



Comune Prato
Realizzazione di un condominio solidale
in via A. Meoni

Soggetto attuatore:



via Giotto n. 20 59100 Prato
tel. 0574 43771 fax 0574 437726
c.f. e p.iva 01937100970

PRESIDENTE

Ing. Federico Mazzoni

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Giulia Bordina *E.P.P. S.p.A.*

PROGETTO

Ing. Giulia Bordina *E.P.P. S.p.A.*

PROGETTO STRUTTURALE E IMPIANTI

Ing. Leonardo Negro
Ing. Francesco Rossi
Ing. Riguccio Soci

COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Riguccio Soci

PROGETTO ESECUTIVO

STRUTTURE Relazione di calcolo				TAVOLA ST_R_02
SCALA	REV. 01	DATA 08/03/2017	FILE	

Relazione di calcolo strutturale

Relazione sui materiali

Verifiche locali e predimensionamenti

OGGETTO:

Progetto per la realizzazione di un edificio di edilizia residenziale.

COMMITTENTE

Edilizia Pubblica Pratese.

Via Giotto N. 20 - 59100 PRATO

Tel. 0574-43771 - Fax 0574-437726

PROGETTISTA ARCHITETTONICO

ING. GIULIA BORDINA

Ufficio Incremento del Patrimonio EPP spa

Via Giotto N. 20 - 59100 PRATO

Tel. 0574-43771 - Fax 0574-437726

E-mail : g.bordina@ediliziapubblicapratese.it

PROGETTISTA DELLE STRUTTURE

ING. LEONARDO NEGRO

Via Guizzelmi, 6 – 59100 PRATO

Tel. 0574-061991 – Fax 0574-063867

E-mail: ing.leonardonegro@gmail.com

INDICE

1	Oggetto della relazione	5
2	Descrizione generale dell'opera	5
3	Normative e documenti di riferimento.....	7
4	Metodo di Calcolo dei pannelli X-LAM	8
4.1	Principi di calcolo dei pannelli a strati incrociati di tavole.....	8
4.2	Stato tensionale dei pannelli.....	8
5	Criteri adottati per le misure di sicurezza e metodo di calcolo	16
5.1	Schematizzazione delle azioni.....	16
5.2	Legami costitutivi adottati per la modellazione dei materiali.....	16
6	Criteri di robustezza	17
7	Relazione sui materiali	18
7.1	Pannelli di legno lamellare a strati incrociati (x-lam).....	18
7.2	Legno lamellare	18
7.3	Legno massiccio.....	18
7.4	Pannello LVL	19
7.5	Ferramenta per le unioni e connessioni.....	20
7.6	Carpenteria metallica.....	21
7.7	Conglomerati Cementizi	21
8	Progettazione contro l'incendio	23
8.1	Verifica elementi xlam	23
9	Azioni di progetto: carichi variabili, azioni della neve e del vento	25
9.1	Localizzazione dell'intervento	25
9.2	Calcolo delle azioni della neve	25
9.3	Calcolo delle azioni del vento	25
9.4	Azione del vento sulla struttura.....	26
9.5	Azioni del vento sulle pareti.....	26
10	Azioni di progetto: carichi permanenti e variabili.....	27
10.1	Carichi sui solai	27
10.2	Finiture su pareti in xlam	27
11	Azione sismica	28
11.1	Valutazione regolarità.....	28
11.2	Valutazione parametri sismici.....	29
11.3	Fattore di struttura	32
11.4	Duttilità e sovrarresistenza delle strutture.....	32
12	Modi di vibrare	34
13	Connessioni legno – calcestruzzo	35
13.1	Ancorante chimico per hold-down e connessione a taglio, caratteristiche dell'ancorante "tipo"	35
13.2	Hold – down di fondazione	35
13.3	Piastre anti scorrimento di fondazione.....	35
14	Connessioni acciaio – legno	36
14.1	Hold-down metallici	36
14.2	Angolari metallici collegamento parete xlam alla base e in testa.....	36
14.3	Viti collegamento parete xlam – solaio in xlam.....	37
15	Dimensionamento solai.....	38
15.1	Solaio a lastre predalles – Piano Terra (carico variabile 200 daN/mq).....	38
15.2	Solaio a lastre predalles – Piano Terra (carico variabile 400 daN/mq).....	42

15.3	Solaio a pannelli xlam – Piano primo.....	47
15.4	Solaio a pannelli xlam – Copertura S=120	51
15.5	Solaio a pannelli xlam – Copertura S=100	53
16	Spostamenti sismici	55
17	Verifiche locali.....	56
17.1	Verifiche locali elementi in legno	56
17.2	Verifiche locali elementi in acciaio	63

1 Oggetto della relazione

La presente relazione di calcolo riguarda il calcolo delle strutture in legno e c.a. di un edificio destinazione d'uso residenziale ubicato in Via Armando Meoni, Loc. Grignano nel Comune di Prato.



Figura 1- localizzazione dell'intervento

2 Descrizione generale dell'opera

L'edificio è a due livelli fuori terra, nella parte centrale è presente un terzo livello dove è posizionato un locale tecnico.

Il fabbricato è a pianta rettangolare 30.65 x 10.80 ml, altezza in gronda di circa 6.15 con:

- struttura di fondazione a graticcio di travi a T rovescia in c.a.
- struttura in elevazione in legno a pannelli X-LAM sia per le pareti che per i solai
- ballatoio esterno in acciaio per la distribuzione ai vari appartamenti e scala centrale in acciaio posta al centro dell'edificio che si sviluppa su tre piani fuori terra.

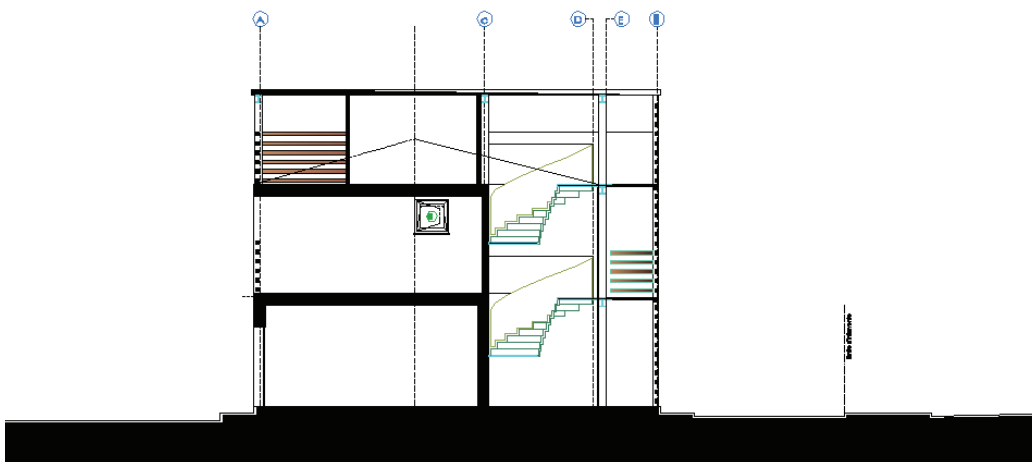


Figura 2 - sezione di riferimento

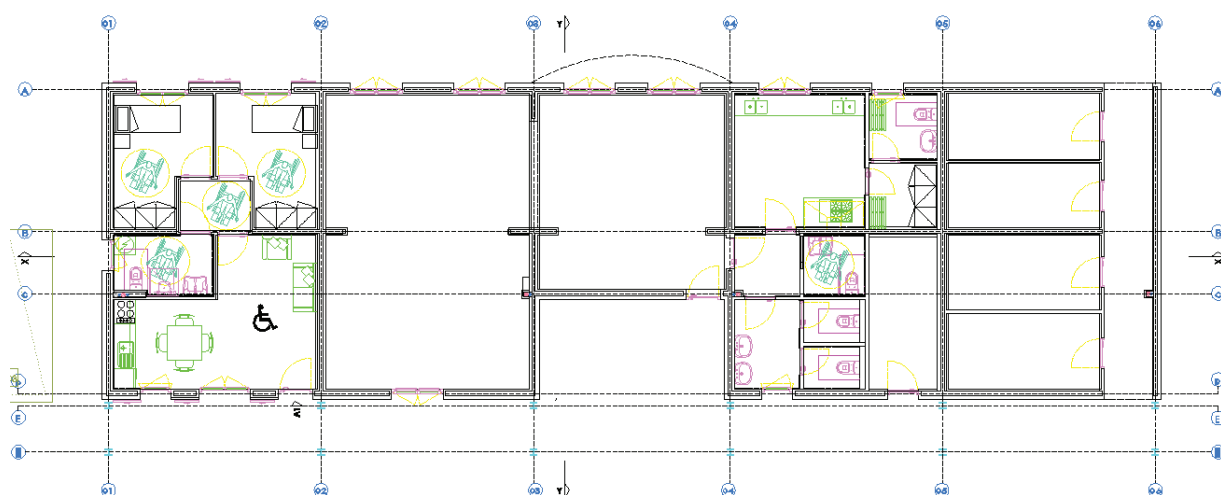


Figura 3- pianta piano terra

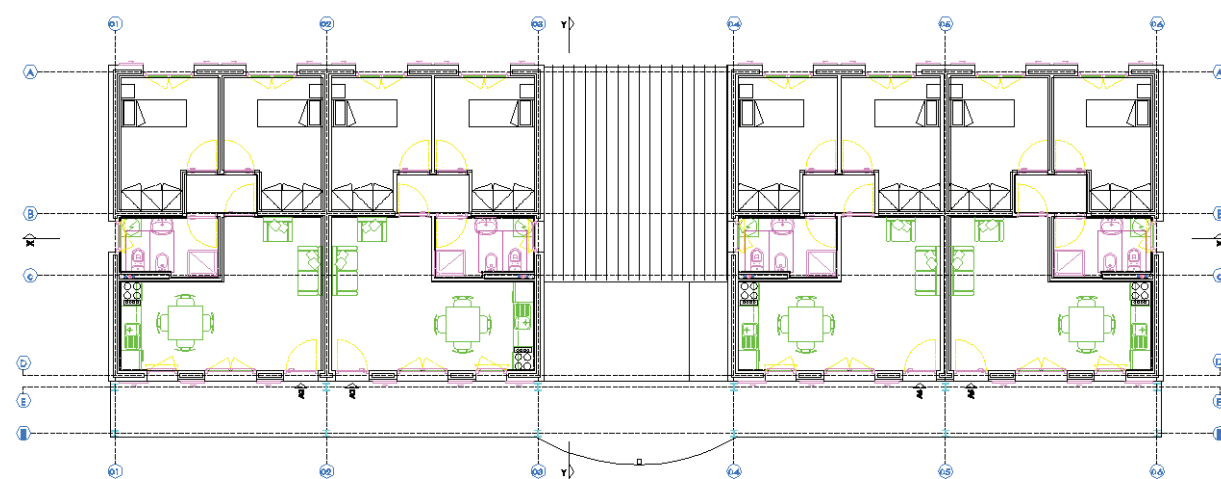


Figura 6- pianta piano primo

3 Normative e documenti di riferimento

Le strutture in legno sono equiparate alle strutture in calcestruzzo e acciaio, in base al *DL 6/12/2011, n. 201*:

Art. 45, comma 2:

2. Al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, e successive modificazioni, sono apportate le seguenti modificazioni:

a) all'articolo 52, il comma 2 e' sostituito dal seguente:

"2. Qualora vengano usati materiali o sistemi costruttivi diversi da quelli disciplinati dalle norme tecniche in vigore, la loro idoneita' deve essere comprovata da una dichiarazione rilasciata dal Presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici su conforme parere dello stesso Consiglio.";

b) all'articolo 59, comma 2, le parole ", sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici," sono eliminate.

Il progetto è stato redatto in accordo con le seguenti normative e documenti:

1. D.M. II.TT. - 14/01/08 "Norme tecniche per le costruzioni"
2. D.M. II.TT. - 06/05/08 "Integrazioni al decreto 14 gennaio 2008 di approvazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni"
3. CNR DT 206/2007 "Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture di legno".
4. EN 1990:2004: Eurocode – Basis of structural design
5. EN 1995-1-1:2009: Eurocode 5 - Design of timber structures - General – Common rules and rules for buildings
6. EN 1995-1-2:2004: Eurocode 5 - Design of timber structures - General - Structural fire design
7. EN 1998-1:2004: Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - General rules, seismic actions and rules for buildings;
8. UNI EN 338: 2004: Structural Timber – Strength Classes.
9. UNI EN 1194: 2000: Timber Structures – Glued Laminated Timber – Strength classes and determination of characteristic values.
10. L. 02/02/1974 n.64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
11. CIRC. 617 - 02/02/09 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008
12. DIN 1052/2008-12

4 Metodo di Calcolo dei pannelli X-LAM

Il sistema costruttivo a pannelli di tavole incollate a strati incrociati (Comunemente detto X-LAM), ideato e sviluppato in Germania all'inizio degli anni '90, ha conosciuto negli ultimi 10-15 anni un rapido e crescente sviluppo in tutta Europa fino a diventare allo stato attuale probabilmente il sistema più utilizzato nella realizzazione di edifici, anche pluripiano, a struttura di legno. Il pannello di legno lamellare a strati incrociati è un prodotto industriale ben codificato come processo produttivo: anche se l'approvazione di una specifica norma tecnica EN armonizzata è tuttora in corso, i maggiori produttori nel frattempo si sono dotati di marcatura CE mediante ETAG/CUAP. Esso è costituito dalla sovrapposizione di strati di tavole di legno massiccio, disposti ortogonalmente fra loro e collegati mediante incollaggio. Le tavole che compongono il pannello sono generalmente di abete, sono singolarmente classificate (a vista o a macchina, in modo conforme alla EN 14081) in base alla loro resistenza e hanno spessore variabile dai 15 ai 40 mm. Laddove necessario, le tavole vengono giuntate in lunghezza, in modo conforme alla EN 385, poi sono assemblate in strati disposti ortogonalmente fra loro in numero dispari (3,5,7,9 strati) e incollati a freddo con colle poliuretaniche (senza rilascio di formaldeide) o a base di melammina-urea-formaldeide (a basso rilascio di formaldeide). Le tavole possono essere incollate anche di fianco per ottenere un elemento ancora più rigido e resistente soprattutto nei confronti delle azioni taglianti. I pannelli così composti, con spessori variabili dai 70 ai circa 400 mm, risultano degli elementi costruttivi molto rigidi e resistenti, sufficientemente isotropi nel piano, che possono essere utilizzati come elementi portanti di parete o solaio.

4.1 Principi di calcolo dei pannelli a strati incrociati di tavole

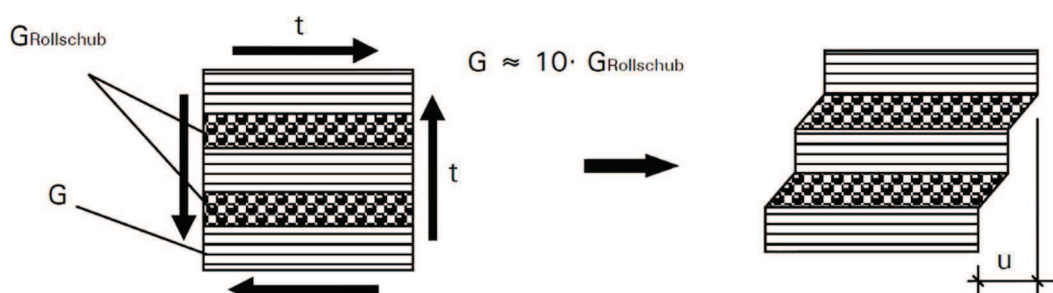
I pannelli essendo formati da strati dispari di tavole incrociate hanno comportamento ortotropo e pertanto presentano differente rigidezza nei due piani di giacitura delle tavole. Sia i solai che le pareti sono schematizzati utilizzando un materiale con diverso modulo di elasticità normale nelle due direzioni principali.

I pannelli di legno a strati di tavole incrociate, siano essi utilizzati come solai o come pareti vengono verificati secondo la Teoria dell'analogia del taglio, così come descritta all'interno della norma DIN 1052/2008-12 nell'Appendice D.

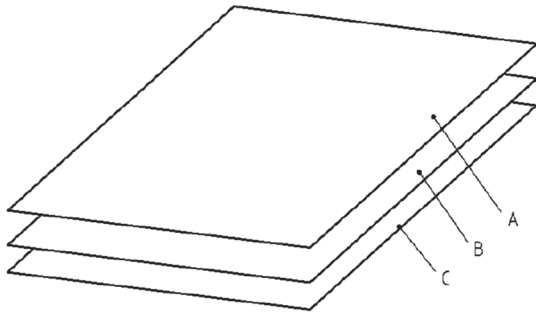
4.2 Stato tensionale dei pannelli

Nel capitolo D.3 della DIN 1052:2008 sono trattati i pannelli composti da strati sottili collegati tra loro in maniera cedevole. La cedevolezza dell'unione è trattata nell'allegato G delle DIN 1052:2008 in maniera del tutto analoga a quanto previsto dalle UNI EN 1995-1-1.

Essendo i vari strati incollati tra loro, la rigidezza della sezione composta è determinata sulla base della rigidezza a taglio per rotolamento delle tavole che compongono gli strati ortogonali all'orditura. La cedevolezza dell'unione tra gli strati portanti (quelli per cui le tensioni normali sono orientate parallelamente alla fibratura) è data dalla deformazione a taglio per rotolamento degli strati ad essi ortogonali.



Il metodo di calcolo trattato nel Capitolo D.3 delle DIN è chiamato "Analogia del Taglio" e prevede la suddivisione del pannello di n strati in 3 piani fittizi (A, B, C) ai quali sono attribuite le caratteristiche di rigidezza dell'intero pannello ripartite in base al tipo di sollecitazione; tutto questo nell'ipotesi di medesime deformazioni delle tre superfici.



Le rigidezze sono così ripartite:

Superficie A: rigidezza flessionale e rigidezza torsionale nel comportamento a piastra.

Superficie B: quota parte di Steiner della rigidezza flessionale e rigidezza a taglio considerando la connessione deformabile.

Superficie C: Rigidezza alla dilatazione e a taglio nel comportamento a lastra.

Ipotesi di calcolo:

- materiale elastico;
- gli strati sono orditi parallelamente o ortogonalmente l'uno all'altro;
- se le tavole non sono incollate sui fianchi, il modulo elastico perpendicolare alla fibratura del singolo strato è da considerarsi nullo.

Il metodo di calcolo permette di valutare le deformazioni dovute alle tensioni normali e tangenziali attribuendo il comportamento a piastra alle superfici A e B ed il comportamento a lastra alla superficie C. Nel calcolo le superfici B e C sono considerate un'unica superficie.

Il metodo di calcolo per la valutazione dello stato tensionale dei singoli strati e delle deformazioni è di seguito descritto.

In base a un generico schema statico e a una qualsiasi distribuzione dei carichi, si valutano le caratteristiche di sollecitazione nel pannello.

Sia nel caso di comportamento a piastra che a lastra, si distribuiscono le caratteristiche di sollecitazione sui piani fittizi A e B (con $B=B+C$) proporzionalmente alle rigidezze, secondo le seguenti espressioni.

4.2.1 Per azioni fuori dal piano – comportamento a piastra

Momento flettente e taglio sul piano A

$$m_{A,d} = m_d \cdot \frac{B_A}{efB} \quad v_{A,d} = v_d \cdot \frac{B_A}{efB}$$

Momento flettente e taglio sul piano B

$$m_{B,d} = m_d \cdot \frac{efB_B}{efB} \quad v_{B,d} = v_d \cdot \frac{efB_B}{efB}$$

Dove la rigidezza efficace della sezione composta con connessione deformabile è assunta pari a:

$$efB = B_A + efB_B = B_A + B_B \cdot \frac{1}{1 + \frac{B_B \cdot \pi^2}{S \cdot I^2}}$$

Dove:

$$B_{A,x} = \sum_{i=1}^n (E_{x,i} \cdot I_{y,i}) = \sum_{i=1}^n (E_{x,i} \cdot d_i^3 / 12)$$

$$B_{B,x} = \sum_{i=1}^n (E_{x,i} \cdot A_i \cdot z_{s,i}^2) = \sum_{i=1}^n (E_{x,i} \cdot d_i \cdot z_{s,i}^2)$$

$$\frac{1}{S_{xz}} = \frac{1}{a_x^2} \left\{ \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{k_{x,i}} + \frac{d_1}{2 \cdot G_{xz,1}} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{d_i}{G_{xz,i}} + \frac{d_n}{2 \cdot G_{xz,n}} \right\}$$

La rigidezza efficace flessionale **efB_s** è valutata uguagliando la deformazione di una trave reale a una campata caricata da un carico sinusoidale (dovuta a flessione e taglio), con la deformazione di una trave ideale rigida a taglio.

E' da notare che per una sezione di massimo 5 strati la rigidezza efficace così calcolata, coincide con quella calcolata con il metodo γ previsto nelle UNI EN 1995 Appendice B, nelle condizioni di validità del metodo stesso.

$$EI_A + a^2 \cdot \frac{EA_A \cdot \gamma_1 \cdot EA_B}{EA_A \cdot \gamma_1 + EA_B} = efEI$$

La rigidezza efficace flessionale **efB_s** è calcolata in funzione della luce di calcolo che, nel caso di trave ad un'unica campata, coincide con la distanza tra gli appoggi; nel caso di travi continue può essere considerata una luce pari a 0.8 volte la luce effettiva mentre nel caso di una mensola pari a 2 volte la luce effettiva.

Nei casi in cui è sfruttato il comportamento a piastra nelle due direzioni, la rigidezza torsionale è determinata con la seguente espressione che come nel caso precedente tiene conto del contributo delle due superfici fittizie A e B:

$$B_{xy} = B_{A,xy} + B_{B,xy} = \sum \left(G_{xy,i} \cdot \frac{d_i^3}{6} \right) + \sum \left(2 \cdot G_{xy,i} \cdot d_i \cdot z_{s,i}^2 \right)$$

Con buona approssimazione il secondo termine B_{B,xy} può essere considerato nullo.

4.2.2 Per azioni nel piano – comportamento a lastra

La rigidezza per tensioni normali è pari a:

$$D_x = \sum (E_{x,i} \cdot d_i)$$

La rigidezza per tensioni tangenziali agenti nel piano del pannello:

$$D_{xy} = \frac{1}{4} \cdot \sum (G_{xy,i} \cdot d_i)$$

Nel caso in cui le tavole non siano incollate sui fianchi;

$$D_{xy} = \sum (G_{xy,i} \cdot d_i)$$

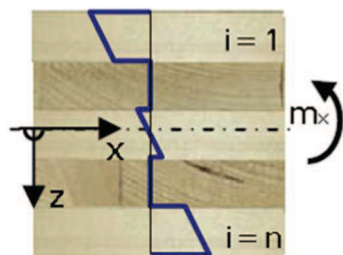
Nel caso in cui le tavole siano incollate sui fianchi.

Valutate le caratteristiche di sollecitazione e ripartite negli strati fittizi A e B possono essere determinati gli stati tensionali indotti sulla sezione reale da A e da B presi singolarmente per poi sommare gli effetti.

4.2.3 Tensioni indotte dal comportamento a piastra

Per le tensioni indotte dal momento flettente la relazione generale vale:

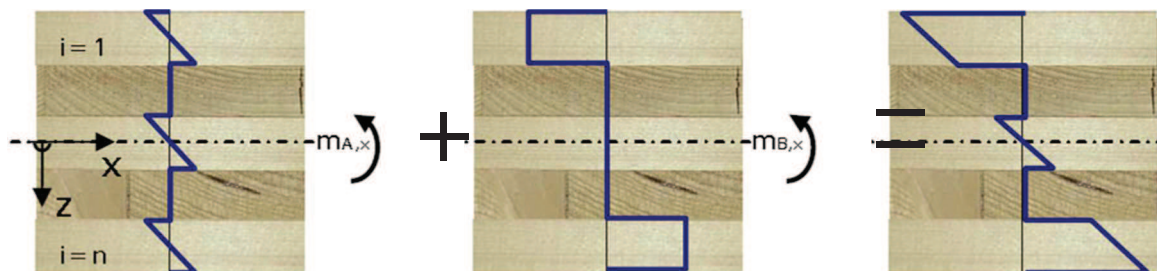
$$\sigma_x = E_x(z) \cdot \frac{m_x}{B_x} \cdot z$$



Devono essere sommate le tensioni indotte dal momento flettente nei due piani A e B:

$$\sigma_{A,x,i} = \sigma_{m,x,i} = E_{x,i} \cdot \frac{m_{A,x}}{B_{A,x}} \cdot z_i$$

$$\sigma_{B,x,i} = \sigma_{c/t,x,i} = E_{x,i} \cdot \frac{m_{B,x}}{B_{B,x}} \cdot z_{s,i}$$



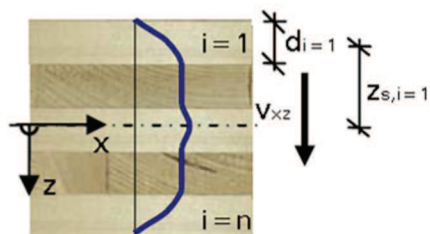
con:

z_i : $-d_i/2 < z_i < d_i/2$

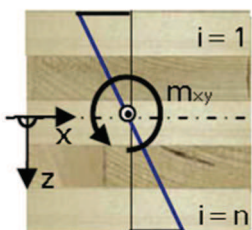
$z_{s,i}$: distanza baricentrica dei singoli strati

$E_{x,i}$: modulo di elasticità dello strato i-esimo

Per le tensioni indotte dal taglio e dalla torsione le relazioni generali valgono:



$$\tau_{xz} = \frac{ES_x}{B_x} \cdot v_{xz}$$

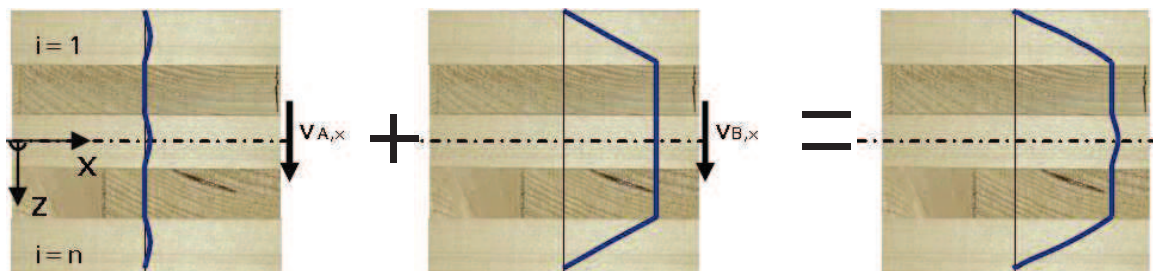


$$\tau_{xy} = G_{xy}(z) \cdot \frac{m_{xy}}{B_{xy}} \cdot z$$

Devono essere sommate le tensioni tangenziali indotte dal taglio nei due piani A e B:

$$\tau_{A,xz,i} = v_{A,x} \cdot \frac{E_{x,i}}{B_{A,x}} \cdot \left(\frac{z_i^2}{2} - \frac{d_i^2}{8} \right)$$

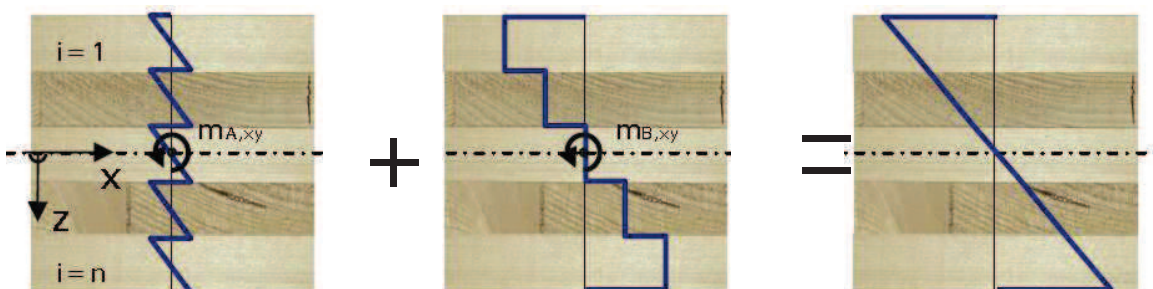
$$\tau_{B,xz,i} = \frac{v_{B,x} \cdot E_{x,i}}{B_{B,x}} \cdot z_{s,i} \cdot \left(z_i + \frac{d_i}{2} \right) + \tau_i^0$$



Devono essere sommate le tensioni tangenziali indotte dal momento torcente nei due piani A e B:

$$\tau_{A,xy,i} = \frac{m_{A,xy}}{B_{A,xy}} \cdot G_{xy,i} \cdot (z_i - z_{s,i})$$

$$\tau_{B,xy,i} = \frac{m_{B,xy}}{B_{B,xy}} \cdot G_{xy,i} \cdot z_{s,i}$$



4.2.4 Tensioni indotte dal comportamento a lastra

Se il pannello è sollecitato con un comportamento a lastra, il procedimento di calcolo delle tensioni normali e tangenziali dovute allo scorrimento nel piano xy è identico alla teoria della connessione infinitamente rigida, le tensioni risultano quindi pari a:

Tensioni normali dovute alla forza assiale n_x in direzione x

$$\sigma_{x,i} = E_{x,i} \cdot \frac{n_x}{D_x}$$

Tensioni tangenziali dovute alla forza trasversale n_{xy} nel piano xy

$$\tau_{xy,i} = G_{xy,i} \cdot \frac{n_{xy}}{D_{xy}}$$

Si dovrà inoltre considerare le tensioni risultanti dal momento torsionale M_ϕ nelle superfici d'incrocio di contatto tra le tavole. Il momento torsionale derivante dalla forza trasversale n_{xy} risulta, per ciascuna superficie d'incrocio:

$$M_\phi = \frac{n_{xy} \cdot e_x \cdot e_y}{n - 1}$$

n: numero degli strati

e_x, e_y : distanza tra le fughe delle tavole

Valutati gli effettivi stati tensionali è possibile eseguire le verifiche di resistenza paragonando strato per strato le tensioni resistenti e sollecitanti.

4.2.5 Verifiche di resistenza SLU

Verifica delle tensioni normali parallele alla direzione della fibratura di ogni singolo strato:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

Verifica delle tensioni tangenziali:

$$\left(\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{drill,d}}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1$$

Verifica delle tensioni perpendicolari alla direzione della fibratura e tensioni tangenziali per rotolamento delle fibre:

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{f_{t,90,d}} + \frac{\tau_{R,d}}{f_{R,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} + \frac{\tau_{R,d}}{f_{R,d}} \leq 1$$

4.2.6 Verifiche di deformabilità SLE

Determinate le caratteristiche di rigidità della sezione composta con il metodo sopra descritto, è possibile valutare la freccia di un elemento inflesso. La freccia sarà determinata mettendo in conto le deformazioni dovute al taglio e al momento flettente, valutando gli effetti a breve e lungo termine.

Per valutare le deformazioni massime e stabilire i limiti relativi, potrà essere fatto utile riferimento alle istruzioni fornite nelle DIN 1052:2008 e le UNI EN 1995-1-1.

4.2.7 Verifiche del secondo ordine

L'instabilità di un elemento presso-inflesso può essere trattata come la verifica delle colonne composte giuntate meccanicamente ad elementi non distanziati e non calastrellati. Il metodo di seguito descritto segue la formulazione prevista delle UNI EN 1995-1-1 e risulta del tutto analogo al metodo previsto nelle DIN 1052:2008

Verifica
presso flessione: a $\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$

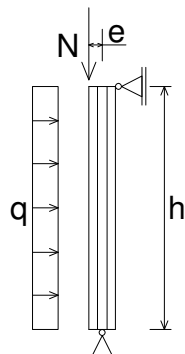
Dove:

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{ef}^2}} \quad k = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{ef} - 0.3) + \lambda_{ef}^2) \quad \lambda_{ef} = \ell \sqrt{\frac{A_{tot}}{I_{ef}}} \quad I_{ef} = \frac{(EI)_{ef}}{E_{mean}} \quad \beta_c = 0.1$$

In alternativa, le verifiche di instabilità possono essere trattate secondo la teoria del secondo ordine, applicando alla struttura una deformazione accidentale da sommare a quella dovuta ai carichi.

Nel caso di un elemento presso-inflesso, all'eccentricità dello sforzo normale si dovrà sommare un'eccentricità accidentale che si valuta in proporzione all'altezza della parete:

$e_2 = 0.0025 h$
 $e_1 =$ eccentricità dello
sforzo normale



Il momento e il taglio del primo ordine si determina considerando il contributo dello sforzo normale applicato con un'eccentricità totale:

$$e = e_1 + e_2$$

$$m' = \frac{q \cdot h^2}{8} + N \cdot e$$

$$v' = \frac{q \cdot h}{2} + N \frac{\pi \cdot e}{h}$$

Da momento e taglio del primo ordine si determina il momento e il taglio del secondo ordine in funzione del fattore di amplificazione α e lo sforzo normale critico:

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot efB}{h^2 \cdot \gamma_m}$$

$$m'' = m' \cdot \alpha$$

$$v'' = v' \cdot \alpha$$

Note le caratteristiche di sollecitazione possono essere determinate le tensioni massime ed eseguite le verifiche, nelle modalità precedentemente descritte.

4.2.8 Unioni

Per il progetto delle unioni valgono le disposizioni contenute nelle UNI EN 1995, CNR/DT 206, DIN 1052 in accordo con quanto previsto nelle NTC 14-01-2008.

Per la valutazione di: capacità portante, rigidezza, interassi e distanze dai bordi delle unioni, potrà essere utilizzata la formulazione prevista nella sezione 8 delle UNI EN 1995 in quanto relativa al caso di connettori metallici inseriti su elementi a base di legno.

Si potrà far riferimento a due approcci derivati dalla teoria classica di Johansen:

Teoria di Johansen modificata per tener conto che il connettore è inserito in una stratigrafia di elementi lignei orientati ortogonalmente tra loro, e quindi con diverse resistenze a rifollamento. La resistenza a rifollamento funzione dell'angolo d'azione della forza con la fibratura è esprimibile con le note relazioni previste nelle UNI EN 1995.

Teoria di Johansen classica, ma utilizzando resistenze a rifollamento generalizzate per il pannello come se fosse un materiale omogeneo.

Il secondo approccio, più semplice e di immediato utilizzo rispetto al primo, necessita l'uso di resistenze a rifollamento determinate con adeguata sperimentazione; come quella eseguita dall'Università di Karlsruhe e Graz che ha dimostrato che i due approcci forniscono risultati equivalenti. La resistenza a rifollamento può essere così valutata:

$$f_{h,k} = 60 \cdot d^{-0.5} \quad ; \text{ nel caso di chiodi e di viti di diametro } \leq 6 \text{ non preforate.}$$

$$f_{h,k} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot d)}{1,1 \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad ; \text{ nel caso di spinotti, bulloni e viti di diametro } > 6.$$

Le formule sopra scritte sono relative ad un connettore inserito nella superficie laterale del pannello; nel caso in cui una vite venga inserita sul bordo laterale del pannello, la resistenza a rifollamento dedotta da dati sperimentali potrà essere considerata pari a:

$$f_{h,k} = \frac{32 \cdot d^{-0.3}}{2,5 \cdot \cos^2 \varepsilon + \sin^2 \alpha}$$

dove ε è l'angolo tra l'asse del connettore e la direzione della fibratura.

Nel caso di viti caricate assialmente ad estrazione, la resistenza è pari:

$$R_{ex,s,k} = \frac{31 \cdot d^{0.8} \cdot l_{ef}^{0.9}}{1,5 \cdot \cos^2 \varepsilon + \sin^2 \alpha}$$

Dove l_{ef} è la profondità di penetrazione della vite e d il diametro nominale della vite.

Legenda simboli

$B_{A,x}$ = rigidezza flessionale del piano A nella direzione x

$B_{B,x}$ = rigidezza flessionale del piano B nella direzione x

$S_{x,z}$ = rigidezza a taglio nel piano xz

l = luce di calcolo

$I_{y,i}$ = momento d'inerzia dello strato i-esimo attorno all'asse y

$z_{s,i}$ = distanza del baricentro dello strato i-esimo dal baricentro geometrico della sezione

d_i = spessore dello strato i-esimo

A_i = area dello strato i-esimo

$E_{x,i}$ = modulo elastico nella direzione x dello strato i-esimo

a_x = distanza tra i baricentri degli strati portanti più esterni

$k_{x,i}$ = rigidezza del mezzo di connessione tra gli strati (= a infinito essendo strati incollati)

G_{xz} = modulo elastico a taglio nel piano xz

5 Criteri adottati per le misure di sicurezza e metodo di calcolo

Il calcolo è stato effettuato con il metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo le prescrizioni contenute nel DM 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e l'Eurocodice 5 (UNI EN 1995-1) "Progettazione delle strutture di legno" per quanto riguarda le strutture lignee. La struttura è verificata per la resistenza al fuoco calcolata secondo il "metodo della sezione efficace" (EN 1995-1-2).

Il coefficiente di sicurezza sul materiale legno per le verifiche agli SLU è preso pari a $\gamma_m=1,50$ per gli elementi di legno massiccio, per i pannelli a strati incrociati e per le unioni e $\gamma_m=1,45$ per gli elementi di legno lamellare come indicato nel D.M. II. TT. - 06/05/08 "Integrazioni al decreto 14 gennaio 2008 di approvazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni".

5.1 Schematizzazione delle azioni

Le azioni derivanti dal carico di neve e vento e sisma sono state schematizzate come carichi statici agenti sull'edificio, quelle derivanti dal sisma sono state schematizzate come carichi statici (analisi statica lineare). Per la definizione delle azioni e le combinazioni utilizzate si rimanda al capitolo dedicato della relazione di calcolo. Le combinazioni sono effettuate secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite considerando le azioni definite dalle normative citate.

L'edificio è stato considerato in classe d'uso II (edifici ordinari) con vita nominale di 50 anni.

5.2 Legami costitutivi adottati per la modellazione dei materiali

Il legame costitutivo per la modellazione del materiale legno è di tipo lineare-elastico fino a rottura, ipotesi ampiamente giustificata per gli elementi di legno in dimensione d'uso nelle strutture sia dalle normative che dalla letteratura tecnica esistente a livello nazionale e internazionale.

Per gli elementi di acciaio utilizzati per le connessioni meccaniche il legame è di tipo elasto-plastico bilineare.

Per gli elementi in calcestruzzo armato il legame è di tipo elasto-plastico bilineare.

Per gli elementi in acciaio il legame è di tipo elasto-plastico bilineare.

6 Criteri di robustezza

I requisiti di robustezza strutturale di cui ai §§ 2.1 e 3.1.1 del DM 14.01.08 sono stati raggiunti mediante l'adozione delle scelte progettuali e dei provvedimenti costruttivi indicati, in particolare per le strutture di legno, nel successivo § 4.4.12 del decreto, come di seguito riassunto:

Requisito DM 14.01.08 § 4.4.12	Criterio adottato nel progetto
protezione della struttura e dei suoi elementi componenti nei confronti dell'umidità	Per tutte le strutture sono previsti particolari costruttivi idonei alla prevenzione dell'ingresso di acqua e alla formazione di condensa, in particolar modo in corrispondenza delle unioni. I particolari costruttivi sono inoltre finalizzati all'allontanamento per drenaggio e/o evaporazione dell'eventuale umidità che, in maniera imprevista, dovesse trovarsi nelle unioni stesse. Tali particolari hanno configurazioni di comprovata efficacia e la qualità della loro esecuzione dovrà essere sottoposta a prove di accettazione nel corso della costruzione.
utilizzo di mezzi di collegamento intrinsecamente duttili o di sistemi di collegamento a comportamento duttile	Le membraure lignee saranno collegate con elementi metallici sufficientemente snelli in modo da garantire un comportamento complessivamente duttile della struttura, in particolare non saranno utilizzati connettori a gambo cilindrico con diametro maggiore di 12 mm, non saranno messe in opera membraure con spessori collegati minori di 10d in modo da rispettare i requisiti di duttilità previsti dalle NTC.
limitazione delle zone di materiale legnoso sollecitate a trazione perpendicolarmente alla fibratura.	Per come è stato concepito l'edificio le sollecitazioni di trazione perpendicolare alla fibratura sono in generale limitate o assenti.

7 Relazione sui materiali

Tutti i materiali strutturali dovranno essere dotati di marcatura CE, attestato di conformità o equivalente documento rilasciato dal produttore e comprovato da idonea documentazione e/o certificazione, in conformità alle disposizioni del D.M. 14 gennaio 2008 e circolare esplicativa n°617 del 02/02/2009, nessuna esclusa.

Essi avranno le caratteristiche prestazionali e merceologiche riportate di seguito.

7.1 Pannelli di legno lamellare a strati incrociati (x-lam)

I pannelli saranno formati da strati incrociati di tavole di legno massiccio, tutte di classe C24 secondo la EN 338-2016. Il profilo prestazionale delle tavole e i valori statici delle composizioni considerate sono riportati di seguito.

Proprietà di resistenza	in N/mm ²	
Flessione	$f_{m,k}$	24
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	14,5
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0,4
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	21
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2,5
Taglio	$f_{v,k}$	4
Proprietà di rigidezza	in N/mm ²	
Modulo elastico medio parallelo	$E_{0,mean}$	11000
Modulo elastico al 5° percentile parallelo	$E_{0,05}$	7400
Modulo elastico medio perpendicolare	$E_{90,mean}$	370
Modulo tangenziale medio	G_{mean}	690
Massa volumica	in kg/m ³	
Massa volumica al 5° percentile	ρ_k	350
Massa volumica media	ρ_{mean}	420

7.2 Legno lamellare

Per le architravi si utilizzano elementi di legno lamellare incollato di abete di classe GL24h secondo UNI EN 14080-2013. Il profilo prestazionale della classe considerata è riportato di seguito.

Proprietà di resistenza	in N/mm ²	
Flessione	$f_{m,g,k}$	24
Trazione parallela	$f_{t,0,g,k}$	19,2
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,g,k}$	0,4
Compressione parallela	$f_{c,0,g,k}$	24
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,g,k}$	2,7
Taglio	$f_{v,g,k}$	2,7
Proprietà di rigidezza	in N/mm ²	
Modulo elastico medio parallelo	$E_{0,g,mean}$	11500
Modulo elastico al 5° percentile parallelo	$E_{0,g,05}$	9600
Modulo elastico medio perpendicolare	$E_{90,g,mean}$	390
Modulo tangenziale medio	$G_{g,mean}$	720
Massa volumica	in kg/m ³	
Massa volumica al 5° percentile	ρ_k	385

7.3 Legno massiccio

Elementi strutturali in legno massiccio con le seguenti caratteristiche:

classe di resistenza secondo la EN 338:2016	C24
---	-----

classe di durabilità secondo la EN 335-2	3	
Proprietà di resistenza	N/mm²	
Flessione	f _{m,k}	24
Trazione parallela	f _{t,0, k}	14,5
Trazione perpendicolare	f _{t,90,k}	0,4
Compressione parallela	f _{c,0,k}	21
Compressione perpendicolare	f _{c,90,k}	2,5
Taglio	f _{v,k}	4.0
Proprietà di rigidezza	N/mm²	
Modulo elastico medio parallelo	E _{0,mean}	11000
Modulo elastico al 5° percentile parallelo	E _{0,05}	7400
Modulo elastico medio perpendicolare	E _{90,mean}	370
Modulo tangenziale medio	G _{mean}	690
Massa volumica	in kg/m³	
Massa volumica al 5° percentile	ρ _k	350
Massa volumica media	ρ _{mean}	420

7.4 Pannello LVL

Per la realizzazione delle giunzioni di continuità delle pareti e dei solai in x-lam si utilizzano tavole di LVL a strati incrociati (denominazione commerciale KERTO-Q).

Le caratteristiche geometriche del prodotto normalmente commercializzato sono i seguenti:

Kerto-Q: dimensioni standard													
Spessore (mm)	Larghezza (mm)												
	200	225	260	300	360	400	450	500	600	900	1200	1800	2500
27	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
33	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
39	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
45	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
51	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
57	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
63	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
69	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+

Kerto-Q: struttura degli impiallacci			
Spessore (mm)	Z	X	Struttura degli impiallacci
	q/y		
27	7	2	II-III-II
33	9	9	II-III-II
39	10	3	II-III-II-II
45	12	3	II-III-III-II
51	14	3	II-III-III-II
57	15	4	II-III-III-III-II
63	16	5	II-III-III-III-II
69	23	5	II-III-III-III-II

z = impiallaccio disposto longitudinalmente alla direzione del pannello principale
x = impiallaccio disposto trasversalmente alla direzione del pannello principale

I valori caratteristici di resistenze, rigidità e massa volumica dei pannelli LVL devono essere conformi alla EN 14374 e sono riportati nella tabella seguente:

Valori caratteristici delle proprietà meccaniche				
I valori conformi allo standard per il compensato multistrato (EN 14374 Compensato multistrato strutturale) devono essere impiegati nella progettazione in base allo standard Eurocode 5 (EN 1995) N/mm ² o kg/m ³				
Proprietà	Simbolo	Kerto-S * Spessore 27 - 90 mm	Kerto-Q * Spessore 27 - 69 mm	Kerto-T **
Valori caratteristici 5%				
Resistenza alla flessione				
Laterale	$f_{m,0,edg,k}$	44,0	32,0	27,0
Parametro relativo alla dimensione	s	0,12	0,12	0,15
Di piatto	$f_{m,0,flat,k}$	50,0	36,0	32,0
Resistenza alla tensione				
Parallela alla direzione delle fibre	$f_{t,0,k}$	35,0	26,0	24,0
Perpend. alla direz. delle fibre, lat.	$f_{t,90,edg,k}$	0,8	6,0	0,5
Resistenza alla compressione				
Parallela alla direzione delle fibre	$f_{c,0,k}$	35,0	26,0	24,0
Perpend. alla direz. delle fibre, lat.	$f_{c,90,edg,k}$	6,0	9,0	4,0
Perpend. alla direz. fibre, di piatto	$f_{c,90,flat,k}$	1,8	1,8	1,0
Resistenza al taglio				
Laterale	$f_{v,0,edg,k}$	4,1	4,5	2,4
Di piatto	$f_{v,0,flat,k}$	2,3	1,3	1,3
Modulo di elasticità				
Parallela alla direzione delle fibre	$E_{0,k}$	11600	8800	8800
Perpend. alla direz. delle fibre, lat.	$E_{0,90,edg,k}$	350	2000	-
Perpend. alla direz. fibre, di piatto	$E_{0,90,flat,k}$	100	100	-
Modulo di elasticità tangenziale	$G_{0,k}$	400	400	300
Densità	ρ_k	480	480	410
Valori medi				
Modulo di elasticità				
Parallela alla direzione delle fibre	$E_{0,mean}$	13800	10500	10000
Perpend. alla direz. delle fibre, lat.	$E_{0,90,edg,mean}$	430	2400	-
Perpend. alla direz. fibre, di piatto	$E_{0,90,flat,mean}$	130	130	-
Modulo di elasticità tangenziale				
Laterale	$G_{0,mean}$	600	600	400
Di piatto	$G_{0,mean}$	600	-	400

* Certificato VTT n. 184/03.

** Dichiarazione VTT RTE2719/05

La progettazione di Kerto deve essere effettuata conformemente ai codici delle costruzioni nazionali e alle omologazioni Kerto locali. In alternativa, possono essere utilizzati come base per la progettazione il documento di applicazione nazionale di EC5 e i valori sopra riportati.

Proprietà fisiche			
	Kerto-S	Kerto-Q	Kerto-T
Contenuto di umidità (all'uscita della fabbrica)	10 %	10 %	10 %
Coefficiente di variazione dimensionale*			
Spessore	0,0024	0,0024	0,0024
Larghezza	0,0032	0,0003	0,0032
Lunghezza	0,0001	0,0001	0,0001
Densità (kg/m³)	510	510	440
Resistenza al fuoco, tasso di carbonizzazione (mm/min.)	0,70	0,70	**
Reazione al fuoco	D-s1, d0	D-s1, d0	**
* Variazione dimensionale della sezione trasversale causata dal contenuto di umidità (variazione del contenuto di umidità in % x coefficiente di variazione dimensionale x sezione trasversale in mm)			
** La progettazione deve essere effettuata in base all'omologazione nazionale.			
Tolleranze generali dei prodotti Kerto			
Spessore	+1 /-2 mm		
Altezza	+/- 1 mm		
200...600 mm	+/- 2 mm		
> 600 mm	+/- 0,5 %		
Lunghezza	+/- 5 mm		

Figura 4 - pannello LVL, caratteristiche tecniche

7.5 Ferramenta per le unioni e connessioni

Si utilizzano come elementi di connessione tra gli elementi lignei prodotti standard, specifici per la carpenteria in legno, o di carpenteria metallica a misura; le caratteristiche degli acciai sono di seguito riportate.

Barre filettate classe 8.8 secondo NTC 2008, con i seguenti valori caratteristici:

Proprietà		8.8
tensione di snervamento	f_{yb}	640 N/mm ²
tensione di rottura	f_{tb}	800 N/mm ²

Chiodi ad aderenza migliorata classe 6.8 secondo NTC 2008 (rilevi tronco conici o elicoidali), con i seguenti valori caratteristici:

Proprietà		6.8
tensione di snervamento	f_{yb}	480 N/mm ²
tensione di rottura	f_{tb}	600 N/mm ²

Viti da legno classe 10.9 secondo NTC 2008 (autoperforanti), con i seguenti valori caratteristici:

Proprietà		10.9
tensione di snervamento	f_{yb}	900 N/mm ²
tensione di rottura	f_{tb}	1000 N/mm ²

ZINCATURA:

FeZn 12c secondo la ISO 2081, per classe di servizio I e II secondo la ENV 1995-1-1.

FeZn 25c secondo la ISO 2081, per classe di servizio III secondo la ENV 1995-1-1.

7.6 Carpenteria metallica

ACCIAIO PER PROFILI E PIATTI TIPO S275 secondo NTC 2008 (Tab. 11.3.IX), con i seguenti valori caratteristici:

7.6.1.1.1.1.1 Proprietà		
tensione di snervamento	f_y	275 N/mm ²
tensione di rottura	f_u	430 N/mm ²
modulo di elasticità	E	210 000 N/mm ²
massa volumica	ρ	7850 kg/m ³

ZINCATURA:

FeZn 12c secondo la ISO 2081, per classe di servizio I e II secondo la ENV 1995-1-1.

FeZn 25c secondo la ISO 2081, per classe di servizio III secondo la ENV 1995-1-1.

7.7 Conglomerati Cementizi

Per le prescrizioni sui c.a. si faccia riferimento agli elaborati grafici e alla relazione di calcolo delle strutture in c.a., redatta da professionista incaricato.

CALCESTRUZZO PER MAGRONE:

CLASSE DI RESISTENZA CLS	C12/15
CLASSE DI CONSISTENZA	S4
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC0
DIMENSIONE MAX INERTI	32mm

CEMENTO ARMATO PER TRAVI DI FONDAZIONE:

CLASSE DI RESISTENZA CLS	C28/35
CLASSE DI CONSISTENZA	S4
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2
DIMENSIONE MAX INERTI	20mm
ACCIAIO	B450C
COPRIFERRO	35mm

ACCIAIO DA CARPENTERIA E PIASTRE

S275

VITI METRICHE

cl.8.8

DADI METRICI

cl.8

TRATTAMENTI PROTETTIVI

zincatura a caldo

VITA NOMINALE EDIFICIO
CLASSE D'USO

Vn= 50anni
II

7.7.1 LEGANTI

Devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici previsti dalle disposizioni vigenti in materia, dotati di certificato di conformità. E' escluso l'impiego di cementi alluminosi.

7.7.2 AGGREGATI

Sono idonei alla produzione di calcestruzzo per uso strutturale gli aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, ovvero provenienti da processi di riciclo conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 12620 e, per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1.

7.7.3 ACQUA

L'acqua di impasto, ivi compresa l'acqua di riciclo, dovrà essere conforme alla norma UNI EN 1008:2003.

7.7.4 DURABILITA'

Le prescrizioni sulle caratteristiche del calcestruzzo da impiegare (composizione e resistenza meccanica), sui valori del copriferro e le regole di maturazione garantiscono la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato, esposte all'azione dell'ambiente, in quanto consentono di limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

7.7.5 IMPASTI

La distribuzione granulometrica degli inerti, il tipo di cemento e la consistenza dell'impasto, devono essere adeguati alla particolare destinazione del getto, ed al procedimento di posa in opera del conglomerato. Il quantitativo d'acqua deve essere il minimo necessario a consentire una buona lavorabilità del conglomerato tenendo conto anche dell'acqua contenuta negli inerti. Partendo dagli elementi già fissati il rapporto acqua-cemento, e quindi il dosaggio del cemento, dovrà essere scelto in relazione alla resistenza richiesta per il conglomerato. L'impiego degli additivi (conformi alla norma UNI EN 934-2) dovrà essere subordinato all'accertamento dell'assenza d'ogni pericolo d'aggressività. L'impasto dovrà essere fatto con mezzi idonei ed il dosaggio dei componenti eseguito con modalità atte a garantire la costanza del proporzionamento previsto in sede di progetto.

7.7.6 ARMATURE

Non si devono porre in opera armature eccessivamente ossidate, corrose, recanti difetti superficiali, che ne menomino la resistenza o ricoperte da sostanze che possano ridurne sensibilmente l'aderenza al conglomerato.
Acciaio per c.a. del tipo B450C

Tensione caratteristica di snervamento (nominale) $f_{y\text{nom}} = 450\text{N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura (nominale) $f_{t\text{nom}} = 540\text{N/mm}^2$

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq f_{y\text{nom}}$

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq f_{t\text{nom}}$

$$\left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k \geq 1.15 \quad \left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k < 1.35$$

8 Progettazione contro l'incendio dei pannelli X-LAM

L'edificio non deve sottostare a particolari requisiti contro l'incendio, sono state comunque eseguite le verifiche al fuoco per gli elementi parete e solaio X-LAM che risultano ampiamente verificate per R15.

8.1 Verifica elementi xlam

Gli elementi sono verificati contro l'incendio secondo il "metodo della sezione efficace" (EN 1995-1-2). I solai in x-lam e le pareti hanno una resistenza al fuoco, considerando l'estradosso solaio protetto dal massetto e dalla pavimentazione, di 15 minuti. Nelle verifiche degli elementi in x-lam si è adottato la velocità di carbonatazione prevista dall'eurocodice 5 per strutture bidimensionali piane ($\beta_0=0,65$ mm/min) relativa a legno massiccio e lamellare di conifera. Nelle verifiche di elementi in legno massiccio o in lamellare si è invece utilizzato un valore della velocità di carbonatazione più alto per tener conto dell'arrotondamento degli spigoli e delle fessurazioni ($\beta_n=0,7/0,8$ lamellare/massiccio).

Sono indicati con un asterisco (*) gli spessori degli strati delle pareti xlam con le tavole orientate orizzontalmente.

Tipo elemento:	parete xlam esterna sp. 120 mm (3 strati)
Resistenza al fuoco:	R15
Posizione parete:	esterna
Composizione parete:	$40+40+40 = 120$ mm
Profondità di carbonizzazione:	$d_{char} = 7 + 0,65 \times 15 = 16,8$ mm
Numero lati esposti:	1
Composizione parete carbonizzata:	$23,2+40+40 = 103,2$ mm

Tipo elemento:	parete o solaio xlam sp. 100 mm (3 strati)
Resistenza al fuoco:	R15
Posizione parete:	interna
Composizione parete:	$33+34+33 = 100$ mm
Profondità di carbonizzazione:	$d_{char} = 7 + 0,65 \times 15 = 16,8$ mm
Numero lati esposti:	1
Composizione parete carbonizzata:	$16,2+34+33 = 83,2$ mm

I valori di profondità di carbonizzazione sono utilizzati nelle verifiche al fuoco nel programma PRO_SAP.

Non sono previsti sistemi di protezione al fuoco per gli elementi metallici di connessione, per proteggere i quali esistono sistemi di placcaggio con appositi pannelli in cartongesso e isolamento o vernici intumescenti, dato che per le connessioni utilizzate esiste una resistenza intrinseca al fuoco pari a R15, la struttura può essere classificata come resistente al fuoco a R15.

Si rammenta che l'applicazioni di protezioni in cartongesso con R caratteristico non comporta l'aritmetico aumento della resistenza al fuoco. Eventuali incrementi possono essere realizzati mediante:

- applicazioni di protezioni con RE pari alla resistenza strutturale R valutata per l'intera struttura;
- calcolo del nuovo pacchetto secondo EN 1995-1-2.

Va anche fatto notare che nella valutazione della resistenza al fuoco di tutte le strutture, ma in particolare per quelle in legno, svolge un ruolo fondamentale la protezione dei collegamenti e delle connessioni metalliche che sono particolarmente sensibili alla temperatura. Alcune di questi collegamenti e connessioni, come ad esempio le viti che collegano lateralmente le pareti o i solai, possono essere considerati protetti direttamente dal legno in cui sono infissi. Altri collegamenti come, ad esempio, angolari e hold-down se non sono protetti garantiscono, secondo l'eurocodice 5, una resistenza al fuoco di massimo 15 minuti. Se si vuole ottenere una struttura con resistenza al fuoco superiore ai 15 minuti si devono porre in opera, a prescindere dalla resistenza degli elementi lignei, protezioni in grado di garantire la protezione al fuoco dei collegamenti metallici per la classe di resistenza voluta per la struttura.

Nel caso in cui si utilizzino protezioni aggiuntive (cartongesso e/o materiali isolanti) si dovrà anche garantire che queste barriere non siano by-passate dall'incendio attraverso cavedi o canalizzazioni poste all'interno del pacchetto

di finitura; pertanto forassiti, scatole di derivazione, tubazioni, cavi elettrici ecc. dovranno essere di tipo antincendio idoneo alle alte temperature ed opportunamente sigillati.

Travi in legno e in acciaio dovranno essere adeguatamente protette contro l'incendio per garantire i requisiti di sicurezza richiesti.

9 Azioni di progetto: carichi variabili, azioni della neve e del vento

9.1 Localizzazione dell'intervento

Località: PRATO
Provincia: PRATO
Regione: TOSCANA

Coordinate GPS:
Latitudine : 43.862944 N
Longitudine: 11.084843 E

Altitudine s.l.m.: 61.0 m

Normativa di riferimento:

D.M. 14 gennaio 2008 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

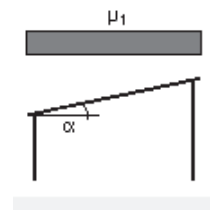
9.2 Calcolo delle azioni della neve

Zona Neve = II

Copertura piana e a due falde:
Angolo di inclinazione della falda $\geq 0.0^\circ$
 $\mu_1 = 0.80 \Rightarrow Q = 80 \text{ daN/mq}$

C_e (coeff. di esposizione al vento) = 1.00
Valore caratteristico del carico al suolo
($q_{sk} C_e$) = 60 daN/mq

Schema di carico:



9.3 Calcolo delle azioni del vento

Zona vento = 3

($V_{b.o} = 27 \text{ m/s}$; $A_o = 500 \text{ m}$; $K_a = 0.020 \text{ 1/s}$)

Classe di rugosità del terreno: B

[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Categoria esposizione: tipo IV

($K_r = 0.22$; $Z_o = 0.30 \text{ m}$; $Z_{min} = 8 \text{ m}$)

Velocità di riferimento = 27.00 m/s

Pressione cinetica di riferimento (q_b) = 46 daN/mq

Coefficiente di forma (C_p) = 1.00

Coefficiente dinamico (C_d) = 1.00

Coefficiente di esposizione (C_e) = 1.67

Coefficiente di esposizione topografica (C_t) = 1.00

Altezza dell'edificio = 8.50 m

Pressione del vento ($p = q_b C_e C_p C_d$) = 76 daN/mq

9.4 Azione del vento sulla struttura

Il valore del coefficiente di pressione è:

$c_p = +0,8$ per la parete sopravvento

$c_p = -0,4$ per la copertura

$c_p = -0,4$ per la parete sottovento

$c_{f,0} = +0,04$ coefficiente d'attrito

$c_{p,i} = \pm 0,2$ all'interno

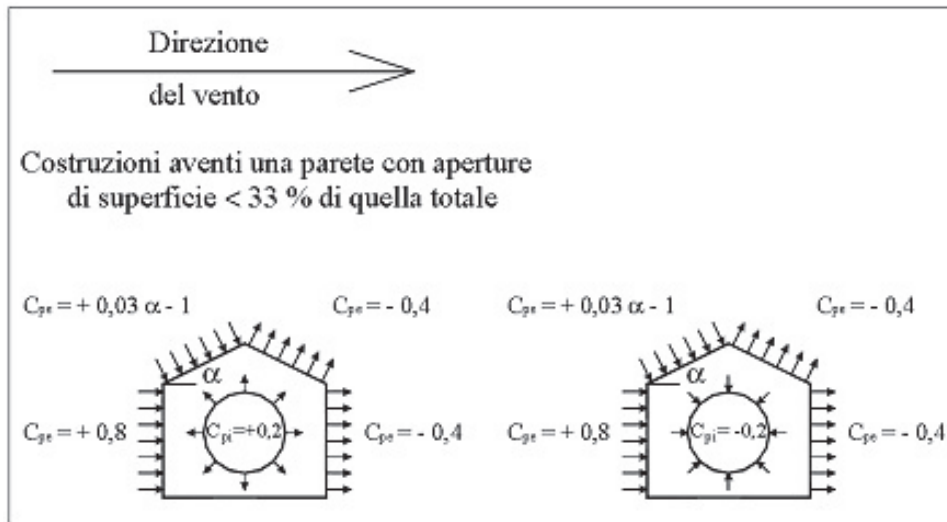


Figura 5- spinte del vento [NTC 08 Circ. Fig.C 3.3.3]

9.5 Azioni del vento sulle pareti

Dalle combinazioni delle azioni del vento risulta un carico sulla parete:

9.5.1 CARICO DI SUPERFICIE SULLA PARETE in direzione X e Y, sopra e sottovento:

$p_{1x} = 76,0 \times 0,6 = 45,6 \text{ daN/m}^2$ pareti sopravvento

$p_{2y} = 76,0 \times 0,6 = 45,6 \text{ daN/m}^2$ pareti sottovento

che massimizzano gli effetti globali

9.5.2 CARICO DI SUPERFICIE SULLA PARETE in direzione X e Y, sopra e sottovento:

$p_{1x} = 76,0 \times 0,8 = 60,8 \text{ daN/m}^2$ pareti sopravvento

$p_{2y} = 76,0 \times 0,2 = 15,2 \text{ daN/m}^2$ pareti sottovento

che massimizzano gli effetti

10 Azioni di progetto: carichi permanenti e variabili

10.1 Carichi sui solai

SOLAIO PIANO TERRA – RESIDENZIALE

Peso proprio solaio	260 daN/mq
Carico permanente c.d.	226 daN/mq
Carico permanente n.c.d.	100 daN/mq
Carico Variabile	200 daN/mq

SOLAIO PIANO TERRA – AREA POLIFUNZIONALE

Peso proprio solaio	260 daN/mq
Carico permanente c.d.	226 daN/mq
Carico permanente n.c.d.	100 daN/mq
Carico Variabile	400 daN/mq

SOLAIO PIANO PRIMO

Peso proprio solaio	70 daN/mq
Carico permanente c.d.	256 daN/mq
Carico permanente n.c.d.	100 daN/mq
Carico Variabile	200 daN/mq

SOLAIO COPERTURA

Peso proprio solaio	70 daN/mq
Carico permanente c.d.	95 daN/mq
Carico Variabile	80 daN/mq

BALLATOIO

Peso proprio solaio	50 daN/mq
Carico permanente c.d.	200 daN/mq
Carico Variabile	400 daN/mq

COPERTURA BALLATOIO

Peso proprio solaio	150 daN/mq
Carico permanente c.d.	100 daN/mq
Carico Variabile	80 daN/mq

10.2 Finiture su pareti in xlam

Per le pareti esterne è previsto un cappotto esterno in lana di roccia e rasatura, internamente sarà realizzata una controparete in cartongesso.

Nel modello di calcolo è stato applicato un carico permanente di:

Rasatura	20 daN/mq
Isolante e impianti	40 daN/mq
Cartongesso	20 daN/mq
TOTALE	80 daN/mq

11 Azione sismica

11.1 Valutazione regolarità

Regolarità in pianta	Valutazione
la configurazione in pianta è compatta ed approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze	SI
il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	SI
gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	SI

Regolarità in altezza	Valutazione
tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;	SI
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%)	SI
eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La struttura risulta regolare in pianta e in altezza.

Per le strutture in legno, le NTC2008, al § 7.7.3 sesto capoverso punto a) indicano che i requisiti dissipativi previsti ai § 7.7.2 a) e § 7.7.2 b) nonché al capoverso 5 del § 7.7.3 “possono considerarsi soddisfatte nelle zone dissipative di ogni tipologia strutturale se si verifica quanto segue: i collegamenti legno-legno e legno-acciaio sono realizzati con perni o con chiodi presentanti diametro d non maggiore di 12 mm ed uno spessore delle membrature lignee collegate non minore di $10d$ ”.

Nella progettazione sono state rispettate le prescrizioni sui diametri dei connettori metallici e gli spessori delle membrature collegate, in particolare si sono usati chiodi di diametro massimo pari a 4 mm e viti di diametri compresi fra 8 e 12 mm e spessori degli elementi collegati maggiori di $10d$.

La struttura è progettata per una classe di duttilità bassa (CD “B”).

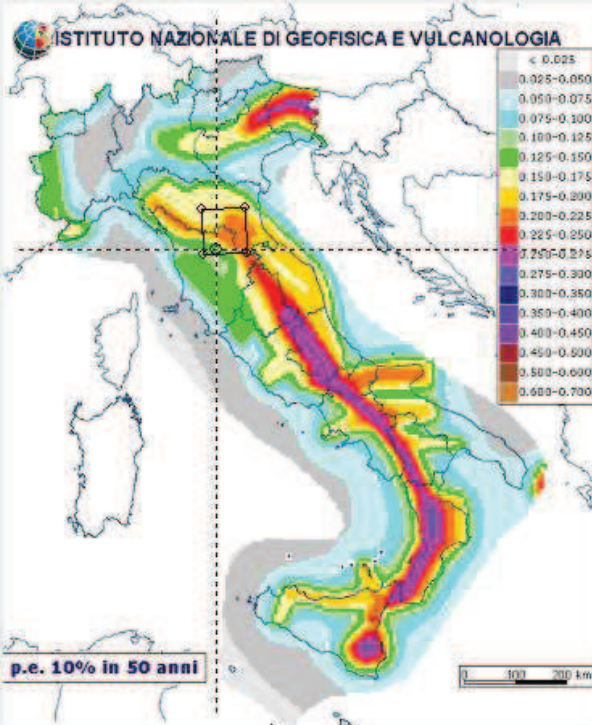
Le connessioni tra pannelli di solaio devono garantire il comportamento rigido degli orizzontamenti. Le Norme Tecniche prescrivono infatti:

(NTC 2008 § 7.3.6.1) “In particolari gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30%.

Le unioni orizzontali fra pannelli di solaio e tra solaio e pareti, sono verificate per forze di taglio di piano aumentate del 30%.

11.2 Valutazione parametri sismici

Valutazione della pericolosità sismica



ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Nota: per il calcolo dei parametri sismici
1) inserire le coordinate geografiche 2) introdurre Vn e Cu
Per le isole è possibile utilizzare come località: gruppo isole N
[con N = 1,2,3,4,5]

Vertici della maglia elementare

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
19612	11.063	43.860	1.826
19613	11.133	43.861	3.872
19391	11.131	43.911	6.306
19390	11.061	43.910	5.355

Coordinate geografiche

Località:

Longitudine: Latitudine:

Parametri per le forme spettrali

	Pver	Tr	ag [g]	Fo	T*c
SLO	81	30	0.049	2.520	0.250
SLD	63	50	0.060	2.560	0.270
SLV	10	475	0.140	2.440	0.300
SLC	5	975	0.179	2.390	0.310

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Vita Vn [anni]	Coefficiente uso Cu	Periodo Vr [anni]	Livello di sicurezza per esistenti %
50	1	50	100

☐ Rimuovi limiti Vr e Tr (di norma NO)

Passo 1

Classe d'uso

☐ I edifici di minor importanza per la sicurezza pubblica [edifici agricoli...]

☒ II edifici ordinari

☐ III edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (scuole, teatri...)

☐ IV edifici la cui funzionalità ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi...)

Osservazioni:

Pericolosità e zonazione

☐ Modalità di progettazione semplificata per zona 4

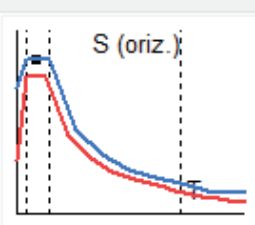
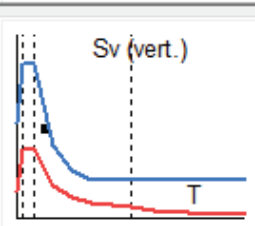
Strutture esistenti

☒ LC1: conoscenza limitata

☐ LC2: conoscenza adeguata

☐ LC3: conoscenza accurata

Fattore di confidenza FC:

Passo 2

×

Categoria di suolo di fondazione

☐ A formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi
 ☒ B depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti
 ☐ C depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza
 ☐ D depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati o coesivi da poco a mediamente
 ☐ E profili di terreno costituiti da stati superficiali alluvionali

Categoria topografica

☒ T1
 ☐ T2 in sommità al pendio
 ☐ T3 in cresta al rilievo con moderata pendenza
 ☐ T4 in cresta al rilievo
 quota relativa (%)

Analisi dello smorzamento

smorzamento (%) del suolo

S (oriz.)

Sv (vert.)

< Indietro

Avanti >

Annulla

Aggiorna

Passo 3

×

Parametri e fattori spettri

S.L.	ag	eta	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	0.049	1.0	1.200	2.520	0.755	0.121	0.363	1.797
SLD	0.060	1.0	1.200	2.560	0.844	0.129	0.386	1.839
SLV	0.140		1.200	2.440	1.231	0.140	0.420	2.159
SLC	0.179		1.200	2.390	1.367	0.144	0.431	2.318
Verticale per tutti:			1.000			0.050	0.150	1.000

Fattore di struttura

q x-x	q y-y	q z-z
2.0	2.0	1.5

Auto...

Edifici isolati

periodo Tis

Smorz. esi

Classe di duttilità

☐ Alta
 ☒ Bassa

Risposta Sismica Locale

File RSL...

Informa...

S (oriz.)

Sv (vert.)

< Indietro

Avanti >

Annulla

Aggiorna

Passo 4

Dati comuni per le analisi

Quota spiccato [cm]

Contributo carichi in fondazione ☐

Eccentricità aggiuntiva X: Y:

Spost. relativo limite 1000/h

Dati per analisi dinamica

N. modi N. modi rigidi

Fattore per calcolo rigidezza secante

Dati per analisi statica lineare e non lineare

Altezza edificio [cm]

Fatt. Lambda [0.85 - 1]

Periodo T1 [primo modo]

Sd (T1) - SLU

Se (T1) - SLD

☐ telai in acciaio
☐ telai in c.a.
☒ utente

dir. x-x
 dir. y-y
 dir. z-z

opzione suggerita:
☐ NO
☐ NO
☐ SI
☐ SI

S (oriz.)

Sv (vert.)

Passo 5

C.D.C. sismico

C.D.C.

Analisi modale di riferimento

Nodo cont. (**)

Modo rifer. (**)

Sisma	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4 (*)	LC 5 (*)	LC 6
LC U 9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
LC U 10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
LC U 11	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
LC U 12	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
LC D 13	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

NOTA: (*) coefficienti per carichi variabili Q

cdc Qk : utilizzare psi 2

cdc Qsk/Qnk : utilizzare di regola 1 (psi 2 da archivio carico)

(**) 0 per default in pushover

S (oriz.)

Sv (vert.)

Accelerazioni spettrali per i periodi notevoli

S(T) per sisma dir x-x

	T=0	T=TB-TC	T=TD
SLO	0.059	0.149	0.030
SLD	0.072	0.183	0.038
SLV	0.168	0.205	0.040
SLC	0.215	0.257	0.048

S(T) per sisma dir y-y

	T=0	T=TB-TC	T=TD
SLO	0.059	0.149	0.030
SLD	0.072	0.183	0.038
SLV	0.168	0.205	0.040
SLC	0.215	0.257	0.048

S(T) per sisma dir z-z

	T=0	T=TB-TC	T=TD
SLO	0.015	0.037	0.006
SLD	0.020	0.050	0.008
SLV	0.070	0.115	0.028
SLC	0.103	0.164	0.036

I tre valori notevoli dello spettro simbolicamente sono: "ag*S", "ag*S*eta*F" e "ag*S*eta*F*Tc/Td" [eta pari a 1/q per SLV e SLC]

Dal DM 14/01/08, considerando una vita nominale dell'edificio VN di 50 anni e costruzione di Classe d'uso II (costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti) si ottiene un periodo di riferimento VR:

$$VR = CU \times VN = 1,0 \times 50 = 50 \text{ anni}$$

Pertanto effettuando le verifiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si ha una probabilità di superamento del periodo di riferimento PVR = 10%.

Il periodo proprio, in prima approssimazione e in assenza di analisi dinamica, può essere calcolato con la seguente formula (NTC08 [7.3.5]):

$$T1 = 0,050 \times H^{3/4} = 0,050 \times 9,00^{3/4} = 0,259 \text{ s}$$

Si ricade quindi nella la zona che successiva il tratto di ordinata massima dello spettro di progetto.

11.3 Fattore di struttura

Si tratta di un edificio le cui strutture in elevazione risultano essere omogenee dallo spiccato delle fondazioni fino alla copertura, costituite da pareti portanti in pannelli di legno costituiti da tavole incollate a strati incrociati.

Tipologia strutturale (NTC08 7.7.3 tab. 7.7.I):
collegati mediante chiodi e bulloni.

Pannelli parete incollati con diaframmi incollati,

Classe di duttilità:

Bassa Duttilità

Valore massimo del fattore di struttura (NTC08 tab. 7.7.I): $q_0 = 2$

STRUTTURA REGOLARE IN ALTEZZA

FATTORE DI STRUTTURA EDIFICIO: $q = 2$

11.4 Duttilità e sovrarresistenza delle strutture

11.4.1 STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

le verifiche di duttilità sono eseguite in ottemperanza al paragrafo 7.4.4 del DM 14/01/08, in particolare si controllerà che la duttilità di curvatura μ_ϕ nelle zone critiche risulti:

$$\mu_\phi \geq \begin{cases} 2q_0 - 1 & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1 + 2(q_0 - 1) T_c / T_1 & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

11.4.1.1 Elementi di fondazione (travi e platee)

Le strutture di fondazione rispettano quanto previsto al capitolo 7.2.5 del DM 14/01/08, in particolare le azioni provenienti dalla struttura sovrastante sono amplificate di un fattore $\gamma_{Rd}=1.1$ (classe B) e l'armatura minima longitudinale, superiore ed inferiore, di travi e platee è non minore dello 0,2% della sezione di calcestruzzo.

11.4.2 STRUTTURE IN LEGNO

Coerentemente con le indicazioni del paragrafo 7.7.3 del DM 14/01/08 tutte le zone dissipative saranno realizzate mediante collegamenti legno-acciaio consistenti in perni (viti autoforanti) aventi diametro d non maggiore di 12 mm e spessore delle membrature lignee collegate non minore di 10d.

11.4.2.1 Requisiti dei collegamenti (zone dissipative) :

I collegamenti legno-legno o legno-acciaio sono realizzati con perni o con chiodi di diametro $d \leq 12$ mm ed uno spessore delle membrature lignee collegate $\geq 10d$.

Nelle pareti e nei diaframmi con telaio in legno, il materiale di rivestimento strutturale è di legno o di materiale da esso derivato, con uno spessore minimo superiore a $4d$ e con diametro d dei chiodi non superiore a 3,1 mm.

I pannelli di particelle hanno una massa volumica media non inferiore a 650 kg/m^3 e spessore non inferiore a 13 mm.

11.4.2.2 Sovreresistenza:

Al fine di garantire lo sviluppo del comportamento ciclico dissipativo in corrispondenza delle zone assunte come dissipative, tutti gli altri elementi strutturali e/o connessioni devono essere progettati con adeguati valori di sovreresistenza. Essendo la struttura progettata in classe di duttilità bassa (classe B) il **fattore di sovreresistenza** utilizzato è **1,1**.

Tale requisito di sovreresistenza si applica, in particolare, a:

- a) collegamenti di elementi tesi o qualsiasi collegamento alle strutture di fondazione;
- b) collegamenti tra diaframmi orizzontali ed elementi verticali di controvento

Elementi strutturali progettati con sovreresistenza:

- collegamento in fondazione
- collegamento tra diaframma orizzontale e pareti di controvento.

Per quanto riguarda i **diaframmi orizzontali** il **fattore di sovreresistenza** utilizzato, conformemente a quanto prescritto dal DM 14/01/08, è **1,3**.

12 Modi di vibrare

Si riportano le immagini delle deformate dei primi tre modi di vibrare significativi per la massa messa eccitata.

Freq.= 3.95 Hz ; $T= 0.25$ s ; prevalentemente traslazionale in direzione X;

Freq.= 4.58 Hz ; $T= 0.22$ s ; prevalentemente traslazionale in direzione Y;

Freq.= 5.18 Hz ; $T= 0.19$ s ; prevalentemente rotazionale.

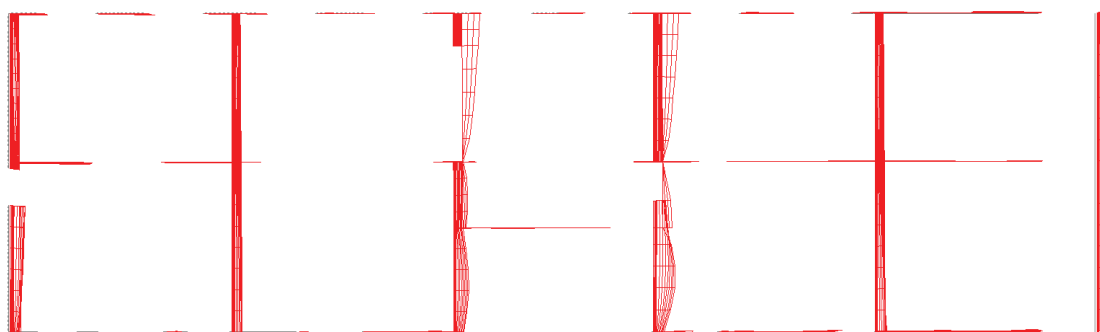


Figura 15 – deformata per $T = 0.25$ s

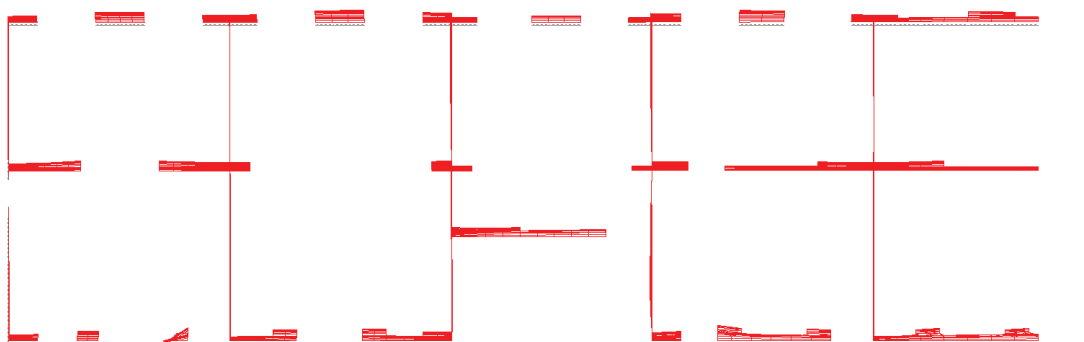


Figura 16 - deformata per $T = 0.22$ s

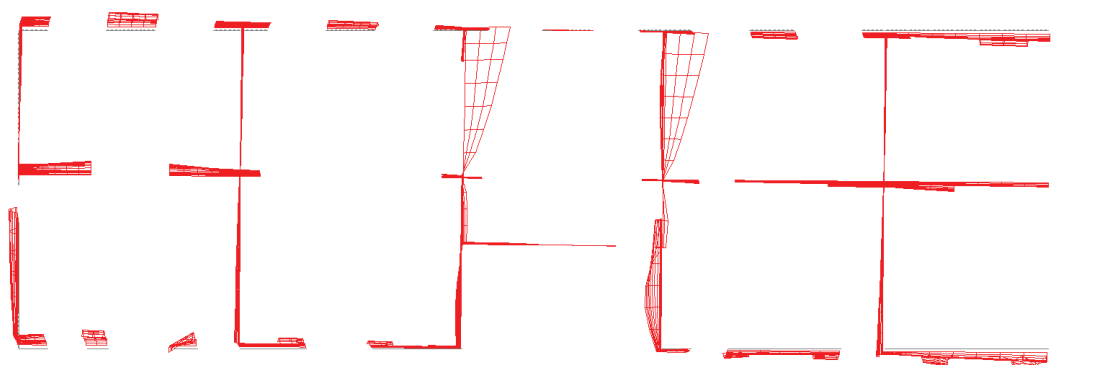


Figura 17 - deformata per $T = 0.19$ s

13 Connessioni legno – calcestruzzo

Le connessioni legno calcestruzzo sono di due diversi tipi: connessioni in fondazione e connessione con elevazione con pareti.

Le connessioni in fondazione sono a loro volta divisibili in due diverse categorie:

- a trazione;
- a taglio.

Le connessioni a trazione sono quelle delle barre di ancoraggio degli Hold-down, quelle a taglio riguardano le barre di ancoraggio delle piastre anti scorrimento.

13.1 Ancorante chimico per hold-down e connessione a taglio, caratteristiche dell'ancorante "tipo"

Si dovranno utilizzare ancoranti (barra+resina) specifici per il calcestruzzo con caratteristiche meccaniche tali da garantire una resistenza di progetto "lato CLS" maggiore della resistenza di progetto del collegamento "lato legno". Nel caso si usino connettori a taglio o trazione di tipo commerciale è necessario utilizzare l'ancorante previsto nella certificazione di prodotto. Si riportano le caratteristiche meccaniche minime della barra e dell'ancorante "tipo" considerata nel calcolo.

Barre metriche classe 5.8 con dado 5.8

Resina vinilica o epossidica

13.2 Hold – down di fondazione

Sono utilizzati Hold-down commerciali modello "WHT 440" rothofixing con chiodi "anker" ad aderenza migliorata ϕ 4x60 e barra M16x190 (cl. 5.8 o superiore) con ancoraggio chimico. In conformità alle NTC08 le connessioni sono calcolate con coeff. di sovra resistenza 1.1 (EDIFICI A BASSA DUTTILITA').

13.3 Piastre anti scorrimento di fondazione

Sono utilizzate piastre commerciali modello "TITAN TCP 200" rothofixing con chiodi "anker" ad aderenza migliorata ϕ 4x60 e barre M12 (cl. 5.8 o superiore) con ancoraggio chimico. In conformità alle NTC08 le connessioni sono calcolate con coeff. di sovra resistenza 1.1 (EDIFICI A BASSA DUTTILITA').

Il modo di rottura è il “modo b” di tipo duttile e quindi compatibile con la necessità di rottura duttile per strutture in bassa duttilità.

14.3 Viti collegamento parete xlam – solaio in xlam.

Sono utilizzate viti autoperforanti di collegamento tra la parete xlam e il il solaio xlam.

In conformità alle NTC08 le connessioni sono calcolate con coeff. di sovraresistenza 1.1.

15 Dimensionamento solai

15.1 Solaio a lastre predalles – Piano Terra (carico variabile 200 daN/mq)

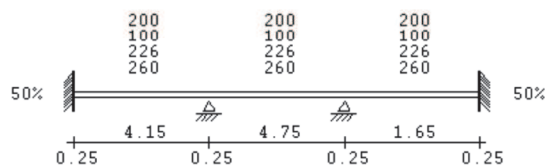
Solaio PT 200kg

Solaio Lastra-Predalle

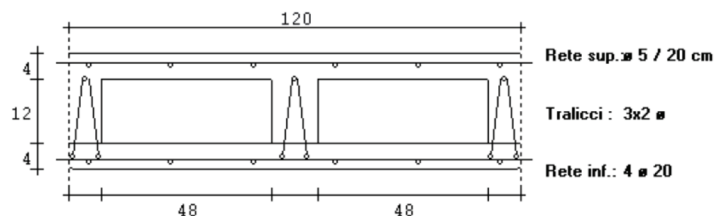
acc. : $f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$	$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 3913 \text{ daN/cm}^2$	copriferro sup : 2.50 cm
cls. : $R_{ck} = 350 \text{ daN/cm}^2$	$f_{cd} = 0,85 \times f_{ck} / 1.50 = 165 \text{ daN/cm}^2$	copriferro inf : 2.50 cm
Coeff.Car.Perm. Strutturali= 1.30	$E_c = 325880 \text{ daN/cm}^2$	Coeff.Car.Variabili= 1.50
Coeff.Car.Perm. Non Strutt.= 1.50		Coeff.Car.Sismici = 0.30

CARICHI (daN/m²)

Q
G2
G1
p.p.



f.max. (cm)	-0.055	-0.087	0.000
f/l	1/7561	1/5462	



Rete Sup.: Collaborante
Rete Inf.: Non Collaborante

MOMENTI MAX. (+) IN CAMPATA

asta	Md[daNm]	Mslu[daNm]	arm.inf.[cm²]	arm.sup.[cm²]	M.reale[daNm]
1	(1669)	< 1909	1012+2010 (2.70)	(1.18)	1376
2	(2186)	< 2426	1010+1012+2010 (3.49)	(1.18)	1637
3	(264)	< 1310	1010+208 (1.79)	(1.18)	147

MOMENTI MAX. (-) ASSE-FILO APPOGGI

app.	Md[daNm]	M.filolo	Mslu[daNm]	arm.sup.[cm²]	arm.inf.[cm²]	M.reale[daNm]
1	-1117	< -1172	-1172	206 (1.74)		-1117
dx.	-809	< -1172	-1172	(1.18)		
2	-2551	-2175 < -2893	-2893	2010+2010 (4.32)		-2551
dx.	-2158	< -2893	-2893	(4.32)		
3	-2164	-1783 < -2297	-2297	2012 (3.44)		-2164
dx.	-1849	< -2297	-2297	(3.44)		
4	-56	< -797	-797	(1.18)		0
				(1.18)		

TAGLIO MAX. ESTREMITA'

app.	Vd.asse[daN]	Vd.filolo	VRd [daN]	banch.Taglio (cm)	banch.Mom. (cm)
1 sx.	2544	2382	> 2314	5	
1 dx.					
2 sx.	3096	2934	< 3127		
2 dx.	3226	3063	< 3127		
3 sx.	3134	2972	> 2899	5	
3 dx.	2600	2438	< 2899		
4 sx.	692	529	< 3904		
4 dx.					

STATO LIMITE DI TENSIONI DI ESERCIZIO

Condizioni ambientali : ordinarie (a)

Asta	Q.var.	M[daNm]	σ_f [daN/cm ²]	σ_c [daN/cm ²]	σ_c [daN/cm ²]
1	RARA	901		12.81	13.15 < 174.30 = 0.60 fck
	FREQUENTE (0.5)	755		10.73	11.02 < 130.73 = 0.45 fck
	QUASI PERM. (0.3)	696		9.89	10.16 < 130.73 = 0.45 fck
2	RARA	1107		15.49	16.11 < 174.30 = 0.60 fck
	FREQUENTE (0.5)	940		13.15	13.68 < 130.73 = 0.45 fck
	QUASI PERM. (0.3)	873		12.21	12.71 < 130.73 = 0.45 fck
3	RARA	21		0.30	0.31 < 174.30 = 0.60 fck
	FREQUENTE (0.5)	-4		-0.06	-0.06 < 130.73 = 0.45 fck
	QUASI PERM. (0.3)	-14		-0.20	-0.20 < 130.73 = 0.45 fck
Tensione di Trazione CLS : fctm/1.2				23.62	(sez. non fessurata)
Tensione di Trazione ACC : 0.8 fyk				3600	(sez. fessurata)

Nodo	Q.var.	M[daNm]	σ_f [daN/cm ²]	σ_c [daN/cm ²]	σ_c [daN/cm ²]
1	RARA	-721		10.50	10.83 < 174.30 = 0.60 fck
	FREQUENTE (0.5)	-600		8.74	9.01 < 130.73 = 0.45 fck
	QUASI PERM. (0.3)	-552		8.04	8.29 < 130.73 = 0.45 fck
2	RARA	-1848	284		27.52 < 174.30 = 0.60 fck
	FREQUENTE (0.5)	-1611		22.28	23.99 < 130.73 = 0.45 fck
	QUASI PERM. (0.3)	-1516		20.96	22.57 < 130.73 = 0.45 fck
3	RARA	-1480		20.82	22.10 < 174.30 = 0.60 fck
	FREQUENTE (0.5)	-1262		17.75	18.84 < 130.73 = 0.45 fck
	QUASI PERM. (0.3)	-1175		16.53	17.55 < 130.73 = 0.45 fck
4	RARA	95	0		0.00 < 174.30 = 0.60 fck
	FREQUENTE (0.5)	127	0		0.00 < 130.73 = 0.45 fck
	QUASI PERM. (0.3)	140	0		0.00 < 130.73 = 0.45 fck
Tensione di Trazione CLS : fctm/1.2				23.62	(sez. non fessurata)
Tensione di Trazione ACC : 0.8 fyk				3600	(sez. fessurata)

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Condizioni ambientali : Ordinarie

Comb. Carichi : FREQUENTE				Comb. Carichi : QUASI PERMANENTE			
Asta	E _{sm} x S _{rm}	=	W _m x 1,70 = W _k (mm)	E _{sm} x S _{rm}	=	W _m x 1,70 = W _k (mm)	
1				x	0.00 =		< 0.30
2				x	0.00 =		< 0.30
3				x	0.00 =		< 0.30

Comb. Carichi : FREQUENTE				Comb. Carichi : QUASI PERMANENTE			
Nodo	E _{sm} x S _{rm}	=	W _m x 1,70 = W _k (mm)	E _{sm} x S _{rm}	=	W _m x 1,70 = W _k (mm)	
1				x	0.00 =		< 0.30
2				x	0.00 =		< 0.30
3				x	0.00 =		< 0.30
4				x	0.00 =		< 0.30

Esm = deformazione media
 Srm = distanza media tra le fessure (mm)
 Wm = Esm x Srm : valore medio dell'apertura
 Wk = 1,7 x Wm : valore caratteristico apertura

$$Srm = 2 (c + s/10) + k1 k2 \phi / r_o$$

c = copriferro
 s = interasse barre ($\leq 14 \phi$)
 k1 = 0,4 per acciaio aderenza migliorata
 k2 = 0.125 per flessione
 ro = Af / Ac.eff (rapporto tra Area Ferro e Area Cls efficace)

$$Esm = \sigma_s / E_s \zeta$$

$$\zeta = 1 - \beta_1 \beta_2 (f_{cfm} / \sigma_{c,t})^2$$

σ_s = trazione acciaio in fase fessurata
 $\sigma_{c,t}$ = trazione cls in fase non fessurata
 β_1 = 1.0 per barre nervate : coeff. di aderenza
 β_2 = 1.0 per azioni breve durata (cdc rare)
 0.5 per azioni lunga durata (cdc frequenti/quasi permanenti)

fcm = 34.02 (daN/cm²) resistenza media di trazione per flessione nel cls
 fcfm = 1,2 fctm
 fctm = 0,3 x (fck)^(2/3) fck (N/mm²)

STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

Snellezza Limite Campate

Asta	L[cm]	h[cm]	$\lambda = L/h$		λ_{lim}	k	ρ	ρ'	500 As,eff.
									fyk As,calc
1	415	20	21	<	30	1.30	0.00094	0.00216	1.542
2	475	20	24	<	30	1.50	0.00094	0.00279	1.646
3	165	20	8	<	30	1.30	0.00094	0.00143	9.887

Freccia a tempo infinito per carico Quasi Permanente

Asta	Jc[cm ⁴]	Jf[cm ⁴]	Mf[daNm]	ϕ (inf)	Ec[daN/cm ²]	E(t=inf)	f(cm)	f/L
1	66176	8465	1876	1.73	325880	119516	0.110	1/3760
2	66176	11108	1876	1.73	325880	119516	0.182	1/2609
3	66176	5491	1876	1.73	325880	119516	0.000	

Jc = Inerzia sezione non fessurata
 Jf = Inerzia sezione fessurata
 Mf = Momento di fessurazione

Mf = fctm x Wi
 fctm = 0,3 x (fck)^(2/3) = 2.835 N/mm²

Ec = Modulo elastico medio cls

E(inf) = Modulo elastico per carichi di lunga durata E(inf) = Ec / (1 + ϕ (inf))

$f(\text{cm})$ = freccia per carico quasi permanente

$\phi(\text{inf})$ = coefficiente di viscosità a tempo infinito

$$J^* = \zeta J_f + (1 - \zeta) J_c \quad \text{Inerzia ridotta di calcolo freccia}$$

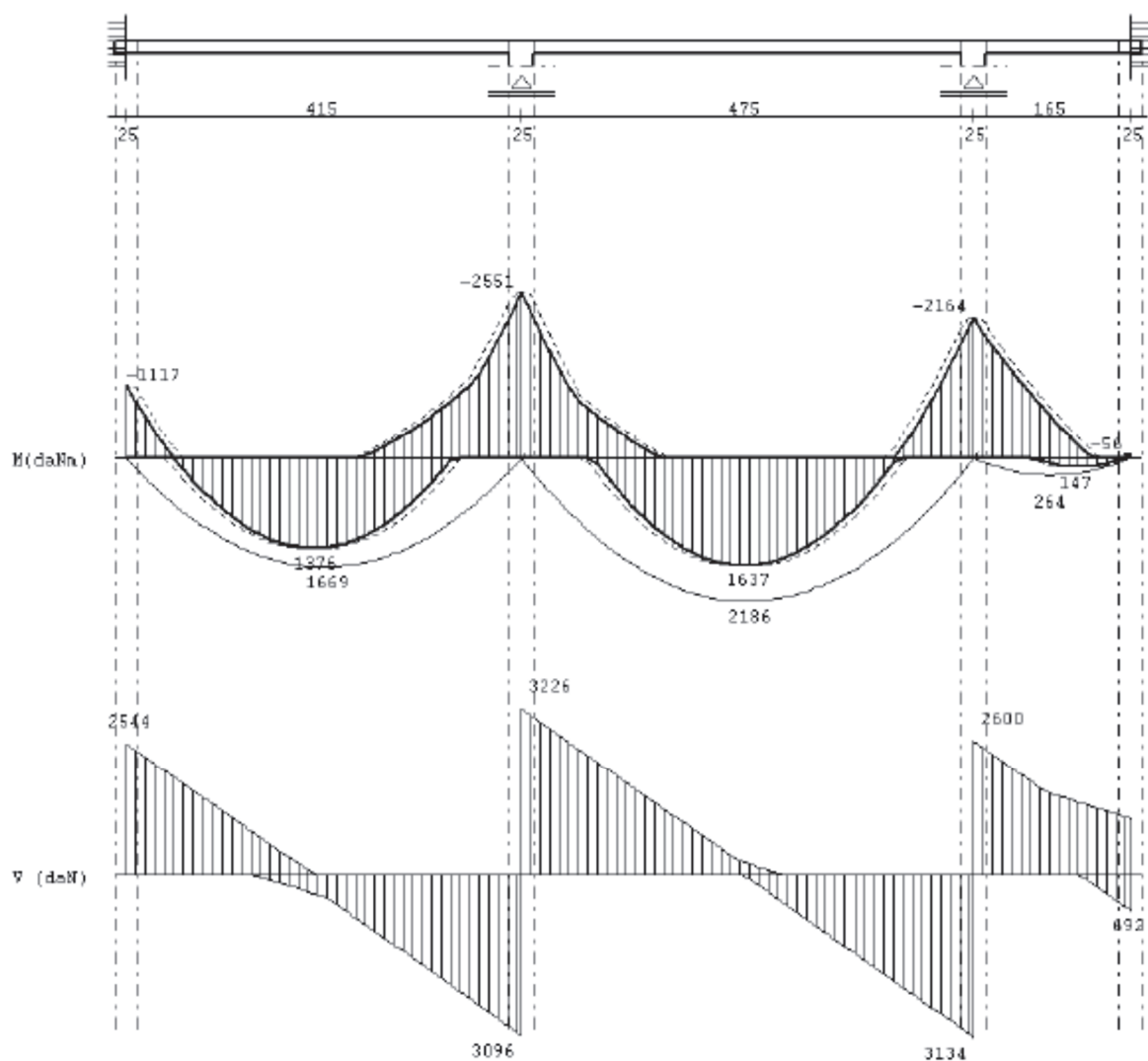
$$\zeta = 1 - c (M_f/M)^2 \quad c = 0.5 \text{ (carico lunga durata)}$$

$$\lambda_{\text{lim}} = k \left(11 + \frac{0,0015 f_{ck}}{(\rho + \rho')} \right) \times \left(\frac{500 A_{s,\text{eff}}}{f_{yk} A_{s,\text{calc}}} \right) \times 0,8 \quad \text{rapporto ala/anima} > 3$$

$(\rho + \rho')$ = incidenza armatura sup. e inf.

$A_{s,\text{eff}}$ = Armatura effettivamente presente

$A_{s,\text{calc}}$ = Armatura richiesta da calcolo



15.2 Solaio a lastre predalles – Piano Terra (carico variabile 400 daN/mq)

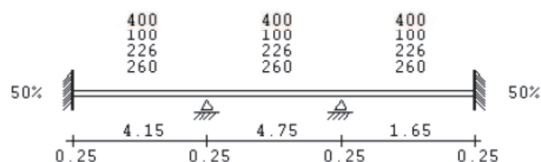
Solaio PT 400kg

Solaio Lastra-Predalle

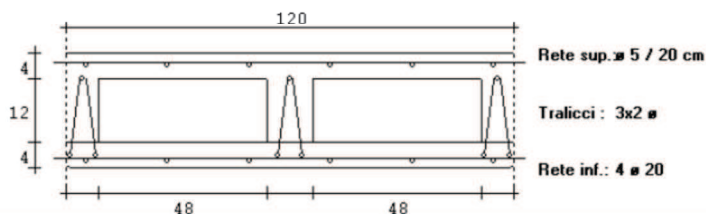
acc. : $f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$	$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 3913 \text{ daN/cm}^2$	copriferro sup : 2.50 cm
cls. : $R_{ck} = 350 \text{ daN/cm}^2$	$f_{cd} = 0,85 \times f_{ck} / 1.50 = 165 \text{ daN/cm}^2$	copriferro inf : 2.50 cm
Coeff.Car.Perm. Strutturali= 1.30	$E_c = 325880 \text{ daN/cm}^2$	Coeff.Car.Variabili= 1.50
Coeff.Car.Perm. Non Strutt.= 1.50		Coeff.Car.Sismici = 0.30

CARICHI (daN/m²)

Q
G₂
G₁
p.p.



f.max. (cm)	-0.076	-0.116	0.000
f/l	1/5489	1/4100	



Rete Sup.: Collaborante
Rete Inf.: Non Collaborante

MOMENTI MAX. (+) IN CAMPATA

asta	Md[daNm]	Mslu[daNm]	arm.inf.[cm²]	arm.sup.[cm²]	M.reale[daNm]
1	(1824)	< 2202	1Ø10+1Ø10+2Ø10 (3.14)	(1.18)	1816
2	(2389)	< 2872	1Ø10+1Ø12+2Ø12 (4.18)	(1.18)	2139
3	(288)	< 1310	1Ø10+2Ø8 (1.79)	(1.18)	215

MOMENTI MAX. (-) ASSE-FILO APPOGGI

app.	Md[daNm]	M.filu	Mslu[daNm]	arm.sup.[cm²]	arm.inf.[cm²]	M.reale[daNm]
1	-1479	< -1842		2Ø10 (2.75)		-1479
dx.	-1078	< -1913		(1.18)	(0.79)	
2	-3262	-2781 < -3368		2Ø10+2Ø12 (5.01)	(0.79)	-3262
dx.	-2760	< -3341		(5.01)	(1.13)	
3	-2818	-2325 < -2944		2Ø10+2Ø10 (4.32)	(1.13)	-2818
dx.	-2410	< -2893		(4.32)	(4.32)	
4	-151	-26 < -797		(1.18)		0
		< -797		(1.18)		

TAGLIO MAX. ESTREMITA'

app.	Vd.asse[daN]	Vd.filu	VRd [daN]	banch.Taglio(cm)	banch.Mom. (cm)
1 sx.					
1 dx.	3305	3098	> 2690	40	
2 sx.	3956	3749	> 3286	25	
2 dx.	4123	3916	> 3286	35	
3 sx.	4044	3836	> 3127	65	
3 dx.	3363	3155	> 3127		
4 sx.	1102	895	< 2241		
4 dx.					

STATO LIMITE DI TENSIONI DI ESERCIZIO

Condizioni ambientali : ordinarie (a)

Asta	Q.var.	M[daNm]	σ_f [daN/cm ²]	σ_t [daN/cm ²]	σ_c [daN/cm ²]
1	RARA	1189		16.75	17.33 < 174.30 = 0.60 fck
	FREQUENTE (0.5)	895		12.61	13.04 < 130.73 = 0,45 fck
	QUASI PERM. (0.3)	778		10.96	11.34 < 130.73 = 0,45 fck
2	RARA	1438		19.85	20.88 < 174.30 = 0.60 fck
	FREQUENTE (0.5)	1103		15.22	16.02 < 130.73 = 0,45 fck
	QUASI PERM. (0.3)	968		13.36	14.06 < 130.73 = 0,45 fck
3	RARA	41		0.59	0.60 < 174.30 = 0.60 fck
	FREQUENTE (0.5)	-23		-0.33	-0.34 < 130.73 = 0,45 fck
	QUASI PERM. (0.3)	-48		-0.70	-0.70 < 130.73 = 0,45 fck
Tensione di Trazione CLS : fctm/1.2				23.62	(sez.non fessurata)
Tensione di Trazione ACC : 0.8 fyk				3600	(sez. fessurata)

Nodo	Q.var.	M[daNm]	σ_f [daN/cm ²]	σ_t [daN/cm ²]	σ_c [daN/cm ²]
1	RARA	-962		13.68	14.15 < 174.30 = 0.60 fck
	FREQUENTE (0.5)	-721		10.25	10.61 < 130.73 = 0,45 fck
	QUASI PERM. (0.3)	-624		8.87	9.18 < 130.73 = 0,45 fck
2	RARA	-2322	351		33.67 < 174.30 = 0.60 fck
	FREQUENTE (0.5)	-1848	279		26.79 < 130.73 = 0,45 fck
	QUASI PERM. (0.3)	-1658		22.52	24.04 < 130.73 = 0,45 fck
3	RARA	-1916	294		28.53 < 174.30 = 0.60 fck
	FREQUENTE (0.5)	-1480		20.47	22.04 < 130.73 = 0,45 fck
	QUASI PERM. (0.3)	-1306		18.06	19.45 < 130.73 = 0,45 fck
4	RARA	32	0		0.00 < 174.30 = 0.60 fck
	FREQUENTE (0.5)	95	0		0.00 < 130.73 = 0,45 fck
	QUASI PERM. (0.3)	121	0		0.00 < 130.73 = 0,45 fck
Tensione di Trazione CLS : fctm/1.2				23.62	(sez.non fessurata)
Tensione di Trazione ACC : 0.8 fyk				3600	(sez. fessurata)

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Condizioni ambientali : Ordinarie

Comb.Carichi : FREQUENTE

Comb.Carichi : QUASI PERMANENTE

Asta	Esm x Srm = Wm x 1,70 = Wk (mm)	Esm x Srm = Wm x 1,70 = Wk (mm)
1		
2		
3		

Comb.Carichi : FREQUENTE

Comb.Carichi : QUASI PERMANENTE

Nodo	Esm x Srm = Wm x 1,70 = Wk (mm)	Esm x Srm = Wm x 1,70 = Wk (mm)
1		
2		
3		
4		

Esm = deformazione media
 Srm = distanza media tra le fessure (mm)
 Wm = Esm x Srm : valore medio dell'apertura
 Wk = 1,7 x Wm : valore caratteristico apertura

$$Srm = 2 (c + s/10) + k1 k2 \sigma / ro$$

c = copriferro
 s = interasse barre ($\leq 14 \phi$)
 k1 = 0,4 per acciaio aderenza migliorata
 k2 = 0.125 per flessione
 ro = Af / Ac.eff (rapporto tra Area Ferro e Area Cls efficace)

$$Esm = \sigma s / Es \zeta$$

$$\zeta = 1 - \beta1 \beta2 (fcfm / \sigma c.t)^2$$

σs = trazione acciaio in fase fessurata
 $\sigma c.t$ = trazione cls in fase non fessurata
 $\beta1$ = 1.0 per barre nervate : coeff. di aderenza
 $\beta2$ = 1.0 per azioni breve durata (cdc rare)
 0.5 per azioni lunga durata (cdc frequenti/quasi permanenti)

fcfm = 34.02 (daN/cm²) resistenza media di trazione per flessione nel cls
 fcfm = 1,2 fctm
 fctm = 0,3 x (fck)^(2/3) fck (N/mm²)

STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

Snellezza Limite Campate

Asta	L[cm]	h[cm]	$\lambda=L/h$	$\lambda_{lim.}$	k	ρ	ρ'	$\frac{500 A_{s, eff.}}{f_{yk} A_{s, calc}}$
1	415	20	21 <	30	1.30	0.00094	0.00252	1.347
2	475	20	24 <	30	1.50	0.00094	0.00335	1.491
3	165	20	8 <	30	1.30	0.00094	0.00143	6.769

Freccia a tempo infinito per carico Quasi Permanente

Asta	Jc[cm4]	Jf[cm4]	Mf[daNm]	ϕ (inf)	Ec[daN/cm ²]	E(t=inf)	f(cm)	f/L
1	66176	9937	1876	1.73	325880	119516	0.127	1/3263
2	66176	13487	1876	1.73	325880	119516	0.206	1/2310
3	66176	5491	1876	1.73	325880	119516	0.000	

Jc = Inerzia sezione non fessurata
 Jf = Inerzia sezione fessurata
 Mf = Momento di fessurazione

$$Mf = fctm \times Wl$$

$$fctm = 0,3 \times (fck)^{(2/3)} = 2.835 \text{ N/mm}^2$$

Ec = Modulo elastico medio cls

E(inf)= Modulo elastico per carichi di lunga durata

$$E(inf) = Ec / (1 + \phi(inf))$$

f(cm) = freccia per carico quasi permanente

$\phi(inf)$ = coefficiente di viscosità a tempo infinito

$$J^* = \zeta Jf + (1 - \zeta) Jc \quad \text{Inerzia ridotta di calcolo freccia}$$

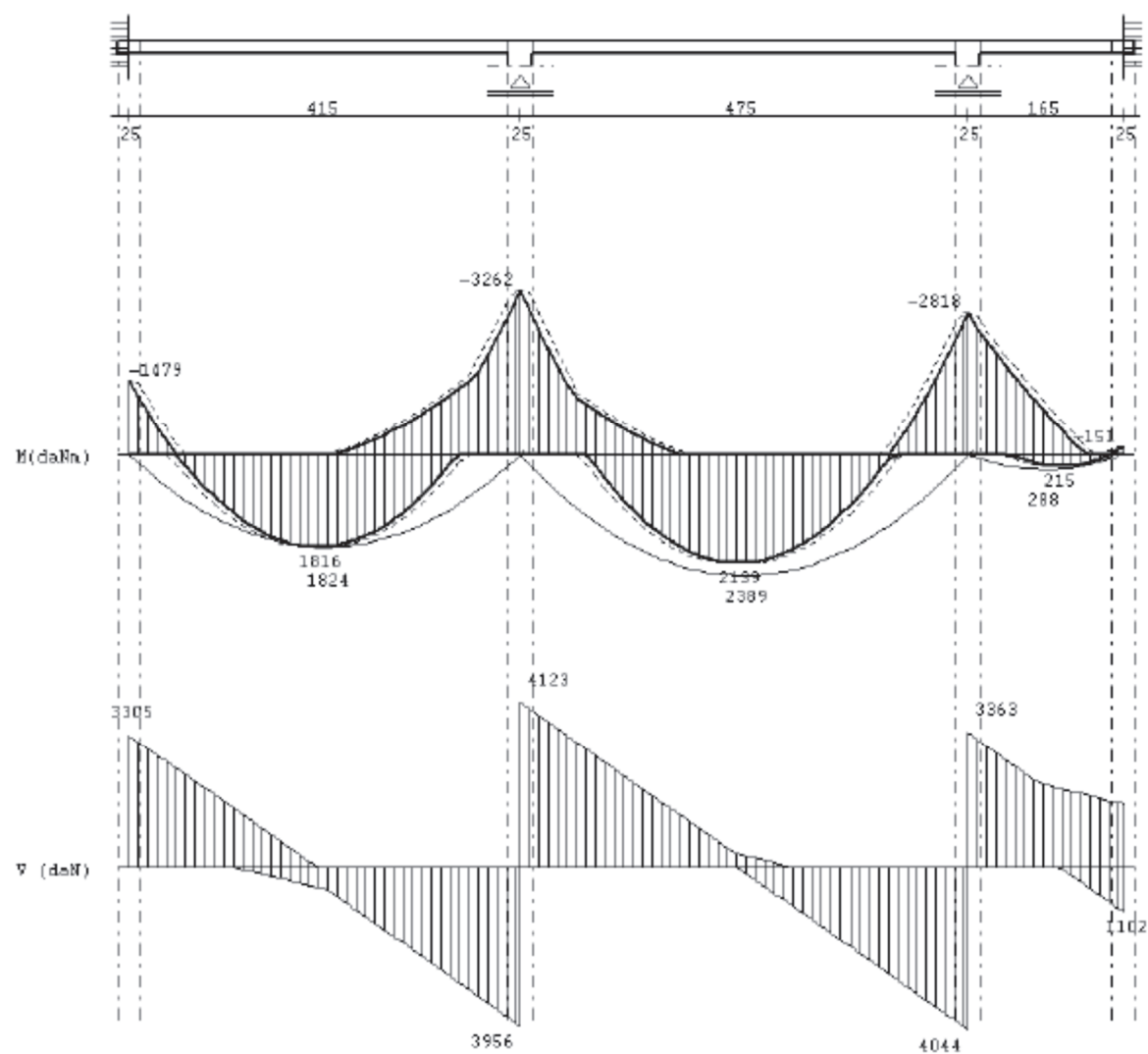
$$\zeta = 1 - c (Mf/M)^2 \quad c = 0.5 \text{ (carico lunga durata)}$$

$$\lambda_{lim} = k \left(11 + \frac{0,0015 fck}{(\rho + \rho')} \right) \times \left(\frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right) \times 0,8 \quad \text{rapporto ala/anima} > 3$$

$(\rho + \rho')$ = incidenza armatura sup. e inf.

A_{s,eff} = Armatura effettivamente presente

A_{s,calc} = Armatura richiesta da calcolo



I solai di piano in xlam hanno luce netta massima di 459 cm e sono realizzati con pannelli h=140 mm a 5 strati **(34+19+34+19+34)** con tavole C24. Non vi sono sbalzi ne casi di concentrazione di carico o elementi in falso. Il dimensionamento è condotto secondo il metodo dell'analogia del taglio previsto dalle DIN 1052/2008. Vengono condotte e di seguito riportate le verifiche di resistenza, deformabilità, vibrazioni ed incendio.

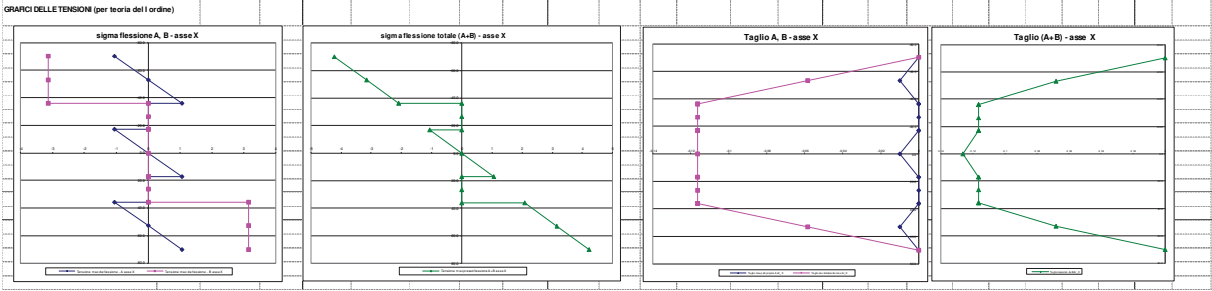
VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO DI UN PANNELLO X-LAM										
DATI DI INPUT [daN, cm]										
GEOMETRIA X-LAM (dimensioni della piastra)				dir. principale X			dir. secondaria Y			
				cm			cm			
dimensioni del pannello		direzione principale (luce SOLAIO, dir. verticale LASTRA, altezza ARCHITRAVE)		Lx [cm]	459.0	direzione secondaria		Ly [cm]	125.0	
larghezza delle tavole		tavole in direzione principale		b _x = e _x	20.0	tavole direzione secondaria		b _y = e _y	20.0	
Incollaggio tavole:		tavole NON INCOLLATE sul lato stretto		2	NOTA: nessun incollaggio sul lato stretto diminuisce di 1/4 la rigidezza a taglio Dxy (DIN 1052 D 24)					
CLASSE DI SERVIZIO		classe di servizio 1		2	coeff. k def		k _{def}	0.60		
CARICO DI MINOR DURATA		Media Durata		3	coeff. k mod		k _{mod}	0.80		
COEFF. PER CALCOLO RESISTENZE DI PROGETTO										
gamma materiale legno		γ _M	1.50							
Coeff. per verifica a flessione		k _{sys}	1.00							
TIPO DI COMPORTAMENTO:		2 - SOLAIO a 2 campate uguali su 3 appoggi		2						
Effetti del 2° ordine		teoria del I ordine		1						
Tipo di combinaz. di calcolo (SLU o FUOCO):		Comb. Fondamentale SLU (gg=1,3 gg=1,5)			v _{-0]}	v _{-1]}	v _{-2]}			
Categoria / Azione Variabile		Categoria A - ambienti ad uso residenziale		2	0.7	0.5	0.3			
Smorzamento + perturbazione (vibrazioni)		Smorzamento = 0.01 + no solai adiacenti		1						
Freccia limite (EC5 prosp. 7.2)		Solaio praticabile - trave su due appoggi		1						
1 - SOLAIO MONODIMENSIONALE (ordito secondo la direzione principale X)										
CARICHI PORTATI, solaio			N/m ²	kN/m ²	kg/m ²					
Peso per unità di superficie del pannello		g _{k1}	5.88E-04	0.59	58.80	FRECCIA LIMITE SOLAIO (EC5 prosp. 7.2)				
permanenti portati (escluso peso proprio da variabili		g _{k2}	2.56E-03	2.56	256.00	freccia istantanea		w _{inst} = L/xxx	500	9.2
		q _{k1}	2.00E-03	2.000	200.00	freccia finale limite		w _{fin} = L/xxx	350	13.1
								DENOMINATORE	mm	

SEZIONE PANNELLO		LAMELLE						
		estradosso pannello (dato SUPERIORE)			intradosso pannello (dato INFERIORE)			
num. progr. Lamella (NOTA: S=0 --> lamella assente)		1	2	3	4	5	/	/
d.	mm	34		34		34		0
spessore strato "x"								
spessore strato "y"	mm		19	19	19	19	0	14
Classe del legno massiccio		C24	C24	C24	C24	C24	C24	C24
spessore totale s _{tot}	140 mm	UNI EN 338-0316	UNI EN 338-0317	UNI EN 338-0318	UNI EN 338-0318	UNI EN 338-0318	UNI EN 338-0318	UNI EN 338-0318

GEOMETRIA SEZIONE DI CALCOLO- NESSUNA ESPOSIZIONE AL FUOCO		ESTRADOSSO PANNELLO (lato superiore)				INTRADOSSO PANNELLO (lato inferiore)									
spessore carbonatato:	mm	0				carbonatazione INTRADOSSO PANNELLO (lato inferiore) = 0									
num. progr. Lamelle		1		2		3		4		5		/		/	
spessore strato "x", "y"	d _i mm	34		19		34		19		34		/		/	
Classe del legno massiccio		C24		C24		C24		C24		C24		C24		C24	
COEFF. PER CALCOLO RESISTENZE DI PROGETTO															
k _{mod} - y materiale legno; coeff. anti - a flessione	k _{mod}	0.80		1.50		k _{dep} 1.00									
CARATTERISTICHE DEL MATERIALE															
modulo elastico	E _{x,l} N/mm ²	11000		0		11000		0		11000		0		0	
modulo elastico	E _{y,l} N/mm ²	11000		11000		0		11000		0		0		0	
modulo taglio	G _{x,y} N/mm ²	69		69		69		69		69		0		0	
modulo taglio	G _{y,z} N/mm ²	69		69		69		69		69		0		0	
modulo torsione	G _{t,x} N/mm ²	69		69		69		69		69		0		0	
Massa volumica media	P _{media} kg/m ³	420		420		420		420		420		420		420	
Resist. Caratteristica a Flessione f _{m,k} N/mm ² 24.00 24.00 24.00 24.00 24.00 24.00 24.00 24.00															
Resist. Caratteristica a Trazione parallela f _{tk} N/mm ² 14.00 14.00 14.00 14.00 14.00 14.00 14.00 14.00															
Resist. Caratteristica a Trazione perpendicolare f _{td,r} N/mm ² 0.400 0.400 0.400 0.400 0.400 0.400 0.400 0.400															
Resist. Caratteristica a Compressione parallela f _{tk} N/mm ² 21.00 21.00 21.00 21.00 21.00 21.00 21.00 21.00															
Resist. Caratteristica a Compres. ,perpendicolare f _{td,s} N/mm ² 2.50 2.50 2.50 2.50 2.50 2.50 2.50 2.50															
Resist. Caratteristica a Taglio f _{v,k} N/mm ² 4.00 4.00 4.00 4.00 4.00 4.00 4.00 4.00															
Resist. Caratteristica a Taglio di rotolamento f _{r,rot,m,k} N/mm ² 0.800 0.800 0.800 0.800 0.800 0.800 0.800 0.800															
Resist. di progetto a Flessione f _{m,d} N/mm ² 12.80 12.80 12.80 12.80 12.80 12.80 12.80 12.80															
Resist. di progetto a Flessione (con keys) k _{mod} *f _{m,k} N/mm ² 12.80 12.80 12.80 12.80 12.80 12.80 12.80 12.80															
Resist. di progetto a Trazione parallela f _{td,d} N/mm ² 7.47 7.47 7.47 7.47 7.47 7.47 7.47 7.47															
Resist. di progetto a Trazione perpendicolare f _{td,r,d} N/mm ² 0.21 0.21 0.21 0.21 0.21 0.21 0.21 0.21															
Resist. di progetto a Compressione parallela f _{tk,d} N/mm ² 11.20 11.20 11.20 11.20 11.20 11.20 11.20 11.20															
Resist. di progetto a Compres. ,perpendicolare f _{td,s,d} N/mm ² 1.33 1.33 1.33 1.33 1.33 1.33 1.33 1.33															
Resist. di progetto a Taglio f _{v,d} N/mm ² 2.13 2.13 2.13 2.13 2.13 2.13 2.13 2.13															
Resist. di progetto a Taglio di rotolamento f _{r,rot,m,d} N/mm ² 0.43 0.43 0.43 0.43 0.43 0.43 0.43 0.43															

CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA SEZIONE									
spessore totale	S_{tot}	mm	140	Numero lamine:	5				
Peso per unità di superficie del pannello	P	kg/m ²	58.8						
			dir. X				dir. Y		
PIASTRA (solala)		MN ² mm2/mm	MN ² m2/m	kg ² cm2/cm		MN ² mm2/mm	MN ² m2/m	kg ² cm2/cm	ALFA Coeff. riduttivo di B
Rigid. Flessionale sup.A	B_{Ax}	108.09	0.108	1.081E+06		B_{Ay}	12.575	0.013	1.257E+05
Rigid. Flessionale sup.B	B_{Bx}	2101.13	2.101	2.101E+07		B_{By}	293.541	0.294	2.935E+06
Rigid. Flessionale TOT (congiunz. Rigidà)	$B_{Ax}+B_{Bx}+B_{Cx}$	2209.22	2.209	2.209E+07		$B_{Ay}+B_{By}+B_{Cy}$	306.115	0.306	3.061E+06
RIGIDEZZA EFFICACE $eIB_x-B_{Ax}+eIB_{Cx}$	eIB_x	2096.14	2.10	2.096E+07		eIB_y	231.08	0.231	2.311E+06
		N/mm	MN/m	kg/cm			N/mm	MN/m	kg/cm
Rigid. Taglio equiv.	S_w	17305.45	17.31	1.731E+04		S_p	5398.91	5.40	5.399E+03
		N/mm	MN/m	kg/cm			N/mm	MN/m	kg/cm
Rigid. alla dilatazione	D_x	1122000.00	1122.00	1.122E+04		D_y	418000.00	418.00	4.180E+03
LASTRA (setto)									
Incollaggio tavole:	tavole NON INCOLLATE sul lato stretto								
Rigidezza a taglio (in funzione dell'incollaggio)	$Day=(1/4)*sum(Gay_i*d_i)$		N/mm	2.415E+04		Modulo di resistenza polare	W_t	cm ³	1.667E+03
Momento di inerzia polare (Larsen e Ribeholm 1994)	J_t		mm ⁴	3.33E+08		Momento di torsione sulla singola faccia	$M_{d0} = M_{d0} / (n-1)$	kg ² cm	0.000E+00

TENSIONI MASSIME E VERIFICHE												
dir. X - FIBRE TESE		teoria del I ordine										
Tensione max da flessione - Asse X	$\sigma_{Lx} - \sigma_{Lx1}$	N/mm ²	1.0664	V127 per tensoflessione	$\sigma_{Lx} / f_{t,20} + \sigma_{Lx} / f_{t,20}$	V(127) X	5.046E-01	OK	5			
Tensione max da flessione - B asse X	$\sigma_{Lx} - \sigma_{Lx1}$	N/mm ²	3.1458			V(127) Y	0.000E+00	OK	/			
Tensione max pressoflessione A+B asse X	σ_{Lx}	N/mm ²	4.2122									
dir. X - FIBRE COMPRESSE		teoria del I ordine										
Tensione max da flessione - Asse X	$\sigma_{Lx} - \sigma_{Lx1}$	N/mm ²	-1.0664	V128 per pressoflessione	$\sigma_{Lx} / f_{c,20} + \sigma_{Lx} / f_{c,20}$	V(128) X	3.642E-01	OK	1			
Tensione max da flessione - B asse X	$\sigma_{Lx} - \sigma_{Lx1}$	N/mm ²	-3.1458			V(128) Y	0.000E+00	OK	/			
Tensione max pressoflessione A+B asse X	σ_{Lx}	N/mm ²	-4.2122									
				Mestek_5-45 per pressotensoflessione sollecitazione come pannello (inflessione))	(solo per pura)	$\sigma_{Lx} / (k_{sp} \cdot f_{c,20})$	V(5-45) X	3.291E-01	OK			
							V(5-45) Y	0.000E+00	OK			
dir. Y - FIBRE TESE		teoria del I ordine										
Tensione max da flessione - Asse Y	$\sigma_{Ly} - \sigma_{Ly1}$	N/mm ²	0.0000	V129 per taglio. X + taglio-torsione_XY	$(\tau_{Lxy,20} / f_{t,20})^2 + (\tau_{Lxy,20} / f_{t,20})^2$	V(129) X+Y	3.510E-03	OK	3			
Tensione max da flessione - B asse Y	$\sigma_{Ly} - \sigma_{Ly1}$	N/mm ²	0.0000	V129 per taglio. Y + taglio-torsione_XY		V(129) Y+Y	0.000E+00	OK	/			
Tensione max pressoflessione A+B asse Y	σ_{Ly}	N/mm ²	0.0000									
dir. Y - FIBRE COMPRESSE		teoria del I ordine										
Tensione max da flessione - Asse Y	$\sigma_{Ly} - \sigma_{Ly1}$	N/mm ²	0.0000	V129 per taglio-torsione_asse X	$(\tau_{Lxy,20} / f_{t,20})^2$	V(129) X	3.510E-03	OK	3			
Tensione max da flessione - B asse Y	$\sigma_{Ly} - \sigma_{Ly1}$	N/mm ²	0.0000	V129 per taglio-torsione_asse Y	$(\tau_{Lxy,20} / f_{t,20})^2$	V(129) Y	0.000E+00	OK	/			
Tensione max pressoflessione A+B asse Y	σ_{Ly}	N/mm ²	0.0000	V129 per taglio-torsione nel piano XY	$(\tau_{Lxy,20} / f_{t,20})^2$	V(129) XY	0.000E+00	OK	/			
Taglio max pari proprie A dir. X				$\tau_{Lx,20}$	N/mm ²	0.009874	V per torsione di incollaggio nel piano XY	$\tau_{Lx,20} / f_{v,20}$	V(129) XY	0.000E+00	OK	/
Taglio da rotolamento max dir. X				$\tau_{Lx,20}$	N/mm ²	0.116511						
Taglio massimo A+B dir. X				$\tau_{Lx,20}$	N/mm ²	0.126396						
Taglio max pari proprie A dir. Y				$\tau_{Ly,20}$	N/mm ²	0.000000	V130-131 per rolling e trax. e compr_asse X	$\tau_{Lx,20} / f_{v,20}$	V(130) X	2.731E-01	OK	4
Taglio da rotolamento max dir. Y				$\tau_{Ly,20}$	N/mm ²	0.000000	V130-131 per rolling e trax. e compr_asse Y	$\tau_{Lx,20} / f_{v,20}$	V(130) Y	0.000E+00	OK	/
Taglio massimo A+B dir. Y				$\tau_{Ly,20}$	N/mm ²	0.000000						
					Percentuale di sfruttamento	50.46%						
					Fattore incremento sollecitazioni per instabilità	$1 / (1 - (P_{Lx} / P_{Lx}))$	dir.X	1.000				
							dir. Y	1.000				



VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI SERVIZIO (SOLAIO X-LAM MONODIREZIONALE)			
freccia istantanea totale	u_{ist}	5.81	mm
freccia istantanea limite	$u_{ist} = L/xxx$	9.18	mm
Verifica freccia istantanea	$u_{net,fin} / u_{net,fin,max}$	0.63	ok
freccia finale (TOTALE)	$u_{net,fin}$	6.77	mm
freccia finale limite	$u_{net,fin,max} = L/xxx$	13.11	mm
Verifica freccia finale	$u_{2,ist} / u_{2,ist,max}$	0.52	ok

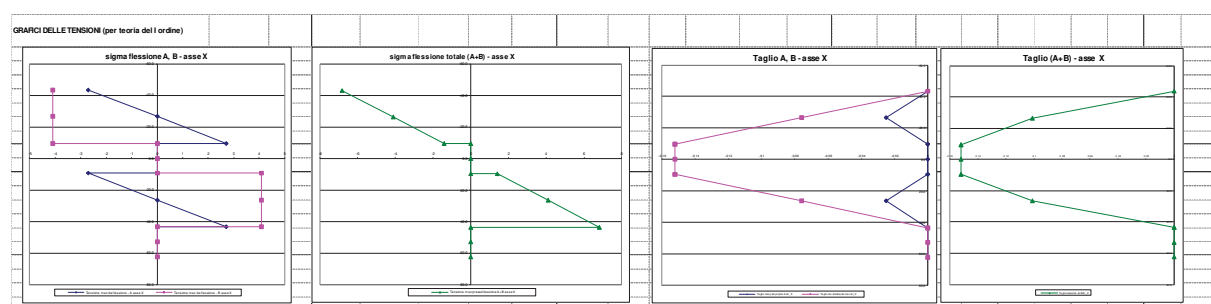
Verifica vibrazioni

PANNELLO X-LAM							
spessore totale del pannello	s_{tot}	cm	14.0				
Peso per unità di superficie del pannello	$g_{k,1}$	kg/m ²	58.80				
MASSETTO IN CALCESTRUZZO							
spessore calcestruzzo	s	cm	5.00				
peso specifico calcestruzzo	P_{mean}	kg/m ³	2000				
peso soletta per unità di sup.	m_{sol}	kg/m ²	100				
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cls}	kg/cm ²	200000				
Momento J rettangolare (b=1)	J	cm ⁴ /cm	10.42				
		MN*mm ² /mm	MN*m ² /m	kg*cm ² /cm			
EJ massetto	EJ_{cls}	208.33	0.208	2.08E+06			
MASSA E CARICHI							
massa X-Lam a mq	m_{xlam}	kg/m ²	58.80				
massa massetto a mq	m_{cls}	kg/m ²	100.00				
massa x-lam + massetto a mq	$m_{cls} + m_{xlam}$	kg/m ²	158.80				
altri carichi permanenti portati solaio	g_k	kg/m ²	256.00				
TOT. P.proprio + permanenti			414.80				
carichi variabili solaio	q_k	kg/m ²	200.00				
coeff. ψ_2	ψ_2	-	0.30				
Massa risultante = $g_k + \psi_2 * q_k$	m	kg/m ²	474.80				
RIGIDEZZA							
Rigidezza X-lam direz_X	B_x	N*m ² /m	2.209E+06				
Rigidezza X-lam direz_Y	B_y	N*m ² /m	3.061E+05				
Rigidezza massetto	$(EJ)_{cls}$	N*m ² /m	2.083E+05				
Rigidezza piastra equivalente totale dir_X	$B_x + (EJ)_{cls}$	kg/m ²	2.418E+06				
Rigidezza piastra equivalente totale dir_Y	$B_y + (EJ)_{cls}$	kg/m ²	5.144E+05				
GEOMETRIA							
luce solaio	L	m	4.59				
larghezza solaio	b	m	1.25				

VERIFICHE CON MASSETTO		
$f_{1, xlam + massetto}$	Hz	9.20
ζ	/	0.01
$B_x + (EJ)_{cls}$	N*m ² /m	2.418E+06
$B_y + (EJ)_{cls}$	N*m ² /m	5.144E+05
$d_{m,calc.}$	m	2.83
m	kg/m ²	474.80
M_{gen}	kg	3088.20
FRECCIA		
F	kN	1
$d_{m,calc.}$	m	2.83
$w_{xlam+massetto}$	mm	0.294
w_{lim}	mm	1.00
w / w_{lim}		0.29
w / w_{lim}		ok
VELOCITA' DI IMPULSO UNITARIO		
v	mm/s	1.013
v_{lim}	mm/s	5.092
v / v_{lim}		0.20
v / v_{lim}		ok
ACCELERAZIONE DELL'OSCILLAZIONE (solo per $f_1 < 8$ Hz)		
F_0	N	700.00
$\alpha_1(f_1)$	/	0.06
f_F	Hz	6.90
a		6.99E-03
$a / 0.1$		0.07
$a / 0.1 < 1$		ok

Pannello su tre appoggi – verifica per SLU incendio R 30

TENSIONI MASSIME E VERIFICHE													verifica		struttura		
dir. X - FIBRE TESE		teoria del I ordine															
Tensione max da flessione - Asse X		$\sigma_{xx} / \sigma_{xx,0}$	N/mm ²	2.7067	V127 per tensoflessione	$\sigma_{xx} / f_{t,0.5} + \sigma_{xx} / f_{m,0}$	v(127) X	4.055E+01	OK	3							
Tensione max da flessione - B asse X		$\sigma_{yy} / \sigma_{yy,0}$	N/mm ²	4.1027				v(127) Y	0.000E+00	OK							
Tensione max pressoflessione A+B asse X		$\sigma_{xy} / \sigma_{xy,0}$	N/mm ²	6.8094													
dir. Y - FIBRE COMPRESSE		teoria del I ordine															
Tensione max da flessione - Asse X		$\sigma_{xx} / \sigma_{xx,0}$	N/mm ²	-2.7067	V128 per pressoflessione	$\sigma_{xx} / f_{t,0.5} + \sigma_{xx} / f_{m,0}$	v(128) X	3.081E+01	OK	1							
Tensione max da flessione - B asse X		$\sigma_{yy} / \sigma_{yy,0}$	N/mm ²	-4.1027				v(128) Y	0.000E+00	OK	/						
Tensione max pressoflessione A+B asse X		$\sigma_{xy} / \sigma_{xy,0}$	N/mm ²	-6.8094													
					Mestek_5-45 per presso-tensoflessione sollecitazione come pannello (riflessione)	(solo per pura)		$\sigma_{xx} / (K_{pan} \cdot f_{m,0})$	v(5-45) X	2.837E+01	OK	3					
								v(5-45) Y	0.000E+00	OK	/						
dir. Y - FIBRE TESE		teoria del I ordine															
Tensione max da flessione - Asse Y		$\sigma_{yy} / \sigma_{yy,0}$	N/mm ²	0.0000	V129 per taglio_X + taglio-torsione_XY	$(\text{tau}_{xy,0.5} / \tau_{t,0.5})^2 + (\text{tau}_{xy} / \tau_{t,0.5})^2$	v(129) X+XY	1.443E-03	OK	3							
Tensione max da flessione - B asse Y		$\sigma_{xx} / \sigma_{xx,0}$	N/mm ²	0.0000	V129 per taglio_Y + taglio-torsione_XY	$(\text{tau}_{xy,0.5} / \tau_{t,0.5})^2 + (\text{tau}_{xy} / \tau_{t,0.5})^2$	v(129) Y+XY	0.000E+00	OK	/							
Tensione max pressoflessione A+B asse Y		$\sigma_{xy} / \sigma_{xy,0}$	N/mm ²	0.0000													
dir. Y - FIBRE COMPRESSE		teoria del I ordine															
Tensione max da flessione - Asse Y		$\sigma_{yy} / \sigma_{yy,0}$	N/mm ²	0.0000	V129 per taglio-torsione_asse X	$(\text{tau}_{xy,0.5} / \tau_{t,0.5})^2$	v(129) X	1.443E-03	OK	3							
Tensione max da flessione - B asse Y		$\sigma_{xx} / \sigma_{xx,0}$	N/mm ²	0.0000	V129 per taglio-torsione_asse Y	$(\text{tau}_{xy} / \tau_{t,0.5})^2$	v(129) Y	0.000E+00	OK	/							
Tensione max pressoflessione A+B asse Y		$\sigma_{xy} / \sigma_{xy,0}$	N/mm ²	0.0000	V129 per taglio-torsione nel piano XY	$(\text{tau}_{xy,0.5} / \tau_{t,0.5})^2$	v(129) XY	0.000E+00	OK								
Taglio max parti proprie A dir. X		$\text{tau}_{xy,0.5,0}$	N/mm ²	0.025062	Y per torsione di incollaggio nel piano XY	$\text{tau}_{xy,0.5} / f_{m,0}$	v(129) XY	0.000E+00	OK	/							
Taglio da rotolamento max dir. X		$\text{tau}_{xy,0.5,0}$	N/mm ²	0.151951													
Taglio massimo A+B dir. X		$\text{tau}_{xy,0.5}$	N/mm ²	0.151951													
					V130-131 per rolling e traz. e compr_asse X	$\text{tau}_{xy,0.5,0} / f_{m,0}$	v(130) X	1.899E-01	OK	2							
					V130-131 per rolling e traz. e compr_asse Y	$\text{tau}_{xy,0.5,0} / f_{m,0}$	v(130) Y	0.000E+00	OK	/							
Taglio max parti proprie A dir. Y		$\text{tau}_{xy,0.5,0}$	N/mm ²	0.000000	Percentuale di sfruttamento	40.58%	dir X	1.000									
Taglio da rotolamento max dir. Y		$\text{tau}_{xy,0.5,0}$	N/mm ²	0.000000													
Taglio massimo A+B dir. Y		$\text{tau}_{xy,0.5}$	N/mm ²	0.000000													
					Fattore incremento sollecitazioni per instabilità	$1 / (1 - (N_{u0} / P_{u0}))$	dir X	1.000									
							dir X	1.000									



15.4 Solaio a pannelli xlam – Copertura S=120

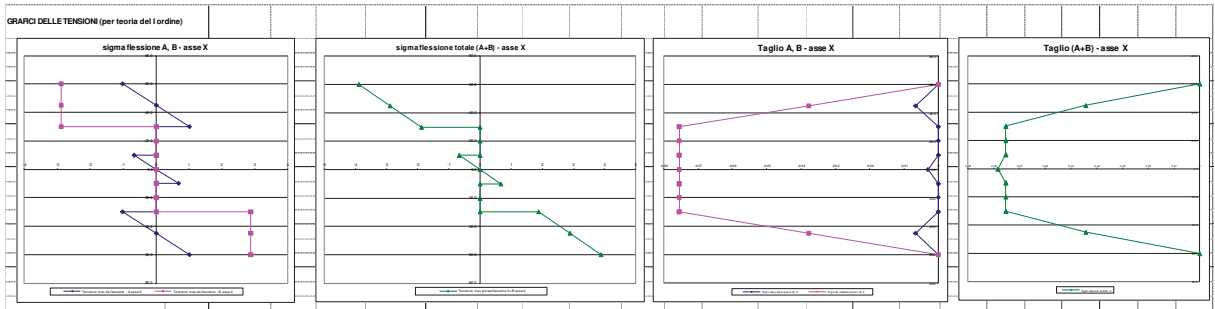
I solai di copertura in xlam che hanno luce netta massima di 477 cm, saranno realizzati con pannelli h=120 mm a 5 strati (30+20+20+20+30) con tavole C24. Non vi sono sbalzi ne casi di concentrazione di carico o elementi in falso. Il dimensionamento è condotto secondo il metodo dell’analogia del taglio previsto dalle DIN 1052/2008. Vengono condotte e di seguito riportate le verifiche di resistenza, deformabilità ed incendio.

Pannello su due appoggi.

VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO DI UN PANNELLO X-LAM											
DATI DI INPUT [da N, cm]											
GEOMETRIA X-LAM (dimensioni della piastra)											
					dir. principale X					dir. secondaria Y	
					cm					cm	
dimensioni del pannello		direzione principale (luce SOLAIO, dir. verticale LASTRA, altezza ARCHITRAVE)			Lx [cm]	477.0	direzione secondaria			Ly[cm]	125.0
larghezza delle tavole		tavole in direzione principale			b _x = e _x	20.0	tavole direzione secondaria			b _y = e _y	20.0
Incollaggio tavole:		tavole NON INCOLLATE sul lato stretto			2	NOTA: nessun incollaggio sul lato stretto diminuisce di 1/4 la rigidezza a taglio Dxy (DIN 1052 D.24)					
CLASSE DI SERVIZIO		classe di servizio 1			2	coeff. k def			k _{def}	0.60	
CARICO DI MINOR DURATA		Breve Durata			4	coeff. k mod			k _{mod}	0.90	
COEFF. PER CALCOLO RESISTENZE DI PROGETTO											
gamma materiale legno		γ _M	1.50								
Coeff. per verifica a flessione		k _{fls}	1.00								
TIPO DI COMPORTAMENTO:		1 - SOLAIO a 1 campata su 2 appoggi			1						
Effetti del 2° ordine		teoria del 1° ordine			1						
Tipo di combinaz. di calcolo (SLU o FUOCO)		Comb. Fondamentale SLU (gg=1,3 gq=1,5)			2	ψ _{-0j}			ψ _{-1j}	ψ _{-2j}	
Categoria / Azione Variabile		Neve (quota <= 1000 m s.l.m.m.)			11	0.5			0.2	0	
Smorzamento + perturbazione (vibrazioni)		Smorzamento = 0.01 - no solai adiacenti			1						
Freccia limite (EC5 prosp. 7.2)		Copertura - trave su due appoggi			3						
1 - SOLAIO MONODIMENSIONALE (ordito secondo la direzione principale X)											
CARICHI PORTATI, solaio											
		N/mm ²		kN/m ²		kg/m ²				DENOMINATO	
Peso per unità di superficie del pannello		g _{c1}	5.04E-04	0.50	50.40	FRECCIA LIMITE SOLAIO (EC5 prosp. 7.2)				RE	mm
permanenti portati (escluso peso proprio xla		g _{c2}	9.50E-04	0.95	95.00	freccia istantanea				w _{ist} = L ⁴ /xxx	300 15.9
variabili		q _{c1}	8.00E-04	0.800	80.00	freccia finale limite				w _{lim} = L ⁴ /xxx	150 31.8
SEZIONE PANNELLO											
LAMELLE											
estradosso pannello (lato SUPERIORE)										intradosso pannello (lato INFERIORE)	
num. progr. Lamelle (NOTA: d=0 --lamella assente)		1		2		3		4		5	
spessore strato "i"		d	mm	30	20		20		30		0
spessore strato "j"		d	mm	20		20		20		20	
Classe del legno massiccio		C24		C24		C24		C24		C24	
spessore totale: s _{tot}		120	mm	UNI EN 1335-2008	UNI EN 1335-2008	UNI EN 1335-2008	UNI EN 1335-2008	UNI EN 1335-2008	UNI EN 1335-2008	UNI EN 1335-2008	UNI EN 1335-2008
CARATTERISTICHE DEL MATERIALE											
modulo elastico		E _{x1}	N/mm ²	11000	0	11000	0	11000	0	0	0
modulo elastico		E _{y1}	N/mm ²	0	11000	0	11000	0	0	0	0
modulo taglio		G _{x1}	N/mm ²	690	69	690	69	690	69	0	0
modulo taglio		G _{y1}	N/mm ²	69	690	69	690	69	69	0	0
modulo torsione		G _{xy}	N/mm ²	690	690	690	690	690	690	0	0
Messa volumica media		P _{med}	kg/m ³	420	420	420	420	420	420	420	420
Resist. Caratteristica a Flessione		f _{m,1}	N/mm ²	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00
Resist. Caratteristica a Trazione parallela		f _{td,1}	N/mm ²	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00
Resist. Caratteristica a Trazione perpendicolare		f _{td,2}	N/mm ²	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400
Resist. Caratteristica a Compressione parallela		f _{cd,1}	N/mm ²	21.00	21.00	21.00	21.00	21.00	21.00	21.00	21.00
Resist. Caratteristica a Compressione perpendicolare		f _{cd,2}	N/mm ²	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Resist. Caratteristica a Taglio		f _t	N/mm ²	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
Resist. Caratteristica a Taglio di rotolamento		f _{rot,xy}	N/mm ²	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800
Resist. di progetto a Flessione		f _{m,d}	N/mm ²	14.40	14.40	14.40	14.40	14.40	14.40	14.40	14.40
Resist. di progetto a Flessione (con keys)		k _{wp} f _{m,d}	N/mm ²	14.40	14.40	14.40	14.40	14.40	14.40	14.40	14.40
Resist. di progetto a Trazione parallela		f _{td,d}	N/mm ²	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40
Resist. di progetto a Trazione perpendicolare		f _{td,d}	N/mm ²	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
Resist. di progetto a Compressione parallela		f _{cd,d}	N/mm ²	12.60	12.60	12.60	12.60	12.60	12.60	12.60	12.60
Resist. di progetto a Compressione perpendicolare		f _{cd,d}	N/mm ²	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Resist. di progetto a Taglio		f _{td,d}	N/mm ²	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
Resist. di progetto a Taglio di rotolamento		f _{rot,d}	N/mm ²	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48
CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA SEZIONE											
spessore totale		s _{tot}	mm	120	Numero lamelle:		5				
Peso per unità di superficie del pannello		P	kg/m ²	50.4							
PIASTRA (solaio)											
		MN/m ² mm2mm		MN/m ² mm		kg/cm ² cm		MN/m ² mm		kg/cm ² cm	
Rigid. Flessionale sup.A		B _{Axx}	56.83	0.057	5.683E+05	B _{Ayy}	14.667	0.015	1.467E+05	ALFA: Coeff. riduttivo di B	
Rigid. Flessionale sup.B		B _{Bxx}	1336.50	1.337	1.337E+07	B _{Byy}	176.000	0.176	1.760E+06	ALFA _x 0.95	
Rigid. Flessionale TOT (congiung. Rigida)		B _{xx} = B _{Axx} + B _{Bxx}	1393.33	1.393	1.393E+07	B _{yy} = B _{Ayy} + B _{Byy}	190.667	0.191	1.907E+06	ALFA _y 0.82	
RIGIDEZZA EFFICACE eB _{xx} =eB _{xx} eI _{Bxx}		eI _{Bxx}	1329.19	1.33	1.329E+07	eI _{Byy}	158.75	0.159	1.587E+06		
		N/mm		N/m	kg/cm	N/mm		N/m	kg/cm		
Rigid. Taglio equiv.		S _{xy}	12420.00	12.42	1.242E+04	S _{yy}	5018.18	5.02	5.018E+03		
		N/mm		N/m	kg/cm	N/mm		N/m	kg/cm		
Rigid. alla dilatazione		D _{xx}	880000.00	880.00	8.800E+03	D _{yy}	440000.00	440.00	4.400E+03		
MODULI EQUIVALENTI PER LA MODELLAZIONE											
ELEMENTI ORIZZONTALI (SOLAI, PIASTRE)											
		N/mm ²		kN/m ²		kg/cm ²		N/mm ²		kN/m ²	
Modulo Elastico equivalente a flessione		E ⁰¹² _{xxeq} = B _{xx} /J _{02x}	9.7E+03	9.7E+09	96759.26	E ⁰¹² _{yyeq}	1.32E+03	1.32E+09	13240.74		
		N/mm ²		kN/m ²		kg/cm ²					
Modulo a Taglio equivalente a flessione		G ⁰¹² _{xy} = B _{xyA} /W ₀₂	3.1E+01	3.1E+07	311.46						

RIPARTIZIONE DEI MOMENTI		(5-40) (5-41)	N*mm/mm	kg*cm/cm			N*mm/mm	kg*cm/cm		
momento A (per fibre tese - I ordine)		$m_{A,d,X}$ (FIBRE TESE)	3.48E+02	3.48E+01		$m_{A,d,Y}$ (F.TESE)	0.00E+00	0.00E+00		
momento A (per fibre compresse I o II ordine)		$m_{A,d,X}$ (FIBRE COMPRESSE)	3.48E+02	3.48E+01		$m_{A,d,Y}$ (F.COMPR.)	0.00E+00	0.00E+00		
momento B (per fibre tese - I ordine)		$m_{B,d,X}$ (FIBRE TESE)	7.79E+03	7.79E+02		$m_{B,d,Y}$ (F.TESE)	0.00E+00	0.00E+00		
momento B (per fibre compresse I o II ordine)		$m_{B,d,X}$ (FIBRE COMPRESSE)	7.79E+03	7.79E+02		$m_{B,d,Y}$ (F.COMPR.)	0.00E+00	0.00E+00		
RIPARTIZIONE DEI TAGLI		(5-40) (5-41)	N/mm	kg*cm/cm			N/mm	kg*cm/cm		
taglio A		$v_{A,d,x}$	3.03E-01	3.03E-01		$v_{A,d,y}$	0.00E+00	0.00E+00		
taglio B		$v_{B,d,x}$	6.79E+00	6.79E+00		$v_{B,d,y}$	0.00E+00	0.00E+00		

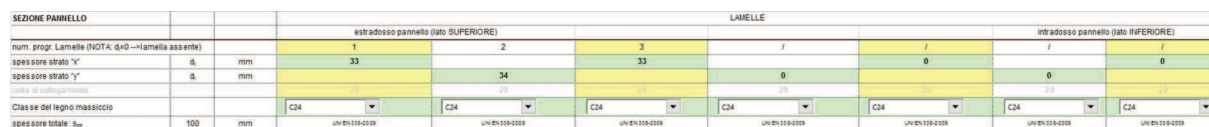
TENSIONI MASSIME E VERIFICHE										
dir. X - FIBRE TESE		teoria del I ordine								verifica
Tensione max da flessione - A asse X	$\sigma_{A,d,x} / \sigma_{A,d}$	N/mm ²	1.0873		V127 per tensoflessione	$\sigma_{A,d} / f_{t,d,s} + \sigma_{A,d} / f_{c,d}$		$v(127)$ X	4.465E-01	OK
Tensione max da flessione - B asse X	$\sigma_{B,d,x} / \sigma_{B,d}$	N/mm ²	3.1164					$v(127)$ Y	0.000E+00	OK
Tensione max pressoflessione AvB asse X	$\sigma_{d,x}$	N/mm ²	4.2037							
dir. X - FIBRE COMPRESSE		teoria del I ordine								
Tensione max da flessione - A asse X	$\sigma_{A,d,x} / \sigma_{A,d}$	N/mm ²	-1.0873		V128 per pressoflessione	$\sigma_{A,d} / f_{t,d,s} + \sigma_{A,d} / f_{c,d}$		$v(128)$ X	3.228E-01	OK
Tensione max da flessione - B asse X	$\sigma_{B,d,x} / \sigma_{B,d}$	N/mm ²	-3.1164					$v(128)$ Y	0.000E+00	OK
Tensione max pressoflessione AvB asse X	$\sigma_{d,x}$	N/mm ²	-4.2037		Mestek, 5-45 per presso-tensoflessione sollecitazione come pannello (inflessione))	(solo per pura)	$\sigma_{d,x} / (K_{inf} \cdot f_{c,d})$	$v(5-45)$ X	2.919E-01	OK
								$v(5-45)$ Y	0.000E+00	OK
dir. Y - FIBRE TESE		teoria del I ordine								
Tensione max da flessione - A asse Y	$\sigma_{A,d,y} / \sigma_{A,d}$	N/mm ²	0.0000		V129 per taglio_X + taglio-torsione_XY	$(\tau u_{x,z,d} / f_{v,d})^2 + (\tau u_{x,y} / f_{c,d})^2$		$v(129)$ X+X'Y	1.151E-03	OK
Tensione max da flessione - B asse Y	$\sigma_{B,d,y} / \sigma_{B,d}$	N/mm ²	0.0000		V129 per taglio_Y + taglio-torsione_XY	$(\tau u_{y,z,d} / f_{v,d})^2 + (\tau u_{x,y} / f_{c,d})^2$		$v(129)$ Y+X'Y	0.000E+00	OK
Tensione max pressoflessione AvB asse Y	$\sigma_{d,y}$	N/mm ²	0.0000							
dir. Y - FIBRE COMPRESSE		teoria del I ordine								
Tensione max da flessione - A asse Y	$\sigma_{A,d,y} / \sigma_{A,d}$	N/mm ²	0.0000		V129 per taglio-torsione_asse X	$(\tau u_{x,z,d} / f_{v,d})^2$		$v(129)$ X	1.151E-03	OK
Tensione max da flessione - B asse Y	$\sigma_{B,d,y} / \sigma_{B,d}$	N/mm ²	0.0000		V129 per taglio-torsione_asse Y	$(\tau u_{y,z,d} / f_{v,d})^2$		$v(129)$ Y	0.000E+00	OK
Tensione max pressoflessione AvB asse Y	$\sigma_{d,y}$	N/mm ²	0.0000		V129 per taglio-torsione nel piano XY	$(\tau u_{x,z,d} / f_{v,d})^2$		$v(129)$ XY	0.000E+00	OK
Taglio max parti proprie A dir_X	$\tau u_{A,d,x}$	N/mm ²	0.006838		V per torsione di incollaggio nel piano XY	$\tau u_{x,z,d} / f_{v,d}$		$v(129)$ XY	0.000E+00	OK
Taglio da rotolamento max dir_X	$\tau u_{A,d,x}$	N/mm ²	0.078401							
Taglio massimo AvB dir_X	$\tau u_{A,d,x}$	N/mm ²	0.081440		V130-131 per rolling e traz. e compr._asse X	$\tau u_{x,z,d} / f_{R,d}$		$v(130)$ X	1.633E-01	OK
Taglio max parti proprie A dir_Y	$\tau u_{A,d,y}$	N/mm ²	0.000000		V130-131 per rolling e traz. e compr._asse Y	$\tau u_{y,z,d} / f_{R,d}$		$v(130)$ Y	0.000E+00	OK
Taglio da rotolamento max dir_Y	$\tau u_{A,d,y}$	N/mm ²	0.000000		Percentuale di sfruttamento	44.65%				
Taglio massimo AvB dir_Y	$\tau u_{A,d,y}$	N/mm ²	0.000000		Fattore incremento sollecitazioni per instabilità	$1 / (1 - (P_{d,d} / P_{B}))$		dir_X	1.000	
								dir_Y	1.000	



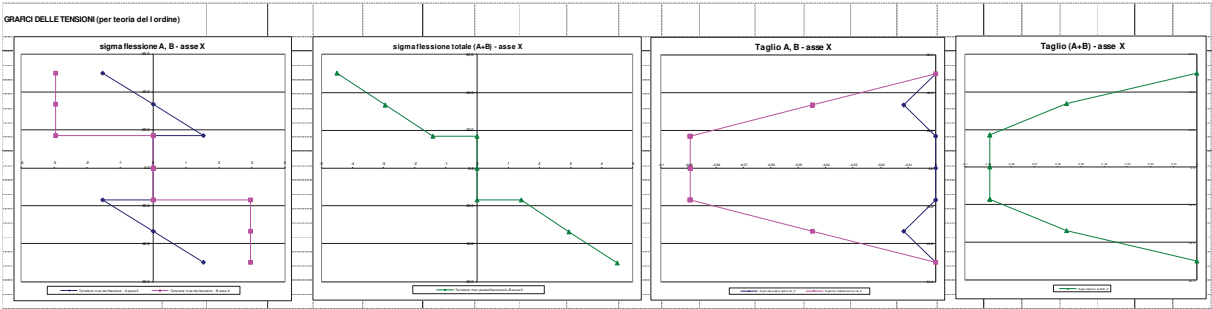
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI SERVIZIO (SOLAIO X-LAM MONODIREZIONALE)			
freccia istantanea totale	u _{ist}	11.39	mm
freccia istantanea limite	u _{inst} = L/xxx	15.90	mm
Verifica freccia istantanea	u _{net,fin} / u _{net,fin,max}	0.72	ok
freccia finale (TOTALE)	u _{net,fin}	11.76	mm
freccia finale limite	u _{net,fin,max} = L/xxx	31.80	mm
Verifica freccia finale	u _{2,jst} / u _{2,jst,max}	0.37	ok

Pannello su due appoggi – verifica per SLU incendio R 30

TENSIONI MASSIME E VERIFICHE										
dir. X - FIBRE TESE		teoria del I ordine								verifica
Tensione max da flessione - A asse X	$\sigma_{A,d,x} / \sigma_{A,d}$	N/mm ²	3.3844		V127 per tensoflessione	$\sigma_{A,d} / f_{t,d,s} + \sigma_{A,d} / f_{c,d}$		$v(127)$ X	5.212E-01	OK
Tensione max da flessione - B asse X	$\sigma_{B,d,x} / \sigma_{B,d}$	N/mm ²	5.9803					$v(127)$ Y	0.000E+00	OK
Tensione max pressoflessione AvB asse X	$\sigma_{d,x}$	N/mm ²	8.2365							
dir. X - FIBRE COMPRESSE		teoria del I ordine								
Tensione max da flessione - A asse X	$\sigma_{A,d,x} / \sigma_{A,d}$	N/mm ²	-3.3844		V128 per pressoflessione	$\sigma_{A,d} / f_{t,d,s} + \sigma_{A,d} / f_{c,d}$		$v(128)$ X	3.309E-01	OK
Tensione max da flessione - B asse X	$\sigma_{B,d,x} / \sigma_{B,d}$	N/mm ²	-5.9803					$v(128)$ Y	0.000E+00	OK
Tensione max pressoflessione AvB asse X	$\sigma_{d,x}$	N/mm ²	-8.2365		Mestek, 5-45 per presso-tensoflessione sollecitazione come pannello (inflessione))	(solo per pura)	$\sigma_{d,x} / (K_{inf} \cdot f_{c,d})$	$v(5-45)$ X	3.432E-01	OK
								$v(5-45)$ Y	0.000E+00	OK
dir. Y - FIBRE TESE		teoria del I ordine								
Tensione max da flessione - A asse Y	$\sigma_{A,d,y} / \sigma_{A,d}$	N/mm ²	0.0000		V129 per taglio_X + taglio-torsione_XY	$(\tau u_{x,z,d} / f_{v,d})^2 + (\tau u_{x,y} / f_{c,d})^2$		$v(129)$ X+X'Y	6.287E-04	OK
Tensione max da flessione - B asse Y	$\sigma_{B,d,y} / \sigma_{B,d}$	N/mm ²	0.0000		V129 per taglio_Y + taglio-torsione_XY	$(\tau u_{y,z,d} / f_{v,d})^2 + (\tau u_{x,y} / f_{c,d})^2$		$v(129)$ Y+X'Y	0.000E+00	OK
Tensione max pressoflessione AvB asse Y	$\sigma_{d,y}$	N/mm ²	0.0000							
dir. Y - FIBRE COMPRESSE		teoria del I ordine								
Tensione max da flessione - A asse Y	$\sigma_{A,d,y} / \sigma_{A,d}$	N/mm ²	0.0000		V129 per taglio-torsione_asse X	$(\tau u_{x,z,d} / f_{v,d})^2$		$v(129)$ X	6.287E-04	OK
Tensione max da flessione - B asse Y	$\sigma_{B,d,y} / \sigma_{B,d}$	N/mm ²	0.0000		V129 per taglio-torsione_asse Y	$(\tau u_{y,z,d} / f_{v,d})^2$		$v(129)$ Y	0.000E+00	OK
Tensione max pressoflessione AvB asse Y	$\sigma_{d,y}$	N/mm ²	0.0000		V129 per taglio-torsione nel piano XY	$(\tau u_{x,z,d} / f_{v,d})^2$		$v(129)$ XY	0.000E+00	OK
Taglio max parti proprie A dir_X	$\tau u_{A,d,x}$	N/mm ²	0.021286		V per torsione di incollaggio nel piano XY	$\tau u_{x,z,d} / f_{v,d}$		$v(129)$ XY	0.000E+00	OK
Taglio da rotolamento max dir_X	$\tau u_{A,d,x}$	N/mm ²	0.102298							
Taglio massimo AvB dir_X	$\tau u_{A,d,x}$	N/mm ²	0.102298		V130-131 per rolling e traz. e compr._asse X	$\tau u_{x,z,d} / f_{R,d}$		$v(130)$ X	1.254E-01	OK
Taglio max parti proprie A dir_Y	$\tau u_{A,d,y}$	N/mm ²	0.000000		V130-131 per rolling e traz. e compr._asse Y	$\tau u_{y,z,d} / f_{R,d}$		$v(130)$ Y	0.000E+00	OK
Taglio da rotolamento max dir_Y	$\tau u_{A,d,y}$	N/mm ²	0.000000		Percentuale di sfruttamento	52.12%				
Taglio massimo AvB dir_Y	$\tau u_{A,d,y}$	N/mm ²	0.000000		Fattore incremento sollecitazioni per instabilità	$1 / (1 - (P_{d,d} / P_{B}))$		dir_X	1.000	
								dir_Y	1.000	



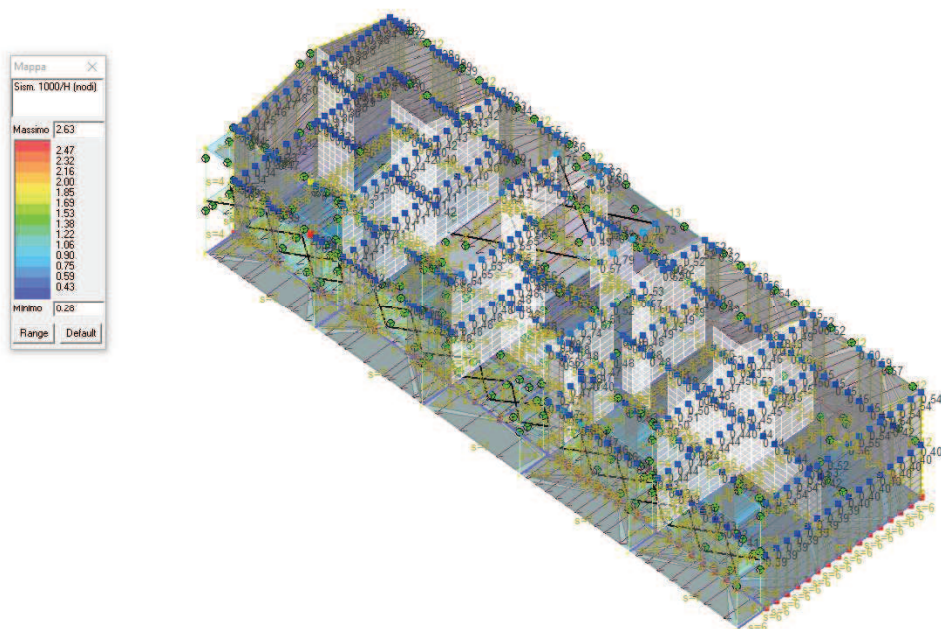
TENSIONI MASSIME E VERIFICHE									
dir. X - FIBRE TESE									
teoria del I ordine									verifica
Tensione max da flessione - A asse X	$\sigma_{A,xi} - \sigma_{A,yj}$	N/mm ²	1.5284	V127 per tensoflessione	$\sigma_{A,xi} / f_{t,xi} + \sigma_{A,yj} / f_{t,yj}$	v(127) X	4.577E-01	OK	
Tensione max da flessione - B asse X	$\sigma_{B,xi} - \sigma_{B,yj}$	N/mm ²	2.9528			v(127) Y	0.000E+00	OK	
Tensione max pressoflessione AvB asse X	σ_{xi}	N/mm ²	4.4812						
dir. X - FIBRE COMPRESSE									
teoria del I ordine				V128 per pressoflessione	$\sigma_{A,xi} / f_{c,xi} + \sigma_{A,yj} / f_{c,yj}$	v(128) X	3.405E-01	OK	
Tensione max da flessione - A asse X	$\sigma_{A,xi} - \sigma_{A,yj}$	N/mm ²	-1.5284			v(128) Y	0.000E+00	OK	
Tensione max da flessione - B asse X	$\sigma_{B,xi} - \sigma_{B,yj}$	N/mm ²	-2.9528						
Tensione max pressoflessione AvB asse X	σ_{xi}	N/mm ²	-4.4812	Mestek_5-45 per presso-tensoflessione sollecitazione come pannello (inflessione)) (solo per pura	$\sigma_{xi} / (K_{pp} \cdot f_{c,xi})$	v(5-45) X	3.112E-01	OK	
						v(5-45) Y	0.000E+00	OK	
dir. Y - FIBRE TESE									
teoria del I ordine				V129 per taglio_X + taglio-torsione_XY	$(\tau u_{x,xi} / f_{v,xi})^2 + (\tau u_{xy} / f_{t,xi})^2$	v(129) X.XY	1.387E-03	OK	
Tensione max da flessione - A asse Y	$\sigma_{A,yj} - \sigma_{A,xi}$	N/mm ²	0.0000	V129 per taglio_Y + taglio-torsione_XY	$(\tau u_{y,yj} / f_{v,yj})^2 + (\tau u_{xy} / f_{t,yj})^2$	v(129) Y.XY	0.000E+00	OK	
Tensione max da flessione - B asse Y	$\sigma_{B,yj} - \sigma_{B,xi}$	N/mm ²	0.0000						
Tensione max pressoflessione AvB asse Y	σ_{yj}	N/mm ²	0.0000						
dir. Y - FIBRE COMPRESSE									
teoria del I ordine				V129 per taglio-torsione_asse X	$(\tau u_{x,xi} / f_{v,xi})^2$	v(129) X	1.387E-03	OK	
Tensione max da flessione - A asse Y	$\sigma_{A,yj} - \sigma_{A,xi}$	N/mm ²	0.0000	V129 per taglio-torsione_asse Y	$(\tau u_{y,yj} / f_{v,yj})^2$	v(129) Y	0.000E+00	OK	
Tensione max da flessione - B asse Y	$\sigma_{B,yj} - \sigma_{B,xi}$	N/mm ²	0.0000						
Tensione max pressoflessione AvB asse Y	σ_{yj}	N/mm ²	0.0000	V129 per taglio-torsione nel piano XY	$(\tau u_{x,xi} / f_{v,xi})^2$	v(129) XY	0.000E+00	OK	
Taglio max parti proprie A dir_X	$\tau u_{A,xi}$	N/mm ²	0.011569	V per torsione di incollaggio nel piano XY	$\tau u_{A,xi} / f_{v,xi}$	v(129) XY	0.000E+00	OK	
Taglio da rotolamento max dir_X	$\tau u_{R,xi}$	N/mm ²	0.089398						
Taglio massimo A-B dir_X	$\tau u_{A,B,xi}$	N/mm ²	0.089398	V130-131 per rolling e traz. e compr._asse X	$\tau u_{A,B,xi} / f_{t,xi}$	v(130) X	1.862E-01	OK	
				V130-131 per rolling e traz. e compr._asse Y	$\tau u_{A,B,xi} / f_{t,xi}$	v(130) Y	0.000E+00	OK	
Taglio max parti proprie A dir_Y	$\tau u_{A,yj}$	N/mm ²	0.000000						
Taglio da rotolamento max dir_Y	$\tau u_{R,yj}$	N/mm ²	0.000000	Percentuale di sfruttamento	45.77%				



VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI SERVIZIO (SOLAIO X-LAM MONODIREZIONALE)			
freccia istantanea totale	u _{ist}	12.14	mm
freccia istantanea limite	u _{inst} = L/xxx	14.53	mm
Verifica freccia istantanea	u _{net,fin} / u _{net,fin,max}	0.84	ok
freccia finale (TOTALE)	u _{net,fin}	12.26	mm
freccia finale limite	u _{net,fin,max} = L/xxx	29.07	mm
Verifica freccia finale	u _{2,ist} / u _{2,ist,max}	0.42	ok

16 Spostamenti sismici

Sono calcolati gli spostamenti sismici di piano per le combinazioni di danno (SLD). Come riportato dalla mappa cromatica che segue il massimo spostamento sismico è di 2.63 millesimi in combinazione SLD 116, la struttura risulta verificata prevedendo la normativa uno spostamento massimo per strutture in c.a. di 5 millesimi.



17 Verifiche locali

17.1 Verifiche locali elementi in legno

17.1.1 Verifiche a schiacciamento

17.1.1.1 Verifica a schiacciamento appoggio trave IPE 400-solaio P1

La trave sostiene il solaio del piano primo ed è appoggiata su una mazzetta in pannello X-LAM da 100mm, la profondità dell'appoggio è pari a tutta la lunghezza della mazzetta:

$$L_{app} = 650 \text{ mm}$$

Il carico di progetto massimo si ricava dal tabulato di calcolo di PRO_SAP e vale:

$$V_d = 12590 \text{ daN}$$

Pressione di contatto massima (andamento triangolare della pressione), considerando collaboranti solo le tavole del pannello poste verticalmente:

$$\sigma_{cont, max} = 2 \times 12590 / (65 \times 6.6) = 59 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura per legno C24

$$f_{c,90,k} = 210 \text{ daN/cm}^2$$

combinazione di carico di media durata, classe di servizio 1

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

$$\gamma_M = 1,5$$

Resistenza di progetto a compressione parallela alla fibratura per legno C24

$$f_{c,90,d} = 0,8 \times 210 / 1,5 = 112 \text{ daN/cm}^2 > 59 \text{ daN/cm}^2 \quad \mathbf{OK}$$

17.1.1.2 Verifica a schiacciamento appoggio trave IPE 300-solaio P2

La trave sostiene il solaio del piano secondo ed è appoggiata su una tasca ricavata nel pannello X-LAM a tutto spessore (X-LAM da 100mm):

$$L_{app} = 100 \text{ mm}$$

Il carico di progetto massimo si ricava dal tabulato di calcolo di PRO_SAP e vale:

$$V_d = 7495 \text{ daN}$$

Pressione di contatto massima (andamento triangolare della pressione), considerando collaboranti solo le tavole del pannello poste verticalmente:

$$\sigma_{cont, max} = 2 \times 7495 / (10 \times 15) = 100 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura per legno C24

$$f_{c,90,k} = 210 \text{ daN/cm}^2$$

combinazione di carico di media durata, classe di servizio 1

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

$$\gamma_M = 1,5$$

Resistenza di progetto a compressione parallela alla fibratura per legno C24

$$f_{c,90,d} = 0,8 \times 210 / 1,5 = 112 \text{ daN/cm}^2 > 100 \text{ daN/cm}^2 \quad \mathbf{OK}$$

Si prevede comunque un rinforzo con viti per garantire un maggior margine di sicurezza.

17.1.1.3 Verifica a schiacciamento appoggio trave in legno lamellare-solaio P1

La trave sostiene il solaio del piano primo ed è appoggiata su una mazzetta in pannello X-LAM da 100mm, la profondità dell'appoggio è pari a :

$$L_{app} = 300 \text{ mm}$$

Il carico di progetto massimo si ricava dal tabulato di calcolo di PRO_SAP e vale:

$$V_d = 5395 \text{ daN}$$

Pressione di contatto massima (andamento triangolare della pressione), considerando collaboranti tutte le tavole del pannello in quanto l'elemento debole risulta essere la superficie compressa della trave:

$$\sigma_{cont, max} = 2 \times 5395 / (30 \times 10) = 36 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura per legno C24

$$f_{c,90,k} = 25 \text{ daN/cm}^2$$

combinazione di carico di media durata, classe di servizio 1

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

$$\gamma_M = 1,5$$

Resistenza di progetto a compressione parallela alla fibratura per legno C24

$$f_{c,90,d} = 0,8 \times 25 / 1,5 = 13.33 \text{ daN/cm}^2 < 36 \text{ daN/cm}^2$$

Occorre quindi rinforzare l'appoggio con viti:

RINFORZO CON VITI A TUTTO FILETTO DELL'APPOGGIO			
GEOMETRIA DELL'APPOGGIO			
			SLU
Larghezza base appoggio	b_{app}	mm	100
Lunghezza appoggio	l_{app}	mm	300
Altezza della trave all'appoggio	H_T	mm	400
Materiale (classe di resistenza della trave)			GL 24h
Normativa di classificazione		UNI EN 338-2002/UNI 11035-2-2003	
Materiale della trave			LL
Coefficiente di confinamento	$k_{c,90}$		1.75
Massa volumica caratteristica	ρ_k	Kg/m ³	380
Resistenza caratteristica a compressione _l_ alle fibre	$f_{c,90,k}$	N/mm ²	2.70
Coefficiente di sicurezza LEGNO	$\gamma_{M,legno}$		1.45
CARICHI			
Classe di servizio della struttura			classe di servizio 1
Classe di durata del carico			Media Durata
coeff. k mod	k_{mod}		0.80
Reazione all'appoggio	$R_{v,calc}$	daN	5.40E+03
		N	5.40E+04
Resistenza di progetto a compressione _l_ alle fibre	$f_{c,90,d}$	N/mm ²	1.49
VITI			
Lunghezza massima delle viti	$l_{vite,max}$	mm	370
Lunghezza delle viti	l_{vite}	mm	240
Vite a tutto filetto		3	vite a tutto filetto VGS 9xL
Diametro nominale delle viti	d	mm	9.00
Diametro nocciolo delle viti	d ₂	mm	5.90
Classe di resistenza delle viti a tutto filetto		3	Classe 3
Resistenza caratteristica a snervamento delle viti	$f_{y,k,vite}$	N/mm ²	1000
Coeff. di sicurezza VITE a estrazione	$\gamma_{M,vite}$		1.50
Resistenza caratteristica ad estrazione delle viti	$f_{t,k,vite}$	N/mm ²	11.55
Resistenza di progetto a estrazione delle viti	$f_{y,d,vite}$	N/mm ²	6.16
numero di viti	n_v	-	3

Numero massimo di viti // alla fibratura	$n_{\max, \text{viti}}$	n	9
Numero massimo di viti _l_ alla fibratura	$n_{\max, \text{viti}_l}$	n	3
Numero di viti // alla fibratura assegnato	n_{viti}	n	2
Numero di viti _l_ alla fibratura assegnato	n_{viti_l}	n	2
distanza bordo laterale esterno [EC5 prosp. 8.6]	$a_{2,CG,min}$	mm	36
spaziatura minima tra viti	$a_{2,min}$	mm	45
distanza tra le viti	a_{ot}	mm	117
verifica distanze	-	-	DIMINUIRE NUM. VITI O DIAMETRO
Lunghezza efficace relativa al piano di appoggio	$l_{ef,1}$	mm	330
Lunghezza efficace relativa al piano della punta della vite	$l_{ef,2}$	mm	570
Area efficace relativa al piano d'appoggio	$A_{ef,1}$	mm ²	33000
Area efficace relativa al piano della punta della vite	$A_{ef,2}$	mm ²	57000
Forza normale caratteristica in campo plastico della vite	$N_{pl,k}$	N	13396.5
Coeff. di sicurezza VITE a campo plastico	$\gamma_{M,pl}$		1.10
Forza normale caratteristica in campo plastico della vite	$N_{pl,d}$	N	12178.6
Forza normale critica della vite	$N_{crit,G/E,k}$	N	18914.1
Snellezza relativa della vite	l_k		0.842
Coefficiente k della vite	k		1.011
Coefficiente critico della vite	k_c		0.636
Resistenza assiale a compressione della vite	$R_{ax,d}$	N	8724.1
Resistenza ultima ad instabilità della vite nel legno	$R_{c,d}$	N	7746.5
Capacità portante assiale di progetto della vite	$R_{vite,d}$	N	7746.5
Capacità portante di progetto dell'appoggio rinforzato	$R_{app,d}$	daN	11701.36
Reazione all'appoggio	$R_{v,calc}$	daN	5395.0
Verifica dell'appoggio rinforzato	$R_{v,calc}/R_{app,d}$	<1	0.46
verifica			OK

17.1.2 Resistenze di progetto dei collegamenti tra pannelli X-LAM

17.1.2.1 Hold-down

Nel progetto sono stati utilizzati, per il collegamento alla base, in testa e laterale, tutti elementi commerciali le cui caratteristiche meccaniche di resistenza sono riportate nelle schede tecniche e nei certificati forniti dal produttore.

Per le connessioni anti ribaltamento Hold-down sono stati utilizzati:

WHT PLATE 440
WHT PLATE 540
WHT 440

HOLD-DOWN	R1,k			Coefficienti si sicurezza			R1,d,*			R1,d	1 HD	2 HD
	legno	acciaio	ancorante	legno	acciaio	cls	legno	acciaio	cls		R1,k*	R1,k*
	daN	daN	daN				daN	daN	daN		daN	daN
440 Plate Chiodi fi 4x60+M16	3470	3480	3387	1.5	1.25	1.5	2313	2784	2258	2258	3387	6774
540 Plate Chiodi fi 4x60+M16	9650	7060	7509	1.5	1.25	1.5	6433	5648	5006	5006	7509	15018
440 Chiodi fi 4x60+M16	5790	6340		1.5	1.25		3860	5072		3860	5790	11580

Per le verifiche e i gradi di sfruttamento si rimanda al fascicolo di calcolo precisando che il programma in automatico applica coefficienti di sovrarresistenza.

Per le connessioni a taglio sono stati utilizzati i seguenti connettori:

Viti a HBS ϕ 8 x 200	ad interasse: 150 mm, 100 mm, 50 mm
Piastre TITAN TCP 200	ad interasse: 800 mm, 500 mm
Piastre TITAN TTF 200	ad interasse: 1000 mm, 800 mm

	passo	Rk	coeff γm	Kmod	Rd	Rk/cm							
VITI A TAGLIO	mm	daN			daN	daN/cm							
Φ 8 X 200	150	346	1.5	1	231	23.07							
Φ 8 X 200	100	346	1.5	1	231	34.60							
Φ 8 X 200	50	346	1.5	1	231	69.20							
	R2/3,k		Coefficienti si sicurezza			R2/3,d,*							Taglio
	legno		ancorante	legno		cls	legno		cls	passo	R2/3,d		R2/3,k*
TITAN TCP 200	daN		daN				daN		daN	cm	daN/cm		daN/cm
Ancorante chimico M12/130 / 100 cm	2490		1930	1.5		1.5	1660		1287	100	12.87		19.30
Ancorante chimico M12/130 / 80 cm	2490		1930	1.5		1.5	1660		1287	80	16.08		24.13
Ancorante chimico M12/130 / 60 cm	2490		1930	1.5		1.5	1660		1287	60	21.44		32.17
Ancorante chimico M12/130 / 50 cm	2490		1930	1.5		1.5	1660		1287	50	25.73		38.60
	R2/3,k		Coefficienti si sicurezza			R2/3,d,*							Taglio
	legno		ancorante	legno		cls	legno		cls	passo	R2/3,d		R2/3,k*
TITAN TTF 200	daN		daN				daN		daN	cm	daN/cm		daN/cm
Ancorante fi 4x60 Legno-Legno / 100 cm	3550			1.5			2367			100	23.67		35.50
Ancorante fi 4x60 Legno-Legno / 80 cm	3550			1.5			2367			80	29.58		44.38
Ancorante fi 4x60 Legno-Legno / 50 cm	3550			1.5			2367			50	47.33		71.17

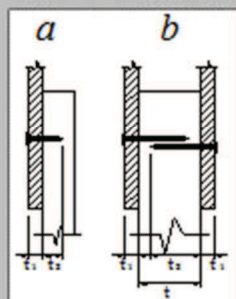
Il collegamento tra pannelli, per azioni sollecitanti di taglio longitudinale, si realizza con il sistema a tavoletta chiodata, si utilizza una tavoletta di multistrato Kerto di 21 mm di spessore e chiodi A.M. ϕ 2.3 x 60.

Resistenza di progetto dell'unione pannello-legno con chiodo A.M. ϕ 2.3 x 60:

Unioni Pannello-Legno

Controllare interassi fra i chiodi e distanze dai bordi come specificato nella tabella 8.2 del paragrafo 8.3.1.2 della EN 1995-1-1:2004

Gli interassi minimi devono essere moltiplicati per 0,85



MENU
UNIONI

Tipo Legno 2	EN C24 - DIN S10
Spessore t_2 (mm)	80
Tipo Pannello 1	Compensato finlandese
Spessore pannello t_1 (mm)	21
Spessore t (mm) (solo caso b)	
Diametro o lato chiodo (mm)	2.3
Diametro testa chiodo (mm)	4
Sezione chiodo	Tonda
Tipo chiodo	Aderenza migliorata
Preforatura	No
Resist. allo sfilam. chiodo $f_{sx,k}$ (N/mm ²)	
Resist. a estraz. testa $f_{resd,k}$ (N/mm ²)	
Resist. a traz. acciaio f_u (N/mm ²)*	600
Angolo fra azione e direz. Fibratura	0
Classe di durata del carico	Istantaneo
Classe di servizio	1

Modo di rottura

modo f

NOTA 1: Per ottenere il valore del taglio resistente per tutta l'unione moltiplicare per il n° di sezioni resistenti e per il n° di chiodi

Valori di calcolo

Resistenza caratteristica a taglio per mezzo d'unione e per sezione resistente

Modo (a)	1696.7
Modo (b)	4113.2
Modo (c)	1466.5
Modo (d)	612.1
Modo (e)	1560.2
Modo (f)	510.8

$$R_d = 0.8 \times 510 / 1.5 = 272 \text{ N} = 27.2 \text{ daN}$$

Come azione massima di taglio sulle pareti si considera la capacità portante dell'Hold-down più sollecitato.

$$R_{1,k} = 6774 \text{ daN}$$

Data un'altezza minima dei pannelli parete pari a 2750 mm, occorrono minimo

$$N = 6774 / 51 = 133 \text{ chiodi a connessione}$$

Posti ad interasse 40mm e su due file, il numero effettivo di chiodi risulta essere pari a:

$$N_{\text{eff}} = 2 \times (2750/40) = 137 > 133 \quad \text{OK}$$

La resistenza caratteristica distribuita risulta essere pari a:

$$F_k = 2 \times (1000/40) \times 51 = 2550 \text{ daN}$$

$$F_d = 2550 / 1.5 = 1700 \text{ daN}$$

Verifica del pannello per azione di taglio

$$\tau_{\text{max}} = 1700 / (1000 \times 21) = 0.08 \text{ N/mm}^2 < 4.8 / 1.5 = 3.2 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

17.1.2.3 Unioni a taglio solaio-parete

Dal programma di calcolo è possibile estrapolare quelle che sono le azioni taglianti di piano:

$$F_{t,\text{sis}} = 21922 \text{ daN}$$

Lo sviluppo delle pareti lungo Y è pari a, $L = 8.95 \times 6 = 53.7 \text{ m}$

Lo sviluppo delle pareti lungo X è pari a, $L = 30.51 \times 3 = 91.5 \text{ m}$

Si considera la direzione Y, essendo la più sfavorevole, con sovrarresistenza 1.30.

$$F_{t,\text{dis}} = 1.30 \times 21922 / 53.7 = 530 \text{ daN/m}$$

Si prevede l'uso, per il collegamento del solaio alle pareti sottostanti oltre ai collegamenti delle pareti, viti autoperforanti $\phi 8 \times 240/150$, la cui capacità portante risulta essere pari a :

$$R_k = 3.25 \text{ KN senza rondella}$$

$$R_d = 1.00 \times 3.25 / 1.5 = 2.16 \text{ Kn} = 216 \text{ daN}$$

$$F_{t,d,\text{dis}} = 216 \times (100/15) = 1440 \text{ daN/m} > 530 \text{ daN/m} \quad \text{OK}$$

17.1.2.4 Unioni a taglio pannelli di solaio

Per l'unione a taglio dei pannelli solaio è possibile considerare la stessa azione tagliente sollecitante nell'unione tra solaio e parete:

$$F_{t,\text{dis}} = 1.30 \times 21922 / 53.7 = 530 \text{ daN/m}$$

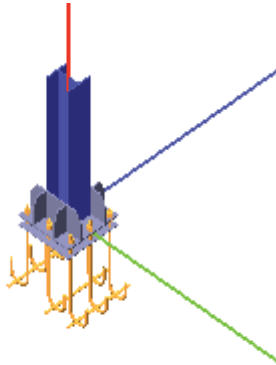
Da paragonare all'azione resistente precedentemente calcolata nell'unione tra pannelli mediante tavoletta kerto.

$$F_d = 27.2 \times 2 \times (1000/40) = 1360 \text{ daN/m} > 530 \text{ daN/m}$$

OK

17.2 Verifiche locali elementi in acciaio

17.2.1.1 Verifica unione di base delle colonne in acciaio - Ballatoio



Coefficienti di sicurezza utilizzati

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.10$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

Colonna

Tipo di profilo: HEA 140

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Rd} = 1.15$

Classe sezione: 1

Flangia:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Rd} = 1.15$

Dimensioni (B x H x Sp): 300.0 x 300.0 x 8.0 mm

Spessore nervature verticali: 8.0 mm

Spessore nervature orizzontali: 8.0 mm

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 ($f_{yb} = 649 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)

Diametro $\varnothing = 16 \text{ mm}$ $A_{res} = 156.8 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro foro $\varnothing_0 = 17 \text{ mm}$

Saldature:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\beta_1 = 0.70$ $\beta_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo $s_c = 4 \text{ mm}$

Sollecitazioni:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
3314.1 46.4	-86.6	-32230.6	259946.0	-139058.0	-218.0	
3314.2 47.9	-88.5	-34695.6	265572.0	-143646.0	-217.0	
3314.3 71.3	-125.8	-56832.4	377479.0	-213949.0	-461.0	
3314.4 72.9	-127.7	-59297.5	383105.0	-218551.0	-460.0	
3314.5 36.7	-49.9	-20620.7	149690.0	-110191.0	-155.0	
3314.6 38.3	-51.8	-23085.7	155316.0	-114763.0	-155.0	
3314.7 61.6	-89.1	-45224.4	267240.0	-184840.0	-399.0	
3314.8 63.1	-91.0	-47689.4	272866.0	-189446.0	-398.0	
3314.9 49.4	-90.4	-37160.6	271198.0	-148217.0	-216.0	
3314.10 63.9	-114.1	-49450.0	342200.0	-191797.0	-387.0	

3314.11	67.0	-117.8	-54380.1	353453.0-201000.0	-385.0
3314.12	39.8	-53.6	-25550.7	160942.0-119356.0	-154.0
3314.13	54.3	-77.3	-37842.0	231962.0-162844.0	-325.0
3314.14	57.4	-81.1	-42772.1	243214.0-172053.0	-323.0
3314.15	62.6	-86.8	-32234.6	260390.0-187933.0	-234.0
3314.16	64.2	-88.7	-34699.6	266016.0-192531.0	-233.0
3314.17	80.4	-114.2	-49454.9	342652.0-241214.0	-402.0
3314.18	81.9	-116.1	-51920.0	348278.0-245819.0	-401.0
3314.19	53.5	-50.0	-20621.4	150097.0-160379.0	-168.0
3314.20	54.6	-51.9	-23089.8	155760.0-163739.0	-171.0
3314.21	70.8	-77.5	-37846.9	232413.0-212255.0	-340.0
3314.22	72.3	-79.3	-40311.9	238039.0-216852.0	-340.0
3314.23	65.5	-115.9	-51915.1	347826.0-196400.0	-386.0
3314.24	55.8	-79.2	-40307.0	237588.0-167449.0	-324.0
3314.25	22.1	-80.9	-32435.7	242667.0-66328.0	-207.0
3314.26	23.6	-82.8	-34900.8	248293.0-70878.0	-206.0
3314.27	46.2	-120.1	-57053.8	360364.0-138454.0	-458.0
3314.28	47.7	-122.0	-59518.8	365990.0-143026.0	-457.0
3314.29	12.5	-44.1	-20826.1	132412.0-37577.0	-145.0
3314.30	14.1	-46.0	-23291.1	138039.0-42172.0	-144.0
3314.31	37.1	-83.3	-45428.8	249955.0-111449.0	-390.0
3314.32	38.7	-85.2	-47893.8	255581.0-116055.0	-389.0
3314.33	25.2	-84.6	-37365.8	253920.0-75473.0	-206.0
3314.34	38.9	-108.4	-49668.4	325055.0-116845.0	-383.0
3314.35	42.0	-112.1	-54598.4	336308.0-126040.0	-381.0
3314.36	15.6	-47.9	-25756.1	143665.0-46767.0	-143.0
3314.37	29.3	-71.6	-38058.7	214800.0-87933.0	-321.0
3314.38	32.4	-75.4	-42988.8	226052.0-97134.0	-319.0
3314.39	40.5	-110.2	-52133.4	330681.0-121443.0	-382.0
3314.40	30.8	-73.5	-40523.7	220426.0-92534.0	-320.0
3314.41	22.2	-77.2	-32577.0	231595.0-66703.0	-216.0
3314.42	23.8	-79.1	-35042.0	237221.0-71299.0	-216.0
3314.43	39.2	-104.7	-49809.7	313984.0-117630.0	-392.0
3314.44	40.7	-106.5	-52274.7	319610.0-122227.0	-391.0
3314.45	12.8	-40.4	-20967.4	121341.0-38278.0	-154.0
3314.46	14.3	-42.3	-23432.4	126967.0-42846.0	-153.0
3314.47	29.6	-67.9	-38200.0	203729.0-88744.0	-329.0
3314.48	31.1	-69.8	-40665.1	209355.0-93334.0	-329.0
3314.49	21.8	-86.4	-32223.8	259275.0-65306.0	-194.0
3314.50	23.3	-88.3	-34688.8	264901.0-69897.0	-193.0
3314.51	46.5	-125.6	-56824.9	376802.0-139448.0	-438.0
3314.52	48.0	-127.5	-59290.0	382428.0-144053.0	-437.0
3314.53	12.2	-49.7	-20614.1	149019.0-36492.0	-131.0
3314.54	13.7	-51.5	-23079.2	154646.0-41069.0	-131.0
3314.55	36.7	-88.9	-45216.9	266562.0-110145.0	-377.0
3314.56	38.3	-90.7	-47682.0	272189.0-114753.0	-376.0
3314.57	24.8	-90.2	-37153.8	270527.0-74424.0	-192.0
3314.58	39.2	-113.8	-49442.5	341523.0-117555.0	-364.0
3314.59	42.3	-117.6	-54372.6	352776.0-126753.0	-362.0
3314.60	15.2	-53.4	-25544.2	160272.0-45666.0	-130.0
3314.61	29.4	-77.1	-37834.5	231284.0-88273.0	-302.0
3314.62	32.5	-80.8	-42764.6	242536.0-97487.0	-301.0
3314.63	40.7	-115.7	-51907.6	347149.0-122156.0	-363.0
3314.64	31.0	-79.0	-40299.6	236910.0-92880.0	-302.0
3314.65	-1070.6	-103.0	-27771.4	309015.0-3212000.0	-1255.0
3314.66	-1078.3	-43.1	-29486.2	129354.0-3235000.0	-1505.0
3314.67	1122.4	-100.1	-28576.3	300413.0-3367000.0	1248.0
3314.68	1141.5	-40.4	-30282.0	121081.0-3425000.0	1094.0
3314.69	-1064.6	-96.4	-27926.9	289295.0-3194000.0	-1254.0
3314.70	-1083.7	-49.7	-29330.9	149077.0-3251000.0	-1503.0
3314.71	1127.9	-93.6	-28727.6	280837.0-3384000.0	1249.0

3314.72	1135.9	-46.9	-30130.6	140657.0	-3408000.0	1092.0
3314.73	-685.7	-99.4	-28032.6	298135.0	2057000.0	-385.0
3314.74	-685.3	-39.5	-29745.2	118437.0	2056000.0	-580.0
3314.75	741.9	-104.2	-28408.4	312645.0	-2226000.0	375.0
3314.76	753.0	-44.4	-30113.7	133281.0	-2259000.0	167.0
3314.77	-679.1	-92.8	-28190.8	278467.0	2037000.0	-387.0
3314.78	-693.0	-46.1	-29595.6	138271.0	2079000.0	-607.0
3314.79	744.4	-97.7	-28559.0	293063.0	-2233000.0	364.0
3314.80	744.3	-51.0	-29962.8	152885.0	-2233000.0	164.0
3314.81	-309.3	-171.4	-26067.0	514256.0	928001.0	-158.0
3314.82	-292.8	28.0	-31774.3	-84051.0	878359.9	-816.0
3314.83	354.2	-170.6	-26311.5	511655.0	-1063000.0	647.0
3314.84	351.7	28.8	-32011.1	-86517.0	-1055000.0	-186.0
3314.85	-204.1	-170.3	-26137.7	510762.0	612325.0	49.0
3314.86	-182.4	29.2	-31844.4	-87511.0	547127.0	-590.0
3314.87	249.2	-171.7	-26251.6	515125.0	-747469.0	440.0
3314.88	241.5	27.7	-31951.7	-83081.0	-724412.0	-413.0
3314.89	-298.2	-149.8	-26607.6	449533.0	894571.0	-201.0
3314.90	-300.7	5.9	-31292.6	-17767.0	902037.0	-743.0
3314.91	365.3	-149.0	-26852.2	446932.0	-1096000.0	605.0
3314.92	343.8	6.7	-31529.3	-20233.0	-1031000.0	-113.0
3314.93	-193.0	-148.7	-26678.3	446038.0	578895.0	6.2
3314.94	-190.3	7.1	-31362.7	-21227.0	570804.0	-517.0
3314.95	260.3	-150.1	-26792.3	450402.0	-780902.0	397.0
3314.96	233.6	5.6	-31470.0	-16797.0	-700732.0	-340.0

Calcolo resistenze

Resistenza a trazione dei bulloni $F_{tb,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 90333.1 \text{ N}$

Resistenza a punzonamento flangia $B_{pf,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 124497.5 \text{ N}$

Bull.	$F_{t,Rd} [\text{N}]$	$F_{t,Rd} [\text{N}]$
1	9036.0	9036.0
2	14554.0	14554.0
3	9036.0	9036.0
4	17420.9	17420.9
5	17420.9	17420.9
6	9036.0	9036.0
7	14554.0	14554.0
8	9036.0	9036.0

Legenda

$F_{t,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$ resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [F_{tb,Rd} , B_{pf,Rd} , F_{f,Rd}]$ resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni $F_{vb,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 60222.1 \text{ N}$

Bull.	$F_{bf,x,Rd} [\text{N}]$	$F_{v,x,Rd} [\text{N}]$	$F_{bf,y,Rd} [\text{N}]$	$F_{v,y,Rd} [\text{N}]$
1	48728.7	48728.7	44032.0	44032.0
2	73386.7	60222.1	110080.0	60222.1
3	48728.7	48728.7	44032.0	44032.0
4	73093.1	60222.1	44032.0	44032.0
5	73093.1	60222.1	44032.0	44032.0
6	48728.7	48728.7	44032.0	44032.0
7	73386.7	60222.1	110080.0	60222.1
8	48728.7	48728.7	44032.0	44032.0

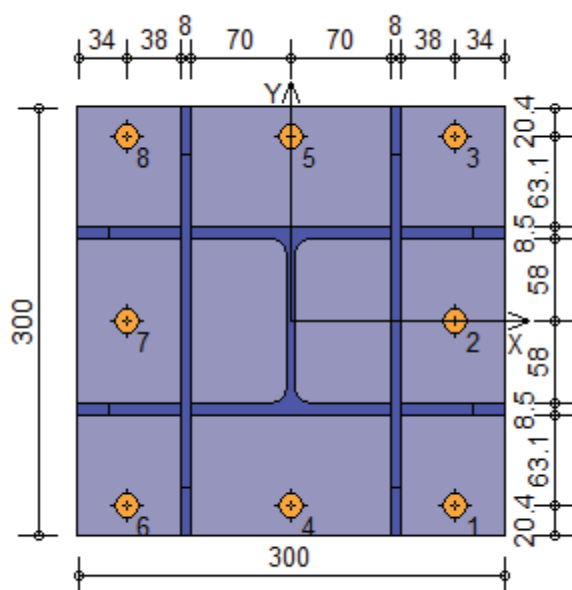
Legenda

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y



Verifiche sui bulloni

1-Taglio e trazione (Nodo n. 3314, CMB n. 67)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	F _{v,Ed} [N]	F _{v,Rd} [N]	F _{t,Ed} [N]	F _{t,Rd} [N]	FV ₁	VER
1	116.00	-129.60	140.0	44032.0	0.0	9036.0	0.003179	Ok
2	116.00	0.00	140.1	60222.1	0.0	14554.0	0.002326	Ok
3	116.00	129.60	140.1	44032.0	1536.9	9036.0	0.124677	Ok
4	0.00	-129.60	140.8	44032.0	0.0	17420.9	0.003197	Ok
5	0.00	129.60	140.9	44032.0	1364.9	17420.9	0.059165	Ok
6	-116.00	-129.60	141.6	44032.0	0.0	9036.0	0.003215	Ok
7	-116.00	0.00	141.7	60222.1	0.0	14554.0	0.002352	Ok
8	-116.00	129.60	141.7	44032.0	1192.9	9036.0	0.097518	Ok

2-Trazione (Nodo n. 3314, CMB n. 67)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	F _{t,Ed} [N]	F _{t,Rd} [N]	FV ₂	VER
1	116.00	-129.60	0.0	9036.0	0.000000	Ok
2	116.00	0.00	0.0	14554.0	0.000000	Ok
3	116.00	129.60	1536.9	9036.0	0.170092	Ok
4	0.00	-129.60	0.0	17420.9	0.000000	Ok
5	0.00	129.60	1364.9	17420.9	0.078350	Ok
6	-116.00	-129.60	0.0	9036.0	0.000000	Ok
7	-116.00	0.00	0.0	14554.0	0.000000	Ok
8	-116.00	129.60	1192.9	9036.0	0.132018	Ok

Legenda

F_{v,Ed} forza di taglio agente sul bullone

F_{v,Rd} resistenza a taglio di progetto del bullone

F_{t,Ed} forza di trazione agente sul bullone

F_{t,Rd} resistenza a trazione di progetto del bullone

$FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$

$FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$

VER $\rightarrow FV_i \leq 1$

Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)

Si considera la sezione di gola (avente altezza $a = s_c / 2^{0.5} = 2.828$) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm².

Verifica formula (4.2.78) (Nodo n. 3314, CMB n. 68)

Cordoni	$n_{\perp}$	$t_{\perp}$	$\tau_{\parallel}$	FV_1	VER_1		
Nerv. verticale lato destro esterno		-18.28	0.00	0.31	18.28	Ok	

Nerv. vert. lato destro interno zona inferiore	-18.31	0.00	0.31	18.31	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona inferiore	-18.71	0.00	0.31	18.71	Ok
Nerv. verticale lato sinistro esterno	-18.74	0.00	0.31	18.74	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro esterno	-10.60	0.00	-0.01	10.60	Ok
Ala inferiore esterno	-11.06	0.00	-0.01	11.06	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro esterno	-11.27	0.00	-0.01	11.27	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	-9.59	0.00	-0.01	9.59	Ok
Ala inferiore interno lato destro	-9.76	0.00	-0.01	9.76	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	-10.01	0.00	-0.01	10.01	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	-10.26	0.00	-0.01	10.26	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	-9.36	0.00	0.31	9.37	Ok
Anima lato destro	-8.82	0.00	0.31	8.82	Ok
Anima lato sinistro	-8.82	0.00	0.31	8.82	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	-9.76	0.00	0.31	9.77	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	1.20	0.00	-0.01	1.20	Ok
Ala superiore interno lato destro	0.94	0.00	-0.01	0.94	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	0.70	0.00	-0.01	0.70	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	0.53	0.00	-0.01	0.53	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro esterno	2.21	0.00	-0.01	2.21	Ok
Ala superiore esterno	1.80	0.00	-0.01	1.80	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro esterno	1.54	0.00	-0.01	1.54	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona superiore	9.64	0.00	0.31	9.65	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona superiore	9.25	0.00	0.31	9.25	Ok

Verifica formula (4.2.79) (Nodo n. 3314, CMB n. 68)

Cordoni	$n_{\perp}$	$t_{\perp}$	$\tau_{\parallel}$	FV_2	VER_2	
Nerv. verticale lato destro esterno	-18.28	0.00	0.31	18.28	Ok	
Nerv. vert. lato destro interno zona inferiore	-18.31	0.00	0.31	18.31	Ok	
Nerv. vert. lato sinistro interno zona inferiore	-18.71	0.00	0.31	18.71	Ok	
Nerv. verticale lato sinistro esterno	-18.74	0.00	0.31	18.74	Ok	
Nerv. orizz. inferiore lato destro esterno	-10.60	0.00	-0.01	10.60	Ok	
Ala inferiore esterno	-11.06	0.00	-0.01	11.06	Ok	
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro esterno	-11.27	0.00	-0.01	11.27	Ok	
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	-9.59	0.00	-0.01	9.59	Ok	
Ala inferiore interno lato destro	-9.76	0.00	-0.01	9.76	Ok	
Ala inferiore interno lato sinistro	-10.01	0.00	-0.01	10.01	Ok	
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	-10.26	0.00	-0.01	10.26	Ok	
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	-9.36	0.00	0.31	9.36	Ok	
Anima lato destro	-8.82	0.00	0.31	8.82	Ok	
Anima lato sinistro	-8.82	0.00	0.31	8.82	Ok	
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	-9.76	0.00	0.31	9.76	Ok	
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	1.20	0.00	-0.01	1.20	Ok	
Ala superiore interno lato destro	0.94	0.00	-0.01	0.94	Ok	
Ala superiore interno lato sinistro	0.70	0.00	-0.01	0.70	Ok	
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	0.53	0.00	-0.01	0.53	Ok	
Nerv. orizz. superiore lato destro esterno	2.21	0.00	-0.01	2.21	Ok	
Ala superiore esterno	1.80	0.00	-0.01	1.80	Ok	
Nerv. orizz. superiore lato sinistro esterno	1.54	0.00	-0.01	1.54	Ok	
Nerv. vert. lato destro interno zona superiore	9.64	0.00	0.31	9.64	Ok	
Nerv. vert. lato sinistro interno zona superiore	9.25	0.00	0.31	9.25	Ok	

Legenda

$n_{\perp}$ tensione normale perpendicolare all'asse del cordone

$t_{\perp}$ tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone

$\tau_{\parallel}$ tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

$$FV_1 = (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$$

$$FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$$

$$VER_i \rightarrow FV_i \leq \beta_i \cdot f_{yk} \quad (\beta_1 \cdot f_{yk} = 192.50 \text{ N/mm}^2 \quad \beta_2 \cdot f_{yk} = 233.75 \text{ N/mm}^2)$$

Verifiche a flessione piastra in zona compressa

Sezione parallela a X a filo della colonna (Nodo n. 3314, CMB n. 68)

Pressione media a bordo piastra $p_{med} = 1.21 \text{ N/mm}^2$

Carico lineare sbalzo $q_{lin} = 361.90 \text{ N/mm}$
 Lunghezza sbalzo $L_s = 83.5 \text{ mm}$
 Modulo di resistenza minimo $W_{min} = 75962.0 \text{ mm}^3$
 Momento resistente $M_{p,Rd} = 19894820.0 \text{ N mm}$
 Momento massimo $M_{p,Ed} = 1261632.0 \text{ N mm}$
 $M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0.063415 \text{ Ok}$

Sezione parallela a Y a filo della nervatura verticale (Nodo n. 3314, CMB n. 4)

Pressione media a bordo piastra $p_{med} = 0.75 \text{ N/mm}^2$
 Carico lineare sbalzo $q_{lin} = 226.48 \text{ N/mm}$
 Lunghezza sbalzo $L_s = 72.0 \text{ mm}$
 Modulo di resistenza minimo $W_{min} = 75962.0 \text{ mm}^3$
 Momento resistente $M_{p,Rd} = 19894820.0 \text{ N mm}$
 Momento massimo $M_{p,Ed} = 587039.5 \text{ N mm}$
 $M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0.029507 \text{ Ok}$

Verifica del momento di progetto del giunto (Nodo n. 3314, CMB n. 68)

Momento resistente del giunto $M_{j,Rd} = 6515204.0 \text{ N mm}$
 Momento di progetto $M_{j,Ed} = 3425000.0 \text{ N mm}$
 $M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0.525693 \text{ Ok}$

Ancoraggio

Tirafondi con uncini e bolzoni

Lunghezza tirafondi $L_t = 600 \text{ mm}$ (rettilineo 385 mm, arco 151 mm, terminale 64 mm)
 Lunghezza di aderenza $L_a = 705 \text{ mm}$ (si considera l'uncino equivalente ad un tratto rettilineo lungo $20\varnothing$)
 Diametro bolzoni $\varnothing_b = 15 \text{ mm}$

Lunghezza minima tirafondi: 40 diametri (640 mm)

Calcestruzzo

Resistenza cubica caratteristica a compressione $R_{ck} = 30.00 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.11 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 0.7 \cdot 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo $f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} / \gamma_c = 2.69 \text{ N/mm}^2$

Compressione massima calcestruzzo (Nodo n. 3314, CMB n. 67)

$p_{max} = 1.27 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} \text{ Ok}$

Verifica ancoraggio

Si considera la massima resistenza a trazione di progetto dei tirafondi

Trazione di progetto dell'ancoraggio $F_{t,an,Ed} = \max [F_{t,Rd}] = 17420.9 \text{ N}$
 Resistenza a trazione per aderenza $F_{t,ad,Rd} = L_a \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot f_{bd} = 95185.1 \text{ N}$
 $F_{t,ad,Rd} > F_{t,an,Ed} \text{ Ok}$

17.2.1.2 Verifica unione trave colonna - Ballatoio

Il nodo prevede l'unione tra la trave principale e la trave secondaria, che a sua volta è collegata al pilastro inferiore e superiore.

Lo schema statico dell'elemento è appoggio-appoggio con luce massima di 6.17 m.

Il taglio massimo presente in appoggio nella combinazione SLV è pari a 25 kN.

Si prevede un'unione con bulloni di classe 8.8. Il calcolo è stato eseguito con l'ausilio del foglio di calcolo "04_unioni_bullonate" fornito da Promozione Acciaio.

Si riporta un estratto della verifica:

	INPUT	
	Definizione dell'azione	
	V =	25000 [N]
	e =	25 [mm]
Definizione della geometria dell'unione		
dbi =		67.40 [mm]
OUTPUT - Forza agenti sui singoli bulloni		
F _{Vbi} =	6250.00 [N]	Forza dovuta all'azione di taglio
F _{Tbi} =	2318.18 [N]	Forza dovuta al momento torcente derivante all'eccentricità di V

VERIFICA (D.M. 2008 punto 4.2.8.1)					
Classe acciaio	EN10025 - S275 / S275 N/NL/M/ML	Classe bulloni	8.8	Scelta ϕ dei bulloni	16
Spessori collegati		Distanze [mm]			
t ₁ =	10 [mm]	e ₁ =	50	p ₁ =	90.4
t ₂ =	6 [mm]	e ₂ =	50	p ₂ =	100
Unione normale			Unione resistente allo scorrimento allo SLU		
F _{v,Ed} < F _{v,Rd}	8119.87 < 60288.00	Verificato	F _{v,Ed} < F _{s,Rd}	8119.87 < 28773.82	Verificato
F _{v,Ed} < F _{b,Rd}	8119.87 < 87720.00	Verificato	F _{v,Ed} < F _{b,Rd}	8119.87 < 87720.00	Verificato
Unione resistente allo scorrimento allo SLE			V < N _{net,Rd}	25000.00 < 221760.00	Verificato
F _{v,Ed} < F _{s,Rd}	8119.87 < 32697.52	Verificato	La verifica di un modello di resistenza si considera soddisfatta se tutte le verifiche indicate per tale modello sono soddisfatte		
F _{v,Ed} < F _{v,Rd}	8119.87 < 60288.00	Verificato			
F _{v,Ed} < F _{b,Rd}	8119.87 < 87720.00	Verificato			

La verifica richiede la definizione di un'unione con 4 bulloni M16. Si prevedono due flange di spessore 10 mm saldate alla trave secondaria IPE 140 che accolgono l'anima del profilo IPE 240 della trave principale.

17.2.1.3 Verifica unione trave Ballatoio – Parete X-LAM

Il nodo riguarda la definizione dell'unione fra il ballatoio e la struttura in pannelli Xlam dell'edificio. Il ballatoio è stato modellato come autoportante ai carichi verticali, ma vincolato all'edificio per i carichi orizzontali. Tale vincolo è stato definito in fase di modellazione come un semplice appoggio.

Per tale nodo è stata ipotizzata una piastra di spessore 10 mm, direttamente saldata alla trave IPE 240, che si andrà a fissare sulla parete Xlam grazie a più barre filettate $\phi 16$. Due di tali barre filettate saranno di lunghezza 400 mm, direttamente fissate nella parete in prossimità del pannello ortogonale grazie ad un ancorante chimico. Le restanti invece saranno passanti attraverso la parete e fissate con dadi M16.

Le sollecitazioni presenti sul nodo sono le seguenti:

	SLU	SLV
N	11.2 kN	21.2 kN
T ₃ (orizzontale)	2.5 kN	16 kN
T ₂ (verticale)	22 kN	26.3 kN

La verifica nei confronti della trazione è stata svolta calcolando la capacità di estrazione della barra nel pannello Xlam. Tale verifica è stata svolta con l'ausilio di un foglio di calcolo. Si riporta un estratto della verifica:

CAPACITA' PORTANTE BARRE INCOLLATE - Secondo CNR-DT 206/2007			
barre parallele alla fibratura			
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f_{yk}	480	N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	γ_m	1.15	
Tensione di progetto di snervamento acciaio	f_{yd}	417	N/mm ²
Diametro della barra	d	16	mm
Sezione resistente della barra di acciaio	A_{res}	161	mm ²
Diametro del foro	d_{foro}	20	mm
Diametro equivalente	d_{eq}	17.6	mm
Lunghezza di ancoraggio minima	$l_{ad,min}$	160	mm
Moltiplicatore della lunghezza di ancoraggio minima	k	2.50	
Lunghezza di ancoraggio effettiva	l_{ad}	400	mm
Valore di calcolo della resistenza a scorrimento (Tab. 7-11 CNR-DT 206/2007)	$f_{v,k}$	3.25	N/mm ²
Coefficiente K_{mod}	k_{mod}	0.80	
Coefficiente parziale di sicurezza dell'unione	γ_m	1.50	
Valore di calcolo della resistenza a scorrimento	$f_{v,d}$	1.73	N/mm ²
Resistenza a trazione parallela alla fibratura del legno	$f_{t,0,d}$	7.47	N/mm ²
Massa volumica caratteristica	ρ_k	350	kg/m ³
Area efficace di rottura del legno (Fig. 7-18 CNR-DT 206/2007)	A_{eff}	9216	mm ²
Nodo duttile o non duttile	NON DUTTILE		
Resistenza modo (a) trazione barra di acciaio	$F_{ax,Rd,a}$	67137	N
Resistenza modo (b) scorrimento interfaccia adesivo/legno	$F_{ax,Rd,b}$	57504	N
Resistenza modo (c) rottura per trazione del legno	$F_{ax,Rd,c}$	68844	N
Controllo di sovrarresistenza per la rottura fragile (b)	verifica non necessaria		
Controllo di sovrarresistenza per la rottura fragile (c)	verifica non necessaria		
Angolo di inclinazione della barra rispetto alla fibratura	α	90.00	°
Profondità di ancoraggio della barra in direzione ortogonale alla fibra	a	400.00	mm
Larghezza efficace della barra	b_{eff}	48.00	mm
Altezza dell'elemento in legno	h	400.00	mm
Resistenza modo (d) rottura per spacco	$F_{ax,Rd,d}$	52296	N
Capacità portante della barra incollata	$F_{ax,Rd}$	27891	N
Diametro della barra	d	16	mm
Lunghezza di ancoraggio	l_{ad}	400	mm
Acciaio	f_{yk}	480	N/mm ²

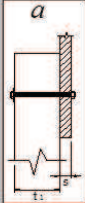
Risulta che: $R_{d,N} = 2 \cdot 27.89 = 55.78 \text{ kN} > 21.2 \text{ kN}$

Le 2 barre filettate incollate nel legno risultano sufficienti a resistere alla sollecitazione.

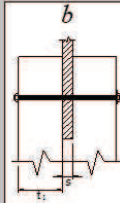
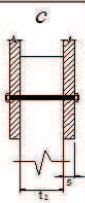
La verifica nei confronti del taglio è stata svolta con l'ausilio di un foglio di calcolo. Si riporta un estratto della verifica:

Unioni Acciaio-Legno
 Controllare interassi fra i bulloni e distanze dai bordi come specificato nella tabella 8.4 del paragrafo 8.5.1.1 della EN 1995-1-1:2004

☒ Singola sezione resistente
 ☐ Doppia sezione resistente caso b
 ☐ Doppia sezione resistente caso c



**MENU
UNIONI**

Tipo Legno	EN C24 - DIN S10
Spessore t_1 (mm)	100
Spessore s acciaio (mm)	12
Spessore t_2 (mm) (solo doppia)	
Diametro bullone (mm)	16
Diametro rondella (mm)	48
Angolo fra azione e direz. Fibratura	90
Resist. a traz. acciaio f_u (N/mm ²)	800
Classe di durata del carico	Medio Termine
Classe di servizio	3
Combinazione di carico	Fondamentale (non sismica)

Eventuali avvisi

Valore resistente di progetto a taglio per singolo elemento di collegamento e per singola sezione resistente

Taglio Resistente di progetto (N)	6770.8
-----------------------------------	---------------

Modo di rottura **interpolazione**

NOTA 1: Per ottenere il valore del taglio resistente per tutta l'unione moltiplicare per il n° di sezioni resistenti e per il n° di bulloni

$$T_{max} = \sqrt{T_3^2 + T_2^2} = 30.8 \text{ kN}$$

$$R_{d,T} = 5 \cdot 6.77 = 33.85 \text{ kN} > 30.8 \text{ kN}$$

Risulta che 5 barre $\Phi 16$ sono sufficienti a resistere a tali azioni.

I nodi saranno di 3 tipologie: i nodi d'estremità (sinistra e destra) ed i nodi centrali. I nodi di estremità avranno 2 barre filettate incollate nel pannello di legno e 3 passanti. I nodi centrali avranno 2 barre filettate incollate e 6 passanti, per simmetria.

Fra la piastra e il fabbricato in legno si prevede di interporre uno strato di 30 mm di neoprene per prevenire la formazione di ponte termico.

17.2.1.4 Tavolato Ballatoio

Per il piano di calpestio del piano primo nel ballatoio è stato scelto un pavimento in tavole di legno di spessore 50 mm. La qualità di legno scelta ricade nella classe D30 secondo la EN 338. Le caratteristiche meccaniche del materiale sono le seguenti:

Valori caratteristici di resistenza e modulo elastico		D30
Resistenze (MPa)		
flessione	$f_{m,0,k}$	30
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	18
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0,6
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	23
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	8,0
taglio	$f_{v,k}$	3,0
Modulo elastico (GPa)		
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	10
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	8,0
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0,64
modulo di taglio medio	G_{mean}	0,60
Massa volumica (kg/m³)		
massa volumica caratteristica	ρ_k	530
massa volumica media	ρ_m	640

Lo schema statico adottato è quello di appoggio-appoggio di luce pari a 1.35 m.

I carichi previsti sono il peso proprio ed il carico d'esercizio di 4 kN/m² in quanto luogo soggetto ad affollamento. Si prevede una Classe di Servizio 3 in quanto il materiale sarà soggetto ad agenti atmosferici. Le combinazioni di carico SLU e SLE forniscono i seguenti carichi distribuiti:

$$q_{SLU} = 6.42 \text{ kN/m}$$

$$q_{SLE, \text{ rara}} = 4.32 \text{ kN/m}$$

$$q_{SLE, \text{ q.p.}} = 2.72 \text{ kN/m}$$

Il momento massimo in campata allo stato limite ultimo è:

$$M_{max} = \frac{q_{SLU} l^2}{8} = 1.46 \text{ kNm}$$

Le relative tensioni sulla sezione sono:

$$\sigma_{m,d} = \frac{6 M_{max}}{b h^2} = 3504 \text{ kN/m}^2$$

La tensione resistente è pari a:

$$f_{m,d} = k_{mod} \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 13000 \text{ kN/m}^2$$

La classe definisce un $K_{mod} = 0.65$ per i carichi di media durata. Il γ_m relativo al caso è 1.50.

Tale verifica risulta soddisfatta in quanto $\sigma_{m,d} < f_{m,d}$.

Si esegue la verifica allo stato limite di esercizio che prevede il controllo delle frecce ammissibili, istantanee ed a lungo termine.

Per la Classe di Servizio 3 si ha un $K_{def} = 2.00$.

La deformazione istantanea è:

$$u_{inst} = \frac{5}{384} \frac{q_{SLE, \text{ rara}} l^4}{E J} + \chi \frac{q_{SLE, \text{ rara}} l^2}{8 G A} = 1.66 \text{ mm} < \frac{l}{500} = 2.70 \text{ mm}$$

La deformazione a lungo termine è:

$$u_{creep} = k_{def} \left(\frac{5}{384} \frac{q_{SLE, \text{ q.p.}} l^4}{E J} + \chi \frac{q_{SLE, \text{ q.p.}} l^2}{8 G A} \right) = 1.16 \text{ mm}$$

$$u_{fin} = u_{inst} + u_{creep} = 2.82 \text{ mm} < \frac{l}{350} = 3.90 \text{ mm}$$