilizzati adeguati sistemi di protezione così come indicato in figura



La fiamma è contenuta in un involucro in muratura o metallico isolato dall'esterno ben compartimentato che evita la propagazione dell'incendio .

Stufe a legna o pellet o altri apparecchi termici a biomassa, sono un punto critico e di particolare importanza ai fini della sicurezza da rischi o pericoli di incendio del tetto o altre strutture in legno. L'attraversamento delle strutture in legno in tutta sicurezza va fatto utilizzando il sistema di evacuazione dei fumi più opportuno scegliendolo in funzione delle temperature dei fumi degli apparecchi che si vogliono utilizzare; per caminetti, stufe etc, si devono usare camini – canne fumarie con temperatura di funzionamento minima di 400°C, inoltre devono resistere a incendio di fuliggine. La soluzione migliore è disporre la nostra stufa a pellet o camino in prossimità di una apertura e realizzare una canna fumaria esterna al nostro edificio rivestita con della pietra o in laterizio. I rischi di incendio connessi all'utilizzo di un camino sono molteplici

-a. L'emissione di scintille o di materiali incandescenti nella parte frontale o aperta del camino bruciano la superficie del pavimento o i rivestimenti delle pareti o del pavimento stesso, come ad esempio i tappeti.

-b. L'emissione di scintille o di materiali incandescenti dal camino che provocano l'accensione di un tetto combustibile innescando l'incendio.

-c. L'emissione di scintille o di materiali incandescenti attraverso una fessura creata-si nel camino, o per un difetto dello stesso, provocano l'accensione delle travi in legno della struttura portante o dei solai dell'edificio, adiacenti alla canna fumaria.

-d. Il surriscaldamento di materiali infiammabili posti in prossimità del camino o della canna fumaria.

Le soluzioni migliori per un impianto di riscaldamento in una casa in legno è un impianto a gas metano a radiatori o a pavimento con caldaia esterna al nostro edificio e stufa da cucina ad induzione; ancora pompa di calore alimentata energia elettrica con fotovoltaico.

-Impianto elettrico

Ai fini della prevenzione degli incendi, gli impianti elettrici:

a) devono possedere caratteristiche strutturali, tensione di alimentazione e possibilità di intervento individuate nel piano della gestione delle emergenze tali da non costituire pericolo durante le operazioni di spegnimento;

b) non devono costituire causa primaria d'incendio o di esplosione;

c) non devono fornire alimento o via privilegiata di propagazione degli incendi; il comportamento al fuoco della membratura deve essere compatibile con la specifica destinazione d'uso dei singoli locali;

d) i cavi per energia e segnali non devono determinare rischio per la emissione di fumo, gas acidi e corrosivi, secondo le vigenti norme di buona tecnica;

e) devono essere suddivisi in modo che un eventuale guasto non provochi la messa fuori servizio dell'intero sistema (utenza);

f) devono disporre di apparecchi di manovra ubicati in posizioni protette e riportare chiare indicazioni dei circuiti cui si riferiscono.

-Impianto Fotovoltaico

Gli impianti fotovoltaici rappresentano un particolare tipo di impianto elettrico all'interno di un edificio in legno, poiché hanno un lato in corrente continua (a monte dell'inverter) che ha delle caratteristiche che lo rendono più pericoloso in caso di malfunzionamenti dell'impianto stesso (non è possibile lo sgancio, non risulta protetto dai cortocircuiti). La soluzione migliore è realizzare l'impianto fotovoltaico all'esterno della nostra casa in legno su una pensilina fotovoltaica che funge da garage posto macchina e non sulla copertura per una superficie di 45 mq corrispondente a 3 posti macchina .

6- Il certificato di prevenzione incendi

La normativa antincendio è molto restrittiva

TITOLO III – PREVENZIONI DAI PERICOLI DI INCENDIO

ART. 59 – IMPIEGO DI MATERIALI LIGNEI

1. Sono di norma vietati i materiali lignei per la formazione delle strutture portanti in tutti quei casi in cui particolari condizioni ambientali, tradizioni costruttive o qualificate scelte architettoniche richiedano l'uso di materiale ligneo per le strutture portanti; l'impiego di queste è condizionato all'adozione di trattamenti ed accorgimenti atti a renderle incombustibili o, comunque, resistenti al fuoco mediante applicazione di prodotti ritenuti idonei, allo scopo dal Comando Provinciale Vigili del Fuoco.

ART. 60 – PREVENTIVO NULLA OSTA DEI VIGILI DEL FUOCO

1. E' richiesto il preventivo nulla osta dei Vigili del Fuoco per gli edifici nei quali sono esercitate le attività elencate nel Decreto Ministeriale 16 Febbraio 1982, pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 98 del 9 Aprile 1982 e su successive eventuali modificazioni.

ART. 61 – CERTIFICAZIONE DI COMPETENZA DEI VIGILI DEL FUOCO

1. Prima del rilascio del certificato di agibilità concernente gli edifici di cui al precedente Art. 60 è richiesto il relativo nulla osta o certificato di prevenzione incendi del Comando Provinciale dei Vigili del Fuoco."

Riportiamo di seguito quanto previsto dal codice di prevenzione incendi in merito alle strutture in legno

S.2.9.2

Procedura per il calcolo del contributo al carico di incendio di strutture in legno

1. Il contributo degli elementi strutturali di legno può essere determinato attraverso il seguente procedimento:
 - a. si determina la classe del compartimento prescindendo inizialmente dalla presenza degli elementi strutturali lignei; tale classe, ai soli fini della determinazione di cui al successivo punto b, non potrà in ogni caso essere inferiore a 15 minuti;
 - b. si calcola lo spessore di carbonizzazione degli elementi strutturali di legno corrispondente alla classe determinata al punto precedente, adottando come valori di riferimento della velocità di carbonizzazione quelli contenuti nella norma UNI EN 1995-1-2 "Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio" di cui si riporta uno stralcio nella tabella S.2-11.

In caso di elementi strutturali di legno dotati di rivestimenti protettivi antincendio si può procedere al calcolo dello spessore di carbonizzazione tenendo conto delle specifiche indicazioni fornite dalla norma UNI EN 1995-1-2.
 - c. si determina definitivamente la classe del compartimento, tenendo anche conto del carico di incendio specifico relativo alle parti di elementi strutturali di legno corrispondenti allo spessore di cui al punto b. che hanno partecipato alla combustione.
2. Per tipologie di legnami non espressamente riportate nella tabella S.2-11, ci si potrà regolare per analogia assumendo in ogni caso valori conservativi ai fini della sicurezza antincendio.

Specie legnosa	Tipologia di legno	Velocità [mm/min]
Legname tenero (conifere e faggio)	Legno laminato incollato con densità caratteristica $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,70
	Legno massiccio con densità caratteristica $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,80
Legname duro (latifoglie)	Legno duro massiccio o laminato incollato con densità caratteristica $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,70
	Legno duro massiccio o laminato incollato con densità caratteristica $\geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,55

Tabella S.2-11: Velocità di carbonizzazione del legno

S.2.9

Procedura per il calcolo del carico di incendio specifico di progetto

1. Il valore del carico d'incendio specifico di progetto $q_{f,d}$ è determinato secondo la seguente relazione:

$$q_{f,d} = \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n \cdot q_f \quad \text{S.2-4}$$

dove:

$q_{f,d}$ carico d'incendio specifico di progetto [MJ/m²]

δ_{q1} fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione alla dimensione del compartimento e i cui valori sono definiti nella tabella S.2-6.

δ_{q2} è il fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione al tipo di attività svolta nel compartimento e i cui valori sono definiti nella tabella S.2-7.

$\delta_n = \prod_i \delta_{ni}$ è il fattore che tiene conto delle differenti *misure antincendio* del compartimento ed i cui valori sono definiti nella tabella S.2-8.

q_f è il valore nominale del carico d'incendio specifico da determinarsi secondo la formula: [MJ/m²]

$$q_f = \frac{\sum_{i=1}^n g_i \cdot H_i \cdot m_i \cdot \psi_i}{A} \quad \text{S.2-5}$$

dove:

g_i massa dell'i-esimo materiale combustibile [kg]

H_i potere calorifico inferiore dell'i-esimo materiale combustibile; i valori di H_i dei materiali combustibili possono essere determinati per via sperimentale in accordo con UNI EN ISO 1716, dedotti dal prospetto E3 della norma UNI EN 1991-1-2, oppure essere mutuati dalla letteratura tecnica [MJ/kg]

m_i fattore di partecipazione alla combustione dell'i-esimo materiale combustibile pari a 0,80 per il legno e altri materiali di natura cellulosica e 1,00 per tutti gli altri materiali combustibili

ψ_i fattore di limitazione della partecipazione alla combustione dell'i-esimo materiale combustibile pari a:

0 per i materiali contenuti in contenitori appositamente progettati per resistere al fuoco per un tempo congruente con la classe di resistenza al fuoco e comunque classe minima almeno EI 15 (es. armadi resistenti al fuoco per liquidi infiammabili, ...);

0,85 per i materiali contenuti in contenitori non combustibili, che conservino la loro integrità durante l'esposizione all'incendio e non appositamente progettati per resistere al fuoco (es. fusti, contenitori o armadi metallici, ...);

1 in tutti gli altri casi (es. barattoli di vetro, bombolette spray, ...);

A *superficie lorda* del piano del compartimento o, nel caso degli incendi localizzati, *superficie lorda* effettiva di distribuzione del carico di incendio. [m²]

Nota Si riporta un esempio di calcolo nella tabella S.2-9

Superficie lorda del compartimento [m ²]	δ_{q1}	Superficie lorda del compartimento [m ²]	δ_{q1}
$A < 500$	1,00	$2500 \leq A < 5000$	1,60
$500 \leq A < 1000$	1,20	$5000 \leq A < 10000$	1,80
$1000 \leq A < 2500$	1,40	$A \geq 10000$	2,00

Tabella S.2-6: Parametri per la definizione del fattore δ_{q1}

Classi di rischio	Descrizione	δ_{q2}
I	Aree che presentano un basso rischio di incendio in termini di probabilità di innesco, velocità di propagazione delle fiamme e possibilità di controllo dell'incendio da parte delle squadre di emergenza	0,80
II	Aree che presentano un moderato rischio di incendio in termini di probabilità d'innesco, velocità di propagazione di un incendio e possibilità di controllo dell'incendio stesso da parte delle squadre di emergenza	1,00
III	Aree che presentano un alto rischio di incendio in termini di probabilità d'innesco, velocità di propagazione delle fiamme e possibilità di controllo dell'incendio da parte delle squadre di emergenza	1,20

Tabella S.2-7: Parametri per la definizione del fattore δ_{q2}

Misura antincendio minima		δ_{ni}	
Controllo dell'incendio di livello di prestazione III (capitolo S.6)	rete idranti con protezione interna	δ_{n1}	0,90
	rete idranti con protezione interna ed esterna	δ_{n2}	0,80
Controllo dell'incendio di livello di prestazione IV (capitolo S.6)	sistema automatico ad acqua o schiuma e rete idranti con protezione interna	δ_{n3}	0,54
	altro sistema automatico e rete idranti con protezione interna	δ_{n4}	0,72
	sistema automatico ad acqua o schiuma e rete idranti con protezione interna ed esterna	δ_{n5}	0,48
	altro sistema automatico e rete idranti con protezione interna ed esterna	δ_{n6}	0,64
Gestione della sicurezza antincendio di livello di prestazione II [1] (capitolo S.5)		δ_{n7}	0,90
Controllo di fumi e calore di livello di prestazione III (capitolo S.8)		δ_{n8}	0,90
Rivelazione ed allarme di livello di prestazione III (capitolo S.7)		δ_{n9}	0,85
Operatività antincendio di livello di prestazione IV (capitolo S.9)		δ_{n10}	0,81
[1] Gli addetti antincendio devono garantire la presenza continuativa durante le 24 ore.			

Tabella S.2-8: Parametri per la definizione dei fattori δ_{ni}

- Qualora, in alternativa all'equazione S.2-5, si pervenga alla determinazione di q_f attraverso una valutazione statistica del carico di incendio per la specifica attività, si deve far riferimento a valori con probabilità di superamento $< 20\%$. Considerazioni aggiuntive utili a tale scopo sono fornite nel paragrafo S.2.9.1.
- In caso di presenza di strutture portanti lignee nel compartimento va seguita la procedura di cui al paragrafo S.2.9.2
- Fatto salvo quanto indicato al comma 6 del paragrafo S.2.5, lo spazio di riferimento generalmente coincide con il compartimento antincendio considerato e il carico di incendio specifico è quindi riferito alla *superficie lorda del piano* del

S.2.4.1

Soluzioni conformi per il livello di prestazione I

1. Deve essere interposta *distanza di separazione* su spazio a cielo libero non inferiore alla massima altezza della costruzione verso altre opere da costruzione e verso il confine dell'area su cui sorge l'attività medesima.
2. Deve essere limitata la propagazione dell'incendio verso le altre opere da costruzione o all'esterno del confine dell'area su cui sorge l'attività medesima, adottando le soluzioni indicate al paragrafo S.3.4.1.
3. Non è richiesta all'opera da costruzione alcuna prestazione minima di capacità portante in condizioni di incendio, o di compartimentazione interna.

S.2.4.2

Soluzioni conformi per il livello di prestazione II

1. Deve essere interposta *distanza di separazione* su spazio a cielo libero come previsto per il livello di prestazione I.
2. Devono essere verificate le prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni in base agli incendi convenzionali di progetto come previsto al paragrafo S.2.5.
3. La *classe minima di resistenza al fuoco* deve essere pari almeno a 30 o inferiore, qualora consentita dal livello di prestazione III per il carico di incendio specifico di progetto $q_{f,d}$ del compartimento in esame.

S.2.4.3

Soluzioni conformi per il livello di prestazione III

1. Devono essere verificate le prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni in base agli incendi convenzionali di progetto come previsto al paragrafo S.2.5.
2. La *classe minima di resistenza al fuoco* è ricavata per compartimento in relazione al carico di incendio specifico di progetto $q_{f,d}$ come indicato in tabella S.2-3.

Carico di incendio specifico di progetto	Classe minima di resistenza al fuoco
$q_{f,d} \leq 200 \text{ MJ/m}^2$	Nessun requisito
$q_{f,d} \leq 300 \text{ MJ/m}^2$	15
$q_{f,d} \leq 450 \text{ MJ/m}^2$	30
$q_{f,d} \leq 600 \text{ MJ/m}^2$	45
$q_{f,d} \leq 900 \text{ MJ/m}^2$	60
$q_{f,d} \leq 1200 \text{ MJ/m}^2$	90
$q_{f,d} \leq 1800 \text{ MJ/m}^2$	120
$q_{f,d} \leq 2400 \text{ MJ/m}^2$	180
$q_{f,d} > 2400 \text{ MJ/m}^2$	240

Tabella S.2-3: Classe minima di resistenza al fuoco

S.2.4.4

Soluzioni conformi per il livello di prestazione IV

1. Ai fini della verifica della capacità portante in condizioni di incendio si applicano le soluzioni conformi valide per il livello di prestazione III di cui al paragrafo S.2.4.3. Non possono essere impiegate le indicazioni dei paragrafi S.2.8.2 e S.2.8.3.

2. Ai fini del controllo del danneggiamento di tutti gli elementi di compartimentazione sia orizzontali che verticali ad esclusione delle chiusure dei varchi (es. porte, serrande, barriere passive, ...), appartenenti sia al compartimento di primo innesco che agli altri, vanno verificati i seguenti limiti di deformabilità nelle condizioni di carico termico e meccanico previste per le soluzioni conformi del livello di prestazione III:
 - $\delta_{v,max}/L = 1/100$ rapporto tra *massima inflessione* $\delta_{v,max}$ e la *luce* L degli elementi caricati verticalmente come travi e solai ortotropi;
 - $\delta_{v,max}/L = 1/100$ rapporto tra *massima inflessione* $\delta_{v,max}$ e la *luce minima* L degli elementi a piastra;
 - $\delta_{h,max}/h = 1/100$ rapporto tra il *massimo spostamento di interpiano* $\delta_{h,max}$ e l'*altezza di interpiano* h .
3. I giunti tra gli elementi di compartimentazione, se presenti, devono essere in grado di assecondare i movimenti previsti in condizioni di incendio. A tale fine è possibile impiegare giunti lineari testati in base alla norma EN 1366-4, caratterizzati dalla *percentuale di movimento* (M%) idonea.
4. Ai fini della capacità di compartimentazione, gli elementi di chiusura dei vani di comunicazione fra compartimenti devono essere a tenuta di fumo (EI S₂₀₀) e le pareti devono essere dotate di *resistenza meccanica* (M) aggiuntiva, per una classe determinata come per il livello di prestazione III.

S.2.4.5

Soluzioni conformi per il livello di prestazione V

1. Ai fini della verifica della capacità portante in condizioni di incendio, della deformabilità (per il danneggiamento strutturale) e della compartimentazione si applicano le prescrizioni valide per il livello di prestazione IV.
2. Non si forniscono soluzioni conformi per la verifica degli impianti ritenuti significativi ai fini della funzionalità dell'opera.
3. Ai fini del controllo del danneggiamento di tutti gli elementi strutturali vanno verificati i limiti di deformabilità imposti dalle NTC per le verifiche agli stati limite di esercizio. Dette verifiche vanno condotte nelle condizioni di carico termico e meccanico previste per le soluzioni conformi del livello di prestazione III.

Per la nostra casa in legno atteso un livello di prestazione III il carico di incendio specifico :

$$q_{fd} = q_f * \delta_{q1} * \delta_{q2} * \delta_n \quad \text{dove}$$

$$\delta_{q1} = 1 ; \quad \delta_{q2} = 1 ; \quad \delta_n = 0,9 ; \quad q_f = M * H * 0,8 * 0,85 / A = 3,37 \text{ MJ/mq}$$

H potere calorifico legno $q_{fd} = 3 \text{ MJ/mq}$
A superficie del compartimento
M massa globale legno

$$H = 17 \text{ KJ/kg}$$

$$A = 172 \text{ mq} + 68 \text{ mq} = 240 \text{ mq}$$

$$M \approx 70000 \text{ kg}$$

Densità legno : 600 kg/mc il livello prestazionale III è garantito

Livello III. Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo congruo con la gestione dell'emergenza

- Livello II. Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo sufficiente all'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro all'esterno della costruzione

1. Il livello II di prestazione può ritenersi adeguato per costruzioni fino a due piani fuori terra ed un piano interrato, isolate

*- eventualmente adiacenti ad altre purché strutturalmente e funzionalmente separate
- destinate ad un'unica attività non aperta al pubblico e ai relativi impianti tecnologici di servizio e depositi, ove si verificano tutte le seguenti ulteriori condizioni:*

1. le dimensioni della costruzione siano tali da garantire l'esodo in sicurezza degli occupanti;

2. gli eventuali crolli totali o parziali della costruzione non arrechino danni ad altre costruzioni;

3. gli eventuali crolli totali o parziali della costruzione non compromettano l'efficacia degli elementi di compartimentazione e di impianti di protezione attiva che proteggono altre costruzioni;

4. il massimo affollamento complessivo della costruzione non superi 100 persone e la densità di affollamento media non sia superiore a 0,2 pers/m²;

5. la costruzione non sia adibita ad attività che prevedono posti letto;

6. la costruzione non sia adibita ad attività specificamente destinate a malati, anziani, bambini o a persone con ridotte o impedito capacità motorie, sensoriali o cognitive.

2. Le classi di resistenza al fuoco necessarie per garantire il livello II di prestazione sono le seguenti, indipendentemente dal valore assunto dal carico di incendio specifico di progetto:

La classe di resistenza al fuoco deve essere pari ad almeno 30 minuti.

7- Conclusioni

Le case in legno sono delle strutture con buon comportamento sismico confortevoli che si integrano perfettamente nell'ambiente naturale migliorando il paesaggio: hanno anche una funzione sociale che è quella di prevenzione della criminalità che genera incendi boschivi poiché si apprezza il valore intrinseco del legno non come legna da ardere ma come materiale da costruzione. Le norme antincendio sono molto restrittive ma si riesce facilmente a progettare delle strutture che abbiano una buona capacità di resistenza al fuoco per un tempo prefissato e siano robuste e confortevoli. Gli incendi hanno sempre una origine dolosa, ed è buona norma nelle case in legno non avere fiamme libere quali caminetti e stufe nonché evitare che il metano entri nella nostra abitazione per cui i rischi di incendio sono tutti nei cortocircuiti dell'impianto elettrico che con le dovute precauzioni ed accorgimenti possono essere evitati. Riportiamo nelle pagine seguenti il modulo per una asseverazione redatta da un tecnico abilitato che attesta che i lavori da eseguire rispettano le prescrizioni antincendio ed un modulo per la richiesta della nulla osta preventivo ai vigili del fuoco del relativo comando provinciale.

Rif. Pratica VV.F. n.

ASSEVERAZIONE AI FINI DELLA SICUREZZA ANTINCENDIO

(art. 4 del Decreto del Ministro dell'Interno 7.8.2012)

Il sottoscritto

Titolo professionale		Cognome		Nome	
iscritto all'Albo professionale dell'Ordine/Collegio		provincia		n. iscrizione	
con ufficio in		indirizzo		n. civico	
c.a.p.	comune	provincia	telefono		
indirizzo di posta elettronica			indirizzo di posta elettronica certificata		

consapevole della sanzione penale prevista dall'art. 19 comma 6 della L. 241/90, dall'art. 20 comma 2 del D.Lgs. 139/06, nonché di quelle previste dagli artt. 359 e 481 del C.P. in caso di dichiarazioni mendaci e falsa rappresentazione degli atti, in relazione alle opere che hanno come oggetto:

i lavori di:

☐

nuovo insediamento

☐

modifica attività esistente

(barrare con ☒ il riquadro di interesse)

relativi all'attività

tipo di attività (albergo, scuola, etc.) - in caso di SCIA parziale indicare i riferimenti pertinenti ¹			
sita in	indirizzo	n. civico	c.a.p.
comune	provincia	telefono	

Individuata/e² ai n./sotto classe/ cat.:

VISTI

➤ la documentazione tecnica di seguito indicata:

☐	progetti approvati dal Comando VV.F. (solo per attività di cat B e C)	in data	prot. n.
☐	relazione tecnica e gli elaborati grafici di progetto, di cui all'Allegato I lettera B del Decreto del Ministro dell'Interno 7.8.2012 (per attività di cat. A)	in data	prot. n.
☐	documentazione tecnica di progetto e la dichiarazione di non aggravio del rischio incendi allegate (per attività di cat. A,B,C in caso di modifiche di cui art.4, comma 6, del DPR 01/08/2011 n.151, che non comportino aggravio delle preesistenti condizioni di sicurezza)		

(barrare con ☒ il riquadro di interesse)

- le normative tecniche di prevenzione incendi, valutate ai fini della presente asseverazione;
- l'esito dei sopralluoghi e delle verifiche effettuate, ai fini della presente asseverazione;
- le certificazioni e le dichiarazioni, così come sintetizzate nella distinta allegata;

ASSEVERA**LA CONFORMITÀ DELLA/E ATTIVITÀ SOPRAINDICATA/E AI REQUISITI DI PREVENZIONE INCENDI E DI SICUREZZA ANTINCENDIO**

	Timbro Professionale	
Data		Firma del professionista

¹ Oltre alla tipologia di attività inserire ulteriori specificazioni, qualora trattasi di SCIA parziale per uno dei casi seguenti (alternativi l'uno all'altro):

- ∞ Indicazione del lotto nel caso di esecuzione per stralci successivi già indicati in fase di valutazione del progetto;
- ∞ Indicazione dello stralcio e normativa di riferimento nel caso in cui la SCIA sia presentata in applicazione di una specifica disposizione che prevede la presentazione di SCIA di adeguamento parziale (p.e. strutture sanitarie, campeggi, macchine elettriche, asili nido).

² Riportare il numero e la categoria corrispondente (A/B/C) individuata sulla base dell'elenco contenuto nell'Allegato I del DPR 01/08/2011 n.151 e la sottoclasse di cui al Decreto del Ministro dell'Interno 7.8.2012.

DISTINTA DELLA DOCUMENTAZIONE TECNICA ALLEGATA*(In caso di modifiche le documentazioni da produrre vanno riferite alle parti oggetto della modifica stessa)*

A) La documentazione non allegata alle certificazioni e/o dichiarazioni di cui ai successivi punti 2, 3, 4, nonché all' eventuale documentazione di cui al p.to 5, è raccolta in apposito fascicolo che il titolare è tenuto a rendere disponibile per eventuali controlli.

B) La documentazione progettuale, le certificazioni e/o le dichiarazioni di cui ai successivi punti 1,2, 3, 4 possono essere integrate da una distinta (da allegare ed indicare al successivo punto 5) ove specificare nome, cognome del firmatario e data di sottoscrizione di ciascun documento allegato.

1. DOCUMENTAZIONE PROGETTUALE

- ☐ **Relazione tecnica** (n. atti:) **ed elaborati grafici** (n. elaborati:)
 Allegare in caso di attività di cui all'Allegato I, cat. A del DPR 01/08/2011 n. 151 o di modifiche di cui art.4, comma 6, del DPR 01/08/2011 n.151, che non comportino aggravio delle preesistenti condizioni di sicurezza.
- ☐ **Dichiarazione di non aggravio del rischio incendio**
 Allegare in caso di modifiche di cui art.4, comma 6, del DPR 01/08/2011 n.151, che non comportino aggravio delle preesistenti condizioni di sicurezza.

2. CERTIFICAZIONI DI ELEMENTI STRUTTURALI PORTANTI E/O SEPARANTI CLASSIFICATI AI FINI DELLA RESISTENZA AL FUOCO, CON ESCLUSIONE DELLE PORTE E DEGLI ALTRI ELEMENTI DI CHIUSURA

- ☐ n° (n° totale dei modelli allegati – ogni modello può riferirsi a più elementi)

3. DICHIARAZIONI INERENTI I PRODOTTI CLASSIFICATI AI FINI DELLA REAZIONE E DELLA RESISTENZA AL FUOCO ED I DISPOSITIVI DI APERTURA DELLE PORTE

- ☐ n° (n° totale dei modelli allegati – ogni documento può riferirsi a più prodotti)

4. DICHIARAZIONI/CERTIFICAZIONI RELATIVE AGLI IMPIANTI RILEVANTI AI FINI DELLA SICUREZZA ANTINCENDIO COSI' DISTINTE:

- DICHIARAZIONI DI CONFORMITÀ/RISPONDERENZA redatte sul modello di cui al DM 37/08 e s.m.i. (DC);
 - DICHIARAZIONI DI CORRETTA INSTALLAZIONE E FUNZIONAMENTO redatte sul modello mod. DICH. IMP. (DI);
 - CERTIFICAZIONI DI RISPONDERENZA E FUNZIONALITÀ redatte sul modello mod. CERT. IMP (CI).

La distinta di seguito riportata deve essere compilata in ogni sua parte, mediante l'apposizione in ogni riquadro del relativo numero dei modelli allegati (riportando il valore 0 per le tipologie di certificazione/dichiarazione non presentate)

(DC)	(DI)	(CI)
------	------	------

- ☐ **4.I)** n° produzione, trasformazione, trasporto, distribuzione e di utilizzazione dell'ENERGIA ELETTRICA;
- ☐ **4.II)** n° protezione contro le SCARICHE ATMOSFERICHE;
- ☐ **4.III)** n° deposito, trasporto, distribuzione e utilizzazione, comprese le opere di evacuazione dei prodotti della combustione e di ventilazione ed aerazione dei locali, di GAS, ANCHE IN FORMA LIQUIDA, COMBUSTIBILI O INFIAMMABILI O COMBURENTI;
- ☐ **4.IV)** n° deposito, trasporto, distribuzione e utilizzazione, comprese le opere di evacuazione dei prodotti della combustione e di ventilazione ed aerazione dei locali, di SOLIDI E LIQUIDI COMBUSTIBILI O INFIAMMABILI O COMBURENTI;
- ☐ **4.V)** n° RISCALDAMENTO, CLIMATIZZAZIONE, CONDIZIONAMENTO E REFRIGERAZIONE, comprese le opere di evacuazione dei prodotti della combustione, e di VENTILAZIONE ED AERAZIONE DEI LOCALI;
- ☐ **4.VI)** n° ESTINZIONE O CONTROLLO incendi/esplosioni di tipo automatico e manuale;
- ☐ **4.VII)** n° CONTROLLO DEL FUMO E CALORE;
- ☐ **4.VIII)** n° RIVELAZIONE di fumo, calore, gas e incendio e SEGNALAZIONE ALLARME;

Sigla del professionista

5. ALTRA EVENTUALE DOCUMENTAZIONE

☐ n°		
	Indicare n° documenti	(specificare tipologia documenti)
☐ n°		
	Indicare n° documenti	(specificare tipologia documenti)

N.B. :La distinta deve essere compilata in ogni sua parte, mediante l'apposizione in ogni riquadro del relativo numero dei modelli allegati (riportando il valore 0 per le tipologie di certificazione/dichiarazione non presentate)

Data

Timbro
Professionale

Firma del professionista

Rif. Pratica VV.F. n.

Spazio per protocollo

marca da
bollo
(solo sull'originale)

AL COMANDO PROVINCIALE DEI VIGILI DEL FUOCO DI

Provincia	
Il sottoscritto	Cognome Nome
domiciliato in	indirizzo n. civico c.a.p. comune
provincia	C.F. codice fiscale della persona fisica
telefono	indirizzo di posta elettronica indirizzo di posta elettronica certificata
nella sua qualità di	qualifica rivestita (titolare, legale rappresentante, amministratore, etc.)
della	ragione sociale ditta, impresa, ente, società, associazione, etc.
con sede in	indirizzo n. civico c.a.p.
comune	provincia telefono
indirizzo di posta elettronica	indirizzo di posta elettronica certificata
responsabile dell'attività sotto indicata	

CHIEDE

ai sensi dell'art. 8 del DPR 01/08/2011 n. 151 il

NULLA OSTA DI FATTIBILITA'

per i lavori di:

☐ nuovo insediamento
(barrare con ☒ il riquadro di interesse)

☐ modifica attività esistente

relativi all'attività principale:

tipo di attività (albergo, scuola, etc.)
sita in
indirizzo n. civico c.a.p.
comune provincia telefono

Le attività oggetto della istanza sono individuate¹ ai n./sotto classe/ cat.:

La documentazione tecnico progettuale è sottoscritta da:

Titolo professionale	Cognome	Nome
iscritto all'Albo professionale dell'Ordine/Collegio di	n. iscrizione	
con Ufficio in	indirizzo	n. civico
c.a.p.	comune	provincia
telefono	indirizzo di posta elettronica	indirizzo di posta elettronica certificata

¹ Riportare il numero e la categoria corrispondente (B/C) individuata sulla base dell'elenco contenuto nell'Allegato I del DPR 01/08/2011 n.151 e la sottoclasse di cui al Decreto del Ministro dell'Interno del 7-8-2012.

L'istanza è limitata ai seguenti aspetti di prevenzione incendi: (barrare una o più caselle)

- ☐ ubicazione;
- ☐ comunicazioni e separazioni;
- ☐ accesso all'area ed accostamento dei mezzi di soccorso;
- ☐ caratteristiche costruttive e lay-out (distanziamenti, separazioni, isolamento);
- ☐ resistenza al fuoco;
- ☐ reazione al fuoco;
- ☐ compartimentazione;
- ☐ vie esodo;
- ☐ sistema di controllo dei fumi naturale o meccanico;
- ☐ aree ed impianti a rischio specifico;
- ☐ impianti elettrici di sicurezza;
- ☐ illuminazione di sicurezza;
- ☐ mezzi ed impianti di estinzione degli incendi;
- ☐ impianti di rivelazione, segnalazione e allarme;
- ☐ segnaletica di sicurezza;
- ☐ altro (specificare)_____.

INFORMAZIONI GENERALI

a) INFORMAZIONI GENERALI SULL'ATTIVITÀ PRINCIPALE E SULLE EVENTUALI ATTIVITÀ SECONDARIE SOGGETTE A CONTROLLO DI PREVENZIONE INCENDI

b) INDICAZIONI DEL TIPO DI INTERVENTO IN PROGETTO

c) INDICAZIONI RELATIVE AGLI ASPETTI DI PREVENZIONE INCENDI OGGETTO DELL'ISTANZA

Allega i seguenti documenti tecnici di progetto, debitamente firmati, coerenti con quanto previsto dall'Allegato I al Decreto del Ministro dell'Interno del 7-8-2012, che evidenzino gli aspetti di prevenzione incendi oggetto della istanza:

- Relazione tecnica (n. fascicoli:)
- Elaborati grafici (n. elaborati:)

N.B.: la compilazione della distinta di versamento e' obbligatoria.	Attestato di versamento n. _____ del _____ intestato alla
	Tesoreria Provinciale dello Stato di _____ ai sensi del DLgs 139/2006
	per un totale di € _____ così distinte:
	attività n. _____ Sottocl./ categoria ² € _____
	attività n. _____ Sottocl./ categoria € _____
	attività n. _____ Sottocl./ categoria € _____
	attività n. _____ Sottocl./ categoria € _____
	attività n. _____ Sottocl./ categoria € _____

Eventuale diverso indirizzo presso il quale si chiede di inviare la corrispondenza:

Cognome		Nome	
indirizzo	n. civico	c.a.p.	comune
provincia			
telefono	indirizzo di posta elettronica		indirizzo di posta elettronica certificata

Data _____ Firma _____

N.B.: La firma deve essere apposta alla presenza di pubblico ufficiale addetto alla ricezione. In alternativa, la richiesta può essere presentata da altra persona o inoltrata a mezzo posta; in tali casi, alla richiesta deve essere allegata fotocopia del documento di riconoscimento del richiedente (D.P.R. 445/2000).

<i>Spazio riservato al delegante</i>			
Il sottoscritto, per il ritiro del parere o per i chiarimenti tecnici in ordine alla presente istanza, delega il/la sig. _____			
Titolo professionale	cognome	nome	
domiciliato in _____ via - piazza _____			
n. civico	c.a.p.	comune	
provincia	telefono		
Data	Firma		

N.B.: La firma deve essere apposta alla presenza di pubblico ufficiale addetto alla ricezione. In alternativa, la richiesta può essere presentata da altra persona o inoltrata a mezzo posta; in tali casi, alla richiesta deve essere allegata fotocopia del documento di riconoscimento del richiedente (D.P.R. 445/2000).

<i>Spazio riservato al Comando Provinciale VVF</i>	
Ai sensi dell'art. 38 del DPR 445/2000, io sottoscritto _____	
addetto incaricato con qualifica di _____, in data ____/____/____ a mezzo documento _____	
n. _____ rilasciato in data ____/____/____ da _____	
ho proceduto all'accertamento dell'identità personale del sig. _____	
che ha qui apposto la sua firma alla mia presenza.	
Data ____/____/____	Firma _____

² Al fine di definire il relativo importo, riportare il numero e la categoria corrispondente (B/C) individuata sulla base dell'elenco contenuto nell'Allegato I del DPR 01/08/2011 n. 151 e la sottoclasse di cui al Decreto del Ministro dell'Interno del 7-8-2012.

La Verifica di stabilità degli alberi

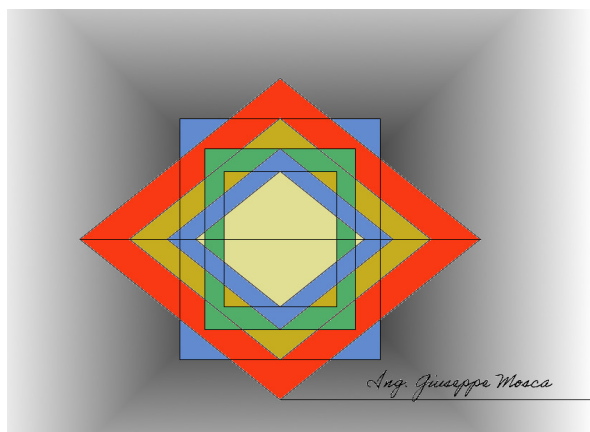
1- Introduzione

2- Il rilievo ed il VTA

3- Il calcolo statico degli alberi

4- La potatura

5- Conclusioni



Ing. Giuseppe Mosca



N.B. Mi scuso a priori di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

La valutazione della stabilità degli alberi è importante soprattutto per piante situate nei centri abitati che interessano la incolumità delle persone al fine di stabilire se debbano essere potati, tagliati e reimpiantati. Gli stessi boscaioli dovrebbero fare delle verifiche di stabilità e decidere di tagliare in aperta campagna quegli alberi più ammalorati ovvero meno stabili. La verifica VTA consiste nell'esame visivo dell'albero del suo rilievo è redatta da agronomi ma può essere eseguita una verifica strutturale dell'albero sollecitato dalle azioni del vento e quindi stabilire in base alle sue caratteristiche di resistenza il volume della potatura o ancora se deve essere tagliato poichè può interessare la incolumità delle persone. Tali verifiche vanno depositate agli uffici della forestale che svolgono anche una funzione di controllo in materia di edilizia antisismica ed abusivismo edilizio. Gli alberi hanno una valenza paesaggistica il taglio degli stessi si palesa come danno ambientale inoltre degli alberi secolari hanno un valore ambientale intrinseco per cui se sono strutturalmente poco stabili conviene orientarsi verso la potatura se poi devono essere tagliati obbligatoriamente essendo di intralcio soprattutto nelle strade poiché interessano la sicurezza ed i relativi incidenti con le auto, conviene far fronte al danno ambientale avendo cura di reimpiantare anche in numero maggiore gli alberi tagliati; questi sono in genere i compiti degli uffici forestali ma soprattutto della industria del legno che tramite contributi dello stato dovrebbe creare un indotto produttivo boschivo. Se poi si pensa ai danni provocati dagli incendi nei periodi estivi soffermarci al taglio degli alberi sembra un pò inappropriato; prima di insegnare a non staccare rami si dovrebbe raggiungere la consapevolezza di non incentivare focolai dannosi per far posto a nuove costruzioni.

2- Il rilievo ed il VTA

La valutazione di stabilità prende in considerazione l'albero nei suoi elementi anatomici e consta di quattro fasi:

- *Anamnesi*
- *Diagnosi*
- *Prognosi*
- *Prescrizioni*

L'anamnesi è un esame visivo dell'albero volto ad individuare sintomo danni difetti morfologici ed altre anomalie che abbiano ripercussioni dirette sulla stabilità dell'albero. L'analisi visiva consiste sempre in un'ispezione dettagliata dell'albero e della stazione in cui esso vegeta. Ciò richiede che il valutatore si muova intorno a tutto l'albero, osservando il sito, il colletto, il tronco e i rami. L'analisi visiva può includere l'uso di semplici strumenti al fine di acquisire ulteriori informazioni in merito alle condizioni dell'albero ed ai suoi difetti. L'analisi visiva consiste ordinariamente in una ispezione svolta a terra; i fattori interni dell'albero, al di sotto del piano campagna, o in quota, nella porzione superiore delle chioma, possono essere non visibili o

di difficile valutazione e quindi possono rimanere indeterminati. Indagini di natura visuale effettuate in chioma o ispezioni a livello radicale sono da considerarsi alla stregua di approfondimenti strumentali. Quando il quadro diagnostico ottenuto con l'analisi visiva non è chiaro è opportuno sottoporre l'albero ad un approfondimento di indagine di tipo strumentale. L'analisi strumentale è eseguita sui punti dell'albero che mostrano difetti strettamente correlati con una significativa propensione al cedimento. L'analisi strumentale, comunque realizzata, è una parte della valutazione, ma non è la valutazione stessa; l'evidenza strumentale deve essere interpretata alla luce di quanto evidenziato con l'analisi visiva ed è finalizzata a confermare il giudizio di stabilità. La tipologia e la quantità di analisi strumentali sono definite dal valutatore; la scelta deve essere orientata secondo il criterio del minimo danno per l'albero e della rappresentatività delle stesse. Quando eseguite, le analisi strumentali dovranno essere ripetibili e fornire dati associati e riconducibili chiaramente alle porzioni anatomiche che sono state analizzate. La valutazione di stabilità di un albero si conclude con l'attribuzione della classe di propensione al cedimento (si fa riferimento Classi di Propensione al Cedimento della S.I.A.) ed è riferibile solo alle caratteristiche strutturali dell'albero indipendentemente dal bersaglio che attiene alla valutazione del rischio e potrà essere considerata separatamente se richiesto dal committente.

La valutazione di stabilità ha una validità temporale e fissata a discrezione del valutatore. Tale validità (turno di ricontrollo) non potrà essere superiore a quanto indicato dalla classe di propensione al cedimento a cui viene attribuito l'albero.

La valutazione, tuttavia, è riferita alle condizioni verificate al momento del rilievo; la validità temporale della valutazione, quindi, coincide con il turno di ricontrollo, fatto salvo il verificarsi di cambiamenti di condizioni per eventi meteorologici estremi, l'insorgenza di patologie o lo svolgimento di attività sull'albero o intorno ad esso, che possono modificare, successivamente alla valutazione, le condizioni e la propensione al cedimento dell'albero stesso. L'abbattimento di soggetti morti o fortemente deperienti con scarse prospettive di vita può essere prescritto, purché tale parere venga espresso con le motivazioni che gli sono proprie.

Le quattro fasi della valutazione di stabilità (anamnesi, diagnosi, prognosi, prescrizioni) devono essere adeguatamente descritte in una specifica relazione tecnica, data e sottoscritta dal rilevatore.

La relazione tecnica relativa all'indagine di stabilità deve contenere almeno:

- la descrizione della metodologia, delle procedure operative e della eventuale strumentazione utilizzate;*
- la descrizione degli elementi individuati e ritenuti critici che permettano di comprendere la situazione fisiologica e strutturale dell'albero; tale descrizione può essere restituita anche sotto forma di schede cartacee o digitali, anch'esse datate e sottoscritte dal rilevatore;*
- la localizzazione degli eventuali punti di sondaggio, qualora l'albero sia stato verificato anche strumentalmente; i referti strumentali prodotti dovranno essere allegati alla relazione o alle singole schede pianta.*
- adeguati elaborati grafici e fotografici, se pattuiti con il committente;*
- la Classe di Propensione al Cedimento salvo i casi in cui è possibile ometterla ed un giudizio*

sintetico sulle condizioni di stabilità degli alberi indagati;

- prescrizioni arboricole tecniche-operative dettagliate, miranti alla riduzione della propensione al cedimento dell'albero esaminato, in conformità a quanto previsto dal protocollo sulle classi di propensione al cedimento;

Nel caso specifico della Classe di Propensione al Cedimento C/D, la pianta dovrà essere assoggettata a rivalutazione a posteriori con emissione di nuova classe.

Le prescrizioni impartite dal valutatore dovranno essere compatibili con la dignità dell'albero, intesa come integrità biologica e funzionale dello stesso, essere commisurate alle caratteristiche della specie botanica, allo stadio fisiologico ed alle sue condizioni fitosanitarie, ed essere coerenti con l'obiettivo di riduzione della propensione al cedimento della pianta. Tutte le prescrizioni, cure colturali e interventi operativi dovranno fare riferimento alla moderna arboricoltura; in nessun caso la capitozzatura può costituire intervento colturale valido ai fini della riduzione della propensione al cedimento. In assenza di interventi corretti realizzabili, il valutatore potrà prescrivere l'abbattimento dell'albero, fornendo adeguate motivazioni.

3- Il calcolo statico degli alberi

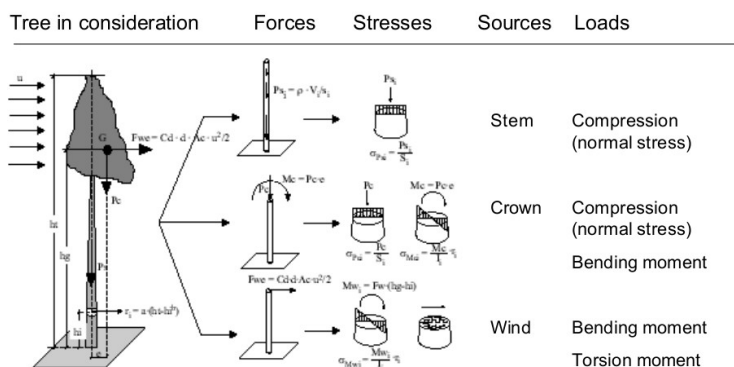
Le verifiche da eseguire sul tronco sono :

- compressione semplice (carico verticale)
- pressoflessione (vento + carico verticale asimmetrico)
- taglio (vento)
- torsione (asimmetria della chioma)
- deformabilità dinamica
- ribaltamento globale (radici e volume significativo di terreno)

Per l'esecuzione di queste verifiche molto semplici è necessario rilevare l'albero stabilirne la superficie il volume della chioma e quindi il carico verticale ovvero il peso dei rami.

2. Mechanical theory

Schematic representation of the mechanic model.



L'azione del vento è quella riportata nelle NTC 2018 variabile con l'altezza dell'albero; gli alberi sollecitati dalle azioni del vento oscillano sensibilmente, esistono delle strumentazioni in grado di rilevare i movimenti degli alberi e determinare nel tronco il relativo stato di sollecitazione. Una verifica della deformabilità può essere eseguita tramite un'analisi dinamica dell'albero tenendo presente le variazioni della sezione del tronco in altezza tramite un software FEM discretizzando l'albero in conci aventi sezione costante; le equazioni del moto sono le solite scritte in forma matriciale

$$M \cdot X'' + K \cdot X = F_v \text{ (azione del vento)}$$

trascurando gli effetti viscosi

Le verifiche vanno eseguite alle tensioni ammissibili con i metodi della scienza delle costruzioni sono puntuali e combinano tra di loro le tensioni utilizzando ad esempio un criterio di resistenza

$$(\sigma_{xx})^2 + (\sigma_{yy})^2 + (\sigma_{zz})^2 + \sigma_{xx} \cdot \sigma_{yy} + \sigma_{xx} \cdot \sigma_{zz} + \sigma_{zz} \cdot \sigma_{yy} + 3 \cdot [(\tau_{xy})^2 + (\tau_{xz})^2 + (\tau_{yz})^2] \leq (f_{md})^2$$

con asse Z coincidente con l'asse verticale dell'albero

$$(\sigma_{zz})^2 + 3 \cdot [(\tau_{xz})^2 + (\tau_{yz})^2] \leq (f_{md})^2$$

σ_{zz} deriva dalla compressione semplice e pressoflessione

$\tau_{xz}; \tau_{yz}$ derivano dalla torsione e dal taglio

$$\sigma_{zz} = P/A \pm M/I \cdot y$$

per il taglio si utilizza la formula di Jourawsky determinando la tensione tangenziale sulla fibra baricentrica, mentre per la torsione si utilizza una formula per sezione circolare;

$$\tau = V/I \cdot S_x/D \quad \text{Jourawsky}$$

$$\tau_{xz} = M_t/I_p \cdot y; \quad \tau_{yz} = M_t/I_p \cdot x; \quad \text{torsione}$$

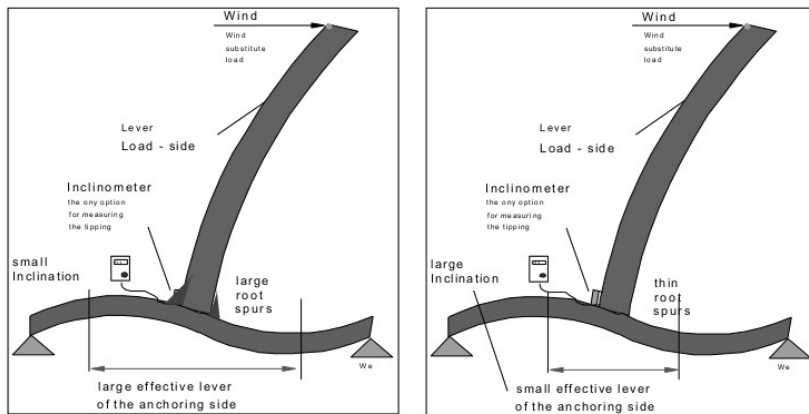
si potrebbe considerare per la verifica a compressione semplice il confinamento ovvero l'effetto cerchiante degli anelli del tronco e quindi utilizzare un valore della tensione ammissibile a compressione maggiorata.

La verifica di deformabilità consiste nel valutare gli spostamenti del tronco in sommità, imponendo delle limitazioni in base all'esperienza alle oscillazioni orizzontali.

La verifica di instabilità va eseguita per azioni orizzontali considerando l'effetto P-Δ poichè siamo in regime di grandi spostamenti, vanno considerati gli effetti del secondo ordine da inserire nell'analisi dinamica

$$M \cdot X'' + (K - N/L) \cdot X = F_v$$

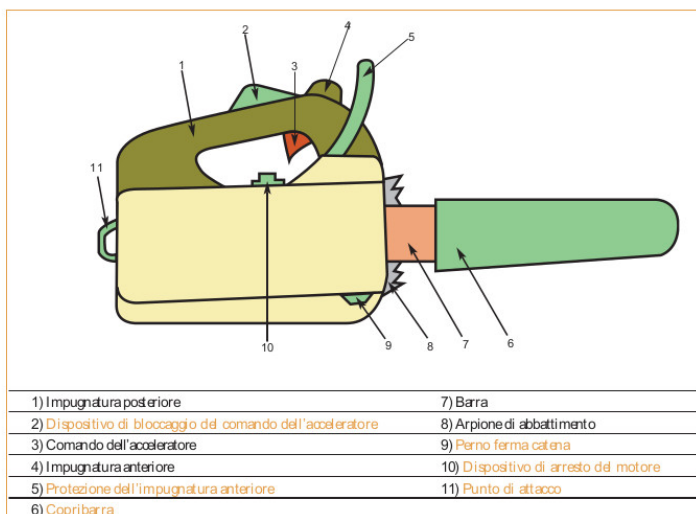
Per il ribaltamento globale dell'albero si fa riferimento allo schema statico riportato in figura individuando il volume significativo di terreno interessato dalle radici considerando una interazione dinamica terreno -albero



4- La potatura

Se le verifiche strutturali non sono soddisfatte prima di decidere di abbattere l'albero provvedimento da prendere se il tronco presente degli ammaloramenti dei difetti evidenti che scaturiscono dalla fase di anamnesi conviene prevedere una potatura con riduzione del volume della chioma regolarizzazione eliminando le eccentricità verticali ed orizzontali. La potatura è importante poiché riduce la superficie investita dalle azioni del vento e quindi la forza orizzontale agente sull'albero che incrementa notevolmente le oscillazioni e le tensioni nel tronco.

Per la potatura vanno osservate delle norme di sicurezza poiché vi è un rischio di caduta dall'alto si utilizza una attrezzatura come la motosega; in merito vi sono le linee guida dell'ISPESL per l'utilizzo in sicurezza delle motoseghe portatili per potatura.



5- Conclusioni

In questi appunti si sono volute dare delle semplici indicazioni per chi decide di valutare la stabilità degli alberi essendo una competenza degli agronomi forestali che hanno nozioni di scienza delle costruzioni e non rientra nei compiti della ingegneria civile-edile. I boschi sono tutelati dal corpo forestale dello stato quindi qualsiasi decisione che si prende in merito al taglio di alberi va concordata con gli uffici della forestale e gli uffici ambientali del comune poiché vengono applicate delle sanzioni se non si hanno le necessarie autorizzazioni con applicazione del codice penale. Il danno che deriva dal taglio degli alberi consiste in una alterazione del paesaggio e in un danno ambientale, però se l'albero non è stabile ovvero interessa la pubblica incolumità può essere abbattuto. Il taglio di alberi nei boschi rientra nella prassi normale di rinnovamento della vegetazione è regolato da normative regionali e può essere eseguito con i relativi permessi acquistando zone di bosco per ricavare biomasse da utilizzare per impianti di riscaldamento.

Bibliografia

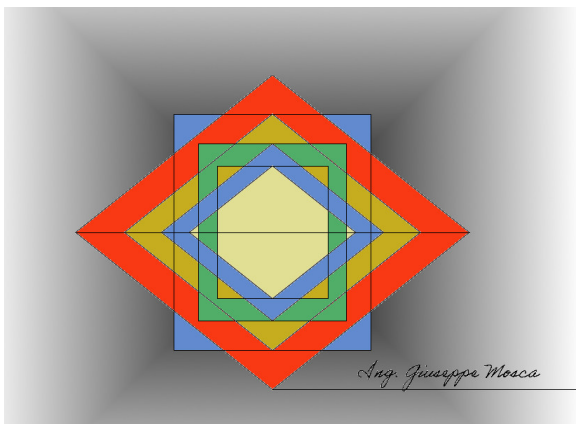
Introduction to Tree Statics & Static Assessment Petr Horáček

Linee guida dell'ISPESL per l'utilizzo in sicurezza delle motoseghe portatili per potatura.

Protocollo S.I.A. sulla valutazione di stabilità degli alberi

Il solaio

- 1-Introduzione*
- 2-Le funzioni del solaio*
- 3-Il solaio in legno*
- 4-Il solaio in legno a doppia orditura*
- 5-Il solaio in acciaio*
- 6-Il solaio in alluminio*
- 7-I solai ibridi lega metallica -legno*
- 8-Il solaio in cemento armato*
- 9-Le predalles in cls e laterizio*
- 10-I solai in c.a. con blocco cassero*
- 11-I solai in c.a. a doppia orditura*
- 12-I solai alveolari in cls*
- 13- I solai a fungo in c.a.*
- 14-I solai in vetro*
- 15-Il solaio Bcore*
- 16-Il solaio alveolare in plastica per coperture*
- 17-Particolari costruttivi*
- 18-I solai negli edifici esistenti.*
- 19-Conclusioni*



Mi scuso a priori di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti.

1-Introduzione

Il solaio rappresenta l'elemento strutturale di separazione tra i due piani dell'edificio, ha varie funzioni oltre quella di sopportare i carichi verticali presenti nel piano dell'edificio, in zona sismica di ripartire le azioni orizzontali in maniera uniforme sugli elementi strutturali verticali rendendo reale la modellazione di calcolo. Ha una funzione di isolamento termico ed acustico tra i piani adiacenti inoltre può essere utilizzato per gli impianti tecnologici cosa che accade per l'impianto di riscaldamento a pavimento. Nelle scuole superiori quali istituti tecnici per geometri, anche nelle università rappresenta il primo elemento strutturale dell'edificio del quale viene insegnata la metodologia di calcolo, ovvero prima di calcolare, travi, pilastri ect si insegna come calcolare un solaio forse per una sua funzione didattica e di apprendimento. Esistono varie tipologie di solai, si passa da quelli presenti in edifici in muratura esistente quali travi in ferro e voltine in laterizio, o ancora solai con travi di legno e tavolato, per passare a solai di nuovi edifici funzione soprattutto del sistema resistente strutturale e della tipologia di materiale impiegato. Le luci usuali dei solai non superano i 5 metri, per i quali il solaio ha dimensioni contenute, se poi si passa a luci maggiori si utilizzano pannelli prefabbricati in calcestruzzo alleggeriti o precompressi, o ancora solette di calcestruzzo in opera precomprese. Ovviamente per grandi luci si pone il problema della deformabilità flessionale del solaio interviene la verifica allo stato limite di vibrazione, poiché utilizzare un solaio di piano svolgere in esso le varie attività siano essere residenziali o lavorative nel quale al movimento delle persone il solaio oscilla fastidiosamente lo stesso solaio diventa inutilizzabile. E' importante quindi la rigidezza flessionale ovvero l'altezza complessiva del solaio ed il materiale utilizzato con il relativo modulo elastico; nelle modellazioni di strutture per edifici si è solito fare la ipotesi di impalcato rigido, per la ripartizione delle forze orizzontali che può essere agevolmente superata dai vari software Fem esistenti concentrando le masse nei nodi ai fini dell'analisi dinamica ipotizzando che il nostro impalcato sia deformabile. Quando si esegue il calcolo dell'edificio è sempre opportuno eseguire una verifica dell'impalcato sia in termini di rigidezza che di resistenza per verificare la adeguatezza del modello di calcolo. In Italia nella normale pratica edilizia si è solito utilizzare solai a semplice orditura in altre nazioni quali Germania si utilizzano solai a doppia orditura in modo da avere una migliore ripartizione dei carichi verticali sulle travi senza utilizzare la disposizione a scacchiera per le orditure dei solai e avere una maggiore resistenza e rigidezza funzione del modello di calcolo a piastra e non a trave. La messa in opera di un solaio a doppia orditura è più laboriosa, poiché se non vi è un cassero a perdere bisogna disporre all'intradosso del solaio un tavolato continuo, non potendo disporre i normali travetti precompressi i calcestruzzo sorretti dai cristi verticali, per cui si un maggiore onere lavorativo con aumento dei costi da parte della impresa. Esistono moltissime tipologie di solai che vedremo nei paragrafi seguenti realizzati con materiali differenti in gradi di coprire anche grandi luce, ovviamente la scelta del tipo di solaio da utilizzare dipende dalla struttura portante, dallo schema strutturale e dai materiali utilizzati.

2-Le funzioni del solaio

Le funzioni strutturali essenziali di un solaio di interpiano le possiamo sintetizzare nella richiesta adeguata di rigidezza flessionale ed assiale, la prima necessaria per ridurre la deformazione ovvero frecce contenute nei limiti imposti dalla normativa, la seconda per garantire la ipotesi di impalcato rigido posta a base del calcolo, strutturale dell'edificio stesso. Ovviamente il solaio rigido flessionalmente deve essere in grado di sopportare i carichi verticali, viene richiesto il requisito della leggerezza ovvero di non avere solai molto pesanti che aumentano le forze sismiche essendo azioni inerziali soprattutto per edifici con molti piani. Volendo eseguire una analisi dei carichi verticali sui un solaio distinguiamo tre tipologie di carico

Peso proprio G_K
Carico permanente G_{SK}
Carico accidentale Q_K

Il peso proprio G_K dipende dal materiale che si utilizza per l'elemento strutturale il solaio, funzione essenzialmente della sua densità o peso specifico.

Il carico permanente G_{SK} è il massetto, l'intonaco all'intradosso o la controsoffittatura, il peso del pavimento i tramezzi, funzione dei singoli materiali utilizzati e del relativo spessore, esistono massetti leggeri di modesto spessore.

Il carico accidentale Q_K dipende essenzialmente dalla destinazione d'uso:

Solai residenziali	200 daN/mq
Uffici non aperti al pubblico	200daN/mq
Uffici aperti al pubblico	300 daN/mq
Scuole, caffè, ristoranti	300 daN/mq
Sale conferenze, Cinema aule università	400 daN/mq
Musei, alberghi ospedali	500 daN/mq
Sale da ballo, palazzetti dello sport tribune	500 daN/mq
Negozi centri commerciali	500 daN/mq

Oltre il carico distribuito sul solaio di considera un carico concentrato su una impronta quadrata 5x 5 cm, attraverso il quale eseguire una verifica a punzonamento del solaio

Solai residenziali	200 daN
Uffici non aperti al pubblico	200 daN
Uffici aperti al pubblico	200 daN
Scuole, caffè, ristoranti	300 daN
Sale conferenze, Cinema aule università	400 daN
Musei, alberghi ospedali	500 daN
Sale da ballo, palazzetti dello sport tribune	500 daN
Negozi centri commerciali	500 daN

Per i solai di copertura è necessario considerare il carico da neve funzione della zona geografica e della altitudine sul livello del mare :

$$Q_s = Q_{sk} * C_e * C_t * \mu$$

Q_{sk} valore di riferimento della neve al suolo

C_e Coefficiente di esposizione

C_t coefficiente termico

μ Coefficiente di forma della copertura

I coefficienti parziali da utilizzare per le varie combinazioni di carico

Stato limite ultimo

$$\gamma_{G1} * G_K + \gamma_{G2} * G_{SK} + \gamma_{Q1} * Q_1$$

$$\gamma_{G1} * G_K + \gamma_{G2} * G_{SK} + \gamma_{Q1} * Q_1 + \gamma_P * P \text{ per solai precompressi}$$

$$Q = 1,3 * G_1 + 1,5 * G_2 + 1,5 * Q_1$$

Stato limite di esercizio , freccia e oscillazione

$$Q = G_K + G_{SK} + Q_1$$

se la struttura è precompressa

$$G_1 + G_2 + P + Q_1$$

Volendo ridurre il peso del solaio si può intervenire sul materiale costituente l'elemento strutturale utilizzando legno, acciaio , alluminio; sull'elemento di riempimento anziché pignatta in laterizio blocco in polistirolo o addirittura vuoto, sul carico permanente ovvero sulla densità e spessore del massetto e pavimento , modifica dello schema statico passando dalla semplice alla doppia orditura. Ovviamente il carico verticale sarà tanto minore quanto più contenute sono le dimensioni in generale l'altezza del solaio. Un altro carico molto importante è la incidenza tramezzi, funzione del loro spessore e del materiale se ne determina il peso a metro lineare

$$G = 1,00 * t * h * \gamma_T$$

t spessore tramezzo 10÷12 cm

h altezza tramezzo 2,70 ÷ 3 m

γ_T peso specifico tramezzo 600 daN/mc per laterizio

Le NTC in una tabella forniscono il carico verticale distribuito da applicare

per elementi divisori con		$G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m} : g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2;$
per elementi divisori con	$1,00 <$	$G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m} : g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2;$
per elementi divisori con	$2,00 <$	$G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m} : g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2;$
per elementi divisori con	$3,00 <$	$G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m} : g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2;$
per elementi divisori con	$4,00 <$	$G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m} : g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2.$

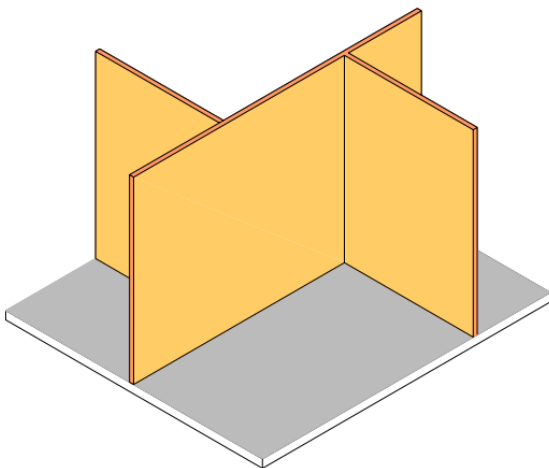
pari ad 1,5 volte il peso complessivo della tramezzatura presente nella maglia di solaio

$$g = 1.5 * G * L / A$$

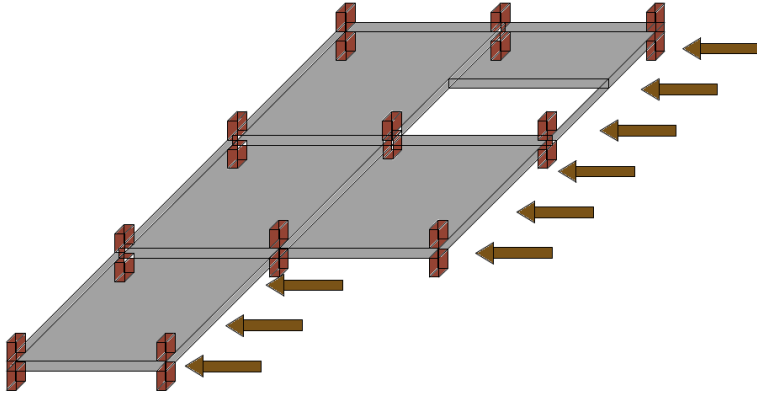
G peso a metro lineare del tramezzo

A area della maglia di solaio

L lunghezza complessiva dei tramezzi



In funzione del carico verticale di calcolo agente sul solaio si eseguono le verifiche statiche e di deformabilità flessionali e taglianti atte a garantire la sicurezza del solaio ed il suo corretto utilizzo. Per quanto concerne la rigidità assiale dell'impalcato in zona sismica le norme tecniche sulle costruzioni NTC 2018 impongono la realizzazione di una soletta di calcestruzzo di adeguato spessore almeno 5 cm, per cui vengono costruiti solai misti legno-clc , acciaio-clc . Si può derogare a questa soletta in cemento armato utilizzando attraverso l'utilizzo di tavolati per solai in legno ,di pannelli in legno , comunque al fine di consentire una perfetta ripartizione delle azioni sismiche orizzontali sugli elementi di controvento è necessario ancorare e collegare perfettamente la soletta e i travetti agli elementi strutturali adiacenti quali pareti e travi. La verifica dell'impalcato si pone come obiettivo la valutazione della resistenza del solaio e della sua rigidità assiale utilizzando differenti modellazioni e schemi di calcolo , in generale nell'applicare una forza sismica di piano distribuita equilibrata dalle reazioni vincolari degli elementi strutturali verticali come riportato nella figura seguente :



L'impalcato nei suoi elementi strutturali quali travi, soletta di solaio travetti sollecitato dalla azione sismica di piano è in equilibrio con i tagli nei singoli pilastri ed elementi di controvento , per cui in esso può essere determinato attraverso modellazioni Shell lo stato tensionale in ogni punto e la deformazione , quindi eseguire le relative verifiche valutando la compatibilità delle deformazioni e delle tensioni.

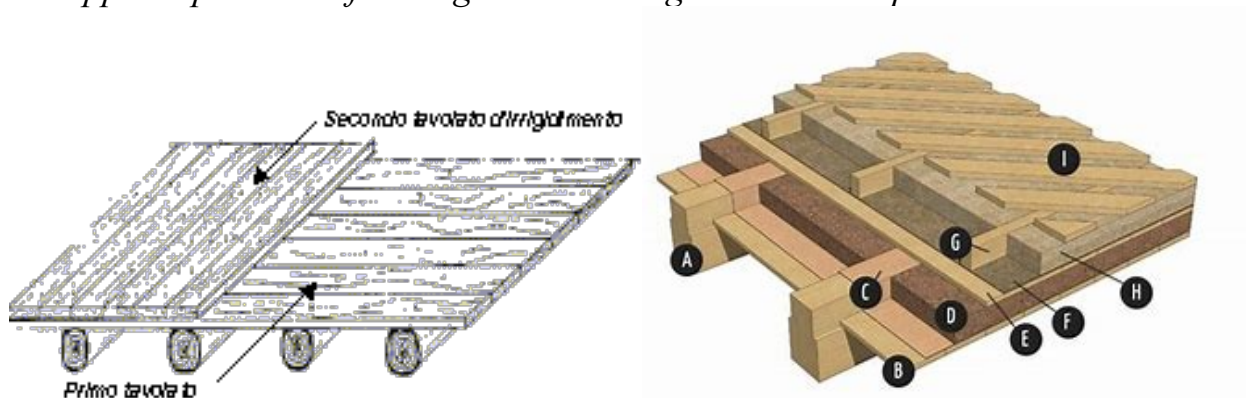
3-Il solaio in legno

Esistono differenti tipologie di solai in legno :

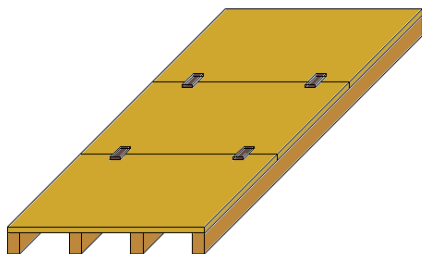
- Travetti e tavolato o pannello
- Travetti tavolato e soletta cls
- Pannello Xlam
- Solaio cassettonato.

-Travetti con tavolato o pannello

Il solaio in legno viene realizzato con travetti posti ad interasse di 50÷60 cm e tavolato doppio superiore al fine di garantire la rigidezza dell'impalcato.



Il tavolato incrociato ortogonale per la presenza dei giunti tra le tavole è praticamente inefficace ai fini della rigidità assiale poiché sono consentiti gli spostamenti orizzontali nelle due direzioni. Al fine di evitare tali spostamenti e che l'irrigidimento del solaio sia efficace si dispone un doppio tavolato incrociato a 45° che limita ed impedisce gli spostamenti orizzontali in direzione X ed Y. In fase di cantiere la posa in opera del tavolato diagonale si rivela onerosa e costosa vi sono sfridi ovvero sprechi di legno e si impiega più tempo per cui è conveniente utilizzare per ridurre i tempi della messa in opera e quindi i costi utilizzare direttamente un pannello Xlam o in legno spessore 5÷6 cm o pannelli in legno nella direzione ortogonale tra i travetti di larghezza 100÷120 cm ; anche tra i pannelli sono presenti dei giunti che pregiudicano la stessa rigidità assiale dell'impalcato per cui al fine di impedire gli spostamenti i pannelli vengono collegati tramite piattine metalliche di adeguata rigidità che conferiscono all'impalcato la rigidità assiale richiesta. Il calcolo dell'impalcato prevede la verifica di queste piattine metalliche che vanno disposte all'intradosso e all'estradosso dei pannelli anche per quanto concerne le deformazioni.



Il dimensionamento delle piattine metalliche al fine di ottenere per il solaio la stessa rigidità assiale in direzione X ed Y può essere eseguito eguagliando le due rigidità

$$E_{LP} * A_P = n * E_{LT} * A_T + n_S * E_{ST} * A_S; \quad A_S = [E_{LP} * A_P - n * E_{LT} * A_T] / (n_S * E_{ST})$$

dove :

E_{LP} modulo elastico pannello in legno

A_P area complessiva sezione pannelli

n numero di travetti

E_{LT} modulo elastico travetti di legno

A_T area travetto

n_S numero di piattine lungo una fila

E_{ST} modulo elastico acciaio

A_S area piattina

l lunghezza piattina direzione ortogonale alla sezione

La verifica di resistenza $F_{SD} \leq F_{RD}$

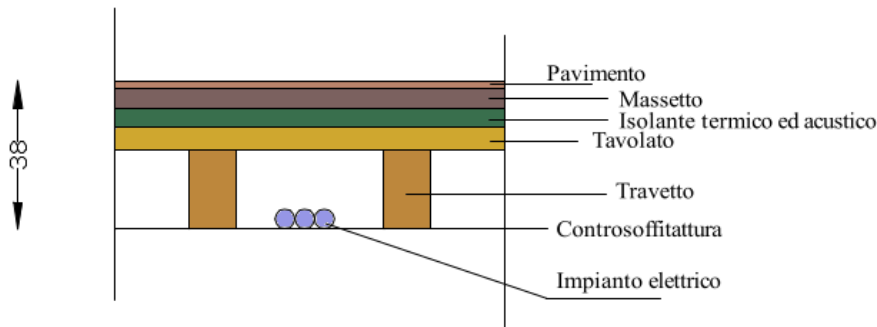
F_{SD} azione sismica orizzontale complessiva nella direzione delle piattine

$F_{RD} = f_{yd} * n_S * A_S$ resistenza assiale di una fila di piattine

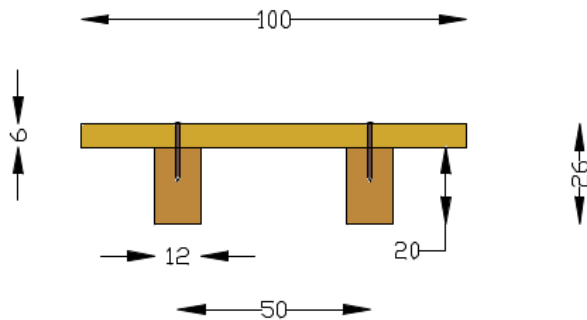
Lo spostamento nella direzione piattine $\delta = F_{SD} * l / (n_S * E_{ST} * A_S)$

-Calcolo di un solaio in legno di luce 5 m.

I travicelli in legno sono posti ad interasse di 50 cm , la sezione del solaio per una striscia di solaio avente larghezza 100 cm è indicata in figura :



La sezione resistente del solaio



Lo schema statico è quello di trave su due appoggi, il calcolo viene eseguito allo stato limite ultimo ed allo stato limite di esercizio per la verifica della freccia e delle vibrazioni.

$$\begin{aligned} SLU & Q = 1,3 * G_1 + 1,5 * G_2 + 1,5 * Q_1 \\ SLE & Q = G_1 + G_2 + Q_1 \end{aligned}$$

Caratteristiche del legno C24

Proprietà meccaniche
in conformità alla UNI EN 338

Classi di resistenza	Conifere											
	C14	C16 (S7)*	C18	C20	C22	C24 (S10)*	C27	C30 (S13)*	C35	C40	C45	C50
ρ_k [kg/m³]	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
$f_{m,k}$ [N/mm²]	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
$f_{t,0,k}$ [N/mm²]	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
$f_{t,90,k}$ [N/mm²]	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$f_{c,0,k}$ [N/mm²]	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
$f_{c,90,k}$ [N/mm²]	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
$f_{v,k}$ [N/mm²]	1,7	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	2,8	3,0	3,4	3,8	3,8	3,8
$E_{0,mean}$ [N/mm²]	7000	8000	9000	9500	10000	11000	11000	12000	13000	14000	15000	16000
$E_{90,mean}$ [N/mm²]	230	270	300	320	330	370	380	400	430	470	500	530
$E_{0,05}$ [N/mm²]	4700	5400	6000	6400	6700	7400	8000	8000	8700	9400	10000	10700
G_{mean} [N/mm²]	440	500	560	590	630	690	720	750	810	880	940	1000

* ... classi corrispondenti secondo ÖNORM DIN 4074-1

La generica caratteristica $X_d = K_{mod} * X_K / \gamma_M$

X_k è il valore caratteristico della proprietà del materiale. Il valore caratteristico X_k , nel caso di elementi strutturali a sezione trasversale rettangolare, può essere incrementato mediante il coefficiente k_h che tiene conto delle dimensioni della sezione trasversale.

K_{mod} è il coefficiente di correzione che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. Se una combinazione comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico, si dovrà scegliere il valore di k_{mod} da utilizzare è quello corrispondente all'azione di minor durata.

Materiale	Classe di servizio	Durata del carico				
		Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno di conifera massiccio	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

$\gamma_M = 1,5$ coefficiente parziale del legno massiccio per combinazioni fondamentali

$\gamma_M = 1$ coefficiente parziale del legno massiccio per combinazione eccezionale

I parametri meccanici delle viti di acciaio utilizzate per la connessione travetto pannello

Valori caratteristici delle capacità portanti

Valori caratteristici delle capacità portanti di viti autoforanti Würth in acciaio al carbonio

Diametro esterno filettatura [mm]		3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	10,0	12,0	14,0
Valore caratteristico del momento di snervamento M_{yk} [Nm]	ASSY PLUS VG	-	-	-	-	-	9,5	-	20,0	36,0	58,0	86,0
	ASSY Isotop	-	-	-	-	-	-	-	11,0	-	-	-
	Altre viti	1,6	1,8	3,3	3,7	5,9	9,5	14,0	20,0	36,0	58,0	-
Valore caratteristico della resistenza a trazione $f_{ten,k}$ [kN]	ASSY PLUS VG	-	-	-	-	-	11,0	-	20,0	32,0	45,0	62,0
	ASSY Isotop	-	-	-	-	-	-	-	11,0	-	-	-
	Altre viti	2,8	3,0	5,0	5,3	7,9	11,0	15,0	20,0	26,0	41,0	-
Valore caratteristico della resistenza a torsione F_{tik} [Nm]	ASSY PLUS VG	-	-	-	-	-	10,0	-	23,0	45,0	75,0	115
	ASSY Isotop	-	-	-	-	-	-	-	20 ^{a)} 12 ^{b)}	-	-	-
	Altre viti	1,5	2,0	3,0	4,3	6,0	10,0	15,0	23,0	45,0	65,0	-

^{a)} Lato testa ^{b)} Parte filettata con punta

Valori caratteristici delle capacità portanti di viti autoforanti Würth in acciaio inossidabile

Diametro esterno filettatura [mm]		3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	8,0	10,0
Valore caratteristico del momento di snervamento M_{yk} [Nm]		0,9	1,4	1,9	2,3	2,8	4,4	5,5	6,8	11,0	20,0
Valore caratteristico della resistenza a trazione $f_{ten,k}$ [kN]		1,8	2,4	3,1	3,6	4,2	5,9	7,1	8,3	12,0	18,8
Valore caratteristico della resistenza a torsione F_{tik} [Nm]		0,85	1,35	2,00	2,6	3,3	5,0	6,4	7,5	16,0	30,0



Il comportamento della sezione travicello-pannello è quello di una trave composta legno-legno la cui inerzia non è data dalla somma della inerzia dei travetti e del pannello ma compresa tra i due valori

$$I = I_1 + I_2 \quad ; \quad I = I_1 + I_2 + A_1 * d_1^2 + A_2 * d_2^2$$

La connessione viene realizzata in cantiere tramite viti molto rapidamente e siamo di

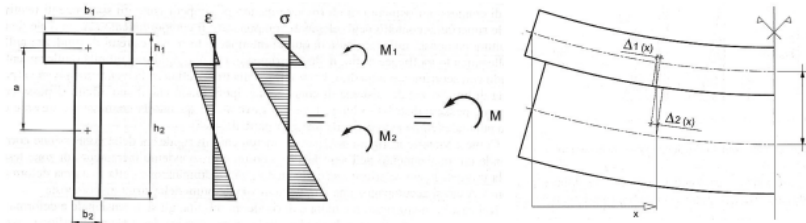
fronte ai due comportamenti limite:

-Connessione di rigidezza nulla $K=0$

-Connessione di rigidezza infinita $K=\infty$

-Connessione di rigidezza nulla $K = 0$

Per connessione con rigidezza nulla le travi sono semplicemente sovrapposte una all'altra per congruenza le due travi hanno la stessa curvatura



Il momento di inerzia complessivo come la singola rigidezza sono pari alla somma delle inerzie

$$(E*I)_{eq} = E_1*I_1 + E_2*I_2 ; \text{ la curvatura } \chi = \chi_1 + \chi_2$$

$$M / (E*I)_{eq} = M_1 / (E_1*I_1) = M_2 / (E_2*I_2)$$

$$M_1 = M * (E_1*I_1) / (E*I)_{eq} ; \quad M_2 = M * (E_2*I_2) / (E*I)_{eq} ;$$

Lo scorrimento all'interfaccia è dato dal prodotto della rotazione per la semialtezza della trave $\delta = \varphi * h/2$ $\varphi(x) = \int M / (EI) * dx$

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 = h_1/2 * \int M / (E*I)_{eq} * dx + h_2/2 * \int M_2 / (E*I)_{eq} * dx$$

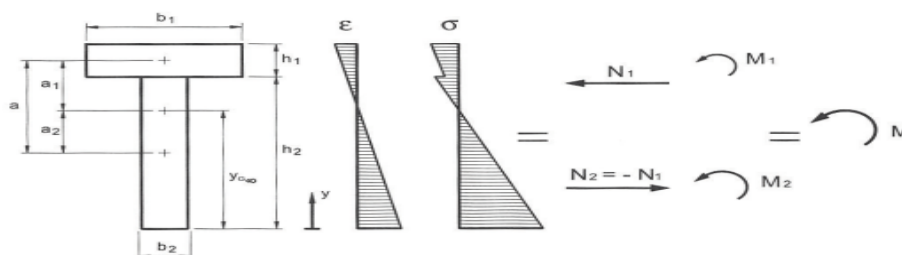
per una trave appoggiata lo scorrimento max sull'appoggio in mezzzeria è nullo

$$M(x) = Q * L/2 * X - Q * X^2/2 \quad \delta = Q * a / (24 * EI)_{eq} * (L^3 + 6 * L * X^2 + 4 * X^3)$$

$$a = (h_1 + h_2) / 2$$

-Connessione di rigidezza infinita $K = \infty$

Per connessione di rigidezza infinita il comportamento della trave composta è monolitico ovvero è valido il principio di conservazione delle sezioni piane e ad essa si può applicare sia il metodo con comportamento elastico lineare che il metodo con diagramma tensioni deformazioni bilatero.



Per il calcolo di queste sezioni miste si definiscono dei coefficienti di omogeneizza-

zione dati dal rapporto tra i moduli di elasticità normale $n=E_C/E_L$ solitamente si assume un valore compreso tra 4÷6 tenendo anche presente le risultanze sperimentali e si fa riferimento ad una sezione omogenea per la quale si determina l'asse neutro il momento di inerzia e le tensioni

$$\sigma_c = n * M / I * y ; \quad \sigma_L = M / I * y ;$$

una trattazione che faremo per le sezioni miste acciaio calcestruzzo.

La posizione del baricentro pesato rispetto ai moduli di elasticità :

$$Y_G * \sum E_i * A_i = E_1 * A_1 * (h_2 + h_1/2) + E_2 * A_2 * h_2/2$$

$$Y_G = [E_1 * A_1 * (h_2 + h_1/2) + E_2 * A_2 * h_2/2] / (E_1 * A_1 + E_2 * A_2)$$

Le distanze dei singoli baricentri dal baricentro globale

$$d_1 = (h_2 - Y_G) + h_1/2 ; \quad d_2 = Y_G - h_2/2 ;$$

La rigidezza flessionale equivalente

$$(E * I)_{eq} = E_1 * (I_1 + A_1 * d_1^2) + E_2 * (I_2 + A_2 * d_2^2) ;$$

La tensione $\sigma = E * \varepsilon$

nel cls $\sigma = E_C * M / (E * I)_{eq} * Y$

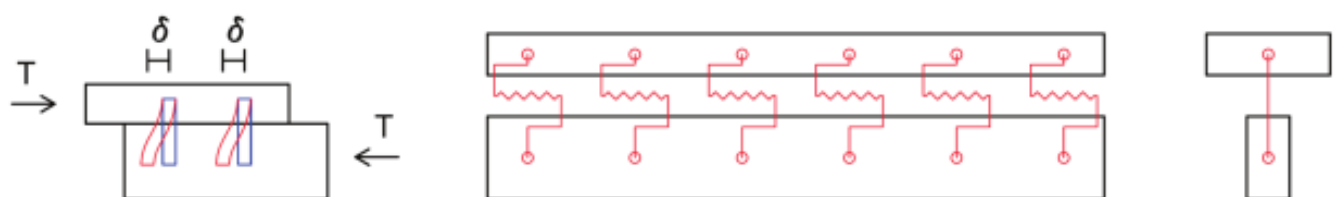
nel legno $\sigma_L = E_L * M / (E * I)_{eq} * Y$

la sollecitazione di scorrimento nella interfaccia $S = \tau * b_l$ la tensione tangenziale se ricordiamo la trattazione del taglio di Jourawsky dipende dalle $d\sigma$ e quindi dalla variazione di sforzo normale

$$\text{la tensione tangenziale } \tau = V / I * S_x / b \qquad S = V * S_x / I$$

- Connessione parziale o semirigida

Il funzionamento della trave composta viene ricondotto a quello di 2 elementi in parallelo collegati mediante una connessione deformabile ad elasticità lineare di rigidità K;

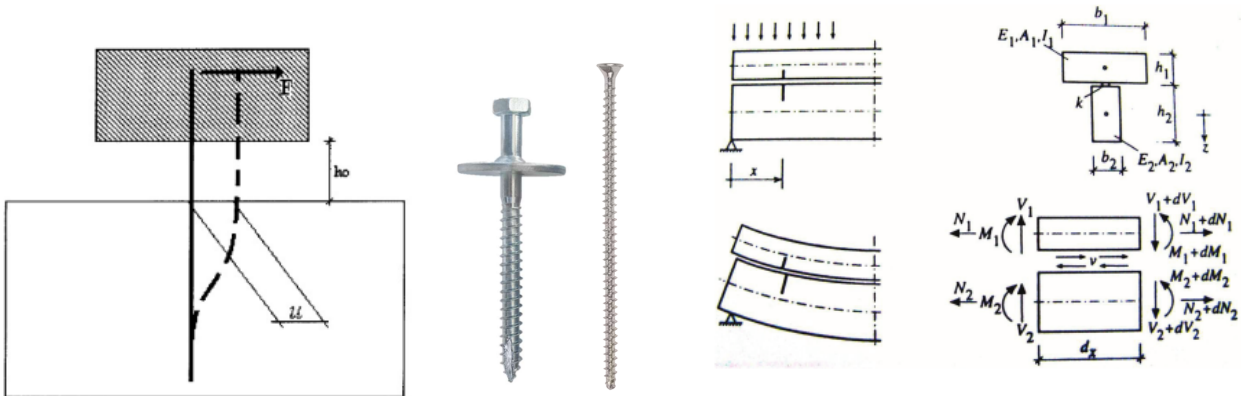


nello studio della sezione composta si fanno le seguenti ipotesi :

- Comportamento elastico-lineare dei materiali
- Legge forza-scorrimento per le viti o connettori elastico-lineare
- Spostamenti e deformazioni "piccole" (teoria del I ordine)
- Stessa curvatura per ogni elemento
- Conservazione sezioni piane per ogni elemento
- Connessione uniformemente distribuita lungo tutta la trave
- Caratteristiche geometriche costanti lungo l'asse della trave

La rigidezza elastica uniforme si può assumere pari alla rigidezza puntuale divisa per il passo delle viti $K=12*EI/h^3$

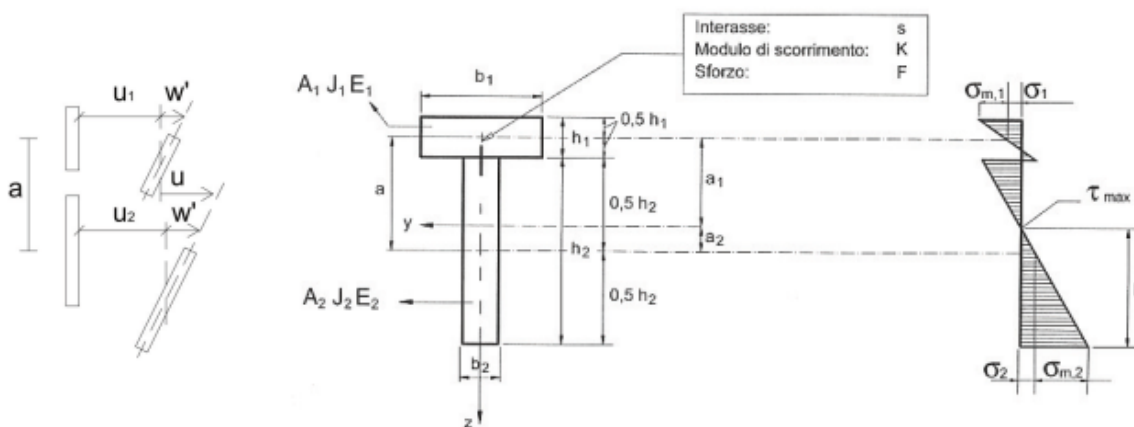
$k = K/s$ s interasse delle viti



La trattazione delle travi composte assemblate meccanicamente indicati con 1 e 2 i due elementi imponendo

$$W_1(x) = W_2(x) ; W''_1(x) = W''_2(x) ; M_1(x) = -E_1 * I_1 * W''_1(x) ; M_2(x) = -E_2 * I_2 * W''_2(x) ;$$

$$N_1(x) = \int_{A1} \sigma_z dA ; N_2(x) = \int_{A2} \sigma_z dA ;$$



Per una trave di semplice appoggio le soluzioni sono fornite dall'eurocodice 5 attraverso il metodo Gamma

$$(EI)_{eff} = E_1 * I_1 + E_2 * I_2 + \gamma * (E_1 * A_1 * a_1^2 + E_2 * A_2 * a_2^2)$$

i coefficienti di trasmissione del taglio

$$\gamma = 1 / [1 + \pi^2 * (E_1 * A_1 * E_2 * A_2) / (E_1 * A_1 + E_2 * A_2) * (s_{eq} / (K * L^2))]$$

L luce effettiva della trave composta

$$K \text{ rigidezza del connettore} \quad K = K_{Ser} \text{ SLE} \quad K = 2/3 * K_{Ser} \text{ SLU}$$

s_{eq} interasse tra i connettori

Le tensioni normali

$$\sigma_1 = \gamma * E_1 * M / (EI)_{eff} * a_1 ; \quad \sigma_{m1} = 0,5 * h_1 * E_1 * M / (EI)_{eff} ;$$

$$\sigma_2 = \gamma * E_2 * M / (EI)_{eff} * a_2 ; \quad \sigma_{m2} = 0,5 * h_2 * E_2 * M / (EI)_{eff} ;$$

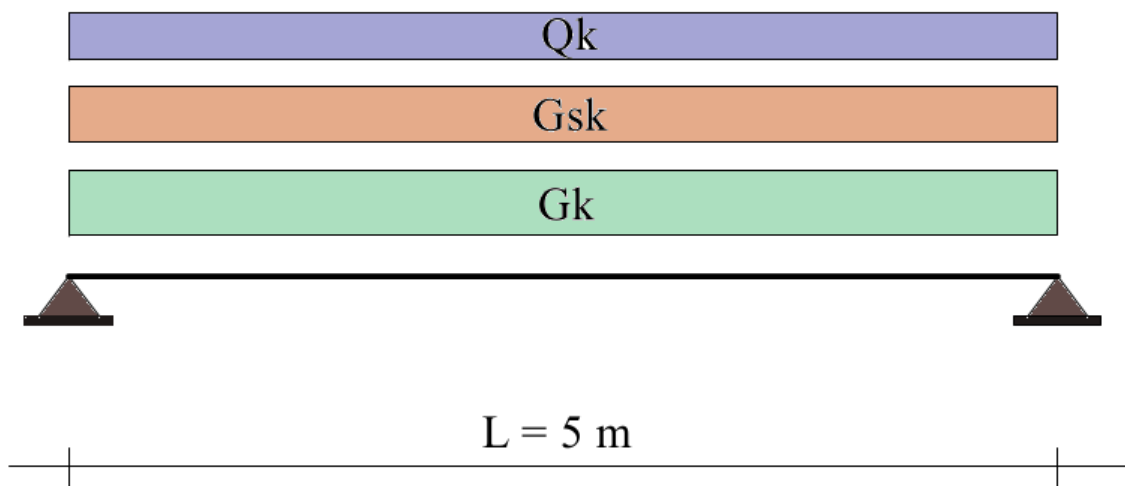
La forza di scorrimento nella vite

$$F = s * E_1 * A_1 * \gamma * a_1 * V / (EI)_{eff} ;$$

$$\text{la tensione tangenziale massima} \quad \tau = E_2 / (EI)_{eff} * h^2 / 2 * V$$

$$\text{la freccia della nostra trave} \quad f = 5/384 * Q * L^4 / (EI)_{eff}$$

Per il nostro solaio il cui calcolo lo eseguiamo attraverso un software



l'analisi dei carichi

G_K peso proprio

G_{SK} Carichi permanenti

Q_K Carico accidentale

$$G_K = 54 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Travetti } 2 \cdot 0,12 \cdot 0,2 \cdot 500 = 24 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Pannello } 1,00 \cdot 0,06 \cdot 1,00 \cdot 500 = 30 \text{ daN/ml}$$

$$G_{SK} = 210 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Massetto e isolante } 70 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Pavimento } 30 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Controsoffittatura } 30 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Incidenza tramezzi } 80 \text{ daN/mq}$$

$$Q_K = 200 \text{ daN/mq}$$

il carico complessivo per lo stato limite ultimo SLU

$$Q = 685 \text{ daN/ml}$$

il carico complessivo per lo stato limite di esercizio SLE

$$Q = 464 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Sollecitazioni SLU } M = 2140 \text{ daN*m} ; V = 1712 \text{ daN}$$

tensioni per flessione e taglio

$$\sigma = M/I \cdot y ; \quad \tau = V/I \cdot S_x/b$$

il momento di inerzia ed il momento statico fibra baricentrica per $K = \infty$

$$I = 2 \cdot 12 \cdot 20^3/12 + 2 \cdot 12 \cdot 20 \cdot (17,22-10)^2 + 100 \cdot 6^3/12 + 100 \cdot 6 \cdot (23-17,22)^2$$

$$I = 62866 \text{ cm}^4 \quad S_x = 100 \cdot 6 \cdot (23-17,22) + 2 \cdot 12 \cdot (20-17,22)^2/2 = 3560 \text{ cmc}$$

Posizione baricentro sezione

$$d = (100 \cdot 6 \cdot 23 + 12 \cdot 20 \cdot 2 \cdot 10)/(100 \cdot 6 + 12 \cdot 20 \cdot 2) = 17,22 \text{ cm}$$

$$y = 17,22 \text{ per trazione} ; y = 8,78 \text{ per compressione}$$

$$\sigma = M/I \cdot y = 214000 \cdot 17,22 / 62866 = 58,61 \text{ daN/cm}^2 \text{ trazione}$$

$$\sigma = M/I \cdot y = 214000 \cdot 8,78 / 62866 = 29,88 \text{ daN/cm}^2 \text{ trazione}$$

$$\tau = V/I \cdot S_x/b = 1712 \cdot 3560 / (62866 \cdot 24) = 4,03 \text{ daN/cm}^2$$

La connessione tra pannello in legno e travetti non è rigida il momento di inerzia della sezione composta

$$(EI)_{eff} = E_1 * I_1 + E_2 * I_2 + \gamma_1 * E_1 * A_1 * a_1^2 + E_2 * A_2 * a_2^2$$

i moduli elastici del pannello e del legno coincidono si utilizza un momento di inerzia ridotto

$$I_{eff} = I_1 + I_2 + \gamma_1 * A_1 * a_1^2 + A_2 * a_2^2$$

$$\gamma_1 = 1 / (1 + \pi^2 * E * A_1 * s / (K * L^2))$$

L = 5m luce effettiva della trave composta

*K rigidezza della vite K = K_{Ser} SLE K = 2/3 * K_{ser} SLU*

s_{eq} interasse tra le viti 25 cm

L'interasse tra le viti lo determiniamo in prima approssimazione per K = ∞ determinando la forza di scorrimento S nell'interfaccia tra travetto e pannello

$$S = \tau * 2 * b * \Delta z ; \quad b = 12 \text{ cm larghezza travetto} ; \quad \Delta z = 125 \text{ cm}$$

L'interasse la consideriamo costante lungo la trave anche se il taglio varia linearmente per una trave su due appoggi con valore nullo nella mezzeria

$$\tau = V/I * S_x/b = 1712 * 1800 / (62866 * 24) = 2.04 \text{ daN/cm}$$

$$S_x = 100 * 6 * 3 = 1800 \text{ cmc}$$

La forza di scorrimento S su due travetti

$$S = \tau * 2 * b * \Delta z = 2,04 * 2 * 12 * 125 = 6120 \text{ daN}$$

la resistenza a tranciamento ovvero taglio fornita da una vite

$$V_{RDV} = f_{yd} / \sqrt{3} * \pi * \phi^2 / 4 = 288 \text{ daN}$$

occorrono in 125 cm circa 22 viti una ogni 10 cm un pò eccessivo, aumentiamo il diametro della vite disponendone 6 una ogni 25 cm per travetto .La forza di taglio che deve sopportare la singola vite

$$V_{RDV} = 1020 \text{ daN} \leq 1154 \text{ daN} = V_{SDV}$$

Vite ϕ 8 mm alla quale corrisponde una forza resistente al taglio 1154 daN

La rigidezza della vite la calcoliamo nella ipotesi di trave incastrata agli estremi e luce $h = 10$ cm lunghezza vite

$$K = 12 * E * I / h^3 ; \quad E = 2100000 \text{ daN/cm}^2 ; \quad I = \pi * r^4 / 4 = 0,00201 \text{ cm}^4$$

$$K = 50,65 \text{ daN*cm per lo SLU} \quad K = 2/3 * 50,65 = 33,76 \text{ daN*cm}$$

$$\gamma_1 = 1 / (1 + \pi^2 * E * A_1 * s / (K * L^2)) = 1 / (1 + \pi^2 * 110000 * 600 * 25 / (34 * 500^2)) = 0,0005$$

$$E = 110000 \text{ daN/cm}^2 ; \quad A_1 = 100 * 6 = 600 \text{ cm}^2 \quad L = 500 \text{ cm} ; \quad s = 25 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = H - \alpha_2 = 13 \text{ cm} \quad H = 13 \text{ cm}$$

$$\alpha_2 = \gamma_1 * H * A_1 / (\gamma_1 A_1 + A_2) = 0,008$$

$$I_{eff} = I_1 + I_2 + \gamma_1 * A_1 * a_1^2 + A_2 * a_2^2$$

$$I = 2 * 12 * 20^3 / 12 + 0,008^2 * 2 * 12 * 20 * (17,22 - 10)^2 + \\ + 100 * 6^3 / 12 + 0,005 * 13^2 * 100 * 6 * (23 - 17,22)^2 = 34739 \text{ cm}^4$$

Le tensioni di calcolo

$$\sigma = M / I * y = 214000 * 17,22 / 34739 = 105,49 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{trazione}$$

$$\sigma = M / I * y = 214000 * 8,78 / 34739 = 53,78 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{trazione}$$

$$\tau = V / I * S_x / b = 1712 * 3560 / (34739 * 24) = 7,25 \text{ daN/cm}^2$$

I valori ammissibili forniti dalle norme

$$X_d = K_{mod} * X_K / 1,5 ; \quad \text{si assume } K_{mod} = 0,80$$

$$\text{flessione } 0,8 * 240 / 1,5 = 128 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{taglio } 0,8 * 25 / 1,5 = 13,33 \text{ daN/cm}^2$$

Le verifiche sono soddisfatte

La forza di taglio agente sulla singola vite

$$F = V * \gamma_1 * A_1 * \alpha_1 * s / I_{ef} = 1712 * 0,0005 * 100 * 6 * 13 * 25 / 34739 = 48 \text{ daN}$$

La freccia allo SLE per carichi permanenti e accidentali

$$f = 5 / 384 * Q * L^4 / (EI) = 5 / 384 * 4,64 * 500^4 / (110000 * 34739) = 0,98 \text{ cm} < L / 250$$

solo carichi permanenti

$$f = 5/384 * Q * L^4 / (EI) = 5/384 * 2,64 * 500^4 / (110000 * 34739) = 0,56 \text{ cm} < L/500$$

Una ulteriore verifica del solaio in legno in fase di esercizio è quella allo stato limite di vibrazione, determiniamo la frequenza di oscillazione

$$\omega_n = \pi^2 / L^2 * \sqrt{(EI/\mu)} \quad T = 2 * \pi / \omega ; \text{ la frequenza } f = 1/T$$

$$\mu = 4,64 \text{ kg/cm} \text{ massa per unita di lunghezza}$$

$$E = 110000 \text{ daN/cm}^2 = 110000 * 9,81 * 100 \text{ kg*cm/sec}^2$$

$$\omega_n = \pi^2 / 500^2 * \sqrt{(110000 * 9,81 * 100 * 34739 / 4,64)} = 35,44 \text{ sec}^{-1}$$

$$T = 0,1795 \text{ sec} \quad f = 5,57 \text{ Hz}$$

le istruzioni CNR affermano che la frequenza f deve essere maggiore di 8 Hz se più bassa vanno eseguite indagini più accurate; se avessimo considerato una connessione infinitamente rigida

$$\omega_n = \pi^2 / 500^2 * \sqrt{(110000 * 9,81 * 100 * 68666 / 4,6)} = 49,83$$

$$T = 0,1260 \text{ sec} \quad f = 7,93 \text{ Hz} \text{ quasi } 8 \text{ Hz}$$

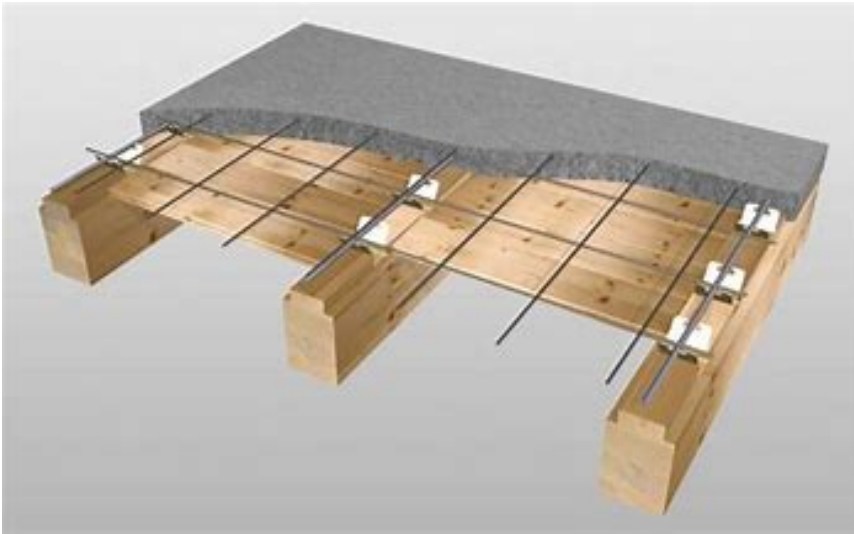
La verifica la eseguiamo secondo l'eurocode 5

$$-W/F \leq a = 1,5 \text{ mm/kN}$$

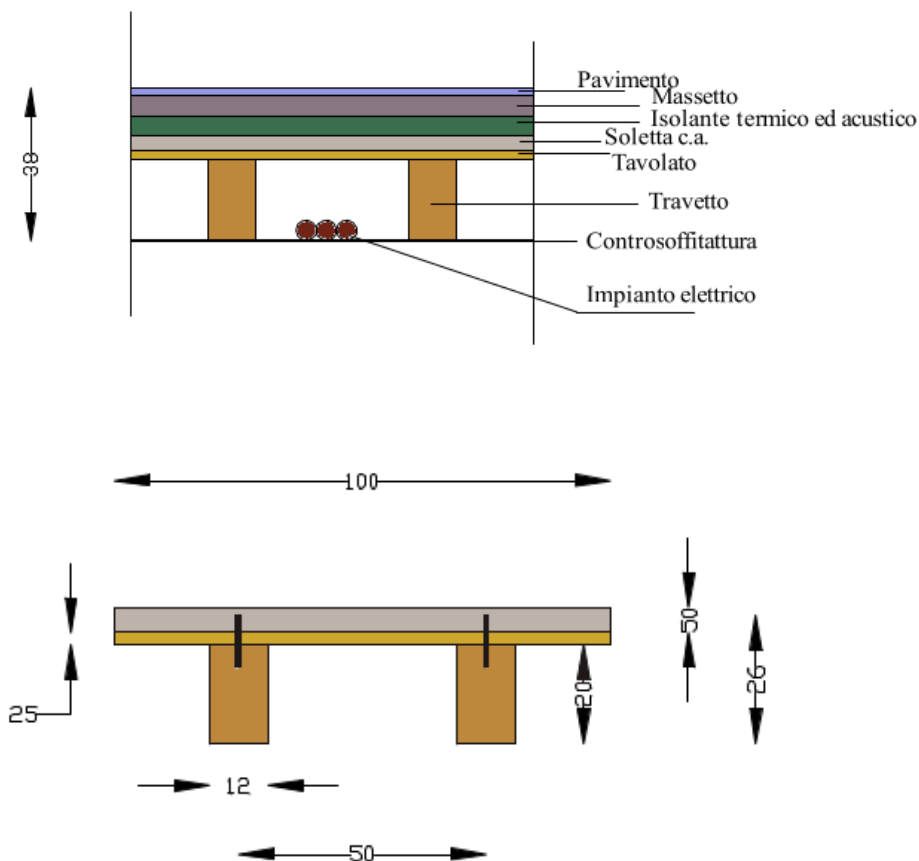
$$-V \leq b^{(f*\zeta-1)} \text{ m}/(N*\text{sec}^2) \quad b = 100 ; \text{ per } b = 120 \quad a = 1 \text{ mm/kN}$$

$$W \text{ freccia del solaio per forza in mezzeria } W = F * L^3 / (48 * E * I)$$

-Travetti, tavolato e soletta cls



Il solaio misto legno-cls viene realizzato con travetti ad interasse 50-60 cm tavolato 2,5 cm e soletta di cls 5 armata armata con rete elettrosaldata di maglia quadrata 15x15 cm e ferri diametro 8 mm che irrigidisce notevolmente l'impalcato sia per la ripartizione delle forze sismiche orrizzontali sia flessionalmente per i carichi verticali . La trattazione teorica è simile a quella vista in precedenza si parla sempre di trave a sezione composta , il calcolo lo eseguiamo attraverso un software di calcolo. La sezione del solaio



La analisi dei carichi :

$$\mathbf{G_K = 162 \text{ daN/mq}}$$

$$\text{Travetti } 2*0,12*0,2*500 = 24 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Pannello } 1,00*0,025*1,00*500 = 12,5 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Soletta cls } 1,00*1,00*0,05*2500 = 125 \text{ daN/ml}$$

$$\mathbf{G_{SK} = 210 \text{ daN/mq}}$$

$$\text{Massetto e isolante } 70 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Pavimento } 30 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Controsoffittatura } 30 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Incidenza tramezzi } 80 \text{ daN/mq}$$

$$\mathbf{Q_K = 200 \text{ daN/mq}}$$

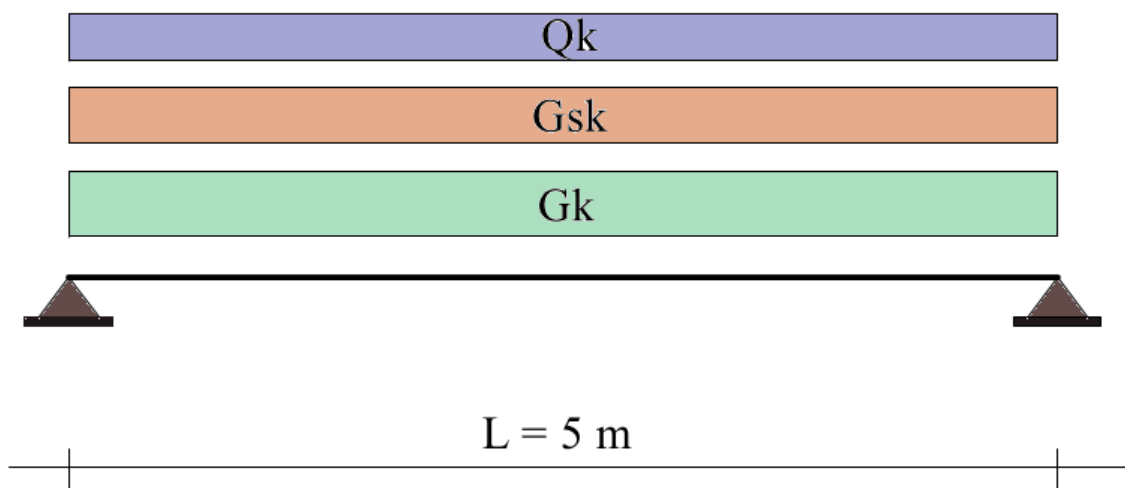
il carico complessivo per lo stato limite ultimo SLU

$$Q = 825 \text{ daN/ml}$$

il carico complessivo per lo stato limite di esercizio SLE

$$Q = 572 \text{ daN/ml}$$

Lo schema statico :

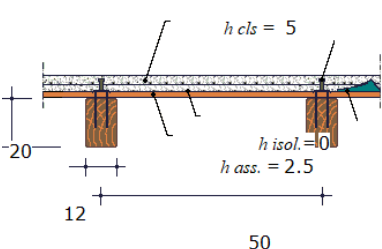


Le sollecitazioni SLU

$$M = 2578 \text{ daN*m} ; V = 2062 \text{ daN}$$

Riportiamo il calcolo e la verifica del solaio con il passo e diametro dei connettori

Dati di Input

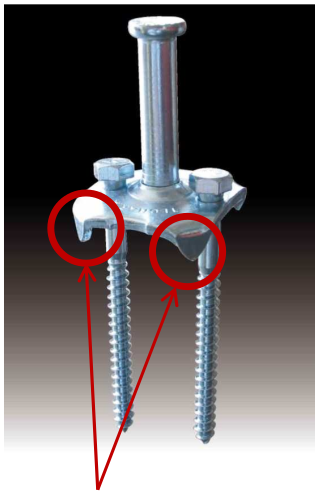
File Dati Calcola Guida	Riepilogo dati Trave puntellata D.M. 17/01/2018 Calcestruzzo C30/37 - Rck37 Legno C24 secondo EN338:2016 Connettore Maxi sul tavolato Carchi portati per metro quadrato Perm. strutturali $G_{k,1} =$ - kN/m ² Perm. non strutturali $G_{k,2} =$ - kN/m ² Variabili $Q_k =$ 2.00 kN/m ²	Geometria Spessore assito 2.5 cm Spessore isolante 0 cm Spessore CLS 5 cm Interasse travi 50 cm Base travi 12 cm Altezza travi 20 cm Luce travi 500 cm Interasse travetti Base travetti Altezza travetti	Carichi portati Iniziali 0.00 kN/m ² (Sottofondo) Iniziali 0.70 kN/m ² (Massetto) 1° di tipo fragile 0.80 kN/m ² (Tramezzi) Successivi 0.30 kN/m ² (Pavimento) Sovraccarichi 2.00 kN/m ² A Ambienti ad uso residenziale Rapporto adm. L / freccia Iniziale solo var. 300 Attiva 1: Finiture fragili Finale 250
	Calcolo di solaio a singola orditura  TECNARIA® Connettore Telo traspirante idro-repellente Centuria® Luce della trave = 500 N.B.: Misure espresse in cm	Materiali strutturali Peso spec. assito conifera Valore 4.20 kN/m ³ Peso spec. isolante nolistirene. ens. xps Valore 0.25 kN/m ³ Classe CLS strutturale C30/37 - Rck37 Tipo di legno C24 secondo EN338:2016 Umidità del legno ≤ 20% Tipologia connettore Maxi sul tavolato Tavolato ☒ Carotato ☐ Interrotto Spaziatura connettori ☒ Costante ☐ Variabile Trave puntellata o tirantata Inserimento Avanzato Caratteristiche Meccaniche CLS Legno Altri	

Risultati

RISULTATI DELLE VERIFICHE			
Connettore tipo CTL MAXI 12/ 40 Spaziatura costante D = 33.3 cm Numero connettori: - per trave 16 - a metro quadro 6.40 Beff: 50.0 cm M= 0.00+ 11.51 kNm EJ t0= 1940 kN m V= 0.00+ 9.20 kN EJ tinf= 1125 kN m			
Verifiche SLU a tempo ZERO CLS - tensione sup. $\sigma_{c,max} = 6.74 \leq 17.00$ N/mm ² CLS - tensione inf. $\sigma_{c,min} = -4.54$ N/mm ² LEGNO - tensoflessione 0.75 ≤ 1.00 LEGNO - taglio $\tau_{l,max} = 0.61 \leq 2.13$ N/mm ² CONNETTORE - taglio $F_{con,max} = 7321 \leq 7507$ N			
Verifiche SLU a tempo INFINITO CLS - tensione sup $\sigma_{c,max} = 5.06 \leq 17.00$ N/mm ² CLS - tensione inf $\sigma_{c,min} = -2.80$ N/mm ² LEGNO - tensoflessione 0.78 ≤ 1.00 LEGNO - taglio $\tau_{l,max} = 0.63 \leq 2.13$ N/mm ² CONNETTORE - taglio $F_{con,max} = 7501 \leq 7507$ N			
Verifiche SLE Fr.iniziale solo Q $Fr_{max} = 4.19 \leq 16.67$ mm Freccia attiva $Fr_{max} = 7.90 \leq 10.00$ mm Freccia totale $Fr_{max} = 14.31 \leq 20.00$ mm			
Armatura corrente per trave $A_{inf} = 0.00$ cm ² nel raccordo, in basso. $A_{inf} = 0.58$ cm ² nella soletta, in basso.		Arm. trasversale $A_{tr} = 0.00$ cm ² /m Verifica puntone: 0.04 ≤ 1	

Le immagini riportate le schermate di un software free della Tecnaria per il calcolo dei solai misti legno-clc; non è stata riportata la relazione poiché troppo lunga.

I connettori da inserire ad un passo di 33 cm su ogni travetto

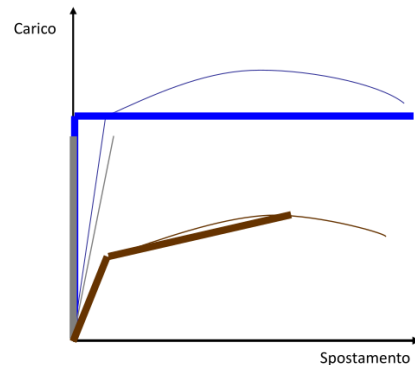


COMPORTAMENTO DELLA CONNESSIONE

Rigido
Connettore per cls

Rigido/plastico
Connettore per acciaio

Elastico
Connettore per legno



La verifica allo stato limite di oscillazione consiste nel calcolo della frequenza fondamentale ; la rigidezza del solaio calcolata dal software

EJ a tempo zero: 194000 daNm²

EJ a tempo infinito: 112490 daNm²

$\omega = \pi^2/L^2 * \sqrt{(EI/\mu)}$ $T = 2*\pi/\omega$; la frequenza $f = 1/T$

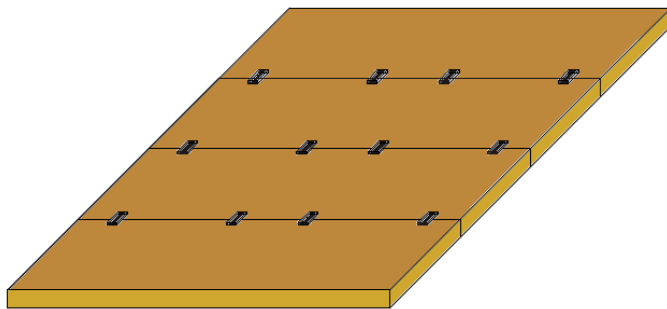
$\omega = \pi^2/5^2 * \sqrt{(1124900 * 9.81/572)} = 54.83$ $T = 0.11459 \text{ sec}$

$f = 8.72 \text{ Hz} > 8 \text{ Hz}$

Il solaio non dovrebbe avere problematiche di vibrazione.

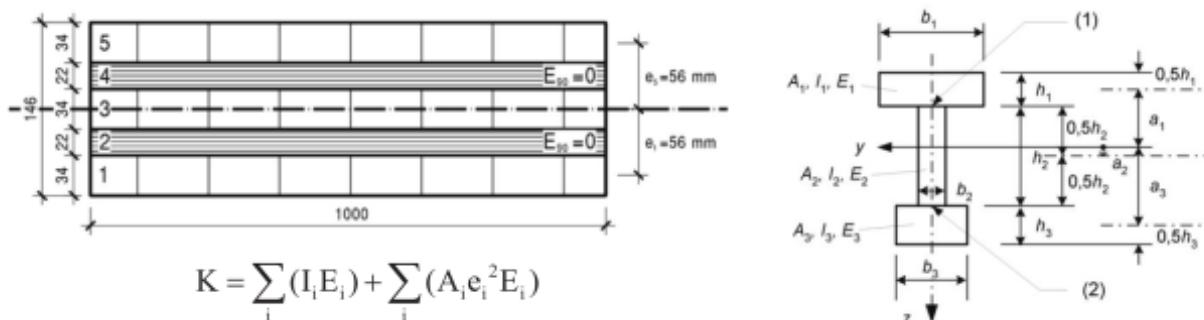
-Il solaio in legno con pannelli Xlam

I solai vengono realizzati affiancando pannelli Xlam ed hanno un evidente comportamento a trave ma se opportunamente interconnessi tra di loro possono avere anche un comportamento a piastra;



La funzione delle connessioni metalliche tra i pannelli di solai è di ripartizione dei carichi, vi possono essere zone di solaio più caricate di conseguenza i pannelli avrebbero deformazioni differenti sono appoggiati agli estremi e collegati tra di loro mediante un vincolo a cerniera; se il sovraccarico è applicato su un solo pannello come potrebbe essere un tramezzo i suoi effetti si ripartiscono sugli elementi vicini. Accanto a questa funzione vi è quella di vietare gli spostamenti assiali nell'impalcato dovuto alla presenza dei giunti tra i pannelli in modo che l'impalcato possa essere considerato ai fini della modellazione infinitamente rigido.

Il pannello Xlam viene calcolato come una sezione composta avente rigidezza K



-Pannello orizzontale

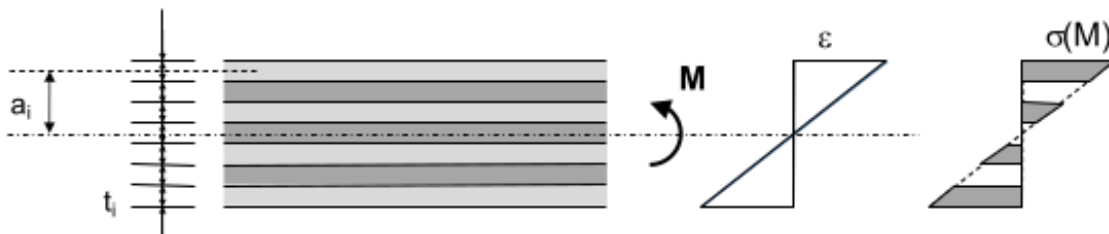
La verifica a flessione viene eseguita attraverso la formula

$$\sigma = M/K * a * E_i$$

M momento flettente

a distanza del baricentro dalla fibra considerata

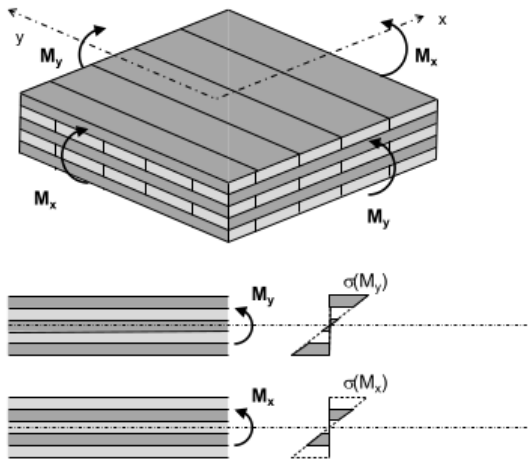
E modulo elastico competente



La verifica allo stato limite ultimo del pannello di Xlam avviene tramite l'introduzione di un coefficiente di sistema

$$\sigma \leq f_{m,d} * K_{sis}$$

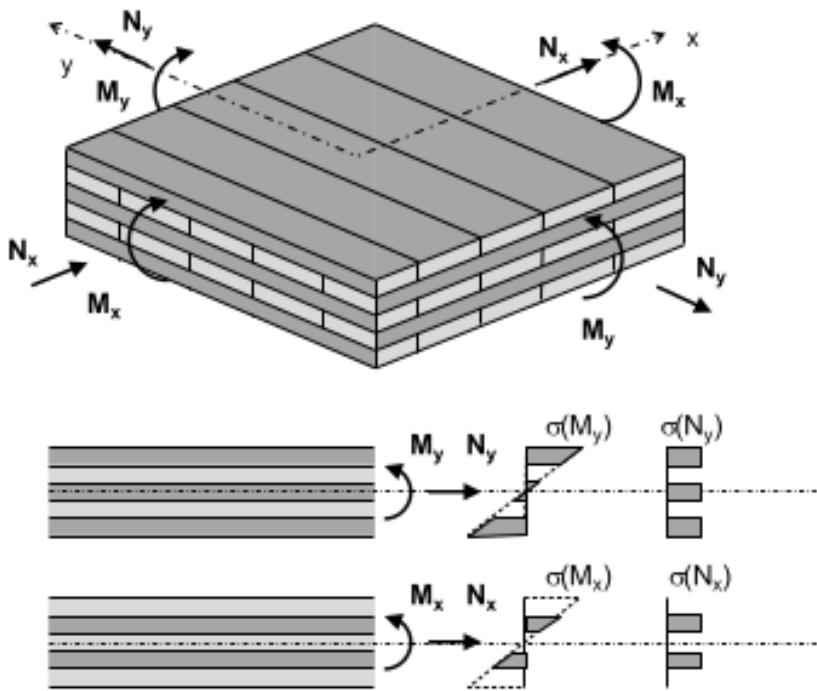
dove $K_{sis} = 1 + 0,0025 * n \leq 1,1$; n numero di lamelle sollecitate in parallelo



le verifiche assumono la forma

$$\sigma_{mx} \leq f_{m,d} * K_{sis} = f_{mx,dXLAM} \quad ; \quad \sigma_{my} \leq f_{m,d} * K_{sis} = f_{my,dXLAM}$$

in presenza di sforzo normale di compressione



le verifiche da eseguire sono 4

$$\sigma_m / f_{mXlam} + \sigma_c / f_{cXlam} \leq 1 \quad \text{direzione } X$$

$$\sigma_m / f_{mXlam} + \sigma_t / f_{tXlam} \leq 1$$

$$\sigma_m / f_{mXlam} + \sigma_c / f_{cXlam} \leq 1 \quad \text{direzione } XY$$

$$\sigma_m / f_{mXlam} + \sigma_t / f_{tXlam} \leq 1$$

le resistenze sono riferite al pannello e contengono il coefficiente di sistema

la tensione di compressione o trazione derivante dallo sforzo normale $\sigma = P/A \cdot E_i$

$$A = \sum A \cdot E_0 + \sum A \cdot E_{90}$$

la tensione derivante dalla flessione

$$\sigma = M/K \cdot a \cdot E_i$$

- Verifica a taglio

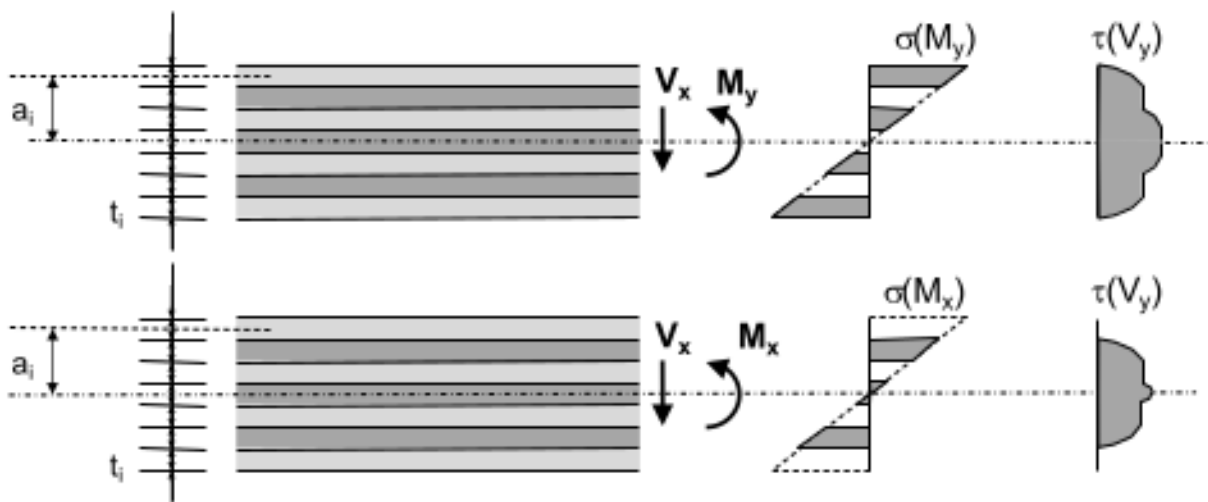
Si utilizza la formula usuale di Jowrasky con la tensione tangenziale

$\tau = V/I \cdot S/b$ il momento di inerzia ed il momento statico sono quelli della sezione composta $\tau = V/K \cdot S/b$ con $S = \int E \cdot a \cdot dA$

a distanza dal baricentro

S momento statico

b larghezza dell'elemento



la tensione tangenziale $\tau \leq f_{vk} \cdot K_{mod} / 1,45 = 13,8 \text{ daN/cm}^2$

$K_{mod} = 0,8$

si considera un effetto di sistema che consente di aumentare la tensione 255 la tensione resistente

Calcolo della freccia

La rigidezza flessionale $K_f = EI = \sum E_i \cdot I + \sum E_i \cdot a^2 \cdot A$

la freccia per solaio appoggiato agli estremi

$$f = 5/384 \cdot Q \cdot L^4 / K$$

la rigidezza a taglio

$$K_V = G \cdot A' = k \cdot \sum (G_i \cdot B_i \cdot t) = k \cdot \sum (G_i \cdot A_i)$$

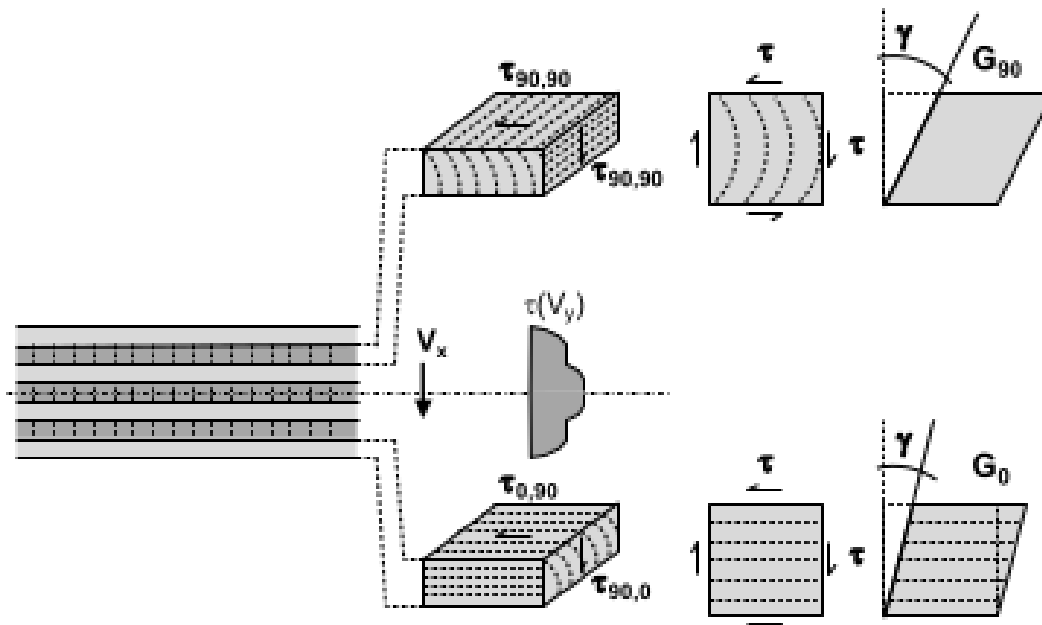
G_i modulo di elasticità tangenziale singolo strato

B_i larghezza strato

t spessore strato

$A_i = B \cdot t$ area singolo strato

k coefficiente di correzione



$$k = 1 / [\sum (G_i \cdot A_i) / K^2] S^2(z) / (b \cdot G_i(z)) dz$$

z asse verticale $S(z)$ momento statico

quando il rapporto tra G_0/G_{90} i valori di k sono i seguenti

	Numero strati					
	3	5	7	9	11	13
κ	0,21	0,24	0,26	0,27	0,27	0,27

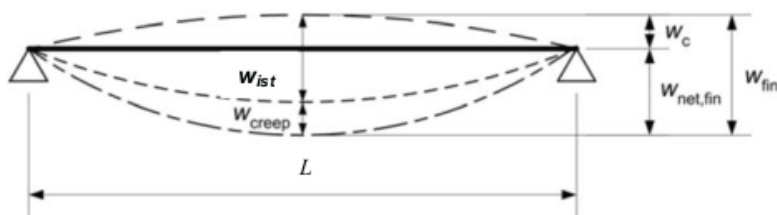


Figura 7-2 – Aliquote della deformazione di una trave inflessa

Al solito consideriamo un solaio di luce 5 con metri con pannello Xlam avente spessore 18 cm .

La analisi dei carichi :

$$\mathbf{G_K = 90 \text{ daN/mq}}$$

$$\text{Pannello } 1,00 * 0,18 * 1,00 * 500 = 90 \text{ daN/ml}$$

$$\mathbf{G_{SK} = 210 \text{ daN/mq}}$$

Massetto e isolante 70 daN/mq

Pavimento 30 daN/mq

Controsoffittatura 30 daN/mq

Incidenza tramezzi 80 daN/mq

$$\mathbf{Q_K = 200 \text{ daN/mq}}$$

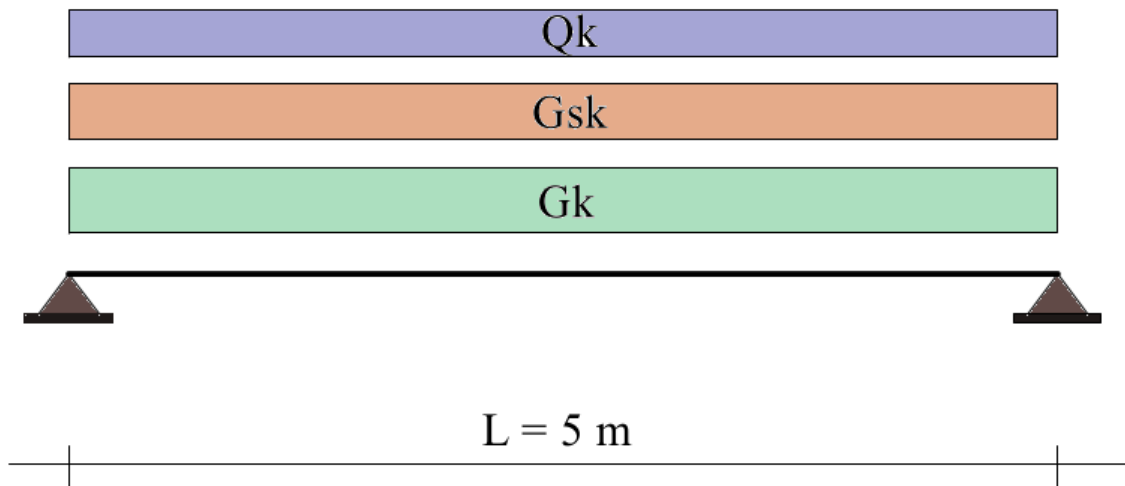
il carico complessivo per lo stato limite ultimo SLU

$$Q = 849 \text{ daN/ml}$$

il carico complessivo per lo stato limite di esercizio SLE

$$Q = 500 \text{ daN/ml}$$

Lo schema statico :



Le sollecitazioni SLU

$$M = 2656 \text{ daN*m} ; V = 2125 \text{ daN}$$

Riportiamo le schede tecniche dei pannelli

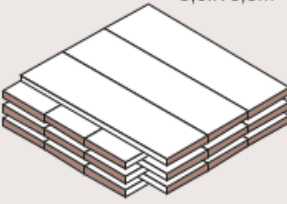
Caratteristiche geometriche Geometrical characteristics														
Pannello XLAM DOLOMITI XLAM DOLOMITI panel										A sezione piena A Full section	A sezione netta A net section	I sezione piena I Full section	I eff I eff	I eff / I sezione piena I Eff Full section
spessore thickness	strati layers	composizione laying-up								[mm ²]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ⁴]	%
57	3	19	19	19						57000	38000	15432750	14878790	96,4
83	3	33	17	33						83000	66000	47648917	47252124	99,2
90	3	30	30	30						90000	60000	60750000	58575700	96,4
100	3	33	34	33						100000	66000	83333333	80168200	96,2
120	3	40	40	40						120000	80000	144000000	138831111	96,4
100	5	17	17	32	17	17				100000	66000	83333333	62760509	75,3
124	5	30	17	30	17	30				124000	90000	155072250	136899943	88,3
137	5	33	19	33	19	33				137000	99000	214279417	188275544	87,9
158	5	40	19	40	19	40				158000	120000	328692667	295534891	89,9
172*	5*	33	33	40	33	33				172000	132000	424037333	418868444	98,8
179	5	33	40	33	40	33				179000	99000	477944917	364313356	76,2
186	5	40	33	40	33	40				186000	120000	536238000	445215805	83,0
200	5	40	40	40	40	40				200000	120000	666666667	532275556	79,8
200*	5*	40	40	40	40	40				200000	160000	666666667	661497778	99,2
217	7	40	19	40	19	40	19	40		217000	160000	851526083	721664776	84,7
240*	7*	40	40	20	40	20	40	40		240000	200000	1152000000	1115817778	84,7
252	7	33	40	33	40	33	40	33		252000	132000	1333584000	904902200	67,9
297	9	33	33	33	33	33	33	33	33	297000	165000	2183272750	1474984253	67,6

e le caratteristiche meccaniche

Modulo elastico Modulus of elasticity		
Modulo elastico medio parallelo alle fibre Mean modulus of elasticity parallel to fibres	$E_{0,mean}$	11.000 Mpa
Modulo elastico caratteristico parallelo Characteristic parallel modulus of elasticity	$E_{0,05}$	7.400 Mpa
Modulo elastico medio perpendicolare Mean perpendicular modulus of elasticity	$E_{90,mean}$	370 Mpa
Modulo di taglio medio Mean shear modulus	G_{mean}	690 Mpa

Valori di resistenza Strength values		
Flessione Bending strength	$f_{m,k}$	24 Mpa
Trazione parallela alla fibratura Tension parallel to grain	$f_{t,0,k}$	14 Mpa
Trazione perpendicolare alla fibratura Tension perpendicular to grain	$f_{t,90,k}$	0,4 Mpa
Compressione parallela alla fibratura Compression parallel to grain	$f_{c,0,k}$	21 Mpa
Compressione perpendicolare alla fibratura Compression perpendicular to grain	$f_{c,90,k}$	2,5 Mpa
Taglio Shear	$f_{v,k}$	4 Mpa

MAX
3,5x13,5m



Utilizziamo un pannello di spessore 18,6 cm che si compone di 5 strati il cui momento di inerzia effettivo $I_{eff} = 445215805 \text{ mm}^4 = 44521 \text{ cm}^4$ ottenuto dalla formula seguente $I_{eff} = (\sum E_i * I_i + \sum A_i * E_i * a_i^2) / E_0$

$$E_0 = 120000 \text{ daN/cm}^2 ; E_{90} = 37000 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica a flessione semplice con la formula di Navier

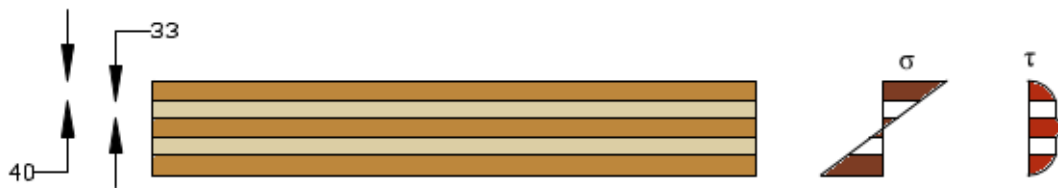
$$\sigma = M*y / I_{eff} = 265600*9/44521 = 54 \text{ daN/cm}^2$$

La freccia a lungo termine

$$f = 5/384*Q*L^4/(E*I_{eff}) = 5/384*5*500^4/(110000*44521) = 0,83 \text{ cm} < L/250$$

la freccia istantanea per soli carichi permanenti $f = 0,49 \text{ cm} < L/500$

$$\text{La verifica a taglio } \tau = V*S/(b*I_{eff}) = 2125*4560/(120*44521) = 1,81 \text{ daN/cm}^2$$



I valori ammissibili

$$X_d = K_{mod} * X_K / 1,5 ; \text{ si assume } K_{mod} = 0,80$$

$$\text{flessione } 0,8*240/1,5 = 128 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{taglio } 0,8*25/1,5 = 13,33 \text{ daN/cm}^2$$

La pulsazione fondamentale

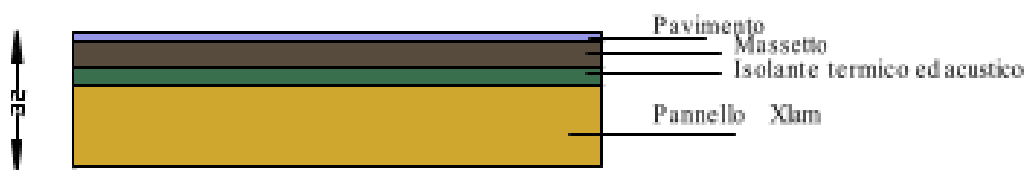
$$\omega = \pi^2/L^2 * \sqrt{EI/\mu} \quad T = 2*\pi/\omega ; \text{ la frequenza } f = 1/T$$

$$\omega = \pi^2/500^2 * \sqrt{(110000*44521 * 981/5)} = 38,69 \quad T = 0.16239 \text{ sec}$$

$$f = 6.15 \text{ Hz} < 8 \text{ Hz}$$

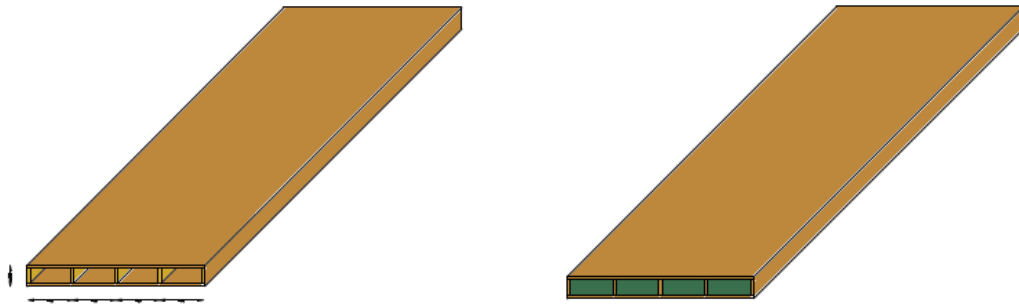
per la verifica si necessita di indagini più accurate rimandiamo agli appunti sulle vibrazioni .

La sezione finita del solaio in pannelli Xlam

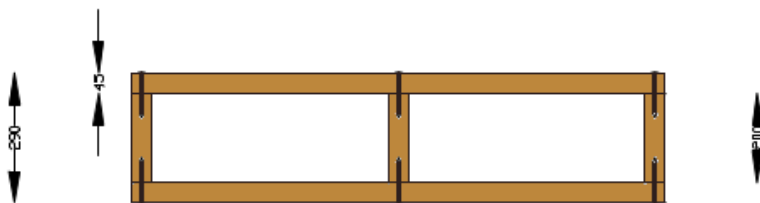
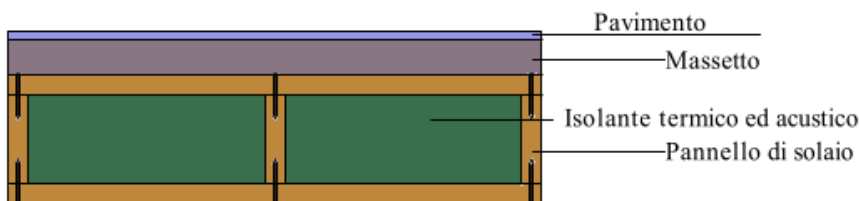


-Solaio cassettonato.

Il solaio in legno realizzato con pannelli cassettonati ha una elevata rigidezza assiale e flessionale per cui si hanno vibrazioni contenute e per solai di copertura si possono coprire anche luci > 6 m . All'interno può essere inserito l'isolante termico ed acustico nonché le canalizzazioni per gli impianti elettrici e termici.



Il legno utilizzato è il microlamellare LVL ,è realizzato con profili Kerto attraverso travetti 45x200 mm e pannelli parete di spessore 45 mm; i collegamenti tra i singoli elementi sono eseguiti con viti , la trattazione della sezione rientra nella teoria delle travi composte legno-legno. Se ipotizziamo che le connessioni tra travetti e pannelli siano infinitamente rigide , considerando un pannello di larghezza 120 cm la cui sezione resistente è riportata in figura :



*Il momento di inerzia della sezione $I = 3*b*h^3/12 + 2*B*t^3/12 + 2*B*t*((h+t)/2)^2$*

$b = 4,5 \text{ cm}$; $h = 200 \text{ cm}$; $B = 120 \text{ cm}$; $t = 4,5 \text{ cm}$

$I = 237\,892 \text{ cm}^4$ connessione rigida $K = \infty$

La analisi dei carichi

$$G_K = 60 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Pannello } 2 * 1,00 * 0,045 * 1,00 * 500 = 45 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Travetti } 3 * 0,045 * 0,20 * 1,00 * 500 = 13,5 \text{ daN/ml}$$

$$G_{SK} = 210 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Massetto e isolante } 70 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Pavimento } 30 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Controsoffittatura } 30 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Incidenza tramezzi } 80 \text{ daN/mq}$$

$$Q_K = 200 \text{ daN/mq}$$

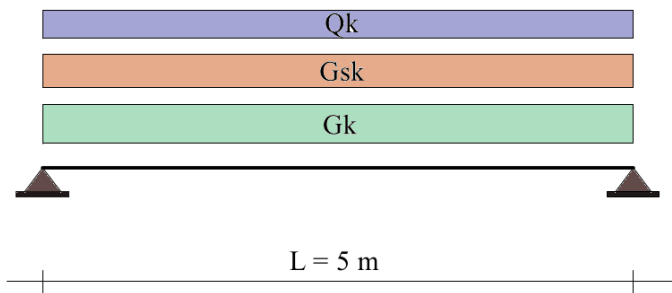
il carico complessivo per lo stato limite ultimo SLU

$$Q = 693 \text{ daN/ml}$$

il carico complessivo per lo stato limite di esercizio SLE

$$Q = 470 \text{ daN/ml}$$

Lo schema statico :



$$\text{Le sollecitazioni SLU} \quad M = 2165 \text{ daN*m} ; V = 1732 \text{ daN}$$

$$\sigma = M * y / I = 216500 * 14,5 / 237892 = 13,19 \text{ daN/cm}^2$$

La freccia a lungo termine

$$f = 5/384 * Q * L^4 / (E * I_{eff}) = 5/384 * 4,7 * 500^4 / (120000 * 237892) = 0,13 \text{ cm} < L/250$$

la freccia istantanea per soli carichi permanenti $f = 0,08 \text{ cm} < L/500$

$$\text{La verifica a taglio } \tau = V * S / (b * I) = 1732 * 7290 / (13,5 * 237892) = 3,93 \text{ daN/cm}^2$$

Le tensioni ammissibili per microlamellare riportate nelle istruzioni CNR2018

Table 4.5. Strength classes for structural LVL-P without crossband veneers ¹⁵.

			Strenght class					
Property *		Symbol	Unit	LVL 32 P	LVL 35 P	LVL 48 P	LVL 50 P	LVL 80 P
Bending strength	Edgewise, parallel to grain (depth 300 mm)	$f_{m0,edgsk}$	N/mm ²	27	30	44	46	75
	Flatwise, parallel to grain	$f_{m0,flatk}$	N/mm ²	32	35	48	50	80
	Size effect parameter	s	-	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Tension strength	Parallel to grain (length 3 000 mm)	$f_{t0,k}$	N/mm ²	22	22	35	36	60
	Perpendicular to grain, edgewise	$f_{t90,edgsk}$	N/mm ²	0,5	0,5	0,8	0,9	1,5
Compression strength	Parallel to grain for service class 1	$f_{c0,k}$	N/mm ²	26	30	35	42	69
	For service class 2 according to EN 1995-1-1 ^b			21	25	29	35	57
	Perpendicular to grain, edgewise	$f_{c90,edgsk}$	N/mm ²	4	6	6	8,5	14
	Perpendicular to grain, flatwise (except pine)	$f_{c90,flat,k}$	N/mm ²	0,8	2,2	2,2	3,5	12
	Perpendicular to grain, flatwise, pine	$f_{c90,flat,k,pine}$	N/mm ²	MDV ^c	3,3	3,3	3,5	- ^d
Shear strength	Edgewise parallel to grain	$f_{v0,edgsk}$	N/mm ²	3,2	3,2	4,2	4,8	8
	Flatwise, parallel to grain	$f_{v0,flatk}$	N/mm ²	2,0	2,3	2,3	3,2	8
Modulus of elasticity	Parallel to grain	E_{0mean} ^e	N/mm ²	9 600	12 000	13 800	15 200	16 800
	Parallel to grain	E_{0k} ^f	N/mm ²	8 000	10 000	11 600	12 600	14 900
	Perpendicular to grain, edgewise	$E_{c90,edgsk,mean}$ ^g	N/mm ²	MDV ^c	MDV ^c	430	430	470
	Perpendicular to grain, edgewise	$E_{c90,edgsk,k}$ ^h	N/mm ²	MDV ^c	MDV ^c	350	350	400

I valori ammissibili per LVL 32 P

$$X_d = K_{mod} * X_K / 1,5 ; \text{ si assume } K_{mod} = 0,80$$

$$\text{flessione} \quad 0,8 * 320 / 1,5 = 170 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{taglio} \quad 0,8 * 32 / 1,5 = 17,06 \text{ daN/cm}^2$$

La frequenza fondamentale di vibrazione per connessione rigida

$$\omega = \pi^2 / L^2 * \sqrt{EI/\mu} \quad T = 2 * \pi / \omega ; \text{ la frequenza } f = 1/T$$

$$\omega = \pi^2 / 500^2 * \sqrt{(120000 * 237892 * 981/5)} = 93,43 \quad T = 0.06 \text{ sec}$$

$$f = 16,66 \text{ Hz} > 8 \text{ Hz} \text{ il solaio non vibra}$$

La forza di scorrimento da affidare alle viti disposte ad interasse s sui tre travetti

$$S = 3 * \tau * b * \Delta Z ; \quad b = 4,5 \text{ cm} ; \quad \Delta Z = 125 \text{ cm}$$

$$\tau = V * S / (b * I) = 1732 * 1215 / (13.5 * 237892) = 0,65 \text{ daN/cm}^2$$

$$S = 3 * \tau * b * \Delta Z = 1096 \text{ daN}$$

la forza di scorrimento è minima utilizziamo viti con diametro 3 mm

$$V_{RD} = 280 / \sqrt{3} = 0,6 * 280 = 168 \text{ daN} . \text{ disponendo viti ad interasse di } 40 \text{ cm}$$

Se la connessione non è rigida si deve determinare il momento di inerzia effettivo ,
tenendo conto della rigidità della vite $K = 12 \cdot EI/h^3 = 1469 \text{ daN} \cdot \text{cm}$
 $k = K/s$ rigidità lineare $s = 40 \text{ cm}$ interasse delle viti vite $d = 8 \text{ mm}$

$$I_{eff} = I_1 + I_2 + I_3 + \gamma_1 \cdot A_1 \cdot a_1^2 + \gamma_2 \cdot A_2 \cdot a_2^2 + \gamma_3 \cdot A_3 \cdot a_3^2 \quad \text{dove}$$

$$\gamma_1 = \gamma_3 = 1 / (1 + \pi^2 \cdot E \cdot A_1 \cdot s / (K \cdot L^2)) = 1 / (1 + \pi^2 \cdot E \cdot A_3 \cdot s / (K \cdot L^2))$$

$$\gamma_2 = 1 \quad s \quad A_1 = A_3 = 100 \cdot 4,5 = 450 \text{ cm}^2 \quad A_2 = 3 \cdot 20 \cdot 4,5 = 270 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = I_3 = 120 \cdot 4,5^3 / 12 = 911,25 \text{ cm}^4 \quad I_2 = 3 \cdot 4,5 \cdot 20^3 / 12 = 9000 \text{ cm}^4$$

$$\gamma_1 = 1 / (1 + \pi^2 \cdot 120000 \cdot 450 \cdot 40 / (36 \cdot 1469 \cdot 500^2)) = 0,38$$

$$a_1 = a_3 = 12,25 \text{ cm}$$

$$a_2 = [\gamma_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2) + \gamma_3 \cdot A_3 \cdot (h_2 + h_3)] / [2 \cdot (\gamma_1 \cdot A_1 + \gamma_2 \cdot A_2 + \gamma_3 \cdot A_3)] = 0,1412$$

$$a_2 = (0,38 \cdot 450 \cdot 24,5) / (2 \cdot 0,38 \cdot 450 + 270) = 6,84$$

$$h_1 = h_3 = 4,5 \text{ cm} ; \quad h_2 = 20 \text{ cm} ;$$

$$I_{eff} = 2 \cdot 911,25 + 9000 + 2 \cdot 0,38 \cdot 450 \cdot 12,25^2 + 270 \cdot 6,84^2 = 74775 \text{ cm}^4$$

Le tensioni effettive per la flessione e taglio

$$\sigma = M \cdot y / I_{eff} = 216500 \cdot 14,5 / 74775 = 42 \text{ daN/cm}^2$$

La freccia a lungo termine

$$f = 5/384 \cdot Q \cdot L^4 / (E \cdot I_{eff}) = 5/384 \cdot 4,7 \cdot 500^4 / (120000 \cdot 237892) = 0,98 \text{ cm} < L/250$$

la freccia istantanea per soli carichi permanenti $f = 0,56 \text{ cm} < L/500$

La verifica a taglio $\tau = V \cdot S / (b \cdot I) = 1732 \cdot 7290 / (13,5 \cdot 74775) = 12,51 \text{ daN/cm}^2$

I valori ammissibili :

$$\text{flessione} \quad 0,8 \cdot 320 / 1,5 = 170 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{taglio} \quad 0,8 \cdot 32 / 1,5 = 17,06 \text{ daN/cm}^2$$

La frequenza fondamentale di vibrazione per connessione effettiva

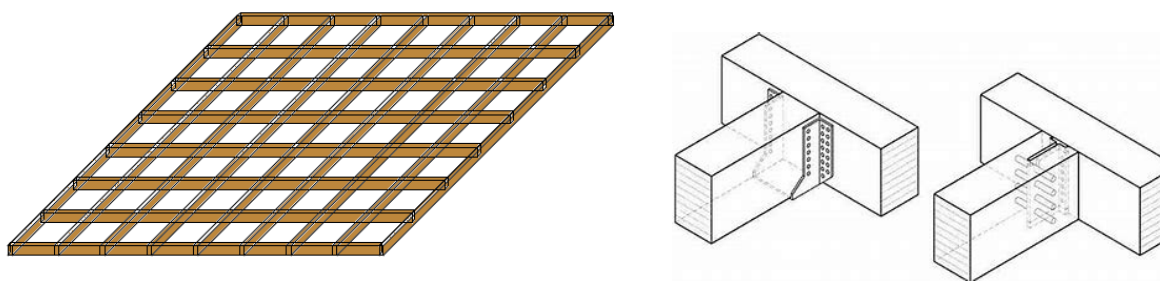
$$\omega = \pi^2 / L^2 \cdot \sqrt{EI/\mu} \quad T = 2 \cdot \pi / \omega ; \text{ la frequenza } f = 1/T$$

$$\omega = \pi^2 / 500^2 \cdot \sqrt{120000 \cdot 74775 \cdot 981 / 5} = 52,38 \quad T = 0,119 \text{ sec}$$

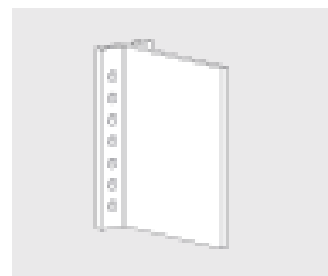
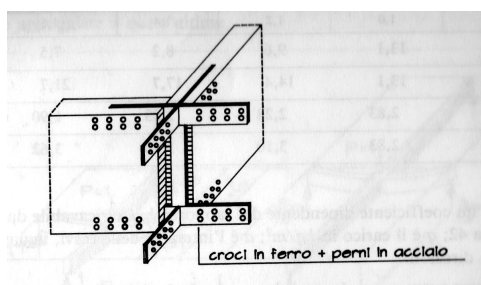
$f = 8,40 \text{ Hz} > 8 \text{ Hz}$ il solaio non vibra

4-Il solaio in legno a doppia orditura

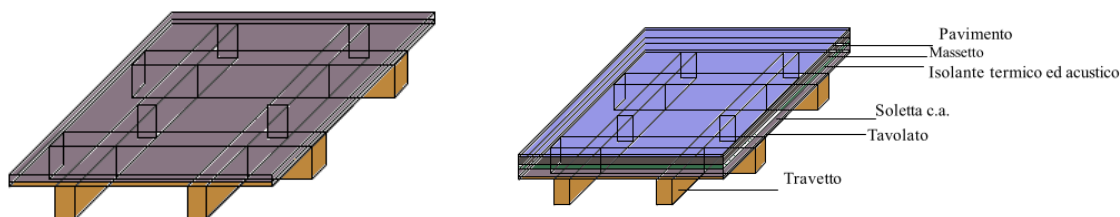
Il solaio in legno realizzato mediante un graticcio di travi ortogonali o diagonali con pannello superiore o soletta in calcestruzzo armato per lo schema statico può essere utilizzato per luci $L > 6\text{ m}$, inoltre l'effetto all'intradosso del solaio del graticcio di travi è molto gradevole esteticamente. La messa in opera di un solaio a doppia orditura è molto più complicata ed onerosa di un solaio a semplice orditura poiché vanno assemblate le singole aste unite tramite giunti metallici a scomparsa, la cosa migliore quando possibile è assemblare il graticcio a terra e tramite gru posizionarlo sui muri o travi perimetrali che definiscono la maglia di solaio. Il calcolo lo si esegue per i due travetti centrali secondo una modellazione alla Grashof con due travi ovviamente può essere eseguita anche una modellazione FEM tramite software molto più semplice.



Per la giunzione anche per facilitare la posa in opera si può conservare la continuità delle travi in direzione X ed in direzione y inserire aste di lunghezza pari all'interasse tra le travi ;



Il giunto è in grado di trasmettere tutte le sollecitazioni, momento taglio torsione e sforzo normale nelle due direzioni. Consideriamo una maglia di solaio compresa tra muri perimetrali avente dimensione $7 \times 8\text{ m}$, inseriamo un graticcio di travi in direzione X ad interasse 70 cm ed in direzione Y ad interasse 80 cm , utilizzando travicelli $12 \times 20\text{ cm}$, pannello $2,5\text{ cm}$ e soletta cls armato 5 cm



La analisi dei carichi :

$$\mathbf{G_K = 180 \text{ daN/mq}}$$

$$\text{Travi } 4 * 0,12 * 0,20 * 1,00 * 2500 = 48 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Pannello } 1,00 * 0,025 * 1,00 * 500 = 7,5 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Soletta cls } 1,00 * 0,05 * 1,00 * 500 = 125 \text{ daN/ml}$$

$$\mathbf{G_{SK} = 210 \text{ daN/mq}}$$

$$\text{Massetto e isolante } 70 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Pavimento } 30 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Controsoffittatura } 30 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Incidenza tramezzi } 80 \text{ daN/mq}$$

$$\mathbf{Q_K = 200 \text{ daN/mq}}$$

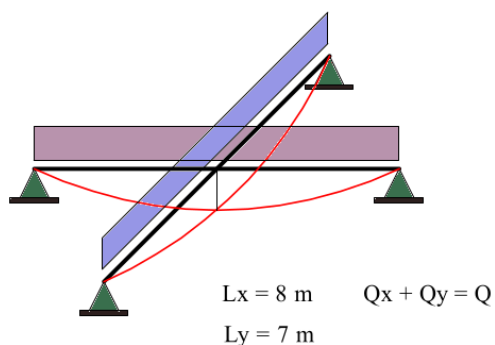
il carico complessivo per lo stato limite ultimo SLU

$$\mathbf{Q = 850 \text{ daN/mq}}$$

il carico complessivo per lo stato limite di esercizio SLE

$$\mathbf{Q = 590 \text{ daN/mq}}$$

Lo schema statico delle due travi centrali :



La ripartizione del carico viene eseguita imponendo la congruenza dello spostamento verticale nella mezzeria

$$5/384 * Q_X * L_X^4 / (EI_X) = 5/384 * Q_Y * L_Y^4 / (EI_Y)$$

$$Q = Q_X + Q_Y ; \quad Q = 1,8 * 1,4 * 850 = 2142 \text{ daN} \quad Q_X = Q - Q_Y$$

$$(Q - Q_Y) L_X^4 / (EI_X) = Q_Y * L_Y^4 / (EI_Y)$$

L'interasse tra le travi in direzione X ed Y è differente m 70 cm per Y e 80 cm per X .
il momento di inerzia della sezione in generale le due rigidezze sono diverse in virtù della maggiore dimensione della soletta di cls e del pannello in legno e dell'interasse dei connettori nelle due direzioni.

$$(EI_X)_{eff} \approx (EI_Y)_{eff}$$

Utilizzando il metodo gamma riportato nell'eurocodice 5 si determinano le rigidezze effettive in direzione X ed Y

$$(EI)_{eff} = \sum [E_i * I_i + \gamma_i * E_i * A_i * a_i^2]$$

i moduli elastici sono quelli del legno E_L e del cls E_C , i momenti di inerzia

travetto $b*h^3/12$; Tavolato $B_X*t^3/12$; $B_Y*t^3/12$; soletta $B_X*s^3/12$; $B_Y*s^3/12$;

t spessore tavolato; s spessore soletta cls ,
le aree $b*h$; B_X*t ; B_Y*t ; B_X*s ; B_Y*s ;

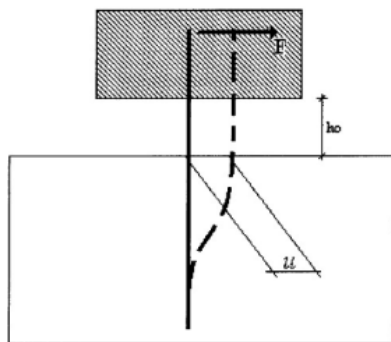
$$(EI)_{Xeff} = [2 * E_L * (b*h^3/12) + E_L * (B_X*t^3/12) + E_{CLS} * (B_X*s^3/12) +$$

$$2 * \gamma_1 * E_L * b*h*a_1^2 + \gamma_2 * E_L * B_X*t*a_2^2 + \gamma_3 * E_{CLS} * B_X*s*a_3^2]$$

$$(EI)_{Yff} = [2 * E_L * (b*h^3/12) + E_L * (B_Y*t^3/12) + E_{CLS} * (B_Y*s^3/12) +$$

$$2 * \gamma_1 * E_L * b*h*a_1^2 + \gamma_2 * E_L * B_Y*t*a_2^2 + \gamma_3 * E_{CLS} * B_Y*s*a_3^2]$$

La rigidezza dei connettori $K = 12 * EI/h^3$

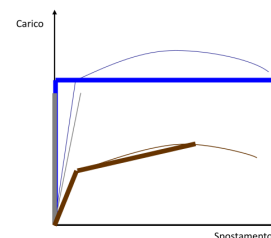


COMPORTAMENTO DELLA CONNESSIONE

Rigido
Connettore per cls

Rigido/plastico
Connettore per acciaio

Elastico
Connettore per legno



$$(Q-Q_Y)L_X^4/(EI)_{Xeff} = Q_Y * L_Y^4/(EI)_{Yeff} ; Q * L_X^4/(EI)_{Xeff} = Q_Y * [L_X^4/(EI)_{Xef} + L_Y^4/(EI)_{Yeff}]$$

$$Q_Y = Q * L_X^4/(EI)_{Xeff} / [L_X^4/(EI)_{Xef} + L_Y^4/(EI)_{Yeff}] ;$$

$$Q_X = Q * (1 - L_X^4/(EI)_{Xeff} / [L_X^4/(EI)_{Xef} + L_Y^4/(EI)_{Yeff}]$$

Determinati i carichi agenti sulle due travi si possono calcolare le sollecitazioni taglianti e flessionali

$$M_X = Q_X * L_X^2 / 8 ; V_X = Q_X * L_X / 2 ; M_Y = Q_Y * L_Y^2 / 8 ; V_Y = Q_Y * L_Y / 2 ;$$

e calcolare le tensioni flessionali e taglianti nelle travi ortogonali e nei connettori

$$\text{travetto direzione } x \quad \sigma = \gamma_{X1} * M_X * E_L * a_{X1}^2 / (EI)_{Xeff} \quad \sigma_m = 0,5 * M_X * E_L * a_{X1}^2 / (EI)_{Xeff}$$

$$\text{travetto direzione } y \quad \sigma = \gamma_{Y1} * M_Y * E_L * a_{Y1}^2 / (EI)_{Yeff} \quad \sigma_m = 0,5 * M_Y * E_L * a_{Y1}^2 / (EI)_{Yeff}$$

$$\text{pannello direzione } x \quad \sigma = \gamma_{X2} * M_X * E_L * a_{X2}^2 / (EI)_{Xeff} \quad \sigma_m = 0,5 * M_X * E_L * a_{X2}^2 / (EI)_{Xeff}$$

$$\text{pannello direzione } y \quad \sigma = \gamma_{Y2} * M_Y * E_L * a_{Y2}^2 / (EI)_{Xef} \quad \sigma_m = 0,5 * M_Y * E_L * a_{Y2}^2 / (EI)_{Xef}$$

$$\text{soletta direzione } x \quad \sigma = \gamma_{X3} * M_X * E_{CLS} * a_{X3}^2 / (EI)_{Xeff} \quad \sigma_m = 0,5 * M_X * E_{CLS} * a_{X3}^2 / (EI)_{Xeff}$$

$$\text{soletta direzione } y \quad \sigma = \gamma_{Y3} * M_Y * E_{CLS} * a_{Y3}^2 / (EI)_{Xeff} \quad \sigma_m = 0,5 * M_Y * E_{CLS} * a_{Y3}^2 / (EI)_{Xeff}$$

La max tensione tangenziale l'abbiamo nell'anima del travetto

$$\tau_X = [\gamma_{X1} * E_L * A_l * a_{X1} + 0,5 * b * E_L * h] / (EI)_{Xeff} ;$$

$$\tau_X = [\gamma_{Y1} * E_L * A_l * a_{Y1} + 0,5 * b * E_L * h] / (EI)_{Yeff} ;$$

le forze di taglio nei connettori definite nell'eurocodice

$$F_{Xl} = V_X * \gamma_{X3} * E_{CLS} * A_{X3} * a_{3X} * i_X / (EI)_{Xeff} ;$$

$$F_{Yl} = V_Y * \gamma_{Y3} * E_{CLS} * A_{Y3} * a_{Y3} * i_Y / (EI)_{Yeff} ;$$

i_X interasse connettori direzione x

i_Y interasse connettori direzione y

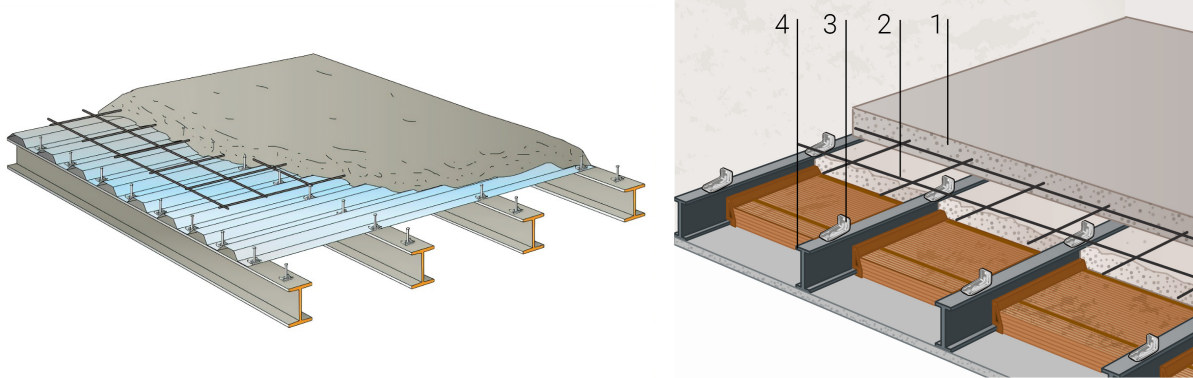
per la verifica allo stato limite di vibrazione si calcola attraverso una analisi dinamica del graticcio di travi con la rigidezza effettiva nelle due direzioni il periodo fondamentale e quindi la frequenza fondamentale $f > 8\text{Hz}$

5-Il solaio in acciaio

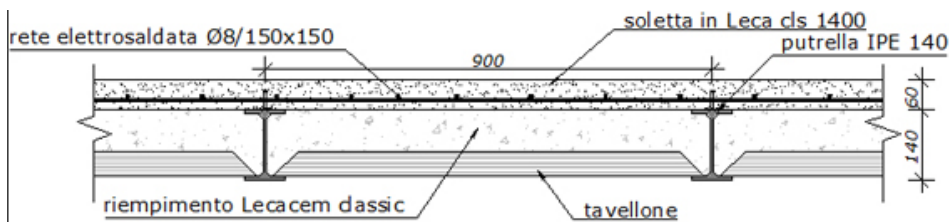
Consideriamo due tipologie di solai in acciaio

- Tavelloni massetto leggero e soletta cls
- Solaio con lamiera gregata

riportate entrambe in figura



- Tavelloni massetto leggero e soletta cls



La soletta di calcestruzzo avente uno spessore ≥ 6 cm assicura e garantisce la rigidità dell'impalcato ai fini della modellazione di calcolo e la corretta ripartizione delle azioni sismiche orizzontali incentivando anche la rigidità flessionale e la resistenza complessiva della sezione. La analisi dei carichi

$$G_K = 252 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Travi IPE 140} \quad 13 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Tavelloni } 1,00 * 0,06 * 1,00 * 700 = 42 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Massetto cls leggero } 1,00 * 0,06 * 1,00 * 1200 = 72 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Soletta cls } 1,00 * 0,06 * 1,00 * 2500 = 125 \text{ daN/ml}$$

$$G_{SK} = 210 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Massetto e isolante } 70 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Pavimento } 30 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Controsoffittatura } 30 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Incidenza tramezzi } 80 \text{ daN/mq}$$

$$Q_k = 200 \text{ daN/mq}$$

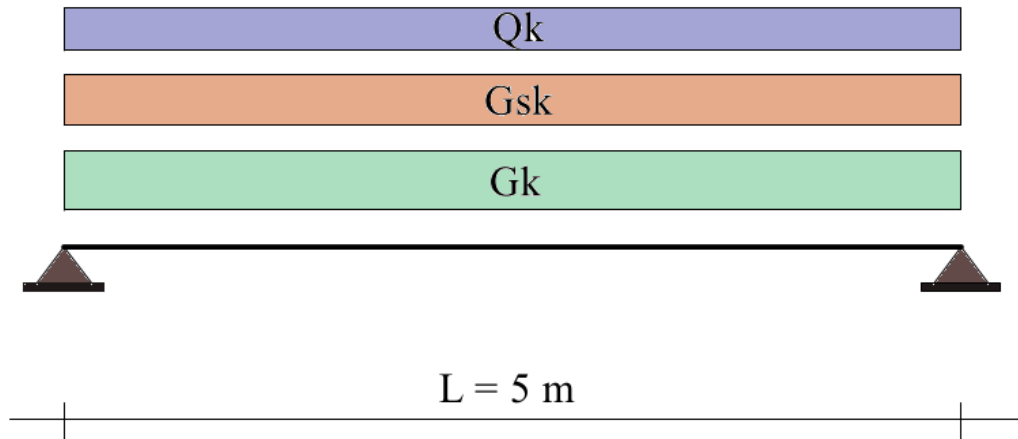
il carico complessivo per lo stato limite ultimo SLU

$$Q = 942 \text{ daN/mq}$$

il carico complessivo per lo stato limite di esercizio SLE

$$Q = 662 \text{ daN/mq}$$

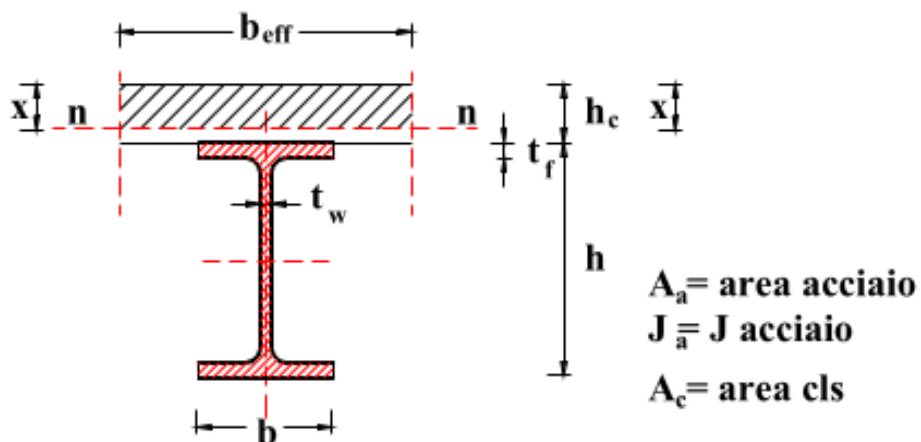
Lo schema statico del solaio :



Le sollecitazioni

$$M = Q \cdot L^2 / 8 = 2942 \text{ daN} \cdot \text{m} ; V = 2355 \text{ daN}$$

Eseguiamo la verifica della sezione mista nella ipotesi di elasticità lineare per i due materiali considerando la trave monolitica ovvero con connessione avente rigidità infinita



si definisce un coefficiente di omogeneizzazione $n = E_s/E_c$ e si determina la posizione dell'asse neutro ovvero la X

per $X < h_c$

$$b_{eff} * X^2 / 2 - n * A_s * (h/2 + h_c - X) = 0$$

$$I = n * [I_P + A * (h/2 + h_c - X)^2] + b_{eff} * X^3 / 3$$

per $X \geq h_c$

$$A_c * (X - h_c/2) - n * A_s * (h/2 + h_c - X) = 0$$

$$I = n * [I_P + A * (h/2 + h_c - X)^2] + b_{eff} * h_c^3 / 12 + b_{eff} * h_c * (X - h_c/2)^2$$

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio

$$\sigma_s = M / I * (h + h_c - X) ; \sigma_c = M * X / (n * I) ;$$

$$E_s = 2100000 \text{ daN/cm}^2 ;$$

$$E_c = 305000 \text{ daN/cm}^2$$

$$n = E_s / E_c = 6,9 \approx 7$$

Verifica allo stato limite ultimo SLU

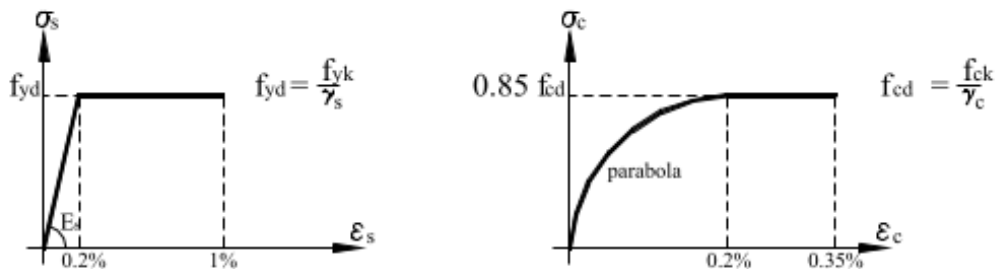
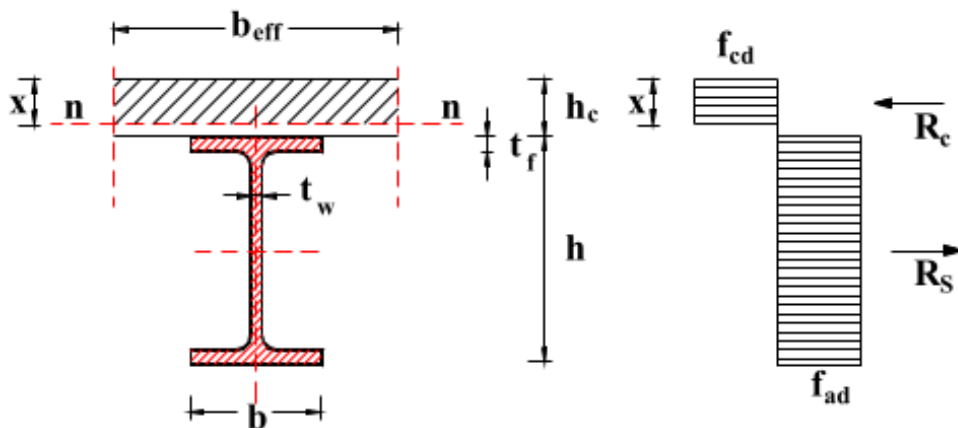


Fig. 4.1: legame costitutivo di progetto per il cls e per l'acciaio



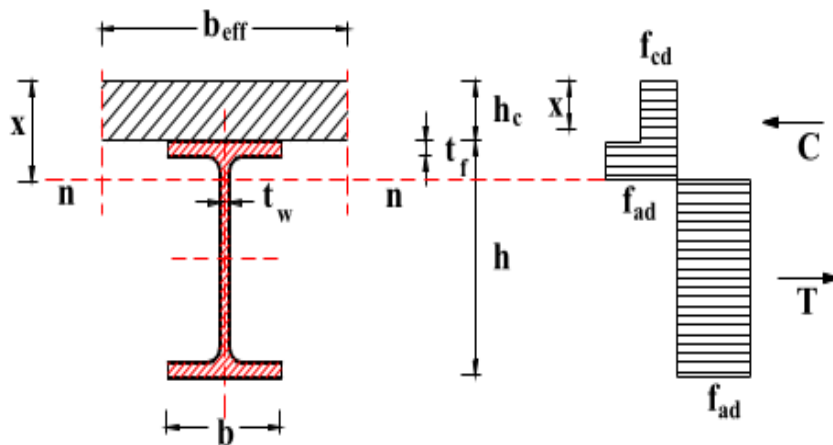
La verifica è immediata dall'equilibrio delle tensioni per l'asse neutro che taglia la soletta

$$C = 0,85 * f_{cd} * 0,8 * X * b_{eff}; \quad T = f_{yd} * A_s$$

$$X = F_{yd} * A_s / (0,85 * f_{cd} * b_{eff})$$

$$M_{pl} = 0,85 * f_{cd} * b_{eff} * X^2 / 2 + f_{yd} * A_s * (X / 2 + h_c - x)$$

se l'asse neutro è più in basso ovvero $x < h_c$



$$C = 0,85 * f_{cd} * h_c * b + f_{yd} * A_{sc}; \quad T = f_{yd} * (A_s - A_{sc})$$

A_{sc} area del profilo compressa par a $b * t_f + t_w * (X - h_c - t_f)$

$$0,85 * f_{cd} * h_c * b + f_{yd} * A_{sc} = f_{yd} * (A_s - A_{sc})$$

il momento plastico $M_{pl} = C * d = T * d$

d braccio della coppia interna

-Verifica a taglio

Il taglio viene affidato alla trave in acciaio $V_{sd} < V_{rd} = A * f_{yd} / \sqrt{3}$

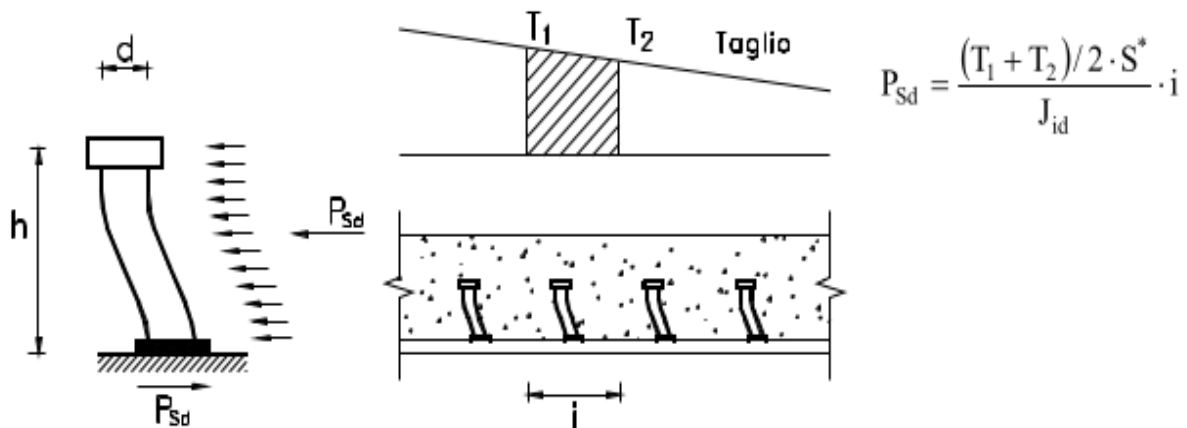
A area dell'anima del profilo $\tau_{RD} = f_{yd} / \sqrt{3}$

-Verifica della freccia

$$\delta = 5/384 * q * L^4 / (E_s * I) \leq L/250$$

la verifica viene condotta allo stato limite di esercizio

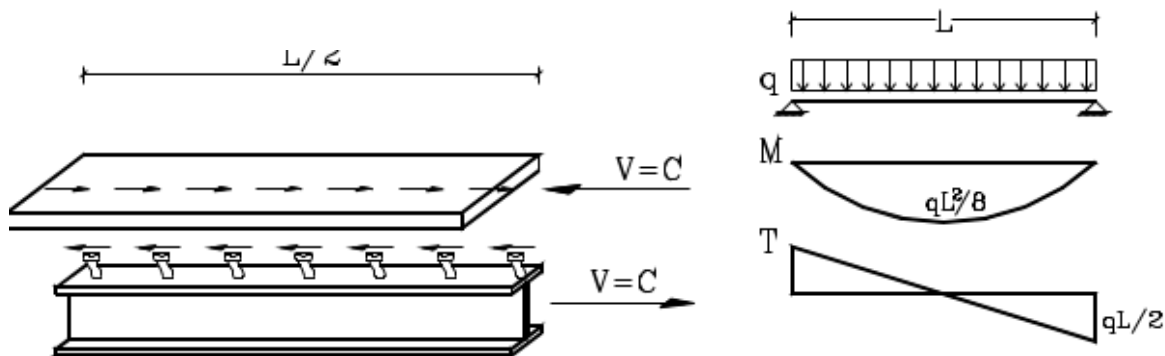
-Connettori



I connettori vanno disposti a passo costante seguendo il diagramma del taglio in ogni caso devono essere in grado di resistere alla forza di scorrimento

$$V = \int \tau * b * dx = T/I * Sx / b * b * L/2 = T/I * Sx * L/2$$

La forza di scorrimento V è pari alla risultante C degli sforzi di compressione nella soletta



La verifica dei connettori

$V < n * P_{RD}$; n numero dei connettori tra 0 ed $L/2$ seguendo il diagramma del taglio

P_{RD} resistenza del connettore è il più piccolo dei seguenti valori

$$P_{RD} = 0.8 * f_u * (\pi * d^2 / 4) / \gamma_V ; P_{RD} = 0.29 * \alpha * d^2 * \sqrt{f_{ck} * E_{cm}} / \gamma_V ;$$

$$\alpha = 1 \text{ per } h/d > 4 ; \alpha = 0.2 * [(h/d) + 1] ; \text{ per } 3 \leq h/d \leq 4$$

h altezza del piolo

d diametro del piolo

f_u resistenza a trazione del piolo

f_{ck} resistenza caratteristica cilindrica del cls

E_{cm} modulo secante del cls

γ_V coefficiente parziale 1,25

Riportiamo il calcolo del solaio eseguito con il software free della Tecnaria.

Solaio:

Fase 1 - sola trave in acciaio - SLU - Calcolo plastico
 Azioni fase 1: 1.66 kN/m
 Momento sollecitante - MED1: 7.5 kNm
 Momento resistente - MRd: 23.1 kNm
 Verifica momento: 0.32

Classe sezione acciaio: 1
 Taglio sollecitante - VEd1: 5.0 kN
 Taglio resistente - VRd1: 99.5 kN
 Verifica taglio: 0.05

Fase 1+2 - Sezione mista - STATO LIMITE ULTIMO

Classe sezione mista: 1
 Base efficace (Beff): 80.0 cm
 Asse neutro pl. da estradosso: 3.2 cm
 Momento sollecitante - MED: 40.1 kNm
 Momento resistente - MRd: 40.8 kNm
 Verifica momento: 0.98

Calcolo plastico con connettore non duttile
 Azioni: 8.90 kN/m
 Altezza totale: 20.0 cm
 Taglio sollecitante - VEd: 26.7 kN
 Taglio resistente VRd: 99.5 kN
 Verifica taglio: 0.27

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 Controfreccia iniziale: 0.0 mm
 Delta 1 Trave in acciaio Peso proprio + Altri di prima fase: 19.0 mm
 Delta 1 Trave mista Ulteriore carico permanente: 10.7 mm
 Delta 2 Trave mista Carico variabile + Effetto viscosità: 12.6 mm
 Delta 2 Trave mista Effetto ritiro cls: 6.2 mm
 Delta 2 Totale: 18.8 mm
 Delta Finale Totale: 48.5 mm

= L / 319
 = L / 124 NON VERIFICATO

Asse neutro elastico dall'estradosso cls: 6.0 cm
 Coeff. di omogeneizzazione - n - istantaneo: 6.40 - a tempo infinito: 12.79
 Momento di inerzia sezione omog. - I - istantaneo: 2105.9 cm⁴ - a tempo infinito: 1796.5 cm⁴
 Incremento freccia per interazione incompleta: 1.0
 Frequenza fondamentale naturale: 4.1 Hz calcolata con combinazione frequente. psi1= 0.5

Fase 1+2 - sezione mista - Connessione

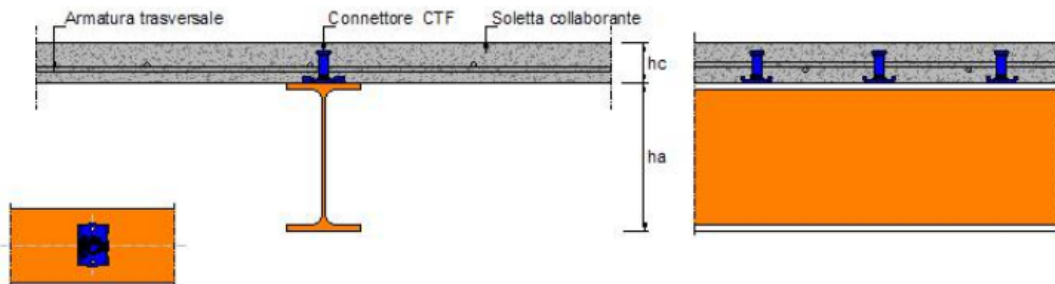
Connessione a parziale ripristino di resistenza
 Nc Compressione nella soletta in calcestruzzo nel caso di calcolo (kN): 306
 Nc,f Compressione nella soletta in calcestruzzo nel caso di completo ripristino di resistenza (kN): 430
 Nc,el Compressione nella soletta in calcestruzzo corrispondente al massimo momento elastico Mel,Rd (kN): 33

Tipo Connettore: CTF 12/40
 Altezza: 40 mm
 Resistenza del connettore - PRd: 26.65 kN

Resistenza connessione - PRd * k: 26.65 kN
 Connettore rigido Distribuzione connettori elastica variabile

Posizionamento connettori:
 Distribuzione uniforme: Lunghezza trave (cm) Connettori per trave Passo (cm)
 600 46 13.0

-- alternativa --
 Distribuzione variabile: settore a sinistra Lunghezza settore (cm) Connettori per settore
 settore centrale 150 12 12.5
 settore a destra 300 12 27.3
 Totale 150 12 12.5
 36



Il calcestruzzo utilizzato per la soletta C30-37, l'acciaio FEB 450, mentre per le travi è stato utilizzato acciaio S275, il connettore altezza 4 CFT 240



- Solaio con lamiera gregata

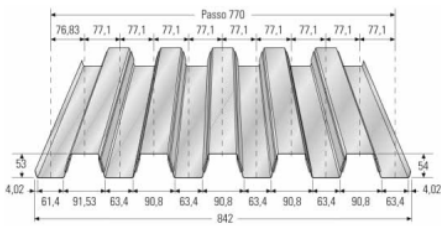
I solai in lamiera gregata acciaio calcestruzzo sono realizzati con profili IPE e soletta di cls armato leggero o normale sostenuta dalla lamiera gregata che ha la funzione di cassero durante la costruzione e costituisce parte o tutta l'armatura longitudinale dopo l'indurimento del calcestruzzo. Poiché non è sufficiente la semplice adesione chimica fra la lamiera e il calcestruzzo, sono previste opportune lavorazioni superficiali o particolari sagome per garantire l'aderenza fra acciaio e calcestruzzo. Altre caratteristiche:

- leggerezza e riduzione degli ingombri
- velocità di realizzazione
- facilità di taglio e scarsa suscettibilità a problemi di tolleranze
- facilità nella realizzazione di aperture per il passaggio degli impianti

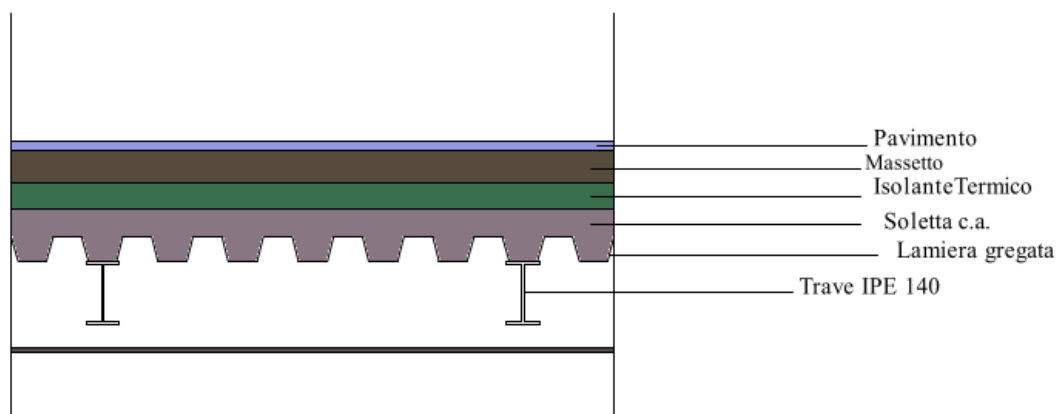
Gli spessori della lamiera variano tra 0.7 e 1.5 mm mentre le altezze tra 40 e 80mm.

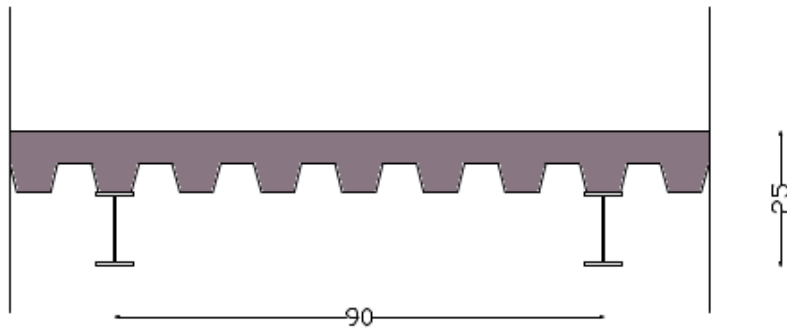
Riportiamo le caratteristiche del profilato e della lamiera gregata:

IPE 140 Area 16,4cm²; $I_x = 541 \text{ cm}^4$; $I_y = 45 \text{ cm}^4$; $W_x = 77,3 \text{ cm}^3$; $W_y = 12,3 \text{ cm}^3$;

Tabella 1 ■ Caratteristiche della lamiera					
					
		Spessore			
	mm	0,70	0,80	1,00	1,20
Peso	kg/m	6,87	7,85	9,81	11,78
Peso	kg/m ²	8,92	10,19	12,74	15,29
J totale	cm ⁴ /m	57,96	66,74	84,31	101,87
y ₁	cm	29,23	29,23	29,23	29,23
Area totale	cm ² /m	11,36	12,99	16,23	19,48
Compressione superiore					
J ₁	cm ⁴ /m	50,82	60,62	80,92	101,71
W ₁	cm ³ /m	14,88	19,61	24,89	32,24
W _e	cm ³ /m	21,17	25,16	31,77	38,94
Compressione inferiore					
W ₁	cm ³ /m	18,65	21,78	28,08	34,42
W _e	cm ³ /m	16,38	20,02	28,10	36,51

La sezione del solaio





L'analisi dei carichi:

$G_K = 262 \text{ daN/mq}$

Travi IPE 140

13 daN/ml

Soletta cls

240 daN/mq

Lamiera gregata

9 daN/mq

$G_{SK} = 210 \text{ daN/mq}$

Massetto e isolante 70 daN/mq

Pavimento 30 daN/mq

Controsoffittatura 30 daN/mq

Incidenza tramezzi 80 daN/mq

$Q_K = 200 \text{ daN/mq}$

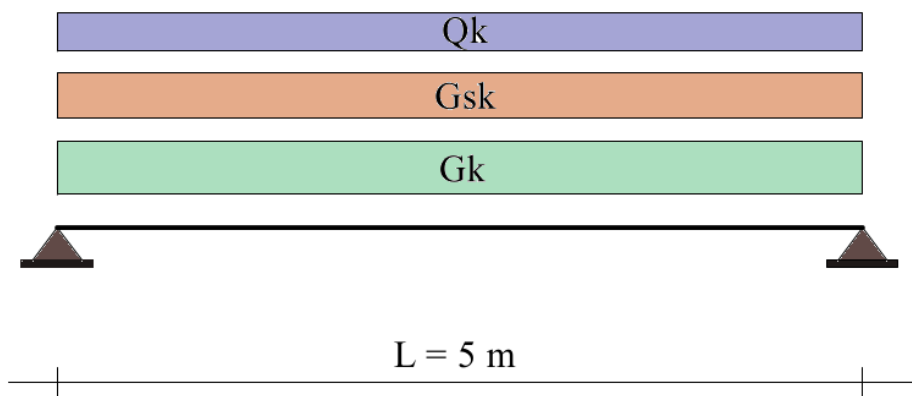
il carico complessivo per lo stato limite ultimo SLU

$Q = 955 \text{ daN/mq}$

il carico complessivo per lo stato limite di esercizio SLE

$Q = 672 \text{ daN/mq}$

Lo schema statico del solaio :



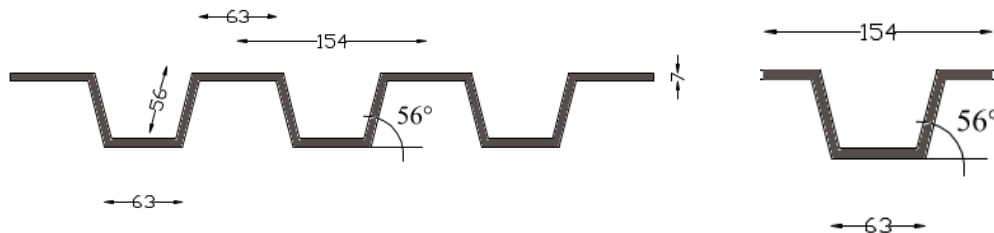
Le verifiche vengono eseguite nella fase di getto e maturazione del calcestruzzo dove la soletta in c.a. è portata dalle travi di acciaio e dalla lamiera gregata per cui il carico agente è solo il peso proprio in base al quale si determinano le sollecitazioni di flessione e taglio. I carichi permanenti ed accidentali $Q=410*1,5$ sono portati dalla sezione mista composta dal profilato IPE, la lamiera gregata e la soletta di cls.

Verifica del solaio in fase di getto e stagionatura del cls

$$G_K = 1,3*262 \text{ daN/mq} + \text{peso dei mezzi d'opera } 150*1,5 \text{ daN/mq} = 566 \text{ daN/mq}$$

$$M = Q*L^2/8 = 75 \text{ daN*m} ; \quad V = 254 \text{ daN}$$

Riportiamo le caratteristiche geometriche della lamiera gregata:



Le caratteristiche geometriche della sezione:

$A = 1666 \text{ mmq}$; Ordinata baricentro

$$Y = [63*7*(56*\sin 56 - 3.5) + 63*7*3.5 + 2*56*7*56/2*\sin 56] / 1666 = 23,21 \text{ mm}$$

$$I = 2*63*7^3/12 + 63*7*(23.21 - 3.5)^2 + 63*7*(56*\sin 56 - 23.21 + 3.5)^2 + 2*7*56^3/3*(\sin 56)^2$$

$$I = 105,3 \text{ cm}^4 ; W_i = 45,36 \text{ mmc} ; W_s = 45,36 \text{ mmc} ;$$

Per metro lineare di lamiera

$$I = 683 \text{ cm}^4 ; W_i = 294 \text{ mmc} = W_s$$

Non vengono disposti puntelli intermedi la verifica a flessione

$$M_{RD} = W_i * f_{yd} = 294 * 3200 = 9421 \text{ daN} \quad M > 75 \text{ daN*m}$$

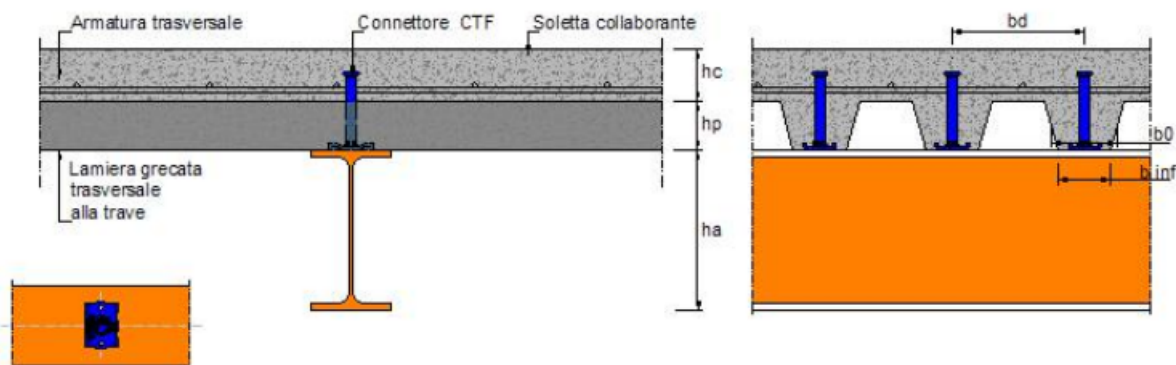
La verifica a taglio si considerano solo le anime in proiezione verticale

$$A = 2*56*7*\sin 56 = 438 \text{ mmq} ; V_{RD} = f_{yd} / \sqrt{3} * A = 7907 \text{ daN} > 1412 \text{ daN}$$

$$\text{La freccia } f = 5/384 * 5,66 * 900^4 / (210000 * 3160273) = 0,07 \text{ mm} \approx 5000/180 = 27 \text{ mm}$$

-Verifica della sezione mista acciaio calcestruzzo

La soletta di calcestruzzo armato con rete elettrosaldata di maglia quadrata di lato 15 cm e tondini ϕ 8 collabora con la trave IPE, la verifica la eseguiamo con il software della Tecnaria per lamiera gregata.



Fase 1+2 - Sezione mista - STATO LIMITE ULTIMO

Classe sezione mista:	1
Base efficace (B _{eff}):	90.0 cm
Asse neutro pl. da estradosso:	11.6 cm
Momento sollecitante - M _{Ed} :	30.1 kNm
Momento resistente - M _{Rd} :	50.0 kNm
Verifica momento:	0.60

Calcolo plastico	
Azioni:	9.62 kN/m
Altezza totale:	25.0 cm
Taglio sollecitante - V _{Ed} :	24.1 kN
Taglio resistente V _{Rd} :	99.5 kN
Verifica taglio:	0.24

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 Controfreccia iniziale:	0.0 mm	
Delta 1 Peso proprio + Carico Permanente:	10.2 mm	
Delta 2 Carico variabile + Effetto viscosità:	9.2 mm	
Delta 2 Effetto ritiro cls:	0.0 mm	
Delta 2 Totale:	9.2 mm	= L / 543
Delta Finale Totale:	19.4 mm	= L / 258
Asse neutro elastico dall'estradosso cls:	7.2 cm	
Coeff. di omogeneizzazione - n	- istantaneo: 6.40	- a tempo infinito: 12.79
Momento di inerzia sezione omog. - I	- istantaneo: 3888.3 cm ⁴	- a tempo infinito: 3329.0 cm ⁴
Incremento freccia per interazione incompleta:	2.4	

Frequenza fondamentale naturale:	7.8 Hz	calcolata con combinazione frequente.	psi1= 0.5
----------------------------------	--------	---------------------------------------	-----------

Fase 1+2 - sezione mista - Connessione

Connessione a parziale ripristino di resistenza	
N _c Compressione nella soletta in calcestruzzo nel caso di calcolo (kN):	199
N _{c,f} Compressione nella soletta in calcestruzzo nel caso di completo ripristino di resistenza (kN):	430
N _{c,el} Compressione nella soletta in calcestruzzo corrispondente al massimo momento elastico M _{el,Rd} (kN):	256

Tipo Connettore:	CTF 12/90		
Altezza:	90 mm		
Resistenza del connettore - PRd:	33.40 kN		
Coeff. riduttivo relativo ad 1 conn. per nerv. k:	0.85		
Coeff. riduttivo relativo a 2 o più conn. per nerv. k2:	0.70		
Resistenza connettore con 1 conn. per nerv. PRd * k:	28.39 kN		
Resistenza connettore con più di 1 conn. per nerv. PRd * k2:	23.38 kN		
Connettore duttile	Distribuzione connettori plastica uniforme		
Posizionamento connettori:			
Distribuzione uniforme:	Nervature per trave 33	Connettori per trave 14	
-- alternativa --			
Distribuzione variabile:	Nervature per settore	Connettori per settore	
settore a sinistra	8	-	
settore centrale	17	-	
settore a destra	8	-	
Totale		-	

6-Il solaio in alluminio

I solai in alluminio vengono realizzati come i solai in ferro e soletta collaborante o lamiera gregata, lo stesso metodo di calcolo e la medesima tecnologia e posa in opera; l'unica variante è il materiale e le sue caratteristiche di resistenza con i relativi legami tensione deformazione

figura E.1 Modelli bi-lineari

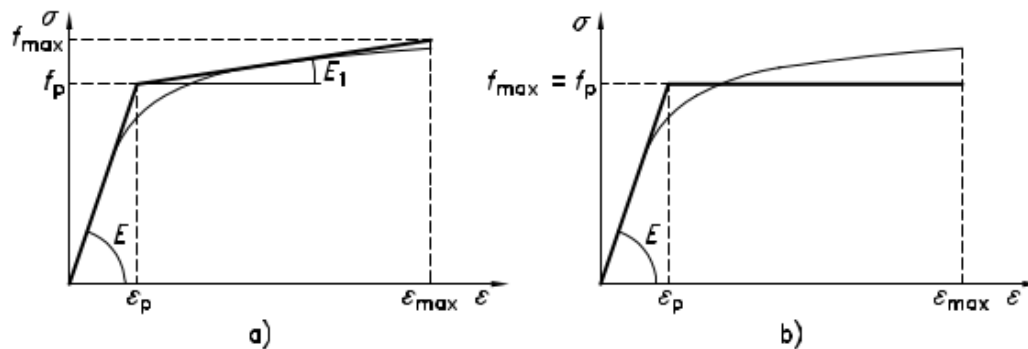
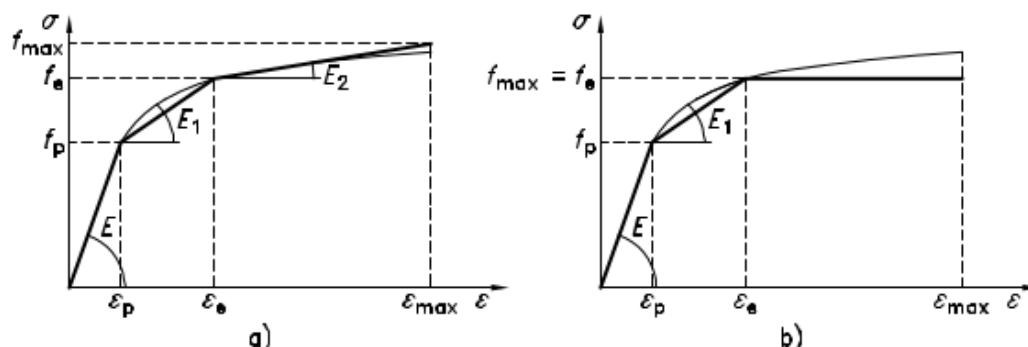


figura E.2 Modelli tri-lineari



Quando si utilizza un **modello bi-lineare** con incrudimento si possono assumere le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} \sigma &= E \cdot \varepsilon & \text{per} & & 0 < \varepsilon \leq \varepsilon_p \\ \sigma &= f_p + E_1 (\varepsilon - \varepsilon_p) & & & \varepsilon_p \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{PMAX} \end{aligned}$$

dove:

f_p è il limite convenzionale elastico di proporzionalità;
 ε_p è la deformazione corrispondente alla tensione f_p ;
 ε_{PMAX} è la deformazione corrispondente alla tensione f_{max} ;
 E è il modulo elastico;
 E_1 è il modulo incrudente.

Nel caso che si assuma il modello "**elastico-perfettamente plastico**" il materiale rimane perfettamente elastico fino alla tensione limite elastica f_p . Fino al valore di deformazione max, si dovrebbero considerare deformazioni plastiche senza incrudimento ($E_1 = 0$). In assenza di più accurate determinazioni dei parametri di cui sopra, si possono assumere, per entrambi i modelli i seguenti valori:

f_p è il valore nominale di $f_{0,2}$;
 f_{max} è il valore nominale di f_u ;
 $\varepsilon_{MAX} = 0,5 u$;
 ε_U è il valore nominale della deformazione ultima ;
 $\varepsilon_P = f_{0,2}/E$;
 $E_1 = (f_u - f_{0,2})/(0,5 \varepsilon_U - \varepsilon_P)$.

Modello tri-lineare

Quando si utilizza un modello tri-lineare con incrudimento, si possono ritenere valide le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned}
 \sigma &= E * \varepsilon && \text{per } 0 < \varepsilon \leq \varepsilon_P \\
 \sigma &= f_p + E_1 (\varepsilon - \varepsilon_P) && \varepsilon_P \leq \varepsilon \leq \varepsilon_e \\
 \sigma &= f_e + E_2 (\varepsilon - \varepsilon_e) && \varepsilon_e \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{MAX}
 \end{aligned}$$

dove:

f_p è il limite di proporzionalità;
 f_e è il limite di elasticità;
 ε_P è la deformazione corrispondente alla tensione f_p ;
 ε_e è la deformazione corrispondente alla tensione f_e ;
 ε_{MAX} è la deformazione corrispondente alla tensione f_{max} ;
 E è il modulo elastico;
 E_1 è il modulo di primo incrudimento;
 E_2 è il modulo di secondo incrudimento.

Nel caso si assuma il modello **"Perfettamente plastico"** nel campo di deformazioni comprese tra e ed max si dovrebbero considerare deformazioni plastiche senza incrudimento ($E_2 = 0$). In assenza di più accurate determinazioni dei parametri di cui sopra, si possono assumere, per entrambi i modelli i seguenti valori:

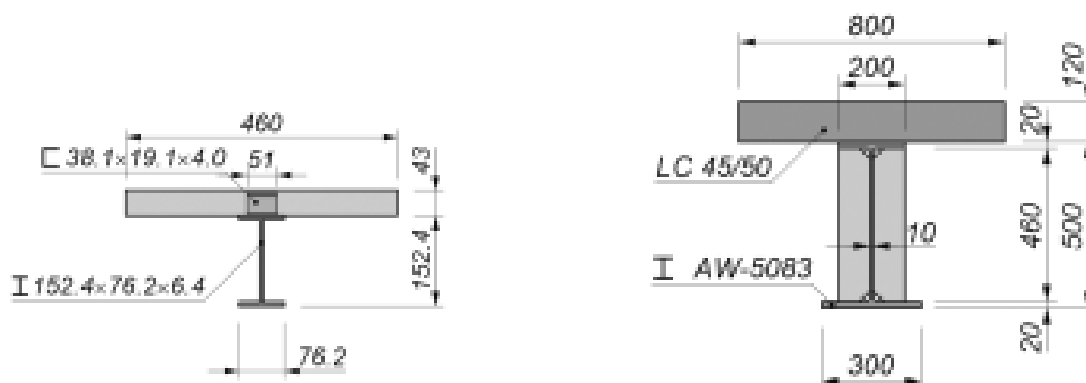
f_e è il limite di elasticità ridotto ;
 $f_p = \mu f_e$;
 f_{max} è il valore nominale di f_u ;
 $\varepsilon_{MAX} = 0,5 \varepsilon_U$;
 ε_U è il valore nominale della deformazione ultima ;
 E è il modulo elastico ridotto E_r ;
 $E_1 = E_r / m$;
 $E_2 = (f_{max} - f_e) / (\varepsilon_{MAX} - \varepsilon_e)$;
 $\varepsilon_P = f_p / E_r$;
 $\varepsilon_e = \varepsilon_P + (f_e - f_p) / E_1$;

con f_e , E_r , μ , ed m forniti nella tabella seguente

Valori di f_t , E_t , α , ed m per i modelli tri-lineari

Leghe di alluminio	f_t N/mm ²	E_t N/mm ²	α	m
AlZnMg 1 F36	290	68 000	0,85	4,0
AlMgSi 1 F32	270	68 000	0,85	4,0
AlMgSi 1 F28	210	65 000	0,80	4,0
AlMgSi 0,5 F22	170	65 000	0,85	4,5
EN AW 5083	230	65 000	0,80	5,0
AlMg4,5 Mn w/F28 tubi + profilati	150	65 000	0,85	5,0
AlMgMnF23 EN AW 5454	170	65 000	0,85	4,5
AlMgMnF20	110	60 000	0,80	5,0
AlMgMn w/F18 EN AW 5754	80	55 000	0,75	5,0

Il solaio misto alluminio cls può essere realizzato con una soletta di calcestruzzo e travi a doppio T, o ancora con travi miste alluminio cls come riportato in figura :



Il calcolo per la prima tipologia è quello per trave composta uguale alle sezioni acciaio-cls si modificano solo il modulo elastico importante ai fini della freccia e le tensioni nell'alluminio in funzione del diagramma utilizzato per il calcolo del momento resistente .

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'alluminio per un calcolo elastico lineare

$$\sigma_s = M/I \cdot (h + hc - X) \leq f_p / \gamma_M = 2700 \cdot 0,85 / \quad ; \quad \sigma_c = M \cdot X / (n \cdot I) ;$$

$$E_a = 680000 \text{ daN/cm}^2 ;$$

$$E_c = 305000 \text{ daN/cm}^2$$

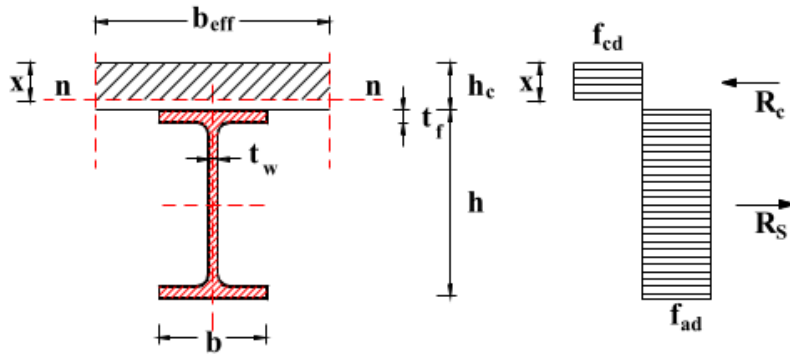
$$n = E_a / E_c \approx 2$$

$$\text{La freccia } f = 5/384 \cdot Q \cdot L^4 / (E_c \cdot I)$$

$$f < L/200 \text{ per carichi permanenti} ; \quad f < L/100 \text{ per combinazione più sfavorevole} ;$$

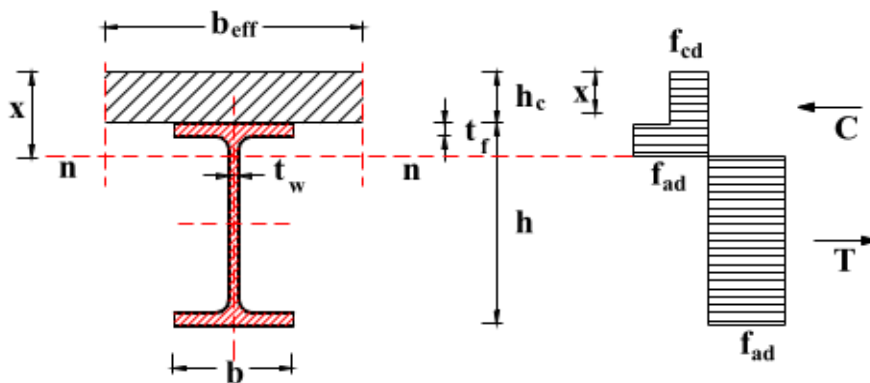
Per calcolo plastico sempre nella ipotesi di diagramma bilineare:

asse neutro che taglia la soletta $X < h_c$



$$M_{pl} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot X^2 / 2 + f_{yd} \cdot A_a \cdot (X / 2 + h_c - x) \quad f_{yd} = f_p / \gamma_M =$$

Asse neutro al di sotto della soletta $X > h_c$



$$C = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot h_c \cdot b + f_{yd} \cdot A_{sc} ; \quad T = f_{yd} \cdot (A_s - A_{sc})$$

A_{sc} area del profilo compressa par a $b \cdot t_f + t_w \cdot (X - h_c - t_f)$

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot h_c \cdot b + f_{yd} \cdot A_{sc} = f_{yd} \cdot (A_s - A_{sc})$$

il momento plastico $M_{pl} = C \cdot d = T \cdot d$

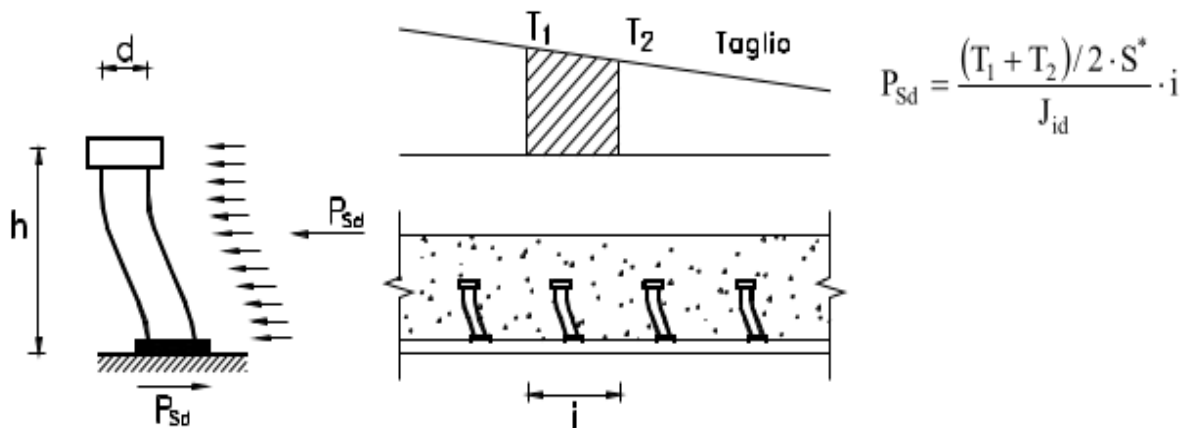
d braccio della coppia interna

-Verifica a taglio

Il taglio viene affidato alla trave in acciaio $V_{sd} < V_{rd} = A \cdot f_{yd} / \sqrt{3}$

A area dell'anima del profilo $\tau_{RD} = f_{yd} / \sqrt{3}$

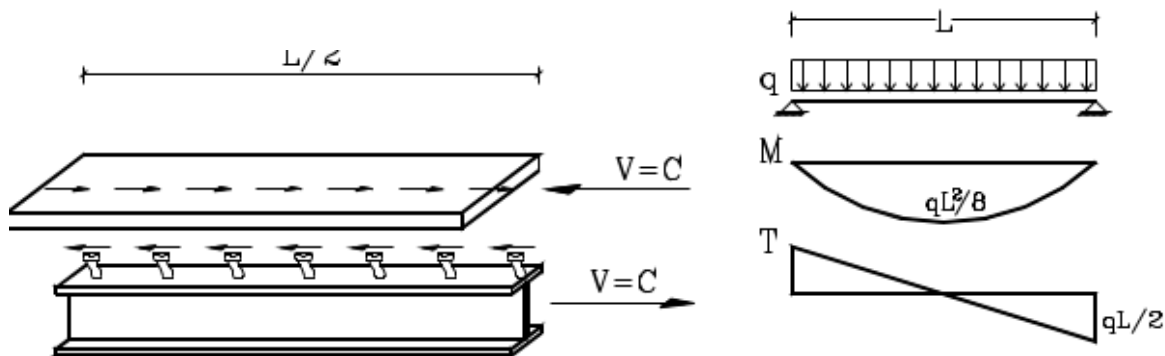
-Connettori



I connettori vanno disposti a passo costante seguendo il diagramma del taglio in ogni caso devono essere in grado di resistere alla forza di scorrimento

$$V = \int \tau * b * dx = T/I * Sx/b * b * L/2 = T/I * Sx * L/2$$

La forza di scorrimento V è pari alla risultante C degli sforzi di compressione nella soletta



La verifica dei connettori

$V < n * P_{RD}$; n numero dei connettori tra 0 ed $L/2$ seguendo il diagramma del taglio

P_{RD} resistenza del connettore è il più piccolo dei seguenti valori

$$P_{RD} = 0.8 * f_u * (\pi * d^2 / 4) / \gamma_V ; P_{RD} = 0.29 * \alpha * d^2 * \sqrt{(f_{ck} * E_{cm})} / \gamma_V ;$$

$$\alpha = 1 \text{ per } h/d > 4 ; \alpha = 0.2 * [(h/d) + 1] ; \text{ per } 3 \leq h/d \leq 4$$

h altezza del piolo

d diametro del piolo

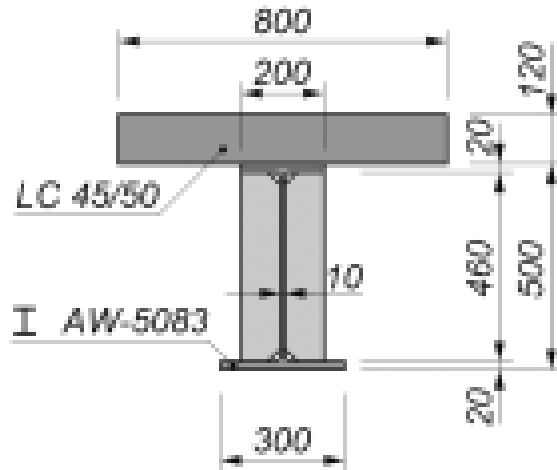
f_u resistenza a trazione del piolo

f_{ck} resistenza caratteristica cilindrica del cls

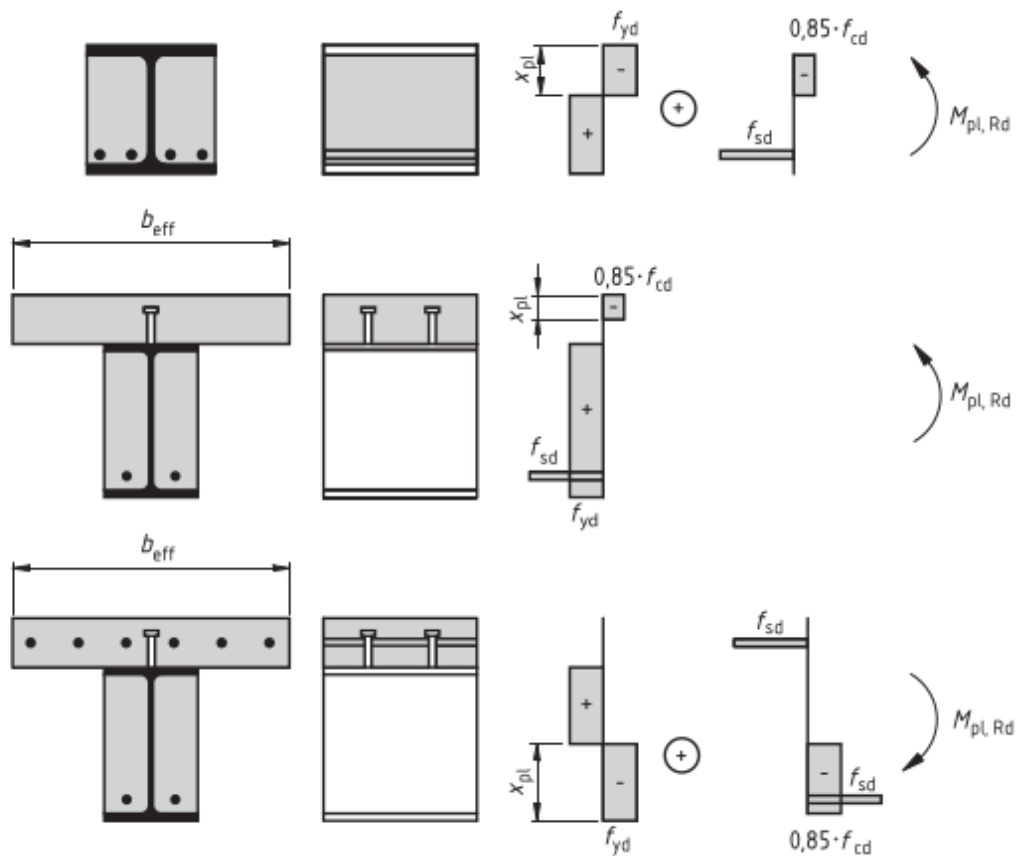
E_{cm} modulo secante del cls

γ_V coefficiente parziale 1,25

Per la seconda tipologia di solaio :



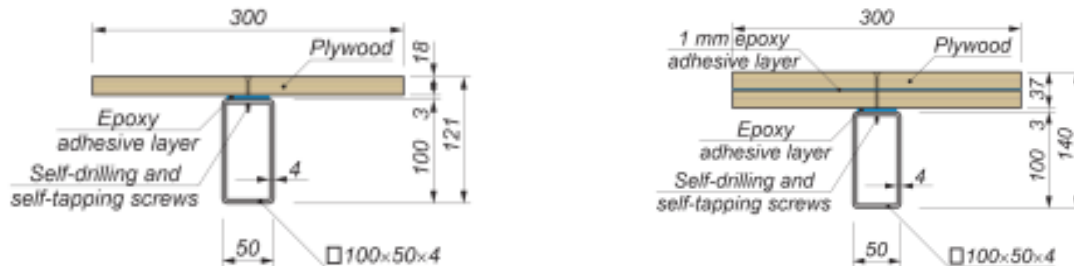
La trave portante mista composta da un profilato a doppio T e da cls ha un momento di inerzia funzione della parzializzazione della sezione; si utilizza una trattazione plastica analoga alle strutture composte acciaio cls , riportate nell'Eurocodice 4



7-I solai ibridi lega metallica-legno

Le strutture ibride, sono strutture composte da acciaio, alluminio e legno, il solaio viene realizzato con profili a doppio T e pannelli X-Lam di adeguato spessore 6÷8cm collegati tra di loro mediante piattine metalliche al fine di garantire la rigidezza assiale.

-Solai con travi in alluminio



-Solai con travi in acciaio



Sono solai molto leggeri per quanto concerne il peso proprio, facili da mettere in opera poiché basta posizionare le travi e su di esse i pannelli con i relativi collegamenti dall'analisi dei carichi:

$$G_K = 53 \text{ daN/mq}$$

Travi IPE 140

13 daN/ml

Pannello X-Lam 8 cm

40 daN/mq

$$G_{SK} = 210 \text{ daN/mq}$$

Massetto e isolante 70 daN/mq

Pavimento 30 daN/mq

Controsoffittatura 30 daN/mq

Incidenza tramezzi 80 daN/mq

$$Q_K = 200 \text{ daN/mq}$$

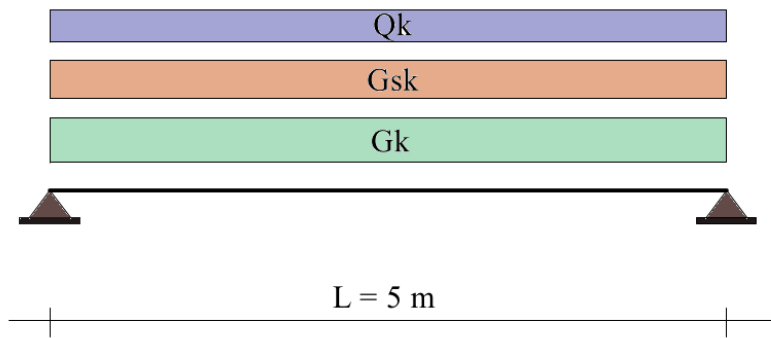
il carico complessivo per lo stato limite ultimo SLU

$$Q = 683 \text{ daN/mq}$$

il carico complessivo per lo stato limite di esercizio SLE

$$Q = 463 \text{ daN/mq}$$

Lo schema statico del solaio :



Il calcolo può essere eseguito in fase elastica nella ipotesi di connessione rigida tra pannelli e profilo di acciaio o alluminio ,utilizzando la medesima teoria esposta per le sezioni composte acciaio cls .



Le tensioni nel legno e nella lega metallica per un calcolo elastico lineare

$$\sigma_s = M/I \cdot (h+s-X) \leq f_p / \gamma_M = 2700 \cdot 0,85 / \quad ; \quad \sigma_c = M \cdot X / (n \cdot I) ;$$

$$E_a = 680000 \text{ daN/cm}^2 ; \quad E_s = 2060000 \text{ daN/cm}^2 ;$$

$$E_L = 120000 \text{ daN/cm}^2$$

$$n_a = E_a/E_L = 5,5 ; \quad n_s = E_s/E_L = 17 ; \quad \text{La freccia } f = 5/384 \cdot Q \cdot L^4 / (E_c \cdot I)$$

$$f < L/200 \text{ per carichi permanenti} ; \quad f < L/100 \text{ per combinazione più sfavorevole} ;$$

$$f < L/200 \text{ per carichi permanenti} ; \quad f < L/100 \text{ per combinazione più sfavorevole} ;$$

per $x_c < s$ ed $x_c > s$ si hanno differenti valori del momento di inerzia

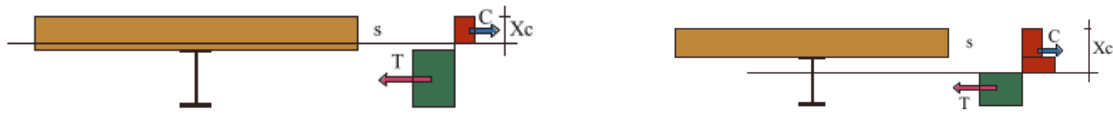
Per connessione non rigida si determina la rigidezza effettiva

$$(EI)_{eff} = E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2 + \gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_1^2 + E_2 \cdot A_2 \cdot a_2^2 \quad s_{eq} \text{ interasse tra le viti}$$

$$\gamma_1 = 1 / (1 + \pi^2 \cdot E \cdot A_1 \cdot s / (K \cdot L^2)) \quad L = 5m \quad \text{luce effettiva della trave composta}$$

$$K \text{ rigidezza del connettore} \quad K = K_{Ser} \quad SLE \quad K = 2/3 \cdot K_{Ser} \quad SLU$$

Se eseguiamo invece un calcolo in fase plastica



in analogia a quanto visto in precedenza per asse neutro che taglia la soletta $X < s$

$$M_{pl} = 0,8 * f_{cLd} * b_{eff} * X^2 / 2 + f_{yd} * A_a * (s/2 + s - x)$$

$$f_{yd} = f_p / \gamma_M \quad \gamma_M = 1,1 \text{ per alluminio} \quad \gamma_M = 1,05 \text{ per acciaio}$$

per asse neutro che al di sotto della soletta $X > s$

$$C = 0,8 * f_{cLd} * s * b + f_{yd} * A_{sc} ; \quad T = f_{yd} * (A_s - A_{sc})$$

*A_{sc} area del profilo compressa par a $b * t_f + t_w * (X - h_c - t_f)$*

$$0,8 * f_{cLd} * s * b + f_{yd} * A_{sc} = f_{yd} * (A_s - A_{sc})$$

*il momento plastico $M_{pl} = C * d = T * d$*

d braccio della coppia interna

-Verifica a taglio

*Il taglio viene affidato alla trave in acciaio $V_{sd} < V_{rd} = A * f_{yd} / \sqrt{3}$*

A area dell'anima del profilo $\tau_{RD} = f_{yd} / \sqrt{3}$

La verifica alla stato limite di oscillazione per i solai ibridi ha una sua importanza poichè molto leggeri con basa rigidità , per cui si determina la frequenza fondamentale per connessione rigida o effettiva

$$\omega = \pi^2 / L^2 * \sqrt{(EI / \mu)} \quad T = 2 * \pi / \omega ; \quad \text{la frequenza } f = 1 / T$$

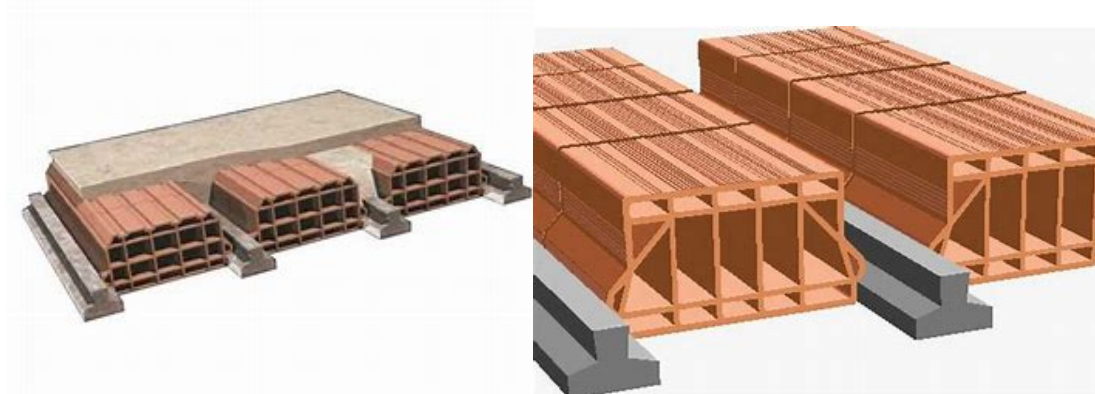
Affinchè il solaio non vibri seguendo le indicazioni dell'eurocode 9 e le relative formule di verifica deve risultare per i solai ibridi in alluminio

$$f > 3 \text{ Hz}$$

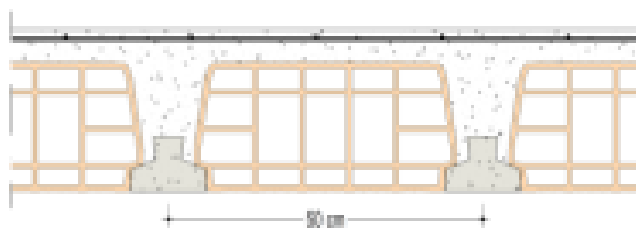
per i solai in acciaio in accordo con l'Eurocodice 3 si esegue la sola verifica della freccia ed anche un calcolo della frequenza fondamentale utilizzando la medesima limitazione.

8-Il solaio in cemento armato

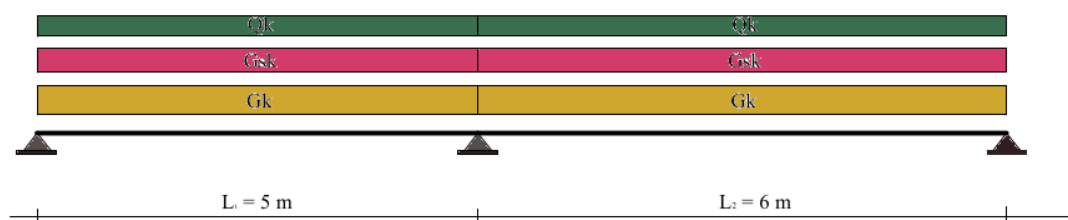
Il solaio in cemento armato può essere realizzato gettato in opera predisponendo un tavolato o un cassero metallico al di sotto con travetti precompressi sui quali poggiano le pignatte ed eseguire il getto della soletta di cls armato. Nella pratica edilizia corrente si è soliti realizzare solai in travetti precompressi poiché le cassetture sono più facili da realizzare e meno onerose, i solai gettati in opera non vengono più usati salvo che per zone di solai adiacenti i fori dell'impalcato dove è preferibile realizzare una soletta piena di cls ribassato. Nel solaio con travetti precompressi le pignatte hanno dimensione 40 cm, i travetti 10 cm la soletta di cls ≥ 5 cm, dalle normative di molti anni fa si ha una prima indicazione per l'altezza del solaio $H \geq L/25$, ma per edifici in zona sismica con le limitazioni dimensionali imposte alla travi spessore dalle NTC conviene realizzare solai di altezza 24-25-26 cm con trave a spessore di larghezza $B = 30 + 25 = 55$ cm, $B = 50 + 25 = 75$ cm; $B = 40 + 25 = 65$ cm, conviene quindi progettare strutture in c.a. dove le dimensioni dei pilastri sono 40x40 e tutte uguali per edifici a 3 impalcati o pilastri centrali 40x40 e pilastri di bordo laterali 50x50 cm in modo da avere travi a spessore di solaio tutte uguali di dimensione 65x25. Il solaio con travetti precompressi



La sezione del solaio



Calcoliamo un solaio ordito su due campate avente una altezza $H = 25$ cm le luci sono di 5 m e 6 m come riportato in figura.



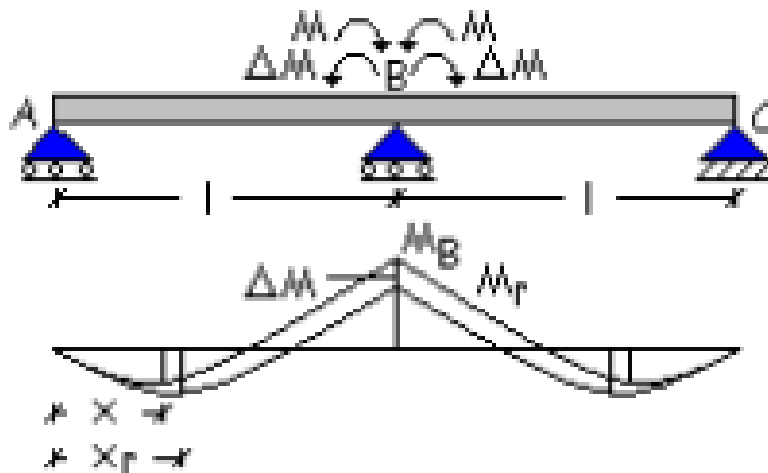
L'equazione di congruenza

$$Q_1 * L_1^3 / (24 * E * I) - m * L_1 / (3EI) = -Q_2 * L_2^3 / (24 * E * I) + m * L_2 / (3EI)$$

$$M = 1/8 * [Q_1 * L_1^3 + Q_2 * L_2^3] / (L_1 + L_2)$$

La redistribuzione del momento attraverso l'analisi elastica lineare determina una diminuzione del momento nell'appoggio centrale ed un aumento in campata ; quando il momento M supera il valore elastico si ha una rotazione aggiuntiva concorde alla precedente alla quale è associato un momento ΔM , il momento ridotto sull'appoggio

$$M_R = M - \Delta M$$



*Le NTC consentono il ricorso ad un momento ridotto $M_R = \delta * M$ dove :*

$$\delta = 0,44 + 1,25 * \zeta \quad \text{con un minimo di } \delta = 0,7$$

per $\delta = 0,7$ si ottiene $\zeta = X/d = 0,208$; alla quale corrisponde per rottura del cls

$$0,0035/X = \epsilon_s / (X-d) ; \quad \epsilon_s = 0,0035 * (X-d)/X = 0,0035 * (1-\zeta) / \zeta = 0,013$$

per $\delta = 1$ si ha $\zeta = X/d = 0,45$ di sotto del quale non si può andare $\epsilon_s = 0,0048$

$$M_{BR} = \delta / 8 * [Q_1 * L_1^3 + Q_2 * L_2^3] / (L_1 + L_2)$$

Il momento max in campata $M_{MAXAB} = R_A^2 / 2Q_1$; $M_{MAXCB} = R_C^2 / 2Q_2$

$$R_A = Q_1 * L_1 / 2 - M_{BR} / L_1 ; \quad R_B = Q_2 * L_2 / 2 - M_{BR} / L_2 ;$$

I momenti max in campata

$$M_{MAXAB} = [Q_1 * L_1 / 2 - M_{BR} / L_1]^2 / 2Q_1 ; \quad M_{MAXCB} = [Q_2 * L_2 / 2 - M_{BR} / L_2]^2 / 2Q_2$$

L'analisi dei carichi sul solaio

$$G_K = 337 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Travetti } 2 \cdot 0,10 \cdot 1,00 \cdot 0,20 \cdot 2500 = 100 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Soletta cls } 0,05 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 2500 = 125 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Pignatte } 2 \cdot 0,40 \cdot 0,20 \cdot 1,00 \cdot 700 = 112$$

$$G_{SK} = 210 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Massetto e isolante } 70 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Pavimento } 30 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Controsoffittatura } 30 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Incidenza tramezzi } 80 \text{ daN/mq}$$

$$Q_K = 200 \text{ daN/mq}$$

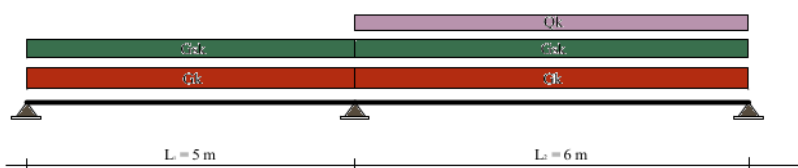
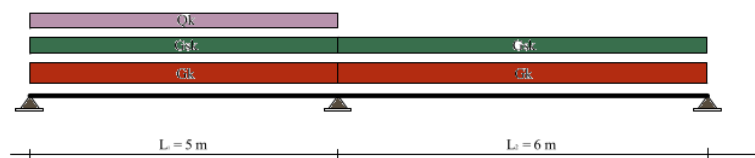
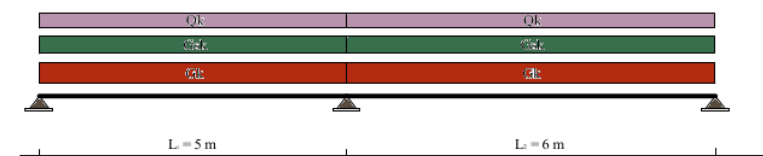
il carico complessivo permanente e accidentale per lo stato limite ultimo SLU

$$Q_P = 753 \text{ daN/ml} \quad Q_K = 300 \text{ daN/ml}$$

il carico complessivo permanente e accidentale per lo stato limite di esercizio SLE

$$Q_P = 547 \text{ daN/ml} \quad Q_K = 200 \text{ daN/ml}$$

Si risolvono tre schemi statici per la massimizzazione dei momenti



Le sollecitazioni

Schema	M_A	M_{AB}	M_B	M_{BC}	M_C	V_A	V_{BS}	V_{BD}	V_C
1	2193	2016	2856	3418	3159	2061	3211	3635	2683
2	2193	2223	2340	2319	2259	2164	3108	2649	1869
3	1568	1248	2557	3544	3159	1371	2348	3585	2732

Le verifiche del solaio C 30-37 FEC450 $h = H-c = 23 \text{ cm}$

$$f_{cd} = 0,85 * 0,83 * R_{ck} / \gamma_c = 175 \text{ daN/cm}^2 \quad f_{yd} = 450 / 1,15 = 3910 \text{ daN/cm}^2$$

Calcestruzzo $h = r * \sqrt{M/b}; \quad r = 1 / (0,6425 * \alpha * f_{cd} * 0,259 * 0,9)^{1/2} = 0,195$

Campata $h = 11,60 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$

Appoggio A $h = 2,41 \text{ cm} < 23 \text{ cm} \quad b = 20 \text{ cm}$

Appoggio B $h = 23,30 \text{ cm} > 23 \text{ cm} \quad b = 20 \text{ cm} \quad h = 14,7 \text{ cm} < 23 \text{ cm} \quad b = 50 \text{ cm}$

Appoggio C $h = 24,50 \text{ cm} > 23 \text{ cm} \quad b = 20 \text{ cm} \quad h = 24,50 \text{ cm} > 23 \text{ cm} \quad b = 50 \text{ cm}$

$$\tau = V/I * S_x / b = V / (0,9 * b * h)$$

	f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$\gamma_c = 1,5$	τ_{RD}	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48
$\gamma_c = 1,6$	τ_{RD}	0,17	0,21	0,24	0,28	0,32	0,35	0,38	0,42	0,48

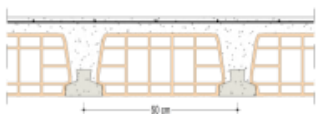
Appoggio A-C $\tau = 6,59 \text{ daN/cm}^2 \quad b = 20 \text{ cm}; \quad \tau = 6,26 \text{ daN/cm}^2 \quad b = 50 \text{ cm};$

Appoggio centrale B $\tau = 3,51 \text{ daN/cm}^2 \quad b = 50 \text{ cm};$

Acciaio armatura $A_s = M / (0,9 * h * f_{yd})$

Schema	M_A	A_s	M_{AB}	A_s	M_B	A_s	M_{BC}	A_s	M_C	A_s
1	2193	2,70	2016	2,49	2856	3,53	3418	4,22	3159	3,9
2	2193	2,70	2223	2,74	2340	2,89	2319	2,86	2259	2,79
3	1568	1,93	1248	1,54	2557	3,15	3544	4,38	3159	3,9

Scelta del travetto precompresso

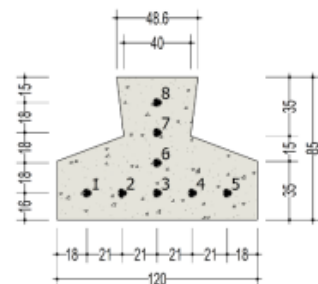
SOLAIO A TRAVETTI C.A.P. CON BLOCCHI DI ALLEGGERIMENTO IN LATERIZIO												
Prestazioni di servizio riferite ad una striscia di solaio larga 1 metro								Monotrave ad interasse 50 cm				
MOMENTI POSITIVI (daN*m) e TAGLIO (daN)												
Altezza blocco + Soletta	Peso Solaio in opera	Conglomerato lt/mq		Momenti massimi in campata (daN*m)							Taglio max (daN)	
				T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	sez. T	con f.p
12 + 4	215	56	SLE rare	692	1086	1377	1673	1947	2282	2205		
			SLU	969	1521	1927	2342	2833	3251	3634	2747	4922
12 + 5	238	66	SLE rare	726	1171	1510	1857	2125	2526	2441		
			SLU	1016	1639	2113	2600	2975	3559	3951	2938	5263
16 + 4	254	67	SLE rare	856	1362	1747	2154	2568	3069	3271		
			SLU	1199	1906	2446	3015	3596	4297	4869	3492	6256
16 + 5	277	77	SLE rare	955	1400	1829	2285	2751	3308	3562		
			SLU	1337	1960	2561	3199	3852	4631	5136	3670	6576
18 + 4	267	73	SLE rare	946	1553	2033	2403	2923	3398	3824		
			SLU	1324	2174	2846	3364	4093	4758	5354	3847	6892
18 + 5	292	83	SLE rare	1044	1572	2097	2658	3082	3603	4089		
			SLU	1462	2201	2936	3721	4315	5044	5724	4020	7202
20 + 4	279	76	SLE rare	1147	1727	2145	2759	3227	3793	4343		
			SLU	1606	2417	3003	3862	4518	5311	6080	4190	7507
20 + 5	302	86	SLE rare	1110	1722	2349	2842	3355	3969	4403		
			SLU	1554	2411	3289	3979	4697	5556	6164	4358	7807
22 + 4	301	82	SLE rare	1210	1877	2373	2907	3465	4126	4612		
			SLU	1693	2628	3323	4070	4850	5777	6457	4522	8102
22 + 5	326	92	SLE rare	1313	1847	2580	3161	3770	4265	4804		
			SLU	1839	2586	3612	4426	5277	5971	6726	4684	8392
25 + 4	323	89	SLE rare	1343	1941	2782	3457	3916	4734	5381		
			SLU	1881	2718	3895	4840	5483	6628	7534	4999	8956
25 + 5	346	99	SLE rare	1445	2089	2748	3464	4221	4822	5528		
			SLU	2024	2924	3847	4849	5909	6751	7739	5152	9230
30 + 4	289	104	SLE rare	1637	2440	3288	3886	4858	5615	6206		
			SLU	2292	3416	4603	5441	6801	7861	8688	5736	10277
30 + 5	414	114	SLE rare	1741	2596	3172	4138	4812	5601	6612		
			SLU	2438	3635	4441	5793	6736	7842	9257	5875	10525

Solaio 20+ 5 allo SLU $M_{BCMAX} = 3544 \text{ daN/cm}$ Travetto T5

CARATTERISTICHE TECNICHE DEI TRAVETTI PRECOMPRESSI 8.5X12

8.5 x 12	T2			O		O		O			da 0,80 a 3,80
	T3			X		X		X			da 4,00 a 4,80
	T4	X			X		X		X		da 5,00 a 5,80
	T5	X	X			X	X			X	da 6,00 a 6,40
	T6	X	X			X	X	X		X	da 6,60 a 6,80
	T7	X	X	X	X	X	X	X		X	da 7,00 a 7,60
	T8	X	X	X	X	X	X	X	X	X	da 7,80 a 8,20
POSIZIONE		1	2	3	4	5	6	7	8	Peso = 17,5 kg ml	

O : TRECCIA 2x2,25 = 8 mmq / X : TRECCIA 2x2,25 = 12 mmq



5 trecce 12 mmq nelle posizioni 1-2-4-5-8

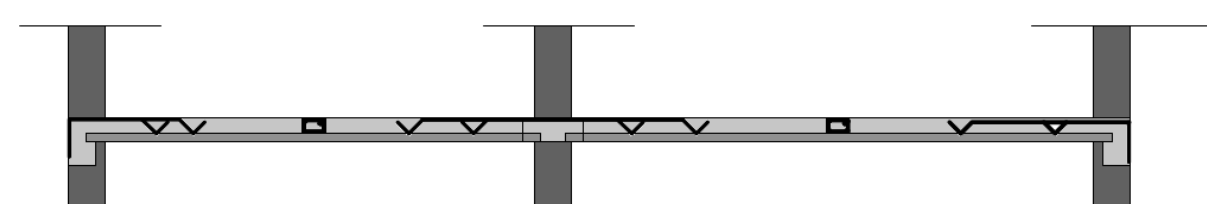
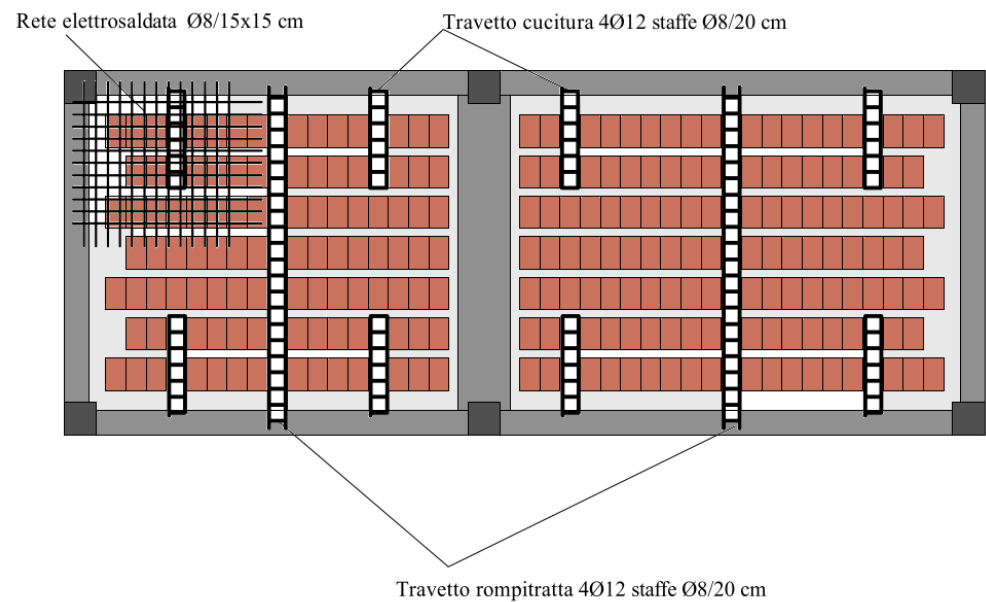
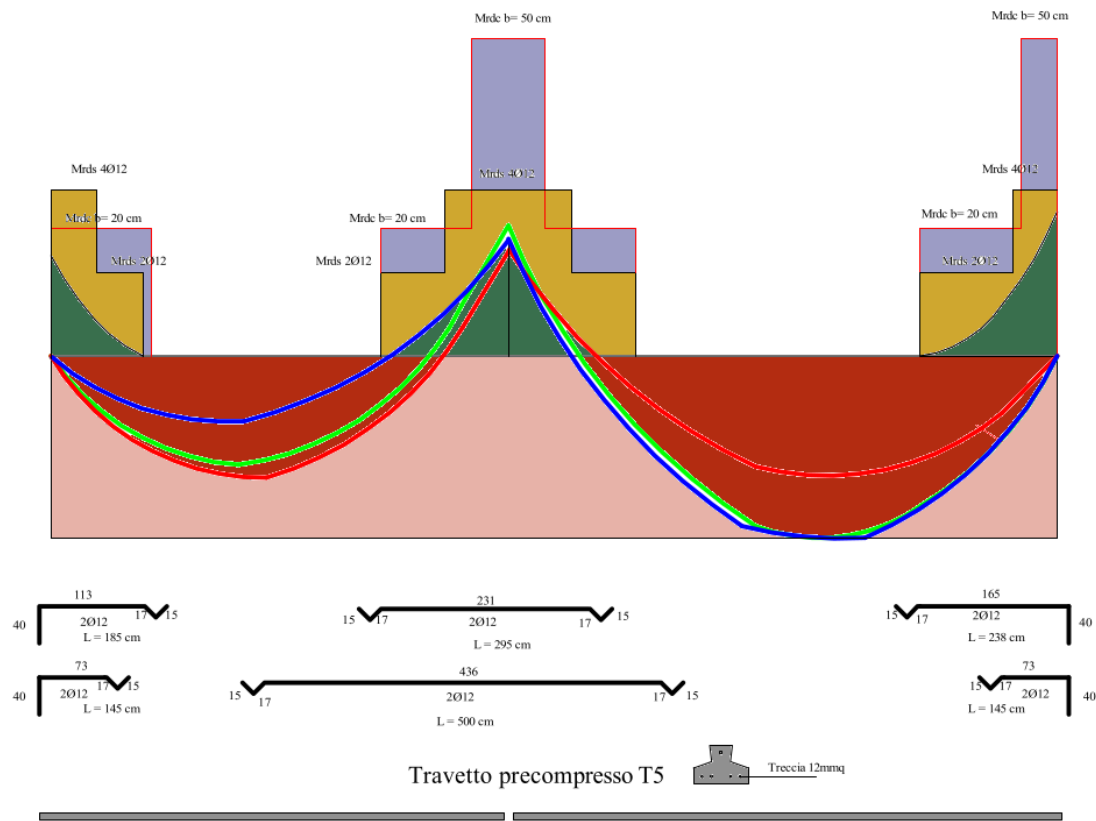
Armature negli appoggi monconi

A 4 ϕ 12 4,48 cmq 2 ferro per travetto

B 4 ϕ 12 4,48 cmq 2 ferri per travetto

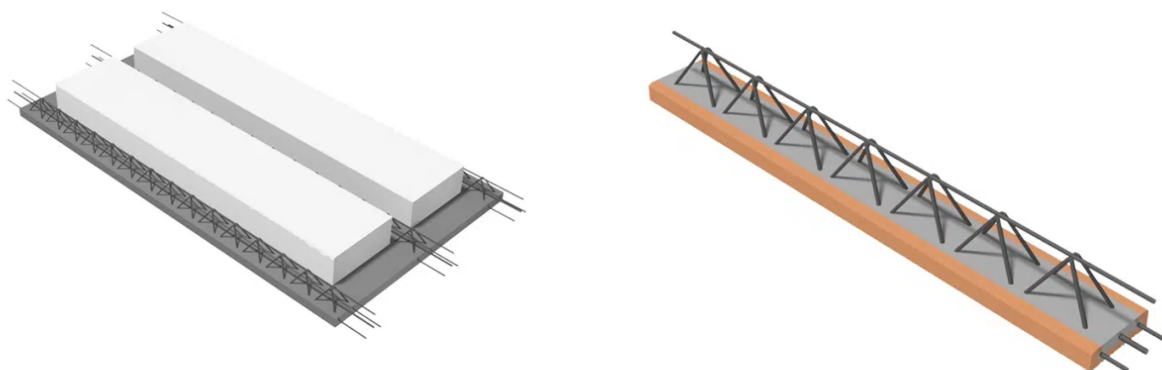
C 4 ϕ 12 4,48 cmq 2 ferri per travetto

-Momenti resistenti e ferri di armatura



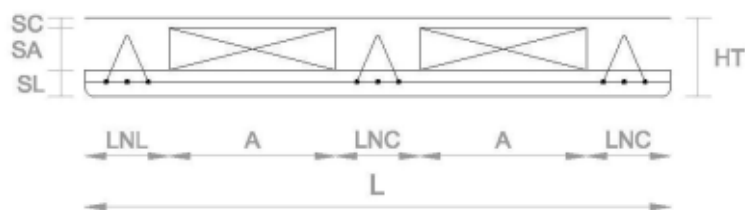
9-Le predalles in cls e laterizio

I solai realizzati con predalles e traliccio di laterizio, sono dei solai prefabbricati, di solito nella predalles è sempre presente il blocco di alleggerimento quale polistirolo, mentre sul traliccio come per i travetti precompressi vanno posizionate le pignatte. Il calcolo prevede la verifica della casseforme a perdere nella fase transitoria iniziale determinando quindi l'interasse tra gli elementi di sostegno verticale. Il vantaggio di questi solai è la semplificazione della posa in opera se non occorrono sostegni intermedi basta posizionare solo le predalles poi le armature ed eseguire il getto di completamento.



Calcolo di un solaio con predalles altezza 25 cm 20+5

Sezione trasversale



SM = spessore minimo

lastra = 4 cm

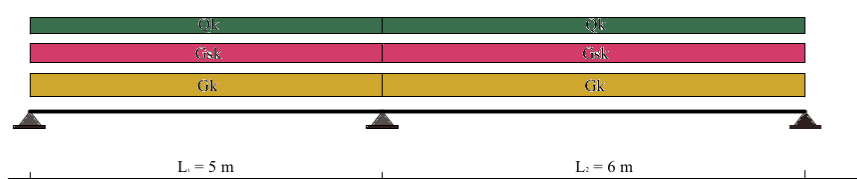
SL = spessore medio cls

A = largh. alleggerimento

per L=120: 40 ±1 cm

A = largh. alleggerimento

Schema statico



L'analisi dei carichi sul solaio

$$G_K = 342 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Predalles } 1,20 \cdot 1,00 \cdot 0,04 \cdot 2500 = 120 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Soletta cls } 1,20 \cdot 1,00 \cdot 0,04 \cdot 2500 = 120 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Travetti } 2 \cdot 0,12 \cdot 0,17 \cdot 1,00 \cdot 2500 = 102 \text{ daN/ml}$$

$$G_{SK} = 210 \cdot 1,2 = 252 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Massetto e isolante } 70 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Pavimento } 30 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Controsoffittatura } 30 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Incidenza tramezzi } 80 \text{ daN/mq}$$

$$Q_K = 200 \cdot 1,2 = 240 \text{ daN/mq}$$

il carico complessivo permanente e accidentale per lo stato limite ultimo SLU

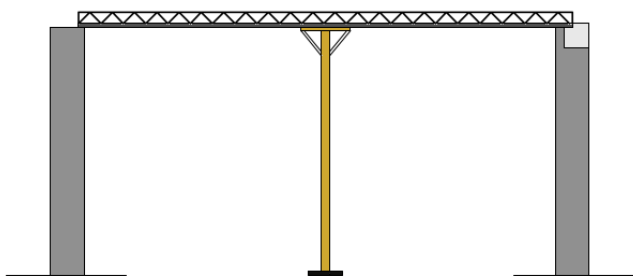
$$Q_P = 822 \text{ daN/ml} \quad Q_K = 360 \text{ daN/ml}$$

il carico complessivo permanente e accidentale per lo stato limite di esercizio SLE

$$Q_P = 594 \text{ daN/ml} \quad Q_K = 240 \text{ daN/ml}$$

Fase transitoria del montaggio solaio;

Si considera una trave su 3 appoggi e due campate uguali di 3 m



Il carico è peso proprio $Q = 342 \cdot 1,5 = 513 \text{ daN/ml}$ $I = 6979 \text{ cm}^4$



$$M_{SD} = Q \cdot L^2 / 8 = 576 \text{ daN} \cdot \text{m} ; \quad M_{RD} = 2 \cdot A_s \cdot f_{ys} \cdot d = 2200 \text{ daN} \cdot \text{m} \quad M_{SD} \leq M_{RD}$$

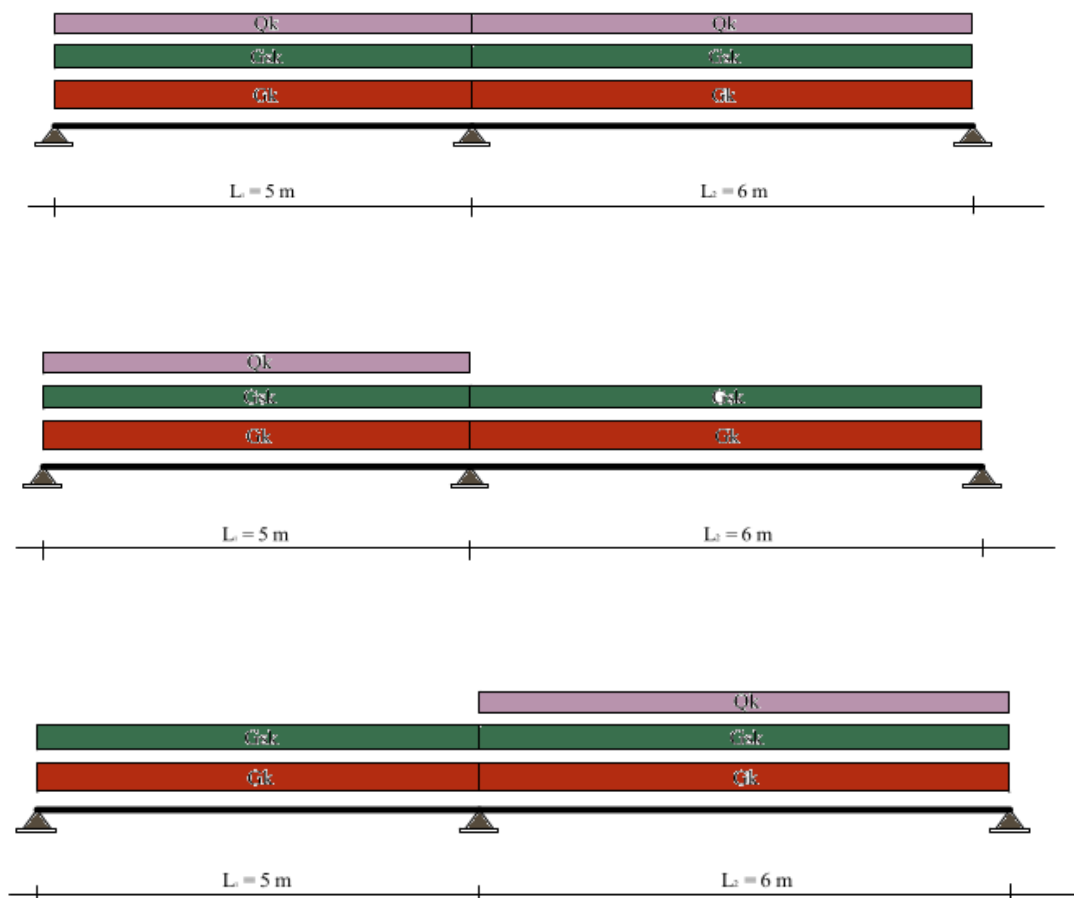
$$\text{Tondino traliccio } \phi 16 \quad d = 14 \text{ cm} \quad f \approx 5/384 \cdot Q \cdot L^4 / (EI) = 0,25 \text{ mm}$$

Scegliamo la predalles $H = 25 \text{ cm}$ luce autoportante 610 cm

CARATTERISTICHE TRALICCIO					H solaio finito (cm)	Luce Max autoportante(cm)	Freccia (cm)
Ø inf. (mm)	Ø sup. (mm)	Ø staffa (mm)	Altezza (cm)	b (mm)			
8	10	6	16.5	108	21	325	0.46
8	12	7.2	16.5	108	21	385	1.21
8	12	7.2	16.5	108	25	370	1.12
8	12	7.2	16.5	108	30	355	1.04
8	12	7.2	20.5	108	25	420	1.16
8	12	7.2	20.5	108	30	400	1.05
12	16	10	16.5	120	21	480	1.58
12	16	10	16.5	120	25	465	1.52
12	16	10	16.5	120	30	450	1.47
12	16	10	20.5	120	25	545	1.78
12	16	10	20.5	120	30	525	1.69
12	16	10	25	120	30	610	2.06
14	18	10	25	120	30	630	2.19
14	20	10	25	120	30	660	2.23
14	20	10	30	120	35	680	2.44
14	20	10	30	120	35	760	2.44
18	20	10	30	120	35	800	2.57

$b = 120 \text{ cm}$ $s = 4 \text{ cm}$ ferro superiore traliccio $\phi 16 \text{ mm}$, ferri inferiori 2 $\phi 12 \text{ mm}$

Per il calcolo del solaio consideriamo sempre 3 schemi di carico



$$M_{BR} = \delta / 8 * [Q_1 * L_1^3 + Q_2 * L_2^3] / (L_1 + L_2)$$

Il momento max in campata $M_{MAXAB} = R_A^2 / 2Q_1$; $M_{MAXCB} = R_C^2 / 2Q_2$

$$R_A = Q_1 * L_1 / 2 - M_{BR} / L_1 ; \quad R_B = Q_2 * L_2 / 2 - M_{BR} / L_2 ;$$

I momenti max in campata

$$M_{MAXAB} = [Q_1 * L_1 / 2 - M_{BR} / L_1]^2 / 2Q_1 ; \quad M_{MAXCB} = [Q_2 * L_2 / 2 - M_{BR} / L_2]^2 / 2Q_2$$

$$Q_P = 822 \text{ daN/ml} \quad Q_K = 360 \text{ daN/ml} \quad SLU$$

$$Q_P = 547 \text{ daN/ml} \quad Q_K = 200 \text{ daN/ml} \quad SLE$$

Sollecitazioni

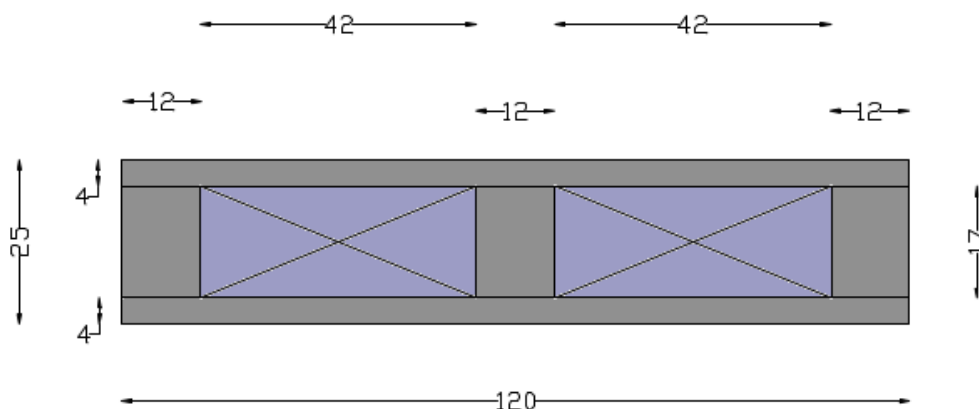
Schema	M_A	M_{AB}	M_B	M_{BC}	M_C	V_A	V_{BS}	V_{BD}	V_C
1	2462	2263	3206	3835	3546	2313	3595	4079	3011
2	2462	2512	2587	2516	2466	2437	3471	2896	2034
3	1712	1341	2848	3989	3546	1485	2642	4020	3071

Le verifiche del solaio C 30-37 FEB450C $h = H - c = 23 \text{ cm}$

$$f_{cd} = 0,85 * 0,83 * R_{ck} / \gamma_C = 175 \text{ daN/cm}^2 \quad f_{yd} = 450 / 1,15 = 3910 \text{ daN/cm}^2$$

Calcestruzzo $h = r * \sqrt{M/b}$; $r = 1 / (0,6425 * \alpha * f_{cd} * 0,259 * 0,9)^{1/2} = 0,195$

La sezione resistente del solaio è una trave a doppio T, per le verifica in campata al solito si ipotizza che l'asse neutro tagli la caldana $X \leq 4 \text{ cm}$ $b = 100 \text{ cm}$



Campata $h = 9,16 \text{ cm} < 23 \text{ cm} \quad b = 120 \text{ cm}$

La sezione resistente agli appoggi è sempre a doppio T, lo spessore della predalles è 4 cm si può ipotizzare che l'asse neutro tagli la soletta inferiore

Appoggio B max momento $h = 10,60 \text{ cm} < 23 \text{ cm}$ $b = 120 \text{ cm}$

La max tensione tangenziale va calcolata sull'asse neutro che taglia sempre la soletta $b = 120 \text{ cm}$

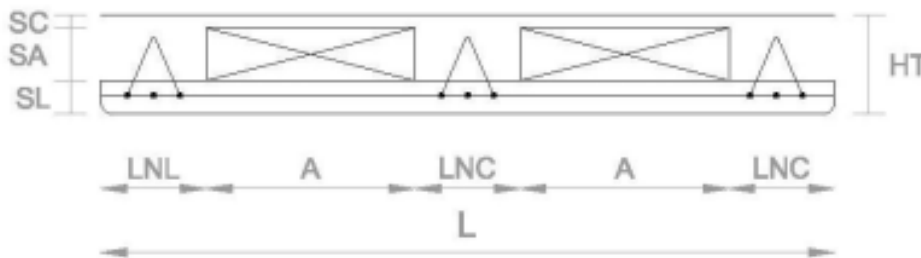
$$\tau = V/I * S_x/b = V/0,9 * b * h = 1,64 \text{ daN/cm}^2 \text{ Max taglio}$$

	f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$\gamma_c = 1,5$	τ_{RD}	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48
$\gamma_c = 1,6$	τ_{RD}	0,17	0,21	0,24	0,28	0,32	0,35	0,38	0,42	0,48

Acciaio armatura $A_s = M/(0,9 * h * f_{yd})$

Schema	M_A	A_s	M_{AB}	A_s	M_B	A_s	M_{BC}	A_s	M_C	A_s
1	2462	3,04	2263	2,79	3206	3,96	3835	4,73	3546	4,38
2	2462	3,04	2512	3,10	2587	3,19	2516	3,10	2466	3,04
3	1712	2,11	1341	1,65	2848	3,51	3989	4,92	3546	4,38

L'armatura inferiore della predalles nei due tralicci $9\phi 12 = 10 \text{ cm}^2$ in ogni traliccio vi sono tre ferri inferiori



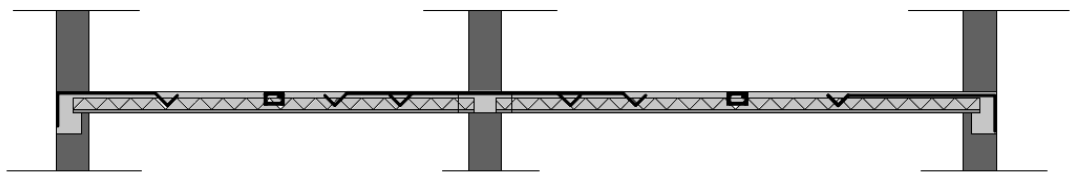
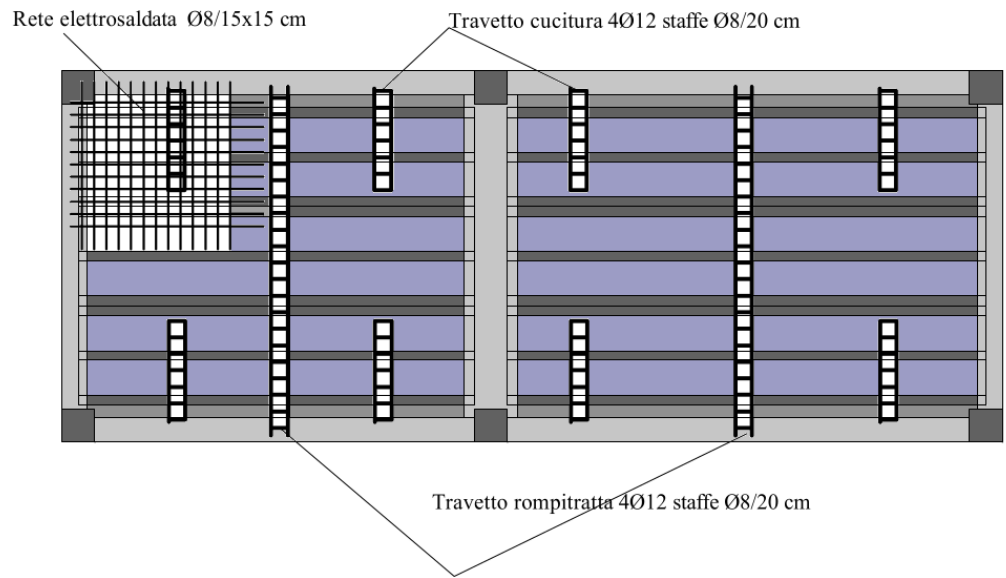
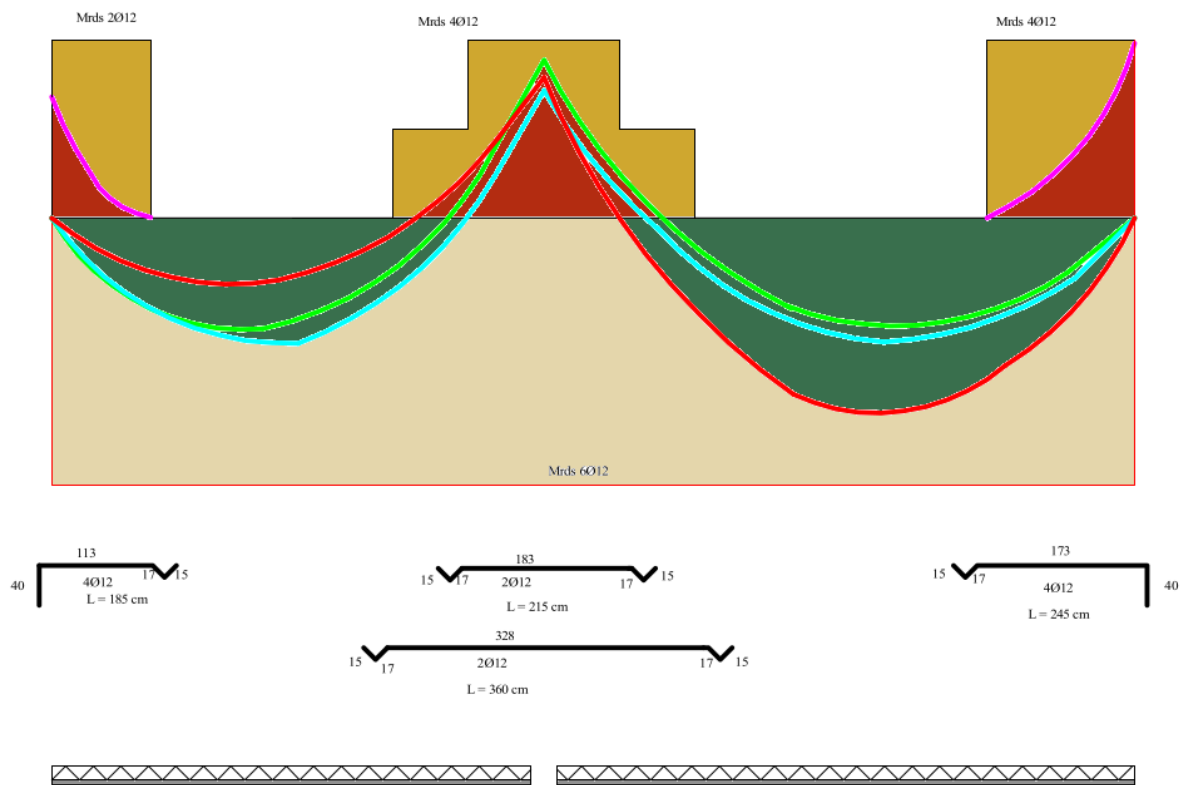
Armatura appoggi 2 monconi per travetto per favorire le operazioni di sagomatura e taglio dei ferri; Si è trascurato il ferro superiore del traliccio poichè già sollecitato durante la fase transitoria di getto del solaio con la predalles avente funzione da cassero

Appoggio A $4\phi 12$ 4,48 cm²

Appoggio C $4\phi 12$ 4,48 cm²

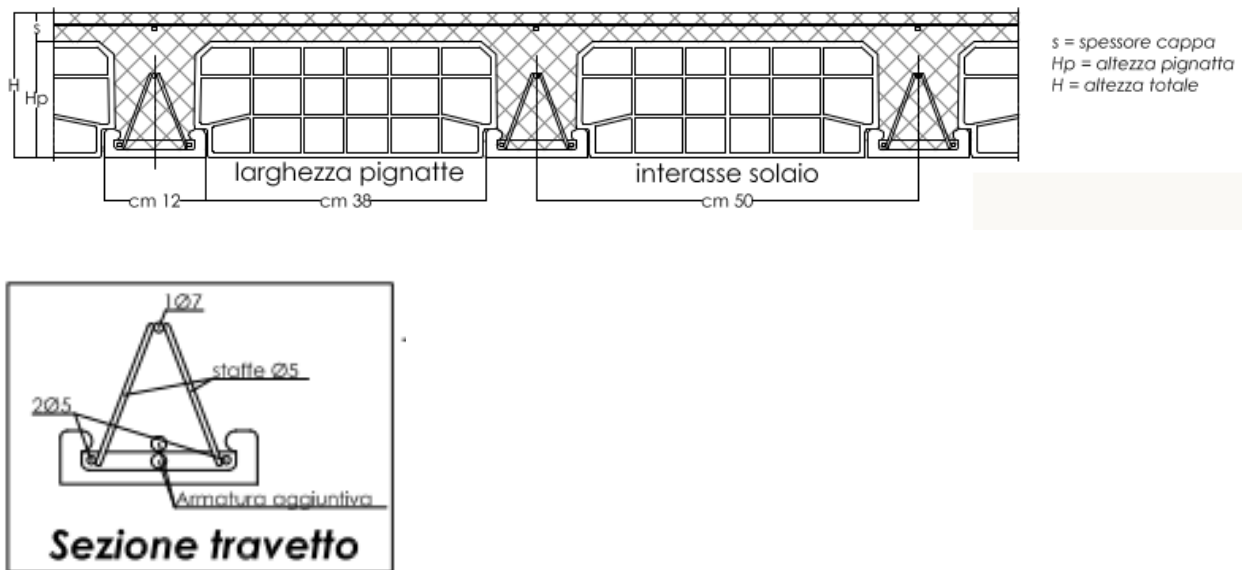
Appoggio B $4\phi 12$ 4,48 cm²

Riportiamo nella pagina seguente il diagramma del momento con i momenti resistenti delle armature metalliche e le relative armature.



Calcolo solaio con travetto laterocemento

La sezione trasversale del solaio di altezza $H = 20 + 5 = 25$ cm con travetti da 12 cm e traliccio di altezza 12 cm, 3 barre di armatura $\phi 5$ mm; 7mm; 5mm;



Per campata di luce 6 m si utilizza il travetto con armatura aggiuntiva $1\phi 10 + 1\phi 12$.
L'analisi dei carichi sul solaio è analoga al solai con travetti precompressi

$$G_K = 337 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Travetti } 2 \cdot 0,10 \cdot 1,00 \cdot 0,20 \cdot 2500 = 100 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Soletta cls } 0,05 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 2500 = 125 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Pignatte } 2 \cdot 0,40 \cdot 0,20 \cdot 1,00 \cdot 700 = 112$$

$$G_{SK} = 210 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Massetto e isolante } 70 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Pavimento } 30 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Controsoffittatura } 30 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Incidenza tramezzi } 80 \text{ daN/mq}$$

$$Q_K = 200 \text{ daN/mq}$$

il carico complessivo permanente e accidentale per lo stato limite ultimo SLU

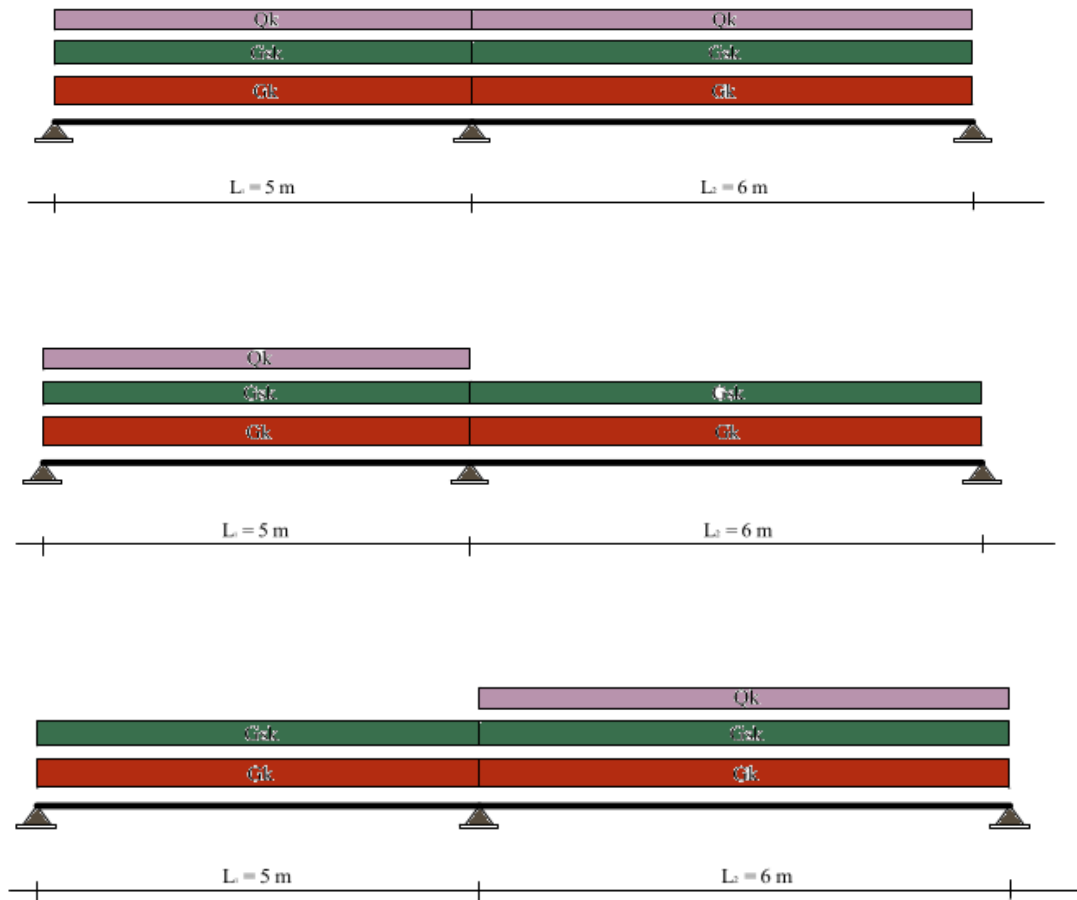
$$Q_P = 753 \text{ daN/ml} \quad Q_K = 300 \text{ daN/ml}$$

il carico complessivo permanente e accidentale per lo stato limite di esercizio SLE

$$Q_P = 547 \text{ daN/ml} \quad Q_K = 200 \text{ daN/ml}$$

In fase transitoria di getto del solaio non si esegue la verifica del traliccio vanno predisposti puntelli come per i travetti precompressi.

Si risolvono tre schemi statici per la massimizzazione dei momenti



Le sollecitazioni

Schema	M_A	M_{AB}	M_B	M_{BC}	M_C	V_A	V_{BS}	V_{BD}	V_C
1	2193	2016	2856	3418	3159	2061	3211	3635	2683
2	2193	2223	2340	2319	2259	2164	3108	2649	1869
3	1568	1248	2557	3544	3159	1371	2348	3585	2732

Le verifiche del solaio C 30-37 FEC450 $h = H - c = 23\text{ cm}$

$$f_{cd} = 0,85 * 0,83 * R_{ck} / \gamma_c = 175\text{ daN/cm}^2 \quad f_{yd} = 450 / 1,15 = 3910\text{ daN/cm}^2$$

Calcestruzzo $h = r * \sqrt{M/b}; \quad r = 1 / (0,6425 * \alpha * f_{cd} * 0,259 * 0,9)^{1/2} = 0,195$

Campata $h = 11,60\text{ cm} \quad b = 100\text{ cm}$

Appoggio A $h = 2,41 \text{ cm} < 23 \text{ cm}$ $b = 20 \text{ cm}$

Appoggio B $h = 23,30 \text{ cm} > 23 \text{ cm}$ $b = 20 \text{ cm}$ $h = 14,7 \text{ cm} < 23 \text{ cm}$ $b = 50 \text{ cm}$

Appoggio C $h = 24,50 \text{ cm} > 23 \text{ cm}$ $b = 20 \text{ cm}$ $h = 24,50 \text{ cm} > 23 \text{ cm}$ $b = 50 \text{ cm}$

$$\tau = V/I * S_x/b = V/0,9*b*h)$$

	f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$\gamma_c = 1,5$	τ_{RD}	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48
$\gamma_c = 1,6$	τ_{RD}	0,17	0,21	0,24	0,28	0,32	0,35	0,38	0,42	0,48

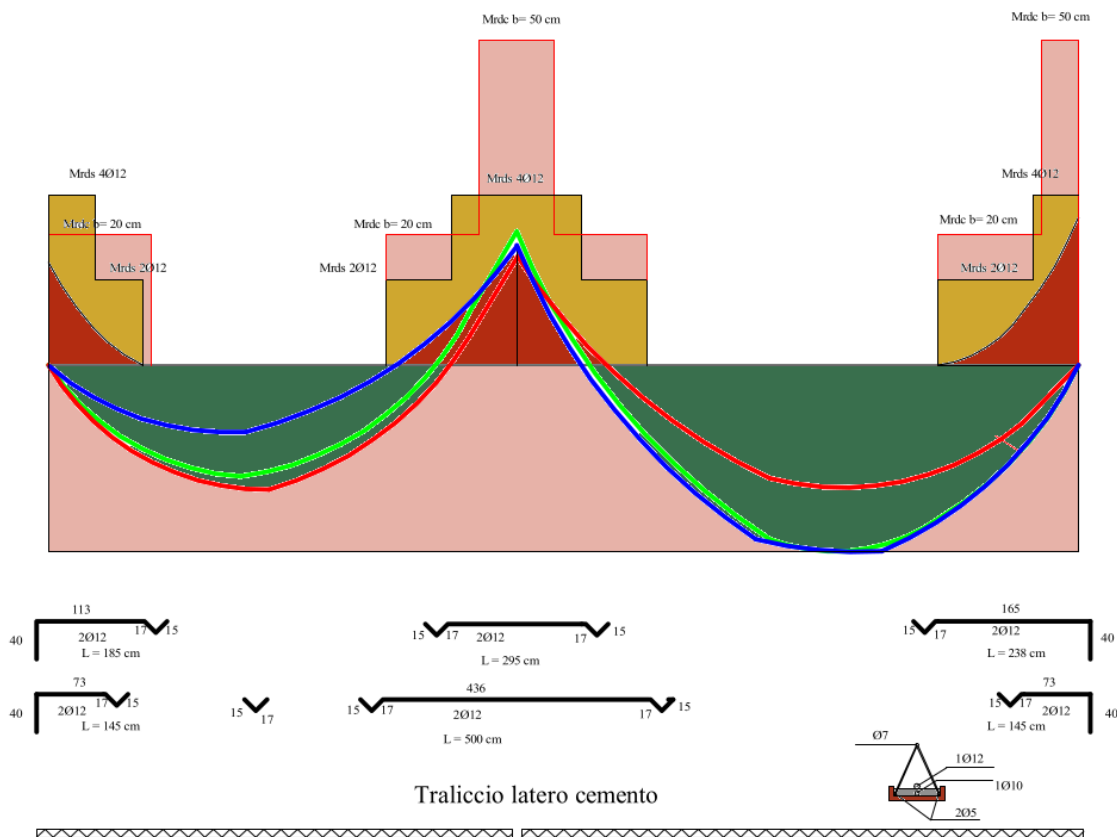
Appoggio A-C $\tau = 6,59 \text{ daN/cm}^2$ $b = 20 \text{ cm}$; $\tau = 6,26 \text{ daN/cm}^2$ $b = 50 \text{ cm}$;

Appoggio centrale B $\tau = 3,51 \text{ daN/cm}^2$ $b = 50 \text{ cm}$;

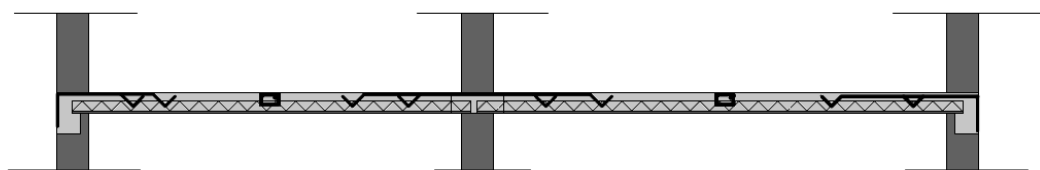
Acciaio armatura $A_s = M/(0,9*h*f_{yd})$

Schema	M_A	A_s	M_{AB}	A_s	M_B	A_s	M_{BC}	A_s	M_C	A_s
1	2193	2,70	2016	2,49	2856	3,53	3418	4,22	3159	3,9
2	2193	2,70	2223	2,74	2340	2,89	2319	2,86	2259	2,79
3	1568	1,93	1248	1,54	2557	3,15	3544	4,38	3159	3,9

Per la campata la max armatura di ferro è $4,38 \text{ cm}^2$ $4\phi 5 + 2\phi 10 + 2\phi 12 = 4,60 \text{ cm}^2$

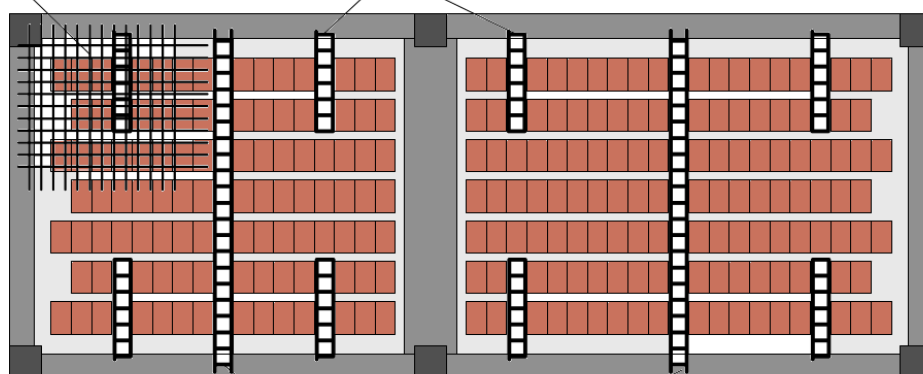


Sezione sul travetto



Rete elettrosaldata Ø8/15x15 cm

Travetto cucitura 4Ø12 staffe Ø8/20 cm

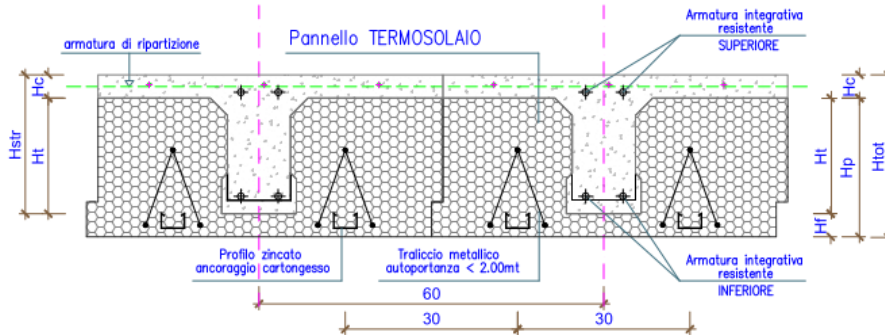


Travetto rompitratta 4Ø12 staffe Ø8/20 cm

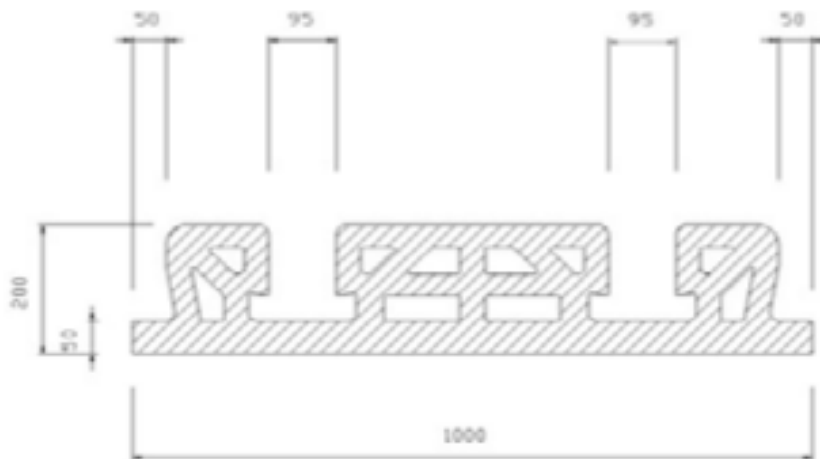
10-I solai in c.a. con blocco cassero

I blocchi cassero dei solai hanno una dimensione di 100-120 cm sono autoportanti per luci minore di 2 m , e portano il peso del solaio gettato in opera in c.a.

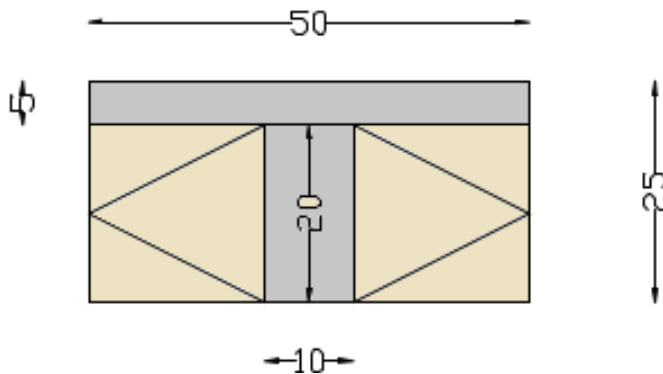
Bloccocassero in EPS



Blocco cassero in legno cemento



Possiamo individuare per i due sistemi costruttivi la seguenti sezioni resistenti di solaio in c.a. Per il blocco cassero in legno cemento $H = 25\text{ cm}$



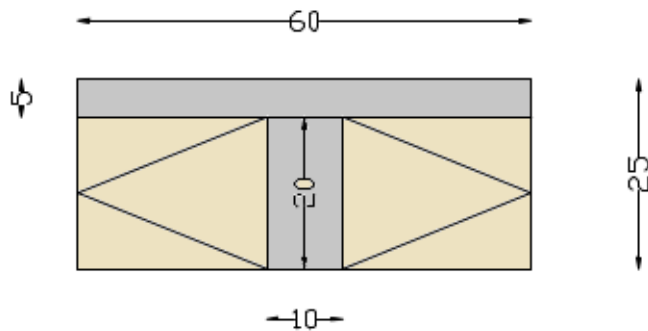
base superiore $B_s = 50\text{ cm}$

altezza superiore $H_s = 5\text{ cm}$

base inferiore $B_i = 10\text{ cm}$

altezza inferiore $H_i = 20\text{ cm}$

per il blocco cassero in EPS $H = 25 \text{ cm}$



base superiore $B_s = 60 \text{ cm}$

altezza superiore $H_s = 5 \text{ cm}$

base inferiore $B_i = 10 \text{ cm}$

altezza inferiore $H_i = 20 \text{ cm}$

Analisi dei carichi peso /mq

peso cassero

EPS	10 kg/mq	Legno cemento	150 kg/mq
------------	-----------------	----------------------	------------------

Pesi propri strutturali G_{SK}

travetti $0,10 \cdot 0,20 \cdot 1,00 \cdot 2500 = 50 \text{ daN/mq}$

soletta $1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,05 \cdot 2500 = 125 \text{ daN/mq}$

Carichi permanenti G_{PK}

intonaco $0,015 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1800 = 30 \text{ daN/mq}$

massetto $0,04 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1900 = 76 \text{ daN/mq}$

pavimento $0,02 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 2200 = 44 \text{ daN/mq}$

incidenza tramezzi 80 Kg/mq

intonaco $0,01 \cdot 1800 = 18 \text{ daN/ml}$

laterizio $0,08 \cdot 1100 = 88 \text{ daN/ml}$

intonaco $0,01 \cdot 1800 = 18 \text{ daN/ml}$

Carico accidentale $Q_k = 200 \text{ daN/mq}$

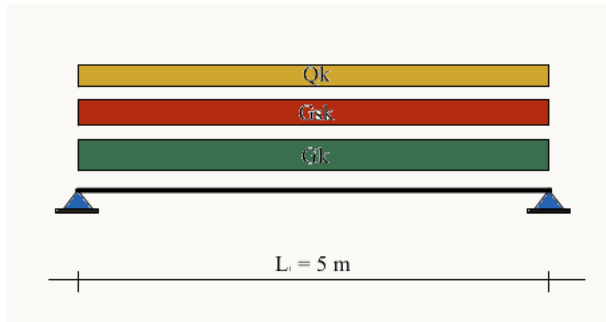
Per la verifica allo stato limite ultimo si considera la combinazione fondamentale

$$F_d = \gamma_{GSK} \cdot G_{SK} + \gamma_{GPK} \cdot G_{GPK} + \gamma_Q \cdot Q_K$$

con i coefficienti parziali definiti dalle NTC

$$F_d = 1,1 \cdot 175 + 1,5 \cdot 310 + 1,5 \cdot 200 = 957,5 \approx 960 \text{ daN/mq}$$

lo schema statico del solaio di luce 5,00 m



Le sollecitazioni flettenti e taglianti

$$V_A = V_B = Q_d * L/2$$

$$M_A = M_B = P_d * L^2 / 16$$

$$M_{AB} = Q_d * L^2 / 8$$

Solaio	Q_d	V_A	V_B	M_A	M_B	M_{AB}
EPS	576	1440	1440	900	900	1800
LC	480	1200	1200	750	750	1500

Calcolo armature e verifica cls

Solaio	A_s A	A_s B	A_s AB	h A	h B	h AB
EPS	110 mmq	110 mmq	220 mmq	20,8	20,8	12,04
LC	92 mmq	92 mmq	184 mmq	19,05	19,05	12,04
	1 $\phi 12$	1 $\phi 12$	2 $\phi 12$			

$r = 0,22$ M espresso in $\text{daN} * \text{cm}$ e b in cm come riportato in tabella

$$A_s = M / (f_{yd} * 0,9 * h) ; \quad h = r * \sqrt{(M/b)} ;$$

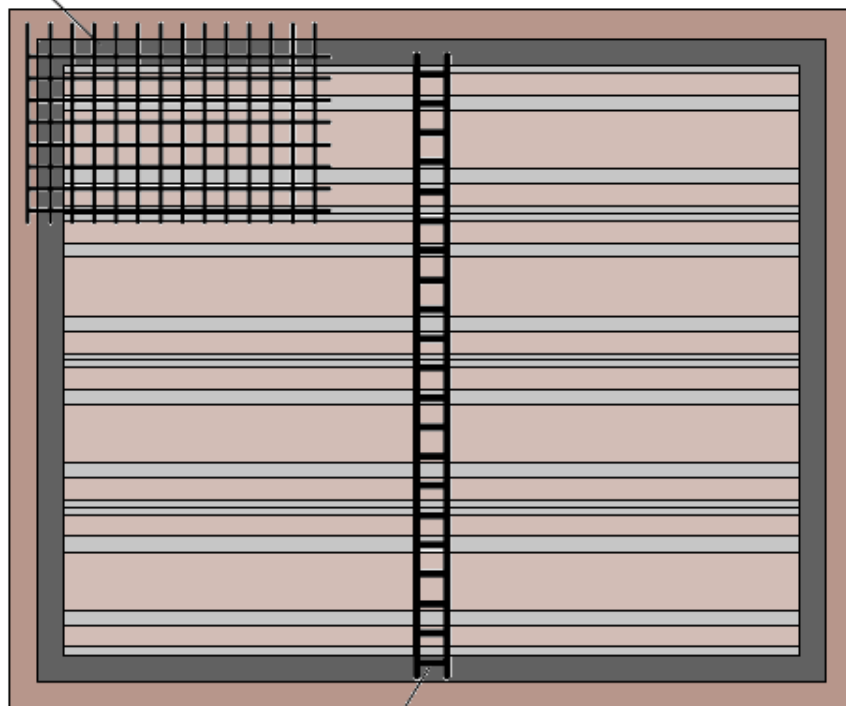
Verifica taglio sull'asse neutro che taglia la soletta $b = 50 \text{ cm} \div 60 \text{ cm}$

$$\tau = V/I * S_x/b = V/0,9 * b * h = 1440/(0,9 * 50 * 23) = 1,39 \text{ daN/cm}^2$$

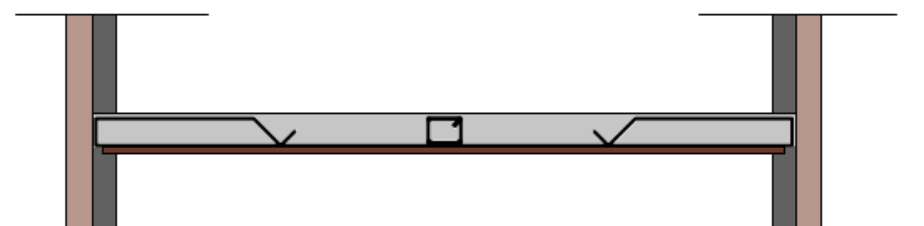
	f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$\gamma_c = 1,5$	τ_{RD}	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48
$\gamma_c = 1,6$	τ_{RD}	0,17	0,21	0,24	0,28	0,32	0,35	0,38	0,42	0,48

Riportiamo la carpenteria e la sezione sul travetto di un solaio in legno cemento

Rete elettrosaldata Ø8/15x15 cm



Travetto rompitratta 4Ø12 staffe Ø8/20 cm



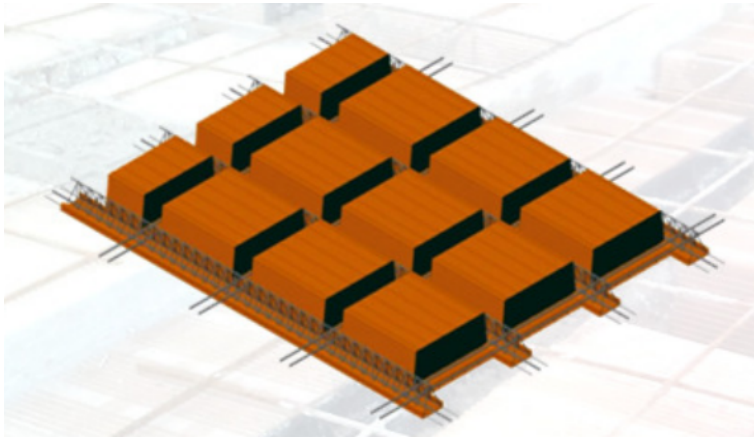
120
10Ø12 17 15
L = 172

120
15 17 10Ø12 20
L = 172

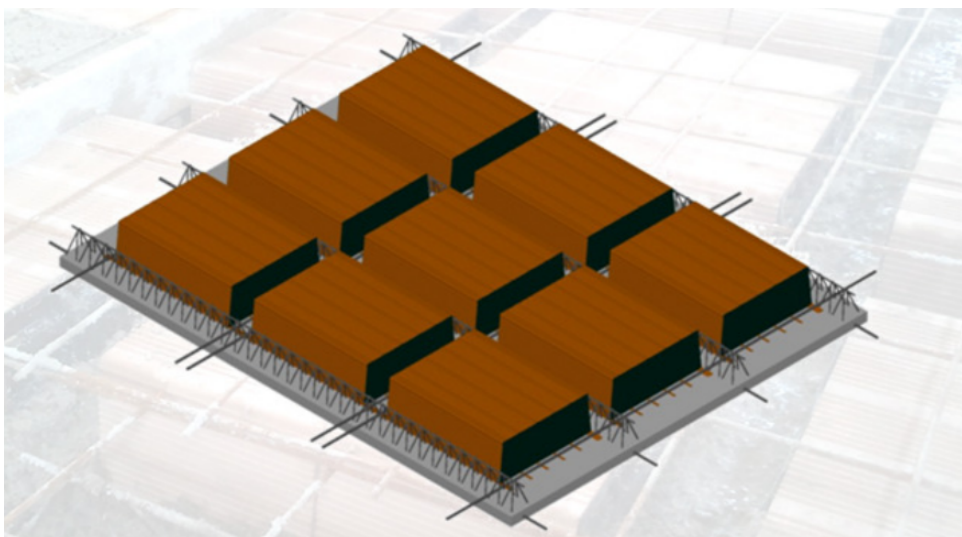
20 530 20
2Ø12
L = 570 cm

11-I solai in c.a. a doppia orditura

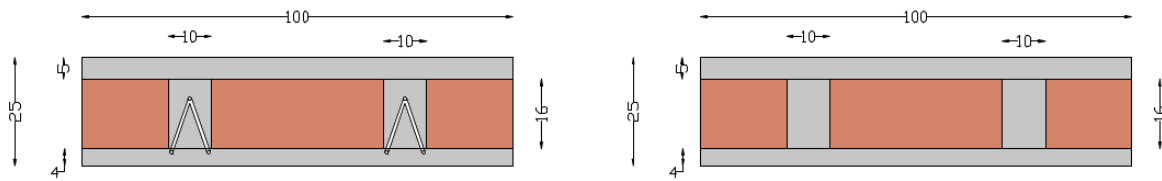
*Il solaio a doppia orditura in cemento armato e laterizio è stato utilizzato negli edifici in cemento armato in paesi europei quali la Germania , in Italia si è sempre utilizzato il solaio unidirezionale con travetti precompressi più facile da mettere in opera pratica usuale della edilizia locale e italiana; con l'evoluzione della tecnologia costruttiva la posa in opera è diventata la stessa dei solai unidirezionali attraverso l'utilizzo di travetti tralicciati in latero cemento addirittura migliorata con l'uso di predalles. Il tipico solaio a doppia orditura è il solaio **Ortosap** i cui vantaggi sono molteplici :*



- *Ripartizione uniforme dei carichi sulle travi dell'impalcato senza predisporre la scachiera;*
- *Stessa rigidezza assiale dell'impalcato nelle due direzioni EA/L*
- *Aumento della resistenza flessionale utilizzabile per ambienti con grande affollamento $Q = 500 \text{ daN/mq}$*
- *Minore deformabilità dovuta alla doppia orditura , freccia dimezzata*
- *In edificio in muratura previ l'ammorsamento del solaio nei muri perimetrali viene garantito il comportamento il scatolare della struttura muraria*



La analisi dei carichi sul solaio $H=20+5$, inserito in una maglia di travi ortogonali rettangolare 6×5 m la cui sezione la riportiamo in figura



$$G_K = 500 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Travetti } 4 \times 0,10 \times 1,00 \times 0,16 \times 2500 = 160 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Soletta cls } 0,05 \times 1,00 \times 1,00 \times 2500 = 125 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Soletta predalles } 0,04 \times 1,00 \times 1,00 \times 2500 = 100 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Pignatte } 2 \times 0,40 \times 0,16 \times 1,00 \times 700 = 112 \text{ daN/mq}$$

$$G_{SK} = 210 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Massetto e isolante } 70 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Pavimento } 30 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Controsoffittatura } 30 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Incidenza tramezzi } 80 \text{ daN/mq}$$

$$Q_K = 200 \text{ daN/mq}$$

il carico complessivo permanente e accidentale per lo stato limite ultimo SLU

$$Q_P = 965 \text{ daN/ml} \quad Q_K = 300 \text{ daN/ml}$$

il carico complessivo permanente e accidentale per lo stato limite di esercizio SLE

$$Q_P = 710 \text{ daN/ml} \quad Q_K = 200 \text{ daN/ml}$$

Il calcolo del solaio lo si esegue alla Grashof utilizzando la coppia di travi ortogonali centrali , la cui ripartizione dei carichi viene eseguita eguagliando la freccia in mezzzeria

$$5/384 \cdot Q_1 \cdot L_1^4 / (EI) = 5/384 \cdot Q_2 \cdot L_2^4 / (EI) \quad L_1 = 6 \text{ m}; \quad L_2 = 5 \text{ m};$$

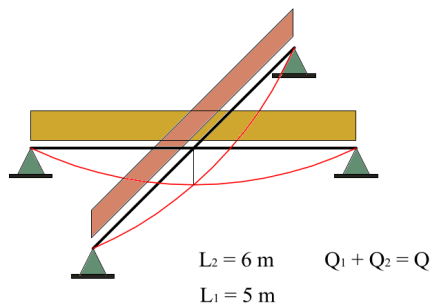
$$Q = Q_1 + Q_2 \quad ; \quad Q_1 = Q - Q_2 \quad ; \quad (Q - Q_2) \cdot L_1^4 = Q_2 \cdot L_2^4 \quad ;$$

$$Q_2 = Q \cdot L_1^4 / (L_1^4 + L_2^4) \quad ; \quad Q_1 = Q \cdot [1 - L_1^4 / (L_1^4 + L_2^4)]$$

$$Q_{P2} = 651 \text{ daN/ml} \quad Q_{K2} = 202 \text{ daN/ml} \quad Q_{P1} = 314 \text{ daN/ml} \quad Q_{K1} = 98 \text{ daN/ml} \quad \text{SLU}$$

$$Q_{P2} = 478 \text{ daN/ml} \quad Q_{K2} = 232 \text{ daN/ml} \quad Q_{P1} = 314 \text{ daN/ml} \quad Q_{K1} = 66 \text{ daN/ml} \quad \text{SLU}$$

Schema statico e sollecitazioni SLU



Trave	Luce	Q	M_A	M_{AB}	M_C	V_A	V_B
1	6	853	2559	3838	2559	2559	2559
2	5	412	858	1287	858	1030	1030

Le verifiche del solaio C 30-37 FEC450 $h = H - c = 23 \text{ cm}$

$$f_{cd} = 0,85 * 0,83 * R_{ck} / \gamma_C = 175 \text{ daN/cm}^2 \quad f_{yd} = 450 / 1,15 = 3910 \text{ daN/cm}^2$$

Calcestruzzo $h = r * \sqrt{M/b}$; $r = 1 / (0,6425 * \alpha * f_{cd} * 0,259 * 0,9)^{1/2} = 0,195$

Verifica cls campata direzione 1 e 2 $b = 100 \text{ cm}$

$$h = 12 \text{ cm} < 23 \text{ cm}; \quad h = 7 \text{ cm} < 23 \text{ cm};$$

Verifica cls appoggi $b = 20 \text{ cm}$ per la predalles si può considerare $b = 100 \text{ cm}$

$$h = 22 \text{ cm} < 23 \text{ cm}; \quad h = 12,77 \text{ cm} < 23 \text{ cm};$$

Armature

Campata direzione 1 e 2 ; $A_s = M / (0,9 * h * f_{yd})$;

$$A_{s1} = 5,74 \text{ cm}^2 = \quad A_{s21} = 1,92 \text{ cm}^2 \quad 2\phi 12 \text{ un ferro per travetto}$$

Appoggi direzione 1 e 2

$$A_{s1} = 3,16 \text{ cm}^2 = 2\phi 12 + 2\phi 12; \quad A_{s1} = 1,06 \text{ cm}^2 = 1\phi 10 + 1\phi 10;$$

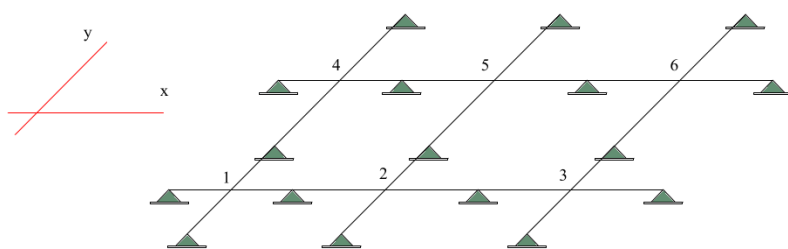
$$\tau = V / I * S_x / b = V / (0,9 * b * h) = 6,18 \text{ cm}^2$$

L'asse neutro taglia la soletta si può utilizzare una $b = 100 \text{ cm}$ o una fascia semipiena $b = 50 \text{ cm}$

$$\tau = V / (0,9 * b * h) = 3,09 \text{ cm}^2$$

	f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$\gamma_c = 1,5$	τ_{RD}	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48
$\gamma_c = 1,6$	τ_{RD}	0,17	0,21	0,24	0,28	0,32	0,35	0,38	0,42	0,48

Il solaio a doppia orditura inserito in un impalcato di un edificio in cemento armato con travi ortogonali ha un comportamento a piastra globale , ovvero lo schema statico è quello di trave continua su più appoggi nelle due direzioni e non di doppi trave appoggiata .Il calcolo manuale diventa complicato soprattutto per quanto concerne la definizione dei carichi ed il passaggio allo schema statico unidirezionale di trave continua



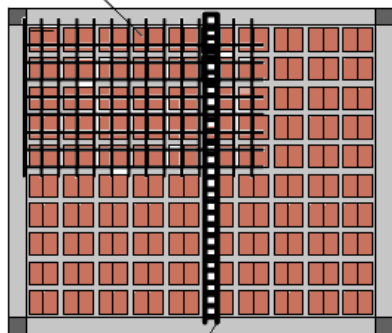
Per determinare il carico agente su ogni campata è necessario eguagliare lo spostamento verticale nei nodi delle due direzioni

$$f_{1X} = f_{1Y} ; \quad f_{2X} = f_{2Y} ; \quad f_{3X} = f_{3Y} ; \quad f_{4X} = f_{4Y} ; \quad f_{5X} = f_{5Y} ; \quad f_{6X} = f_{6Y} ;$$

è opportuno utilizzare un software di calcolo che ci consenta di risolvere lo schema statico verificare il solaio determinando le armature nelle due direzioni

*Riportiamo la carpenteria del solaio **Ortosap***

Rete elettrosaldata Ø8/15x15 cm



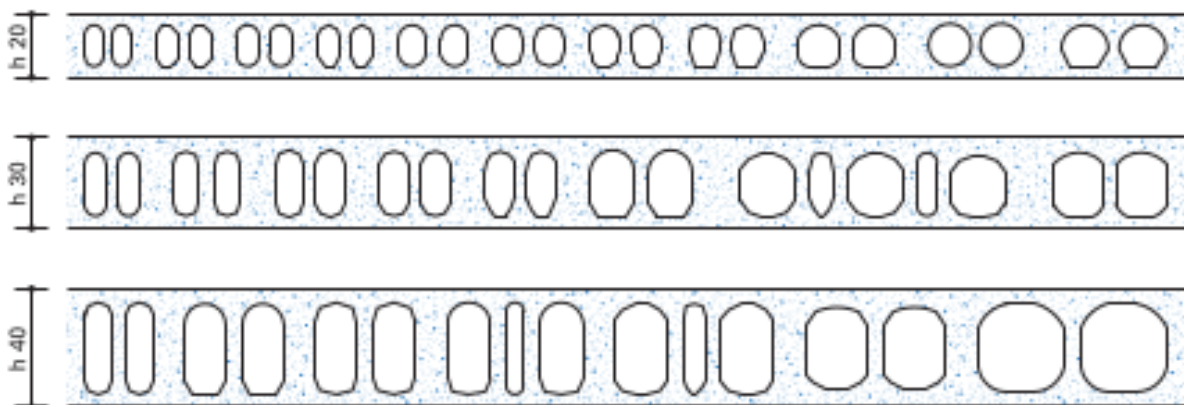
Travetto rompitratta 4Ø12 staffe Ø8/20 cm

12-I solai alveolari

I solai alveolari costituiscono una tipologia particolare di impalcati in solo calcestruzzo con vuoti di alleggerimento e possono essere precompressi, o ad armatura lenta. L'alleggerimento è ottenuto realizzando nello spessore dell'elemento prefabbricato a lastra, dei fori longitudinali "alveoli" di opportune dimensioni per creare delle nervature che, con le solettine di intradosso e di estradosso, costituiscono la sezione in calcestruzzo da precomprimere con il sistema dell'armatura pre-tesa aderente. L'acciaio armonico di precompressione costituisce l'unica armatura della lastra alveolare che risulta pertanto priva di armatura a taglio. La capacità taglioresistente della struttura viene interamente affidata alla resistenza a trazione del calcestruzzo, cui il processo produttivo deve pertanto garantire qualità costante controllata e certificata.



La migliore soluzione per questa tipologia di solaio adatta a coprire grandi luci è utilizzare calcestruzzo leggero strutturale con peso specifico di 1600 kg/mc combinando la resistenza con la capacità di isolamento termico. La produzione delle lastre prefabbricate avviene in stabilimento con stagionature del calcestruzzo e relativo controllo su piste dove vengono tesati i cavi, la prefabbricazione è a cavi aderenti. Le sezioni dei solai alveolari possono avere forme differenti con percentuali di vuoti fino al 40% per solai di altezza 20 cm, 50%; 70% per solai di altezza superiore.



Esistono delle limitazioni per quanto concerne lo spessore minimo delle nervature e delle solette riportate nelle norme UNI

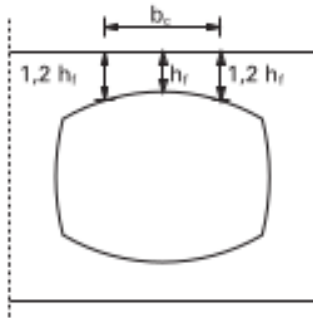
$$b_{min} \geq [h/10; \sqrt{2}h; 20; d_G + 5] ; h_{fmin} \geq [\sqrt{2}h; 17; d_G + 5] ; h_{fsup} \geq d_G + 5 ;$$

la unità di misura è mm

h spessore del manufatto

d_G dimensione massima aggregato

b_c larghezza superiore della voltina compresa tra $1,2 \cdot h_{fsup}$



Le nervature di solito hanno uno spessore di 30÷35 mm , mentre le voltine 25÷30 mm. Per quanto concerne le armature di precompressione da inserire nella lastra di solaio vengono definite le distanze minime da rispettare sia per l'armatura dolce che per i trefoli :

Trefoli :

interferro orizzontale $i_h \geq [\phi; 20 \text{ mm}; d_G + 5 \text{ mm}]$

interferro verticale $i_v \geq [\phi; 10 \text{ mm}; d_G]$

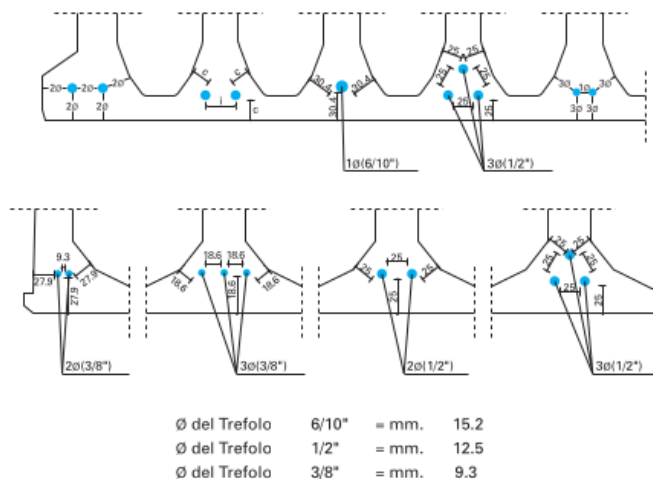
Armatura dolce :

interferro $i \geq [\phi; 20 \text{ mm}; d_G]$

I valori di ricoprimento per le armature :

$c \geq 2\phi$; interasse tra i cavi $i \geq 3\phi$; $c \geq 3\phi$; interasse dei cavi $i \leq 2,5 \cdot \phi$

ϕ diametro del trefolo

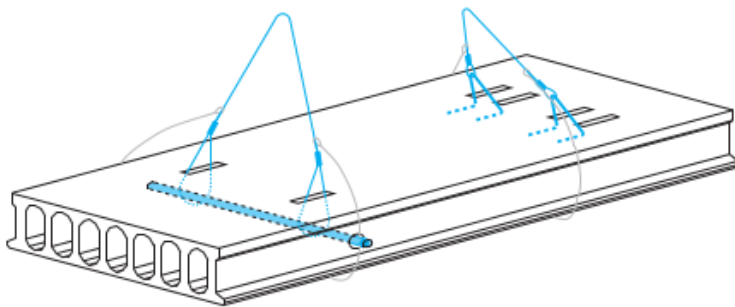


Le caratteristiche geometriche delle lastre :

Tab. 2.4

Le caratteristiche statiche fornite valgono per la larghezza standard della lastra = 1200 mm	Spessore h mm	Peso proprio kN/m ²	Peso proprio in opera kN/m ²	Armatura max mm ²	I senza cappa cm ⁴	M max senza cappa kNm	V max senza cappa kN	h cappa cm	I con cappa cm ⁴	M max con cappa kNm	V max con cappa kN
	150	2,30	2,45	900	27.400	65	40	4	52.000	80	45
	200	2,80	3,00	1.130	66.000	115	50	4	110.000	140	60
	250	3,30	3,50	1.180	120.000	160	70	4	190.000	185	80
	300	3,60	4,00	1.450	205.000	230	80	4	310.000	275	90
	350	4,00	4,40	1.600	315.000	320	90	6	520.000	380	100
	400	4,70	5,30	1.900	465.000	420	105	6	700.000	480	120
	500	5,70	6,50	2.300	900.000	630	135	8	1.400.000	720	155
	600	6,40	7,40	2.500	1.450.000	760	140	8	2.200.000	870	170
	700	7,30	8,40	2.650	2.200.000	980	170	8	3.200.000	1080	205

La produzione e fabbricazione delle lastre alveolari viene eseguita attraverso una vibrofinitrice produce una pista di lastre alveolari avanzando con la velocità $1,10 \div 1,50$ m/min , si procede con la stagionatura e maturazione del calcestruzzo avendo predisposto i trefoli che ad una data prefissata della maturazione 14- 15 gg vengono tagliati precomprimendo la lastra di solaio con la tecnica dei cavi aderenti. Le lastre tramite mezzi di trasporto il codice della strada prescrive in caso di camion con rimorchio o autoarticolato per trasporti speciali anche lunghezze superiori a 18,75 m ovviamente vanno studiati accuratamente gli itinerari e le caratteristiche delle strade da percorrere. La posa in opera delle lastre una volta giunte in cantiere avviene tramite sollevamento con gru nel pieno rispetto delle norme di sicurezza



Per quanto concerne la altezza del solaio la si determina i funzione dello schema statico e deve soddisfare le seguenti limitazioni:

$h \geq L/35$ per solai in semplice appoggio

$h \geq L/42$ per solai in semplice appoggio con condizione di semincastro

Il solaio alveolare può essere realizzato anche con soletta integrativa spessore s

$h + s/2 \geq L/35$ per solai in semplice appoggio

$h+s/2 \geq L/42$ per solai in semplice appoggio con condizione di semincastro

Le limitazioni imposte alla deformabilità e quindi alla freccia

$f \leq L/1000$ per carichi istantanei precompressione peso proprio

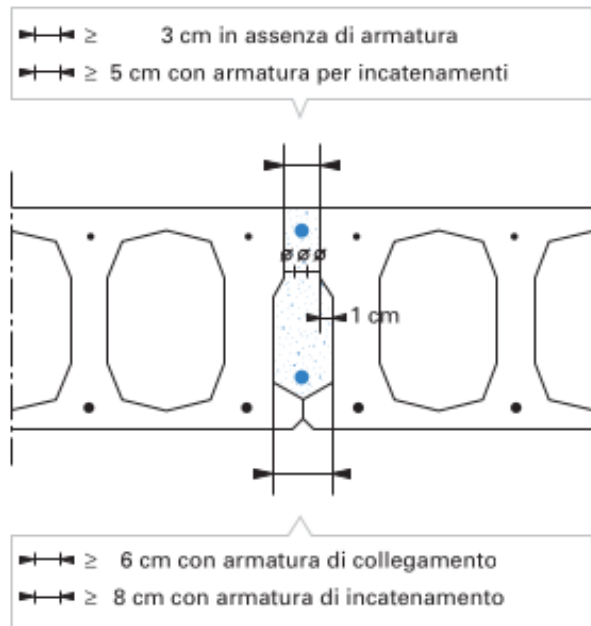
$f \leq L/500$ per carichi permanenti

Per solai di copertura

$h \geq L/50$ solai su semplice appoggio

$h \geq L/55$ solai su trave continua

Il buon funzionamento di un solaio alveolare dipende dalla unione tra le lastre ed il relativo getto di completamento non solo per la ripartizione del carico tra le lastre ma soprattutto per la rigidezza assiale dell'impalcato dove gli spostamenti orizzontali relativi tra le lastre e quindi la unione deve esser continua e rigida. La unione a nocciolo viene realizzata come riportata in figura



Eseguiamo il calcolo di un solaio alveolare di luce 13 m su semplice appoggio per edificio adibito ad attività commerciale Store su due piani, analizzando 2 possibili soluzioni

- Solaio alveolare precompresso il cls
- Solaio alveolare precompresso in cls leggero

-Solaio Alveolare in c.a.p

Prima di definire le caratteristiche geometriche della lastra di solaio di larghezza 120 cm e altezza $h = 40$ cm, definiamo le caratteristiche meccaniche e i legami costituiti vi dei materiali utilizzati quali :

Calcestruzzo C45-55

Acciaio armonico

Acciaio normale FEC450

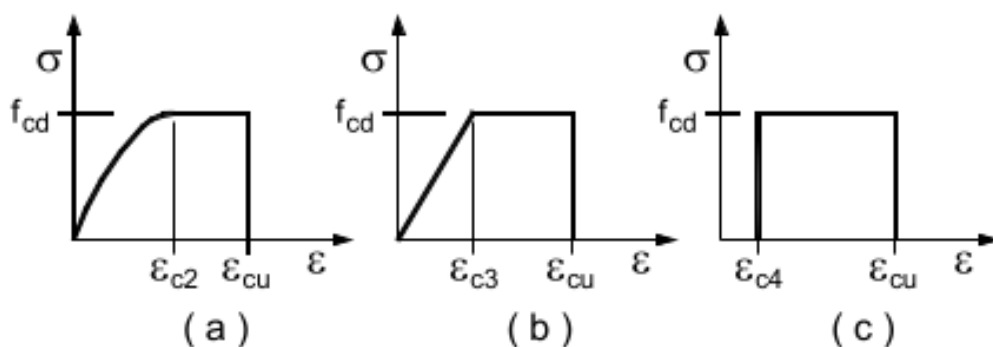
Calcestruzzo C45-55

La resistenza di progetto a compressione $f_{Cd} = 0,83 \cdot 0,85 \cdot f_{Ck} / 1,5 = 258$ daN/cm²

Resistenza di progetto a trazione $f_{Ctd} = f_{Ctk} / 1,5 = 46$ daN/cm²

$$f_{Ctk} = 1,2 \cdot 0,30 \cdot f_{Ck}^{2/3}$$

i diagrammi tensione deformazione per il cls



$\varepsilon_{CU} = 0,0035$; $\varepsilon_{C2} = 0,002$; *diagramma parabola rettangolo*

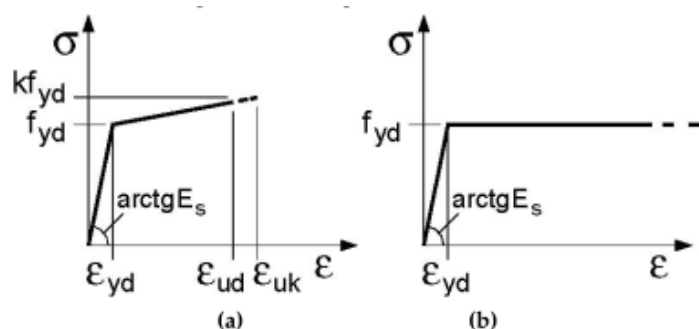
$\varepsilon_{CU} = 0,0035$; $\varepsilon_{C3} = 0,00175$ \diagramma bilineare

$\varepsilon_{CU} = 0,0035$; $\varepsilon_{C4} = 0,0007$ \diagramma rettangolare

Acciaio dolce FEB450C

$$f_{yd} = 4500/1,15 = 3910 \text{ daN/cm}^2$$

Si considera un diagramma elastoplastico ideale



$$\varepsilon_{SU} = 0,01 \text{ ; } \varepsilon_{YD} = f_{yd}/E_s = 3910/2060000 = 0,00189$$

Acciaio armonico trefoli

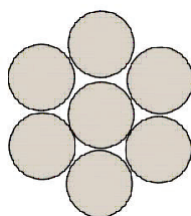
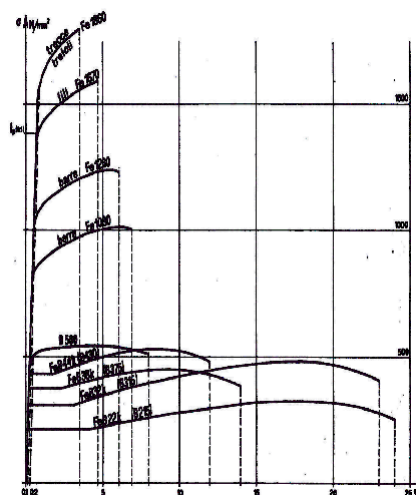
Gli acciai per armature da precompressione devono possedere proprietà meccaniche e di duttilità, garantite dal fabbricante,

Tab. 11.3.VIII

Tipo di acciaio	Barre	Fili	Trefoli e trecce	Trefoli compattati
Tensione caratteristica al carico massimo f_{ptk} N/mm ²	≥ 1000	≥ 1570	≥ 1860	≥ 1820
Tensione caratteristica allo 0,1 % di deformazione residua - scostamento dalla proporzionalità $f_{p(0,1)k}$ N/mm ²	na	≥ 1420	na	na
Tensione caratteristica all'1 % di deformazione totale $f_{p(1)k}$ N/mm ²	na	na	≥ 1670	≥ 1620
Tensione caratteristiche di snervamento f_{pyk} N/mm ²	≥ 800	na	na	na
Allungamento totale percentuale a carico massimo A_{gt}	≥ 3,5	≥ 3,5	≥ 3,5	≥ 3,5

Na=non applicabile

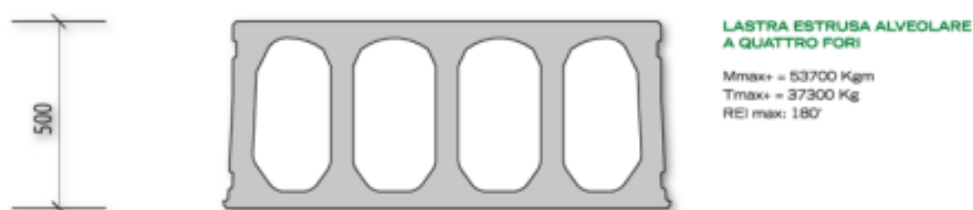
Per i trefoli la resistenza a trazione di calcolo $f_{pyd} = 18600/1,15 = 16173 \text{ daN/cm}^2$



La tensione di snervamento corrisponde al 0,2% mentre la deformazione ultima è sempre pari a 1%

-Sezione della lastra di solaio alveolare

Si utilizza una lastra in c.a.p. avente un'altezza di 50 cm rispettando la limitazione $h \geq L/35 = 33 \text{ cm}$ la cui sezione a 4 fori è riportata in figura



$M_{max} = 53700 \text{ daNm}$; $V_{max} = 37300 \text{ daN}$; Resistenza al fuoco REI 120 min

Il peso della lastra è 540 daN/mq .

Le aziende di prefabbricati forniscono al progettista direttamente la scheda tecnica con il carico e le sollecitazioni che il solaio è in grado di sopportare senza necessità da parte del progettista di eseguire calcoli strutturali che eseguono i tecnici aziendali. La analisi dei carichi :

$G_K = 540 \text{ daN/mq}$ peso proprio

$G_{SK} = 230 \text{ daN/mq}$ carichi permanenti

Massetto e isolante 70 daN/mq

Pavimento 30 daN/mq

Controsoffittatura 30 daN/mq

Incidenza tramezzi 120 daN/mq

$Q_K = 500 \text{ daN/mq}$ carico accidentale centri commerciali

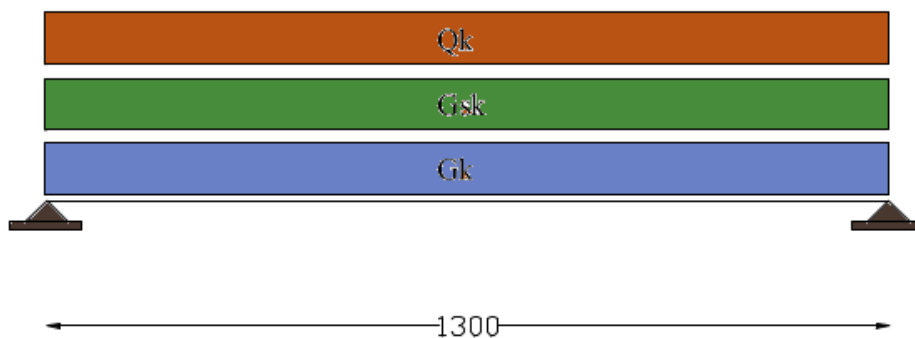
il carico complessivo permanente e accidentale per lo stato limite ultimo SLU

$$Q_P = 1256 \text{ daN/ml} \quad Q_K = 750 \times 1,20 = 900 \text{ daN/ml}$$

il carico complessivo permanente e accidentale per lo stato limite di esercizio SLE

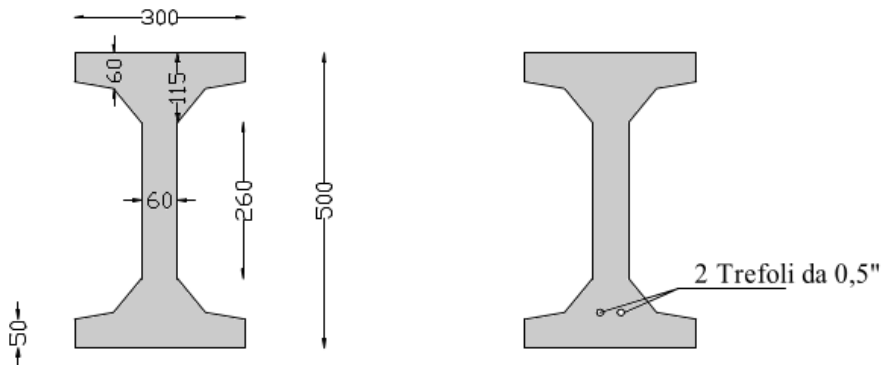
$$Q_P = 924 \text{ daN/ml} \quad Q_K = 600 \text{ daN/ml}$$

Lo schema statico del solaio:



Le sollecitazioni SLU $M = 45545 \text{ daN*m}$; $V = 14014 \text{ daN}$

Il calcolo concerne la verifica della lastra alveolare la cui nervatura è riportata in figura armata con due trefoli da 0,5 pollici $\phi = 1,25 \text{ cm}$



E' una trave precompressa le verifiche da eseguire sono al taglio dei trefoli in fase di esercizio per la deformabilità, vibrazione e fessurazione ed allo stato limite ultimo. Le verifiche le eseguiamo sia nella ipotesi di comportamento elastico lineare per il cls che per diagramma parabola rettangolo.

Le formule di verifica al taglio dei fili

$$\sigma_{CP} = N_O/A - N_O \cdot e \cdot y_s / I + M_O \cdot y_s / I \quad \text{tensione di compressione iniziale tiro}$$

$$\sigma_{TP} = N_O/A + N_O \cdot e \cdot y_i / I - M_O \cdot y_i / I \quad \text{tensioni di trazione iniziale tiro}$$

Il momento da considerare è solo quello relativo al peso proprio

$$M = 540 \cdot L^2 / 8 = 13230 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Le formule di verifica allo stato limite ultimo con la posa in opera del solaio

$$\sigma_c = \beta \cdot N_o / A - \beta \cdot N_o \cdot e \cdot y_s / I + M \cdot y_s / I \quad \text{tensione di compressione esercizio}$$

$$\sigma_t = \beta \cdot N_o / A + \beta \cdot N_o \cdot e \cdot y_l / I - M \cdot y_l / I \quad \text{tensioni di trazione esercizio}$$

β coefficiente < 1 che tiene conto delle cadute di tensione, ritiro, rilassamento, flange deformazione elastica

La verifica allo stato limite ultimo con diagramma cls parabola rettangolo

Se l'asse neutro taglia la parte superiore della trave il calcolo della risultante degli sforzi di compressione è analogo ad una sezione rettangolare;

$$C = \alpha \cdot f_{cd} \cdot X \cdot B \cdot \psi ;$$

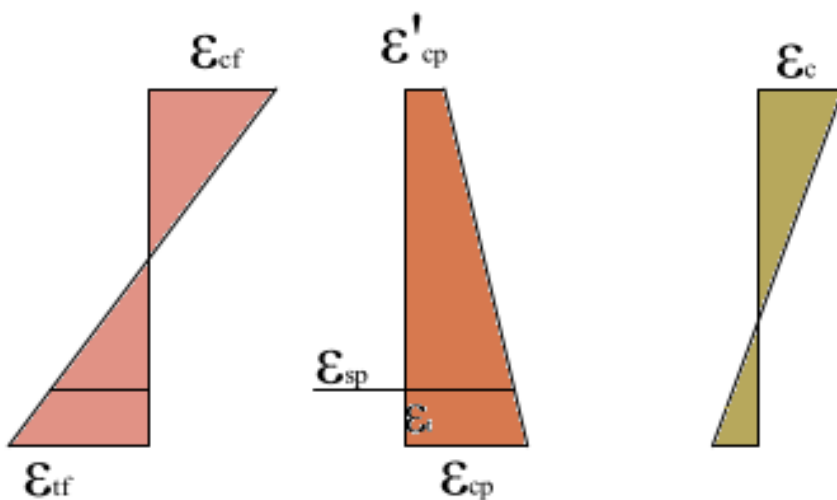
Se taglia l'anima della trave possiamo considerare l'area compressa come somma di due rettangoli

$$C = \alpha \cdot f_{cd} \cdot X \cdot t \cdot \psi_1 + \alpha \cdot f_{cd} \cdot X \cdot (B - t) \cdot \psi_2 ;$$

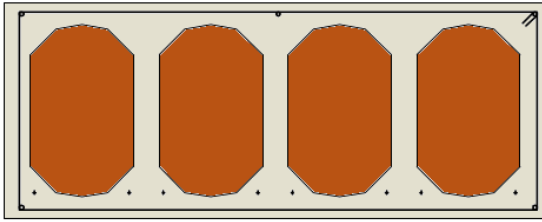
L'equazione di equilibrio alla traslazione

$$C - T = 0 \quad \text{con } T = \sum A_{SI} \cdot \sigma_{SI} \quad \text{armatura dolce inferiore}$$

è evidente che si è utilizzato un diagramma delle deformazioni lineare tenendo conto della deformazione di precompressione nell'acciaio



Le caratteristiche geometriche della sezione alveolare



Coefficiente di omogeneizzazione $n=15$

Baricentro dei cavi $X=0$ $Y=5$ cm

Area della sezione di cls $A_C = 2400$

Area della armatura dolce $A_S = 6\phi 10 = 4,74$ cmq

*Area dei trefoli da precompresione n° 8 $A_{SP} = 8 * 1,26$ cmq = 10,08 cmq*

Area omogeneizzata $A=2622$ cmq

Baricentro sezione omogenea $Y_G = 23,84 \approx 24$ cm

momento di inerzia $I= 686486$ cm⁴

modulo di resistenza inferiore $W_i=28603$

modulo di resistenza Superiore $W_s=26403$

Tensione di trazione nel singolo trefolo al taglio dei cavi 16700 daN/cm²

Sforzo normale iniziale $N_O = 141120$ daN

Eccentricità $e = 19$ cm

Verifica al taglio dei cavi

*Momento da peso proprio $M_O=11407$ daN*m $N_O = 141120$ daN*

$$\sigma_{TP} = N_O/A - N_O * e / W_S + M_O / W_S = 141120 / 2622 - 141120 * 19 / 26403 + 1140700 / 26403 = -4,5 > -36$$

$$\sigma_{CP} = N_O/A + N_O * e * W_i - M_O / W_i = 141120 / 2622 + 141120 * 19 / 28603 - 1140700 / 28603 = 112 < 416$$

Cadute di tensione

*Caduta elastica $\Delta\sigma = 2060000 * 0,0002679 = 551$ daN/cm²*

Rilassamento 25 daN/cm²

Fluage $\Delta\sigma = 1379$ daN/cm²

Ritiro $\Delta\sigma = 370$ daN/cm²

*Sforzo normale $N = N_O - A * \sum \Delta\sigma = \beta * N_O = 0,833 * 141120 = 117195$ daN*

Verifica in fase elastica lineare $M = 45545$ daN*m $\beta * N_O = 117195$ daN

$$\sigma_C = \beta * N_O / A - \beta * N_O * e * y_s / I + M * y_s / I = 117195 / 2622 - 117195 * 19 / 28603 + 4554500 / 28603 = 126 < 205$$

$$\sigma_T = \beta * N_O / A + \beta * N_O * e * y_i / I - M * y_i / I = 117195 / 2622 + 117195 * 19 / 28603 - 4554500 / 28603 = -36 > -36$$

$M = 45545$ daN*m ; $V = 14014$ daN

Calcolo della freccia in condizioni di esercizio $Q = 1524 \text{ daN/m}$

$$f = 5/384 * Q * L^4 / (EI) = 3,49 \text{ cm} < L/250 = 5,2 \text{ cm} > \approx L/ = 2,6 \text{ cm}$$

La funzionalità non è pregiudicata, si possono avere dei problemi per i tramezzi e gli infissi.

Verifica a taglio della lastra

$$\tau = V/I * S_X/b = 3,26 \text{ daN/cm} \leq \tau_{RD} = 4,8 \text{ daN/cm}$$

Il calcolo della tensione tangenziale lo si esegue come per le sezioni pressoinflesse sul fibra baricentrica della sezione reagente

	f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$\gamma_c = 1,5$	τ_{RD}	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48
$\gamma_c = 1,6$	τ_{RD}	0,17	0,21	0,24	0,28	0,32	0,35	0,38	0,42	0,48

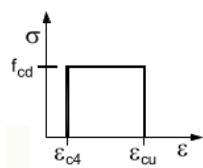
Si verifica il solo cls la predisposizione di armature a taglio nella lastra presenta delle chiare difficoltà di inserimento nelle nervature verticali.

Verifica a fessurazione

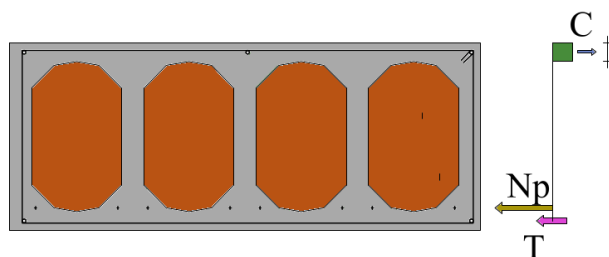
La verifica a fessurazione non si rende necessaria poichè a solai ultimato la zona compresa è quella inferiore mentre quella tesa superiore dove non vi sono trefoli di acciaio armonico.

Calcolo del momento di rottura

Si considera per il cls il seguente legame costitutivo tensioni deformazioni come da normativa



$$\epsilon_{CU} = 0,0035 ; \epsilon_{C4} = 0,0007 \text{ diagramma rettangolare}$$



La rottura avviene per attingimento della max deformazione nell'acciaio pari a 0,01
l'equilibrio alla traslazione considerando anche lo sforzo di precompressione

$$C+P-T=0 ; \quad C=\alpha*f_{cd}*X*b*\psi+\sum f_{yd}*A_s ; \quad P=N_P \quad T=\sum f_s*A_s$$

$$\alpha*f_{cd}*S - \sum f_{yd}*A_s - P + \sum f_s*A_s = 0$$

Il diagramma delle tensioni è costante , l'area S è definita dalla profondità del diagramma rettangolare corrispondente alle deformazioni ϵ_c e 0,0007

$$\epsilon_c/x = 0,01/(28-x) ; \quad \epsilon_c = 0,01*x/(28-x) ; \quad \epsilon'_s/(x-c) = 0,01/(28-x)$$

$$\epsilon'_s = 0,01*(x-2)/(28-x) \quad \epsilon_c/x = 0,0007/d ; \quad d = 0,0007/[0,01/(28-x)]$$

$$S = 120*(0,0007/[0,01/(28-x)])$$

$$0,85*0,83*550*120*0,0007/[0,01/(28-x)] - 117195 + 2100000*0,01*(x-2)/(28-x)*2*0,79 - 3*0,79*3910 = 0$$

$$3259 + -328460 + 117195*x - 66360 + 33180*x - 259467 + 9266x = 0 \quad x = 4,07 \text{ cm}$$

$$M_{RD} = 0,85*0,83*550*120*4,07 + 117195*(45-4,07) + 3*0,79*3910*(28-4,07) + 26538$$

$$M_{RD} = 52352 \text{ daN*m} > M_{SD} = 45545 \text{ daN*m}$$

La stessa lastra di solaio alveolare possiamo realizzarla in calcestruzzo leggero , con le stesse dimensioni forma armatura dolce e di precompressione utilizzando un cls leggero di classe LC 50-55 peso specifico 1750 kg/mc

Tabella C4.1.V - Classi di resistenza a compressione per il calcestruzzo leggero strutturale

Classe di resistenza a compressione	Resistenza caratteristica cilindrica minima f_{ck} [N/mm ²]	Resistenza caratteristica cubica minima R_{ck} [N/mm ²]
LC 16/18	16	18
LC 20/22	20	22
LC 25/28	25	28
LC 30/33	30	33
LC 35/38	35	38
LC 40/44	40	44
LC 45/50	45	50
LC 50/55	50	55
LC 55/60	55	60

Il modulo elastico $E_{LC} = \eta * E_c = 227772 \text{ daN/cm}^2$

dove $\eta = (1750/2200)^2 = 0,6327$

$$G_K = 430 \text{ daN/mq} \quad \text{peso proprio}$$

$$G_{SK} = 230 \text{ daN/mq} \quad \text{carichi permanenti}$$

Massetto e isolante 70 daN/mq

Pavimento 30 daN/mq

Controsoffittatura 30 daN/mq

Incidenza tramezzi 120 daN/mq

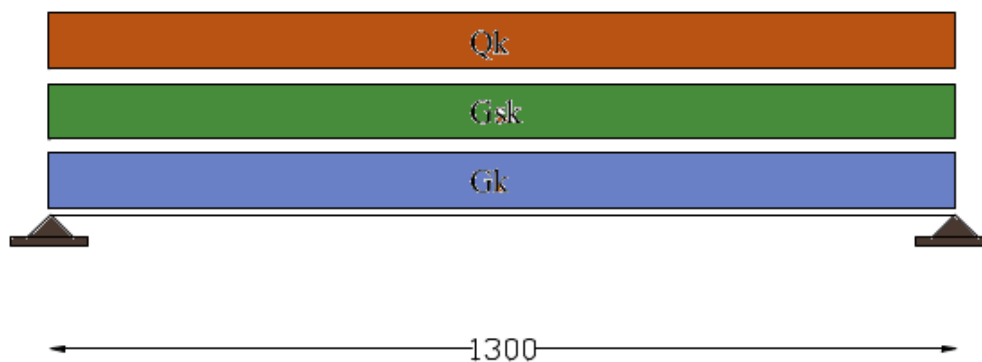
$Q_K = 500 \text{ daN/mq}$ carico accidentale centri commerciali

il carico complessivo permanente e accidentale per lo stato limite ultimo SLU

$$Q_P = 1085 \text{ daN/ml} \quad Q_K = 750 \times 1,20 = 900 \text{ daN/ml}$$

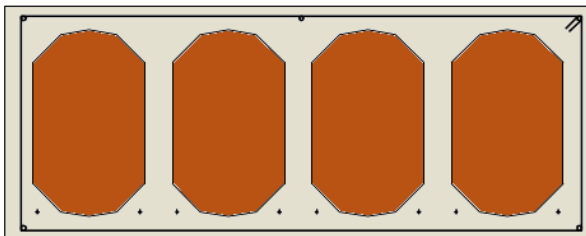
il carico complessivo permanente e accidentale per lo stato limite di esercizio SLE

$$Q_P = 792 \text{ daN/ml} \quad Q_K = 600 \text{ daN/ml}$$



Le sollecitazioni SLU

$$M = 41933 \text{ daN*m} ; V = 12902 \text{ daN}$$



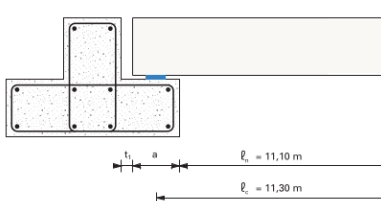
Il calcestruzzo leggero è meno del cls normale la prima verifica che eseguiamo è quella della freccia $Q = 1392 \text{ daN/ml}$

$$f = 5/384 * Q * L^4 / (EI) = 3,32 \text{ cm} < L/250 = 5,2 \text{ cm} > \approx L/500 = 2,6 \text{ cm}$$

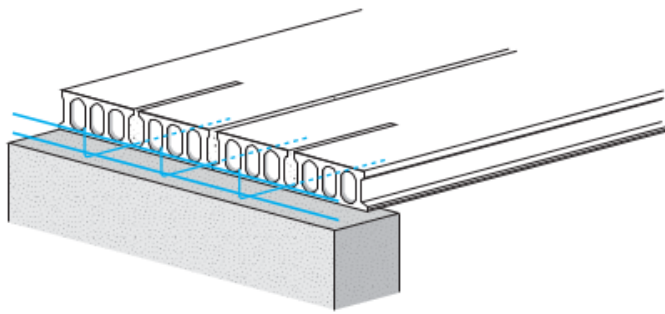
In virtù del peso proprio della lastra ridotto si ha una minore deflormazione verticale, per cui è preferibile realizzare le lastre alveolari in calcestruzzo leggero.

Le verifiche le omettiamo poichè il calcestruzzo leggero utilizzato ha la medesima classe di resistenza ed il carico sulla lastra alveolare è più basso.

Per quanto concerne gli appoggi delle lastre sulle travi



Per un appoggio intermedio deve essere realizzata la continuità



14- I solai a fungo in c.a.

I solai a fungo sono dei solai bidirezionali con funzionamento a piastra dove nell'im-palcato no sono presenti travi ortogonali , la struttura intelaiata in cemento armato è costituita dai pilastri e dalle piastre di solaio adatti per coprire grandi superfici mag-giorando l'interasse tra i pilastri. Gli elementi di alleggerimento sono in plastica

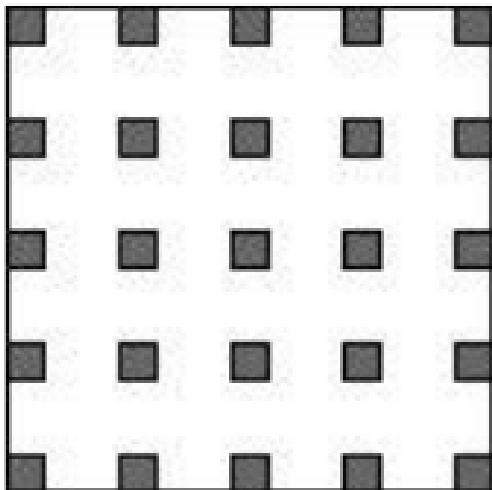


Per quanto concerne lo spessore del solaio

$H > L/35$ per campate interne

$H > L/30$ per campate terminali di bordo

La struttura si compone di soli pilastri come in figura



Il vantaggio è che l'impalcato ha una elevata rigidezza assiale per la ripartizione delle forze sismiche sui pilastri ; il calcolo viene eseguito attraverso una modellazione FEM dell'elemento plate-shell , vanno eseguite verifiche allo stato limite di esercizio freccia e vibrazione

*$\delta < L/500$; in modo che la deformazione non interferisca con infissi e tramezzi
 $\delta < L/250$ per garantire la funzionalità del solaio*

La frequenza fondamentale di vibrazione $f > 3\text{Hz}$ calcolata per una piastra

$f = 1/(2\pi)*\sqrt{(g/\delta)} > 3\text{ Hz}$ in modo che non si abbiano fastidiose vibrazioni.*

Le verifiche allo SLU al solito sono a flessione semplice e a taglio considerando una striscia ad esempio di 100 cm nelle due direzioni tenendo conto degli elementi in plastica e della effettiva sezione della piastra

$$h = r * \sqrt{(M/b)} ; A_s = M/(0,9 * h * f_{yd})$$

in campata per momento positivo e agli appoggi per momento negativo sempre nelle due direzioni con le relative sollecitazioni

$$\tau = V/I * S_x/b \leq \tau_{RD}$$

Per questa tipologia di solaio è molto importante la verifica punzonamento del pilastro nella soletta di solaio seguendo le prescrizioni dell'eurocodice 2.

14-I solai in vetro

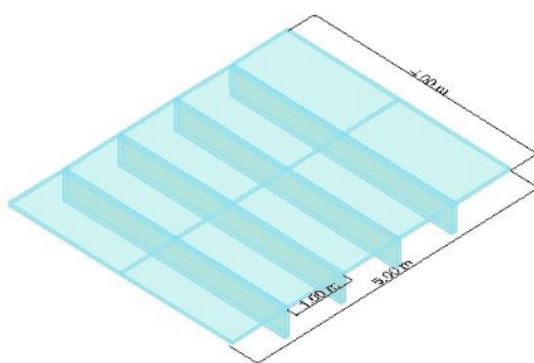


Figura 8.51. Impalcato con travi e solaio di vetro.

Calcoliamo le lastre di solaio appoggiate alle travi lungo i lati lunghi eventi dimensioni 100x200 cm sollecitate dal peso proprio, dal carico da neve e da un carico concentrato ripartito su una impronta quadrata di lato 5 cm ; la lastra è stratificata con 3 strati aventi lo stesso spessore ed intercalari in SCG .

Spessore dello strato 13 mm

Spessore intercalare 0,8 mm



Peso proprio $G_K = 3 \cdot 2500 \cdot 0,013 + 2 \cdot 0,0008 \cdot 1050 = 99,18 \text{ daN/mq} \approx 100 \text{ daN/mq}$

Carico da neve $Q_K = 260 \text{ daN/mq}$

Carico concentrato $F_K = 200 \text{ daN}$ su una impronta $5 \times 5 \text{ cm}$

La lastra è praticamente appoggiata sulla luce corta di 1m , prima di una modellazione FEM si possono stimare le sollecitazioni flessionali e taglianti per lo SLU :

$$M = Q \cdot L^2 / 8 = 65 \text{ daN} \cdot \text{m} \quad V = Q \cdot L / 2 = 260 \text{ daN}$$

$$Q = 1,3 \cdot 100 + 1,5 \cdot 260 = 520 \text{ daN/ml}$$

per carico concentrato

$$M = 1,3 \cdot G \cdot L^2 / 8 + 1,5 \cdot F \cdot L / 4 = 91,25 \text{ daN} \cdot \text{m} ; \quad V = Q \cdot L / 2 + F / 2 = 165 \text{ daN}$$

per il calcolo dello stato tensionale dobbiamo considerare lo spessore equivalente determinato per vetro stratificato

$$1/J_{eq} = \eta_{1D} / J_{full} + (1 - \eta_{1D}) / J_{Abs}$$

$$J_{full} = N \cdot b / 12 \cdot [h^3 + h \cdot (h + h_{int})^2 \cdot (N-1) \cdot (N+1)]$$

$$\eta_{1DN} = 1 / \{ 1 + E \cdot h_{int} / (12 \cdot G_{int}) \cdot N \cdot h^3 \cdot (N+1) \cdot \Psi / [h^2 + (h + h_{int})^2 \cdot (N^2 - 1)] \}$$

lo spessore efficace per le deformazioni

$$h_{eq} = \{ 1 / [\eta / (\sum h_i^3 + 12 \cdot \sum h_i \cdot d_i^2) + (1 - \eta) / \sum h_i^3] \}^{1/3}$$

lo spessore efficace per le tensioni

$$h_{i\sigma} = \{ 1 / [2\eta \cdot |d_i| / (\sum h_i^3 + 12 \sum h_i \cdot d_i^2) + h_i / h_w^3] \}^{1/2}$$

$$h = 1,3 \text{ cm}$$

$$h_{int} = 0,08 \text{ cm}$$

$$N = 3$$

$$E = 700000 \text{ daN/cm}^2$$

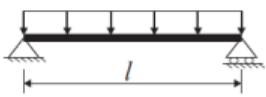
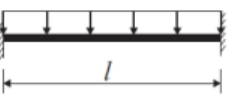
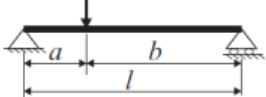
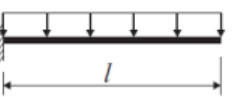
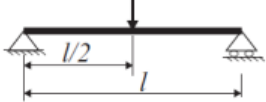
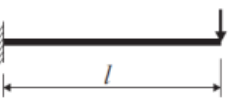
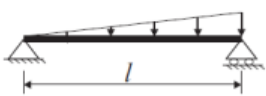
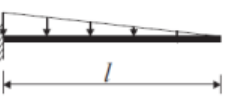
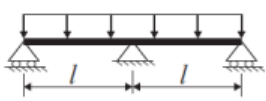
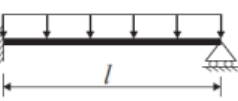
$$G_{int} = 265 \text{ daN/cm}^2$$

$$\Psi = 168 / (17 \cdot L^2) = 9,8824 \cdot 10^{-6} / \text{mm}^2 \quad L = 1000 \text{ mm}$$

d_i = distanza dello strato i -mo dal baricentro della lastra monolitica

$$d_1 = d_3 = 13,8 \text{ mm} \quad ; \quad d_2 = 0$$

Tabella 6.3 Travi di vetro laminato: valori del coefficiente Ψ per differenti condizioni di carico e vincolo.

Condizioni di carico e di vincolo	Ψ	Condizioni di carico e di vincolo	Ψ
	$\frac{168}{17 l^2}$		$\frac{42}{l^2}$
	$\frac{15}{l^2 + 2ab}$		$\frac{14}{5 l^2}$
	$\frac{10}{l^2}$		$\frac{5}{2 l^2}$
	$\frac{10}{l^2}$		$\frac{45}{14 l^2}$
	$\frac{21}{l^2}$		$\frac{21}{l^2}$

$$\eta_{IDN} = 0,973$$

lo spessore efficace per il calcolo della deformazione

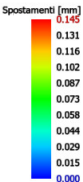
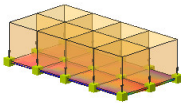
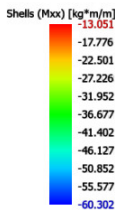
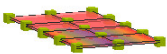
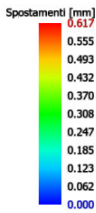
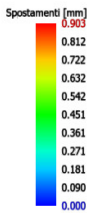
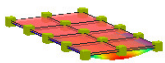
$$h_{eff} = 22,96 \text{ mm per le deformazioni}$$

$$h_{eff} = 25,98 \text{ mm per il calcolo delle tensioni esterna}$$

$$h_{eff} = 30,51 \text{ mm per il calcolo delle tensioni interna}$$

Eseguiamo una modellazione FEM della nostra piastra avente lunghezza 2 metri appoggiata sul lato lungo per una luce di 1 m.

Le deformazioni per carico permanente e carico da neve per lastra di spessore 23 mm



La max deflessione per combinazione quasi permanente con coefficienti parziali unitari è pari a 0,61 mm

$$\delta = 5/384 * 3.6 * 100^4 / (700000 * I) = 0.66 \text{ mm} < 2 \text{ mm}$$

$$I = 100 * 2.296^3 / 12 = 100 \text{ cm}^4$$

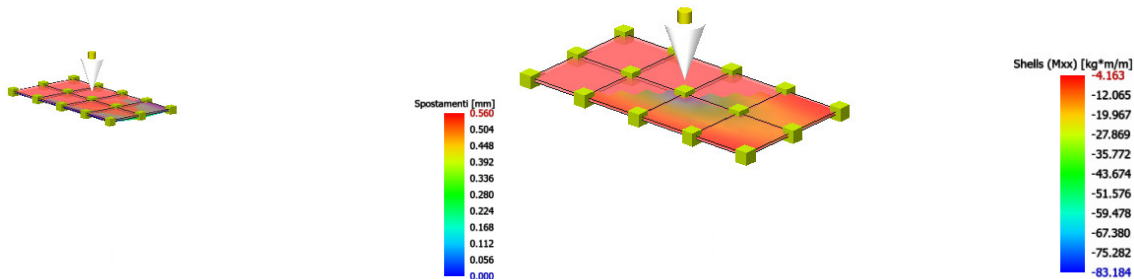
$$\text{La max deflessione } L/500 = 2 \text{ mm}$$

$$\text{Le tensioni } \sigma = M/W = 58 \text{ daN/cm}^2 \text{ lastra esterna}$$

$$\sigma = M/W = 42 \text{ daN/cm}^2 \text{ lastra interna}$$

$$W = 100 * 2.568^2 / 6 = 112 \text{ cm}^3 ; \quad W = 100 * 3.051^2 / 6 = 155 \text{ cm}^3 ;$$

La modellazione FEM dà un momento di $60 < 65 \text{ daN} \cdot \text{m}$ come da modello a trave
Per il carico concentrato determiniamo lo spessore efficace per le deformazioni e le tensioni per lo strato interno ed esterno e modelliamo una lastra monolitica appoggiata sui lati lunghi avente uno spessore di 21,4 mm caricata al centro con una forza verticale di 200 daN



il momento max circa 83 daN/m ; la max deflessione 0,56 mm $< L/500 = 2 \text{ mm}$

Il calcolo dello spessore efficace può essere ancora eseguito utilizzando per il coefficiente di trasferimento del taglio la formula

$$\eta_{IDN} = 1 / \{ 1 + E * h_{int} / (G_{int}) * N * h^3 * (N+1) * \Psi / [h^2 + (h+h_{int})^2 * (N^2-1)] \} = 0,754$$

spessore efficace per il calcolo delle deformazioni

$$h_{eq} = \{ 1 / [\eta / (\sum h_i^3 + 12 * \sum h_i * d_i^2) + (1-\eta) / \sum h_i^3] \}^{1/3} = 21,35 \text{ mm}$$

$$G_{int} = 26,5 \text{ N/mm}^2$$

spessore efficace per il calcolo delle tensioni

lastra interna $h_{eq}=27,36 \text{ mm}$

lastre esterne $h_{eq}= 24,61 \text{ mm}$

Le tensioni sulle lastre esterne

$$W_{est}= 100*2.461^2/6 = 101 \text{ cmc} \quad \sigma = 8300/101= 82,17 \text{ daN/cm}^2$$

La tensione sulla lastra interna

$$W_{est}= 100*2.736^2/6 = 125 \text{ cmc} \quad \sigma = 8300/125= 66,4 \text{ daN/cm}^2;$$

Determiniamo la resistenza di progetto a trazione del vetro temprato ed indurito

$$f_{G,d}=(K_{mod} * K_{ed} * K_{sf} * \lambda_{GA} * \lambda_{GL} * f_{G,K})/(R_M * \gamma_M) + [K_v * K'_{ed} * (f_{bK} - f_{g,K})]/(R_{Mv} * \gamma_{Mv})$$

$K_{mod} = 0,42$ per neve una settimana ; $K_{mod} = 0,50$ per forza concentrata ;

$K_{ed} = 0,8$ per verifiche in prossimità del bordo della lastra ;

$K_{sf} = 1$ coefficiente per il profilo superficiale del vetro senza trattamenti ;

$f_{G,K} = 450 \text{ daN/cm}^2$ resistenza caratteristica nominale del vetro float ;

$R_M = 1$ fattore riduttivo del coefficiente parziale ;

$\gamma_M = 2,50$ coefficiente parziale;

$K'_{ed} = 0,8$ coefficiente per le verifiche in prossimità del bordo della lastra ;

$K_v = 1$ coefficiente per lastre con trattamento termico in orizzontale ;

$f_{bK} = 700 \text{ daN/cm}^2$ vetro indurito; 1200 daN/cm^2 per vetro temprato

$R_{Mv} = 1$ fattore riduttivo del coefficiente parziale

$\gamma_{Mv} = 1,35$ coefficiente parziale per vetro presollecitato

λ_{GA} **fattore di scala** che considera l'area sottoposta alla massima tensione sollecitante

$$\lambda_{GA} = [0,24mq/(K*A)] = 1,12 \quad 0,75 \leq \lambda_{GA} \leq 1 \quad \lambda_{GA} = 1$$

$$K = 0,0054 \quad A = 2 \text{ mq}$$

$$\lambda_{GL} = 1$$

Carico da neve

Resistenza a trazione vetro indurito $f_{gd} = 208 \text{ daN/cm}^2$

Resistenza a trazione vetro temprato $f_{gd} = 504 \text{ daN/cm}^2$

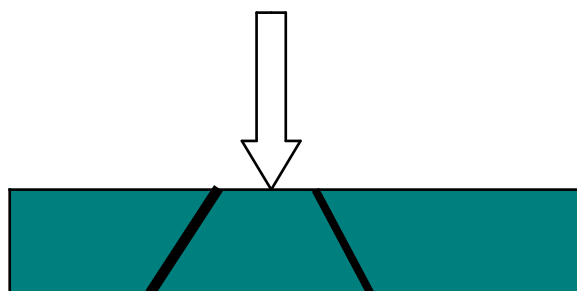
Carico concentrato

Resistenza a trazione vetro indurito $f_{gd} = 220 \text{ daN/cm}^2$

Resistenza a trazione vetro temprato $f_{gd} = 516 \text{ daN/cm}^2$

La deflessione di progetto $L/500 = 1000/500 = 2 \text{ mm}$

Verifica a punzonamento della lastra di vetro per carico concentrato

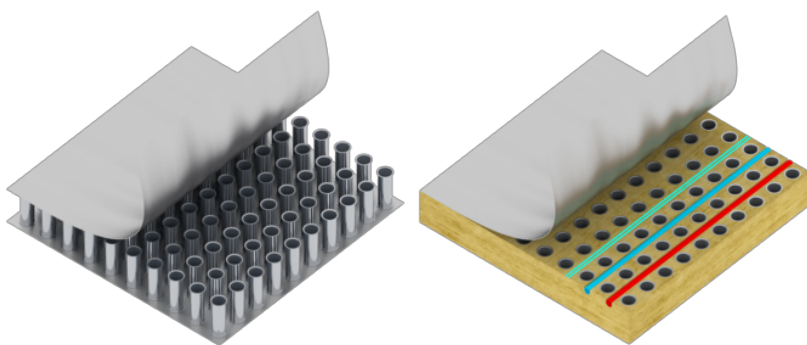


$$F \leq V_{rd} = f_{gd} * 4 * (5 + h_{eq}) * h_{eq} = 13405 \text{ daN} > 200 \text{ daN}$$

la verifica appare superflua si è considerato lo spessore efficace per le deformazioni.

15-Il solaio Bcore

Il pannello BCORE rappresenta un materiale innovativo ottenuto mediante il collegamento di due lamiere metalliche aventi un esiguo spessore di qualche mm con tubi metallici posti ad interasse regolare in modo da conferire rigidità al pannello evitando l'instabilizzazione delle lamine riempite con materiale isolante. Il pannello modulare di larghezza 2 metri e lunghezza sino a 12 metri mentre i pannelli verticali hanno un'altezza di circa 3 m .



Con questo materiale vengono realizzate strutture precarie post emergenza quali container ma viste le sue caratteristiche meccaniche ha un uso anche per abitazioni stabili dalla singola villetta di campagna alla torre o all'edificio in linea rispettando i canoni della progettazione modulare . L'isolamento termico interno da al pannello una adeguata trasmittanza termica in linea con la norma italiana per pareti opache e non è necessario utilizzare ulteriori sistemi di isolamento. Le dimensioni tipiche delle lamiere sono 1mm, 1,5 mm , 2,5 mm , 4 mm 4,mm , 6 mm il funzionamento statico che vedremo nei paragrafi seguenti può essere assimilato a quella di una trave a doppio T; anche il peso del pannello è ridotto come si può vedere dalla seguente tabella

Principali parametri del CTS Slab :

		Light Floor Slab	Floor Slab			
Slab code		A1.5	A1.5	A2.5	A4	A6
Panel	Thickness	1	1.5	2.5	4	6
	m ² /kg	15.8	23.7	39.5	63.2	94.8
Core tube	Dimension	Φ51x0.3	Φ51x0.3	Φ51x0.5	Φ51x0.5	Φ51x0.5
	Space	100x100	100x100	100x100	100x100	100x100
	Qty/m ²	99.6	100	100	100	100
	m ² /kg	5.94	5.96	9.94	9.94	9.94
CTS Slab Thickness		149	150	152	155	159

Nota: Unità di formato: mm Peso: kg Materiale: SUS304

Le lastre di solaio in acciaio BCORE hanno una elevata rigidezza flessionale e possono raggiungere anche luci maggiori di 10 m ; la sezione resistente è di una doppia lamiera le verifiche da eseguire considerando il contributo della lamiera plasticizzata

$$M_{rd} > M_{sd} \quad \text{con} \quad M_{rd} = t \cdot 200 \cdot f_{yd} / \gamma \cdot 15$$

$$T_{rd} > T_{sd} \quad \text{con} \quad T_{rd} = 2 \cdot t \cdot 200 \cdot 1/\sqrt{3} \cdot f_{yd} / \gamma$$

la verifica di deformabilità

$$f = 5/384 \cdot Q \cdot L^4 / (E_s \cdot I) < L/250$$

$$I = 2 \cdot t \cdot 200 \cdot 7,5^2 = 22500 \cdot t$$

analisi dei carichi copertura piana con tetto giardino

peso proprio 40 daN/mq

impermeabilizzazione 40 daN/mq

Terreno 15 cm $1800 \cdot 0,15 = 270$ daN/mq

Carico da neve 158 daN/mq

$$1,5 \cdot Q = 760 \text{ daN/mq}$$

pannello luce 4 m $t = 1$ mm

$$M_{sd} = 1520 \text{ daN} \cdot \text{m} \quad M_{rd} = 6408 \text{ daN} \cdot \text{m} \quad \text{il pannello } 2 \text{ m} \quad M_{sd} = 3040 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$T_{sd} = 1520 \text{ daN} \quad T_{rd} = 49337 \text{ daN} > 1520 \text{ daN}$$

$$f = 5/384 \cdot 5 \cdot 400^4 / (2100000 \cdot 2250) = 0,35 \text{ cm} < 400/300 = 1,33 \text{ cm}$$

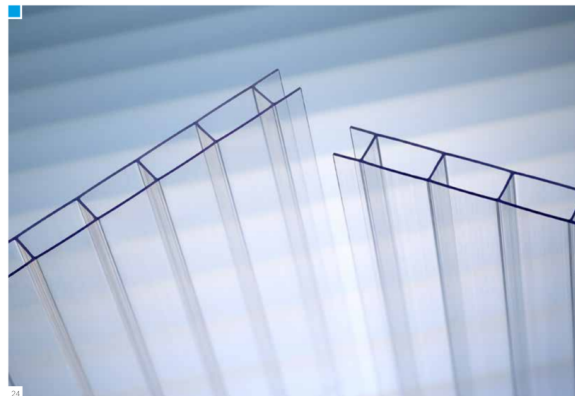
Le due lamiere superiore ed inferiore sono collegate dai tubicini verticali che fanno in modo che le due lamiere siano collaboranti con sensibile incremento di rigidità

$$I = I_1 + I_2 = 2 \cdot I_1 ; \quad I = I_1 + I_2 + A_1 \cdot (h/2)^2 + A_2 \cdot (h/2)^2 = 2 \cdot I_1 + 2 \cdot A_1 \cdot (h/2)^2$$

alla stessa stregua delle sezioni composte.

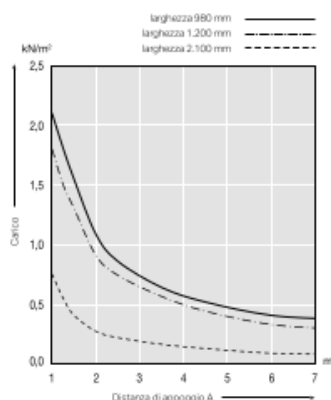
16-Il solaio alveolare in plastica per coperture

I solai in plastica sono in policarbonato in polipropilene ed in alluminio la cui sezione è di tipo alveolare come riportata in figura utilizzata per coperture leggere di piscine, gazebi, stadi ect

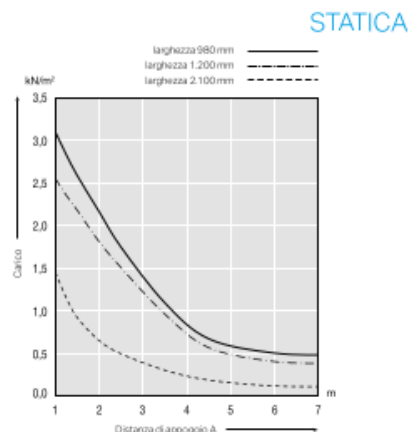


Sulle coperture in policarbonato in zone di montagna il carico più importante è quello da neve, il calcolo della lastra lo esegue direttamente la casa costruttrice attraverso delle curve

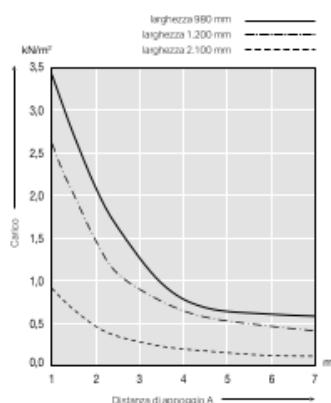
Exolon® multi UV
2/10-10.5



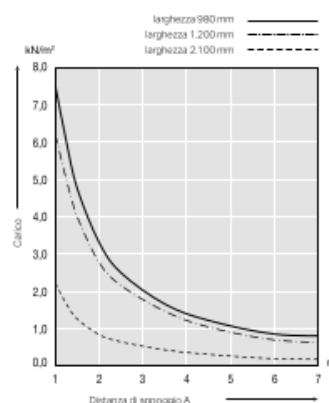
Exolon® multi UV
5X/16-25



Exolon® multi UV
7/16-14



Exolon® multi UV
5M/32-20

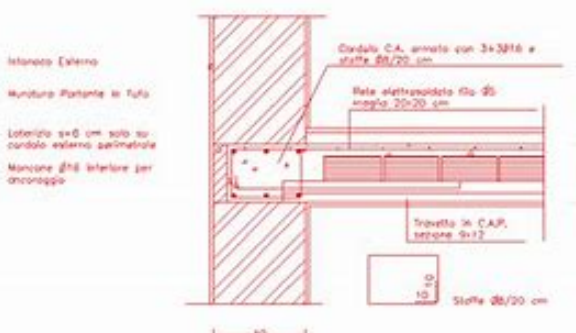
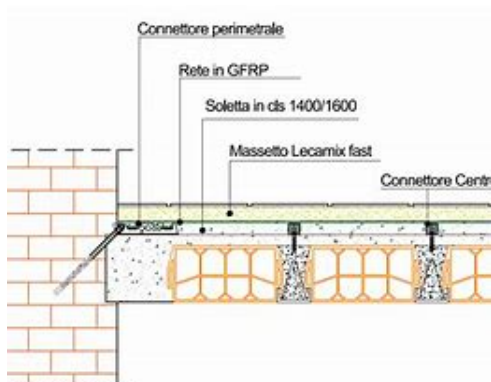


Che forniscono il carico a mq che la lastra è in grado di sopportare.

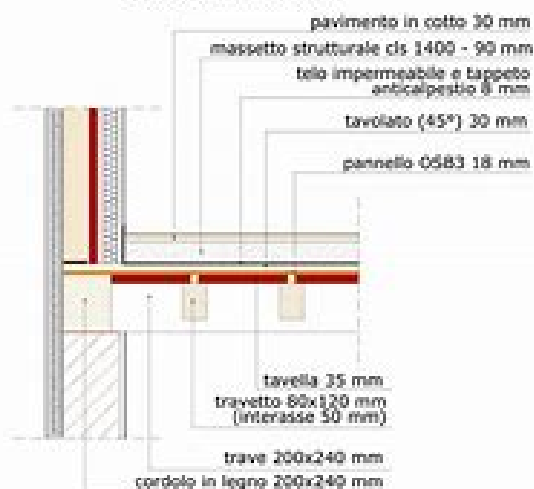
17-Particolari costruttivi

Nella costruzione di un solaio è importante il collegamento dell'impalcato agli elementi strutturali perimetrali quali pareti in muratura o travi che deve assicurare il perfetto ammorsamento del solaio al fine di consentire la ripartizione delle azioni sismiche funzione fondamentale di un solaio per la sua rigidità assiale. Nelle strutture in muratura di solito vengo realizzati dei cordoli in cemento armato ad ogni piano riportiamo delle immagini significative del nodo solaio parete

NODO MURATURA-CORDOLO-SOLAIO
SCALA 1:20

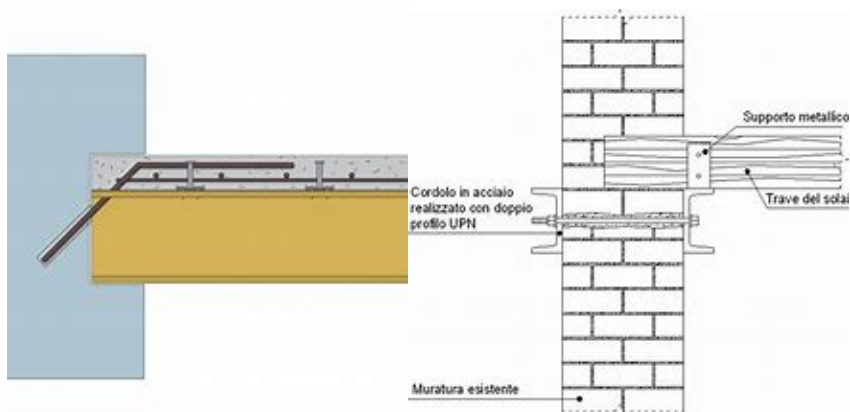
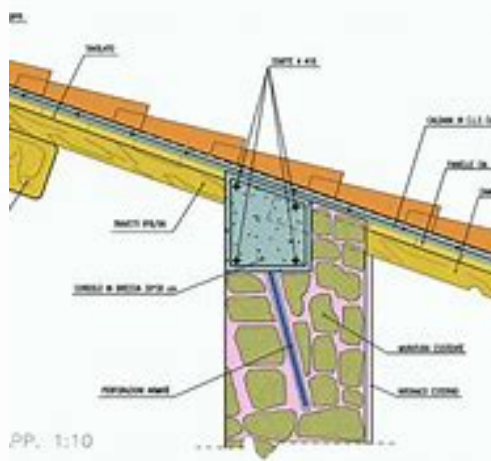


**PARTICOLARE DEL NODO
SOLAIO-PARETE**

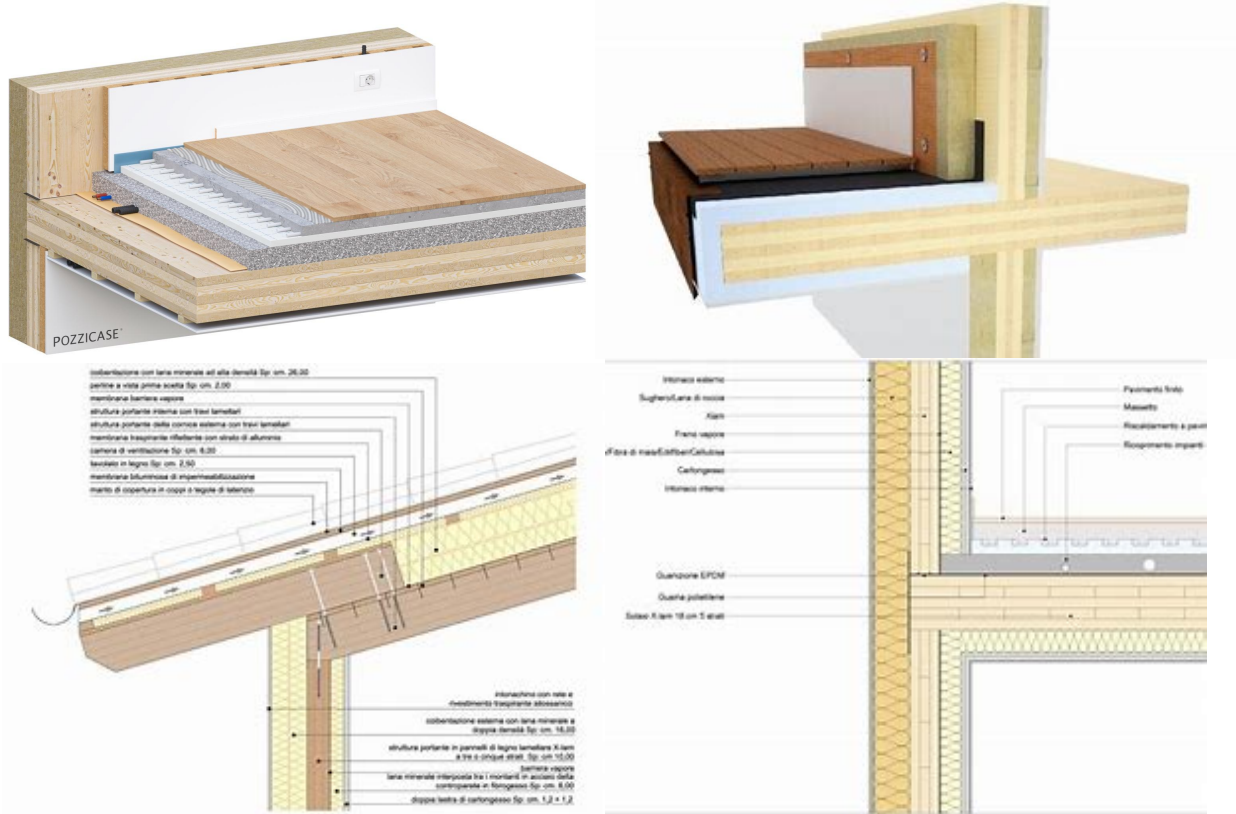


SCALE 1:20

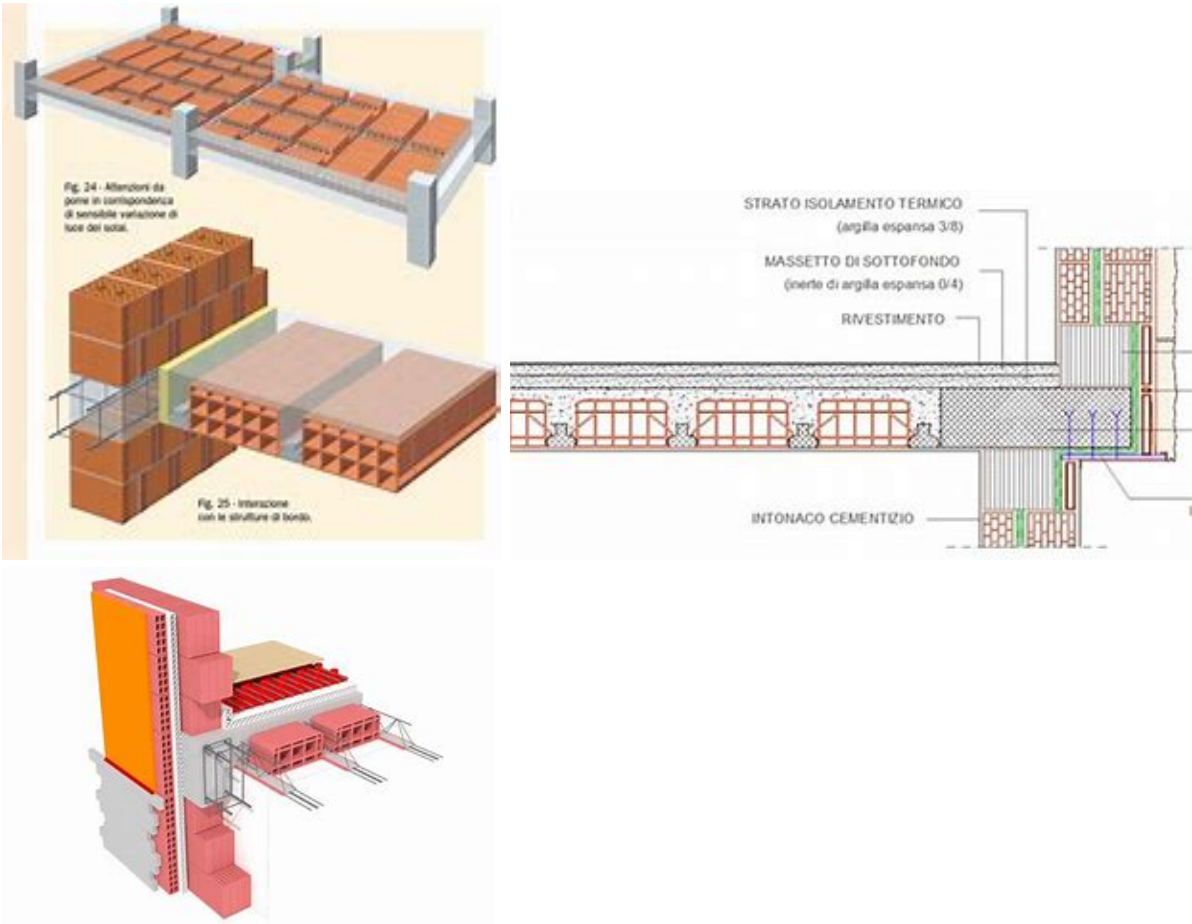
TAGLIO 6: NUOVO SOLAIO DI COPERTURA IN L.



Per edifici in legno

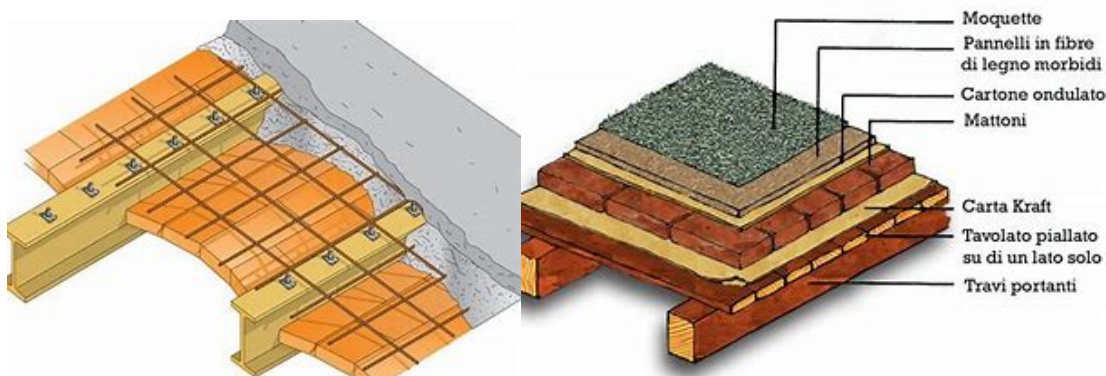


Per edifici in cemento armato:

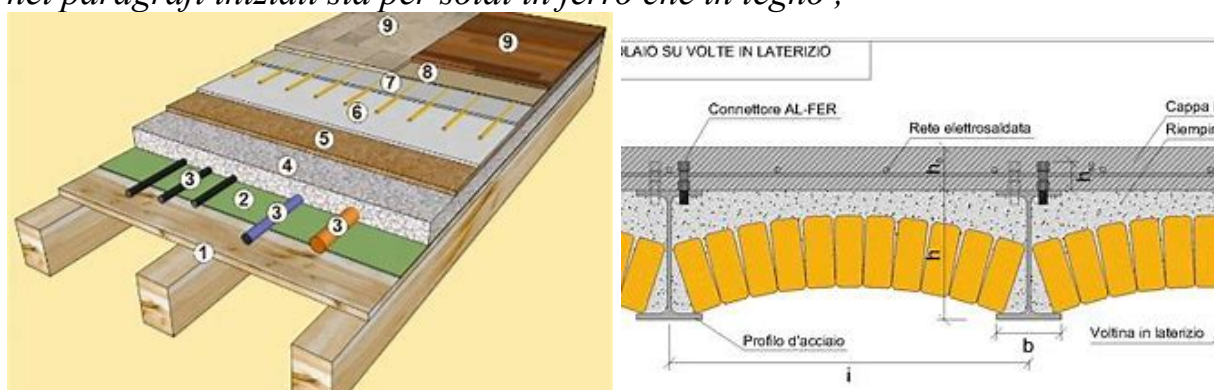


18-I solai negli edifici esistenti.

Gli edifici esistenti sono quasi tutti in muratura , i solai presenti sono di solito in ferro con voltine in muratura , travi IPE e tavelloni , o per edifici la cui data di costruzione è antecedente il 1900 sono realizzati in legno.



Questi edifici sono sismicamente molto vulnerabili per l'assenza di cordoli ad ogni piano e di travi di solaio non ammortate perfettamente alle pareti per cui non viene garantito il comportamento scatolare e l'impalcato nella modellazione strutturale va considerato deformabile. Su questi solai si interviene attraverso interventi di consolidamento che consistono nella realizzazione di una soletta di cemento armato superiore di spessore 5 cm collegata con connettori alle travi di acciaio o in legno e ammortata alle pareti perimetrali. La tecnica di calcolo è quella delle travi composte vista nei paragrafi iniziali sia per solai in ferro che in legno ,



Il collegamento della soletta alle pareti perimetrali viene eseguito attraverso armature metalliche



19-Conclusioni

Il solaio è l'elemento strutturale presente in ogni edificio qualunque sia il sistema strutturale, la sua progettazione e realizzazione deve essere sempre molto accurata sia per questioni di resistenza strutturale che di deformabilità che ne possono pregiudicare l'uso se nell'edificio si svolgono attività residenziali commerciali ect o se di semplice copertura. Nei paragrafi precedenti ci siamo soffermati sulla funzione statica del solaio vorremo qui richiamare la funzione architettonica ovvero la capacità del solaio del materiale utilizzato dei suoi componenti e dei rivestimenti a migliorare l'aspetto estetico dell'ambiente che può essere una semplice stanza un supermercato un museo o la copertura di un auditorium. Diventa quindi importante la scelta della pittura della controsoffittatura, degli elementi portanti quali travetti se in vista siano essi in legno, in alluminio ect il loro interasse e la stessa capacità di disegnare architettonicamente l'estradosso del solaio. La soluzione più usata è quella di solai con travi in legno in vista, anche per abitazioni esistono altre soluzioni



Nella pratica corrente la progettazione di un solaio concerne non solo la funzionalità statica ma anche quella architettonica poiché un solaio in vista può migliorare sensibilmente il design interno in modo da trasmettere del benessere psicologico alle persone che usufruiscono vivono e lavorano nell'edificio.

Strutture ibride

1-Introduzione

2-Edifici a struttura mista acciaio-legno

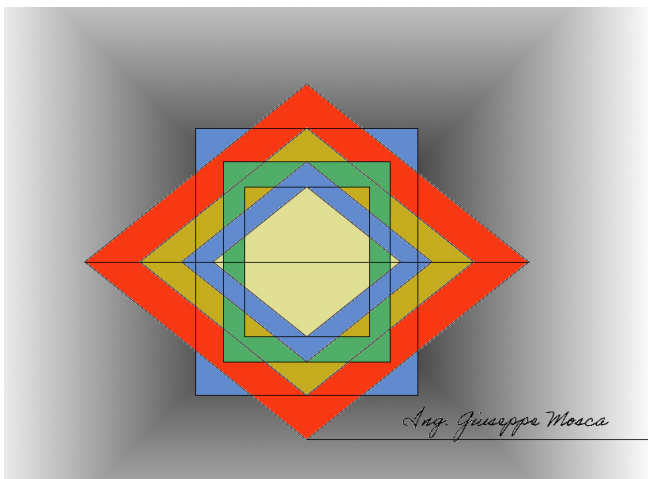
3-I solai ibridi e i solai in legno: rigidezza degli impalcati

4- Modellazione FEM di un edificio ibrido

5-Elementi strutturali ibridi

6-Strutture intelaiate ibride

7-Conclusioni



Ing. Giuseppe Mosca



N.B. Mi scuso a priori di eventuali imprecisioni o errori che segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

Le strutture ibride rappresentano un sistema costruttivo leggero adatto per zone sismiche poiché la massa ridotta aumenta i periodi di oscillazione della struttura e quindi riduce la accelerazione $S_d(T)$ inoltre si prestano ad interventi di architettura moderna. Una struttura ibrida si compone di una intelaiatura in acciaio travi e pilastri e di orizzontamenti interamente in legno che possono essere in microlamellare LVL oppure con travetti in acciaio e soletta realizzata con pannelli X-Lam. Per conferire maggiore rigidezza al nostro impalcato e quindi consentire la corretta ripartizione delle azioni orizzontali conviene realizzare una soletta in cls armato e quindi un solaio misto legno-cls. Le strutture ibride se realizzate con elementi in vetro sono molto gradevoli esteticamente e devono essere calcolate sia per azioni sismiche che per azioni del vento. Esistono anche elementi strutturali ibridi ovvero pilastri in legno con inserite all'interno delle lamine di acciaio, realizzando strutture miste legno acciaio con intelaiature ibride.



Il sistema costruttivo è industrializzato prefabbricato si tratta di edilizia sostenibile dalle dimensioni standardizzate per cui la progettazione architettonica deve avvenire su moduli ; l'inconveniente di queste strutture è lo stato limite di vibrazione essendo strutture leggere con elementi strutturali aventi inerzia ridotta si hanno problemi non nella stabilità ma nella utilizzazione per i fastidi derivanti dalle vibrazioni indotte dal traffico o dalle persone che usufruiscono dell'edificio. Per questi motivi conviene realizzare un solaio misto legno-cls al fine di evitare fastidiose oscillazioni.

2-Edifici sismoresistenti con struttura mista acciaio-legno

Si dispongono telai di acciaio nelle due direzioni ortogonali secondo una maglia regolare quadrata di lato 450 cm, sulla struttura intelaiata si inseriscono gli orizzontamenti in legno; al fine di irrigidire la struttura dovremo inserire delle controventature in acciaio ci affidiamo alla tamponatura che rendiamo collaborante che può essere un pannello verticale X-Lam oppure una muratura in calcestruzzo o acciaio di adeguata resistenza che irrigidisce il nostro edificio. Come si fa per le strutture in acciaio si può creare un nucleo scala o ascensore rigido (in cls armato, con controventature in acciaio, X-Lam) al quale compete l'assorbimento della maggior parte della azione sismica. Il pannello X-Lam inserito tra le maglie di telaio conferisce all'edificio una buona rigidezza e resistenza alle azioni orizzontali: il comportamento strutturale del nostro edificio è scatolare.

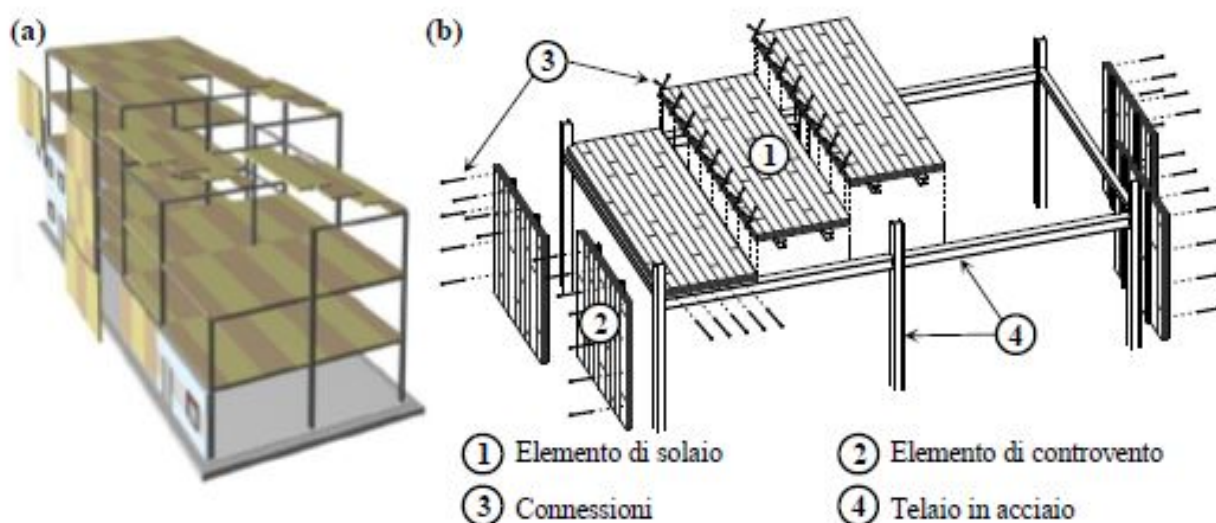
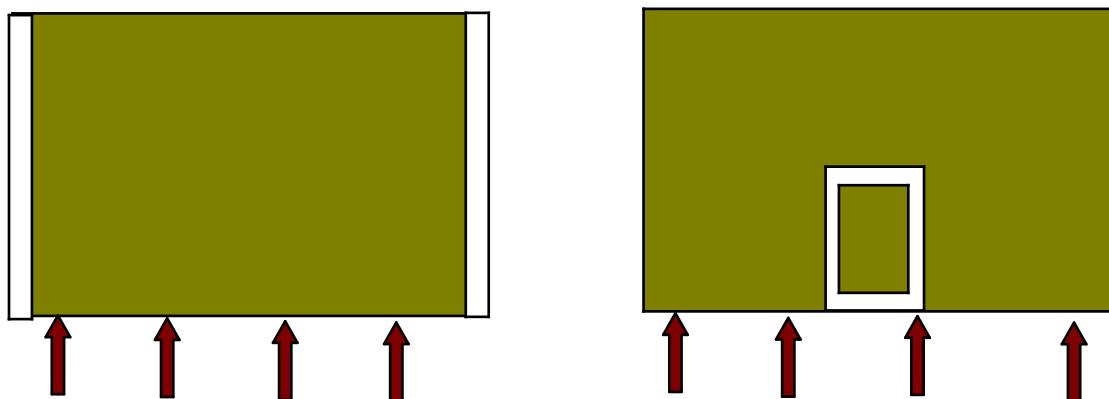


Fig. 1. (a) Vista assonometrica dell'edificio; (b) Componenti strutturali del sistema costruttivo ibrido in acciaio-legno

Il comportamento alle azioni orizzontali di queste strutture prevede l'assorbimento della forza sismica dalle testate laterali più rigide o dai nuclei scala ed ascensore mentre la struttura intelaiata è sollecitata prevalentemente a sforzo normale con bassi valori del momento flettente.



Gli elementi di irrigidimento possono essere dei controventi croci di S. Andrea , semplicemente dei pannelli in legno o della muratura quale laterizio o calcestruzzo anche con apertura delle quali è stata valutata in modo accurato la rigidità e quindi il contributo all'assorbimento delle azioni sismiche. I solai sufficientemente rigidi con soletta in cls ripartiscono l'azione sismica sugli elementi di irrigidimento e sulla struttura intelaiata.

3-I solai ibridi e i solai in legno: rigidità degli impalcati

I solai per questa tipologia di strutture possono essere realizzati in modi differenti:

A-travi in acciaio - pannello X-Lam

B-solaio in legno LVL

C- Solaio legno-cls

D-travi in acciaio - pannello X-Lam-soletta cls

Il soffitto con le travi in legno in vista è gradevole esteticamente e confortevole per le persone che ne usufruiscono; come già accennato si realizza la soletta in calcestruzzo per evitare fastidiose oscillazioni della struttura che ne pregiudicherebbero l'uso. Riportiamo di seguito le formule per il calcolo statico della prima tipologia di solaio senza addentrarci nei calcoli e verifiche l'unico parametro che interessa è la frequenza fondamentale di vibrazione e la freccia.

-Travi in acciaio - pannello X-Lam



Due travi IPE da 180 cm e pannello X-Lam 6 cm, con interasse delle travi di 50 cm quindi per il calcolo ci riferiamo ad una striscia di 100 cm. Luce 5 m

Il calcolo lo eseguiamo alle tensioni ammissibili .

Analisi dei carichi

<i>Peso proprio</i>	<i>80 daN/mq</i>
<i>Massetto</i>	<i>90 daN/mq</i>
<i>Pavimento</i>	<i>40 daN/mq</i>
<i>Controsoffitto</i>	<i>30 daN/mq</i>
<i>Incidenza tramezzi</i>	<i>120 daN/mq</i>
<i>Sovraccarico accidentale</i>	<i>200 daN/mq</i>

$$Q = 560 \text{ daN/ml}$$

$$G_K = 80 \text{ daN/ml}$$

$$G_{SK} = 280 \text{ daN/ml} \quad Q_K = 200 \text{ daN/ml}$$

$$M = 1,5 * Q * L^2 / 8 ; V = 1,5 * Q * L / 2$$

$$\text{coefficiente omogeneizzazione } n = E_s / E_l = 2100000 / 120000 \approx 14$$

posizione baricentro asse neutro ipotizziamo tagli il pannello e che il comportamento del legno sia analogo a compressione e a trazione

$$100 * t_p * (x - t_p / 2) - 2 * n * A_p * (h_p / 2 + t_p - x) = 0 \quad X = 6,5 \text{ cm}$$

A_p area profilo 23,9 cm

h_p altezza profilo 18 cm

t_p spessore pannello 6 cm

$$I = 100 * t_p^3 / 12 + 100 * t_p * (x - t_p / 2)^2 + 2 * n * I_p + 2 * n * A_p * (h_p / 2 + t_p - x)^2$$

$$I \approx 98000 \text{ cm}^4$$

le tensioni al lembo compresso e teso sono immediate

$$\sigma_c = M / I * x; \quad \sigma_t = M / I * (h - x);$$

La tensione tangenziale da taglio

$$\tau = V / I * S_x / b$$

va calcolata non sull'asse neutro ma sull'anima della trave a doppio T

$$b = 2 * t_f = 1,06 \text{ cm per IPE 180}$$

$$S_x = 100 * t_p * (t_p + 1,6) + n * (9,1 * 0,8) * 0,8$$

La verifica di deformabilità

$$\delta = 5 / 384 * Q * L^4 / (E_L * I) = 0,38 \text{ cm} < 1 / 300 * L$$

la verifica di vibrazione con calcolo della frequenza fondamentale

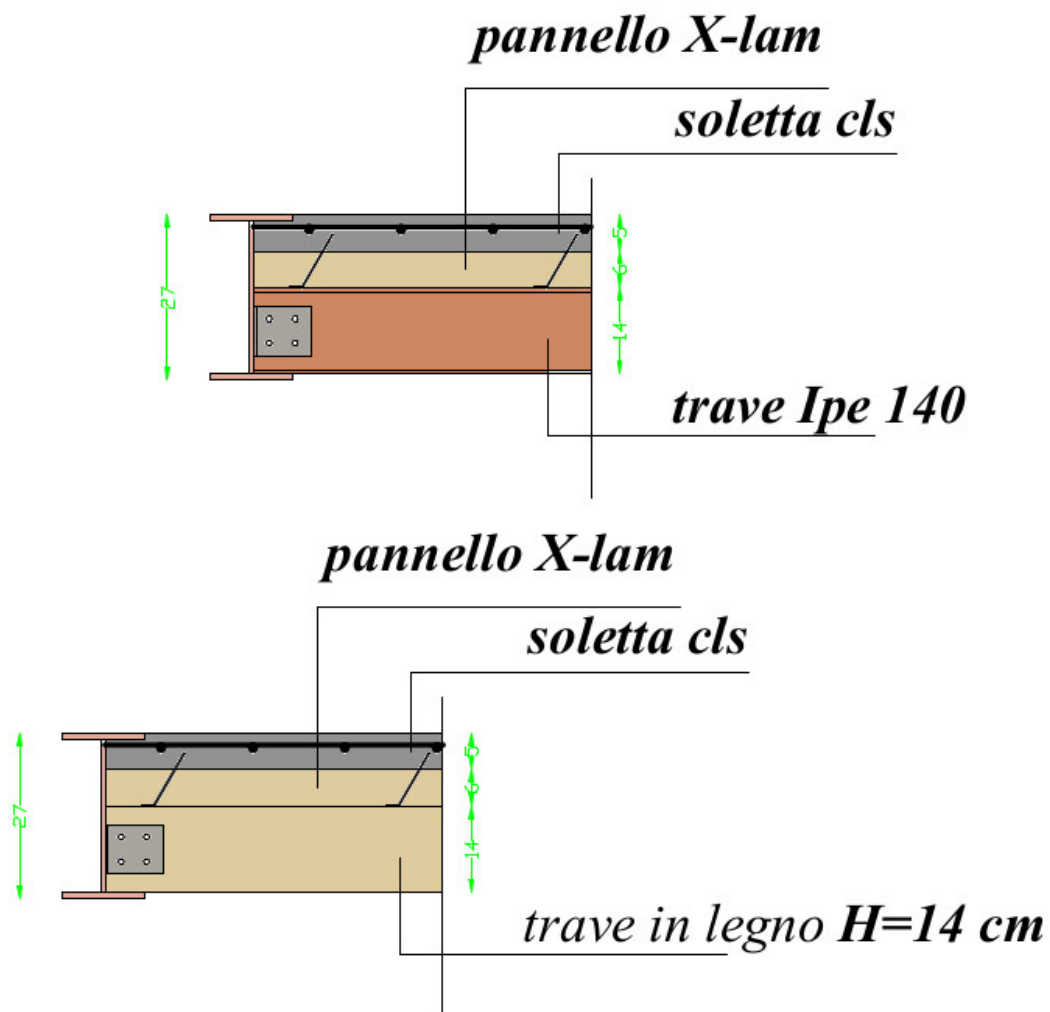
$$T = 2 * \pi / \omega = 1 / f \text{ con } \omega = (2 * \pi / L^2) * [EI / m]^{1/2} = 36,42 \text{ T} = 0,172 \text{ sec}$$

$$f = 1 / T = 5,81 \text{ Hz}$$

il solaio vibra è opportuno irrigidirlo con una soletta di calcestruzzo di buona resistenza R_{ck} 45 avente lo spessore di 5 cm.

Rigidità dell'impalcato

Le travi di acciaio del solaio sono inserite nella struttura intelaiata e collegate alle travi IPE con piattine metalliche bullonate; affinché il solaio sia sufficientemente rigido la soletta di cls, il pannello X-lam e le travi in acciaio devono essere adeguatamente collegate tramite dei connettori metallici, devono essere solidali in modo che non si abbiano scorrimenti orizzontali combinando l'azione sismica orizzontale con il taglio nelle strisce di solaio. Una soletta composta da pannello X-Lam e da soletti in cls presenta una elevata rigidità assiale che consente di ripartire efficacemente le azioni orizzontali. Nelle figure seguenti si riportano i particolari dei collegamenti dei solai e le relative azioni sollecitanti.



4-Modellazione FEM di un edificio ibrido

Riportiamo la modellazione FEM di un edificio ibrido con struttura mista piano interrato in calcestruzzo, struttura fuori terra 3 piani in elevazione in acciaio con solai misti legno cls e contributo delle tamponature eventi funzioni di irrigidimento, nel comune di Cuneo calcolato per azioni sismiche.

Pericolosità sismica



Tipo costruzione (Art. 2.4.1) Tipo 2 ($V_n \geq 50$ anni) Classe d'uso (Art. 2.4.2) Classe II

Vita Nominale di progetto V_n (anni): 50.00

Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_n \cdot C_u = 50.00 \cdot 1.00 = 50.00$ anni

Pvr % (Art. 3.2.1)

SLO	81.00
SLD	63.00
SLV	10.00
SLC	5.00

Periodo di ritorno T_r (anni)

SLO	30.11
SLD	50.29
SLV	474.56
SLC	974.79

Posizione del sito

Comune: Cuneo - (CN)

☒ Longitudine 7.5470

☐ Latitudine 44.3940

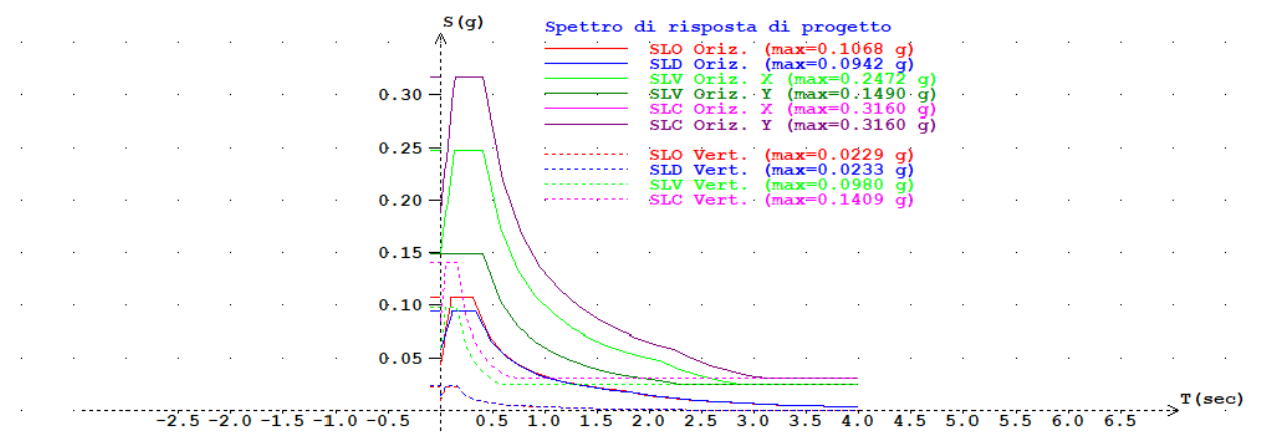
☐ Isola: Sardegna

Nodi intorno al sito

ID	Longitudine	Latitudine	Dist. sito (Km)
16454	7.5372	44.4360	4.7391
16676	7.5420	44.3860	0.9752
16677	7.6118	44.3890	5.1836
16455	7.6069	44.4390	6.9109

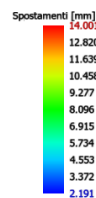
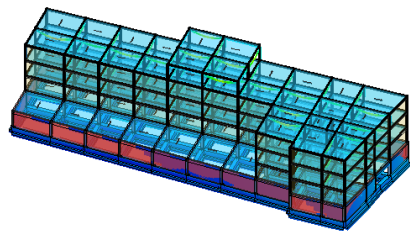
Parametri di pericolosità sismica

	a_g (g/10)	F_0 (adim)	T_C^* (sec)
SLO	0.36274090	2.45415133	0.20018670
SLD	0.48105854	2.44899945	0.22910928
SLV	1.24201636	2.48744079	0.28120425
SLC	1.56972273	2.51642571	0.29122251



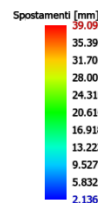
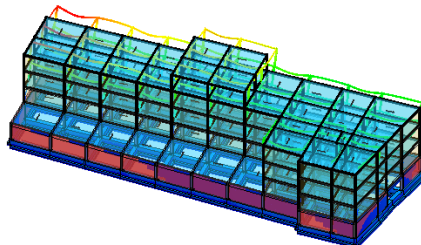
La struttura non desta particolari preoccupazioni per quanto concerne la deformabilità e la resistenza degli elementi strutturali, riportiamo di seguito la modellazione FEM e le deformazioni dell'edificio per carichi verticali ed azioni orizzontali: la struttura presenta una lunghezza di circa 63 m si deve tener conto degli effetti termici ovvero delle escursioni termiche sugli impalcati. La parte interrata essendo protetta resta sempre alla stessa temperatura, le variazioni le abbiamo ai piani fuori terra dove la struttura in acciaio nelle giunzioni e negli impalcati consente delle lievi deformazioni che riducono le sollecitazioni derivanti dalle variazioni di temperatura. Inoltre l'inerzia dei pilastri terminali non è eccessiva per cui le sollecitazioni flettenti e taglianti derivanti dallo spostamento $\delta = 0,00001 * L * \Delta T / 2$ sono modeste.

Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 27-I
Posizione masse N° 1



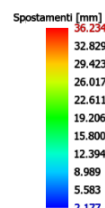
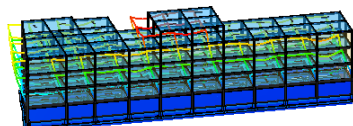
Carichi verticali

Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 13-I
Posizione masse N° 1



Sisma X

Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 12-I
Posizione masse N° 1



Sisma Y

5-Elementi strutturali ibridi

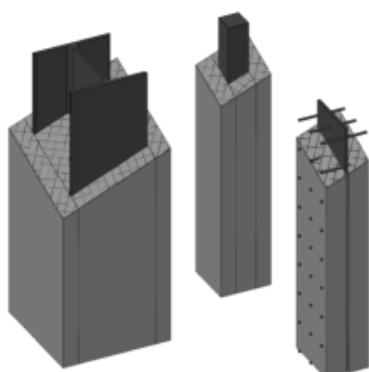


Figure 2: H-shape and rectangular core with timber surrounding and flitch beam with shear bolts

Un elemento strutturale ibrido è una colonna o una trave in legno nel quale sono inserite delle lamine di acciaio che incentivano rigidità e resistenza dell'elemento strutturale; riportiamo nella tabella seguente le caratteristiche meccaniche dei due materiali

	Steel	Alluminum	Wood
Modulo elastico	2100000daN/cm ²	700000daN/cm ²	120000daN/cm ²
Resistenza a flessione	2350 daN/cm ²	2000 daN/cm ²	260 daN/cm ²
Allungamento a rottura	0,01	0,01	0,01
Massa volumica	7800 kg/mc	2700 kg/mc	600 kg/mc

Affinché siano applicabili le formule della statica delle sezioni composte è opportuno che il legno e la lamina di acciaio siano solidali ovvero che non si abbiano scorrimenti relativi $\varepsilon_S = \varepsilon_L$ cosa che accade tra il calcestruzzo e la barra di acciaio solidali in virtù delle tensioni di aderenza. Se non si hanno scorrimenti l'inerzia dell'elemento strutturale è quella della sezione omogeneizzata, per cui è valido il principio di conservazione delle sezioni piane e si possono applicare sia il metodo agli stati limite che il metodo alle tensioni ammissibili; la solidarizzazione può essere di tipo meccanico con chiodi o viti o tramite adesivi ad alta aderenza tra superfici scabre.

Riportiamo i differenti valori della rigidità e del momento resistente per una sezione rettangolare 12x15 inserita in un profilo rettangolare di spessore 2mm

$$Q = 1000 \text{ daN/ml} \quad L = 300 \text{ cm} \quad \delta = 5/384 * Q * L^4 / (EI) \quad \sigma = M/I * Y$$



$$I = 3375 \text{ cm}^4 ; \quad EI = 405.000.000 \quad \delta = 2,60 \text{ cm} \quad \sigma = 250 \text{ daN/cm}^2$$



$$n=15 \quad I = 9360 \text{ cm}^4 \quad EI = 1.123.200.000 \quad \delta = 0,93 \text{ cm} \quad \sigma = 185 ; \sigma = 92 \quad \sigma = 1388$$



$$n=6 \quad I = 5769 \text{ cm}^4 \quad EI = 692.280.000 \quad \delta = 1,5 \text{ cm} \quad \sigma = 150 ; \sigma = 185 \quad \sigma = 900$$

Non ci soffermiamo sulle formule di verifica di elementi strutturali ibridi che derivano dalla trattazione allo stato limite ultimo ed alle tensioni ammissibili il primo metodo fondato sull'equilibrio delle tensioni normali, nella ipotesi di validità del principio di conservazione delle sezioni piane e sulla bilinearità del diagramma tensione deformazione sia per il legno che per l'acciaio,

$$P = C \cdot T$$

$$M_u = C \cdot d_c + T \cdot d_t$$

d_c distanza della risultante sforzi di compressione dal baricentro geometrico della sezione

d_t distanza della risultante sforzi di trazione dal baricentro geometrico della sezione

il secondo sulla omogeneizzazione della sezione ipotesi di elasticità lineare e ricerca dell'asse neutro annullando il momento statico per la flessione

$$\sigma = P/A \pm M/I \cdot y$$

Per il taglio si utilizza la formula di Jourawsky

$$\tau = V/I \cdot S_x/b$$

7-Conclusioni

Il vantaggio che deriva dalla progettazione di una struttura ibrida risiede nella rapidità di costruzione e nell'ottenere una struttura moderna e sostenibile; in zona sismica la leggerezza dei materiali consente di abbattere le azioni orizzontali poiché la struttura è più deformabile e ad essa corrispondono periodi di vibrazione più elevati. Gli elementi strutturali ibridi consentono di utilizzare delle sezioni di dimensione ridotte privilegiando l'estetica e la leggerezza di travi e pilastri; lo svantaggio è nella instabilità ovvero strutture sottili per le quali l'eccessiva deformabilità determina problemi di instabilità globale e di carico critico locale sia per compressione che per flessotorsione.

Bibliografia

Development of Steel-Wood Hybrid Systems for Buildings under Dynamic Loads

SISTEMI COSTRUTTIVI INTEGRATI SOSTENIBILI A STRUTTURA ACCIAIO-LEGNO PER L'EDILIZIA INDUSTRIALIZZATA DESTINATA AL SOCIAL HOUSING

ISTRUZIONI CNR LEGNO 2018

Lo Stato limite di deformabilità ed oscillazione

1- Introduzione

2- L'analisi dinamica di una trave

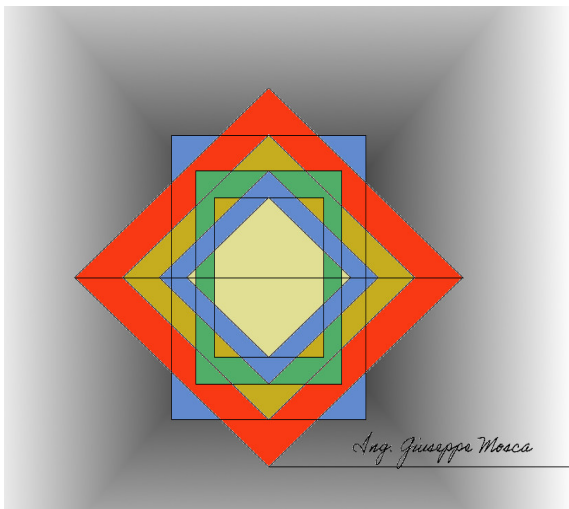
3- L'analisi dinamica di una piastra

4- I solai in legno

5- I solai in acciaio

6- I solai prefabbricati in c.a.

7- Conclusioni



Ing. Giuseppe Mosca



Mi scuso a priori di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

Nella progettazione e costruzione di solai in legno , in acciaio e prefabbricati molto spesso ci si trova di fronte al problema della vibrazione , ovvero il solaio è resistente non dà problemi di sicurezza statica ma al passaggio delle persone ovvero durante la sua utilizzazione vibra in modo fastidioso rendendone poco gradevole l'uso. Nel corso della mia attività professionale ho avuto modo di rilevare queste problematiche in due solai il primo con struttura mista legno cls calcolato con connessione rigida che in fase di realizzazione la direzione lavori ha ommesso i connettori per cui il solaio costruito 25 anni fa non ha mai dato problemi di sicurezza statica ma vibra fastidiosamente ; il secondo realizzato con travi di acciaio il cui riempimento al di sopra dei tavelloni è stato realizzato con calcestruzzo molto leggero di argilla espansa anziché in betoncino più pesante e quindi meno sensibile alle oscillazioni. I due solai vengono utilizzati la loro freccia non è eccessiva non hanno problemi di deformazione ma vibrano senza che sia compromessa la sicurezza strutturale. Le norme italiane per lo stato limite di vibrazione danno poche indicazioni , sono esclusive per i solai in legno l'eurocodice 5 , per i solai in acciaio e prefabbricati con cls leggero vi sono limitazioni imposte alla deformabilità e quindi alla rigidezza che deve essere adeguata per evitare le oscillazioni fastidiose. Se progettiamo una casa in legno in XLAM con 2 o 3 piani fuori terra si pone la problematica della vibrazione del solaio che viene realizzato con un pannello avente lo spessore di 15 cm; la vibrazione è fastidiosa poiché turba l'atmosfera familiare e molto spesso i proprietari delle abitazioni oggetto di scherno e derisione divorziano .

2- L'analisi dinamica di una trave

Eseguiamo l'analisi dinamica di una trave su due appoggi determinando le frequenze fondamentali di vibrazione



L'equazione differenziale delle vibrazioni libere di una trave omogenea a sezione costante

$$EI \cdot V^{IV} + \mu \cdot V^{II} = 0 \quad ; \quad \mu \text{ massa distribuita a metro lineare}$$

Mediante la posizione

$$V(z,t) = g(t) \cdot f(z)$$

$V^{IV} = g(t) * f(z)^{IV}$ derivata rispetto a z ;

$V^{II} = g(t)^{II} * f(z)$ derivata rispetto al tempo

$$g(t) * EI * f(z)^{IV} + g(t)^{II} * \mu * f(z) = 0$$

possiamo separare le variabili

$$-g(t)/g(t)^{II} = \mu/EI * f(z)/f(z)^{IV}$$

ottenendo le due equazioni

$$g(t)^{II} + \omega^2 * g(t) = 0$$

$$f(z)^{IV} - \alpha^4 * f(z) = 0$$

$$\text{avendo posto } \omega^2 = EI/\mu * f(z)^{IV} / f(z)$$

$$\alpha^4 = \omega^2 * \mu / EI$$

la soluzione

$$f(z) = A * \sin \alpha z + B * \cos \alpha z + C * \sinh \alpha z + D * \cosh \alpha z$$

imponendo le condizioni ai limiti

$$z = 0 \quad f(0) = 0 \quad ; \quad f''(0) = 0$$

$$z = L \quad f(L) = 0 \quad ; \quad f''(L) = 0$$

si ottiene il sistema

$$B + D = 0$$

$$-\alpha^2 * B + \alpha^2 * D = 0$$

$$A * \sin \alpha L + B * \cos \alpha L + C * \sinh \alpha L + D * \cosh \alpha L = 0$$

$$-A * \alpha^2 \sin \alpha L - B \alpha^2 * \cos \alpha L + C * \alpha^2 * \sinh \alpha L + D * \alpha^2 * \cosh \alpha L = 0$$

il cui determinante deve essere nullo

$$\sin \alpha L * \sinh \alpha L = 0$$

$$\alpha L = n * \pi \quad ; \quad \alpha^4 = n^4 * \pi^4 / L^4$$

le pulsazioni fondamentali

$$\omega_n = n^2 \pi^2 / L^2 \sqrt{EI/\mu} \quad T = 2\pi/\omega ; \text{ la frequenza } f = 1/T$$

$$\text{la deformata } f(z) = \sum A_n \sin(n\pi z/L)$$

la deformata temporale

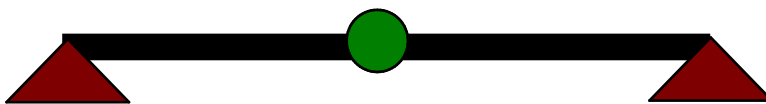
$$g(t) = A \cos \omega t + B \sin \omega t \quad \text{per } t = 0 \quad g(t) = 0 \quad g'(t) = g_0$$

la deformata relativa al modo i-mo $i = 1 \dots \dots \dots n$

$$V(z,t) = [A_i \sin(i\pi z/L)] [A \cos \omega t + B \sin \omega t]$$

l'eurocodice 5 per i solai in legno ci impone di calcolare la velocità di vibrazione dovuta ad un impulso unitario corrispondente al peso di una persona di 1 kN ovvero una massa di 100 kg concentrata nella mezzeria del solaio

$$m = 100 \text{ kg}$$



il cui moto dinamico è definito dalla equazione

$$m V'' + K V = 0 \quad K = 48 EI / L^3$$

$$\text{la funzione } V(L/2, t) = A \sin \omega t + B \cos \omega t$$

$$\omega^2 = 48 EI / (m L^3)$$

*se **sovrapponiamo gli effetti** possiamo ottenere la deformata dovuta al peso del solaio e allo impulso unitario nel punto centrale $Z = L/2$*

$$V(L/2, t) = [A_n \sin(n\pi/2)] [A \cos \omega t + B \sin \omega t] + [A \sin \omega t + B \cos \omega t]$$

derivando rispetto al tempo si ottengono velocità ed accelerazione di vibrazione nella mezzeria.

Se consideriamo una forza $F = 1 \text{ kN}$ imponendo le condizioni iniziali

$$V(L/2, t) = F/\omega^2 (1 - \cos \omega t)$$

per l'ennesimo modo di vibrare

$$V(L/2,t) = [A_n \sin(n\pi/2)] [A \cos \omega t + B \sin \omega t] + F/\omega'^2 (1 - \cos \omega t)$$

I modi di vibrare vanno combinati, la norma impone che dobbiamo considerare i modi di vibrare la cui frequenza sia $< 40\text{Hz}$ per cui si utilizza una combinazione **SRSS** o **CQC** determinando i fattori di partecipazione modale per la deformata la velocità e l'accelerazione nel punto centrale della trave. E' evidente che la oscillazione relativa all'impulso unitario va considerata una sola volta.

Un altro modo per eseguire l'analisi dinamica consiste nel discretizzare la trave inserendo per un solaio di 6 m un nodo ad un passo Δz concentrando la massa

$m = \mu \Delta z$ in ogni e nel nodo di mezzeria $M = \mu \Delta z + 100 \text{ kg}$; l'equazione della vibrazione libera in forma matriciale

$$M V'' + K V = 0$$

M matrice delle masse, K matrice delle rigidezze

la soluzione $V = A \sin \omega t$, $V' = \omega A \cos \omega t$; $V'' = -\omega^2 A \cos \omega t$ per cui

$$-M \omega^2 + K = 0$$

dal determinante è possibile calcolare le pulsazioni ω e definire le deformate modali a meno di una costante; nella mezzeria della trave agisce una forza di impulso pari ad $F = 1 \text{ kN}$.

La combinazione **SRSS** (Square Root of the Sum of Squares) prevede

$$V = [\sum V_{\max}^2]^{1/2}$$

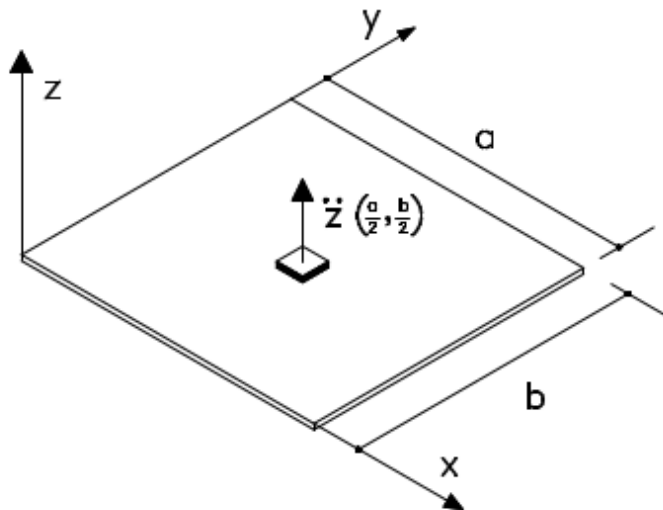
mentre la **combinazione quadratica completa CQC**

$$V = [\sum \sum \rho_{nm} V_{n\max} * V_{m\max}]^{1/2}$$

La modellazione può essere eseguita attraverso un software FEM che per ogni modo ci fornisce lo spostamento in mezzeria $V_n = A \sin \omega_n t$, passare dallo spostamento alla velocità ed alle accelerazioni è semplice basta derivare una prima ed una seconda volta.

3- L'analisi dinamica di una piastra

Per le piastre appoggiate lungo i bordi l'equazione fondamentale che regge il moto dinamico ovvero della libera oscillazione in analogia alla trave



$$D \Delta \Delta W + \mu W'' = 0$$

$$W = W(x, y, t)$$

$$\Delta \Delta W = d^4 W / dx^4 + d^4 W / dx^2 dy^2 + d^4 W / dy^4$$

$$E = Et^3 / 12 (1 - \nu^2)$$

si utilizza una funzione del tipo

$$W(x, y, t) = g(t) * F(x, y)$$

l'equazione diventa :

$$D \Delta \Delta F(x, y) + \mu g''(t) * F(x, y) = 0$$

$$D / \mu * \Delta \Delta F(x, y) / F(x, y) = g''(t) / g(t)$$

separando le variabili si ottengono 2 equazioni

$$g''(t) + \omega^2 g(t) = 0 \quad \omega^2 = \mu / D * F(x, y) / \Delta \Delta F(x, y)$$

$$\Delta \Delta F(x, y) - \omega^2 * \mu / D * F(x, y) = 0$$

la soluzione della equazione temporale

$$g(t) = A \cdot \sin \omega t + B \cdot \cos \omega t$$

la soluzione della equazione spaziale

$$F(x,y) = A \cdot \sin(n \cdot \pi \cdot x / L_x) \cdot \sin(m \cdot \pi \cdot y / L_y)$$

la deformata del modo i-mo

$$W(x,y,t) = A \cdot \sin(n \cdot \pi \cdot x / L_x) \cdot \sin(m \cdot \pi \cdot y / L_y) \cdot [A \cdot \sin \omega t + B \cdot \cos \omega t]$$

le pulsazioni fondamentali di vibrazione ovvero le frequenze proprie di una piastra appoggiata lungo i bordi

$$f = \pi/2 \cdot [(n/L_x)^2 + (m/L_y)^2] \cdot \sqrt{D/\mu}$$

La problematica della vibrazione si presenta per grigliati di travi in legno ovvero solai orditi nelle due direzioni, per i quali sarebbe opportuna una discretizzazione concentrando le masse nei nodi ed eseguire il calcolo attraverso una modellazione FEM con l'ausilio di un software.

4- I solai in legno

L'eurocodice 5 per quanto concerne la verifica allo stato limite di vibrazione per solai in legno da le seguenti prescrizioni:

- la frequenza fondamentale di oscillazione del solaio deve essere $> 8\text{Hz}$ se minore di 8Hz vanno eseguite indagini accurate

inoltre devono essere soddisfatti i seguenti requisiti

$$-W/F \leq a = 1,5 \text{ mm/kN}$$

$$-V \leq b^{(1-\zeta)} \text{ m/(N} \cdot \text{sec}^2) \quad b = 100 ; \text{ per } b = 120 \quad a = 1 \text{ mm/kN}$$

$$W \text{ freccia del solaio per forza in mezzera } W = F \cdot L^3 / (48 \cdot E \cdot I)$$

V è la velocità di risposta ovvero la velocità di vibrazione all'impulso unitario pari a 1 kN applicato nella mezzera della trave

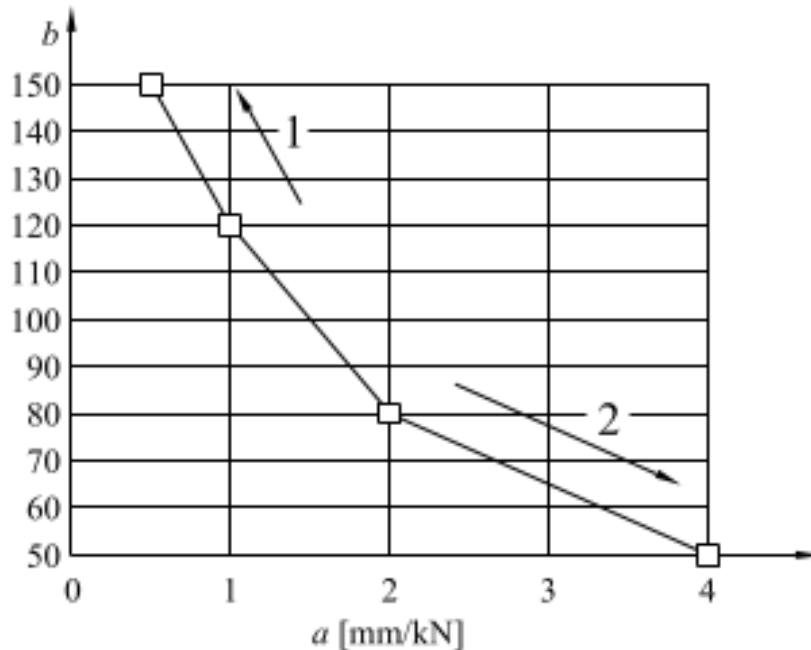
f frequenza fondamentale di vibrazione

ζ rapporto di smorzamento modale

il calcolo va eseguito a solaio scarico con il peso proprio e le azioni permanenti

L'intervallo raccomandato per i valori limite di a e b è riportato in figura

- 1 Prestazioni più elevate
- 2 Prestazioni meno elevate



La normativa fornisce il valore della velocità di vibrazione per impulso unitario

$$V = [4 \cdot (0,4 + 0,6 \cdot n_{40})] / (m \cdot b \cdot L + 200)$$

b larghezza del solaio in m

L luce del solaio

n_{40} numero dei modi di vibrazione del primo ordine con frequenze di risonanza $< 40\text{Hz}$

il valore di n_{40} può essere calcolato con la formula

$$n_{40} = \{[(40/f)^2 - 1] \cdot (b/L)^4 \cdot (EI)_L / (EI)_b\}^{1/4}$$

se la frequenza fondamentale del solaio è compresa tra i seguenti valori

$$4\text{Hz} \leq f \leq 8\text{Hz}$$

si eseguono dei calcoli più accurati che riguardano non la velocità di vibrazione ma l'accelerazione

$$A_{RMS} = 0,4 * F_o * \alpha / (2 * \sqrt{2} * \zeta * M^*) < 450 \text{ mm/sec}^2$$

$$M^* \text{ massa modale} = m * b * L/s$$

m massa per unità di area kg/mq ; s interasse tra i supporti

$$F_o = 1 \text{ kN} = 100 \text{ daN}$$

ζ rapporto di smorzamento modale

$$\alpha = e^{-0,4 * f}$$

f frequenza fondamentale

-Verifica di un pannello di solaio Xlam spessore 125x500x15 cm

Carichi sul solaio

$$\text{-peso proprio } G_s = 75 \text{ daN/mq}$$

<i>permanenti</i>	$G_P = 270 \text{ daN/mq}$
<i>-massetto</i>	90 daN/mq
<i>-pavimento</i>	30 daN/mq
<i>-rivestimento inferiore</i>	30 daN/mq
<i>-incidenza tramezzi</i>	120 daN/mq

accidentali

$$\text{-sovraccarico } Q = 200 \text{ daN/mq}$$

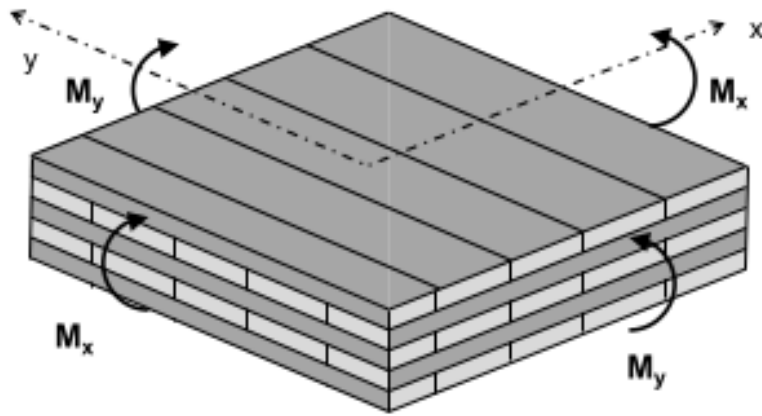
$$P = G_s + G_P + Q \quad ; \quad G = G_s + G_P \quad ;$$

carico a metro lineare

$$G = 345 * 1,25 = 431 \text{ daN/ml}$$

$$P = 545 * 1,25 = 681 \text{ daN/ml}$$

Il pannello si compone di 5 strati 3+3+3+3+3



Il modulo elastico $E = 110000 \text{ daN/cmq}$ parallelo alle fibre

Il modulo elastico $E = 37000 \text{ daN/cmq}$ perpendicolare alle fibre

La rigidezza del pannello

$$EI = (3 \cdot 125 \cdot 3^3 / 12 + 2 \cdot 125 \cdot 3 \cdot 6^2) \cdot 110000 + (2 \cdot 125 \cdot 3^3 / 12 + 2 \cdot 125 \cdot 3 \cdot 3^2) \cdot 37000 =$$

$$= 5298693750 \text{ daN} \cdot \text{cmq} = 5298693,75 \text{ N} \cdot \text{mq}$$

la frequenza fondamentale di vibrazione del pannello

$$\omega = n^2 \cdot \pi^2 / L^2 \cdot \sqrt{EI / \mu} ; n = 1 ; L = 500 \text{ cm}$$

$$\mu = 4,31 \text{ kg/cm} = 431 \text{ kg/m}$$

$$\omega = \pi^2 / 25 \cdot \sqrt{(5298693,75 / 431)} = 43,77 / \text{sec} \quad T = 0,143 \text{ sec} \quad f = 7 \text{ Hz}$$

la frequenza fondamentale è pari a $7 \text{ Hz} < 8 \text{ Hz}$

la verifica va condotta in termini di accelerazione poichè la frequenza è compresa nell'intervallo (4Hz; 8Hz)

$$A_{RMS} = 0,4 \cdot F_0 \cdot \alpha / (2 \cdot \sqrt{2} \cdot \xi \cdot M^*)$$

possiamo utilizzare anche la formula semplificata

$$A_{RMS} = 0,4 \cdot F_0 / (2 \cdot D \cdot M^*) = 0,65 \text{ m/sec}^2 = 65 \text{ mm/sec}^2 > 450 \text{ mm/sec}^2$$

$D = 0,02$ è riportato nella figura seguente

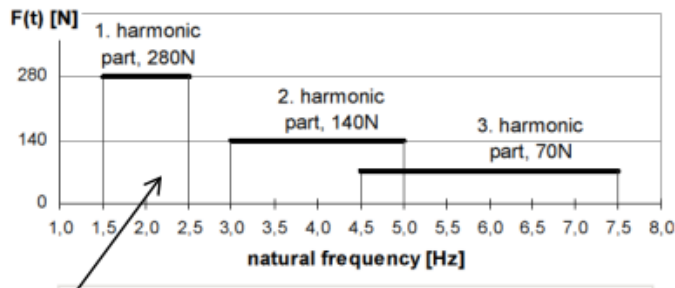
$$M^*= m*b*L/s = 1077 \text{ kg/mq} ;$$

b larghezza pannello
L lunghezza luce solaio
s numero di appoggi 2 ;

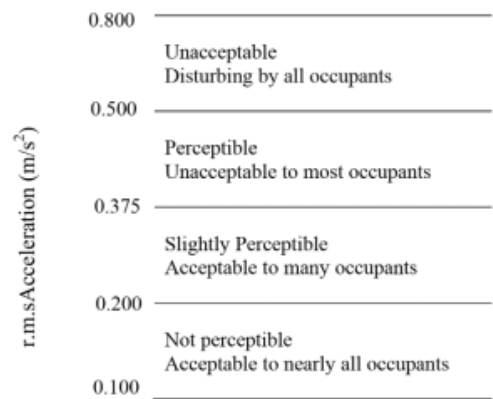
$$F_o= 70 \text{ N forza armonica che dipende dalla frequenza}$$

Type of floor	Damping D []
timber floors without any floor finish	0,01
plain glued laminated timber floors with floating screed	0,02
girder floors and nail laminated timber floors with floating screed	0,03

(screed=massetto)



si riportano i valori ammissibili della accelerazione $A_{RMS} = 0,65 \text{ m/sec}^2$



La verifica non è soddisfatta bisogna utilizzare un pannello orizzontale avente dimensioni di 18 cm 4+3+4+3+4

$$EI = (3 \cdot 125 \cdot 4^3 / 12 + 2 \cdot 125 \cdot 4 \cdot 7^2) \cdot 110000 + (2 \cdot 125 \cdot 4^3 / 12 + 2 \cdot 125 \cdot 4 \cdot 3,5^2) \cdot 3700 =$$

$$= 5660258333 \text{ daN} \cdot \text{cm}^4 = 5660258,333 \text{ N} \cdot \text{m}^4$$

$$\omega = \pi^2 / 25 \cdot \sqrt{(5660258 / 431)} = 45,24 / \text{sec} \quad T = 0.138 \text{ sec} \quad f = 7.2 \text{ Hz}$$

L'incremento di peso del pannello incide poco sulla frequenza conviene utilizzare un damping $D = 0.03$ corrispondente ad un solaio in legno con pavimento in lamellare parquet e massetto

$$A_{RMS} = 0,4 \cdot F_0 / (2 \cdot D \cdot M) = 0,43 \text{ m/sec}^2 = 43 \text{ mm/sec}^2 < 450 \text{ mm/sec}^2$$

Andava bene anche il pannello con spessore 15 cm purchè su di essi si realizzi un massetto di malta per l'alloggiamento delle tubazione dell'impianto di riscaldamento e si realizzi un pavimento in legno e in piastrelle . Si è soliti utilizzare negli edifici Xlam pannelli orizzontali aventi una altezza di 13 cm 3+2+3+2+3

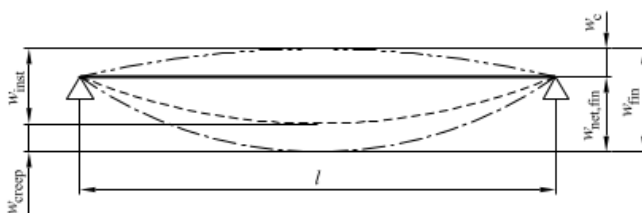
Le verifiche di deformabilità ovvero il calcolo delle deformazione negli orizzontamenti è immediato

$$w = 5/384 \cdot Q \cdot L^4 / (EI)$$

La freccia istantanea dovuta ai soli carichi variabili $< L/300$

La freccia finale $< L/250 ; < L/200$

Componenti della freccia di inflessione



- (2) Si raccomanda che la freccia netta al di sotto di una linea retta tirata fra gli appoggi, $w_{net,fin}$, sia assunta come:

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_c = w_{fin} - w_c \quad (7.2)$$

L'intervallo raccomandato di valori limite per le frecce di travi aventi luce libera l è fornito nel prospetto 7.2 in funzione del livello di deformazione ritenuto accettabile. Informazioni sulle scelte nazionali possono essere reperite nell'appendice nazionale.

Esempi di valori limite per le frecce di travi

	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 $l/150$

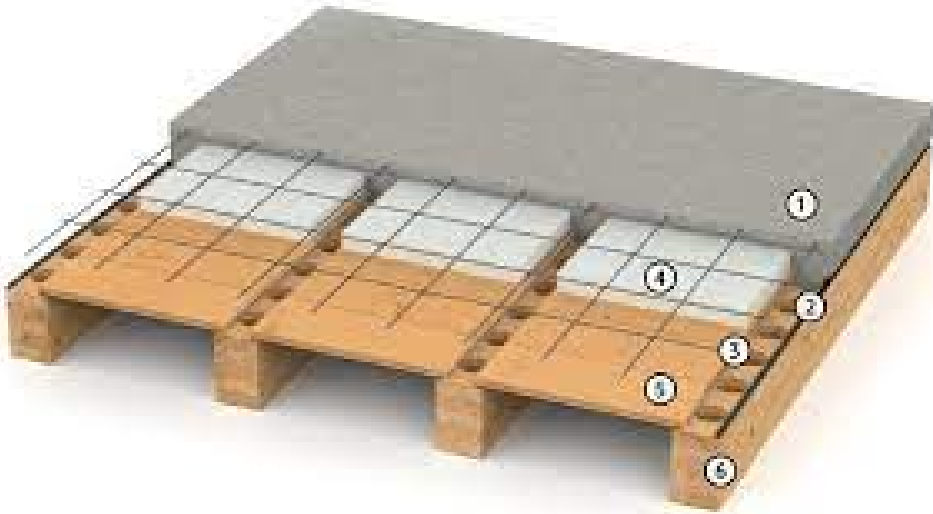
La freccia viscoelastica si calcola moltiplicando la freccia dovuta ai carichi permanenti per K_{def}

$$w_{fin} = K_{def} * 5/384 * Q * L^4 / (EI) + 5/384 * Q * L^4 / (EI)$$

Tabella 17-1-Valori di k_{def} per legno e prodotti strutturali a base di legno

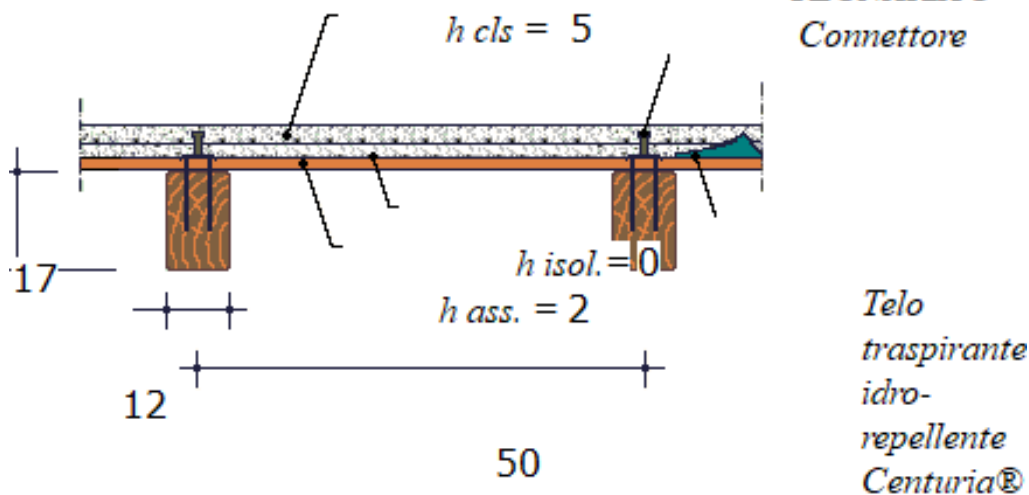
Materiale	Riferimento	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio	EN 14081-1			
Legno lamellare incollato	EN 14080			
Microlamellare (LVL)	EN 14374,EN 14279	0.60	0.80	2.00
Compensato	EN 636			
	Parte 1	0.80	-	-
	Parte 2	0.80	1.00	-
	Parte 3	0.80	1.00	2.50
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	EN 300			
	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	-

Eseguiamo la verifica allo stato limite di vibrazione di un solaio misto legno-cl



Travi 12x17 ,interasse 50 cm tavolato 2 cm , soletta cls 5 cm

Calcolo di solaio a singola orditura



Luce della trave = 500

N.B.: Misure espresse in cm

Analisi dei carichi

Peso proprio 160 daN/mq

Carichi permanenti 300 daN/mq

massetto 60

pavimento 40

incidenza tramezzi 120 daN/mq

Controsoffittatura 30

Carichi accidentali 200 daN/mq

$$P = G_S + G_P + Q = 600 \text{ daN/mq} \quad ; \quad G = G_S + G_P = 400 \text{ daN/mq}$$

la rigidezza equivalente del nostro solaio

$$(EI)_{eff} = E_1 * I_1 + E_2 * I_2 + \gamma * (E_1 * A_1 * a_1^2 + E_2 * A_2 * a_2^2)$$

i coefficienti di trasmissione del taglio

$$\gamma = 1 / [1 + \pi^2 * (E_1 * A_1 * E_2 * A_2) / (E_1 * A_1 + E_2 * A_2) * (s_{eq} / (K * L^2))]$$

Eseguiamo il calcolo attraverso un software che ci fornisce oltre che le verifiche del solaio e dei connettori anche il valore della rigidezza EI del solaio a tempo zero e a tempo infinito.

Solaio a semplice orditura con assito continuo
Trave puntellata

____ GEOMETRIA ____

- Spessore soletta: 5 cm
Spessore assito/pianelle/tavelle: 2 cm
Spessore isolante: 0 cm
 - Interasse travi: 50 cm
Base travi: 12 cm
Altezza travi: 17 cm
Luce travi: 500 cm
 - Limite freccia iniziale carichi variabili: $L/300 = 16.67 \text{ mm}$
Limite freccia attiva: $L/1$: Finiture fragili
- = 10.00 mm
- Limite freccia comb. quasi perm. a tempo infinito: $L/250 = 20.00 \text{ mm}$

____ CARICHI ____

- Permanenti portati per metro quadrato
Carico iniziale 1: 0.30 kN/m^2
Carico iniziale 2: 0.60 kN/m^2
1° carico di tipo fragile: 1.20 kN/m^2
Carichi successivi : 0.40 kN/m^2
- Totale permanenti strutturali: 1.51 kN/m^2
Totale permanenti non strutturali: 2.50 kN/m^2
Totale variabili: 2.00 kN/m^2
- Carico SLU a metro lineare: 4.11 kN/m

____ MATERIALI ____

- Legno - Tipo : C27 secondo EN338:2016
Resistenza a flessione caratteristica $f_{m,k} = 27.0 \text{ N/mm}^2$
 k_h a flessione = 1.00
Resistenza a trazione caratteristica $f_{t,0,k} = 16.5 \text{ N/mm}^2$
 k_h a trazione = 1.00
Resistenza a taglio caratteristica $f_{v,k} = 4.00 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità medio $E_{0,m} = 11500 \text{ N/mm}^2$
Peso specifico medio $r_m = 4.3 \text{ kN/m}^3$
Coeff. modificazione azioni variabili $K_{mod} = 0.80$
Fattore di deformazione $K_{def} = 0.60$
Coefficiente di sicurezza $g_m = 1.50$
Riduzione larghezza per verifica a taglio $k_{cr} = 0.67$
- Classe calcestruzzo: C28/35 - Rck35
Resistenza caratteristica cilindrica $f_{c,k} = 28.0 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione 5% $f_{ctk} = 1.9 \text{ N/mm}^2$
Modulo elasticità $E = 31500 \text{ N/mm}^2$
Peso specifico $r = 25.0 \text{ kN/m}^3$
Coefficiente di viscosità $F = 2.50$
Coefficiente di sicurezza $g_m = 1.50$
- Connettore: Tecnaria CTL BASE 12/ 40 posato su tavolato di 2.00 cm
Resistenza caratteristica connettore $F_k = 8960 \text{ N}$
Rigidezza connettore in esercizio $K_{ser} = 4000 \text{ N/mm}$
Rigidezza connettore ultima $K_u = 2490 \text{ N/mm}$
Coefficiente di sicurezza $g_{mk} = 1.50$
- Altri parametri
Peso specifico assito/pianelle/tavelle: 4.20 kN/m^3
Peso specifico isolante: 0.25 kN/m^3
Coefficiente parziale carichi permanenti strutturali $g_{G,1} = 1.30$
Coefficiente parziale carichi permanenti non strutturali $g_{G,2} = 1.30$
Coefficiente parziale carichi variabili $g_Q = 1.50$
Coefficiente carichi quasi permanenti $\gamma_2 = 0.30$
Appoggio del tavolato su trave: 2.0 cm
Resistenza di progetto armatura complementare $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$

____ RISULTATI ____

Connettori Tecnar BASE 12/ 40
 posati su tavolato continuo
 Connettori a spaziatura variabile
 - ai quarti estremi della trave: 7.3 cm
 - nella metà centrale della trave: 14.6 cm
 Numero di connettori per trave: 52
 Numero di connettori a metro quadrato: 20.80
 Armatura minima nel raccordo: 0.00 cm²/trave nella parte inferiore del
 raccordo.
 Armatura minima nella soletta: 0.46 cm²/trave nella parte inferiore della
 soletta.
 Armatura trasversale nella soletta: 0.00 cm²/m

VERIFICHE

Larghezza soletta collaborante: 50.0 cm
 _____ STATO LIMITE ULTIMO _____
 - Momento massimo: 12.83 kNm
 Taglio massimo: 10.27 kN
 - Verifiche a tempo zero
 CLS - tensione max: 8.54 N/mm² <= 15.87 N/mm²
 CLS - tensione min: -4.30 N/mm²
 LEGNO - tensoflessione: 0.85 <= 1.00
 LEGNO - taglio: 0.71 N/mm² <= 2.13 N/mm²
 CONN. - taglio: 3094 N <= 4779 N
 - Verifiche a tempo infinito
 CLS - tensione max: 6.58 N/mm² <= 15.87 N/mm²
 CLS - tensione min: -2.24 N/mm²
 LEGNO - tensoflessione: 0.89 <= 1.00
 LEGNO - taglio: 0.74 N/mm² <= 2.13 N/mm²
 CONN. - taglio: 3164 N <= 4779 N
 STATO LIMITE DI ESERCIZIO _____
EJ a tempo zero: 1891.5 kNm²
EJ a tempo infinito: 1058.2 kNm²
 Freccia iniziale car var: 4.30 mm <= 16.67 mm
 Freccia attiva: 9.96 mm <= 10.00 mm
 Freccia a tempo infinito: 17.72 mm <= 20.00 mm

*La rigidezza EI è stata evidenziata EI = 1891500 N*mq
 la frequenza fondamentale*

$$f = \pi / (2L^2) * \sqrt{(EI/\mu)} = \pi / (2 * 5^2) * \sqrt{(1891500/400)} = 4.32 \text{ Hz}$$

L'accelerazione

$$A_{RMS} = 0,4 * F_0 / (2 * D * M^*) = 0,4 * 140 / (2 * 0.03 * 600 * 1^{5/2}) = 0,62 \text{ m/sec}^2$$

*la verifica non è soddisfatta il nostro solaio vibra. Vanno modificate le dimensioni
 delle travi e della soletta ,oppure realizzare un solaio a doppia orditura con compor-
 tamento a piastra con graticcio di travi appoggiato sui 4 lati. Se per lo stesso solaio
 utilizziamo una luce di 3,50 m abbiamo una frequenza fondamentale di 8,8Hz > 8 Hz
 possiamo eseguire le verifiche concernenti la freccia e la velocità corrispondenti
 all'impulso di 1kN*

$$w = F * L^3 / (48EI) = 0,4 \text{ mm} < 1,5 \text{ mm}$$

La velocità di vibrazione

$$V \leq b^{f^{\zeta-1}} \text{ m}/(\text{N} \cdot \text{sec}^2) = 14,45 \text{ mm}/(\text{N} \cdot \text{sec}^2) \quad b = 100$$

$$V = [4 \cdot (0,4 + 0,6 \cdot n_{40})] / (m \cdot b \cdot L + 200) = 2,83 \text{ mm/sec} < 14,45 \text{ mm}/(\text{N} \cdot \text{sec}^2)$$

$$b \text{ larghezza del solaio in m} \quad \zeta = 0,01$$

L luce del solaio

n_{40} numero dei modi di vibrazione del primo ordine con frequenze di risonanza $< 40\text{Hz}$

$$n_{40} = \{[(40/f)^2 - 1] \cdot (b/L)^4 \cdot (EI)_L / (EI)_b\}^{0,25} = 1,22$$

$$(EI)_L = 1891500 \text{ N/mq}; (EI)_b = 109375 \text{ N/mq}; b = 100 \text{ cm}, L = 350 \text{ cm}$$

Il solaio non vibra non dà problemi di oscillazione; Si può concludere affermando che solai in legno cls realizzati con travetti in legno 12x15 ad interasse di 50 cm e soletta di cls avente spessore 5cm per luci fino a 4 m non danno problemi di vibrazione. Le oscillazioni diventano inaccettabili ed il solaio diviene impraticabile per luci maggiori di 4 m, bisogna ricorrere a graticci di travi legno e soletta cls o ad altezze complessive dei solai maggiori pari a circa 30 cm 13x22 soletta 6 cm tavolato 2 cm

5- I solai in acciaio

Per i solai ed in generale le strutture in acciaio l'eurocodice 3 impone le verifiche di deformabilità e delle limitazioni alla frequenza fondamentale di vibrazione :

- pavimenti di abitazioni uffici e simili $f > 3\text{Hz}$
- pavimenti di palestre discoteche $f > 5 \text{ Hz}$

Effettuata la verifica della frequenza fondamentale

$$f = \pi / (2L^2) \cdot \sqrt{(EI/\mu)} > f_{am}$$

non vanno eseguite ulteriori verifiche sul solaio.

Per quanto concerne la deformabilità dei solai in acciaio con putrelle e tavelloni o con struttura mista acciaio e soletta di cls le limitazioni imposte alla max deformazione dalle NTC 2018 sono le seguenti :

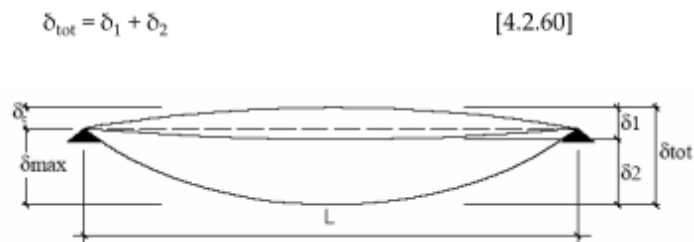


Fig. 4.2.3 -Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

essendo:

δ_C la monta iniziale della trave,

δ_1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

δ_{max} lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale = $\delta_{\text{tot}} - \delta_C$.

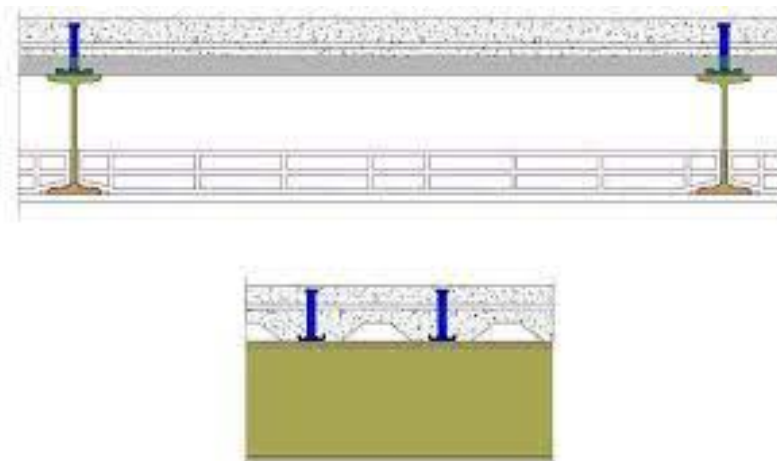
Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\text{max}}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

$$\delta = 5/384 * Q * L^4 / (EI)$$

Eseguiamo la verifica di un solaio misto realizzato con travi di acciaio ad interasse di 80 cm e soletta di 5 cm in cls leggero , avente una luce di 5 m.



Trave IPE 180 , soletta 5 cm

Analisi dei carichi

-peso proprio $G_K = 170 \text{ daN/ml}$

Trave IPE 180 22 daN

Tavellone $0,8*0,12*800 = 76 \text{ daN/ml}$

Soletta $0,05*1800*0,8 = 72 \text{ daN/mq}$

-carichi permanenti $G_S = 240 \text{ daN/ml}$

Intonaco 30 daN/mq

Massetto 90 daN/mq

Pavimento 60 daN/mq

Incidenza tramezzi 120 daN/mq

-Carico accidentale 200 daN/mq $Q = 160 \text{ daN/ml}$

$$P = G_K + G_S + Q = 570 \text{ daN/ml}$$

$$G = G_K + G_S = 410 \text{ daN/ml}$$

Caratteristiche Travi IPE 180

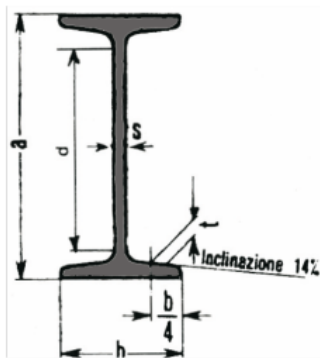
$$A = 2790 \text{ cmq} ; I = 1444 \text{ cm}^4 ; W = 161 \text{ cmc}$$

AGGREGATO	MASSA VOLUMICA (kg/m³)	RESISTENZA A COMPRESSIONE (N/mm²)	CONDUCIBILITÀ TERMICA (W/(m°C))	SPESSORE PER OTTENERE STESSA RESISTENZA TERMICA (mm)
Ghiaia e sabbie calcaree	2200	30	1.20	133
Argilla espansa	1400	25	0.42	47
Argilla espansa	1600	35	0.54	60
Argilla espansa	1700	38	0.65	70

Si utilizza un cls leggero con $R_{ck} = 380 \text{ daN/cm}^2$,
modulo elastico $E = 190000 \text{ daN/cm}^2$ $n = 11$

Supponiamo che l'asse neutro tagli la soletta $X < 5 \text{ cm}$

$$80*X^2/2 - 11*2790*(14-X) = 0 \quad 40X^2 + 30690X - 429660 = 0$$
$$X = 13,75 > 5 \text{ cm}$$



	a mm	b mm	s mm	t mm	d mm	sezione mm ²	al ml Kg
	80	42	3,9	5,9	59	758	5,94
	100	50	4,5	6,8	75	1060	8,34
	120	58	5,1	7,7	92	1420	11,10
	140	66	5,7	8,6	109	1830	14,30
	160	74	6,3	9,5	125	2280	17,90
	180	82	6,9	10,4	142	2790	21,90
	200	90	7,5	11,3	159	3350	26,20
	220	98	8,1	12,2	176	3960	31,10
	240	106	8,7	13,1	192	4610	36,20

Per $X > X_c$

$$80 \cdot 5 \cdot (X - 2,5) + 11 \cdot (8,2 \cdot 1,04 \cdot (X - 5 - 1,04/2)) + 1/2 \cdot 11 \cdot 0,69 \cdot (X - 5 - 1,04)^2 + \\ - 11 \cdot (8,2 \cdot 1,04 \cdot (23 - X)) - 1/2 \cdot 11 \cdot 0,69 \cdot (23 - 1,04 - 5)^2 = 0$$

$$X = 8,08 \text{ cm}$$

$$I = 11 \cdot (1444 + 2790 \cdot (9 + 5 - 8,08^2)) + 80 \cdot 125/12 + 80 \cdot 5 \cdot (8,08 - 9)^2 \\ = 1556923 \text{ cm}^4$$

La rigidezza $EI = 2968155 \text{ N} \cdot \text{mq}$

$$\text{la frequenza fondamentale } f = \pi / (2L^2) \cdot \sqrt{EI/\mu} = 5,34 > 3 \text{ Hz}$$

il solaio non vibra

la freccia

$$\delta = 5/384 \cdot Q \cdot L^4 / (EI) = 5/384 \cdot 5,7 \cdot 500^4 / (2968155000) = 1,56 \text{ cm} < 2 \text{ cm} = L/250$$

Le tensioni al lembo compresso e teso

$$\sigma = M/I \cdot 6,37 = 1,09 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = 11 \cdot M/I \cdot (23 - 6,37) = 31,44 \text{ daN/cm}^2$$

$$M = 2676 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

6- I solai prefabbricati in c.a.

I solai in cemento armato precompresso con le altezze stabilite dalle NTC non danno nè problemi di deformazione nè di vibrazione e tali verifiche nel calcolo strutturale vengono omesse; il problema si può presentare per solai prefabbricati di luce > 6 m realizzati con calcestruzzi leggeri per i quali si effettuano delle verifiche di deformabilità come stabilito dalle norme italiane al punto C 4.1.2.2.2 della circolare alle NTC 2018 che riportiamo integralmente.

C4.1.2.2 Verifica agli stati limite di esercizio

C4.1.2.2.2 Verifica di deformabilità

Il calcolo della deformazione flessionale di solai e travi si effettua in genere mediante integrazione delle curvature tenendo conto della viscosità del calcestruzzo e, se del caso, degli effetti del ritiro.

Per il calcolo delle deformazioni flessionali si considera lo stato non fessurato (sezione interamente reagente) per tutte le parti della struttura per le quali, nelle condizioni di carico considerate, le tensioni di trazione nel calcestruzzo non superano la sua resistenza media f_{ctm} a trazione. Per le altre parti si fa riferimento allo stato fessurato, potendosi considerare l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso fra le fessure.

Al riguardo detto p_f il valore assunto dal parametro di deformazione nella membratura interamente fessurata e p il valore assunto da detto parametro nella membratura interamente reagente, il valore di calcolo p^* del parametro è dato da

$$p^* = \zeta \cdot p_f + (1 - \zeta) \cdot p \quad (C4.1.11)$$

in cui

$$\zeta = 1 - c\beta^2 \quad (C4.1.12)$$

Nella (C4.1.12) il fattore β è il rapporto tra il momento di fessurazione M_f e il momento flettente effettivo, $\beta = M_f / M$, o il rapporto tra la forza normale di fessurazione N_f e la forza normale effettiva, $\beta = N_f / N$, a seconda che la membratura sia soggetta a flessione o a trazione, e il coefficiente c assume il valore 1, nel caso di applicazione di un singolo carico di breve durata, o il valore 0,50 nel caso di carichi permanenti o per cicli di carico ripetuti.

Per quanto riguarda la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera, le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce.

Per quanto riguarda l'integrità delle pareti divisorie e di tamponamento portate, le frecce di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/500 della luce. In tale verifica la freccia totale calcolata può essere depurata dalla parte presente prima dell'esecuzione delle pareti. Detto valore si riferisce al caso di pareti divisorie in muratura.

Per altri tipi di pareti si dovranno valutare specificatamente i limiti di inflessione ammissibili.



Per travi e solai con luci non superiori a 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni come sopra riportata, ritenendola implicitamente soddisfatta, se il rapporto di snellezza $\lambda=l/h$ tra luce e altezza rispetta la limitazione

$$\lambda \leq K \left[1 + \frac{0,0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[\frac{500 A_{s,eff.}}{f_{yk} A_{s,calc.}} \right] \quad (C4.1.13)$$

dove f_{ck} è la resistenza caratteristica a compressione del cls in MPa, ρ e ρ' sono i rapporti d'armatura tesa e compressa, rispettivamente, $A_{s,eff.}$ ed $A_{s,calc.}$ sono, rispettivamente, l'armatura tesa effettivamente presente nella sezione più sollecitata e l'armatura di calcolo nella stessa sezione, f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica dell'armatura (in MPa) e K è un coefficiente correttivo, che dipende dallo schema strutturale.

I valori da attribuire a K sono riportati in Tabella C4.1.I, insieme con i valori limite di λ calcolati assumendo $f_{ck}=30$ MPa e $\left[\frac{500 A_{s,eff.}}{f_{yk} A_{s,calc.}} \right] = 1$, nel caso di calcestruzzo molto sollecitato ($\rho=1,5\%$) o poco sollecitato ($\rho=0,5\%$).

Per sezioni a T aventi larghezza dell'ala maggiore di tre volte lo spessore dell'anima, i valori dati dalla (C4.1.13) devono essere ridotti del 20%.

Per travi e piastre nervate caricate da tramezzi che possano subire danni a causa di inflessioni eccessive, i valori dati dalla (C4.1.13) devono essere moltiplicati per il rapporto $7/l$ essendo l la luce di calcolo in m.

Per piastre non nervate la cui luce maggiore l ecceda 8,5 m, caricate da tramezzi che possano subire danni a causa di inflessioni eccessive, i valori dati dalla (C4.1.13) devono essere moltiplicati per il rapporto $8,5/l$, con l in m.

Tabella C4.1.I Valori di K e snellezze limite per elementi inflessi in c.a. in assenza di compressione assiale

Sistema strutturale	K	Calcestruzzo molto sollecitato $\rho=1,5\%$	Calcestruzzo poco sollecitato $\rho=0,5\%$
Travi semplicemente appoggiate, piastre incernierate mono o bidirezionali	1,0	14	20
Campate terminali di travi continue o piastre continue monodirezionali o bidirezionali continue sul lato maggiore	1,3	18	26
Campate intermedie di travi continue o piastre continue mono o bidirezionali	1,5	20	30
Piastre non nervate sostenute da pilastri (snellezza relativa alla luce maggiore)	1,2	17	24



7- Conclusioni

Lo stato limite di vibrazione è uno stato limite di esercizio , la cui verifica si rende necessaria per solai in legno ed acciaio dove le vibrazioni eccessive possono rendere sgradevole l'uso del piano di pavimento , per cui il solaio può restare inutilizzato. Nelle strutture in legno sia per solai con pannelli orizzontali XLAM che per solai misti legno -cls la verifica è estremamente importante e per caratteristiche geometriche usuali che soddisfano la resistenza e la deformabilità le vibrazioni si palesano per luci superiori ai 4- 5 metri , dove per evitare le oscillazioni bisogna aumentare la rigidità flessionale del solaio. Negli edifici XLam ed in muratura armata tenendo presente che la maglia per la progettazione architettonica è circa 4,50 m non dovrebbero aversi problematiche di vibrazione.