

COMUNE DI RUFINA

PROVINCIA DI FIRENZE



REALIZZAZIONE DI UN EDIFICIO PER 9 ALLOGGI DI EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA IN LOCALITA' SCOPETI

Finanziamento Piano Nazionale di edilizia abitativa approvato con D.P.C.M. 16/07/2009 cofinanziato dalla Regione Toscana Deliberazione G.R.T. n. 856 del 04/10/2010 e Deliberazione G.R.T. n° 58 del 07/02/2011 come da Accordo di Programma fra il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti e la Regione Toscana sottoscritto in data 19/10/2011.

Operatore: CASA SPA



IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:
Arch. Marco Barone

PROGETTO DELLE STRUTTURE
dott. Ing. Lorenzo Panerai

TAV. N°	DISEGNO: A8 - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE	SCALA:
ES-ST 00.5		-
		DATA: Luglio 2018
RF01-ES-ST-00.5.1-01		

ADDETTO ALLA VERIFICA

Ing. Angela Bevilacqua

Geom. Alessandro Caioli

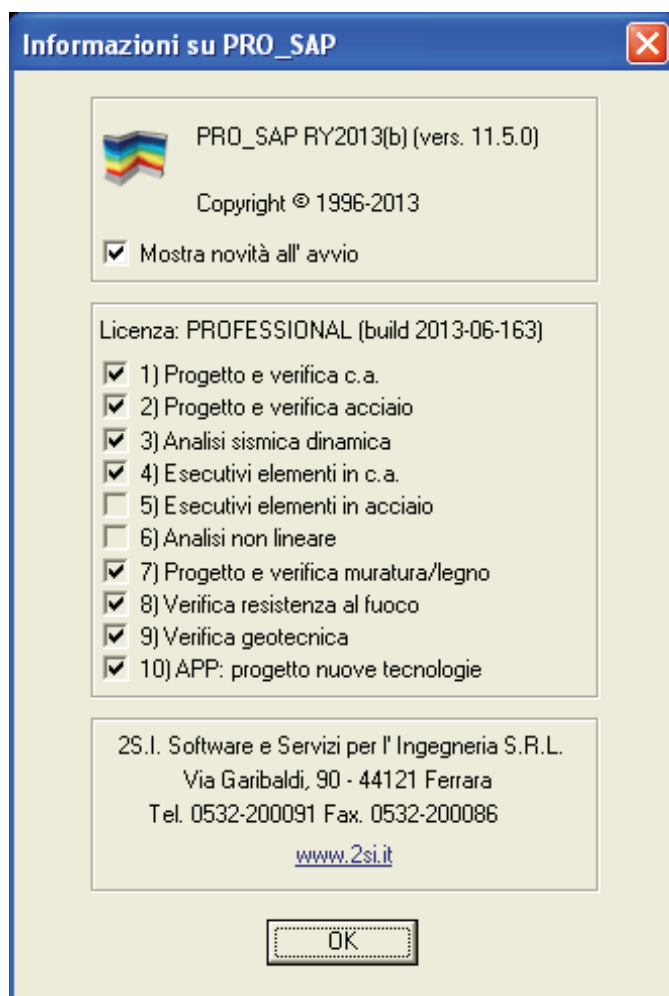
1	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E RISULTATI DEL CALCOLO	3
1.1	MODELLO DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI	3
1.2	MODI DI VIBRARE.....	6
1.3	VERIFICHE ALLO SLE	8
1.3.1	SPOSTAMENTI RELATIVI MASSIMI.....	8
1.3.2	Verifiche SLE	9
2	VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI IN CEMENTO ARMATO ED ACCIAIO	11
2.1	VERIFICA A TAGLIO DEI SETTI	11
2.2	VERIFICA SOLETTE SCALE.....	12
2.2.1	Scala centrale tecnica	12
2.2.2	Scala edificio.....	13
2.3	VERIFICA DEI MURI CONTRO TERRA DEL VANO INTERRATO.....	14
2.4	VERIFICA DEI SOLAI.....	16
2.5	VERIFICA DELLE TRAVI E DEI PILASTRI METALLICI	17
3	VERIFICA DEGLI ELEMENTI XLAM	19
3.1	METODO DI CALCOLO DEI PANNELLI XLAM.....	19
3.1.1	Principi di calcolo dei pannelli a strati incrociati di tavole.....	19
3.1.2	Stato tensionale dei pannelli	19
3.1.3	Verifiche di resistenza SLU	24
3.1.4	Verifiche di deformabilità SLE.....	24
3.1.5	Verifiche del secondo ordine	24
3.1.6	Unioni.....	25
3.1.7	Criteri adottati per le misure di sicurezza e metodo di calcolo.....	29
3.2	VERIFICA DEI PANNELLI LIGNEI VERTICALI.....	29
3.3	VERIFICA DEI PANNELLI LIGNEI ORIZZONTALI - SOLAI	30
3.4	COLLEGAMENTI STRUTTURE LIGNEE	30
3.4.1	Connessioni legno – calcestruzzo	30
3.4.2	Connessioni legno – legno	31
3.4.3	Connessioni acciaio - legno	45
3.4.4	Verifica connessioni soggette a forze orizzontali di piano	47
3.4.5	Verifiche collegamenti pareti xlam.....	48
4	VERIFICHE LOCALI ELEMENTI IN LEGNO	56
4.1	Verifica a schiacciamento collegamento solaio xlam trave metallica.....	56
4.2	Verifica a schiacciamento collegamento trave metallica parete xlam (trave parallela alla parete).....	56

4.3	Verifica a schiacciamento collegamento trave metallica parete xlam (trave perpendicolare alla parete).....	57
4.4	Verifica a schiacciamento dell'appoggio delle architravi in lamellare (trave parallela alla parete).....	58
4.5	Verifica a schiacciamento dell'appoggio architravi in lamellare (trave perpendicolare alla parete).....	59
4.6	Verifica a schiacciamento delle pareti del piano terra	59
4.7	Verifica a schiacciamento dei piani in elevazione	59

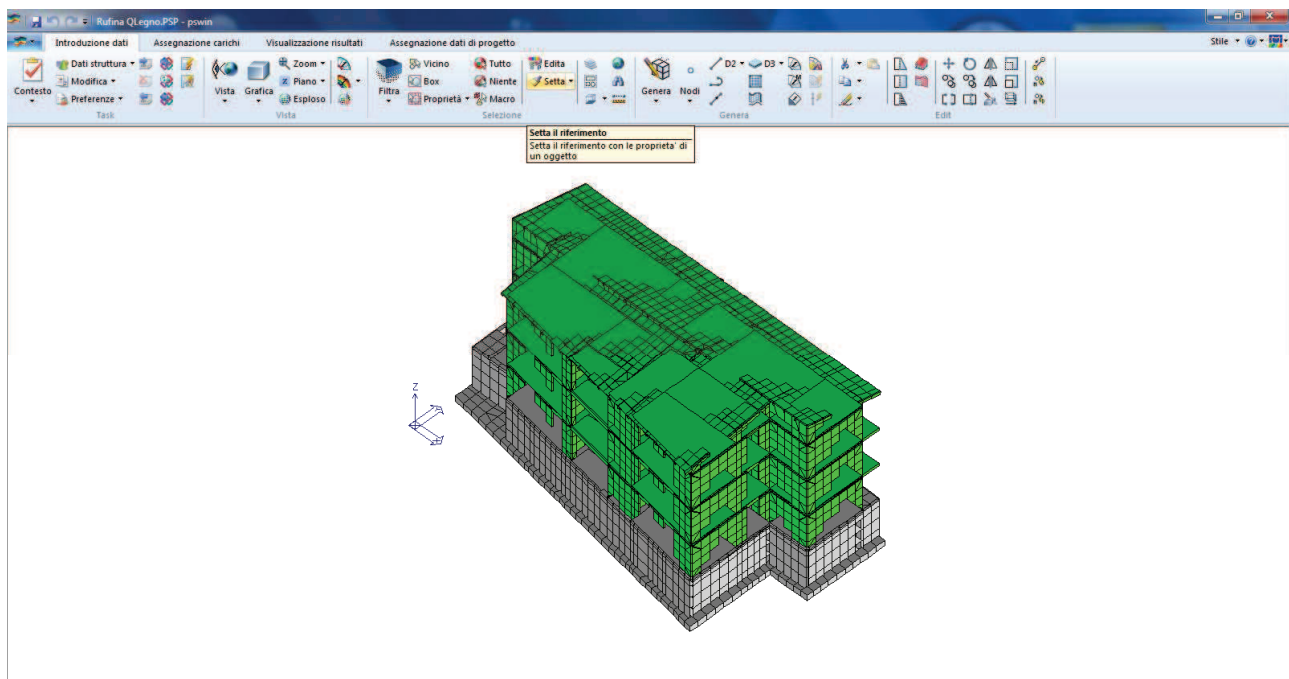
1 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E RISULTATI DEL CALCOLO

1.1 MODELLO DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI

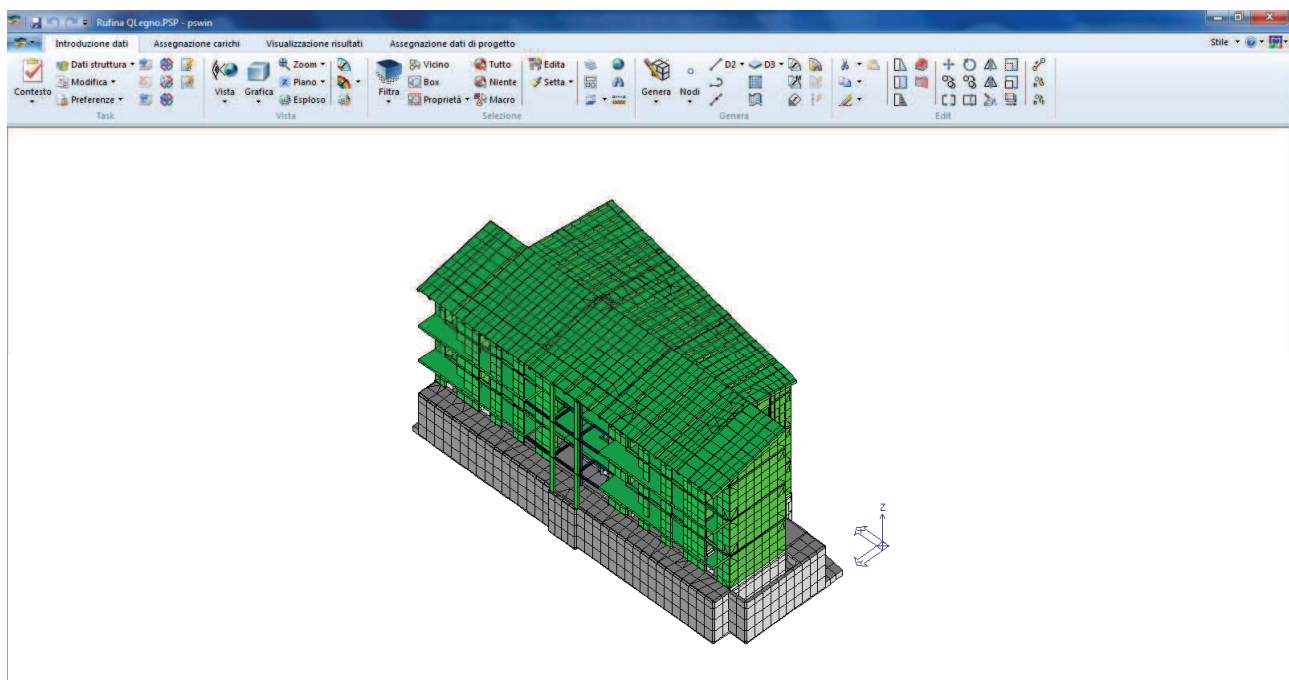
La modellazione della struttura è stata eseguita con l'ausilio del programma di calcolo Prosap prodotto da 2Si, in licenza a Casa spa. Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione degli edifici è stato eseguito attraverso la realizzazione di un modello agli elementi finiti che riproduce, in maniera sufficientemente dettagliata il comportamento reale dell'edificio. Il modello numerico ricalca i principi enunciati al punto 6.1 e sono stati realizzati con il programma di calcolo PRO_SAP della software house 2SI di Ferrara. Tale software, ampiamente testato e dotato di manuale d'uso e di tests di validazione reperibili su internet all'indirizzo <http://www.2si.it/software/Affidabilità.htm>, è dotato di un modulo per il calcolo delle strutture X-LAM che implementa il metodo di calcolo previsto dalle norme DIN 1052/2007. Il programma esegue in automatico tutte le verifiche previste dalla DIN per le pareti ed i solai, inoltre esegue la verifica dei collegamenti con la metodologia descritta al capitolo 21.1.2 della presente relazione e la verifica al fuoco secondo il metodo della sezione residua descritto in EC5.



Si riportano di seguito le immagini del modello.



Per informazioni, premere F1 Nodi: 7143 (0); D2: 845 (0); D3: 7227 (0); Solai: 69 (0); -1825.80, 2068.44, 0.0 [L]=cm [F]=daN



Per informazioni, premere F1 Nodi: 7143 (0); D2: 845 (0); D3: 7227 (0); Solai: 69 (0); 6111.21, 1911.57, 0.0 [L]=cm [F]=daN

Si tratta di modelli tridimensionali dove le strutture in cemento armato del piano interrato e del primo piano dell'edificio sono schematizzate, a seconda del comportamento statico, con elementi monodimensionali (beam) per travi e pilastri, elementi bidimensionali (shell) con comportamento a lastra per i muri ed a piastra per le solette e le platee. Le platee di fondazioni sono modellate con piastre su suolo elastico alla Winkler. I solai sono modellati con elementi bidimensionali a comportamento membranale ai quali è assegnata l'effettiva rigidità di piano in funzione dello spessore e del materiale assegnato (in pratica per materiale calcestruzzo e spessori maggiori di 5 cm, come è nel caso dei solai predalles o bausta, si ottiene un piano infinitamente rigido). Nella modellazione è considerata anche l'influenza delle rampe scala modellate come travi di altezza uguale allo spessore della soletta rampante. Fra le azioni agenti sulle pareti in cemento armato del piano interrato non è prevista la spinta delle terre in quanto le pareti sono gettate contro diaframmi

(il cui calcolo non fa parte della presente relazione), realizzati precedentemente per poter eseguire lo scavo in sicurezza, ai quali è evidentemente demandata la resistenza alle spinte del terreno.

Le strutture fuori terra in legno sono state modellate ancora con elementi monodimensionale a comportamento isotropo per quel che riguarda travi e pilastri e con elementi bidimensionali a comportamento ortotropo per quel che concerne solai e pareti. I moduli elastici normali (E_2 ed E_1) secondo gli assi verticale ed orizzontale delle pareti sono calcolati in automatico dal programma una volta definita la stratigrafia della parete ed il materiale delle tavole componenti i vari strati. La notevole differenza di rigidezza verticale esistente fra solaio e pareti è stata considerata nella modellazione inserendo a livello dei solai degli elementi shell di altezza pari allo spessore del solaio con modulo elastico in direzione verticale uguale al modulo elastico perpendicolare alla fibratura delle tavole componenti il solaio. Nel modello sono presenti anche alcune travi metalliche il cui utilizzo si è reso necessario per motivi architettonici. Esse sono utilizzate per architravi particolarmente ribassati (per l'inserimento dei cassonetti degli avvolgibili) e molto carichi e per travi in spessore di solaio. Le architravi sono realizzate con profili unificati HE mentre le travi in spessore sono ottenute per saldatura di una piastra metallica inferiore (avente funzione di appoggio per i solai) a un profilo tubolare rettangolare. Le travi in spessore così ottenute permettono un facile montaggio dei solai, hanno un'altezza contenuta unita ad una grande rigidezza e sono in grado di sopportare i momenti torcenti che possono nascere per situazioni di carico non simmetriche sui solai a cui danno appoggio.

Come già detto al punto precedente le strutture in cemento armato sono schematizzate fra loro incastrate, le strutture in legno e metallo sono considerate incernierate lungo i bordi o alle estremità.

Per le verifiche globali nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali le strutture sono state schematizzate come un insieme di elementi verticali, pareti e pilastri collegati in fondazione ad una platea ed a livello di piano a solai infinitamente rigidi. Sono state eseguite analisi statiche lineari, pseudodinamiche e dinamiche lineari. L'analisi statica ha permesso la determinazione delle azioni derivanti dai carichi verticali nonché quelle indotte dal vento. L'analisi pseudodinamica è stata utilizzata in fase di predimensionamento nei confronti delle azioni sismiche, in particolare per quel che riguarda le verifiche di resistenza e rigidezza degli impalcati di piano (sia in cemento che in X-LAM). L'analisi dinamica lineare (modale) è stata usata, come previsto dalla vigente normativa per strutture non regolari in altezza, nella valutazione delle caratteristiche dinamiche e nella valutazione definitiva delle azioni indotte dal sisma. Per quanto concerne le strutture in cemento armato del piano interrato le pareti sono considerate incastrate fra loro e alla base nella platea di fondazione, pilastri e travi sono anch'essi considerati incastrati. L'ipotesi di impalcato infinitamente rigidi nel proprio piano e rigidamente alle strutture verticali che vi si innestano è quella classica utilizzata nella modellazione delle strutture in cemento armato in opera.

Per le strutture in X-LAM la modellazione è stata condotta sulla base delle ipotesi di comportamento descritte nei paragrafi successivi. Le pareti, di tipo monolitico, sono considerate come elementi a comportamento ortotropo, con rigidezza diversa nella direzione verticale e in quella orizzontale in funzione della composizione delle lamelle utilizzata. Anche i solai sono modellati tenendo conto della effettiva rigidezza di piano, funzione della composizione di lamelle utilizzata nella realizzazione dei pannelli. Il collegamento verticale fra pareti è considerato come una cerniera nei confronti delle azioni perpendicolari al piano della parete e perfettamente rigido nei confronti delle azioni nel piano della parete. Le ipotesi di vincolo sopradescritte sono giustificate dalla modalità di realizzazione, anche in considerazione dei risultati di progetti di ricerca sul comportamento strutturale delle strutture in X-LAM condotte in Italia e all'estero e riportati nei riferimenti normativi e bibliografici. Anche il collegamento fra solaio e pareti è schematizzato come una cerniera nei confronti delle azioni flettenti fuori piano e come rigido nei confronti delle azioni nel piano. La minore rigidezza verticale del solaio rispetto alle pareti, dovuta alla differenza di quasi un ordine di grandezza che esiste fra il modulo elastico parallelo alla fibratura verticale delle pareti

ed il modulo elastico ortogonale alla fibratura dei solai, è stata considerata inserendo nel modello, per lo spessore dei solai, degli elementi shell con modulo elastico verticale uguale al modulo elastico perpendicolare alla fibratura delle lamelle di composizione del solaio.

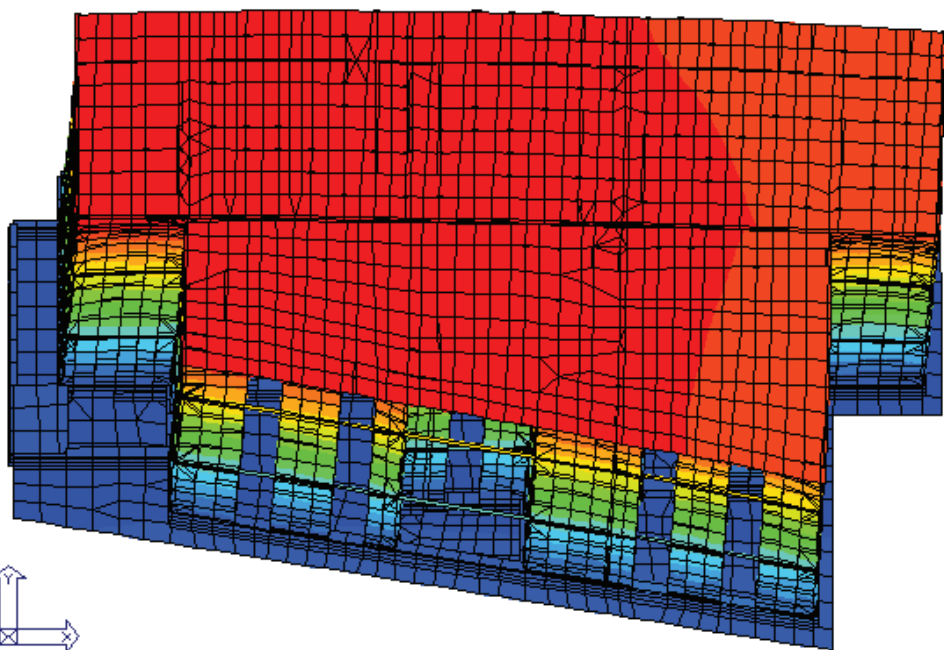
Nel predimensionamento di solai e pareti gli stessi sono considerati come elementi monodimensionali in quanto ciò, porta in generale, a risultati più penalizzanti rispetto al calcolo come elementi bidimensionali con comportamento a piastra per i solai ed a lastra per le pareti. Nella modellazione globale, considerato che si usano pannelli solaio di grandi dimensioni con pochi punti di giunzione, ai fini della determinazione della ripartizione sulle pareti dei carichi distribuiti agenti sui solai, i solai stessi sono considerati avere comportamento a piastra. La percentuale di carico che va sulle pareti parallele all'orditura delle tavole è valutata sulla base della rigidezza efficace flessionale ortogonale alla direzione d'orditura principale. Questo modo di operare permette di avere un dimensionamento cautelativo per i solai (che sono predimensionati come elementi monodimensionali e quindi maggiormente caricati), per le pareti che sono anch'esse predimensionate sulla base di un comportamento monodimensionale ed anche per i collegamenti (in special modo quelli antiribaltamento) delle pareti per i quali non vi è né una sottostima delle azioni agenti sulle pareti non direttamente caricate né una sovrastima delle azioni agenti sulle pareti portanti.

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:

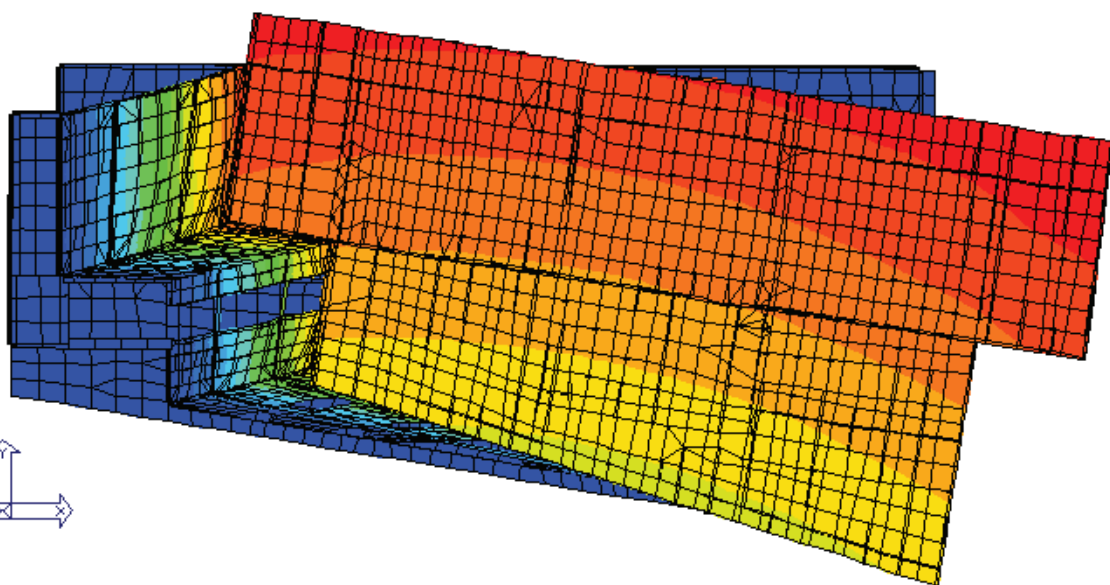
Requisito DM 14.01.08 § 4.4.12	Criterio adottato nel progetto
protezione della struttura e dei suoi elementi componenti nei confronti dell'umidità	Per tutte le strutture, sia per quelle coperte (classe di servizio 1) che per le terrazze (classe di servizio 2), sono previsti particolari costruttivi idonei 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 membrature 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 membrature 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.

1.2 MODI DI VIBRARE

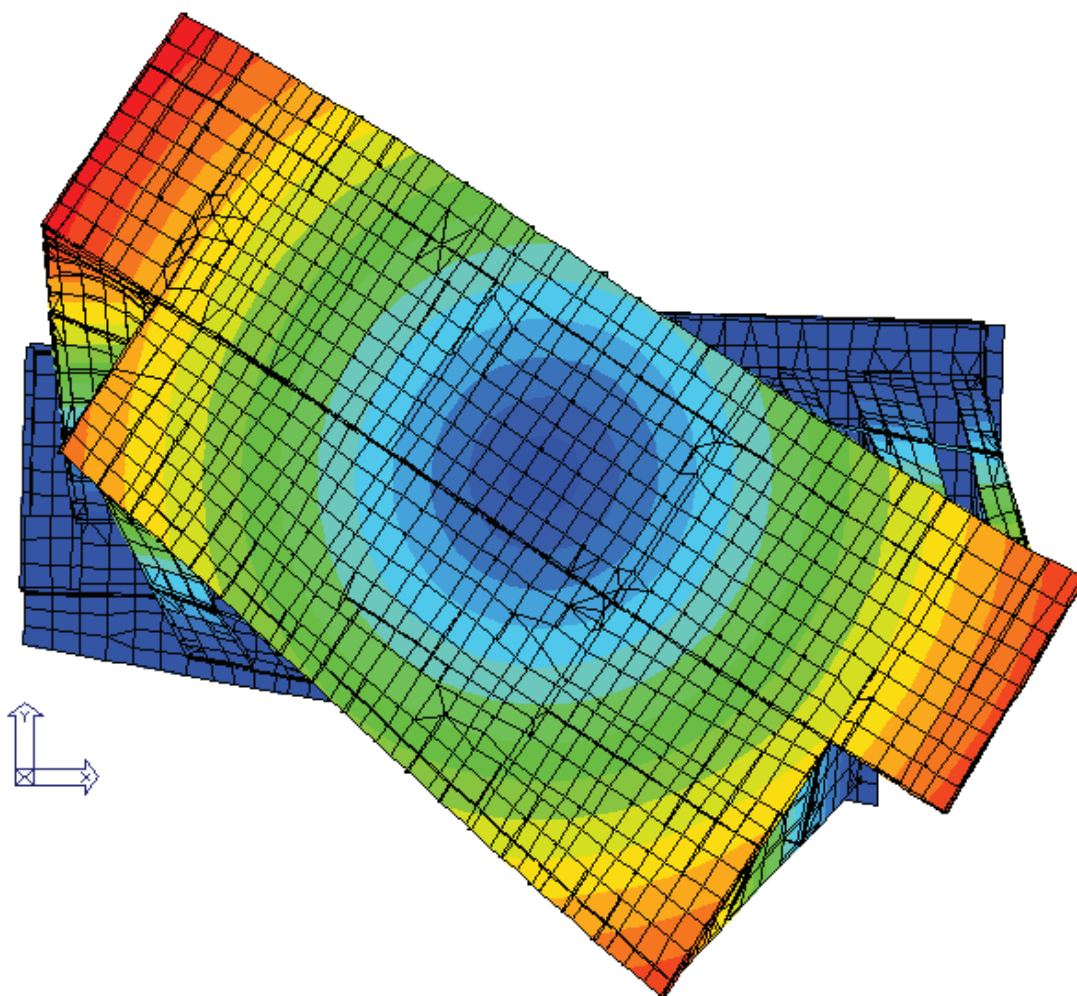
Di seguito si riportano i primi tre modi di vibrare dell'edificio.



Modo 1 - Frequenza 2.50 Hz - Periodo 0.40 sec



Modo 2 - Frequenza 2.91 Hz - Periodo 0.34 sec



Modo 3 - Frequenza 3.39 Hz - Periodo 0.30 sec

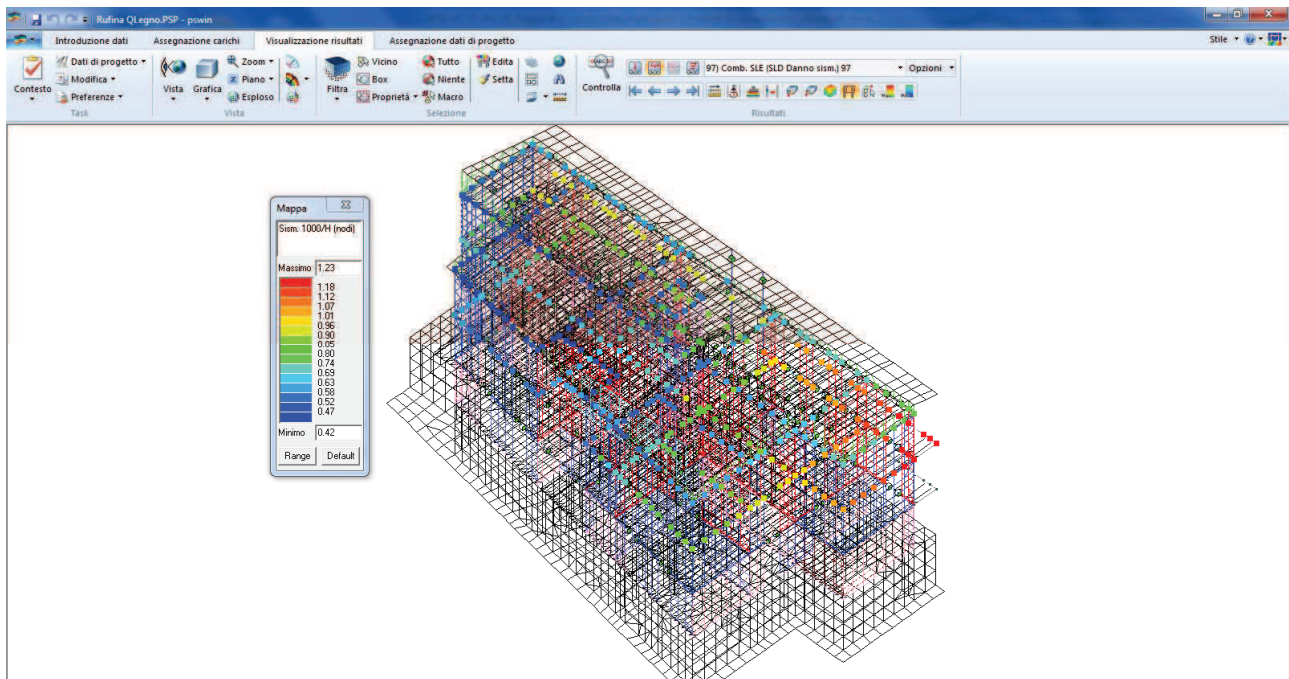
1.3 VERIFICHE ALLO SLE

1.3.1 SPOSTAMENTI RELATIVI MASSIMI

Di seguito si riporta una mappatura indicante gli spostamenti relativi massimi fra i vari impalcati; per i valori di dettaglio si rimanda ad i tabulati di calcolo.

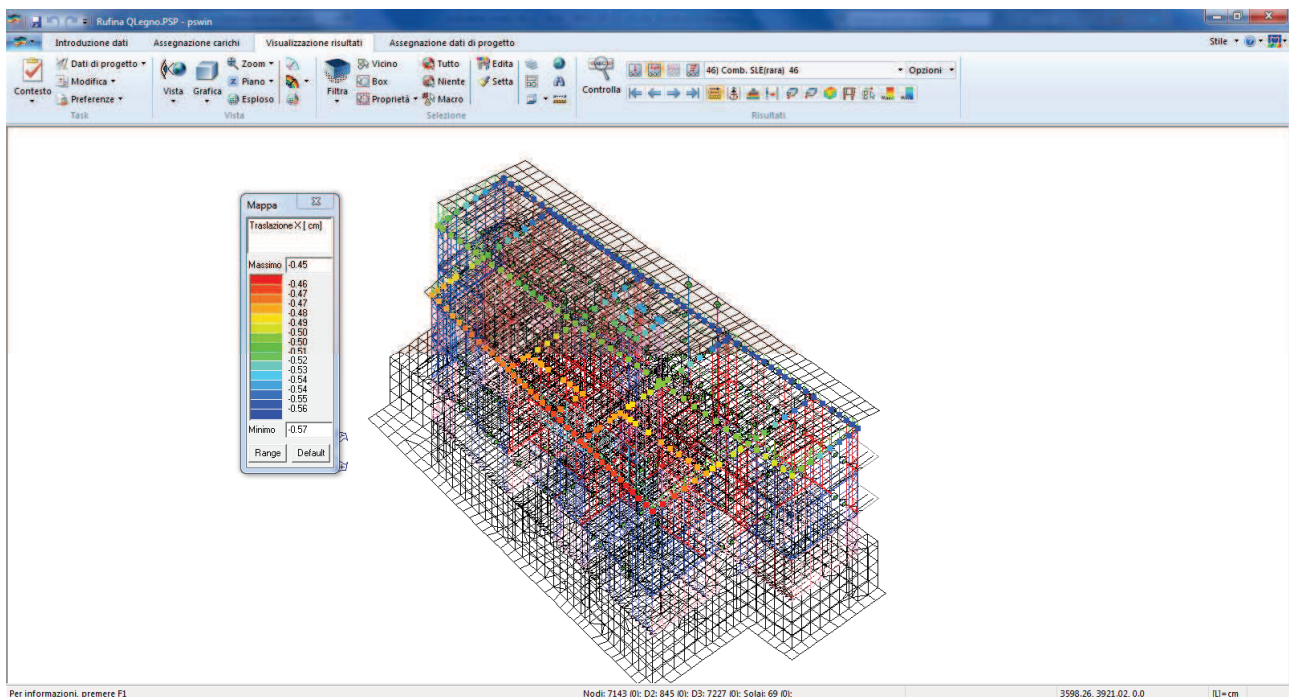
Sono calcolati gli spostamenti sismici di piano per le combinazioni di danno (SLD). Di seguito si riportano le mappe cromatiche riassuntive, gli spostamenti in forma numerica sono riportati nei tabulati di calcolo.

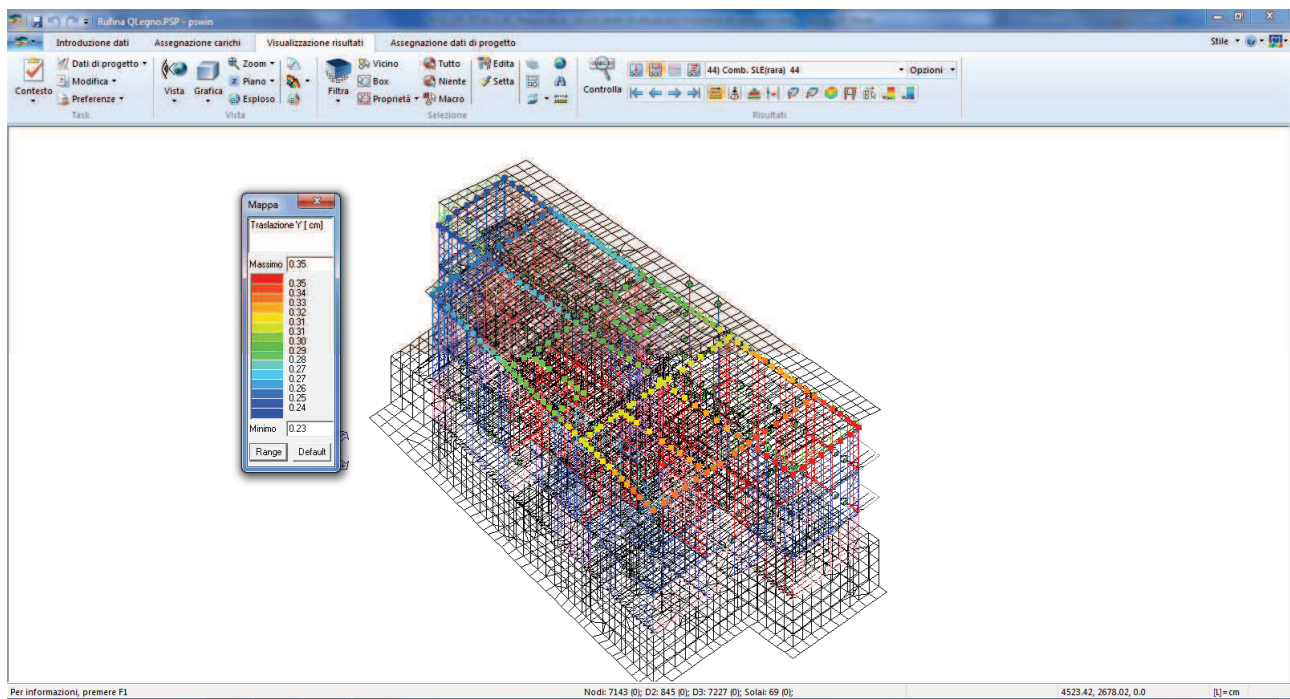
Come riportato dalla mappa cromatica che segue il massimo spostamento sismico è di 1.23 millesimi in combinazione 97, la struttura risulta verificata prevedendo la normativa uno spostamento massimo di 5 millesimi per strutture con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa.



1.3.2 Verifiche SLE

Dal modello di calcolo è possibile ricavare lo spostamento massimo in sommità alla struttura calcolato per combinazioni SLE rare, nelle figure che seguono sono riportate le mappe degli spostamenti nodali massimi, in direzione X e Y. L'altezza in gronda pari a 9,40 m ed il massimo spostamento è in direzione y e risulta di 0.46 cm in combinazione SLE rara 46. Il valore calcolato è pari a $H/2043$ e quindi inferiore al valore $H/1000$ normalmente utilizzato come limite di deformabilità per garantire l'integrità delle finiture e l'utilizzo della struttura.



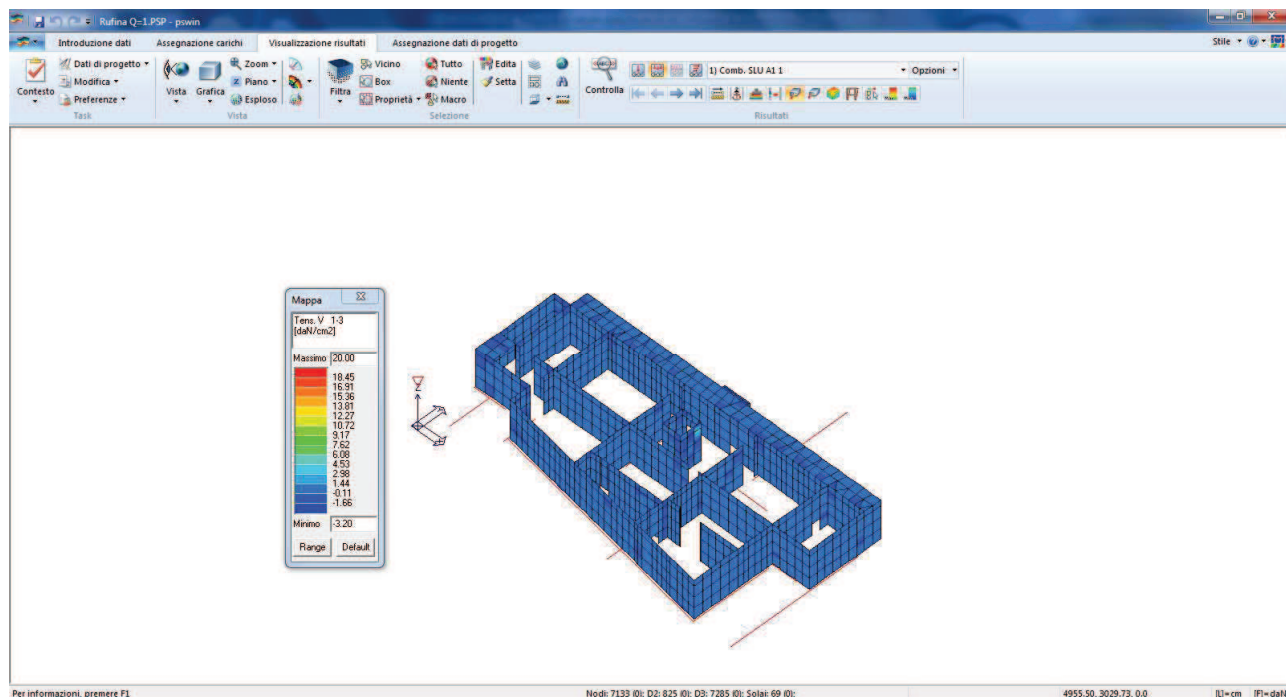


2 VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI IN CEMENTO ARMATO ED ACCIAIO

Come indicato in precedenza, le verifiche degli elementi in c.a. sono state condotte con il programma Prosap 15.0.0. La modellazione e le verifiche del modello sono riportate negli allegati tabulati di calcolo.

2.1 VERIFICA A TAGLIO DEI SETTI

In generale le strutture a piastra non sono, salvo situazioni molto particolari, molto sollecitate a taglio per cui sono prive di un'armatura resistente specificamente progettata per resistere a questo tipo di azione. In presenza di carichi particolarmente alti e concentrati in zone limitate, oppure di geometrie particolari (come possono essere appoggi di travi molto caricate, variazioni di sezione notevoli, ecc.), possono aversi localmente tensioni di taglio che superano la resistenza del solo calcestruzzo. Il software di calcolo fornisce indicazioni sulla necessità di inserire l'eventuale armature a taglio e sulle aree interessate da tale necessità. I risultati del calcolo vanno comunque, per così dire, valutati di volta in volta in quanto derivano da un modello matematico di elementi bidimensionali collegati in corrispondenza dei nodi dove vengono valutate le azioni che risultano perciò di tipo concentrato; può allora accadere che in corrispondenza del nodo le azioni siano tali da superare la resistenza a taglio della sezione di calcestruzzo. Nella realtà, come accade ad esempio nel caso del punzonamento, lo spessore della piastra permette una ridistribuzione delle sollecitazioni così che non sempre è necessario l'inserimento di armatura anche se il modello matematico ne indica il bisogno. Nel caso di elementi verticali, in genere, le armature eventualmente necessarie sono già previste o come minimo di armatura o come norme di buona esecuzione (ad esempio in corrispondenza di incroci di pareti o inserimenti di carichi concentrati sono normalmente previste staffature di collegamento o pilastri staffati di rinforzo). Si riporta di seguito la mappa cromatica delle tensioni di taglio; come si vede i valori sono notevolmente bassi.



2.2 VERIFICA SOLETTE SCALE

2.2.1 Scala centrale tecnica

Si dimensiona la soletta in c.a. con i seguenti carichi:

Soletta in c.a. sp. 24 cm	6.00	kN/m ² (compresi gradini)
Carico permanente non strutturale	1.30	kN/m ²
Sovraccarico accidentale distribuito	4.00	kN/m ²

Per i carichi di progetto si rimanda a quanto riportato nei paragrafi precedenti. I carichi lineari assunti per le verifiche sono i seguenti:

	(KN/m ²)	SLU	SLE rara	SLE freq	SLE q. perm
Carico permanente strutturale	6.00	1.3	1	1	1
Carico permanente non strutturale	1.30	1.5	1	1	1
Carico accidentale	4.00	1.5	1	0.7	0.6

Si calcola la scala come una trave su due appoggi con luce 4.00 m.

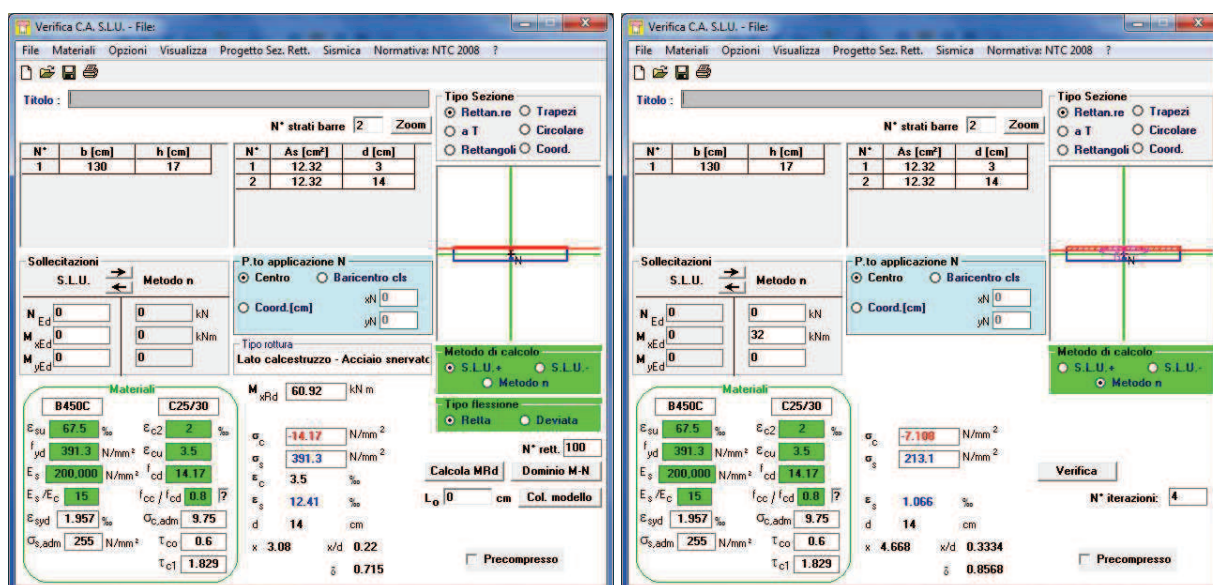
Pertanto $q_{SLU} = 1.3 \times 6.00 + 1.5 \times 1.30 + 1.5 \times 4.00 = 15.75 \text{ kN/m}^2 \times 1.30 = 20.48 \text{ kN/m}$

$$M_{SLU} = 20.48 \text{ kN/m} \times (4.67 \text{ m})^2 / 10 = 45 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE, \text{ rara}} = 6.00 + 1.30 + 4.00 = 11.30 \text{ kN/m}^2 \times 1.30 = 14.69 \text{ kN/m}$$

$$M_{SLE, \text{ rara}} = 14.69 \text{ kN/m} \times (4.67 \text{ m})^2 / 10 = 32 \text{ kNm}$$

Si ha un momento massimo di 45 kNm allo SLU che è inferiore al momento resistente della sezione delle scale, definita in 130x17 cmq, mostrato nella figura successiva. La sezione è armata con 8+8d14. Nelle seguenti due schermate è riportata la verifica allo SLU a sinistra, ed allo SLE (combinazione rara) a destra.



Per la verifica di fessurazione si vede che la tensione sull'acciaio è pari a 213 N/mm².

Dalla tabella 4.1.IV si verifica, a favore di sicurezza, che lo stato limite di apertura delle fessure sia $<w_2$. Nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III si verifica che per tensioni inferiori a 240 MPa si ha che il diametro massimo ammissibile è 16 mm, mentre il passo delle armature è 200 mm. La verifica a fessurazione è rispettata.

2.2.2 Scala edificio

Si dimensiona la soletta in c.a. con i seguenti carichi:

Soletta in c.a. sp. 22 cm	5.50	kN/m ² (compresi gradini)
Carico permanente non strutturale	1.30	kN/m ²
Sovraccarico accidentale distribuito	4.00	kN/m ²

. I carichi lineari assunti per le verifiche sono i seguenti:

	(KN/m ²)	SLU	SLE rara	SLE freq	SLE q. perm
Carico permanente strutturale	5.50	1.3	1	1	1
Carico permanente non strutturale	1.30	1.5	1	1	1
Carico accidentale	4.00	1.5	1	0.7	0.6

Si calcola la scala come una trave su due appoggi con luce 3.50 m.

Pertanto $q_{SLU} = 1.3 \times 5.5 + 1.5 \times 1.30 + 1.5 \times 4.00 = 15.10 \text{ kN/m}^2 \times 1.32 = 19.93 \text{ kN/m}$

$$M_{SLU} = 19.93 \text{ kN/m} \times (3.50 \text{ m})^2 / 8 = 31 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE, \text{ rara}} = 5.50 + 1.30 + 4.00 = 10.80 \text{ kN/m}^2 \times 1.32 = 14.26 \text{ kN/m}$$

$$M_{SLE, \text{ rara}} = 14.26 \text{ kN/m} \times (3.50 \text{ m})^2 / 8 = 21.83 \text{ kNm}$$

Si ha un momento massimo di 31 kNm allo SLU che è inferiore al momento resistente della sezione delle scale, definita in 132x15 cmq, mostrato nella pagina successiva. La sezione è armata con 868d14/m. Nelle seguenti due schermate è riportata la verifica allo SLU a sinistra, ed allo SLE (combinazione rara) a destra.



Per la verifica di fessurazione si vede che la tensione sull'acciaio è pari a 172 N/mm². Dalla tabella 4.1.IV si verifica, a favore di sicurezza, che lo stato limite di apertura delle fessure sia <w₂. Nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III si verifica che per tensioni inferiori a 200 MPa si ha che il diametro massimo ammissibile è 32 mm, mentre il passo delle armature è 250 mm. La verifica a fessurazione è rispettata.

2.3 VERIFICA DEI MURI CONTRO TERRA DEL VANO INTERRATO

Si verificano i muri di contenimento sui quali agisce il carico del terreno di riempimento a tergo laddove non sono presenti i diaframmi. Lo schema statico di calcolo ipotizzato è quello d'involuppo fra lo schema di mensola verticale con estremità superiore libera e quello di mensola verticale controventata. L'altezza netta del muro è 350 cm. Si tenga presente che il riempimento tergoale dovrà essere realizzato solo dopo il getto del primo impalcato. Si ipotizzano le seguenti caratteristiche del terreno:

$\phi' = 25^\circ.00$ angolo di attrito del terreno (terreno ben costipato)

$C' = 0.00$ coesione drenata

$\gamma = 18.00$ kN/mc peso terreno

$q = 10.00$ kN/mq sovraccarico a monte

falda assente

In virtù di questa assunzione il coefficiente spinta attiva è pari a:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \epsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \epsilon)}} \right]^2} = 0.406$$

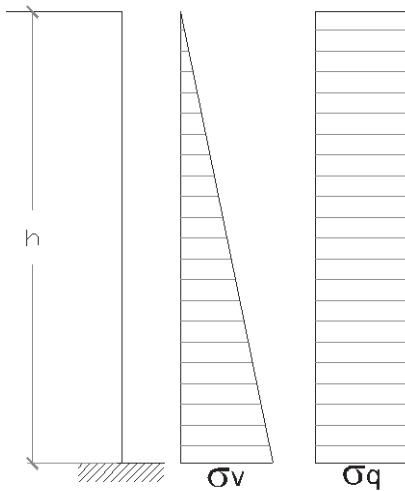
dove $\phi = 25^\circ.00$ angolo di attrito interno del terreno

$\delta = 0^\circ.00$ coefficiente di attrito terra-muro

$\epsilon = 0^\circ.00$ inclinazione del terrapieno sull'orizzontale

$\beta = 90^\circ.00$ inclinazione del paramento rispetto l'orizzontale

A favore di sicurezza si utilizza tutto il sovraccarico accidentale di 10.00 kN/mq, trascurando il sisma, piuttosto che inserire l'azione sismica e riducendo il sovraccarico. Le azioni esterne agenti sul muro sono esemplificate nella figura seguente:



Si adotta l'approccio 2 utilizzando i coefficienti A1 + M1 + R3 (la verifica è finalizzata al solo calcolo allo SLU della parete). Le sollecitazioni sono le seguenti:

$$\sigma_v = \gamma h K_a = 1.50 \times 18.00 \text{ kN/mc} \times 3.50 \text{ m} \times 0.406 = 38.37 \text{ kN/mq}$$

dove $\gamma = 18.00 \text{ kN/mc}$ (peso specifico del terreno)

h = altezza del terreno

da cui si ottiene una forza pari a:

$$S_t = \frac{1}{2} \sigma_v h = \frac{1}{2} \times 38.37 \text{ kN/mq} \times 3.5 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 67.15 \text{ kN} \text{ applicata ad } h/3 \text{ dalla base del muro}$$

$$\sigma_q = q K_a = 1.5 \times 10.00 \text{ kN/mq} \times 0.406 = 6.09 \text{ kN/mq}$$

da cui si ottiene una forza pari a:

$$S_q = \sigma_q h = 6.09 \text{ kg/mq} \times 3.5 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 21.32 \text{ kN} \text{ applicata ad } h/2 \text{ dalla base del muro}$$

Si ha che $M = -40.66 \text{ kNm}$ all'incastro e $M = +30.32 \text{ kNm}$ in campata.

Si arma il muro con 1+1 ϕ 16/20".

2.4 VERIFICA DEI SOLAI

In queste note di calcolo sono evidenziate le verifiche dei solai con luce maggiore. Si precisa tuttavia che in corso d'opera la Direzione Lavori verificherà, prima dell'esecuzione dei solai, sulla base della relazione di calcolo e dei disegni esecutivi che la ditta produttrice deve allegare alla fornitura, l'idoneità dei materiali e del progetto costruttivo dei solai. Tali elaborati saranno poi depositati presso l'Ufficio del Genio Civile ad integrazione del progetto principale.

Il solaio del piano terra è un solaio predalles $h = 4+16+4$. I carichi agenti, già citati, valgono:

Carichi permanenti strutturali: 3.60 kN/mq

Carichi permanenti non strutturali: 3.80 kN/mq

Carichi variabili di esercizio: 2.00 kN/mq

Si ha che: SLU: $q = 1.3 \times 3.60 + 1.5 \times (3.80+2.00) = 13.38 \text{ kN/mq} \times 0.5 \text{ m} = 6.69 \text{ kN/m}$

SLE rara: $q = 3.60 + 3.80 + 2.00 = 9.40 \text{ kN/mq} \times 0.5 \text{ m} = 4.70 \text{ kN/m}$

Si verifica un travetto su tre appoggi con luce 4.80 m (la più sollecitata). Lo schema di calcolo è estremamente semplificato a vantaggio di sicurezza, poiché le sollecitazioni saranno inferiori. Si ha:

$$M_{slu}^+ = ql^2/14.3 = 10.78 \text{ kNm}; \quad M_{slu}^- = -ql^2/8 = -19.27 \text{ kNm};$$

$$M_{sle}^+ = ql^2/14.3 = 7.57 \text{ kNm}; \quad M_{sle}^- = -ql^2/8 = -13.54 \text{ kNm};$$

Si prevede un travetto largo 12 cm. Si verifica di seguito lo SLU in campata ed in appoggio.

Allo SLU si ha:

[illegible]

Allo SLE si ha:

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : _____

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	40
2	12	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0	0
2	3.08	19.3

Tipo Sezione
☐ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangol. ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N	Ed	0	0	kN
M	xEd	0	7.57	kNm
M	yEd	0	0	kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
☐ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☒ Metodo n

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso ☐

Materiali

B450C	C25/30
E_{su} 67.5 %	E_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm²	f_{cu} 3.5 %
E_s 200,000 N/mm²	f_{cd} 14.17 %
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.0 $\bar{\gamma}$
E_{syd} 1.957 %	$Q_{c,adm}$ 9.75 %
$Q_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

σ_c -3.428 N/mm²
 σ_s 139 N/mm²
 σ_s 0.6952 %
 d 19.3 cm
 x 5.211 x/d 0.27
 δ 0.7775

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : _____

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	12	20
2	50	4

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0	0
2	3.08	22

Tipo Sezione
☐ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangol. ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N	Ed	0	0	kN
M	xEd	0	13.54	kNm
M	yEd	0	0	kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
☐ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☒ Metodo n

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso ☐

Materiali

B450C	C25/30
E_{su} 67.5 %	E_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm²	f_{cu} 3.5 %
E_s 200,000 N/mm²	f_{cd} 14.17 %
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.0 $\bar{\gamma}$
E_{syd} 1.957 %	$Q_{c,adm}$ 9.75 %
$Q_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

σ_c -12.37 N/mm²
 σ_s 234.3 N/mm²
 σ_s 1.172 %
 d 22 cm
 x 9.723 x/d 0.4419
 δ 0.9924

Per la verifica di fessurazione si vede che la tensione sull'acciaio è pari a 234 N/mm².

Dalla tabella 4.1.IV si verifica, a favore di sicurezza, che lo stato limite di apertura delle fessure sia $< w_2$. Nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III si verifica che per tensioni inferiori a 240 MPa si ha che il diametro massimo ammissibile è 16 mm, mentre il passo delle armature è 200 mm. La verifica a fessurazione è rispettata.

2.5 VERIFICA DELLE TRAVI E DEI PILASTRI METALLICI

Ricordato che comunque la verifica di tutti gli elementi è riportata nei tabulati di calcolo, si effettua comunque in questa sede una verifica di predimensionamento.

Si verifica la trave 120x180x10 che nella sua luce maggiore e con interasse maggiore; in particolare si dimensiona pertanto la trave che congiunge i setti Y1.13 e Y1.9, avente luce 3.40 m ed interasse 2.60 m; i carichi agenti sono i seguenti:

Solaio in legno	1.00	kN/m ²
Carichi permanenti non strutturali	3.00	kN/m ²
Sovraccarico accidentale distribuito	4.00	kN/m ²

Il carico agente sulla trave vale:

$$q_{SLU} = [1.3 \times 1 + 1.5 \times (3+4)] \text{ kN/mq} \times 2.6 \text{ m} = 30.68 \text{ kN/m} \Rightarrow M_{sd} = 30.68 \times 3.40^2 / 8 = 4433 \text{ kNcm}$$

$$M_{rd} = W_{pl} \times f_{yk} / \gamma_{m0} = 239 \times 27.5 / 1.05 = 6259 \text{ kNcm}$$

$$q_{SLE} = [1+3+4] \text{ kN/mq} \times 2.6 \text{ m} = 20.8 \text{ kN/m} \Rightarrow f = 5 / 384 \times 20.68 \times 260^4 / E / 2149 = 0.27 \text{ cm} < L / 400 = 0.65 \text{ cm}$$

Si verifica il labbro inferiore della trave in composizione saldata; il carico di progetto massimo (per unità di lunghezza) vale:

$$V_{d,sol} = [1.3 \times 1 + 1.5 \times (3+4)] \text{ kN/mq} \times 1.37 \text{ m} = 16.17 \text{ kN/m}$$

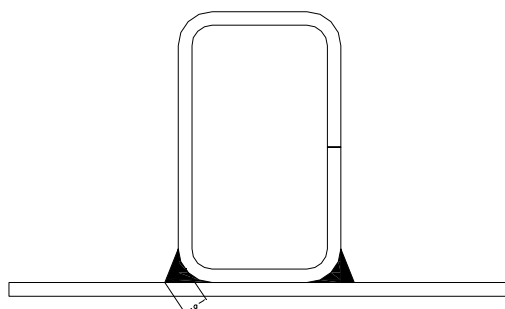
La piastra di appoggio è un piatto metallico $s=15\text{mm}$, considerando per sicurezza un gioco di montaggio di 10mm e una ripartizione triangolare della pressione di contatto il braccio di applicazione della forza è:

$$b = 2/3 \times 90 + 10 = 70 \text{ mm};$$

$$\text{Il momento d'incastro è: } M_s = 16.17 \text{ kN/m} \times 7 \text{ cm} = 113.19 \text{ daNcm/m}$$

$$W = 1 \times 1.5^2 / 6 = 0.375 \text{ cm}^3 \Rightarrow M_r = 0.375 \times 2750 / 1.05 = 982 \text{ daNcm/m}$$

Si verifica la saldatura piastra-tubo; la piastra di appoggio del solaio è saldata al tubo $120 \times 180 \times 10$ con saldatura d'angolo 10×10 realizzata a tratti sui due spigoli inferiori del tubo.



Un metro di saldatura è sollecitato da un taglio derivante dal rapporto fra il momento sollecitante diviso il braccio fra le saldature + il taglio; su un metro di profilo si ha che:

$$F_{w,ed} = 16.17 \text{ kN/2} + 113.19 \text{ daNcm/12cm} = 818 \text{ daN/ml} = 8180 \text{ daN/ml}$$

La resistenza di un metro di saldatura vale:

$$F_{w,rd} = a f_{tk} / [(3)^{-3} \beta \gamma_{M2}] = 7 \times 410 \text{ N/mm} / [(3)^{-3} \times 0.85 \times 1.25] = 155900 \text{ daN/ml}.$$

Tutti i profili metallici presenti in progetto sono verificati dal calcolatore mediante il programma Prosap.

3 VERIFICA DEGLI ELEMENTI XLAM

3.1 METODO DI CALCOLO DEI PANNELLI XLAM

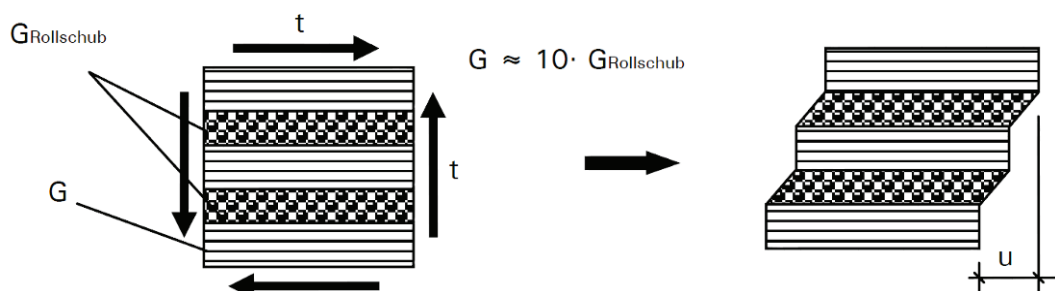
Il sistema costruttivo a pannelli di tavole incollate a strati incrociati (Comunemente detto X-LAM), ideato e sviluppato in Germania all'inizio degli anni '90, ha conosciuto negli ultimi 10-15 anni un rapido e crescente sviluppo in tutta Europa fino a diventare allo stato attuale probabilmente il sistema 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.

3.1.1 Principi di calcolo dei pannelli a strati incrociati di tavole

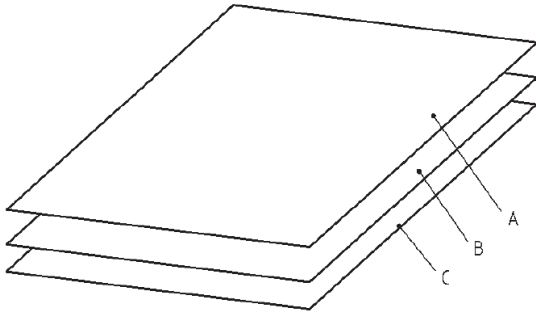
I pannelli essendo formati da strati dispari di tavole incrociate hanno comportamento ortotropo e pertanto presentano differente rigidità nei due piani di giacitura delle tavole. Sia i solai che le pareti sono schematizzati utilizzando un materiale con diverso modulo di elasticità normale nelle due direzioni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

3.1.2 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 rigidità della sezione composta è determinata sulla base della rigidità 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 rigidità dell'intero pannello ripartite in base al tipo di sollecitazione; tutto questo nell'ipotesi di medesime deformazioni delle tre superfici.



Le rigidità sono così ripartite:

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

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

Superficie C: Rigidità 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 rigidità, secondo le seguenti espressioni:

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 rigidità 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_B** 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_B** 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.

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)

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

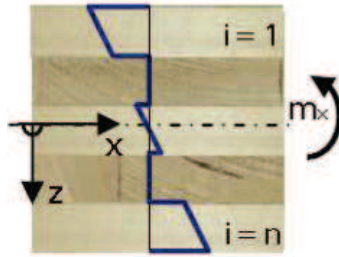
(nel caso in cui le tavole siano incollate sui fianchi)

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.

Tensioni indotte dal comportamento a piastra:

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

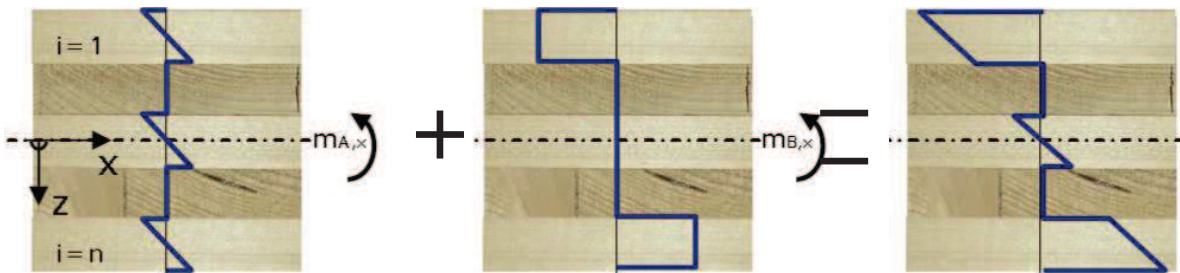
$$\sigma_x = E_x(z) \cdot \frac{m_x}{B_x} \cdot z$$



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

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

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



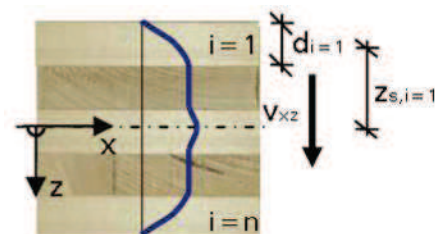
con:

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

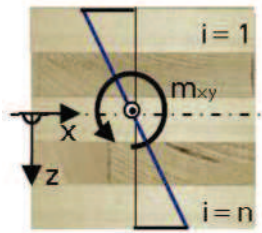
$z_{s,i}$: distanza baricentrica dei singoli strati

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

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



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

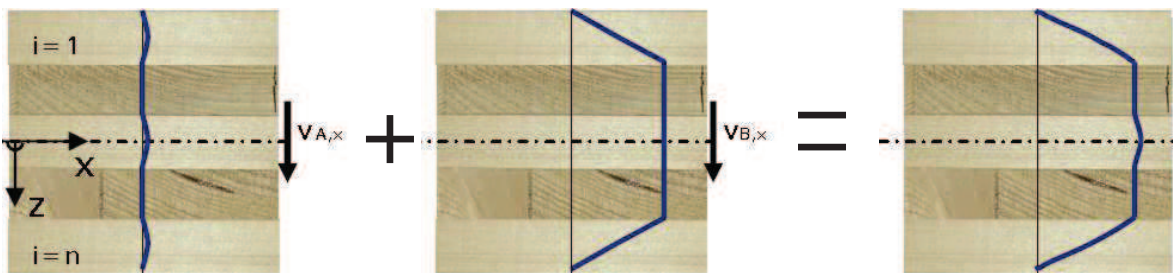


$$\tau_{xy} = G_{xy}(z) \cdot \frac{m_{xy}}{B_{xy}} \cdot z$$

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

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

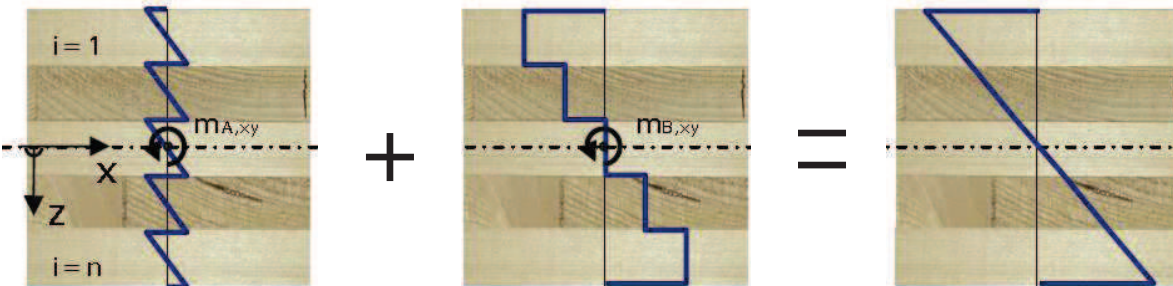
$$\tau_{B,xz,i} = \frac{v_{B,x} \cdot E_{x,i}}{B_{B,x}} \cdot z_{s,i} \cdot \left(z_i + \frac{d_i}{2} \right) + \tau_i^0$$



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

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

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



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:

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

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.

3.1.3 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:

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

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

3.1.4 Verifiche di deformabilità SLE

Determinate le caratteristiche di rigidezza 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.

3.1.5 Verifiche del secondo ordine

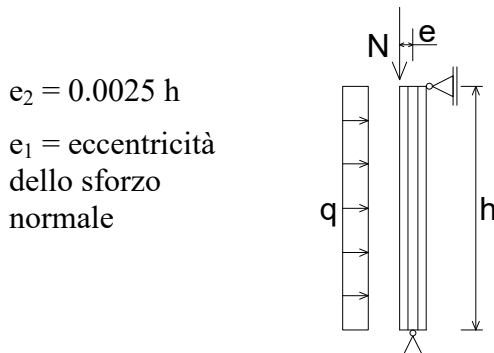
L'instabilità di un elemento presso-inflesso può essere trattata come la verifica delle colonne composte giuntate meccanicamente ad elementi non distanziati e non calastrellati. Il metodo di seguito descritto segue la formulazione prevista delle UNI EN 1995-1-1 e risulta del tutto analogo al metodo previsto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

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

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:



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

$$e = e_1 + e_2 \quad m' = \frac{q \cdot h^2}{8} + N \cdot e \quad v' = \frac{q \cdot h}{2} + N \frac{\pi \cdot e}{h}$$

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

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot efB}{h^2 \cdot \gamma_m} \quad m'' = m' \cdot \alpha \quad v'' = v' \cdot \alpha$$

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

3.1.6 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, rigidità, 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:

1. 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.
2. 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:

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

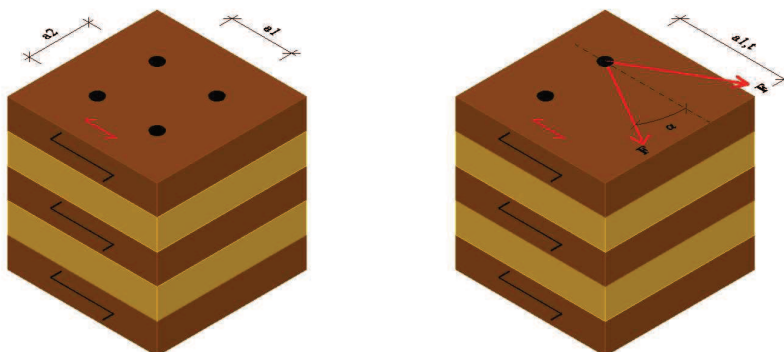
Dove l_{ef} è la profondità di penetrazione della vite e d il diametro nominale della vite.

Anche per gli interassi tra i connettori a gambo cilindrico e le distanze dai bordi sono stati ottenuti i seguenti valori sperimentali:

Connettori inseriti sulle facce laterali

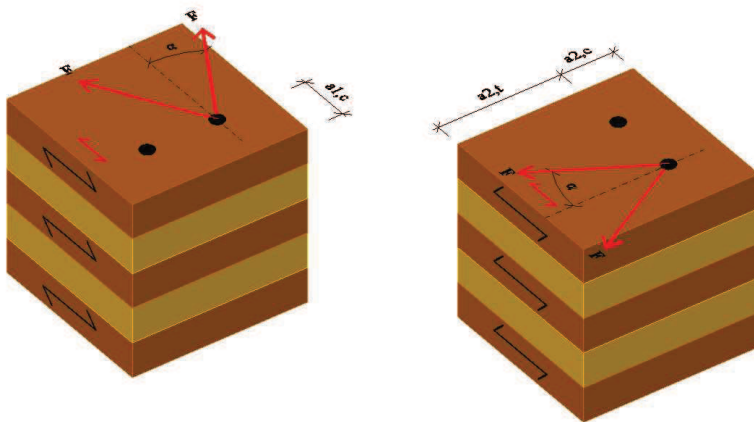
	$a_{1,t}$	$a_{1,c}$	a_1	$a_{2,t}$	$a_{2,c}$	a_2
viti	6 d	6 d	4 d	6 d	2.5 d	2.5 d
chiodi	$(7+3 \cos \alpha) d$	6 d	$(3+3 \cos \alpha) d$	$(3+4 \sin \alpha) d$	3 d	3 d
perni/bulloni	5 d	$4d \sin \alpha$ (min 3d)	$(3+2 \cos \alpha) d$	3 d	3 d	4 d

α = angolo tra la forza e la direzione delle fibre dello strato esterno



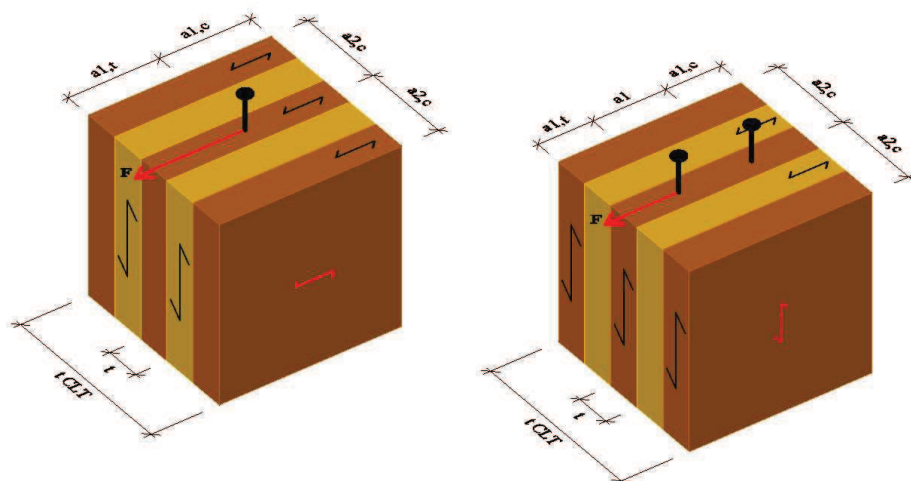
Connettori inseriti sui bordi

	a_1	a_2	$a_{1,t}$	$a_{1,c}$	$a_{2,c}$
VITI	10 d	3 d	12 d	7 d	5 d
PERNI/BULLONI	4 d	4 d	5 d	3 d	3 d



Spessori minimi degli elementi:

	Spessore minimo delle lamelle	Spessore minimo del pannello	Profondità di infissione minima
VITI	$d > 8\text{mm}; 3 d$ $d \leq 8\text{mm}; 2 d$	10 d	10 d
PERNI/BULLONI	d	6 d	5 d



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

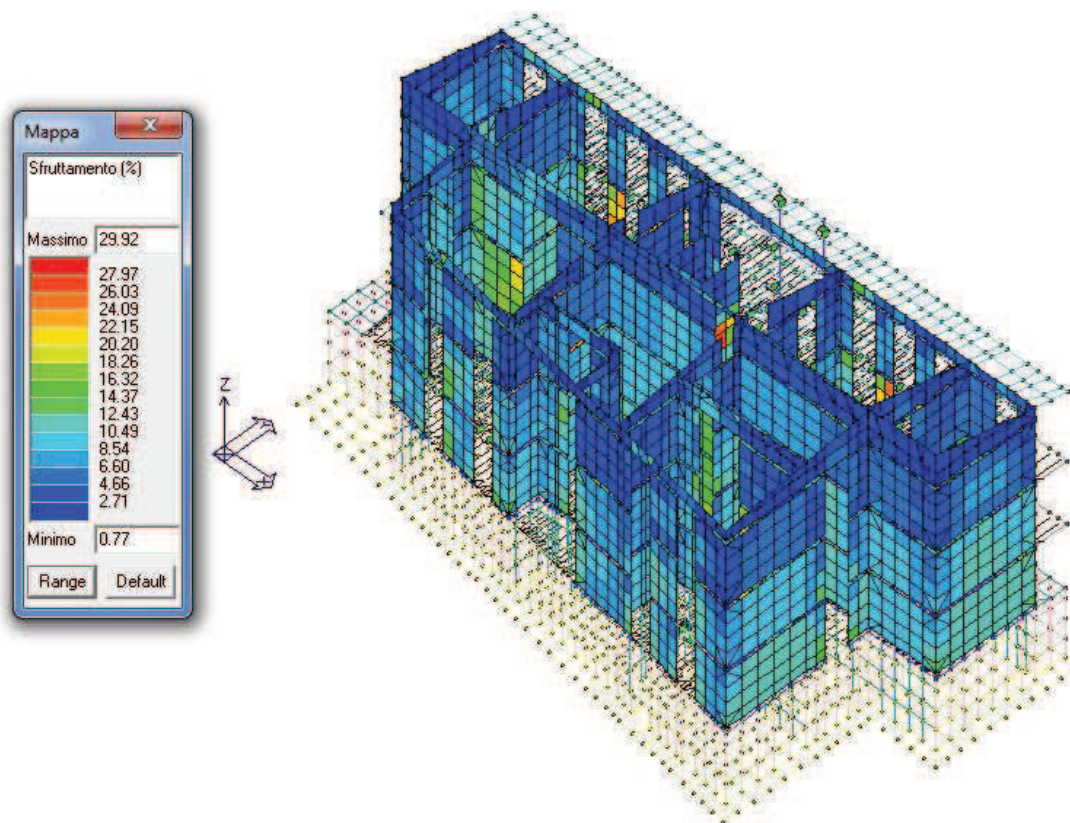
3.1.7 Criteri adottati per le misure di sicurezza e metodo di calcolo

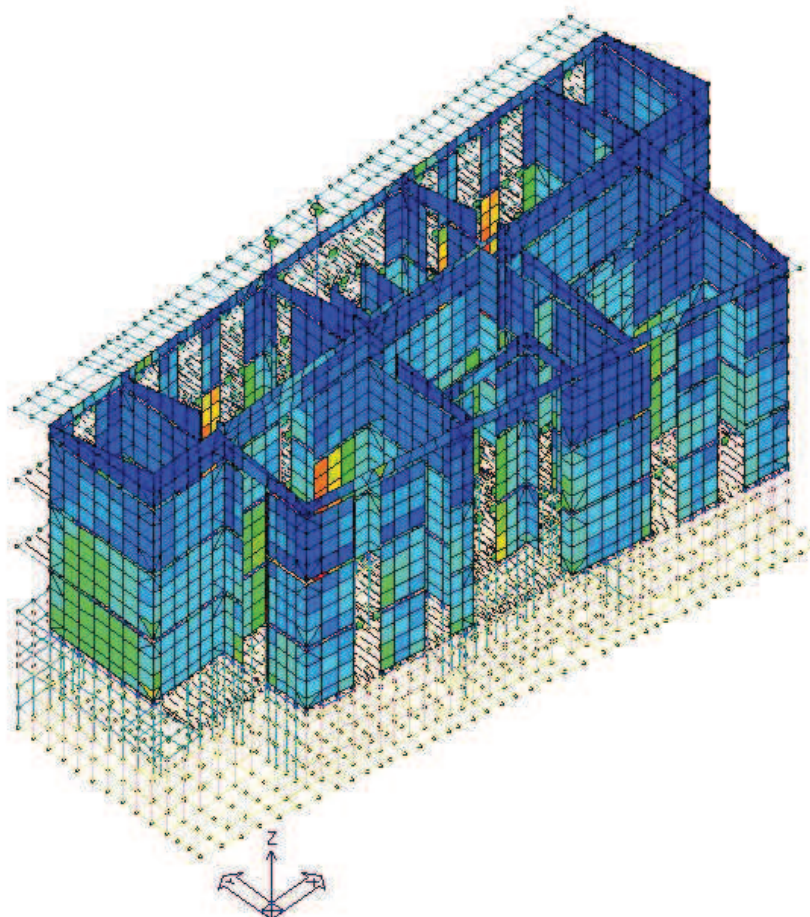
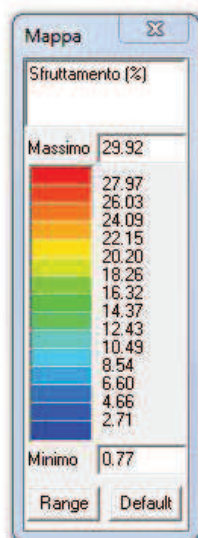
Il calcolo è stato effettuato con il metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo le prescrizioni contenute nel DM 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” e l’Eurocodice 5 (UNI EN 1995-1) “Progettazione delle strutture di legno” per quanto riguarda le strutture lignee. La struttura è verificata per la resistenza al fuoco calcolata secondo il "metodo della sezione efficace" (EN 1995-1-2) per quanto concerne le strutture in legno; per gli elementi in c.a si segue la norma UNI 9502 edizione 2001, per quanto non previsto nella UNI si fa riferimento alle CNR NTC 192. 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 e per le unioni e $\gamma_m=1,45$ per gli elementi di legno lamellare e per i pannelli a strati incrociati come indicato nel D.M. Il. TT. - 06/05/08 “Integrazioni al decreto 14 gennaio 2008 di approvazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni”. I coefficienti di sicurezza per il calcestruzzo sono quelli indicati nel DM 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” e quindi $\gamma_c=1,50$ e $\gamma_s=1,15$. I coefficienti di sicurezza per gli elementi in acciaio sono quelli indicati nel DM 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” e quindi $\gamma_{M0}=1,05$, $\gamma_{M1}=1,05$, $\gamma_{M2}=1,25$.

3.2 VERIFICA DEI PANNELLI LIGNEI VERTICALI

Si prevede l'utilizzo di pareti verticali xlam realizzati con tavole C24 secondo UNI EN 338. Le pareti sono di due spessori: 140 mm (40/20/20/20/40) per il piano terra, 100 mm (20/20/20/20/20) per il piano primo e secondo) e 160 mm (40/20/40/20/40) per l'ascensore. I pannelli saranno di grandi dimensioni (larghezza pannello > 250 cm) in modo da ottenere pareti di tipo monolitico con poche connessioni verticali e conseguentemente grande rigidezza.

Di seguito si riporta una mappatura indicante il tasso di sfruttamento delle pareti xLam; per le verifiche dei singoli pannelli si rimanda ad i tabulati di calcolo.





3.3 VERIFICA DEI PANNELLI LIGNEI ORIZZONTALI - SOLAI

Si prevede l'utilizzo di solai xlam realizzati con tavole C24 secondo UNI EN 338; lo spessore dei solai è di 200 mm a 5 strati di spessore 40 mm ciascuno. In corrispondenza degli sbalzi i solai sono realizzati in continuità. Considerato che si prevede l'utilizzo di pannelli di grande formato, che presentano un significativo comportamento a piastra, il limite di deformabilità istantanea è stato scelto pari a $1/400$, leggermente più basso del minimo previsto dall'eurocodice per elementi direttamente caricati da pareti o pilastri ($1/500$). Per gli sbalzi si è mantenuto il limite minimo previsto dall'eurocodice. Vengono condotte le verifiche di resistenza, deformabilità, vibrazioni ed incendio. Si rimanda ai tabulati per l'evidenza delle verifiche.

3.4 COLLEGAMENTI STRUTTURE LIGNEE

3.4.1 Conessioni legno - calcestruzzo

Le connessioni legno calcestruzzo riguardano essenzialmente il collegamento al piano terra in cemento armato. Le connessioni in fondazione sono 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.

3.4.1.1 Hold-down di fondazione

Sono utilizzati hold-down commerciali: il modello di riferimento è il modello Rothoblaas "WHT" rothofixing con chiodi "anker" ad aderenza migliorata $\phi 4 \times 60$ e barre di ancoraggio M16/M20 (cl.

5.8 o superiore) con ancoraggio chimico. In conformità alle NTC08 le connessioni sono calcolate con coeff. di sovraresistenza 1.1 (edifici a bassa duttilità). Il collegamento “lato legno” ha le stesse caratteristiche del collegamento legno-legno per cui per i valori caratteristici dei chiodi si rimanda ai paragrafi successivi. Il calcolo della connessione si ritrova nel capitolo “Criteri di progetto”.

3.4.1.2 Piastre antiscorrimento di fondazione

Sono utilizzate piastre commerciali: il modello di riferimento è il tipo Rothoblaas Titan TCP200 con chiodi “anker” ad aderenza migliorata $\square 4 \times 60$. In conformità alle NTC08 le connessioni sono calcolate con coeff. di sovraresistenza 1.1 (edifici a bassa duttilità). Il collegamento “lato legno” ha le stesse caratteristiche del collegamento legno-legno per cui per i valori caratteristici dei chiodi si rimanda ai paragrafi successivi. Il calcolo della connessione si ritrova nel capitolo “Criteri di progetto”.

3.4.2 Connessioni legno – legno

Le connessioni legno-legno sono:

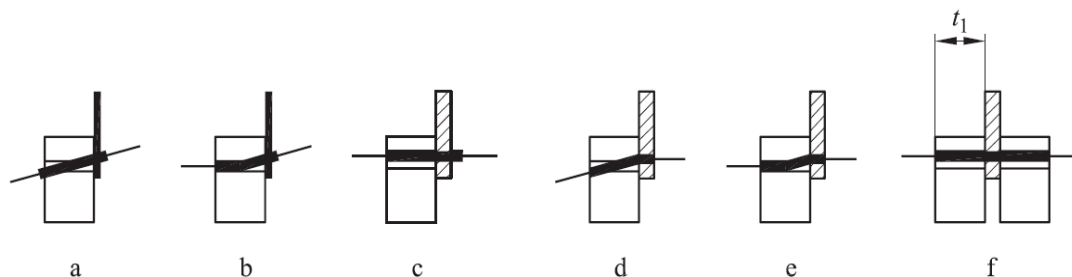
- Collegamento antiribaltamento al piede delle pareti xlam mediante Hold-down metallici chiodati;
- Collegamento al piede delle pareti xlam, parete – solaio xlam, mediante angolari metallici chiodati;
- Collegamento in testa alle pareti xlam, parete – solaio xlam, mediante viti;
- Collegamento laterale parete xlam – parete xlam, mediante viti;
- Collegamento di continuità fra pannelli parete mediante striscia in multistrato e viti;
- Collegamento di continuità fra pannelli solaio mediante striscia in multistrato e viti;
- Collegamento laterale parete xlam – cosciale scala, mediante viti.

3.4.2.1 Hold-down metallici collegamento parete xlam – parete xlam.

Sono utilizzati hold-down commerciali modello “WHT” rothofixing con chiodi “anker” ad aderenza migliorata $\phi 4 \times 60$, strisce metalliche forate commerciali $s \geq 2$ mm con chiodi “anker” ad aderenza migliorata $\phi 4 \times 60$. In conformità alle NTC08 le connessioni sono calcolate con coeff. di sovraresistenza 1. Il calcolo della connessione si ritrova nel capitolo “Criteri di progetto”.

Di seguito si calcola la resistenza caratteristica a taglio del chiodo (collegamento acciaio-legno con striscia forata od hold-down). Ci si riferisce all'hold-down WHT340, il più piccolo in gioco.

figura 8.3 Modi di rottura per connessioni acciaio-legno



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.

La resistenza di progetto si ottiene, come previsto al punto 4.4.6 del DM 14/01/08, in funzione della classe di durata del carico e della classe di servizio della costruzione attraverso l'introduzione del coefficiente k_{mod} con la relazione:

$$X_d = k_{mod} * X_k / \gamma_M$$

I valori di k_{mod} e γ_M sono riportati in tab.4.4.IV e tab. 4.4.III

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

Materiale	Raffinamento	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legnomassiccio Legno lamellare incollato	EN 14081-1 EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	EN 636	Ponti 1, 2, 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90
		Ponti 2, 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90
		Ponte 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		OSB/3 - OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90
			2	0,30	0,40	0,55	0,70
Pannello di particelle (trucioli)	EN 312	Ponti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		Ponte 5	2	0,30	0,30	0,45	0,60
		Ponti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90
		Ponte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-2	HB L A, HB H L A 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		HB H L A 1 o 2	2	0,30	0,30	0,45	0,60
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBHL A 1 o 2	1	0,30	0,40	0,60	0,80
		MBHHL S 1 o 2	1	0,30	0,40	0,60	0,80
			2	-	-	0,45	0,80
	EN 622-5	MDF L A, MDFHL S	1	0,30	0,40	0,60	0,80
		MDFHL S	2	-	-	0,45	0,80

Tabella 4.4.III - Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

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

Sulla base della resistenza caratteristica le resistenze di progetto in funzioni delle classi di servizio e di durata del carico sono:

$$F_{v,Rd1} = 0,6 * 1689 / 1,5 = 675 \text{ N} \quad \text{carico permanente}$$

$$F_{v,Rd2} = 0,7 * 1689 / 1,5 = 788 \text{ N} \quad \text{carico lunga durata}$$

$$F_{v,Rd3} = 0,8 * 1689 / 1,5 = 900 \text{ N} \quad \text{carico media durata}$$

$$F_{v,Rd4} = 0,9 * 1689 / 1,5 = 1013 \text{ N} \quad \text{carico breve durata}$$

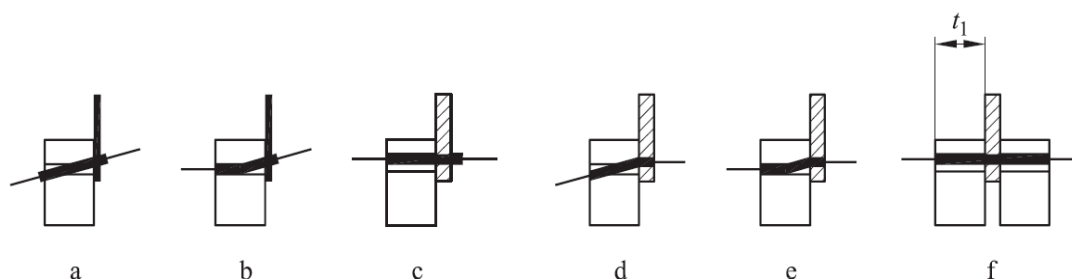
$$F_{v,Rd5} = 1,0 \cdot 1689 / 1,5 = 1126 \text{ N} \quad \text{carico istantaneo}$$

CONNESSIONE CHIODATA A TAGLIO SINGOLO ACCIAIO - LEGNO			
INPUT			
CHIODO			
Connessione: chiodi ad aderenza migliorata	chiodo anker f 4x60		
Considerazione dell'"effetto cordata"	Con effetto cordata		
Preforatura [EC5 8.3.1.1 (5)]	Chiodi senza preforatura		
ELEM. LEGNO (1)			
Spessore elemento in LEGNO (1)	t_1	100	mm
Angolo fra la forza e la direzione della fibratura, elemento (1), (nei pannelli XLAM, la fibra della tavola esterna)	α_1	0	gradi
Spaziatura MINIMA a_1 (parallela alla fibratura) [mm]	$a_{1,min}$	28.0	mm
Spaziatura di progetto a_1 (parallela alla fibratura) [mm]	$a_{1,d}$	40.0	mm
Numero di chiodi totale	n	20	-
Materiale elemento (1)	C24		
Connessione su legno o Pannello XLAM	Connessione acciaio - legno		
Normativa	UNI EN 338-2009		
Tipo di materiale: LM, LL, OSB, LVL, COMP, PART	LM		
PIASTRA DI ACCIAIO (2)			
Spessore piastra in acciaio	s_s	3	mm
Larghezza piastra di acciaio	L_s	60	mm
Tolleranza foro - diametro chiodo	$d_0 - d$	0.10	mm
numero fori per sezione	n	3	
Materiale elemento ACCIAIO	S275 (Fe 430)		
PIASTRA dist. assiale dall'estremità caricata	e_1	20	mm
PIASTRA dist. ortogonale dall'estremità laterale	e_2	100	mm
CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA DEL CHIODO			
Considerazione dell'"effetto cordata"	Con effetto cordata		
Capacità portante caratteristica del connettore a taglio	$F_{v,Rk}$	1689.74	N
modo di rottura	interpolazione		
Tipo di piastra di collegamento	piastra INTERMEDIA: $0.5 \cdot d < t < d$ e gioco foro-gambo $< 0.1 d$		
VERIFICHE			
Verifica congruenza spessore elemento (1)	OK		
Distanza punta connettore dall'intradosso elemento (1) > 0	OK		
Verifica della preforatura	OK		
Verifica dimensionale area netta sezione piastra	OK		
Verifica congruenza materiale pannelli XLAM	OK		
Spaziatura minima connettori: a_1	OK		
Verifica rottura chiodo (chiodo a taglio, rifollamento piastra di bordo)	OK		
Verifica rottura chiodo (chiodo a taglio, rifollamento piastra interna)	OK		
Verifica piastra chiodata (chiodatura, rottura piastra)	OK		
Verifica lunghezza di penetrazione per chiodi a gambo filettato [EC5 8.3.2 (7)]	OK		

3.4.2.2 Chiodi angolari metallici collegamento parete xlam – solaio xlam

Sono utilizzate piastre metalliche angolari commerciali modello “TITAN TTN 240” rothofixing con chiodi “anker” ad aderenza migliorata ϕ 4x60. In conformità alle NTC08 le connessioni sono calcolate con coeff. di sovrarresistenza 1. Il calcolo della connessione si ritrova nel capitolo “Criteri di progetto”. Di seguito si calcola la resistenza caratteristica a taglio del chiodo (collegamento acciaio-legno con piastra metallica).

figura 8.3 Modi di rottura per connessioni acciaio-legno



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.

Sulla base della resistenza caratteristica le resistenze di progetto in funzioni delle classi di servizio e di durata del carico sono:

$F_{v,Rd1} = 0,6 \cdot 1689 / 1,5 = 675 \text{ N}$	carico permanente
$F_{v,Rd2} = 0,7 \cdot 1689 / 1,5 = 788 \text{ N}$	carico lunga durata
$F_{v,Rd3} = 0,8 \cdot 1689 / 1,5 = 900 \text{ N}$	carico media durata
$F_{v,Rd4} = 0,9 \cdot 1689 / 1,5 = 1013 \text{ N}$	carico breve durata
$F_{v,Rd5} = 1,0 \cdot 1689 / 1,5 = 1126 \text{ N}$	carico istantaneo

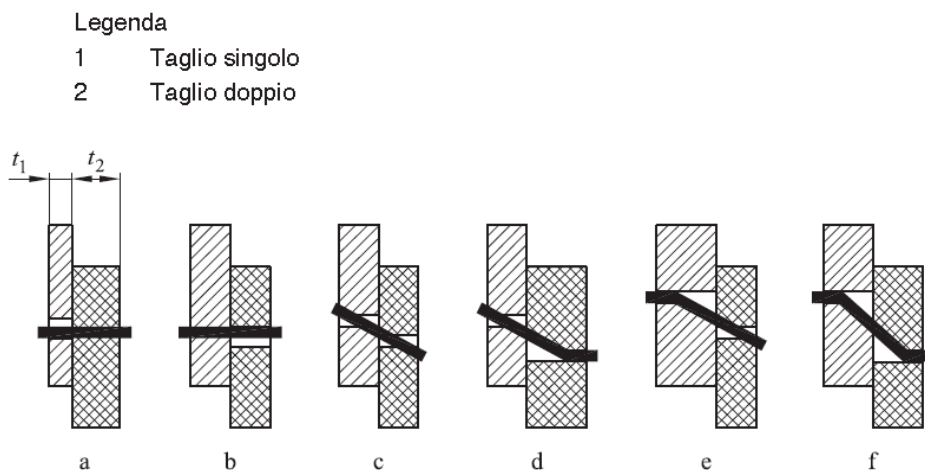
CONNESSIONE CHIODATA A TAGLIO SINGOLO ACCIAIO - LEGNO			
INPUT			
CHiodo			
Connessione: chiodi ad aderenza migliorata	chiodo anker f 4x60		
Considerazione dell'"effetto cordata"	Con effetto cordata		
Preforatura [EC5 8.3.1.1 (5)]	Chiodi senza preforatura		
ELEM. LEGNO (1)			
Spessore elemento in LEGNO (1)	t_1	100	mm
Angolo fra la forza e la direzione della fibratura, elemento (1), (nei pannelli XLAM, la fibra della tavola esterna)	α_1	0	gradi
Spaziatura MINIMA a_1 (parallela alla fibratura) [mm]	$a_{1,min}$	28.0	mm
Spaziatura di progetto a_1 (parallela alla fibratura) [mm]	$a_{1,d}$	40.0	mm
Numero di chiodi totale	n	36	-
Materiale elemento (1)	C24		
Connessione su legno o Pannello XLAM	Connessione acciaio - legno		
Normativa	UNI EN 338-2009		
Tipo di materiale: LM, LL, OSB, LVL, COMP, PART	LM		
PIASTRA DI ACCIAIO (2)			
Spessore piastra in acciaio	s_s	3	mm
Larghezza piastra di acciaio	L_s	120	mm
Tolleranza foro - diametro chiodo	$d_0 - d$	0.10	mm
numero fori per sezione	n	3	
Materiale elemento ACCIAIO	S275 (Fe 430)		
PIASTRA dist. assiale dall'estremità caricata	e_1	20	mm
PIASTRA dist. ortogonale dall'estremità laterale	e_2	20	mm
CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA DEL CHIODO			
Considerazione dell'"effetto cordata"	Con effetto cordata		
Capacità portante caratteristica del connettore a taglio	$F_{v,Rk}$	1689.74	N
modo di rottura	interpolazione		
Tipo di piastra di collegamento	piastra INTERMEDIA: $0.5 \cdot d < t < d$ e gioco foro-gambo $< 0.1 d$		
VERIFICHE			
Verifica congruenza spessore elemento (1)	OK		
Distanza punta connettore dall'intradosso elemento (1) > 0	OK		
Verifica della preforatura	OK		
Verifica dimensionale area netta sezione piastra	OK		
Verifica congruenza materiale pannelli XLAM	OK		
Spaziatura minima connettori: a_1	OK		
Verifica rottura chiodo (chiodo a taglio, rifollamento piastra di bordo)	OK		
Verifica rottura chiodo (chiodo a taglio, rifollamento piastra interna)	OK		
Verifica piastra chiodata (chiodatura, rottura piastra)	OK		
Verifica lunghezza di penetrazione per chiodi a gambo filettato [EC5 8.3.2 (7)]	OK		

3.4.2.3 Viti collegamento parete xlam – solaio xlam.

Sono utilizzate viti auto perforanti 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. Il calcolo della connessione si ritrova nel capitolo “Criteri di progetto”.

Di seguito si riporta il calcolo della resistenza caratteristica a taglio della vite (collegamento legno-legno). Si considera il solaio da 200 con parete da 140 e da 100 mm con viti $\phi 8 \times 320$.

figura 8.2 Modi di rottura per connessioni di legno e pannelli



1

La rottura avviene con “modo e” è quindi di tipo duttile idonea per collegamenti in strutture a bassa duttilità. Sulla base della resistenza caratteristica le resistenze di progetto in funzioni delle classi di servizio e di durata del carico sono:

$F_{v,Rd1} = 0,6 \cdot 3773 / 1,5 = 1509 \text{ N}$	carico permanente
$F_{v,Rd2} = 0,7 \cdot 3773 / 1,5 = 1761 \text{ N}$	carico lunga durata
$F_{v,Rd3} = 0,8 \cdot 3773 / 1,5 = 2012 \text{ N}$	carico media durata
$F_{v,Rd4} = 0,9 \cdot 3773 / 1,5 = 2263 \text{ N}$	carico breve durata
$F_{v,Rd5} = 1,0 \cdot 3773 / 1,5 = 2515 \text{ N}$	carico istantaneo

CONNESSIONE CON VITI A TAGLIO SINGOLO LEGNO-LEGNO O PANNELLO-LEGNO + VITE CARICATA ASSIALMENTE (CON RONDELLA)			
INPUT			
VITE			
Connessione: viti	vite f 8,0x 320 HBS		
Classe di resistenza della vite	10.8		
Considerazione dell'"effetto cordata"	Con effetto cordata		
Preforatura [EC5 8.3.1.1 (5)]	Viti con preforatura		
Utilizzo valori di calcolo secondo UNI EN 1995-1-1 oppure valori sperimentali	Valori sperimentali		
Rondella (per viti caricate assialmente)	nessuna rondella		
Spaziatura a1 (parallela alla fibratura) [mm] (massima tra elem.(1) e elem.(2))	a1,min	80.0	mm
Spaziatura a1 (parallela alla fibratura) [mm] - di progetto	a1	50.0	mm
Numero di viti	n	1	mm
ELEM. LEGNO O PANNELLO SUPERIORE (1)			
Spessore elemento (1)	t ₁	200	mm
Angolo fra la direzione della forza e la direzione della fibratura, elemento (1) oppure forza - bordo del pannello in compensato	alfa_1	90	gradi
Materiale elemento (1)	C24		
Elemento (1) in legno o XLAM	XLAM: viti ortogonali alla fibratura (connessione forte)		
Angolo fra l'asse della vite e la direz. della fibratura, elemento (2) - (>=30° per EC5 (8.38) e per xlam: ε=0° debole ; ε=90° forte) default 90°	epsilon_1	78	gradi
Normativa	UNI EN 338-2009		
Materiale: LM, LL, OSB, LVL, COMP, FIB, PART	LM		
ELEM. DI INTERDIZIONE (0)			
Distanza elem. Sup. - legno (eventuale pianella o tavolato) (0)	t ₀	0	mm
ELEM. LEGNO INFERIORE (2)			
Spessore elemento (2)	t ₂	140	mm
Angolo fra la direzione della forza e la direzione della fibratura, elemento (2) oppure forza - bordo del pannello in compensato	alfa_2	90	gradi
Materiale elemento (2)	C24		
Elemento (2) in legno o XLAM	XLAM: viti parallele alla fibratura (connessione debole)		
Angolo fra l'asse della vite e la direz. della fibratura, elemento (1) - (>=30° per EC5 (8.38) e per xlam: ε=0° debole ; ε=90° forte)	epsilon_2	12	gradi
Normativa	UNI EN 338-2009		
Materiale: LM, LL, OSB, LVL, COMP, FIB, PART	LM		
CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA DELLA VITE A TAGLIO			
Considerazione dell'"effetto cordata"	Con effetto cordata		
Capacità portante caratteristica del connettore a taglio	F _{v,Rk}	3773.04	N
modo di rottura	modo e		
VERIFICHE			
Verifica infissione nell'elemento (2)	OK		
Profondità di penetrazione nel legno minima (EC5 8.3.1.2 (2) e 8.3.2 (7))	OK		
Distanza punta connettore dall'intradosso elemento (2) >0	OK		
Verifica congruenza spessore elemento (1)	OK		
Verifica congruenza spessore elemento (2)	OK		
Verifica della preforatura	OK		
Verifica congruenza spaziatura a1 (bulloni)	OK		
Verifica congruenza valori sperimentali - verifica sui diametri [EC5 8.7.2 (4)]	OK		
Verifica congruenza materiale pannelli XLAM elemento (1)	OK		
Verifica congruenza materiale pannelli XLAM elemento (2)	OK		
Verifica spessore minimo del pannello XLAM - elemento (1)	OK		

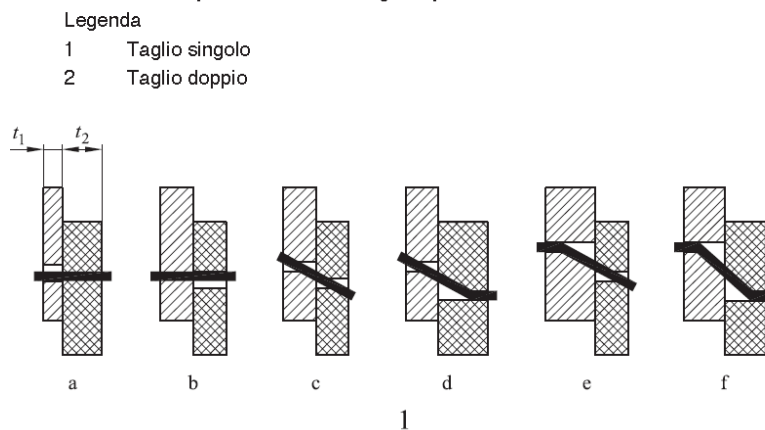
K_SER			
K_ser secondo EC5 (UNI EN 1995-1-1) per elemento (2) in LM e secondo CNT-DT 206-2007 per elemento (2) in LL			
Modulo di scorrimento del chiodo	$K_{ser,t=0}$	2994	N/mm
Modulo di scorrimento della connessione agli SLE ($t=0$)	$n^*K_{ser,t=0}$	2993.9	N/mm
Modulo di scorrimento della vite agli SLU ($t=0$) [EC5 2.2.2 (1)]	$(2/3)*K_{ser,t=0}$	1995.9	N/mm
Modulo di scorrimento della connessione agli SLU ($t=0$) [EC5 2.2.2 (1)]	$(2/3)*n^*K_{ser,t=0}$	1995.9	N/mm
Modulo di scorrimento della singola vite agli SLE ($t=finale$) [EC5 2.3.2.2]	$K_{ser,t=fin,SLE}$	1871.2	N/mm
Modulo di scorrimento della connessione agli SLE ($t=finale$)	$n^*K_{ser,t=fin,SLE}$	1871.2	N/mm
Coeff. per il valore dell'azione quasi permanente che causa la tensione più elevata in rapporto alla resistenza [EC5 2.3.2.2 (2)]	ψ^2	1.0	-
Modulo di scorrimento della vite agli SLU ($t=finale$) [EC5 2.2.2 (2): (2.12)]	$(2/3)*K_{ser,t=fin,SLU}$	1247.5	N/mm
Modulo di scorrimento della vite agli SLU ($t=finale$) [EC5 2.2.2 (2): (2.12)]	$n*(2/3)*K_{ser,t=fin,SLU}$	1247.5	N/mm

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA DELLA VITE A CARICATA ASSIALMENTE			
Capacità portante caratteristica della vite caricata assialmente	$F_{a,Rk}$	2188.46	N
Tipi di rottura a carico assiale:	Resistenza caratteristica all'attraversamento dell'elemento [EC5 (8.40b)], singola vite		
numero efficace di viti caricate assialmente [EC5 8.7.2 (8)]	n_{eff}	1.00	N
Capacità portante caratteristica della connessione caricata assialmente	$n_{eff} * F_{a,Rk}$	2188.46	N

3.4.2.4 Viti incrociate collegamento laterale tra pareti xlam

In conformità alle NTC08 le connessioni sono calcolate con coeff. di sovraresistenza 1.1. Il calcolo della connessione si ritrova nel capitolo “Criteri di progetto”. Di seguito si riporta il calcolo della resistenza caratteristica a taglio della vite (collegamento legno-legno). Di seguito si riporta il calcolo del collegamento fra la parete da 140 e da 100 con collegamento a L o a T con viti $\phi 8 \times \min 220$.

figura 8.2 Modi di rottura per connessioni di legno e pannelli



La rottura avviene con “modo e” è quindi di tipo duttile idonea per collegamenti in strutture a bassa duttilità. Sulla base della resistenza caratteristica le resistenze di progetto in funzioni delle classi di servizio e di durata del carico sono:

$F_{v,Rd1} = 0,6*3236/1,5 = 1294$ N	carico permanente
$F_{v,Rd2} = 0,7*3236/1,5 = 1510$ N	carico lunga durata
$F_{v,Rd3} = 0,8*3236/1,5 = 1726$ N	carico media durata
$F_{v,Rd4} = 0,9*3236/1,5 = 1941$ N	carico breve durata
$F_{v,Rd5} = 1,0*3236/1,5 = 2157$ N	carico istantaneo

CONNESSIONE CON VITI A TAGLIO SINGOLO LEGNO-LEGNO O PANNELLO-LEGNO + VITE CARICATE ASSIALMENTE (CON RONDELLA)			
INPUT			
VITE			
Connessione: viti	vite f8,0x220 HBS		
Classe di resistenza della vite	10.8		
Considerazione dell'effetto cordata	Con effetto cordata		
Preforatura [EC5 8.3.1.1 (5)]	Viti con preforatura		
Utilizzo valori di calcolo secondo UNI EN 1995-1-1 oppure valori sperimentali	Valori sperimentali		
Rondella (per viti caricate assialmente)	nessuna rondella		
Spaziatura a1 (parallela alla fibratura) [mm] (massima tra elem.(1) e elem.(2))	a1,min	80.0	mm
Spaziatura a1 (parallela alla fibratura) [mm] - di progetto	a1	50.0	mm
Numero di viti	n	1	mm
ELEM. LEGNO O PANNELLO SUPERIORE (1)			
Spessore elemento (1)	t1	140	mm
Angolo fra la direzione della forza e la direzione della fibratura, elemento (1) oppure forza - bordo del pannello in compensato	alfa_1	0	gradi
Materiale elemento (1)	C24		
Elemento (1) in legno o XLAM	XLAM: viti ortogonali alla fibratura (connessione forte)		
Angolo fra l'asse della vite e la direz. della fibratura, elemento (2) - (>=30° per EC5 (8.38) e per xlam: ε=0° debole ; ε=90° forte) default 90°	epsilon_1	75	gradi
Normativa	UNI EN 338:2009		
Materiale: LM, LL, OSB, LVL, COMP, FIB, PART	LM		
ELEM. DI INTERDIZIONE (0)			
Distanza elem. Sup. - legno (eventuale pianella o tavolato) (0)	t0	0	mm
ELEM. LEGNO INFERIORE (2)			
Spessore elemento (2)	t2	140	mm
Angolo fra la direzione della forza e la direzione della fibratura, elemento (2) oppure forza - bordo del pannello in compensato	alfa_2	0	gradi
Materiale elemento (2)	C24		
Elemento (2) in legno o XLAM	XLAM: viti parallele alla fibratura (connessione debole)		
Angolo fra l'asse della vite e la direz. della fibratura, elemento (1) - (>=30° per EC5 (8.38) e per xlam: ε=0° debole ; ε=90° forte)	epsilon_2	15	gradi
Normativa	UNI EN 338:2009		
Materiale: LM, LL, OSB, LVL, COMP, FIB, PART	LM		
CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA DELLA VITE A TAGLIO			
Considerazione dell'effetto cordata	Con effetto cordata		
Capacità portante caratteristica del connettore a taglio	Fv,Rk	3236.09	N
modo di rottura	modo e		
VERIFICHE			
Verifica infissione nell'elemento (2)	OK		
Profondità di penetrazione nel legno minima (EC5 8.3.1.2 (2) e 8.3.2 (7))	OK		
Distanza punta connettore dall'intradosso elemento (2) >0	OK		
Verifica congruenza spessore elemento (1)	OK		
Verifica congruenza spessore elemento (2)	OK		
Verifica della preforatura	OK		
Verifica congruenza spaziatura a1 (bulloni)	OK		
Verifica congruenza valori sperimentali - verifica sui diametri [EC5 8.7.2 (4)]	OK		
Verifica congruenza materiale pannelli XLAM elemento (1)	OK		
Verifica congruenza materiale pannelli XLAM elemento (2)	OK		
Verifica spessore minimo del pannello XLAM - elemento (1)	OK		
Verifica spessore minimo del pannello XLAM - elemento (2)	OK		
Verifica profondità di infissione minima su pannello XLAM - elemento (2)	OK		

K_SER			
K_ser secondo EC5 (UNI EN 1995-1-1) per elemento (2) in LM e secondo CNT-DT 206-2007 per elemento (2) in LL			
Modulo di scorrimento del chiodo	$K_{ser,t=0}$	2994	N/mm
Modulo di scorrimento della connessione agli SLE ($t=0$)	$n^*K_{ser,t=0}$	2993.9	N/mm
Modulo di scorrimento della vite agli SLU ($t=0$) [EC5 2.2.2 (1)]	$(2/3)*K_{ser,t=0}$	1995.9	N/mm
Modulo di scorrimento della connessione agli SLU ($t=0$) [EC5 2.2.2 (1)]	$(2/3)*n^*K_{ser,t=0}$	1995.9	N/mm
Modulo di scorrimento della singola vite agli SLE ($t=finale$) [EC5 2.3.2.2]	$K_{ser,t=fin,SLE}$	1871.2	N/mm
Modulo di scorrimento della connessione agli SLE ($t=finale$)	$n^*K_{ser,t=fin,SLE}$	1871.2	N/mm
Coeff. per il valore dell'azione quasi permanente che causa la tensione più elevata in rapporto alla resistenza [EC5 2.3.2.2 (2)]	2	1.0	-
Modulo di scorrimento della vite agli SLU ($t=finale$) [EC5 2.2.2 (2): (2.12)]	$(2/3)*K_{ser,t=fin,SLU}$	1247.5	N/mm
Modulo di scorrimento della vite agli SLU ($t=finale$) [EC5 2.2.2 (2): (2.12)]	$n^*(2/3)*K_{ser,t=fin,SLU}$	1247.5	N/mm

3.4.2.5 Viti collegamento pannelli parete

Si utilizza un collegamento a due piani di taglio legno-pannello LVL, realizzato con una striscia di Kerto tipo Q inserita all'interno di una fresatura praticata sul bordo del pannello parete. Le viti utilizzate sono del tipo auto perforante, diametro 8mm e di lunghezza variabile in funzione dello spessore di parete da fissare. La resistenza caratteristica è governata sempre dallo spessore del pannello di kerto che rimane costante ($s=27\text{mm}$) per ogni spessore di parete. Si riporta per brevità il tabulato di calcolo relativo alla parete da 140mm.

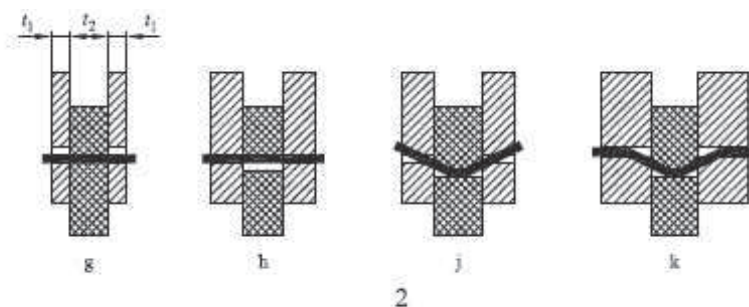
VITI AUTOPERFORANTI					
Tipo di vite		1			
Massa caratteristica pannello X-lam	$\rho_{k,x-lam}$	350	Kg/m ³		
Tipo di pannello di collegamento		Pannello LVL			
Massa caratteristica pannello di collegamento	$\rho_{k,pann.}$	480	Kg/m ³		
Resistenza caratteristica a rifollamento pannello X-lam	$f_{h,1,k}$	26.99522	N/mm ²	$k_{90,xlam}$	1.4391
Resistenza caratteristica a rifollamento pannello collegamento	$f_{h,2,k}$	37.022016	N/mm ²	$k_{90,pann}$	1.3891
Spessore pannello X-lam	s_{pann}	140	mm		
Spessore pannello collegamento	s_2	27	mm		
Numero di pannelli della connessione	$n_{pann.}$	1			
Numero di denti della connessione	n_1	2			
Spessore del dente del pannello X-lam	s_1	56.5	mm		
Spessore efficace del dente del pannello X-lam	$s_{1,eff}$	56.5	mm		
Diametro del connettore	d	5.94	mm		
Diametro della testa	d_{head}	15	mm		
Lunghezza del mezzo d'unione	l_{con}	160	mm		
Lunghezza di penetrazione della punta (o parte filettata)	t_{pen}	76.5	mm	OK	
Parametro d'infissione	$K_{infis.}$	1			
Resistenza caratteristica a trazione del connettore	$f_{u,k}$	1000	N/mm ²		
Momento caratteristico per il connettore	$M_{y,Rk}$	30829.467	Nmm		
Rapporto fra le resistenze di rifollamento	β	1.3714286			
Resistenza caratteristica ad estrazione della punta X-lam	$f_{ax,1,k}$	23.572442	N/mm ²	EFFETTO CORDATA OK	
Resistenza caratteristica ad estrazione della punta pannello	$f_{ax,2,k}$	37.858583	N/mm ²	EFFETTO CORDATA OK	
Resistenza caratteristica ad attraversamento della testa	$f_{head,k}$	8.575	N/mm ²		
Coefficiente sperimentale attraversamento testa	K_{testa}	1			
Capacità caratteristica ad estrazione	$F_{ax,Rk}$	1929.375	N	modo: attraversamento testa	

UNIONI AD UN PIANO DI TAGLIO				
Capacità portante secondo Johansen		caratteristica		progetto CP
Modo di rottura tipo a (pannello X-lam)		9059.8658 N		4227.9374
Modo di rottura tipo b (pannello collegamento)		5937.5909 N		2770.8758
Modo di rottura tipo c		9630.9973 N		4494.4654
Modo di rottura tipo d		3918.4075 N		1828.5902
Modo di rottura tipo e		2932.9404 N		1368.7055
Modo di rottura tipo f (rottura plastica)		3888.9206 N		1814.8296
Effetto cordata	$F_{ax,Rk}/4$	482.34375 N		
Capacità portante caratteristica totale				
Modo di rottura tipo a (pannello X-lam)		9059.8658 N		4227.9374
Modo di rottura tipo b (pannello collegamento)		5937.5909 N		2770.8758
Modo di rottura tipo c		10113.341 N		4719.5592
Modo di rottura tipo d		4400.7512 N		2053.6839
Modo di rottura tipo e		3415.2842 N		1593.7993
Modo di rottura tipo f (rottura plastica)		4371.2643 N		2039.9233
Resistenza caratteristica a taglio del connettore	$F_{v,Rk}$	3415.2842 N		modo e
Resistenza di progetto a taglio del connettore Comb. Perm.	$F_{v,Rd,p}$	1593.7993 N		modo e
Resistenza di progetto a taglio del connettore Comb. Fond.	$F_{v,Rd,f}$	2276.8561 N		modo e
Resistenza di progetto a taglio del connettore Comb. Acc.	$F_{v,Rd,a}$		N	

figura 8.2 Modi di rottura per connessioni di legno e pannelli

Legenda

- 1 Taglio singolo
- 2 Taglio doppio



Nota: Le lettere corrispondono ai riferimenti delle espressioni (8.6) e (8.7).

Sulla base della resistenza caratteristica le resistenze di progetto in funzioni delle classi di servizio e di durata del carico sono:

$F_{v,Rd1} = 0,6 \cdot 3415 / 1,5 = 1366$ N	carico permanente
$F_{v,Rd2} = 0,7 \cdot 3415 / 1,5 = 1593$ N	carico lunga durata
$F_{v,Rd3} = 0,8 \cdot 3415 / 1,5 = 1821$ N	carico media durata
$F_{v,Rd4} = 0,9 \cdot 3415 / 1,5 = 2049$ N	carico breve durata
$F_{v,Rd5} = 1,0 \cdot 3415 / 1,5 = 2276$ N	carico istantaneo

3.4.2.6 Viti collegamento pannelli solaio

Si utilizza un collegamento a un piano di taglio legno-pannello LVL, realizzato con una striscia di Kerto tipo Q di spessore 27mm inserita all'interno di una fresatura praticata sulla superficie superiore del pannello solaio.

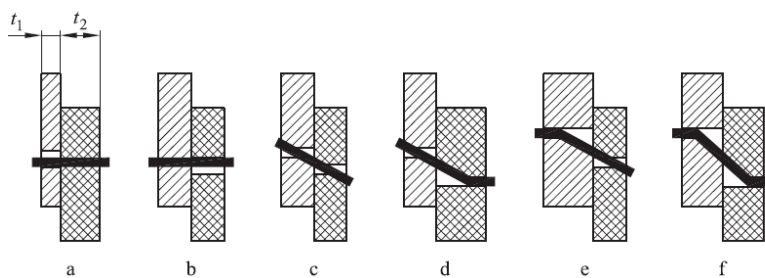
CONNESSIONE CON VITI A TAGLIO SINGOLO LEGNO-LEGNO O PANNELLO-LEGNO + VITE CARICATE ASSIALMENTE (CON RONDELLA)			
INPUT			
VITE			
Connessione: viti	vite f 8,0x160 HBS		
Classe di resistenza della vite	10.8		
Considerazione dell'"effetto cordata"	Con effetto cordata		
Preforatura [EC5 8.3.1.1 (5)]	Viti con preforatura		
Utilizzo valori di calcolo secondo UNI EN 1995-1-1 oppure valori sperimentali	Valori secondo UNI EN 1995-1-1		
Rondella (per viti caricate assialmente)	nessuna rondella		
Spaziatura a1 (parallela alla fibratura) [mm] (massima tra elem.(1) e elem.(2))	a1,min	80.0	mm
Spaziatura a1 (parallela alla fibratura) [mm] - di progetto	a1	75.0	mm
Numero di viti	n	1	mm
ELEM. LEGNO O PANNELLO SUPERIORE (1)			
Spessore elemento (1)	t ₁	27	mm
Angolo fra la direzione della forza e la direzione della fibratura, elemento (1) oppure forza - bordo del pannello in compensato	alfa_1	90	gradi
Materiale elemento (1)	LVL strati incrociati (tipo KERTO Q) (27<=s<=69)		
Elemento (1) in legno o XLAM	Legno, LVL, OSB, compensato, fibre, particelle		
Angolo fra l'asse della vite e la direz. della fibratura, elemento (2) - (>=30° per EC5 (8.38) e per xlam: e=0° debole ; e=90° forte) default 90°	epsilon_1	90	gradi
Normativa	UNI EN 14279		
Materiale: LM, LL, OSB, LVL, COMP, FIB, PART	LVL		
ELEM. DI INTERDIZIONE (0)			
Distanza elem. Sup. - legno (eventuale pianella o tavolato) (0)	t ₀	0	mm
ELEM. LEGNO INFERIORE (2)			
Spessore elemento (2)	t ₂	200	mm
Angolo fra la direzione della forza e la direzione della fibratura, elemento (2) oppure forza - bordo del pannello in compensato	alfa_2	90	gradi
Materiale elemento (2)	C24		
Elemento (2) in legno o XLAM	XLAM: viti parallele alla fibratura (connessione debole)		
Angolo fra l'asse della vite e la direz. della fibratura, elemento (1) - (>=30° per EC5 (8.38) e per xlam: e=0° debole ; e=90° forte)	epsilon_2	90	gradi
Normativa	UNI EN 338-2009		
Materiale: LM, LL, OSB, LVL, COMP, FIB, PART	LM		
CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA DELLA VITE A TAGLIO			
Considerazione dell'"effetto cordata"	Con effetto cordata		
Capacità portante caratteristica del connettore a taglio	F _{v,Rk}	4274.42	N
modo di rottura	modo a		
VERIFICHE			
Verifica infissione nell'elemento (2)	OK		
Profondità di penetrazione nel legno minima (EC5 8.3.1.2 (2) e 8.3.2 (7))	OK		
Distanza punta connettore dall'intradosso elemento (2) >0	OK		
Verifica congruenza spessore elemento (1)	OK		
Verifica congruenza spessore elemento (2)	OK		
Verifica della preforatura	OK		
Verifica congruenza spaziatura a1 (bulloni)	OK		
Verifica congruenza valori sperimentali - verifica sui diametri [EC5 8.7.2 (4)]	OK		
Verifica congruenza materiale pannelli XLAM elemento (1)	OK		
Verifica congruenza materiale pannelli XLAM elemento (2)	OK		
Verifica spessore minimo del pannello XLAM - elemento (1)	OK		
Verifica spessore minimo del pannello XLAM - elemento (2)	OK		
Verifica profondità di infissione minima su pannello XLAM - elemento (2)	OK		

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA DELLA VITE A CARICATA ASSIALMENTE			
Capacità portante caratteristica della vite caricata assialmente	$F_{a,Rk}$	2817.58	N
Tipo di rottura a carico assiale:	Resistenza caratteristica all'attraversamento dell'elemento [EC5 (8.40b)], singola vite		
numero efficace di viti caricate assialmente [EC5 8.7.2 (8)]	n_{eff}	1.00	N
Capacità portante caratteristica della connessione caricata assialmente	$n_{eff} \cdot F_{a,Rk}$	2817.58	N

figura 8.2 Modi di rottura per connessioni di legno e pannelli

Legenda

- 1 Taglio singolo
- 2 Taglio doppio



1

Sulla base della resistenza caratteristica le resistenze di progetto in funzioni delle classi di servizio e di durata del carico sono:

$F_{v,Rd1} = 0,6 \cdot 4274 / 1,5 = 1710 \text{ N}$	carico permanente
$F_{v,Rd2} = 0,7 \cdot 4274 / 1,5 = 1994 \text{ N}$	carico lunga durata
$F_{v,Rd3} = 0,8 \cdot 4274 / 1,5 = 2279 \text{ N}$	carico media durata
$F_{v,Rd4} = 0,9 \cdot 4274 / 1,5 = 2564 \text{ N}$	carico breve durata
$F_{v,Rd5} = 1,0 \cdot 4274 / 1,5 = 2849 \text{ N}$	carico istantaneo

3.4.2.7 Viti rampe scala

CONNESSIONE CON VITI A TAGLIO SINGOLO LEGNO-LEGNO O PANNELLO-LEGNO + VITE CARICATA ASSIALMENTE (CON RONDELLA)			
INPUT			
VITE			
Connessione: viti	vite f 6,0x180 HBS		
Classe di resistenza della vite	10.8		
Considerazione dell'effetto cordata	Con effetto cordata		
Preforatura [EC5 8.3.1.1 (5)]	Viti con preforatura		
Utilizzo valori di calcolo secondo UNI EN 1995-1-1 oppure valori sperimentali	Valori sperimentali		
Rondella (per viti caricate assialmente)	nessuna rondella		
Spaziatura a1 (parallela alla fibratura) [mm] (massima tra elem.(1) e elem.(2))	a1_min	60.0	mm
Spaziatura a1 (parallela alla fibratura) [mm] - di progetto	a1	150.0	mm
Numero di viti	n	2	mm
ELEM. LEGNO O PANNELLO SUPERIORE (1)			
Spessore elemento (1)	t ₁	78	mm
Angolo fra la direzione della forza e la direzione della fibratura, elemento (1) oppure forza - bordo del pannello in compensato	alfa_1	90	gradi
Materiale elemento (1)	C24		
Elemento (1) in legno o XLAM	XLAM: viti ortogonali alla fibratura (connessione forte)		
Angolo fra l'asse della vite e la direz. della fibratura, elemento (2) - (>=30° per EC5 (8.38) e per xlam: ε=0° debole ; ε=90° forte) default 90°	epsilon_1	90	gradi
Normativa	UNI EN 338-2009		
Materiale: LM, LL, OSB, LVL, COMP, FIB, PART	LM		
ELEM. DI INTERDIZIONE (0)			
Distanza elem. Sup. - legno (eventuale pianella o tavolato) (0)	t ₀	0	mm
ELEM. LEGNO INFERIORE (2)			
Spessore elemento (2)	t ₂	160	mm
Angolo fra la direzione della forza e la direzione della fibratura, elemento (2) oppure forza - bordo del pannello in compensato	alfa_2	0	gradi
Materiale elemento (2)	C24		
Elemento (2) in legno o XLAM	XLAM: viti parallele alla fibratura (connessione debole)		
Angolo fra l'asse della vite e la direz. della fibratura, elemento (1) - (>=30° per EC5 (8.38) e per xlam: ε=0° debole ; ε=90° forte)	epsilon_2	90	gradi
Normativa	UNI EN 338-2009		
Materiale: LM, LL, OSB, LVL, COMP, FIB, PART	LM		
CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA DELLA VITE A TAGLIO			
Considerazione dell'effetto cordata	Con effetto cordata		
Capacità portante caratteristica del connettore a taglio	F _{v,Rk}	3342.64	N
modo di rottura	modo f		
VERIFICHE			
Verifica infissione nell'elemento (2)	OK		
Profondità di penetrazione nel legno minima (EC5 8.3.1.2 (2) e 8.3.2 (7))	OK		
Distanza punta connettore dall'intradosso elemento (2) >0	OK		
Verifica congruenza spessore elemento (1)	OK		
Verifica congruenza spessore elemento (2)	OK		
Verifica della preforatura	OK		
Verifica congruenza spaziatura a1 (chiodi)	OK		
Verifica congruenza valori sperimentali - verifica sui diametri [EC5 8.7.2 (4)]	OK		
Verifica congruenza materiale pannelli XLAM elemento (1)	OK		
Verifica congruenza materiale pannelli XLAM elemento (2)	OK		
Verifica spessore minimo del pannello XLAM - elemento (1)	OK		
Verifica spessore minimo del pannello XLAM - elemento (2)	OK		
Verifica profondità di infissione minima su pannello XLAM - elemento (2)	OK		
CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA DELLA VITE A CARICATA ASSIALMENTE			
Capacità portante caratteristica della vite caricata assialmente	F _{a,Rk}	1438.92	N
Tipo di rottura a carico assiale:	Resistenza caratteristica all'attraversamento dell'elemento [EC5 (8.40b)], singola vite		
numero efficace di viti caricate assialmente [EC5 8.7.2 (8)]	n _{eff}	1.87	N

La rottura avviene con “modo f” è quindi di tipo duttile idonea per collegamenti in strutture a bassa duttilità. Sulla base della resistenza caratteristica le resistenze di progetto in funzioni delle classi di servizio e di durata del carico sono:

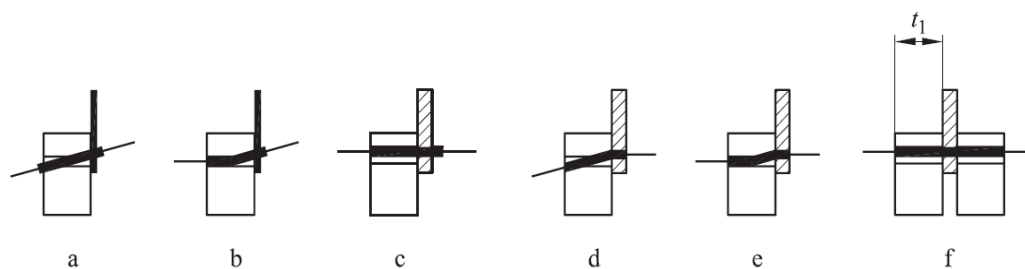
$F_{v,Rd1} = 0,6 \cdot 3343 / 1,5 = 1337 \text{ N}$	carico permanente
$F_{v,Rd2} = 0,7 \cdot 3343 / 1,5 = 1560 \text{ N}$	carico lunga durata
$F_{v,Rd3} = 0,8 \cdot 3343 / 1,5 = 1783 \text{ N}$	carico media durata
$F_{v,Rd4} = 0,9 \cdot 3343 / 1,5 = 2006 \text{ N}$	carico breve durata
$F_{v,Rd5} = 1,0 \cdot 3343 / 1,5 = 2228 \text{ N}$	carico istantaneo

3.4.3 Connessioni acciaio - legno

Gli elementi strutturali metallici dell’edificio (architravi e travi) che interagiscono con le strutture in xlam e legno sono ad esse connesse, direttamente o tramite piastre, per mezzo di viti auto perforanti opportunamente dimensionate. In particolari le travi metalliche che sostengono i solai xlam sono direttamente connesse alle pareti con viti auto perforanti.

3.4.3.1 Resistenza caratteristica a taglio della vite (collegamento acciaio-legno travi in spessore-solaio XLAM)

figura 8.3 Modi di rottura per connessioni acciaio-legno



Il modo di rottura è il “modo e” di tipo duttile e quindi compatibile con la necessità di rottura duttile per strutture in bassa duttilità. Sulla base della resistenza caratteristica le resistenze di progetto in funzioni delle classi di servizio e di durata del carico sono:

$F_{v,Rd1} = 0,6 \cdot 8.673,50 / 1,5 = 3.469,400 \text{ N}$	carico permanente
$F_{v,Rd2} = 0,7 \cdot 8.673,50 / 1,5 = 4.047,633 \text{ N}$	carico lunga durata
$F_{v,Rd3} = 0,8 \cdot 8.673,50 / 1,5 = 4.625,867 \text{ N}$	carico media durata
$F_{v,Rd4} = 0,9 \cdot 8.673,50 / 1,5 = 5.204,100 \text{ N}$	carico breve durata
$F_{v,Rd5} = 1,0 \cdot 8.673,50 / 1,5 = 5.782,333 \text{ N}$	carico istantaneo

CONNESSIONE CON VITI A TAGLIO SINGOLO ACCIAIO-LEGNO + VITE CARICATA ASSIALMENTE			
INPUT			
VITE			
Connessione: viti	vite f 10.0x140 WURTH assy 3.0		
Classe di resistenza della vite	10.8		
Considerazione dell'"effetto cordata"	Con effetto cordata		
Preforatura [EC5 8.3.1.1 (5)]	Viti con preforatura		
Utilizzo valori di calcolo secondo UNI EN 1995-1-1 oppure valori sperimentali	Valori sperimentali		
Spaziatura a1 (parallela alla fibratura) [mm] (massima tra elem.(1) e elem.(2))	a1,min	40.0	mm
Spaziatura a1 (parallela alla fibratura) [mm] - di progetto	a1	150.0	mm
Numero di viti	n	1	mm
ELEM. LEGNO INFERIORE (2)			
Spessore elemento (2)	t ₂	200	mm
Angolo fra la forza e la direzione della fibratura, elemento (2) oppure forza - bordo del pannello in compensato	alfa_2	90	gradi
Materiale elemento (2)	C24		
Elemento (2) in legno o XLAM	XLAM: viti ortogonali alla fibratura (connessione forte)		
Angolo fra l'asse della vite e la direz. della fibratura, elemento (2) - ($\epsilon=0^\circ$ debole ; $\epsilon=90^\circ$ forte)	epsilon_2	90	gradi
Normativa	UNI EN 338-2009		
Materiale: LM, LL, OSB, LVL, COMP, FIB, PART	LM		
PIASTRA DI ACCIAIO			
Spessore piastra in acciaio	s _s	15	mm
Larghezza piastra di acciaio	L _s	100	mm
Tolleranza foro - diametro chiodo	d ₀ - d	1.00	mm
numero fori per sezione	n	1	
Materiale elemento ACCIAIO	S355 (Fe 510)		
PIASTRA dist. assiale dall'estremità caricata	e ₁	20	mm
PIASTRA dist. ortogonale dall'estremità laterale	e ₂	50	mm
CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA DELLA VITE			
Considerazione dell'"effetto cordata"	Con effetto cordata		
Capacità portante caratteristica del connettore a taglio	F _{V,Rk}	8673.50	N
modo di rottura	modo e		
VERIFICHE			
Verifica infissione nell'elemento (2)	OK		
Profondità di penetrazione nel legno minima (EC5 8.3.1.2 (2) e 8.3.2 (7))	OK		
Distanza punta connettore dall'intradosso elemento (2) >0	OK		
Verifica congruenza spessore elemento (2)	OK		
Verifica della preforatura	OK		
Verifica dimensionale area netta sezione piastra	OK		
Verifica congruenza spaziatura a1 (bulloni)	OK		
Verifica congruenza valori sperimentali - verifica sui diametri [EC5 8.7.2 (4)]	OK		
Verifica congruenza materiale pannelli XLAM elemento (2)	OK		
Verifica spessore minimo del pannello XLAM - elemento (2)	OK		
Verifica profondità di infissione minima su pannello XLAM - elemento (2)	OK		
Verifica rottura chiodo (chiodo a taglio, rifollamento piastra di bordo)	OK		
Verifica rottura chiodo (chiodo a taglio, rifollamento piastra interna)	OK		
Verifica piastra chiodata (chiodatura, rottura piastra)	OK		

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA DELLA VITE A CARICATA ASSIALMENTE			
Capacità portante caratteristica della vite caricata assialmente	$F_{a,Rk}$	8712.03	N
Tipo di rottura a carico assiale:	Resistenza caratteristica all'attraversamento dell'elemento con piastra [EC5 8.5.2 (2)]		
numero efficace di viti caricate assialmente [EC5 8.7.2 (8)]	n_{eff}	1.00	N
Capacità portante caratteristica della connessione caricata assialmente	$n_{eff} * F_{a,Rk}$	8712.03	N

3.4.4 Verifica connessioni soggette a forze orizzontali di piano

La connessione tra i pannelli di solaio è soggetta alle forze orizzontali sismiche e del vento.

3.4.4.1 Azione sismica di piano

Da un'analisi pseudo dinamica si ricavano le azioni sismiche di piano.

Quota	Forza Sismica	Tot. parziale	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	kg	kg	kg	m	m	m	m	m	m			
13.41	1.438e+04	2.942e+04	5.273e+04	15.85	7.64	0.0	0.0	14.77	7.37	0.836	0.149	0.032
10.13	2.956e+04	6.736e+04	1.632e+05	15.80	8.40	0.0	0.0	14.77	7.39	0.817	0.141	0.120
6.84	1.457e+04	8.692e+04	1.626e+05	15.79	8.41	0.0	0.0	14.77	7.42	0.725	0.136	0.153

Forza sismica massima di piano (SLU): $F_{s,max} = 29560 \text{ daN}$

Quota corrispondente alla forza sismica massima: $H=10.13 \text{ m}$

3.4.4.2 Azione di piano dovuta al vento

La forza normale max del vento è pari a: $F_{v,90,max} = (84+17) \times 3,2 \times 27 = 8726 \text{ daN}$

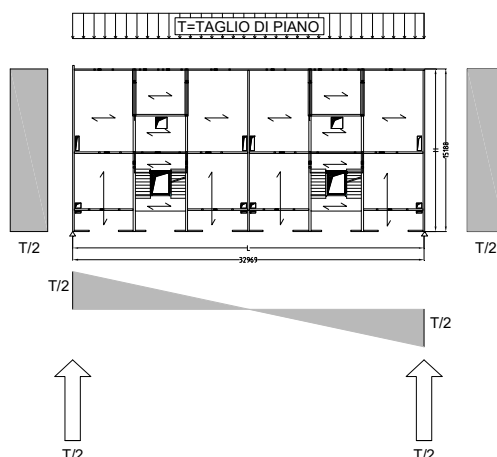
Azione di progetto dovuta al vento: $F_{v,d} = 1,5 \times 8726 = 13089 \text{ daN}$

La forza sismica è superiore alla forza del vento.

3.4.4.3 Verifica della connessione fra pannelli solaio

La connessione fra pannelli di solaio adiacenti (vedi particolare) è realizzata con un coprigiunto formato da una tavola di LVL (kerto) da 150x27 mm fissata con viti autopерforanti HBS $\phi 8 \times 160$ passo 75 mm.

In favore di sicurezza si può considerare la forza sismica agente sulla connessione pari a metà della forza sismica massima di piano (avendo schematizzato il solaio come una trave semplicemente appoggiata sulle pareti perimetrali e caricata con l'azione sismica di piano come da schema in figura seguente, che non riporta l'edificio in questione ma rende l'idea di cosa si intende).



La forza per unità di lunghezza agente sul collegamento è data da:

$$F_{coll} = \frac{29560}{2 \cdot 9,40} = 1572 daN / ml$$

L'interasse delle viti è pari a: 75 mm

Coeff. di sovrarresistenza: 1,30

Portata di progetto a taglio della vite : 285 daN (par. 11.3.2.6)

Forza di progetto agente sul connettore: $F_{X,i} = 1572 \cdot 0,075 \cdot 1,30 = 153 daN < 285 daN$ **OK**

3.4.4.4 Verifica della connessione fra pannelli solaio e travi metalliche in spessore

La connessione fra pannelli di solaio e travi metalliche in spessore è realizzata con viti autoperforanti HBS $\phi 10 \times 140$ passo 100 mm. L'azione agente sul collegamento è la stessa considerata al punto precedente nel caso di collegamento fra pannello di solaio adiacenti.

$$F_{coll} = \frac{29560}{2 \cdot 9,40} = 1572 daN / ml$$

L'interasse delle viti è pari a: 100 mm

Coeff. di sovrarresistenza: 1,30

Portata di progetto a taglio della vite : 578 daN (vedi 11.3.3.1)

Forza di progetto agente sul connettore: $F_{X,i} = 1572 \cdot 0,100 \cdot 1,30 = 204 daN < 578 daN$ **OK**

3.4.5 Verifiche collegamenti pareti xlam

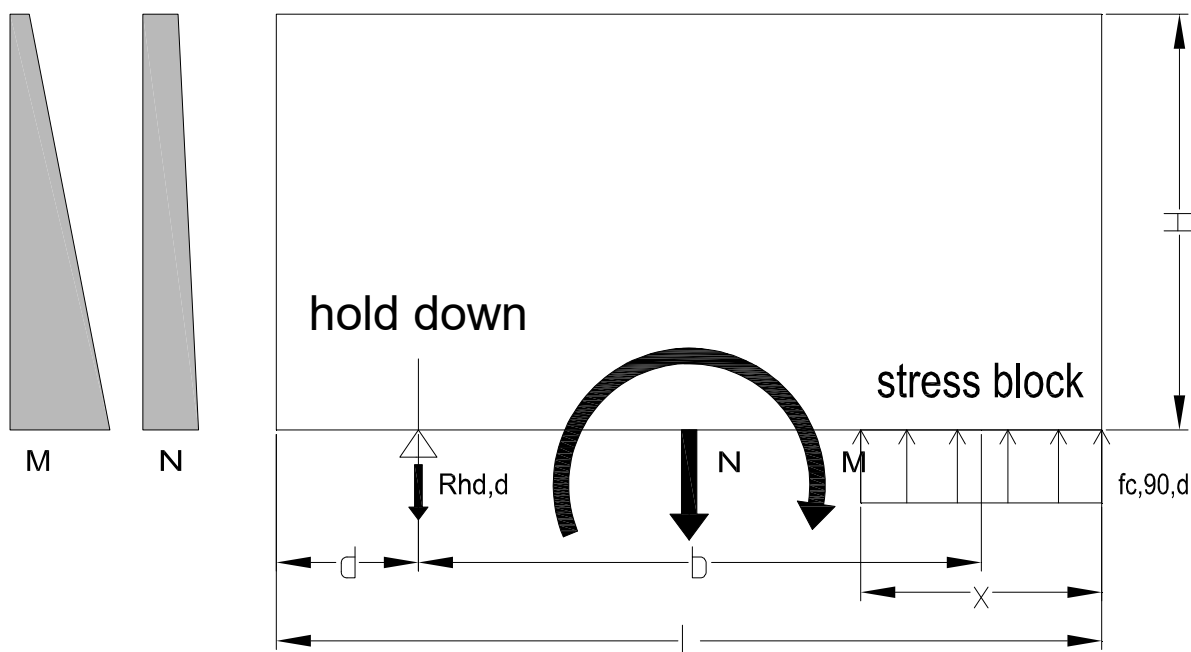
Le pareti sono collegate fra loro ed ai solai con sistemi meccanici legno-acciaio a piastra metallica e connettori a gambo cilindrico (chiodi ad aderenza migliorata, viti, bulloni) oppure legno-legno sempre con connettori cilindrici. I collegamenti antiribaltamento, denominati hold down, sono di diverso tipo a seconda delle condizioni di installazione e delle sollecitazioni agenti. Al piano terra si utilizzano hold-down chiodati alla parete lignea e inghisati con resine epossidiche alle travi in cemento armato sottostanti. Ai piani superiori si utilizzano invece elementi commerciali costituiti da piastre angolari irrigidite o strisce metalliche forate che sono fissati alla struttura in legno con chiodi e bulloni.

I collegamenti antiscorrimento alla base delle pareti sono realizzati seguendo lo stesso principio degli hold down, al piano terra si usano piatti chiodati alla parete lignea ed inghisati nel cordolo in c.a. di base. Ai piani superiori si usano piastre commerciali chiodate alla parete ed al solaio di appoggio. Il collegamento in testa alle pareti con il solaio soprastante è invece realizzato con viti autoperforanti poste ad interasse molto ravvicinato in modo da garantire, oltre alla resistenza alle azioni taglienti agenti, una notevole rigidità necessaria per ottenere il comportamento scatolare della costruzione. Anche il collegamento verticale fra pareti è realizzato con viti autoperforanti poste ad interasse molto ravvicinato in modo da garantire, oltre alla resistenza alle azioni taglienti agenti, una notevole rigidità necessaria per ottenere il comportamento scatolare della costruzione. I collegamenti antiribaltamento ed a taglio alla base delle pareti sono dimensionati senza coefficienti di sovrarresistenza e quindi per le azioni di calcolo, la geometria è scelta in modo che la rottura avvenga con plasticizzazione dei connettori a gambo cilindrico e quindi in maniera duttile con dissipazione di energia. I collegamenti verticali (a L, T o croce) e i collegamenti in testa alle pareti sono dimensionati a rigidità con coefficiente di sovrarresistenza 1,1 come previsto per le strutture progettate in bassa duttilità; il passo e/o il diametro delle viti viene determinato seguendo la riduzione di rigidità in altezza delle pareti xlam, questo accorgimento permette di avere

variazioni di rigidezza in altezza rispondenti ai criteri di regolarità previsti dalla normativa e nel contempo assicurare il comportamento scatolare.

3.4.5.1 Verifica Hold-down

Come già accennato gli hold down al piano terra sono di tipo diverso da quelli ai piani superiori. In ogni caso la resistenza dell'Hold down è la minore fra la resistenza a taglio complessiva dei chiodi, la resistenza della piastra metallica forata e la resistenza del collegamento alla fondazione (per collegamento alla fondazione si intende sia il collegamento vero e proprio alla struttura in c.a. sia il collegamento con il solaio XLAM realizzato con un bullone passante e 2 hold down fissati uno alla parete superiore ed uno alla parete inferiore). Gli hold down sono dimensionati in modo che la rottura avvenga nei chiodi, con modo di rottura di tipo duttile, deve essere assolutamente evitata la rottura della piastra metallica forata in quanto trattasi di rottura fragile. Questa circostanza è stata controllata eseguendo la verifica a rottura della piastra assicurandosi che la resistenza della piastra sia maggiore della resistenza complessiva del numero massimo di chiodi che può ricevere la piastra. Si utilizzano hold-down commerciali; quelli previsti sono il modello WHT della rothofixing, oppure strisce forate anch'esse di tipo commerciale; al piano terra la resistenza caratteristica viene amplificata del coefficiente di resistenza 1,1 previsto per le strutture a bassa duttilità, richiesta per ogni parete; ai piani superiori non si utilizza nessun coefficiente di sovrarresistenza. La verifica del collegamento a ribaltamento, eseguita in automatico dal programma di calcolo, si basa sul metodo dello stress-block secondo lo schema riportato in figura seguente.



Le azioni ribaltanti di calcolo agenti sulla parete (N, M) vengono equilibrate da una coppia di azioni date dalla resistenza a trazione di progetto dell'hold-down $R_{hd,d}$ (in pratica dalla resistenza a taglio totale dei chiodi) e dalla resistenza a compressione dello stress block il cui valore è la resistenza di progetto a compressione della parete supposta uniforme sulla lunghezza X dello stress block; il braccio della coppia è la distanza b fra l'asse baricentrico dell'hold down e l'asse baricentrico dello stress block. Quindi per la verifica devono essere definiti la resistenza caratteristica dell'hold-down (ovvero il numero e la tipologia dei chiodi usati), la sua posizione geometrica, ovvero la distanza d dal bordo parete e la resistenza a compressione del materiale della parete. Nella determinazione della resistenza a compressione da attribuire allo stress block bisogna fare alcune considerazioni. La resistenza in questione infatti varia a seconda che si tratti di una parete appoggiata sul cordolo di c.a. (come nel caso delle pareti del piano terra) oppure di una parete appoggiata su un solaio (come

nel caso delle pareti dei piani superiori). Nel primo caso infatti la resistenza a compressione da attribuire allo stress block è quella parallela alla fibratura riferita alle sole lamelle verticali della parete, nel secondo invece è quella perpendicolare alla fibratura delle lamelle del solaio su cui appoggia la parete riferita allo spessore della parete. Nel secondo caso la resistenza caratteristica a compressione ortogonale da considerare è quella dello xlam (maggiore di quella delle tavole per effetto dell'incremento dovuto alla laminazione incrociata) che va amplificata del coefficiente $k_{c,90}$. I parametri elencati e necessari alla verifica vengono forniti al programma all'interno dei criteri di progetto e quindi sono riportati nel tabulato di calcolo. La verifica è simile a quella per le sezioni in cemento armato; viene determinato il dominio di resistenza M-N della sezione di base della parete, se il punto avente coordinate corrispondenti ai valori di progetto N_d ed M_d cade all'interno o sul bordo del dominio di resistenza la verifica è soddisfatta altrimenti no.

Si riporta di seguito il valore della resistenza a compressione dello stress block calcolata per i vari spessori di parete e per appoggio su c.a. e su solaio in xlam che verranno utilizzati nelle verifiche automatiche.

APPOGGIO SU CALCESTRUZZO - Parete da 140mm


Tipo di cordolo di base parete		CALCESTRUZZO	
Materiale cordolo di base parete		C24	
Materiale delle lamelle della parete		C24	
Resistenza carat. compr. cordolo	$f_{c90,k}$	300	daN/cm ²
Resistenza carat. compr. parete	$f_{c0,k}$	210	daN/cm ²
Coefficiente di resistenza a comp. perp.	$k_{c,90}$	1.5	
Coeff. di confinam. per lam. incrociata	$k_{c,90,xlam}$	1.2	
Larghezza cordolo	S_{cord}	140	mm
Spessore totale parete	S_p	140	mm
Numero di strati della parete		5	
Numero di strati verticali della parete		3	
Spessore delle lamelle verticali esterne		40	mm
Spessore delle lamelle verticali interne		20	mm
Spessore lamelle orizzontali interne		20	mm
Spessore resistente parete	$S_{p,vert}$	100	mm
Resistenza carat. equiv. compr. parall.	$f_{c0,k,eq}$	150	daN/cm ²
Resistenza carat. equiv. compr. perp.	$f_{c90,k,eq}$	300	daN/cm ²
Resistenza carat. equiv. compr. Parete	$f_{cp,k}$	150.00	daN/cm ²

APPOGGIO SU SOLAIO XLAM - Parete da 100mm

Azione verticale in testa alla parete	N	157000	daN
Momento membranale sulla parete	M	24940000	daNcm
Tipo di cordolo di base parete		SOLAIO XLAM	
Materiale cordolo di base parete		C24	
Materiale delle lamelle della parete		C24	
Resistenza carat. compr. cordolo	$f_{c90,k}$	25	daN/cm ²
Resistenza carat. compr. parete	$f_{c0,k}$	210	daN/cm ²
Coefficiente di resistenza a comp. perp.	$k_{c,90}$	1.5	
Coeff. di confinam. per lam. incrociata	$k_{c,90,xlam}$	1.2	
Larghezza cordolo	S_{cord}	100	mm
Spessore totale parete	S_p	100	mm
Numero di strati della parete		5	
Numero di strati verticali della parete		3	
Spessore delle lamelle verticali esterne		20	mm
Spessore delle lamelle verticali interne		20	mm
Spessore lamelle orizzontali interne		20	mm
Spessore resistente parete	$S_{p,vert}$	60	mm
Resistenza carat. equiv. compr. Parete	$f_{cp,k}$	58.50	daN/cm ²

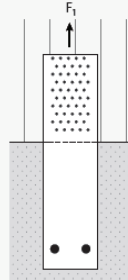
Si riporta di seguito il valore caratteristico della resistenza a trazione e i dati tecnici forniti dal produttore degli hold-down WHT che verranno utilizzati nelle verifiche automatiche.

WHT340



configurazione	VALORI CARATTERISTICI									
	$R_{1,k}$ LEGNO			$R_{1,k}$ ACCIAIO		$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO NON FESSURATO			$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO FESSURATO	
	fissaggio fori ØS	$R_{1,k,legno}$	rondella	$R_{1,k,acciaio}$	γ_{acciao}	ancorante VINYLPRO Ø x L [mm]	$R_{1,k,cd}$	γ_{cd}	ancorante EPOPLUS Ø x L [mm]	$R_{1,k,cd}$
• fissaggio totale • senza rondella • ancorante M16	chiodi LBA Ø4,0 x 40	20	31,4							
	chiodi LBA Ø4,0 x 60	20	38,6							
• fissaggio parziale • senza rondella • ancorante M16	viti LBS Ø5,0 x 40	20	31,4	42,0	γ_{m2}	M16 x 160	64,84	1,8	M16 x 160	35,66
	viti LBS Ø5,0 x 50	20	38,6						M16 x 190	43,95
• fissaggio totale • senza rondella • ancorante M16	chiodi LBA Ø4,0 x 40	14	22,0							
	chiodi LBA Ø4,0 x 60	14	27,0							
• fissaggio parziale • senza rondella • ancorante M16	viti LBS Ø5,0 x 40	14	22,0	42,0	γ_{m2}	M16 x 160	64,84	1,8	M16 x 160	35,66
	viti LBS Ø5,0 x 50	14	27,0						M16 x 190	43,95

WHT PLATE 540

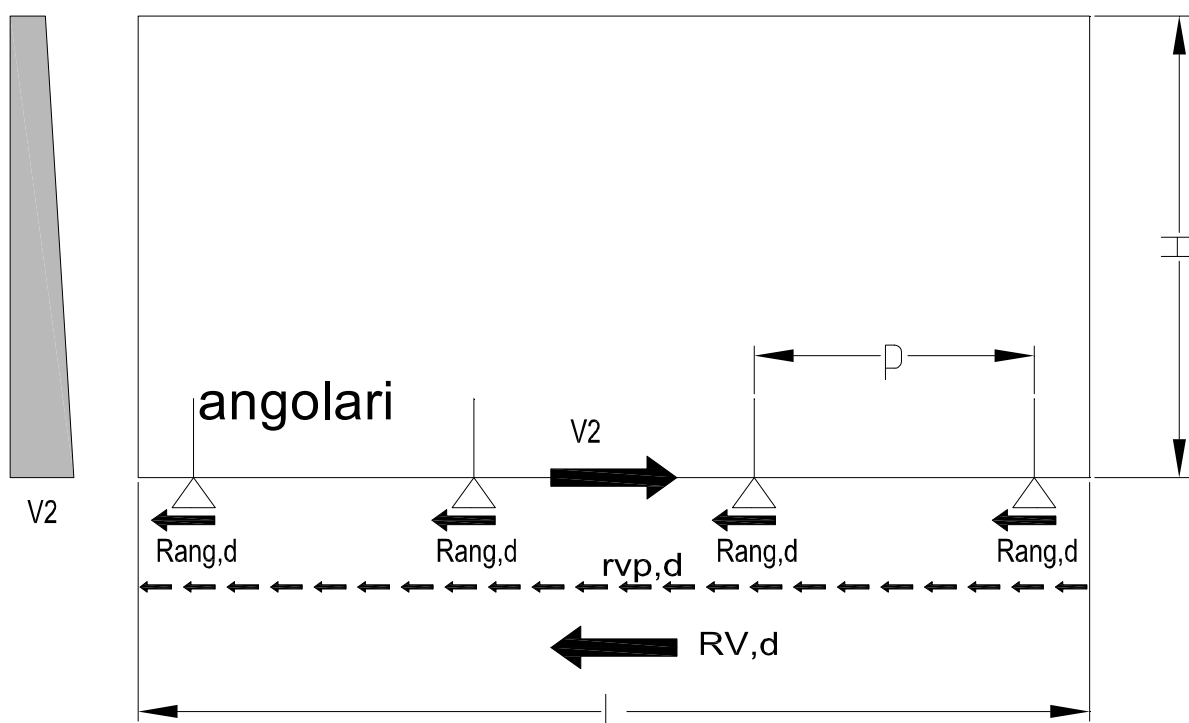


configurazione	VALORI CARATTERISTICI									
	$R_{1,k}$ LEGNO			$R_{1,k}$ ACCIAIO		$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO NON FESSURATO			$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO FESSURATO	
	fissaggio fori ØS	$R_{1,k,legno}$	rondella	$R_{1,k,acciaio}$	γ_{acciao}	ancorante VINYLPRO Ø x L [mm]	$R_{1,k,cd}$	γ_{cd}	ancorante EPOPLUS Ø x L [mm]	$R_{1,k,cd}$
• fissaggio totale • 2 ancoranti M16	chiodi LBA Ø4,0 x 60	50	96,5							
	viti LBS Ø5,0 x 50	50	116,0	70,6	γ_{m2}	M16 x 230	75,09	1,5	M16 x 230	53,19
• fissaggio parziale • 2 ancoranti M16	chiodi LBA Ø4,0 x 60	30	57,9							
	viti LBS Ø5,0 x 50	30	69,6	70,6	γ_{m2}	M16 x 190	68,04	1,5	M16 x 190	48,19

La verifica dei singoli collegamenti è riportata nei tabulati di calcolo.

3.4.5.2 Verifica connessione a taglio alla base delle pareti

Anche in questo caso, come per gli hold-down si usano tipologie diverse di connettori al piano terra ed ai piani superiori. In ogni caso la resistenza dell'elemento di collegamento è la minore fra la resistenza a taglio complessiva dei chiodi, la resistenza della piastra metallica forata e la resistenza del collegamento alla fondazione (per collegamento alla fondazione si intende sia il collegamento vero e proprio alla struttura in c.a. sia il collegamento con il solaio XLAM realizzato con chiodi ad aderenza migliorata infissi nel solaio in xlam). Gli angolari sono dimensionati in modo che la rottura avvenga nei chiodi, con modo di rottura di tipo duttile, deve essere assolutamente evitata la rottura della piastra metallica forata in quanto trattasi di rottura fragile. Questa circostanza è stata controllata eseguendo la verifica a rottura della piastra assicurandosi che la resistenza della piastra sia maggiore della resistenza complessiva del numero massimo di chiodi che può ricevere la piastra. Si utilizzano angolari commerciali, quelli previsti sono il modello TITAN della rothofixing, senza sovrarresistenza. La verifica del collegamento a scorrimento, eseguita in automatico dal programma di calcolo secondo lo schema riportato in figura, consiste nel controllare che il taglio unitario alla base di ogni parete sia minore della resistenza unitaria di progetto calcolata a partire dalla resistenza unitaria caratteristica fornita all'interno del criterio di progetto della parete.



Anche nel caso dei connettori a taglio la resistenza caratteristica è praticamente la resistenza del numero totale di chiodi utilizzati per fissare gli angolari alla parete. In questo caso però la resistenza dei chiodi dovrebbe essere ridotta per tener conto del fatto che l'azione dei connettori, passando per il baricentro della chiodatura, induce un momento parassita che ha influenza sia sulla verifica dei chiodi sia sulla piastra metallica. Tale fenomeno è stato evidenziato nelle prove sperimentali eseguite sui connettori commerciali, di ciò è tenuto conto riducendo la resistenza caratteristica dell'angolare (vedi schede tecniche successive). Il valore caratteristico del singolo chiodo, a seconda del tipo di angolare si riduce fino al 40% del valore normale e ciò avviene in particolare per gli angolari di fissaggio al calcestruzzo per i quali il valore di resistenza caratteristica dei chiodi scende a circa 80,0 daN/chiodo contro il valore normale di 193,0 daN/chiodo.

Si riporta di seguito il valore caratteristico della resistenza a trazione e i dati tecnici forniti dal produttore degli angolari "TITAN" che verranno utilizzati nelle verifiche automatiche.

CONNESSIONE A TAGLIO SU CORDOLO IN C.A.

TCP 200

RESISTENZA LATO LEGNO $R_{t,leg}$

		VALORI CARATTERISTICI		VALORI AMMISSIBILI
configurazione su legno	tipo	fissaggio fori Øs		$R_{t,leg,adm}$ [kN]
		Ø x L [mm]	n_s [pz]	
chiodi	ISA	Ø4,0 x 60	30	1000
viti	LS5	Ø5,0 x 50	30	1000

RESISTENZA LATO CALCESTRUZZO $R_{t,cc}$

		VALORI CARATTERISTICI		VALORI AMMISSIBILI
configurazione su calcestruzzo	tipo ancorante	fissaggio fori ØT1		$R_{t,cc,adm}$ [kN]
		Ø x L [mm]	n_s [pz]	classe acciaio
+ chiodi fissurati + ancorante avvitabile	SKR	M12 x min. 100	2	-
+ chiodi fissurati + ancorante meccanico	ABR	M12 x 101	2	-
+ chiodi fissurati + ancorante chimico	VINYLPRO	M12 x 130	3	S.8
+ chiodi fissurati + ancorante chimico	EPOPLUS	M12 x 130	3	S.8

CONNESSIONE A TAGLIO ELEVAZIONI (SU SOLAIO LEGNO)

TITAN TCN240

RESISTENZA LATO LEGNO $R_{t,leg}$

configurazione su legno	tipo	fissaggio fori Øs		VALORI CARATTERISTICI		VALORI AMMISSIBILI
		Ø x L [mm]	n _s [pz]	$R_{t,leg}$ [kN]	γ_{M2}	$R_{t,leg,adm}$ [kN]
chiodi	ISA	Ø4,0 x 60	36	30,3		1120
viti	LS5	Ø5,0 x 50	36	36,3		1120

RESISTENZA LATO CALCESTRUZZO $R_{t,cc}$

configurazione su calcestruzzo	tipo ancorante ⁽¹⁾	fissaggio fori ØT3			VALORI CARATTERISTICI			VALORI AMMISSIBILI
		Ø x L [mm]	n _s [pz]	classe acciaio	$R_{t,cc}$ [kN]	γ_{M2}	$R_{t,cc,adm}$ [kN]	
+ chiodi fissurati + ancorante avvitabile	SKR	16 x 130	2	-	76,9	1,3	2520	
+ chiodi fissurati + ancorante meccanico	ABR	M16 x 130	2	-	59,5	1,3	1926	
+ chiodi fissurati + ancorante chimico	VINYLPRO	M16 x 160	2	S.8	52,7	1,25	2080	
+ chiodi fissurati + ancorante chimico	EPOPLUS	M16 x 160	2	S.8	52,7	1,25	-	

La verifica dei singoli collegamenti è riportata nei tabulati di calcolo.

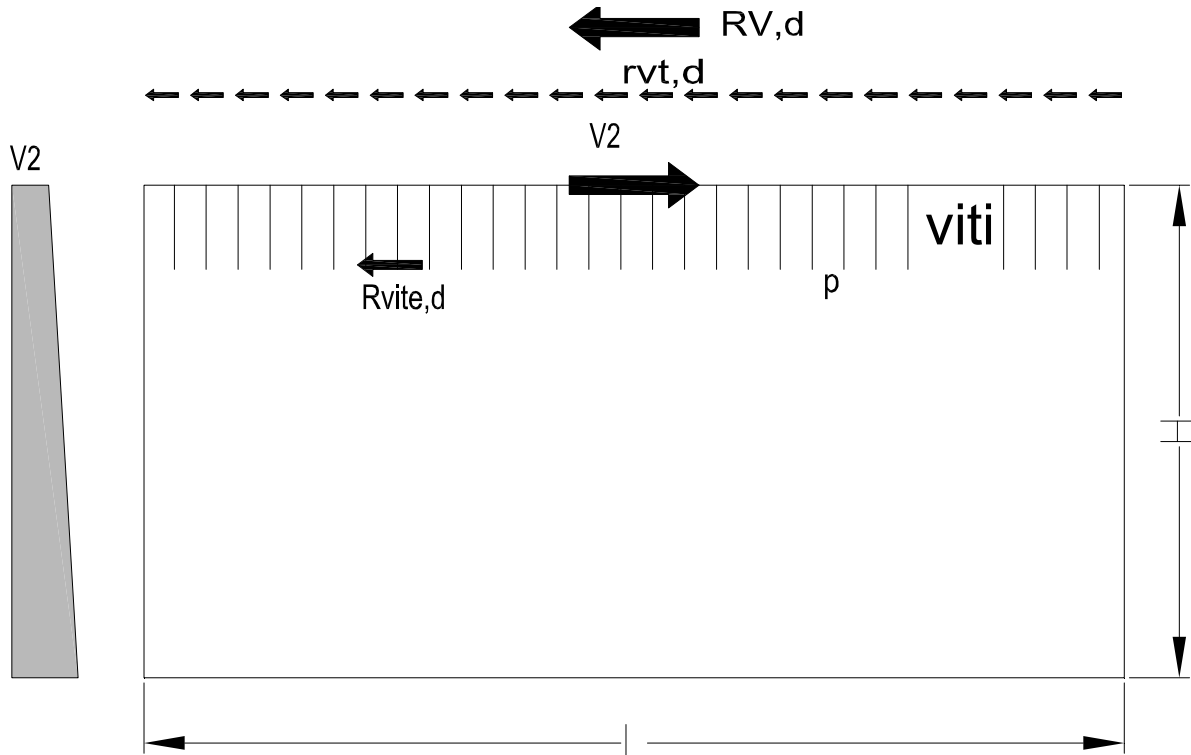
3.4.5.3 Verifica connessione a taglio in sommità alle pareti

Il collegamento a taglio fra parete e solaio soprastante è realizzato con viti autoperforanti $\phi 8 > 320$ disposte ad interasse ravvicinato per assicurare una perfetta “cucitura” della struttura. La verifica del collegamento è eseguita in automatico dal programma di calcolo secondo lo schema riportato in figura; essa consiste nel controllare che il taglio unitario in testa ad ogni parete sia minore della resistenza unitaria di progetto calcolata a partire dalla resistenza unitaria caratteristica fornita all'interno del criterio di progetto della parete. La resistenza unitaria è chiaramente funzione del diametro e del passo delle viti utilizzato per il fissaggio. Il dimensionamento è stato eseguito sulla base delle sollecitazioni massime presenti, mantenendo però il passo e il diametro costanti per non ridurre la rigidità del collegamento necessaria per assicurare il comportamento scatolare della costruzione. Il passo e/o il diametro sono stati ridotti, piano per piano in funzione della riduzione di rigidità delle pareti. In pratica si è utilizzata la stessa percentuale di riduzione di rigidità del collegamento avvitato (in generale aumentando il passo) che si ha riducendo gli spessori delle pareti (ad esempio passando da pareti da 140mm a pareti di 100mm si ha una riduzione percentuale della sezione del 29% il passo delle viti che collegano il solaio alla parete passerà da 50mm a 70mm con

una riduzione della rigidezza del 30%). La rigidezza delle viti viene calcolata secondo quanto previsto in EC5 al punto 7.1. La resistenza caratteristica per unità di lunghezza utilizzata nelle verifiche automatiche e che si ritrova quindi nei criteri di progetto delle parete è:

pareti da 140mm: viti $\phi 8 \times 320/40\text{mm}$ $r_{vt,k} = 3373,04/50 = 67,46 \text{ daN/cm}$ $k_{ser} = 2994/50 = 59,88 \text{ daN/cm}^2$

pareti da 100mm: viti $\phi 10 \times 360/50\text{mm}$ $r_{vt,k} = 3373,04/60 = 56,22 \text{ daN/cm}$ $k_{ser} = 2994/60 = 49,90 \text{ daN/cm}^2$



3.4.5.4 Verifica giunti verticali di collegamento fra pannelli parete

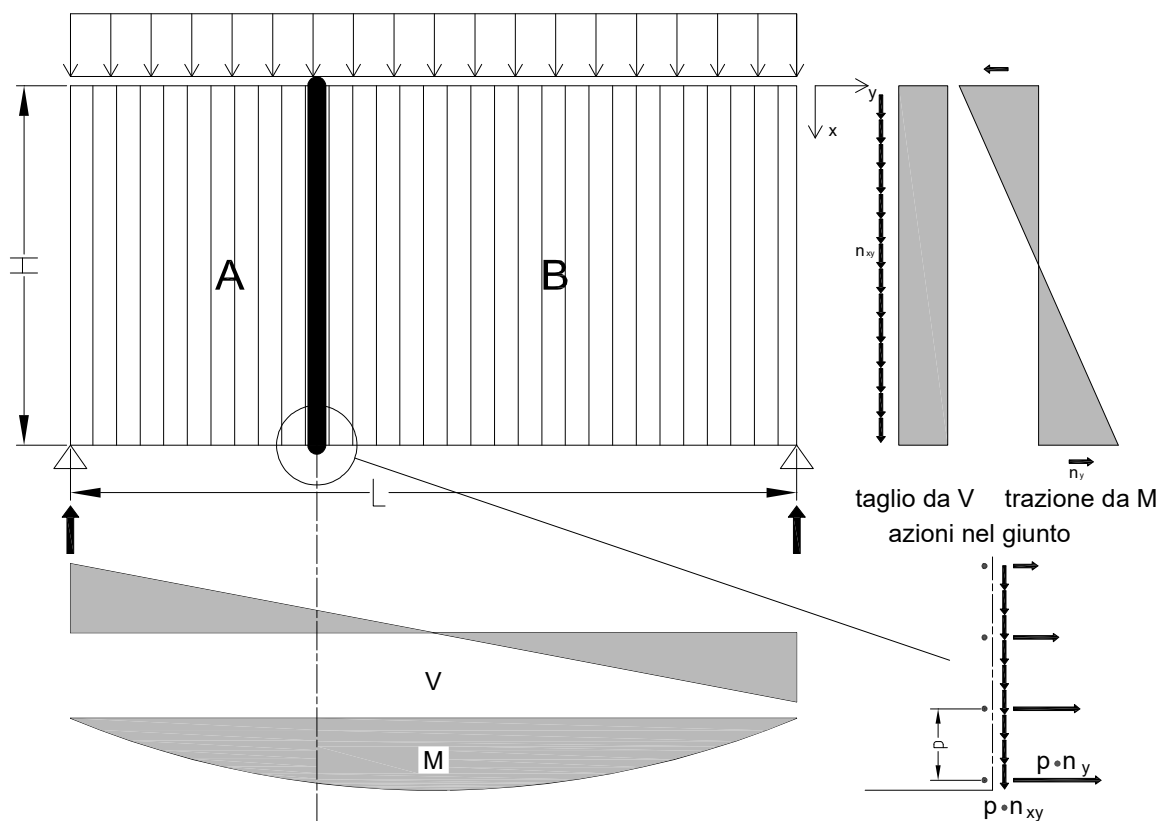
Il collegamento verticale di continuità fra pannelli di parete, è realizzato con una striscia di pannello multistrato (Kerto) inserita all'interno di una fresatura centrale realizzata sul bordo laterale dei pannelli. Il collegamento così realizzato, con viti autopreforanti $\phi 8$ a passo 150 mm, è a doppia sezione resistente e garantisce grande resistenza e rigidezza. La verifica dei giunti così realizzati può essere condotta secondo lo schema riportato nella figura seguente.

$$n_{xy,d} = V_{giunto}/H \quad (\text{daN/cm})$$

$$n_y = M_{giunto} * 6/H^2 \quad (\text{daN/cm})$$

l'azione massima si ha sul mezzo di unione più esterno e vale:

$$Nd = p * (n_{xy,d}^2 + n_y^2)^{1/2}$$



Nel presente progetto non si prevede comunque di giuntare le pareti, che saranno pertanto monolitiche.

3.4.5.5 Verifica connessione verticale fra pareti (collegamento a L, T, X)

Il collegamento verticale a taglio fra pareti è realizzato con viti autopreforanti $\phi 8 > 200$ disposte ad interasse ravvicinato per assicurare una perfetta “cucitura” della struttura. La resistenza unitaria è chiaramente funzione del diametro e del passo delle viti utilizzato per il fissaggio. Il dimensionamento è stato eseguito sulla base delle sollecitazioni massime presenti in ogni parete (la sollecitazione considerata nella verifica è il sollevamento, quindi il giunto è verificato per le stesse azioni di trazione agenti sugli hold down), mantenendo però il passo e il diametro costanti per non ridurre la rigidità del collegamento necessaria per assicurare il comportamento scatolare della costruzione. Il passo e/o il diametro sono stati ridotti, piano per piano in funzione della riduzione di rigidità delle pareti. In pratica si è utilizzata la stessa percentuale di riduzione di rigidità del collegamento avvitato (in generale aumentando il passo) che si ha riducendo gli spessori delle pareti (ad esempio passando da pareti da 140mm a pareti di 100mm si ha una riduzione percentuale della sezione del 29% il passo delle viti che collegano le pareti passerà da 50mm a 70mm con una riduzione della rigidità del 30%). La rigidità delle viti viene calcolata secondo quanto previsto in EC5 al punto 7.1. La resistenza caratteristica per unità di lunghezza utilizzata nelle verifiche automatiche e che si ritrova quindi nei criteri di progetto delle pareti è:

pareti da 140mm: viti $\phi 8 \times 220/50$ mm $rvv, k = 3236/50 = 64.7$ daN/cm $k_{ser} = 2994/50 = 60$ daN/cm

pareti da 100mm: viti $\phi 8 \times 220/60$ mm $rvv, k = 3236/70 = 46.2$ daN/cm $k_{ser} = 2994/70 = 43$ daN/cm

In pratica ogni giunto verticale di spigolo fra pareti che si incrociano (con tipologia a L, T, X) ha una resistenza caratteristica che dipende dallo spessore della parete, dal diametro della vite e dall'altezza della parete.

4 VERIFICHE LOCALI ELEMENTI IN LEGNO

4.1 Verifica a schiacciamento collegamento solaio xlam trave metallica

Il collegamento avviene per appoggio del solaio sul piatto inferiore saldato ad un tubo rettangolare 120x180x10, la profondità d'appoggio del solaio è pari al tratto piano della lamiera inferiore al netto del gioco di montaggio valutato a favore di sicurezza in 10 mm:

$$L_{app} = (320-120)/2-10 = 90,00 \text{ mm}$$

Il carico di progetto massimo (per unità di lunghezza) si ricava dal tabulato di calcolo di PRO_SAP e vale:

$$V_{d,sol} = 32.19 \text{ daN/cm}$$

Pressione di contatto media: $\sigma_{cont} = 32.19/9 = 3.58 \text{ daN/cm}^2$

Pressione di contatto massima (andamento triangolare della pressione):

$$\sigma_{max,cont} = 2 \times 32.19/9 = 7.15 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza caratteristica a compressione perpendicolare alla fibratura per legno C24

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

combinazione di carico di media durata per $V_{d,sol}$, classe di servizio 1

$$k_{mod} = 0,8; \quad \gamma_M = 1,5$$

Resistenza di progetto a compressione perpendicolare alla fibratura per legno C24

$$f_{c,90,d} = 0,8 \times 25/1,5 = 13,33 \text{ daN/cm}^2 > 7.15 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{sfruttamento } 0,54 \quad \text{OK}$$

4.2 Verifica a schiacciamento collegamento trave metallica parete xlam (trave parallela alla parete)

Il collegamento avviene per appoggio della trave metallica (trave in composizione saldata tubo 120x180x10 + piatto 320x10) sulla testa della parete xlam, la profondità d'appoggio della trave, disposta con l'asse parallelo alla parete, è pari a 250 mm, la sezione resistente della parete è quella corrispondente alle lamelle verticali. Nel caso di parete da 140 mm a 5 strati lo spessore efficace è:

$$S_{eff} = 40+20+40 = 100 \text{ mm}$$

Per la parete da 100 è: $S_{eff} = 20+20+20 = 60 \text{ mm}$

Il carico di progetto massimo sulla parete da 140 mm si ricava dal tabulato di calcolo di PRO_SAP e vale 1739 daN in comb. 18 (SLU) e si ha in corrispondenza della trave che unisce i setti unisce i setti X1.5 ed X1.6:

$$V_{d,trav} = 1739 \text{ daN}$$

Pressione di contatto media: $\sigma_{cont} = 1739/10/25 = 6.96 \text{ daN/cm}^2$

Pressione di contatto massima (andamento triangolare della pressione):

$$\sigma_{max,cont} = 2 \times 1739/10/25 = 13.914 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura per legno C24

$$f_{c,0,k} = 210 \text{ daN/cm}^2$$

la combinazione di carico e di durata istantanea, a favore di sicurezza si considera una combinazione di carico di media durata per $V_{d,trav}$, classe di servizio 1

$$k_{mod} = 0,8; \quad \gamma_M = 1,5$$

Resistenza di progetto a compressione parallela alla fibratura per legno C24

$$f_{c,0,d} = 0,8 \times 210 / 1,5 = 112 \text{ daN/cm}^2 > 13.91 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{sfruttamento } 0,12 \quad \text{OK}$$

per le pareti da 100 mm si hanno dal tabulato i seguenti valori di carico applicato:

$$V_d = 1487 \text{ daN in comb. 18}$$

Pressione di contatto media: $\sigma_{\text{cont}} = 1487 / 25 / 6 = 9.91 \text{ daN/cm}^2$

Pressione di contatto massima (andamento triangolare della pressione):

$$\sigma_{\text{max,cont}} = 2 \times 1487 / 25 / 6 = 19.83 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura per legno C24

$$f_{c,0,k} = 210 \text{ daN/cm}^2$$

la combinazione di carico e di durata istantanea, a favore di sicurezza si considera una combinazione di carico di media durata per $V_{d,\text{trav}}$, classe di servizio I

$$k_{\text{mod}} = 0,8; \quad \gamma_M = 1,5$$

Resistenza di progetto a compressione perpendicolare alla fibratura per legno C24

$$f_{c,90,d} = 0,8 \times 210 / 1,5 = 112 \text{ daN/cm}^2 > 19.83 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{sfruttamento } 0,17 \quad \text{OK}$$

4.3 Verifica a schiacciamento collegamento trave metallica parete xlam (trave perpendicolare alla parete)

Il collegamento avviene per appoggio della trave metallica (trave in composizione saldata tubo 120x180x10+ piatto 320x10) sulla testa della parete xlam. La profondità d'appoggio della trave in questo caso è pari allo spessore della parete, la larghezza di appoggio è la base della trave (320 mm). Anche in questo caso la sezione resistente della parete è quella corrispondente alle lamelle verticali. Le pareti interessate sono quelle da 140 e 100 mm di spessore. Nel caso di parete da 140 mm a 5 strati lo spessore efficace è:

$$S_{\text{eff}} = 40 + 20 + 40 = 100 \text{ mm}$$

Per la parete da 100 è:

$$S_{\text{eff}} = 20 + 20 + 20 = 60 \text{ mm}$$

Si verifica il solo appoggio sulla parete da 100 con il taglio massimo in quanto soluzione più cautelativa. Dai tabulati si hanno dal tabulato i seguenti valori di carico applicato:

$$V_d = 5556 \text{ daN in comb. 18}$$

La verifica per la parete da 100 sotto la trave 368; pressione di contatto media:

$$\sigma_{\text{cont}} = 5556 / 6 / 32,0 = 29 \text{ daN/cm}^2$$

Pressione di contatto massima (andamento triangolare della pressione):

$$\sigma_{\text{max,cont}} = 2 \times 5556 / 6 / 32 = 58 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura per legno C24

$$f_{c,0,k} = 210 \text{ daN/cm}^2$$

la combinazione di carico e di durata istantanea, a favore di sicurezza si considera una combinazione di carico di media durata per $V_{d,\text{trav}}$, classe di servizio I

$$k_{\text{mod}} = 0,8; \quad \gamma_M = 1,5$$

Resistenza di progetto a compressione perpendicolare alla fibratura per legno C24

$$f_{c,90,d} = 0,8 \times 210 / 1,5 = 112 \text{ daN/cm}^2 > 58 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{sfruttamento } 0,52 \quad \text{OK}$$

4.4 Verifica a schiacciamento dell'appoggio delle architravi in lamellare (trave parallela alla parete)

Le architravi più lunghe e/o più sollecitate sono realizzate con travi in lamellare GL24h di altezza 320 mm e base di 100 mm, appoggiate sulle pareti in xlam e ad esse fissate con piastre metalliche chiodate e viti autopерforanti. La trasmissione dei carichi verticali di compressione avviene per contatto fra l'intradosso dell'architrave e la sommità della parete xlam. L'architrave è sollecitata da compressione perpendicolare alle fibre su tutta la larghezza d'appoggio, la parete da compressione parallela alle fibre delle lamelle verticali. Il rapporto fra lo spessore efficace della parete e la base dell'architrave varia fra 0,60 e 0,66 ed è sempre maggiore del rapporto $f_{c,90,k}/f_{c,0,k}$ che vale 0,12 pertanto la verifica più gravosa è quella compressione perpendicolare alla fibratura dell'architrave. Si riportano nel prosieguo le verifiche delle architravi; tutte le architravi hanno sezione 100x320. La verifica avviene secondo la metodologia riportata in UNI EN 1995-1-1-2008 paragrafo 6.1.5.

Il carico di progetto massimo su architravi e travi con base 100 mm si ricava dal tabulato di calcolo di PRO_SAP e vale 5550 daN (trave n. 338). A favore di sicurezza si verifica per combinazione di media durata.

VERIFICA DELL'APPOGGIO DI TRAVI IN LEGNO				
GEOMETRIA DELL'APPOGGIO				
Base della trave	B_T	100 mm		
Altezza della trave	H_T	320 mm		
Lunghezza totale dell'appoggio	L_a	200 mm		
Lunghezza di contatto	l	200 mm		
Sporgenza trave oltre l'appoggio	a	0 mm		
Distanza fra due appoggi	L	4540 mm		
Classe di servizio		1		
MATERIALI				
Specie legnosa della trave		GL24h		
materiale dell'appoggio				
CARICHI				
Reazione di appoggio	$R_{v,d}$	5500 daN		
Combinazione di carico		Fondamentale		
Classe di durata del carico		Media Durata		
VERIFICA				
Incremento lunghezza d'appoggio	l_1	30 mm		
Lunghezza di contatto efficace	l_{eff}	230 mm		
Area efficace di contatto	A_{eff}	23000 mm ²		
Resistenza caratteristica	$f_{c,90,k}$	2.7 N/mm ²		
Coefficiente di modello	K_{mod}	0.8		
Coefficiente di carico locale	$K_{c,90}$	1.75		
Coefficiente di sicurezza	γ_M	1.45		
Resistenza di progetto	$f_{c,90,d}$	2.607 N/mm ²		
Tensione di progetto a compressione	$\sigma_{c,90,d}$	2.391 N/mm ²		
VERIFICA APPOGGIO	$\sigma_{c,90,d}/f_{c,90,d}$	0.917	<1	OK

4.5 Verifica a schiacciamento dell'appoggio architravi in lamellare (trave perpendicolare alla parete)

Non esistono travi lamellari all'interno del progetto averti asse perpendicolare alla parete.

4.6 Verifica a schiacciamento delle pareti del piano terra

Le pareti al piano terra ($S=140\text{mm}$) sono appoggiate e fissate a cordoli in c.a. (classe di resistenza del calcestruzzo maggiore di C25/30) che hanno sicuramente una resistenza a compressione superiore di quella delle pareti in X-LAM. La sezione resistente della parete è quella corrispondente alle lamelle verticali. Nel caso di parete da 140 mm a 5 strati lo spessore efficace è:

$$S_{\text{eff}}=40+20+40 = 100 \text{ mm}$$

Dal modello di calcolo si ricava che la tensione di compressione massima a livello della base delle pareti da 140mm è -28.58 daN/cm^2 . Tale tensione è riferita alla sezione totale della parete, va pertanto amplificata per tener conto che solo le lamelle verticali sono in grado di portare il carico, il coefficiente di amplificazione è evidentemente dato dal rapporto fra spessore totale delle pareti ($S=140\text{mm}$) e lo spessore resistente ($S=100\text{mm}$), il suo valore è pertanto di 1,40. La compressione parallela alla fibratura massima alla base della parete è:

$$\sigma_{c,0,\text{max}}=1,40 \times 28.58 = 40 \text{ daN/cm}^2$$

La resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura per legno C24 è:

$$f_{c,0,k} = 210 \text{ daN/cm}^2$$

la combinazione di carico è di durata istantanea, la classe di servizio è la 1

$$k_{\text{mod}} = 1,0; \quad \gamma_M = 1,5$$

Resistenza di progetto a compressione parallela alla fibratura per legno C24

$$f_{c,0,d} = 1,0 \times 210 / 1,5 = 140 \text{ daN/cm}^2 > 40 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{sfruttamento } 0.28 \quad \text{OK}$$

4.7 Verifica a schiacciamento dei piani in elevazione

I solai d'interpiano, schiacciati fra la testa della parete inferiore su cui appoggiano ed il piede della parete superiore a cui fanno da appoggio, sono sollecitati a compressione perpendicolare alla fibratura. Recenti campagne sperimentali, svolte in Germania ed Austria, hanno dimostrato che la laminazione incrociata dell'X-LAM conferisce una maggior resistenza a compressione ortogonale alla fibratura del pannello rispetto a quella che compete alle singole tavole isolate. Tale circostanza è particolarmente vantaggiosa nelle verifiche a schiacciamento del solaio specialmente in edifici pluripiano e in generale in quelle costruzioni dove le azioni normali in gioco sono rilevanti. Considerando che gli studi e la sperimentazione, seppur avanzati, non sono ancora conclusi il valore di resistenza a compressione ortogonale utilizzabile è stato cautelativamente fissato a 30 daN/cm^2 per pannelli realizzati con tavole classificate C24 (i valori sperimentali sono intorno ai 50 daN/cm^2).

Le verifiche a compressione vengono eseguite secondo quanto prescritto in UNI EN 1995-1-1 2009 al punto 6.1.5. In base a quanto qui riportato la resistenza caratteristica a compressione ortogonale alla fibratura deve essere amplificata del coefficiente $k_{c,90}$ che per legno lamellare incollato di conifera (a cui può essere assimilato l'X-LAM) assume il valore 1,75, inoltre la norma raccomanda di aumentare l'area di contatto parallela alla fibratura di al massimo 30 mm per ciascun lato adiacente all'appoggio. Con queste prescrizioni la resistenza caratteristica ortogonale alla fibratura del pannello diventa:

$$f_{c,90,k} = 1,75 \times 30 = 52,50 \text{ daN/cm}^2$$

Per combinazione di carico di durata istantanea e classe di servizio 1:

$$k_{\text{mod}} = 1,0; \quad \gamma_M = 1,5$$

la resistenza di progetto a compressione parallela alla fibratura per X-LAM realizzato con tavole C24 è:

$$f_{c,90,d} = 1,0 \times 52,50 / 1,5 = 35,00 \text{ daN/cm}^2$$

Dal modello di calcolo si ricava che lo sforzo normale massimo a livello della testa delle pareti da 140 mm del piano terra è -98550 daN per la parete X1.16 lunga 819 cm. La compressione unitaria media è $98550 / 819 / 14 = 8.60 \text{ daN/cm}^2$.

La pressione massima di contatto fra solaio e parete va ridotta del coefficiente di amplificazione della sezione di appoggio dato dal rapporto fra lo spessore reale della parete e quello efficace maggiorato di 60mm (oppure 30mm nel caso di solaio appoggiato su una parete perimetrale e che quindi non deborda) . Nel caso di pareti da 140 mm lo spessore efficace da usare nella verifica è 200 mm (170 mm nel caso di parete perimetrale), quindi il coefficiente di riduzione della pressione di contatto è 0,7:

$$\sigma_{c,90,\text{max}} = 0,7 \times 8.60 = 6 \text{ daN/cm}^2 < 35 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{sfruttamento } 0.17 \quad \textbf{OK}$$

Le pressioni sul solaio indotte dalle pareti del primo piano di spessore 160mm, ridotte con la stessa metodologia descritta in precedenza, sono sempre minori di quelle presenti in testa alle pareti del piano terra e pertanto si omettono le verifiche di schiacciamento relative.