



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
**FIRENZE**

**Scuola di  
Ingegneria**

*Corso di Laurea Magistrale in  
Ingegneria Civile  
Curriculum "strutture"*

***Analisi e modellazione attraverso  
Dlubal-RFEM 6 di una struttura  
realizzata in pannelli portanti di legno X-  
Lam: caso studio di una palazzina  
residenziale pluripiano***

***Analysis and modeling through Dlubal  
RFEM 6 of a structure made of X-Lam  
wood load-bearing panels: case study  
of a multi-storey residential building***

**Candidato**  
*Niccolò Battagli*

**Relatori**  
*Prof. Ing. Gianni Bartoli  
Prof. Ing. Marco Pio Lauriola*



A Chiara,

per tutto l'amore dimostratomi in questi anni.



*Resilienza,*

*capacità di un materiale di assorbire un urto senza rompersi,*

*capacità di un individuo di affrontare e superare un periodo di difficoltà.*



Desidero ringraziare soprattutto la mia fidanzata Chiara per avermi supportato e sopportato in tutti questi anni di studio, rinunciando a tante cose pur di farmi inseguire il mio obiettivo, e desidero ringraziare i miei genitori, che con i loro sacrifici mi hanno permesso di raggiungere questo traguardo, per me molto importante, senza mai farmi pesare niente e credendo sempre in me.

Desidero inoltre ringraziare Paolo e Francesca per avermi sempre sostenuto in tutti questi anni, accolto come un figlio, e spinto ad arrivare fino in fondo, e desidero abbracciare Newton, che con la sua felicità e voglia di divertirsi mi ha reso le giornate migliori, in questo periodo intenso, alleggerendomi dai pensieri.

Infine desidero ringraziare il mio relatore Prof. Ing. Marco Pio Lauriola per la sua costante presenza, ed i suoi preziosi consigli nel risolvere le varie problematiche riscontrate, ed il mio relatore Prof. Ing. Gianni Bartoli, unitamente ad i tecnici della Dlubal software per la loro costante e formidabile assistenza.



# Sommario

Gli edifici multipiano a struttura di legno stanno ormai diventando una realtà anche nel nostro Paese e risultano costituire una valida alternativa alle più comuni soluzioni analoghe in calcestruzzo armato o acciaio, anche e soprattutto nelle zone ad elevato rischio sismico. In particolare tra i vari sistemi costruttivi esistenti si sta recentemente affermando il sistema a pannelli portanti X-Lam, ossia edifici realizzati attraverso pareti e solai composti da pannelli incollati a strati di tavole incrociate, sistema che risulta essersi diffuso in gran parte dell'Europa negli ultimi vent' anni. In questo lavoro di Tesi, è stato posto pertanto l'obiettivo di studiare il materiale X-Lam, e le rispettive connessioni meccaniche ivi presenti, a livello computazionale e la relativa risposta dinamica in seguito al sisma di progetto. A tale scopo è stato utilizzato il programma agli elementi finiti Dlubal-RFEM 6 per modellare una palazzina residenziale multipiano realizzata in pannelli portanti X-Lam dal mio relatore Prof. Ing. Marco Pio Lauriola.

Dopo una prima fase in cui è stato introdotto il materiale X-Lam dal punto di vista teorico, e le connessioni meccaniche ivi utilizzate, sono stati realizzati, attraverso il software su scritto, tre modelli successivi, dal più "rigido", ossia senza considerare l'effetto delle unioni meccaniche presenti nella palazzina residenziale oggetto di studio, al più "deformabile", ottenuto mediante il "Metodo delle rigidezze equivalenti", passando dal modello più "realistico", nel quale sono state modellate tutte le unioni meccaniche presenti, al fine di valutare le loro risposte dinamiche, in termini di periodi propri dei principali modi di vibrare, di spostamenti generalizzati d'interpiano dovuti alla combinazione sismica "SLD" e di taglio sismico alla base dovuto alla combinazione sismica "SLV" di una parete campionata rappresentativa di tutte le pareti presenti, in seguito al sisma di progetto, seguendo le NTC2018, proprio del sito in cui è stata realizzata la palazzina oggetto di studio.

Per fare ciò, è stata eseguita un'analisi lineare dinamica, con spettro di risposta, ed il materiale X-Lam è stato modellato con le sue effettive rigidezze, nei primi due modelli realizzati, ed attraverso delle rigidezze equivalenti, nell'ultimo modello realizzato, però considerando in tutti i modelli il suo reale comportamento ortotropo.

Dai risultati riscontrati nel seguente lavoro di Tesi, risulta possibile affermare che la modellazione di una struttura realizzata con pannelli portanti X-Lam non possa prescindere dalla corretta modellazione delle sue unioni meccaniche che, con la loro deformabilità, risultino influire sensibilmente sulla deformabilità della struttura stessa e sui parametri dinamici dell'intero edificio, ciononostante utilizzando il metodo più speditivo, quale "Metodo delle rigidezze equivalenti", risulti possibile modellare la struttura più velocemente, ottenendo dei risultati non troppo distanti da quelli ottenuti con il metodo più realistico, ossia modellando localmente tutte le unioni meccaniche presenti nella struttura, però ricordando che i risultati così ottenuti risultino essere a sfavore di sicurezza dei confronti dello "Stato Limite di Salvaguardia della vita".



# Indice

<b>1 - Tecnologia del legno massiccio.....</b>	<b>5</b>
1.1 - Perché scegliere il legno come materiale da costruzione .....	5
1.2 - Anatomia del legno massiccio .....	7
1.3 - Igroscopicità del legno.....	11
1.4 - Caratteristiche "difettose" del legno .....	16
1.5 - Durabilità naturale del legno.....	19
1.6 - Proprietà meccaniche del legno massiccio.....	22
1.6.1 - Influenza del comportamento igroscopico e reologico del legno sulla sua resistenza.....	24
1.6.2 - Meccanismi di resistenza del legno netto per sforzi assiali, taglienti e flessionali.....	27
1.7 - Classificazione per resistenza delle specie legnose.....	33
1.8 - Metodo di calcolo e di verifica.....	39
1.9 - Quadro normativo.....	44
<b>2 - Unioni meccaniche.....</b>	<b>45</b>
2.1 - Tipologie di unioni meccaniche.....	45
2.1.1 - Unioni meccaniche con connettori metallici a gambo cilindrico.....	46
2.1.2 - Unioni meccaniche con connettori metallici di superficie.....	51
2.2 - Modi di rottura dei connettori metallici a gambo cilindrico: Teoria di Johansen ..	53
2.3 - Comportamenti fragili e duttili .....	58
2.4 - Proprietà di rigidezza e duttilità dell'unione meccanica.....	60

---

<i>2.5 - Effetto gruppo dei connettori .....</i>	64
<b>3 - Tecnologia costruttiva a pannelli portanti di legno compensato di tavole (X-Lam) ..</b>	<b>67</b>
<i>3.1 - Generalità: dai segati ai prodotti a base di legno .....</i>	67
<i>3.2 - Prodotti a base di legno di forma piana .....</i>	71
<i>    3.2.1 - Pannelli compensati composti da tavole .....</i>	73
<i>3.3 - Caratteristiche fisiche e strutturali dei pannelli X-Lam.....</i>	86
<i>    3.3.1 - Stabilità dimensionale .....</i>	87
<i>    3.3.2 - Comportamento a piastra ed a lastra.....</i>	88
<i>3.4 - Metodo di calcolo dei pannelli X-Lam.....</i>	92
<i>    3.4.1 - Elementi inflessi.....</i>	94
<i>    3.4.2 - Elementi di parete .....</i>	104
<i>    3.4.3 - Elementi complessi .....</i>	115
<i>3.5 - Campi di applicazione dei pannelli X-Lam.....</i>	117
<i>    3.5.1 - Solette in X-Lam.....</i>	117
<i>    3.5.2 - Pareti in X-Lam.....</i>	120
<i>    3.5.3 - Concezione della struttura tridimensionale realizzata con pannelli X-Lam.....</i>	124
<i>3.6 - Criteri di progettazione sismica per edifici realizzati in pannelli X-Lam .....</i>	129
<i>3.7 - Collegamenti negli edifici realizzati con pannelli X-Lam .....</i>	147
<i>    3.7.1 - Collegamento tra parete X-Lam e fondazione in calcestruzzo armato .....</i>	150
<i>    3.7.2 - Collegamento tra parete X-Lam e solaio X-Lam .....</i>	153
<i>    3.7.3 - Collegamento tra parete X-Lam e copertura.....</i>	157
<i>    3.7.4 - Collegamento tra pannelli X-Lam verticali.....</i>	158

---

3.7.5 - Collegamento tra pannelli X-Lam orizzontali .....	162
3.7.6 - Collegamento per le scale .....	163
3.7.7 - Collegamento per i balconi .....	164
<b>3.8 - Comportamento meccanico dei connettori a gambo cilindrico inseriti nei pannelli X-Lam.....</b>	<b>165</b>
3.8.1 - Resistenza a taglio dei connettori a gambo cilindrico inseriti nelle superfici laterali dei pannelli X-Lam.....	167
3.8.2 - Resistenza a taglio dei connettori a gambo cilindrico inseriti nelle superfici strette di bordo dei pannelli X-Lam .....	169
3.8.3 - Resistenza ad estrazione dei connettori a gambo cilindrico inseriti nei pannelli X-Lam .....	169
3.8.4 - Interassi e distanze dai bordi dei connettori a gambo cilindrico inseriti nei pannelli X-Lam....	170
<b>3.9 - Sistemi costruttivi.....</b>	<b>173</b>
3.10 - Modellazione dei pannelli X-Lam .....	174
3.11 - Modellazione dei collegamenti.....	180
<b>4 - Analisi del caso studio modellato.....</b>	<b>189</b>
4.1 - Descrizione e concezione dell'organismo strutturale.....	189
4.2 - Processo costruttivo dell'edificio residenziale.....	196
4.3 - Caratteristiche dei materiali utilizzati.....	203
<b>5 - Modellazione della palazzina residenziale oggetto di studio.....</b>	<b>207</b>
5.1 - Perché utilizzare il software Dlubal RFEM 6 per modellare le strutture in pannelli portanti X-Lam .....	207
5.2 - Modellazione della palazzina senza considerare l'effetto delle giunzioni meccaniche (modello "rigido") .....	210

---

5.2.1 - Dati di input.....	210
5.2.2 - Modellazione degli elementi strutturali .....	224
5.2.3 - Analisi dei carichi.....	263
5.2.4 - Inserimento dei carichi nel modello .....	279
5.2.5 - Combinazione dei carichi statici.....	283
5.2.6 - Analisi modale .....	287
5.2.7 - Analisi sismica.....	300
5.2.8 - Interpretazione dei risultati .....	311
5.2.9 - Validazione del modello .....	313
5.2.10 -Risultati dinamici .....	318
 5.3 - Modellazione della palazzina considerando l'effetto delle unioni meccaniche (modello "realistico").....	323
5.3.1 - Valutazione delle rigidezze delle unioni meccaniche.....	323
5.3.2 - Modellazione delle unioni meccaniche su RFEM 6.....	334
5.3.3 - Risultati dinamici.....	337
 5.4 - Modellazione della palazzina attraverso il "Metodo delle rigidezze equivalenti" (modello a "rigidezze equivalenti").....	346
5.4.1 - Calcolo delle rigidezze equivalenti.....	346
5.4.2 - Inserimento delle rigidezze equivalenti su RFEM 6 .....	349
5.4.3 - Risultati dinamici.....	350
 6 - Confronto dei risultati ottenuti .....	359
 <i>Conclusioni</i>	
 <i>Allegato A, B, C</i>	

# Introduzione

Rispetto al passato, la nascita di materiali a base di legno ingegnerizzati e prefabbricabili come i pannelli multistrato in tavole di legno massiccio a strati incrociati, detti “pannelli X-Lam” o in letteratura internazionale “Cross Laminated Timber (CLT) panels”, rende oggi il legno un materiale quanto mai appetibile per la realizzazione delle costruzioni future, date le sue prestazioni strabilianti e migliori rispetto al tradizionale legno massiccio.

Se fino ad oggi infatti si pensava al legno come ad un materiale tradizionale il cui uso risultava essere circoscritto per di più ad aree geografiche che potevano vantare l'abbondanza di boschi, quindi di materia prima, oggi le cose sono decisamente cambiate in quanto il legno massiccio, ma soprattutto i suoi derivati come il legno lamellare o i pannelli X-Lam risultano essere prodotti e lavorati in maniera industriale, disponibili senza limitazioni su tutto il territorio nazionale e risultano superare i limiti dimensionali e prestazionali che ne limitavano l'uso nelle costruzioni in passato.

In particolare, i pannelli X-Lam hanno trovato posto, negli ultimi venti anni, nel mercato dell'edilizia nella veste di prodotto innovativo che garantisce alte prestazioni a livello energetico e sismico, ma anche dal punto di vista della durabilità, resistenza al fuoco, comfort abitativo, qualità estetica e velocità di cantiere, con una richiesta sempre maggiore da parte di enti pubblici, istituzioni, imprese, investitori immobiliari e privati cittadini, anche in virtù della migrazione del mercato immobiliare verso la bioedilizia, ossia verso i concetti di sostenibilità ambientale e risparmio energetico, intrinsecamente legati alla tecnica degli edifici in legno.

L'utilizzo dei pannelli X-Lam si è dunque esteso dai tradizionali chalet di montagna, alle più recenti realizzazioni quali ville, case plurifamiliari, ristrutturazioni e sopraelevazioni, edifici industriali e commerciali, dove dimostra di essere un materiale assolutamente all'avanguardia nelle tipologie edilizie contemporanee.

La crescente popolarità di tale metodo costruttivo nel mondo delle costruzioni risulta però essere concomitante alla mancanza di una Normativa che guidi l'ingegnere nel calcolo e nella verifica dei suddetti pannelli X-Lam, il che obbliga il progettista ad optare per pratiche e metodologie sviluppate per sistemi costruttivi tradizionali che risultano essere applicabili anche a tali pannelli X-Lam, integrandole con studi e contributi provenienti dal mondo della ricerca.

Per chi si occupa oggi della progettazione di edifici realizzati in pannelli di legno portanti X-Lam sorge pertanto il problema di comprendere i limiti e le potenzialità di tale metodo costruttivo che sono legati all'abbandono del più tradizionale sistema costruttivo a telaio in favore del più antico sistema costruttivo a setti portanti (tipico delle strutture in muratura), inoltre risulta di fondamentale importanza la comprensione delle caratteristiche meccaniche del legno che sono legate alla direzione della sua fibratura, essendo il legno per sua natura un materiale ortotropo, unitamente alla scelta delle connessioni

più adeguate a realizzare i collegamenti fra i pannelli di legno in modo tale da conferire alla struttura, nel suo complesso, un comportamento duttile in grado di dissipare parte dell'energia trasmessagli dal sisma, seguendo i criteri della “progettazione in capacità” (ex “gerarchia delle resistenze”).

Il legno data la sua bassa massa volumetrica in relazione a quella di altri materiali da costruzione più tradizionali, come ad esempio il calcestruzzo o l'acciaio, che comporta una notevole riduzione delle azioni sismiche sugli elementi componenti la struttura, essendo esse forze inerziali, cioè proporzionali alla massa, inoltre avendo una resistenza meccanica simile a quella del calcestruzzo e, per alcuni tipi di legno, addirittura simile a quella dell'acciaio, risulta essere un materiale da costruzione particolarmente adatto per realizzare strutture sismo-resistenti. In altri termini, per quanto riguarda la resistenza sismica da conferire alla costruzione, il legno risulta essere considerato un materiale particolarmente adatto per costruire strutture in zona sismica, potendo contare su una massa volumica ridotta, avente rapporti massa/resistenza simili a quelli delle strutture di acciaio, e molto più vantaggiosi rispetto a quelli delle costruzioni in calcestruzzo e muratura. Tutto ciò comporta, in caso di terremoto, la nascita di sollecitazioni, agenti sulla costruzione lignea, di molto inferiori, essendo esse proporzionali alla massa della costruzione stessa, inoltre le strutture in legno risultano essere generalmente più flessibili rispetto ad analoghe strutture realizzate in calcestruzzo armato o in muratura, e ciò si rileva essere un ulteriore vantaggio, in quanto una struttura flessibile risulta essere tipicamente meno sensibile alle sollecitazioni di origine dinamica derivanti da una eccitazione sismica.

L'aspetto negativo risulta però essere il fatto che il legno strutturale presenta dei difetti naturali, quali la presenza di nodi e la deviazione della sua fibratura, che allontanano il suo comportamento da quello elasto-plastico tipico del legno netto (privo di difetti), avvicinandolo a quello di comportamento fragile, caratterizzato da un comportamento elastico fino alla sua rottura, ossia il legno strutturale presenta caratteristiche sfavorevoli legate all'intrinseca fragilità del materiale, almeno nel caso di sollecitazioni di trazione e flessione.

Fortunatamente però l'edificio in legno non risulta mai essere un corpo monolitico (come invece lo sono gli edifici in calcestruzzo armato) ma risulta essere formato da diversi elementi strutturali (travi, pareti, solai), uniti fra loro mediante connessioni meccaniche, le quali, se ben progettate ed eseguite, possono dare un contributo estremamente favorevole al comportamento globale dell'edificio in legno, grazie alle deformazioni plastiche degli elementi metallici e all'attrito tra le superfici di contatto dell'unione legno-acciaio. In particolare, lo snervamento dei connettori metallici a gambo cilindrico (come viti, chiodi, bulloni), l'attrito tra le parti dell'unione legno-acciaio ed il rifollamento del legno consentono di dissipare notevoli quantità di energia sviluppata durante il terremoto, e conseguentemente permettono all'edificio di assumere un comportamento globale duttile (dissipativo) nei confronti dell'azione sismica.

Caratteristiche sismo-resistenti molto interessanti sono riconosciute anche nei sistemi costruttivi X-LAM oggetto di studio, ovvero in quelle strutture caratterizzate da elementi costruttivi piani, utilizzati sia come pareti che come solai, ottenuti per sovrapposizione di strati incrociati di tavole di legno massiccio, ed uniti fra loro mediante incollaggio e mediante mezzi di unione meccanici, e per tale motivo si ritengano adatti

anche in siti caratterizzati da terremoti ad alta intensità. L'edificio in legno realizzato mediante la tecnologia X-Lam infine si presta bene ad essere facilmente riparato in quanto, nella fase d'intervento post-sisma sono generalmente facilitate le operazioni di sostituzione delle parti/elementi e/o dei collegamenti danneggiati.

Il seguente lavoro di Tesi si pone dunque come obiettivo quello di analizzare, secondo due metodologie diverse di modellazione, il comportamento dinamico dei pannelli X-Lam, e delle relative unioni meccaniche presenti, costituenti una palazzina residenziale pluripiano, realizzata con tale tecnica costruttiva dal mio relatore Prof. Ing. Marco Pio Lauriola, e confrontarne i risultati dinamici ottenuti. In particolare, dopo aver illustrato le caratteristiche peculiari del materiale legno ed aver analizzato il comportamento ed il metodo di calcolo per i pannelli X-Lam, viene effettuata la modellazione agli elementi finiti della struttura in pannelli X-Lam, oggetto di studio, tramite il software di calcolo Dlubal-RFEM 6. La modellazione verrà affrontata secondo due metodologie diverse che prevedono, la prima la modellazione dei pannelli X-Lam attraverso le loro rigidezze effettive e la modellazione di tutte le unioni meccaniche presenti nella struttura, e la seconda la modellazione di un materiale fittizio, rappresentativo sia dei pannelli X-Lam che delle unioni meccaniche presenti, che includa in sé sia la rigidezza dei pannelli X-Lam che la rigidezza offerta dalle unioni meccaniche presenti nella struttura. Dopo aver sottoposto tali due modelli all'azione sismica di progetto, secondo le NTC2018, vengono confrontati i risultati dinamici, in termini di periodo proprio dei principali modi di vibrare, di spostamento d'interpiano generalizzato massimo dovuto alla combinazione sismica "SLD" e di taglio sismico alla base dovuto alla combinazione sismica "SLV" per una parete campionaria rappresentativa di tutte le pareti.



# 1 - *Tecnologia del legno massiccio*

## 1.1 - *Perché scegliere il legno come materiale da costruzione*

La progettazione strutturale non risulta essere solamente “calcolo” in quanto quest’ultimo risulta essere solamente una piccola parte della progettazione nella sua totalità, infatti con il verbo “progettare” s’intende utilizzare al meglio i materiali e le tecnologie ad essi connesse al fine di ottenere un’opera durevole, sicura ed economica.

La durabilità delle costruzioni in legno risulta essere strettamente legata alla natura del materiale legno il quale risulta essere biodegradabile, però ciò non significa che le strutture in legno siano meno durabili di quelle realizzate utilizzando altri materiali da costruzione, infatti esistono esempi di costruzioni in legno che hanno superato i mille anni come le chiese norvegesi, le pagode giapponesi, oppure come le coperture di legno delle nostre antiche chiese.



*Figura 1.1      Pagoda del tempio di Horyu-ji a Nara, Giappone, anno di costruzione 607 d.C. [23].*

Il legno risulta essere un materiale da costruzione antico, in quanto è stato uno dei primi materiali da costruzione ad essere utilizzato dall'uomo, ed al contempo risulta essere anche un materiale nuovo in quanto possiede qualità e possibilità tecnologiche che meglio di qualsiasi altro materiale da costruzione si sposano con i concetti attuali di sviluppo sostenibile, risparmio ed efficienza energetica. Il processo di trasformazione edilizia del nostro paese verso una maggiore sostenibilità ed un uso più equo delle risorse ambientali è iniziato da qualche anno, parallelamente allo sviluppo della tecnica delle costruzioni in legno ed alla crescente diffusione che i sistemi edilizi in legno hanno avuto in tutto il continente europeo ed in varie parti d'Italia. Sviluppo che è stato accompagnato da risultati di recenti esperienze tecnicocientifiche che hanno dimostrato che il legno non risulta essere solamente un materiale da costruzione naturale e rinnovabile, ma che prima di tutto risulta essere sicuro ed economico. Inoltre le strutture di legno, presentano un processo costruttivo relativamente facile ed estremamente veloce da realizzare che, escluse le fondazioni, risulta essere interamente a secco, completato mediante l'utilizzo di semplice carpenteria metallica, il che garantisce il rispetto dei tempi e dei costi preventivati.

Il legno risponde pertanto perfettamente alle seguenti esigenze di:

- **SOSTENIBILITA'**, in quanto il legno proviene da una fonte, gli alberi, il cui rinnovamento e riproducibilità, sono determinati essenzialmente dalla sorgente energetica solare, inoltre il legno svolge un ruolo fondamentale nella lotta al cambiamento climatico in quanto le foreste, producendo legno, riducono la quantità di anidride carbonica ( $\text{CO}_2$ ) presente nell'atmosfera. L'utilizzazione del legno genera infine meno emissioni di  $\text{CO}_2$  rispetto a quelle causate utilizzando altri materiali da costruzione dato che la lavorazione di materiali da costruzione come il calcestruzzo, i mattoni, il vetro o l'acciaio richiede un consumo energetico superiore e quindi l'impiego del legno per le costruzioni significa anche un indubbio beneficio in termini di risparmio energetico;
- **ECONOMICITA', BENESSERE E BELLEZZA**, in quanto dal punto di vista dell'analisi dei costi, una delle principali economie operabili del processo edilizio risulta essere la riduzione dei tempi di costruzione, dato che un edificio di legno, anche di molti piani, risulta essere relativamente semplice e veloce da costruire. Essendo il legno un materiale leggero, ogni elemento risulta essere facilmente trasportabile e maneggiabile in cantiere, inoltre il montaggio, effettuato interamente a secco mediante l'utilizzo di collegamenti meccanici con piastre di acciaio, viti, chiodi e bulloni, risulta essere estremamente veloce. Il legno infine come materiale strutturale si accompagna perfettamente all'utilizzo di materiali naturali per l'isolamento (sughero, fibra o lana di legno) oltre ad essere esso stesso un buon isolante termo-acustico;
- **SICUREZZA**, dato che esistono oramai esperienze scientifiche nazionali ed internazionali che testimoniano l'elevato livello di sicurezza, nei confronti di eventi eccezionali, quali il sisma ed il fuoco, di edifici interamente di legno anche di molti piani, cosa già nota in diverse parti del mondo (Nord America, Giappone, Nord Europa). Il legno risulta essere inoltre un materiale non solo adatto, ma addirittura consigliabile per la realizzazione di edifici sismo-resistenti, ossia tali da comportarsi in maniera eccellente nei confronti dei terremoti. Al contrario dell'opinione comunemente diffusa ed a differenza di altri materiali da costruzione, il legno presenta infine un

ottimo comportamento nei confronti del fuoco, in quanto brucia molto lentamente e con velocità nota, migliore rispetto ad altri materiali da costruzione, quali ad esempio l'acciaio (il punto debole delle strutture di legno nei confronti dell'incendio può essere proprio la presenza di elementi di acciaio non protetti);

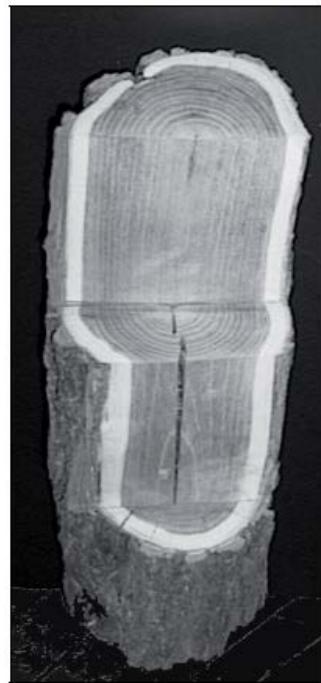
- **DURABILITÀ**, in quanto il legno, se conosciuto ed adeguatamente progettato, può durare secoli, basti pensare agli splendidi esempi di coperture di chiese ed edifici monumentali presenti nel nostro paese. Il concetto di durabilità di una struttura, definita come “conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture affinché i livelli di sicurezza vengano mantenuti durante tutta la vita dell'opera” risulta essere, secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni, un requisito essenziale per la progettazione di una costruzione, al pari della resistenza meccanica e della stabilità. In particolare, nelle strutture di legno la conoscenza del materiale e la corretta progettazione e realizzazione di alcuni dettagli costruttivi fondamentali, accompagnata dalla redazione di un corretto programma di manutenzione, consente, senza costi aggiuntivi rispetto agli altri materiali da costruzione, di raggiungere e superare abbondantemente i livelli di vita nominale della struttura previsti dalla normativa.

## ***1.2 - Anatomia del legno massiccio***

Con il termine “legno” s'intende la materia prima, fornita dalle porzioni di tronco delle piante arboree poste al di sotto della corteccia, infatti il legno propriamente detto, nella pianta vivente, ricopre un doppio ruolo:

- 1) trasportare i liquidi, la cosiddetta “linfa grezza”, dalle radici alle foglie, assicurando quindi il flusso linfatico, la quale risulta essere composta di acqua e sali minerali, necessari alle foglie per portare a compimento il processo della fotosintesi clorofilliana. Il trasporto ascendente della linfa si realizza all'interno della porzione più esterna del tessuto legnoso detta “alburno”,
- 2) fornire resistenza meccanica al fusto ed ai rami, al fine di consentire all'organismo vegetale di resistere meccanicamente alle sollecitazioni (sforzo normale e flessione) imposte, oltre che dal peso stesso della pianta e delle foglie, da vento, neve e pioggia. Le cellule legnose risultano essere in grado di sostenere carichi elevati quando risultano essere sollecitate in direzione parallela al loro massimo asse di sviluppo, che, in linea generale, corrisponde a quello di sviluppo del fusto o del ramo, ne consegue che il legno presenta una sua direzione di massima resistenza e rigidezza, che risulta essere quella longitudinale (verticale nella pianta in piedi), mostrando dunque uno spiccato comportamento anisotropo, e pertanto le sue proprietà meccaniche risultano essere fortemente diverse nelle varie direzione anatomiche del legno stesso.

Mentre l'alburno risulta avere la doppia funzione di trasporto dei liquidi e di sostegno della pianta, la funzione della porzione più interna del fusto, detta “durame”, risulta essere solamente di sostegno meccanico, inoltre essendo il legno un materiale derivato dall'albero risulta conservare le peculiarità dell'albero stesso, come ad esempio i nodi, che risultano essere la naturale traccia dei rami del tronco.



**Figura 1.2** Vista dell'alburno (porzione di colore più chiaro) e del durame (porzione più scura) [1].

Nel durame si ha una maggiore densità del legno rispetto all'alburno, per cui conseguono anche resistenze meccaniche superiori del primo rispetto al secondo, inoltre la possibilità di attacco e di alterabilità da parte di funghi ed insetti risultano essere minori in esso, grazie proprio alle proprietà antisettiche delle sostanze di cui il durame risulta essere costituito. In alcune specie legnose (come per esempio nell'abete rosso) le due zone, pur diverse nelle loro funzioni e caratteristiche, risultano avere lo stesso colore e per tale motivo tali specie legnose vengono perciò dette "a durame indifferenziato", mentre in altre specie legnose (come ad esempio nel larice e nelle querce) durame ed alburno differiscono per il colore con cui si presentano nelle sezioni, e pertanto vengono dette specie legnose "a durame differenziato".

Un altro modo per definire il legno risulta essere quello di intenderlo come tessuto di origine biologica costituito da elementi cellulari significati, i quali risultano essere prodotti da un tessuto vivente chiamato "cambio", posto nella corteccia interna. In particolare, il cambio produce nuove cellule legnose verso l'interno e nuove cellule del floema, che si trasformano successivamente in cellule della corteccia, verso l'esterno.

I costituenti delle pareti cellulari delle varie specie legnose risultano essere sempre gli stessi, variando entro limiti non molto distanti:

- lignina dal 22% al 30%;
- emicellulose dal 13% al 27%;
- cellulosa dal 42% al 50%.

Le cellule costituenti i fusti legnosi non risultano essere tutte uguali, ma si differenziano nella forma e nella distribuzione spaziale per poter rispondere alle diverse funzioni loro assegnate. In particolare, l'insieme delle cellule atte ad un certo lavoro viene detto "tessuto" ed i tessuti fondamentali presenti in ogni fusto lignificato risultano essere quelli di sostegno, di conduzione e di riserva. Il tessuto di sostegno risulta essere formato da cellule allungate ed a lume esiguo, comunemente dette "fibre", generalmente orientate in direzione parallela all'asse del fusto ed il loro compito risulta essere pertanto quello di assicurare la resistenza meccanica dell'albero a tutte le sollecitazioni cui risulta essere soggetto. Tale funzione risulta essere esclusiva per il legno dei fusti di "Latifoglia", mentre per il legno di "Conifera" a tale funzione puramente meccanica gli viene aggiunta anche quella di conduzione.

Le specie legnose maggiormente utilizzate in Italia, nelle strutture in legno, risultano essere le seguenti:

**Tabella 1.1 Categorie delle specie legnose maggiormente utilizzate in Italia [3].**

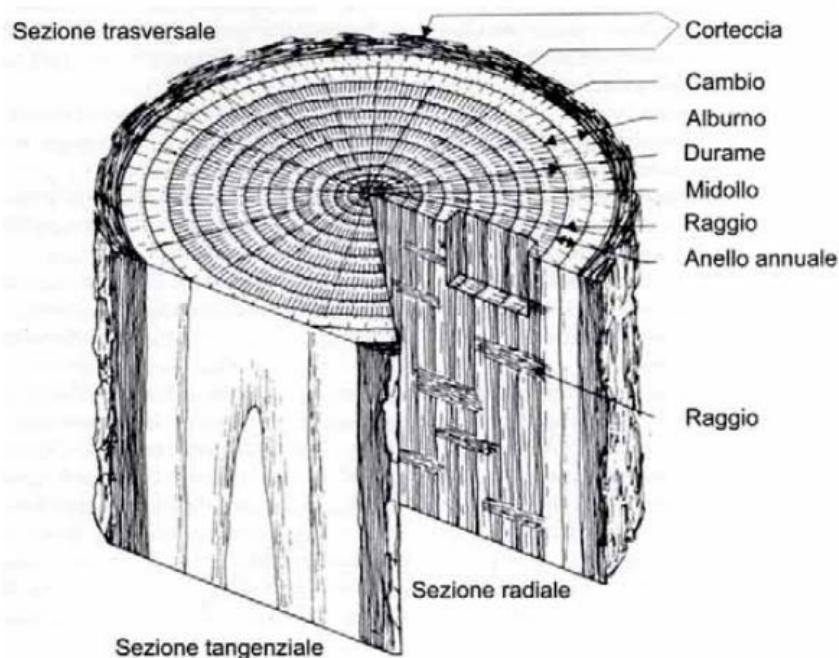
Nome comune italiano	Nome scientifico	Nome commerciale
<b>Conifere - famiglia delle Gimnosperme - Softwood</b>		
Abete bianco	Abies alba	Fir
Abete rosso	Picea abies	Spruce
Pino laricio nero/corso silvestre marittimo domestico strobo	Pinus laricio nigra sylvestris pinaster pinea strobos	Pine redwood
Larice	Larix	Larch
Douglasia	Pseudotsuga menziesii	Douglas fir

Nome comune italiano	Nome scientifico	Nome commerciale
<b>Latifoglie - famiglia delle Angiosperme - Hardwood</b>		
Quercia rovere farnia roverella cerro	Quercus petraea robur pubescens cerris	Oak
Castagno	Castanea sativa	Sweet Chestnut
Pioppo	Populus	Poplar

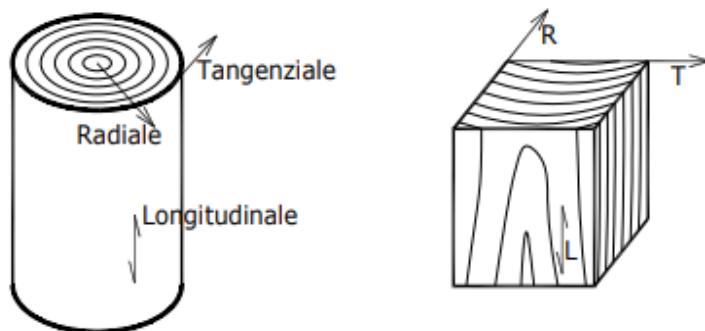
Il pioppo nonostante faccia parte della famiglia delle Latifoglie risulta essere un legno tenero e tecnologicamente molto simile alla Conifere, per tale motivo viene associato a quest'ultime.

La forma dei fusti arborei risulta essere quella di un solido di rotazione che, nella maggior parte dei casi, risulta essere un paraboloide, ne consegue che, per descrivere e definire un qualsiasi tipo di legno, occorra pertanto esaminare la superficie di quelle che vengono chiamate "sezioni anatomiche" del legno, e cioè:

- **sezione trasversale**, fatta perpendicolarmente all'asse midollare, e nella quale si vedranno chiaramente gli anelli di incremento annuale;
- **sezione longitudinale radiale**, fatta mediante un piano passante per l'asse midollare, e nella quale le tracce di incremento annuale compariranno secondo linee parallele;
- **sezione longitudinale tangenziale**, fatta attraverso un piano parallelo all'asse midollare e tangente alla circonferenza costituita dagli anelli di accrescimento, e nella quale le tracce degli incrementi compariranno come rami di iperbole.



*Figura 1.3 Sezioni principali del legno e relativa disposizione dei tessuti [1].*



*Figura 1.4 Schematizzazione delle direzioni anatomiche (R, T, L) del legno [3].*

Oltre alle caratteristiche microscopiche del legno, legate all'anatomia del materiale, risultano essere altrettanto importanti le caratteristiche macroscopiche dello stesso, legate all'aspetto del materiale e rilevabili a vista, dopo un attento esame, come:

- **colore della specie legnosa**, il quale dipende dal colore proprio delle pareti cellulari, che risultano essere di tonalità bianco-giallognola, e dal colore delle sostanze (estrattivi) non facenti parte della

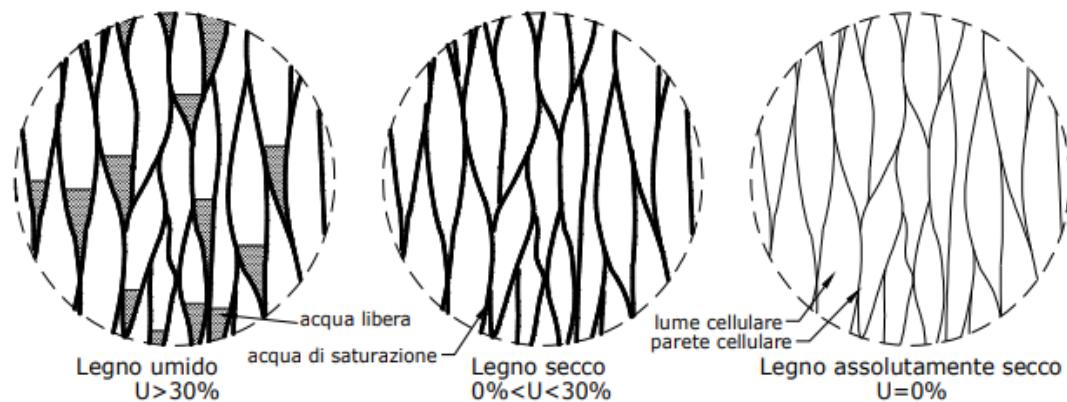
- struttura cellulare della specie legnosa, ma presenti nei succhi, nelle secrezioni all'interno del lume cellulare in dipendenza dell'attività fisiologica della pianta;
- **tessitura e fibratura delle specie legnose**, la prima indicante le dimensioni degli elementi cellulari formanti i tessuti legnosi, mentre la seconda riferita alla direzione con cui risultano essere disposti gli elementi cellulari, in relazione all'asse del fusto o del segato.

### **1.3 - Igroscopicità del legno**

Vi è una forte affinità tra il legno e l'acqua, in quanto nella composizione delle pareti cellulari del legno, come già anticipato, vi sono lignina, cellulosa ed emicellulose (polisaccaridi), nelle cui molecole entra un forte numero di gruppi idrossilici, ai quali l'acqua si collega rapidamente. Inoltre la superficie interna di contatto fra materia legnosa ed acqua risulta essere enorme, per via della complessa struttura della parete cellulare, pertanto a causa di tali caratteristiche il legno risulta essere definibile come un materiale "igroscopico", ossia capace di assorbire e cedere umidità all'ambiente circostante.

Il contenuto di acqua nel legno risulta essere soggetto a variazioni continue ed in particolare il suo massimo valore viene raggiunto quando l'albero risulta essere ancora in piedi, ossia quando, attraverso le cellule, risultano passare i succhi che, salendo dalle radici verso la chioma, risultano riempire completamente il lume cellulare, e pertanto risultano bagnare le pareti stesse. Dopo il taglio dell'albero, molto lentamente, l'acqua libera all'interno delle cellule risulta evaporare e dopo un certo periodo di tempo, al suo posto, si riscontra solamente più aria e vapore; a questo punto, se l'aria dell'ambiente circostante risulta avere uno stato igrometrico che le consente di assumere altra umidità, allora anche parte dell'acqua che bagna le pareti cellulari potrà evaporare, fino a un momento in cui vi sarà perfetto equilibrio tra il contenuto d'acqua delle pareti cellulari e quello dell'aria circostante, ovvero si attuerà il cosiddetto processo di essiccazione naturale o stagionatura del legno. Tuttavia risulta impossibile che, in condizioni ambientali normali, tutta quest'ultima parte di acqua contenuta nel legno possa andarsene dallo stesso, e pertanto se volessimo ottenere tale risultato bisognerebbe ricorrere a particolari trattamenti, come l'impiego di stufa ventilata (per eliminazione di tutta l'acqua contenuta nel legno).

Nel dettaglio, l'acqua che bagna le pareti cellulari del legno viene chiamata "acqua di saturazione" e si riscontra per umidità del legno superiore allo 0%, quella invece contenuta all'interno delle cellule viene detta "acqua libera" ed è presente per valori di umidità del legno superiori al "punto di saturazione delle pareti cellulari" (il cui valore convenzionale viene assunto pari al 30%) ed infine vi è l'"acqua di costituzione", che risulta essere uno dei componenti della parete cellulare del legno e la cui liberazione risulta essere legata alla distruzione della parete stessa, ossia risulta essere persa solamente a causa della distruzione della cellula stessa.



**Figura 1.5 Schematizzazione di come l'acqua possa essere trattenuta dalle cellule del legno [3].**

Risulta essere di fondamentale importanza stabilire quindi quale sia il contenuto d'acqua presente in un pezzo di legno, in quanto l'umidità del legno influisce notevolmente sulle sue dimensioni, dato che, a causa del carattere igroscopico del materiale, alle sue variazioni di umidità corrispondono altrettante variazioni dimensionali piuttosto spiccate, ed inoltre l'umidità del legno influisce sulla sua resistenza meccanica e sulla sua possibilità di degrado ad opera di funghi ed insetti. Le norme nazionali ed internazionali definiscono pertanto l'espressione dell'umidità del legno "U", in valore percentuale, rispetto al peso del legno completamente secco, tramite la seguente relazione:

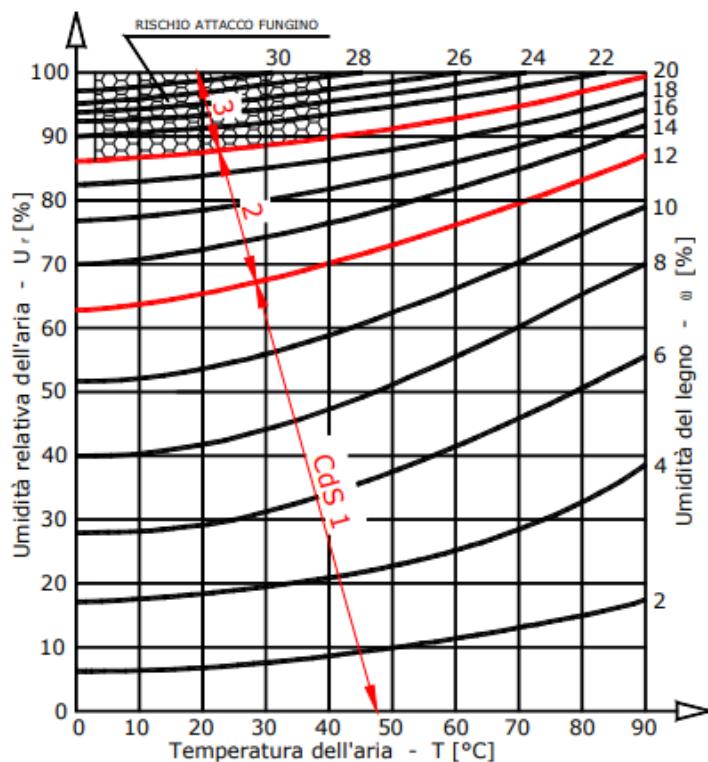
$$U \% = \frac{(P_u - P_0)}{P_0} \cdot 100$$

Dove:

- $U$  = umidità del legno;
- $P_u$  = peso del campione di cui si vuole determinare l'umidità  $U$ ;
- $P_0$  = peso dello stesso campione assolutamente secco ossia essiccato in stufa ventilata per un tempo sufficiente ad eliminare completamente sia l'acqua libera che l'acqua di saturazione.

Al momento dell'abbattimento dell'albero il legno risulta avere un contenuto di umidità molto superiore al 30%, dopodiché, attraverso il processo di stagionatura, il legno risulta perdere umidità fino ad un certo quantitativo variabile, in funzione dell'ambiente in cui si trova; in particolare, convenzionalmente, si assume che:

- $U < 12\%$  in ambienti chiusi e riscaldati d'inverno;
- $12\% < U < 20\%$  in ambienti chiusi non riscaldati d'inverno ed in ambienti aperti ma al coperto;
- $U > 20\%$  all'aperto senza protezione dalle intemperie.



**Figura 1.6** Curve di equilibrio igroscopico del legno in relazione alle condizioni termo-igrometriche ambientali [4].

**Tabella 1.2** Classi di servizio [4].

Classe di servizio	Descrizione dell'ambiente
1	Ambiente al chiuso, riscaldato d'inverno. Temperatura media di 20°C e umidità relativa dell'aria maggiore del 65% solo per poche settimane all'anno. L'umidità media di equilibrio del legno, nella maggior parte delle conifere, non è maggiore del 12%.
2	Ambiente al chiuso, anche non riscaldato d'inverno; ambiente all'aperto ma non direttamente esposto alle intemperie. Temperatura media di 20°C e umidità relativa dell'aria maggiore dell'85% solo per poche settimane all'anno. L'umidità media di equilibrio del legno, nella maggior parte delle conifere, non è maggiore del 20%.
3 (*)	Ambiente in cui le strutture sono direttamente esposte alle intemperie o frequentemente sottoposte ad inumidimento o immerse. L'umidità media di equilibrio del legno è generalmente maggiore del 20% o comunque tale umidità viene superata per lunghi periodi.

Qualora il legno si trovi in un ambiente o in condizioni diverse da quelli descritti, l'attribuzione alla classe di servizio dovrà essere fatta con riferimento al valore di umidità di equilibrio del legno consultando le curve di equilibrio igroscopico riportate nella figura 7-1.

(\*) La maggior parte delle specie legnose in classe di servizio 3 non ha una durabilità naturale sufficiente nei confronti del degrado da funghi della carie. Pertanto, in questi casi, occorre prestare particolare attenzione ai fenomeni di degrado.

L'immediata conseguenza della perdita di umidità, da parte del legno, durante il suo adeguamento alle condizioni igrometriche dell'ambiente in cui ricade risulta essere il suo ritiro, ossia una diminuzione delle sue dimensioni, mentre il fenomeno contrario (acquisizione di umidità da parte del legno) risulta dare luogo al suo rigonfiamento, ovvero ad un aumento delle proprie dimensioni. Ne consegue che, come già anticipato, la variazione del contenuto d'acqua all'interno del legno, che risulta essere un fenomeno reversibile dipendente dalle condizioni igrometriche dell'ambiente circostante, implica delle variazioni dimensionali del legno stesso.

E' importante sottolineare però che i fenomeni del ritiro e del rigonfiamento del legno risultano avvenire soltanto in un range di valori di umidità del legno ben preciso, che va dallo stato di essiccazione totale del legno (cioè dall'umidità del legno pari allo 0%) fino al punto di totale saturazione delle sue pareti cellulari (ovvero fino ad un'umidità del legno pari a circa il 30%), mentre per valori dell'umidità del legno superiori al 30% il legno non risulta ritirarsi né rigonfiarsi.

In particolare, le variazioni lineari delle dimensioni del legno, dovute alla variazione della sua umidità, possono essere considerate proporzionali alla sua variazione di umidità attraverso la seguente relazione:

$$l_f = l_i \cdot (1 + k \cdot (u_f - u_i))$$

Dove:

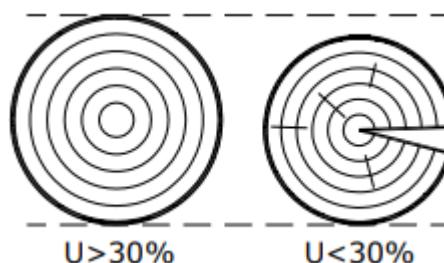
- $l_f$  = dimensione del legno all'umidità finale;
- $l_i$  = dimensione del legno all'umidità iniziale;
- $k$  = coefficiente di ritiro e di rigonfiamento del legno nella direzione anatomica considerata;
- $u_i$  = percentuale di umidità iniziale del legno;
- $u_f$  = percentuale di umidità finale del legno.

Una caratteristica peculiare del legno risulta poi essere quella di presentare una marcata anisotropia nei suoi ritiri e nei suoi rigonfiamenti, cioè nell'avere un comportamento non omogeneo secondo le sue tre direzioni anatomiche (assiale, radiale e tangenziale). Come si può osservare infatti dalla Tabella successiva (tratta dalle dispense del corso di Costruzioni in Legno del prof. Ing. Marco Pio Lauriola [3]), passando dallo stato fresco allo stato secco, il legno presenta delle differenze dimensionali non qualitative ma quantitative, ed in particolare la maggior variazione dimensionale del legno viene registrata nella sua direzione anatomica tangenziale, in ragione del doppio rispetto a quella registrata nella sua direzione radiale, mentre nella sua direzione longitudinale la variazione dimensionale risulta essere trascurabile rispetto alle precedenti:

**Tabella 1.3** Valori del coefficiente  $k$  di ritiro e di rigonfiamento lineare [4].

	Coeffienti di ritiro e rigonfiamento in direzione:		
	longitudinale	radiale	tangenziale
Conifere, quercia rovere, castagno, pioppo	0.0001	0.0012	0.0024
Quercia cerro	0.0001	0.0020	0.0040
Legno lamellare incollato	0.0001		0.0025

Il fatto che il ritiro del legno in direzione tangenziale risulti essere maggiore rispetto a quello in direzione radiale risulta comportare, alla perdita di umidità del legno, una diminuzione del diametro del tronco, unitamente ad una distorsione della sua sezione (in quanto il ritiro dell'anello risulta essere circa il doppio rispetto al ritiro del raggio), portando alla formazione di spacchi o "fessure" in direzione radiale, aperte a "V" dal midollo del tronco verso l'esterno, che non c'è modo di prevenire:

**Figura 1.7** Fessurazione radiale dovuta al ritiro del tronco [3].

In particolare, l'anisotropia dei ritiri e dei rigonfiamenti del legno, come già illustrato, risulta essere dovuta al fatto che il legno deriva da un materiale vivente, che deve rispondere ad una determinata funzione nella pianta in piedi, assicurandone la sua resistenza meccanica e lo svolgimento delle sue attività di nutrizione e di sviluppo, pertanto, per assolvere tali scopi, i tessuti legnosi non potranno essere costituiti omogeneamente, ma dovranno avere differenze, al loro interno, tra un punto e l'altro, sia nella disposizione strutturale che nella grandezza delle cellule. Inoltre all'atto del taglio della pianta entrano in gioco anche le differenze di umidità fra i vari punti del legno, ed in particolare tali differenze risultano dipendere dalla distanza dei punti dal centro (midollo) del legno stesso, infatti sulla superficie del legno si attuerà un rapido equilibrio igrometrico con l'aria dell'ambiente circostante, mentre nelle parti più interne del legno l'acqua si sposterà molto lentamente da esse verso l'esterno, e quindi si verrà così a stabilire un "gradiente di umidità", che darà luogo a sensibili divergenze nel ritiro e nel rigonfiamento del legno, con conseguenti variazioni di tensione da un punto all'altro del legno stesso.

Proprio le tensioni presenti nel legno, causate dall'irregolarità del suo ritiro, risultano essere le artefici della nascita dei "cretti" sulle testate del legno stesso, aventi origine nell'asse midollare del legno e traccia secondo le sue linee di minore resistenza, dovuti infatti alla differenza fra le tensioni da ritiro presenti nella parte più interna del tronco, ancora umida, e quelle presenti nella parte periferica più secca.

Analogamente, sulla superficie esterna del legno l'essiccazione risulta avvenire più rapidamente che al suo interno, pertanto i ritiri risultano avvenire prima all'esterno che all'interno dello stesso, e di conseguenza risultano nascere fini fessurazioni longitudinali radiali, che risultano seguire la fibratura del legno e quindi ne risultano denunciare l'inclinazione rispetto al proprio asse, le quali, se non risultano essere molto profonde, non risultano costituire un grave inconveniente per il legno.



**Figura 1.8 Fessurazione longitudinale nella direzione della fibratura del tronco [3].**

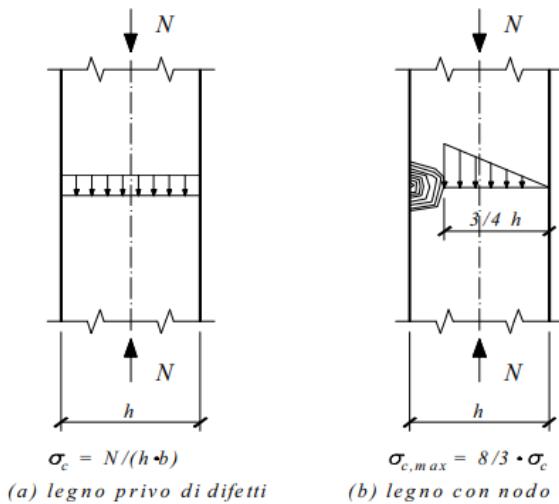
Dal punto di vista meccanico, le fessure da ritiro del legno risultano costituire un indebolimento della sezione lignea solamente nei confronti della sua resistenza a taglio, e per tale motivo, durante il calcolo delle tensioni dovute al taglio, le varie Norme risultano riferirsi ad una sezione opportunamente ridotta, inoltre, per quanto precedentemente osservato, risulta chiaro che un legno fresco, quindi avente un'umidità maggiore del 30%, non risulti presentare fessure da ritiro, e siccome il legno risulta essere, quasi sempre, commercializzato e messo in opera fresco allora la sua diminuzione di sezione, distorsione e fessurazione risulterà avvenire quasi sempre in opera.

## **1.4 - Caratteristiche “difettose” del legno**

Le prestazioni meccaniche di un elemento strutturale di legno risultano essere in gran parte legate alla presenza ed alla posizione di alcune sue caratteristiche, che risultano essere considerate, dal punto di vista applicativo, dei “difetti” quali:

- **ampiezza degli anelli di accrescimento**, che risulta essere un parametro correlato alla massa volumica del legno, e quindi alla sua rigidezza ed alla sua resistenza meccanica. Nelle Conifere infatti ad un aumento di ampiezza degli anelli corrisponde una diminuzione della loro massa volumica e quindi della loro resistenza meccanica.;
- **nodi**, che risultano rappresentare l'inclusione della parte basale di un ramo all'interno di un fusto e la cui presenza risulta essere difficilmente evitabile dal momento che i rami risultano essere elementi indispensabili per un albero vivente. In particolare, la presenza di nodi nella sezione dell'elemento ligneo risulta influenzare notevolmente la sua resistenza meccanica, in quanto risulta far variare considerevolmente la distribuzione di tensione presente sulla sezione, aumentando la tensione applicata sulla sezione stessa, dovuta ad una generica sollecitazione, rispetto a quella presente, a parità di sollecitazione, sulla sezione di legno privo di nodi, detto “legno netto”. Ne consegue che la resistenza meccanica del legno possa risultare considerevolmente ridotta a causa della presenza dei nodi, in base soprattutto al tipo, alle

dimensioni (in rapporto alla sezione), alla loro posizione ed alle modalità di applicazione delle sollecitazioni cui la sezione lignea risulta essere soggetta:



**Figura 1.9** Influenza di un nodo sulla resistenza di un elemento ligneo strutturale [1].

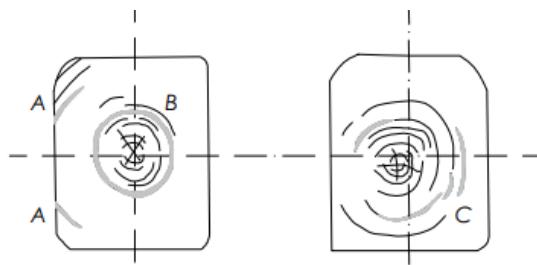
- **midollo**, che corrisponde alla traccia lasciata dalla gemma apicale dell'albero all'interno del tronco e che, da un punto di vista dell'impiego del legno, risulta costituire un difetto, in quanto la sua presenza può ridurre la resistenza meccanica dei semilavorati, a causa della diversa struttura cellulare e chimica di questo tessuto rispetto al legno circostante;
- **inclinazione della fibratura**, che risulta rappresentare l'orientamento longitudinale delle cellule dei tessuti legnosi rispetto all'asse principale del tronco. In particolare, la fibratura inclinata del legno risulta essere un difetto molto comune, sia del legno di Conifere che di Latifoglie, e che può avere conseguenze anche rilevanti sulla possibilità d'impiego del legno stesso, dato che la sua resistenza meccanica può diventare considerevolmente inferiore rispetto a quella del legno normale, in funzione del valore dell'angolo di inclinazione “ $\alpha$ ” della fibratura, e del tipo di sollecitazione cui il legno risulta essere soggetto, inoltre viene ridotta anche la sua resilienza, cioè la capacità di assorbire urti da parte del legno stesso:

**Tabella 1.4** Influenza dell'inclinazione della fibratura  $\alpha$  sulla resistenza a flessione  $f_{m,k}$  del legno [1].

pendenza	0	1:25	1:20	1:15	1:10
$f_{m,\alpha,k} / f_{m,k}$	1,00	0,88	0,86	0,78	0,62

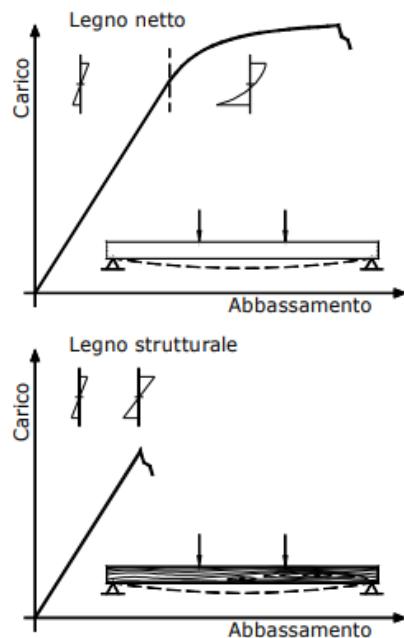
- **fessurazioni da ritiro**, che, come già osservato, risultano manifestarsi quando, durante la stagionatura del legno, l'umidità di quest'ultimo risulta scendere al di sotto del 30%, ovvero al di sotto del punto di saturazione delle fibre del legno stesso, e che risultano essere più evidenti quando nel tronco risulta essere presente il suo midollo.;
- **cipollatura**, che risulta essere una separazione tra i tessuti legnosi secondo l'andamento di uno o più anelli di accrescimento. Nonostante la causa di tale difetto non risulti essere ancora

completamente nota, l'effetto sul legno da essa prodotto risulta essere però ben conosciuto, in quanto risulta comportare una forte diminuzione della resistenza meccanica dell'elemento ligneo stesso:



**Figura 1.10** Varie modalità di manifestazione della cipollatura [1].

Dall'analisi dei "difetti" sopraccitati, che possono essere presenti nell'elemento strutturale di legno, risulta abbastanza evidente che il suo comportamento a rottura debba essere notevolmente diverso rispetto a quello del legno netto (privo di difetti), ed infatti osservando il comportamento a rottura di un elemento di legno netto inflesso si può notare che esso mostri un comportamento dapprima elastico, seguito da un comportamento plastico, caratterizzato dalla plasticizzazione delle sue fibre compresse e dall'abbassamento del suo asse neutro. Diversamente, osservando il comportamento a rottura di un elemento strutturale di legno (avente difetti) inflesso si può notare che, generalmente, esso non riesca a raggiungere il campo plastico, a causa della sua prematura rottura, in maniera fragile, prima che le fibre compresse possano raggiungere la loro plasticizzazione, causata dell'inevitabile difetto presente nella zona tesa dell'elemento ligneo, che ne determina l'imminente rottura:



**Figura 1.11** Differenza di comportamento a rottura di elementi lignei netti e strutturali [3].

Naturalmente maggiore risulterà essere la “difettosità” dell’elemento strutturale di legno e tanto più fragile risulterà essere il suo comportamento a rottura; comunque proprio per tener conto della presenza dei difetti nel legno strutturale le Norme di calcolo, per la progettazione degli elementi lignei, risultano fare convenzionalmente riferimento al loro comportamento elastico lineare fino a rottura, ossia risultano ritenere che la rottura dell’elemento strutturale di legno avvenga quando ancora il materiale sia in campo elastico lineare.

## 1.5 - Durabilità naturale del legno

Il legno, essendo un materiale di origine naturale, risulta essere totalmente biodegradabile da batteri, funghi, insetti ed organismi marini, i quali, in certe condizioni, risultano causare modificazioni del suo aspetto, della sua struttura e della sua composizione chimica. Il fatto che il legno sia un materiale biodegradabile non risulta significare però che esso, sicuramente, si degraderà nel tempo, in quanto se ciò avverrà non risulterà essere colpa del legno quanto piuttosto del progettista, il quale dovrà quindi scegliere con particolare cautela la specie legnosa più adatta, in relazione all’ambiente in cui essa risulterà ricadere, gli eventuali trattamenti preservanti e fare attenzione ai dettagli costruttivi, in modo tale da proteggere il legno dall’umidità. Con tali precauzioni il legno risulterà essere un materiale praticamente “eterno”, dato che esso non risulta subire alcun degrado e decadimento delle sue caratteristiche meccaniche per semplice trascorrere del tempo.

La resistenza che il legno risulta opporre agli agenti che ne possono causare il suo biodegradamento viene chiamata “durabilità naturale” del legno, e risulta dipendere principalmente dalla presenza, nel legno, di estrattivi, cioè di composti chimici di varia natura (terpeni, fenoli, tannini ecc.), che risultano depositarsi nelle cellule della parte più interna del fusto, durante il suo processo di duramificazione. Generalizzando, può dirsi che l’alburno di tutte le specie legnose risulti essere sempre non durabile nei confronti degli organismi xilofagi, mentre il durame, quando risulta essere differenziato, risulti avere una notevole resistenza contro gli insetti, ed un comportamento diverso da specie a specie legnosa nei riguardi degli attacchi fungini.

La durata in servizio di una specie legnosa risulta dipendere, quindi, sia dalla sua durabilità naturale sia dalle condizioni ambientali nelle quali il legno risulta trovarsi in opera, e dagli organismi xilofagi potenzialmente presenti, cioè dalle cosiddette “classi di utilizzo”, definite nella seguente Tabella (estratta da “Linee guida per l’edilizia in legno in Toscana” [1]):

**Tabella 1.5 Classi di utilizzo del legno [1].**

Classe di utilizzo	Umidità del legno	Agenti biologici	Esempio
1 (coperto all'interno)	Sempre inferiore o al massimo = 20%	Insetti (coleotteri, termiti se localmente presenti)	Mobili, parquet, perlinati ecc.
2 (coperto all'interno)	Occasionalmente > 20%	Insetti (coleotteri, termiti se localmente presenti) funghi basidiomiceti, funghi cromogeni muffe	Travature, soffitti, serramenti con adeguata copertura.
3.1 (non a contatto con il terreno)	Occasionalmente > 20% Non esposto alla pioggia		Serramenti esterni, infissi esterni, rivestimenti esterni, arredo urbano, mobili da giardino.
3.2 (non a contatto con il terreno)	Frequentemente > 20% esposto alla pioggia		
4.1 (a contatto con il terreno o con acqua dolce)	Prevalentemente o permanentemente > 20%	Insetti ( coleotteri, termiti se localmente presenti, 4.1T, 4.2T), funghi basidiomiceti, funghi cromogeni muffe	Pali, staccionate, arredo urbano, bordi piscine, sponde fluviali ecc
4.2 (piantato nel terreno o immerso in acqua dolce)	Permanentemente > 20%	funghi della carie soffice	
5 (immerso in acqua di mare)	Permanentemente > 20%	Funghi della carie soffice organismi marini perforanti; nella parte emersa coleotteri e termiti	Pali di fondazione, pontili pali da ormeggio ecc.

Le cause del degradamento del legno in opera risultano essere sostanzialmente imputabili agli agenti abiotici, quali agenti chimici, umidità, eccesso di carico, ed agli organismi.

In un edificio di civile abitazione, ad esempio, solo occasionalmente saranno presenti condizioni di umidità tali da produrre lo sviluppo di funghi, dato che la loro nascita risulterà essere legata all'infiltrazione di umidità nel tetto o sottotetto o nelle testate delle travi inserite nella muratura, a causa di errori nella progettazione o per eventi straordinari (rottura delle coperture o di tubi di conduzione dell'acqua). Il rischio di attacco da insetti, coleotteri ed isotteri (termiti), può invece essere sempre presente negli edifici di civile abitazione, se non risultano essere state adottate misure di prevenzione.

E' bene sottolineare comunque che la scarsa durabilità naturale di una specie legnosa non risulta comportare necessariamente la sua impossibilità d'impiego, infatti l'impregnazione attraverso sostanze preservanti può risultare conferire a tale specie legnosa anche un alto grado di durabilità, a patto però che essa risulti essere dotata di buone caratteristiche di impregnabilità.

**Tabella 1.6 Durabilità naturale ai differenti organismi xilofagi delle principali specie legnose utilizzate [1].**

Specie			Funghi	Durabilità naturale				Termiti	Impregnabilità			
Nome commerciale	Nome scientifico	Origine		Insetti coleotteri					Durame	Alburno		
				Hyl.	Hesp.	An.	Ly.					
Abete bianco	<i>Abies alba</i> Mill.	EU, USA	4	NRH	R	NRH	R	NR	2-3	2		
Abete rosso	<i>Picea abies</i> L. Karst.	EU	4	NRH	R	NRH	R	NR	3-4	3		
Douglasia	<i>Pseudotsuga menziesii</i> (Mirb) Franco	USA EU	3 3-4	NR	R	NR	R	NR	4 2-3	3		
Larice	<i>Larix decidua</i> Mill.	EU	3-4	NR	R	NR	R	NR	4	2		
Pino silvestre	<i>Pinus sylvestris</i> L.	EU	3-4	NR	R	NR	R	NR	3-4	1		
Castagno	<i>Castanea sativa</i> Mill.	EU	2	R	NR	NR	NR	MR	4	2		
Pioppo	<i>Populus</i> spp.	EU	5	R	NR	NR	R	NR	3	1		
Querce caducifoglie	<i>Quercus</i> spp	EU	2-4	R	NR	NR	NR	NR	4	1		

Legenda:

*Classi di durabilità naturale ai funghi*

- 1 – molto durabile
- 2 - durabile
- 3 – moderatamente durabile
- 4 – poco durabile
- 5 – non durabile

*Insetti del legno*

Hyl. – *Hylotrupes bajulus*  
 Hesp. – *Hesperoohanes cinereus*  
 An. – *Anobidi* spp.  
 Ly. – *Lyctus* spp.  
 Term. – *Termite* spp.

*Classi di impregnabilità del legno: A (alburno), D (durame)*

- 1 – impregnabile
- 2 – moderatamente impregnabile
- 3 – poco impregnabile
- 4 – non impregnabile

*Classi di durabilità naturale agli insetti isotteri o termiti*

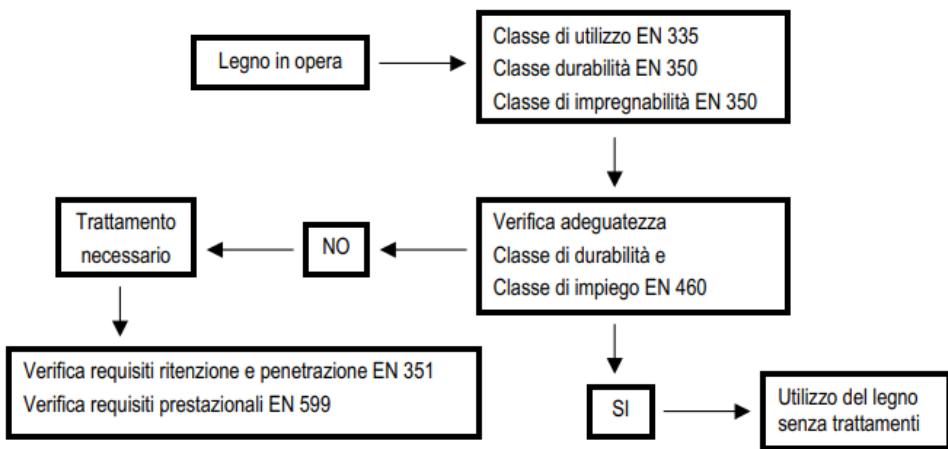
R – resistente  
 MR – moderatamente resistente  
 NR – non resistente

*Classi di durabilità naturale agli insetti coleotteri*

R – resistente  
 NR – non resistente  
 NRH – durame conosciuto come non resistente

Da quanto su scritto, risulta chiaro che alla durabilità naturale della specie legnosa risulta accompagnarsi un progetto della durabilità dell'opera lignea redatto dal progettista, il quale risulterà essere anche il primo responsabile della stessa; ne consegue che il progettista dovrà scegliere opportunamente i materiali, progettare i dettagli costruttivi con molta attenzione, e tener conto della possibilità di controllo ed ispezionabilità dell'opera stessa, al fine di garantirne la durabilità di progetto. In altre parole, il progettista dovrà assicurare che l'opera lignea, purché soggetta alla necessaria manutenzione (indicata nel piano di manutenzione di corredo al progetto della struttura), duri per tutta la "vita nominale di progetto" ( $V_N$ ) definita convenzionalmente come, appunto, il numero di anni nel quale sia previsto che l'opera mantenga specifici livelli prestazionali, purché soggetta alla necessaria manutenzione.

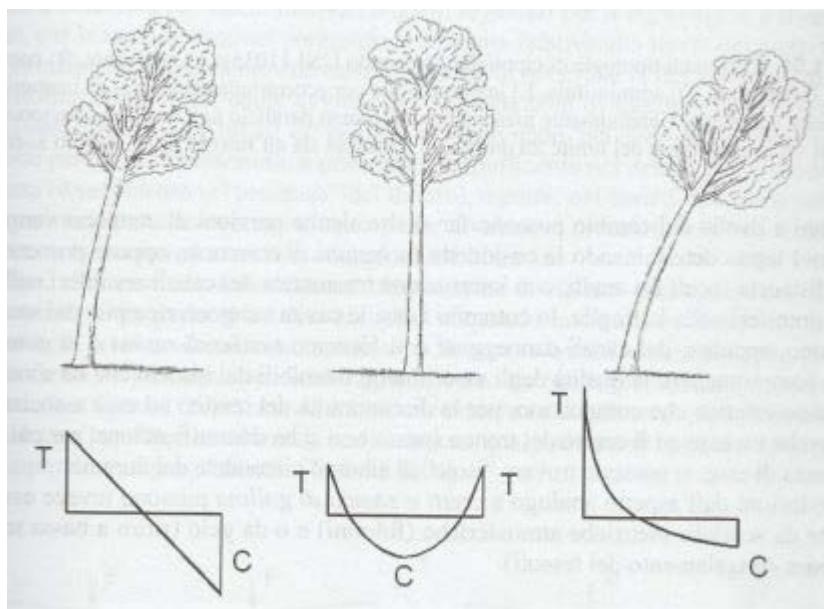
Si riporta infine il procedimento decisionale che un progettista di strutture in legno dovrà affrontare prima della messa in opera di una struttura lignea:



**Figura 1.12** Procedimento decisionale per la corretta scelta del materiale in funzione della durabilità [1].

## 1.6 - Proprietà meccaniche del legno massiccio

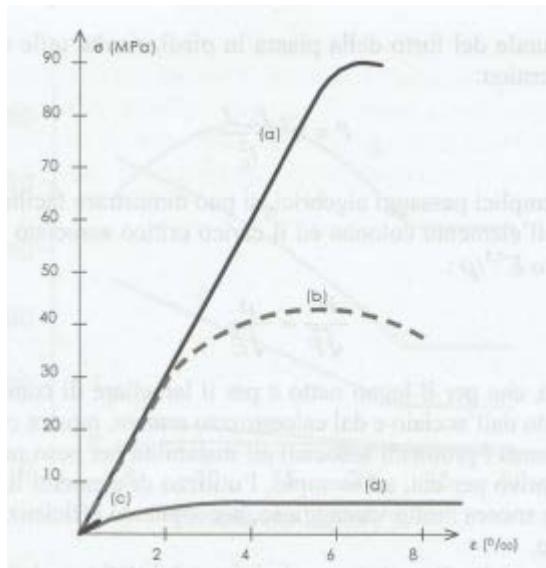
Le prestazioni meccaniche del legno, come già anticipato, risultano essere intimamente connesse all'origine naturale del materiale stesso ed alle funzioni che tale materiale esercita in Natura, pertanto per comprendere tale aspetto risulta utile considerare la funzione che risulta avere il fusto della pianta in piedi come quella di una struttura a mensola, a cui risulti demandato il compito di sostenere l'apparato fogliare e di resistere alle azioni variabili orizzontali e verticali, come vento e neve:



**Figura 1.13** Influenza delle tensioni interne sul comportamento statico della pianta soggetta a carichi laterali [5].

L'organizzazione cellulare del legno risulta essere responsabile della marcata anisotropia delle proprietà meccaniche del materiale stesso, con conseguente marcata differenza dei valori di resistenza e di rigidezza in funzione della direzione della fibratura del legno. In particolare, il legno risulta essere più

resistente e rigido nei confronti delle sollecitazioni orientate lungo la direzione dell'asse delle sue fibre, fatto comprensibile considerando che tali sollecitazioni risultano essere quelle che doveva sopportare la pianta quando era in piedi, mentre risulta essere molto meno efficiente nei confronti delle sollecitazioni ortogonali alla direzione delle sue fibre (soprattutto per tensioni di trazione). In altre parole, la marcata anisotropia del legno a livello cellulare si conserva anche a livello macroscopico, per cui le caratteristiche di resistenza del legno in direzione parallela alla sua fibratura, ossia nella direzione di sviluppo prevalente delle cellule, risultano essere notevolmente maggiori di quelle misurate in direzione perpendicolare alla sua fibratura:



**Figura 1.14** Curve tipiche tensione-deformazione per legno netto di conifera, per tensioni di trazione (a) e compressione (b) parallele alla direzione delle fibre, e per trazione (c) e compressione (d) ortogonali alla direzione delle fibre [5].

Dal grafico soprastante (estratto da “Strutture in legno” di Maurizio Piazza [5]) si può osservare come, per sollecitazioni orientate lungo la direzione delle fibre, il legno netto, cioè privo di difetti, di conifera risulti essere molto più debole a compressione, rispetto che a trazione, e ciò risulta essere causato dalla nascita di fenomeni di imbozzamento e collasso locale delle pareti cellulari (con valori di rottura a compressione circa pari alla metà rispetto a quelli di trazione). Inoltre si può notare in maniera molto evidente un comportamento non elastico del materiale per stati di compressione, mentre per stati di trazione presenti un comportamento elasto-fragile. E' bene puntualizzare però che tale grafico risulti riferirsi al comportamento di un legno netto, cioè privo di difetti, e pertanto la presenza di difetti nel legno strutturale risulterà far variare considerevolmente le sue caratteristiche di resistenza, rispetto a quelle del legno netto, soprattutto nei confronti delle sollecitazioni di trazione parallela alla sua fibratura, come si può notare dalle Tabelle 1.13-1.14. Il legno strutturale infatti, parallelamente alla sua fibratura, risulta resistere meglio a compressione che a trazione, mostrando quindi un comportamento opposto rispetto a quello descritto dal legno netto soprastante, a causa proprio della presenza dei difetti in esso contenuti che, soprattutto nel caso di sollecitazione di trazione, risultano innescare prematuramente una rottura del

legno di tipo fragile, riducendo così notevolmente le capacità di resistenza a trazione del legno strutturale rispetto a quella del legno netto:

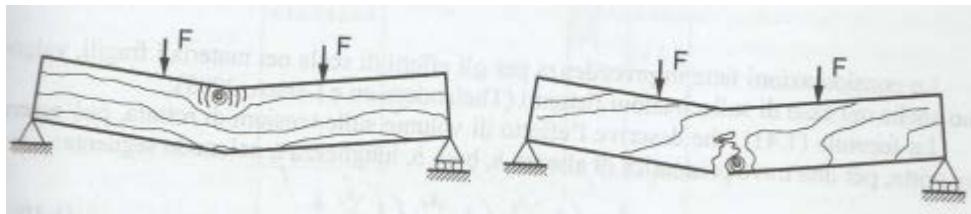


Figura 1.15 Prove di flessione semplice (4 punti) su provini di legno massiccio strutturale di conifera [5].

### 1.6.1 - Influenza del comportamento igroscopico e reologico del legno sulla sua resistenza

Le proprietà meccaniche di resistenza e di deformabilità del legno risultano essere fortemente influenzate dall'umidità dello stesso, e quindi dalle condizioni ambientali in cui risultano venire inseriti gli elementi lignei strutturali, ed anche dalla durata di applicazione del carico.

La dipendenza delle proprietà meccaniche del legno dalla sua umidità risulta essere una logica conseguenza dell'igroscopicità del materiale stesso (già trattata precedentemente), infatti mentre fintantoché le variazioni del contenuto d'acqua nel legno risultano essere al di sopra del punto di saturazione delle sue fibre, l'acqua libera che riempie i vuoti capillari non risulta produrre alcun effetto sulle sue proprietà meccaniche, quando invece tali variazioni del contenuto d'acqua nel legno risultano scendere al di sotto del punto di saturazione delle sue fibre, le caratteristiche meccaniche del legno risultano essere fortemente influenzate dall'umidità del materiale stesso, come si può osservare dal grafico sottostante (estratto da "Strutture in legno" [5]):

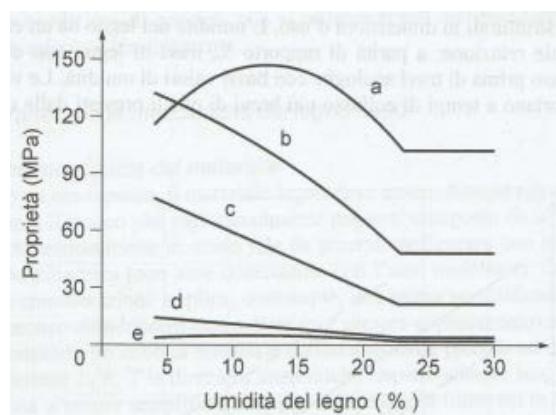


Figura 1.16 Influenza dell'umidità del legno sulla resistenza a trazione parallela alla fibratura (a), sulla resistenza a flessione (b), sulla resistenza a compressione parallela alla fibratura (c), sulla resistenza a compressione ortogonale alla fibratura (d), sulla resistenza a trazione ortogonale alla fibratura (e) [5].

Da quanto sopra detto, risulta evidente la necessità di normare in modo appropriato le caratteristiche dei campioni da sottoporre a sperimentazione, tramite l'effettuazione di prove meccaniche in condizioni "normali", che, nelle attuali Normative europee, risultano corrispondere ad un ambiente con temperatura di  $(20\pm 2)$  °C ed umidità relativa di  $(65\pm 5)$  %.

La dipendenza delle proprietà meccaniche del legno dalla durata di applicazione del carico risulta essere legata invece al comportamento reologico del materiale stesso, in quanto il legno risulta essere un materiale viscoelastico, e la principale conseguenza di ciò risulta essere l'aumento, nel tempo, della sua freccia, nel caso risulti essere inflesso. Anche nel calcestruzzo armato risulta essere presente tale fenomeno, tuttavia il problema risulta essere molto meno pronunciato in quanto sia il calcestruzzo armato, più rigido del legno, che le tipologie strutturali progettate con tale materiale, generalmente iperstatiche, portano a deformazioni iniziali molto basse e quindi l'aumento delle stesse nel tempo, generalmente, non risulta essere un problema rilevante. Nel caso però delle strutture di legno il materiale, meno rigido del calcestruzzo armato, e le tipologie strutturali progettate con tale materiale, generalmente isostatiche o a bassa iperstaticità, portano invece a deformazioni iniziali importanti e pertanto l'aumento nel tempo di esse risulta essere un problema che il progettista non può trascurare.

Bisogna tener presente però che la viscosità del legno risulta venire "attivata" solamente dai carichi di lunga durata, ovvero solamente i carichi che risultano agire permanentemente sulla struttura risultano dare origine ad un aumento di deformazione del materiale nel tempo, ma non i carichi che risultano agire solo per brevi periodi di tempo. In particolare, i carichi che risultano agire permanentemente sulla struttura generalmente risultano essere il peso proprio, il carico permanente portato ed una quota parte dei carichi accidentali, che mediamente risultano essere sempre presenti sulla struttura.

Le attuali Normative tengono conto dell'effetto combinato della durata dell'azione e dell'umidità del legno attraverso un coefficiente di modifica della resistenza " $k_{mod}$ " che risulta ridurre il valore della resistenza del legno (vedi Tabella 1.8).

E' bene ricordare che le azioni sulla costruzione devono essere cumulate in modo tale da determinare le condizioni di carico più gravose, ai fini delle singole verifiche, tenendo conto però della probabilità ridotta d'intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come specificato nella Norma Tecnica vigente. In particolare, le azioni di calcolo devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico, elencate nella Tabella sottostante, le quali risultano essere caratterizzate dall'effetto di un carico costante, attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura.

**Tabella 1.7 Classi di durata del carico [3].**

<i>Classe di durata del carico</i>	<i>Durata accumulata del carico caratteristico</i>	<i>Esempi di carico</i>
Permanente	più di 10 anni	peso proprio
Lunga durata	6 mesi -10 anni	carico di esercizio nei locali adibiti a deposito
Media durata	1 settimana - 6 mesi	carichi di esercizio in genere, neve sopra i 1000m slm
Breve durata	meno di 1 settimana	neve sotto i 1000m slm, azione media del vento
Istantaneo	--	azione di picco del vento, sisma e carichi eccezionali

Per un'azione di calcolo variabile dunque la classe di durata del carico più appropriata deve risultare essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali. Individuate in tal modo le classi di durata del carico, ad ogni carico risulta venire così attribuito un certo valore di “ $k_{mod}$ ” (vedi Tabella 1.8), e se la combinazione di carico in esame risulta essere composta da carichi di durata diversa allora risulta venir preso il valore di “ $k_{mod}$ ” associato alla durata più breve dei carichi in questione. Bisogna infatti tener presente che si debbono comunque effettuare le verifiche per tutte le condizioni di carico, ossia per solo carichi permanenti, poi per carichi permanenti più un carico di servizio, poi per carichi permanenti più due carichi di servizio con i relativi coefficienti di combinazione, e così via...; inoltre bisogna tener presente che considerare il “ $k_{mod}$ ” relativo alla durata del carico più lunga non sarebbe giusto, in quanto la neve non risulterà stare mai a lungo come un carico permanente, e quindi il danno eventuale sarà solo parziale.

Conoscendo pertanto le condizioni igrometriche dell'ambiente in cui la struttura risulterà trovarsi ad operare, e quindi individuando la classe di servizio corrispondente, risulterà possibile determinare il valore del coefficiente di modifica delle resistenze “ $k_{mod}$ ”, corrispondente al carico di minor durata della combinazione considerata, da applicare per ricavare il valore di progetto della resistenza.

**Tabella 1.8** Valori di  $k_{mod}$  per il legno e prodotti strutturali a base di legno secondo NTC2018 [10].

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico						
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea		
Legno massiccio	UNI EN 14081-1 UNI EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10		
Legno lamellare incollato (*)		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10		
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90		
Compensato	UNI EN 636:2015	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10		
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10		
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90		
Pannello di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10	
		OSB/3	–	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90	
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10	
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80	
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10	
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90	
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10	
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80	
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10	
		MBH.HLS1 o	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10	
		2	–	–	–	–	0,45	0,80	
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10	
		MDF.HLS	2	–	–	–	0,45	0,80	

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

(\*) I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

### 1.6.2 - Meccanismi di resistenza del legno netto per sforzi assiali, taglienti e flessionali

Nella Tecnica delle Costruzioni in legno, cioè a livello ingegneristico, viene abbandonata la distinzione fra le direzioni anatomiche radiale e tangenziale del legno, accumulandole semplicemente in un'unica direzione trasversale, ovvero ortogonale alla direzione anatomica longitudinale dell'elemento ligneo, pertanto nella progettazione delle strutture lignee viene fatto riferimento solamente a due direzioni:

- **LONGITUDINALE**, che risulta essere la direzione dell'asse del segato, anche detta direzione parallela alla fibratura, indicata con il pedice “0”;
- **TRASVERSALE**, che risulta essere la direzione ortogonale all'asse del segato, ricoprendendo e confondendo le direzioni anatomiche tangenziale e radiale, indicata con il pedice “90”.

E' bene sottolineare che dal punto di vista della Tecnologia del Legno la "direzione della fibratura" risulta essere la direzione di orientamento generale delle cellule costituenti il legno che, per vari motivi, può risultare essere inclinata rispetto all'asse del segato, mentre nella Tecnica delle Costruzioni in legno si parla impropriamente di "direzione parallela alla fibratura" per indicare la direzione parallela all'asse del segato, che però non necessariamente risulta essere parallela alla fibratura. Il legno può presentare infatti una fibratura deviata, come già evidenziato, ma tanto in tal caso, di tale difetto, se ne tiene già in conto in sede di classificazione del legno strutturale, e quindi successivamente il progettista non se ne

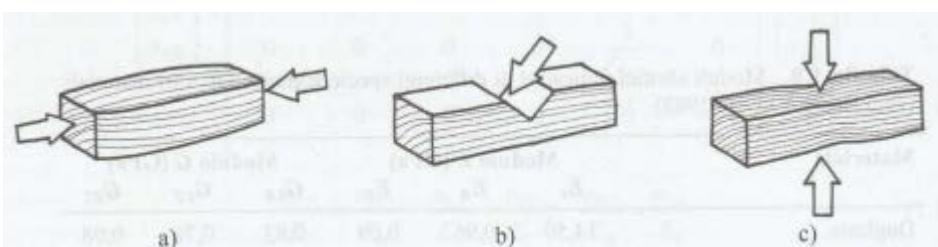
dovrà più preoccupare e potrà pertanto assumere convenzionalmente la direzione della fibratura come se fosse parallela all'asse del segato.

Grazie a tale semplificazione, si perviene quindi ad un materiale caratterizzato elasticamente dai moduli di elasticità normali "E<sub>0</sub>" e "E<sub>90</sub>" e da quello tangenziale "G":

**Tabella 1.9 Proprietà di resistenza, di rigidezza e massa volumica, con relativa simbologia [3].**

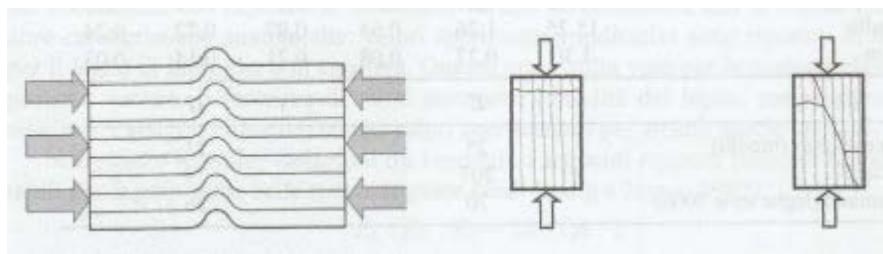
<b>Proprietà di resistenza</b>	Valore caratteristico (frattile 5% inferiore)	Valore medio
Flessione	$f_{m,k}$	
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	
Taglio	$f_{v,k}$	
Taglio per rotolamento (*)	$f_{r,k}$	
<b>Proprietà di rigidezza</b>		
Modulo di elasticità parallelo	$E_{0,05}$	$E_{0,mean}$
Modulo di elasticità perpendicolare	$E_{90,05}$	$E_{90,mean}$
Modulo di elasticità tangenziale	$G_{05}$	$G_{mean}$
Modulo di elasticità tangenziale per rotolamento	$G_{rol,05}$	$G_{rol,mean}$
<b>Massa volumica</b>		
Massa volumica	$\rho_k$	$\rho_{mean}$
Alcuni valori, qualora non presenti nei profili di resistenza di cui alle tabelle seguenti, possono essere assunti:		
$f_{r,k} = 2,0 f_{t,90,k}$ (nota al § 6.1.7 dell'EC5)		
$G_{05} = 2/3 G_{mean}$ per legno massiccio di conifera e pioppo (DIN 1052:2004 tabella F.5)		
$G_{05} = 5/6 G_{mean}$ per legno massiccio di latifoglia e legno lamellare incollato (DIN 1052:2004 tabella F.7 ed F.9)		
$G_{rol,mean} = 0,10 G_{mean}$ per legno massiccio di conifera e legno lamellare incollato (DIN 1052:2004 tabella F.5 ed F.9)		

Il comportamento a rottura del legno netto, quindi privo di difetti, sottoposto a sforzi assiali di compressione risulta essere principalmente influenzato dall'angolo tra la direzione della sua fibratura e la direzione degli sforzi ad esso applicati. In particolare, il legno netto risulta presentare valori massimi di resistenza nel caso in cui sia soggetto a compressione parallela alla sua fibratura, mentre nel caso di compressione ortogonale alla sua fibratura risulta presentare valori di resistenza nettamente inferiori (circa di un ordine di grandezza inferiore); nel caso intermedio, infine, risulta presentare dei valori di resistenza, funzione dell'angolo di inclinazione degli sforzi rispetto alla direzione della sua fibratura, intermedi tra i due casi limite precedenti.



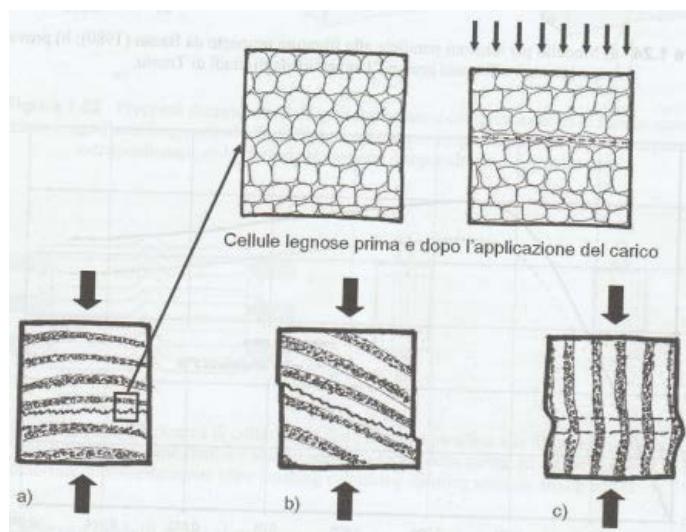
**Figura 1.17 Proprietà meccaniche del legno netto sottoposto a compressione:** a) le fibre si accorciano lungo l'asse longitudinale; b) le fibre si accorciano longitudinalmente e si schiacciano ortogonalmente; c) le fibre si schiacciano ortogonalmente al proprio asse [5].

Il motivo di tale comportamento anisotropo del legno netto soggetto a compressione risulta essere rintracciabile nella sue caratteristiche anatomiche, infatti nel caso di compressione parallela alla direzione della sua fibratura la forma di collasso del legno, osservabile a livello anatomico, risulta essere riconducibile al collasso delle sue fibre aventi funzione strutturale, le quali, a causa della loro struttura allungata, soggette a compressione s'instabilizzano, ripiegandosi su sé stesse, e con corrugamenti locali delle pareti cellulari:



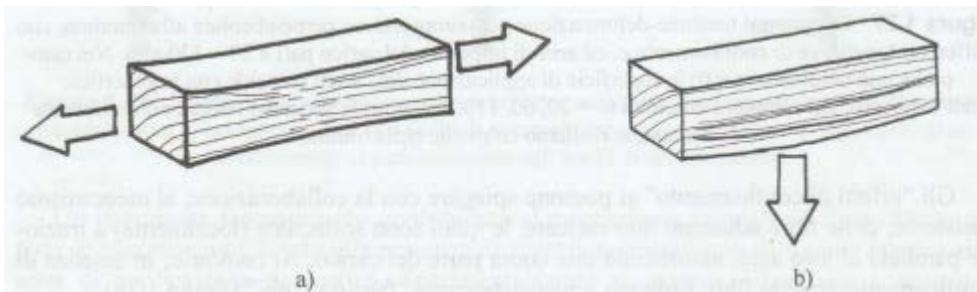
**Figura 1.18 Forma di collasso per compressione parallela alla fibratura associata all'instabilitizzazione delle fibre e/o al corrugamento delle pareti cellulari, ed alcune tipologie di rottura [5].**

Quando invece il legno netto risulta essere sollecitato ortogonalmente alla direzione della sua fibratura la forma di collasso che viene osservata a livello anatomico risulta essere associata allo schiacciamento laterale delle cellule legnose, che risulta avvenire per crisi di instabilità delle pareti laterali della cellula, fino alla completa chiusura del lume cellulare:



**Figura 1.19 Forma di collasso per compressione ortogonale alla fibratura del legno netto e rotture osservate sperimentalmente: a) parallelamente agli anelli di accrescimento; b) trasversalmente agli anelli di accrescimento; c) ortogonalmente agli anelli di accrescimento [5].**

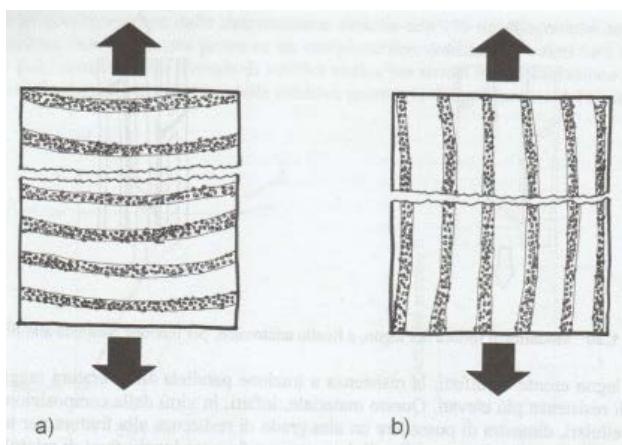
Il comportamento del legno netto soggetto a sforzi assiali di trazione risulta essere caratterizzato invece da una legge tensione-deformazione di tipo elasto-fragile, con notevoli differenze però sull'entità dei carichi di rottura in funzione dell'angolo d'inclinazione tra la direzione degli sforzi e la direzione della fibratura.



**Figura 1.20 Proprietà meccaniche del legno netto sottoposto a trazione: a) le fibre si allungano lungo il proprio asse longitudinale; b) le fibre tendono a delaminare ortogonalmente al proprio asse [5].**

Per il legno netto (assenza di difetti) la resistenza a trazione parallela alla sua fibratura risulta raggiungere valori più elevati rispetto a quelli raggiunti dal legno strutturale (presenza di difetti) infatti, in virtù della composizione delle sue pareti cellulari, dimostra di possedere un alto grado di resistenza alla frattura per trazione parallela alla fibratura, la quale, a livello anatomico, risulta manifestarsi attraverso la rottura delle pareti cellulari oppure attraverso la separazione dei tessuti a livello della lamella mediana.

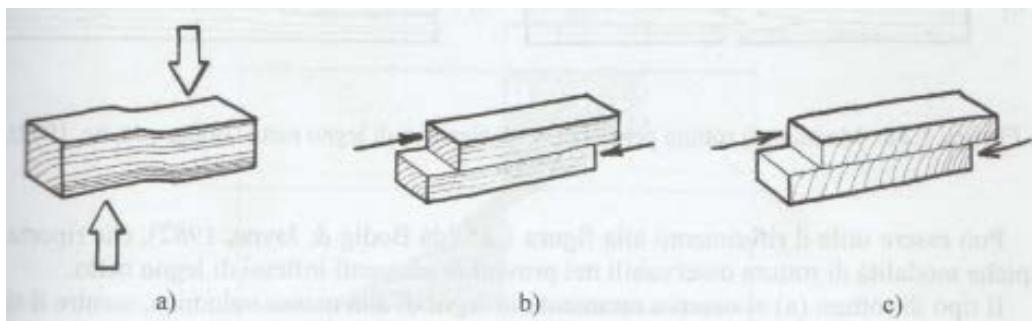
Le minori caratteristiche di resistenza offerte dal legno netto risultano essere comunque quelle relative alle sollecitazioni di trazione ortogonale alla direzione delle sue fibre ed anche in tal caso le rotture risultano avvenire a livello intralaminare oppure risultano coinvolgere le pareti cellulari, però in entrambi i casi la rottura risulta essere estremamente fragile, con il coinvolgimento improvviso di intere superfici.



**Figura 1.21 Modalità di rottura a livello macroscopico per trazione ortogonale alla fibratura: a) rottura dell'anello di legno primaticcio; b) rottura a livello dei raggi parenchimatici [5].**

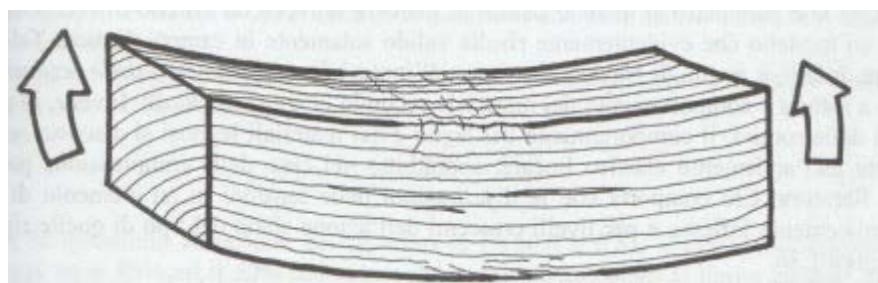
Per quanto riguarda le modalità di rottura dovute al taglio, del legno netto, esse risultano essere riconducibili solitamente a tre meccanismi di collasso:

- Rottura per taglio ortogonale alla direzione delle fibre, in cui le cellule legnose risultano tendere ad essere sollecitate perpendicolarmente al loro asse, ma comunque risulta essere una modalità di rottura che nella pratica non viene verificata quasi mai, dato che essa viene solitamente preceduta da altre modalità di rottura;
- Rottura per taglio parallelo alla direzione delle fibre, che risulta produrre uno slittamento relativo delle fibre parallelamente al loro asse longitudinale, e la cui modalità di rottura risulta essere spesso associata alla rottura per flessione;
- Rottura per rolling shear, che risulta essere una situazione associata a sollecitazioni taglienti agenti ortogonalmente alla direzione della fibratura, ma in un piano parallelo ad essa, e che risulta determinare una separazione delle fibre per rotazione di una sull'altra.



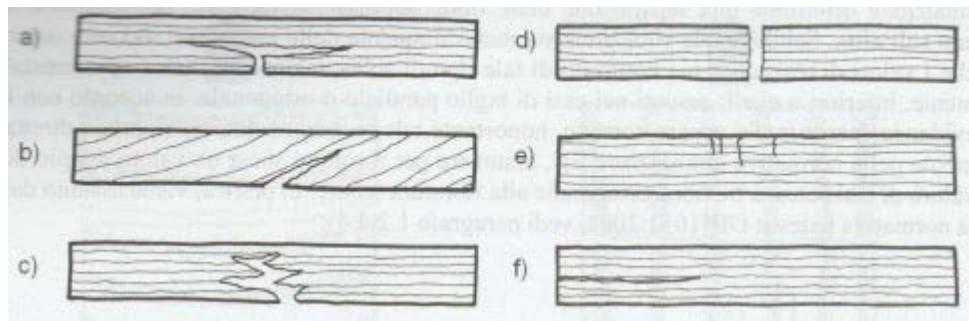
**Figura 1.22 Proprietà meccaniche del legno netto sottoposto a taglio: a) taglio perpendicolare alla direzione delle fibre; b) taglio parallelo alla direzione delle fibre; c) rolling shear [5].**

Nel caso di sollecitazioni flettenti un legno netto risulta presentare, a seconda delle circostanze, ciascuno dei meccanismi di rottura descritti precedentemente, ed addirittura, a volte, può risultare essere soggetto a più meccanismi di rottura insieme; la sezione lignea può infatti esibire una crisi per sollecitazioni di compressione parallela alla fibratura oppure per sollecitazioni di trazione parallela alla fibratura ed in prossimità dell'asse neutro (dove le tensioni tangenziali risultano presentare i valori massimi) possono verificarsi fessurazioni per taglio parallelo alla fibratura.



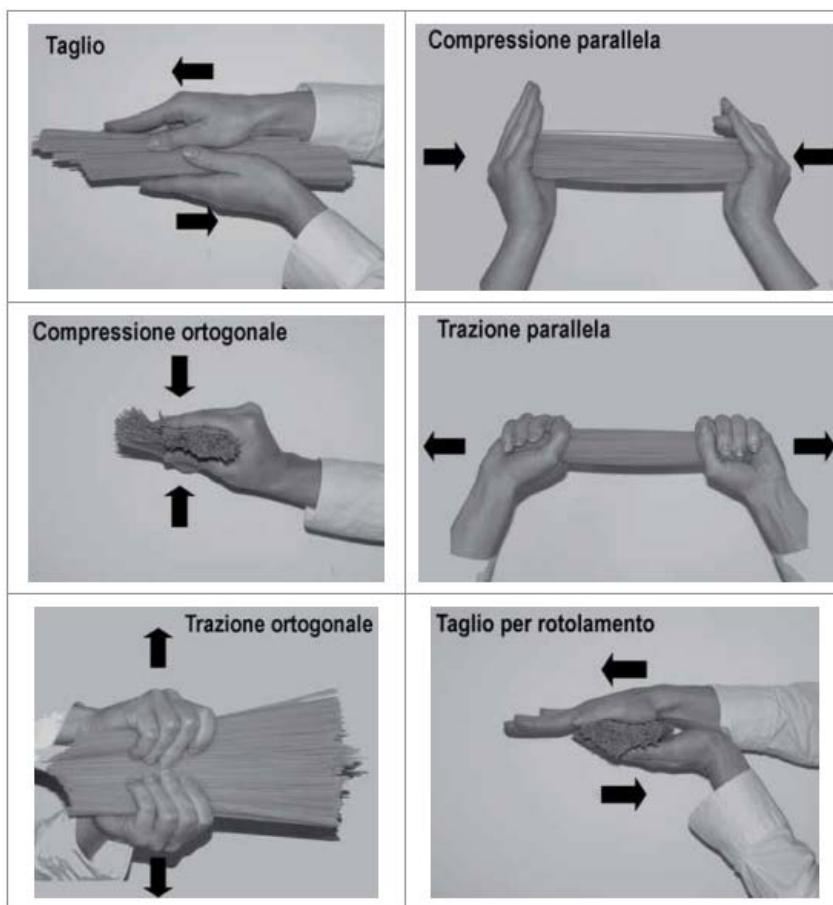
**Figura 1.23 Modalità di rottura di un elemento ligneo in flessione semplice [5].**

In particolare, sperimentalmente si possono osservare le seguenti modalità di rottura di provini di elementi inflessi di legno netto:



**Figura 1.24** Modalità di rottura per flessione di elementi di legno netto [5].

Riassumendo, per comprendere bene i meccanismi di resistenza del legno nei confronti degli sforzi assiali, taglienti e flettenti ad esso applicati risulta possibile fare un'analogia con il comportamento di un pacco di spaghetti, soggetto agli stessi sforzi. Prendendo infatti un pacco di spaghetti, immaginando che ogni singolo spaghetti risulti essere riconducibile ad una singola cellula allungata o fibra del legno, e provando a sollecitarlo nelle varie direzioni, risulta possibile comprendere meglio il comportamento del materiale legno, e quindi comprendere i profili delle resistenze indicati nelle Tabelle successive (Tabelle 1.13-1.14):



**Figura 1.25** Analogia con gli spaghetti per spiegare il comportamento anisotropo del legno [1].

- provando a far scorrere la parte superiore del pacco di spaghetti rispetto a quella inferiore ci possiamo rendere subito conto che la sua resistenza allo scorrimento risulti essere piuttosto bassa, ed allo stesso modo, il legno, sollecitato a taglio (“ $f_{v,k}$ ” nelle Tabelle) risulta mostrare dei valori di resistenza non molto elevati;
- provando a comprimere il pacco di spaghetti in direzione longitudinale possiamo osservare una sua buona resistenza, ed ugualmente, il legno, sollecitato a compressione parallela alla sua fibratura (“ $f_{c,0,k}$ ” nelle Tabelle) risulta mostrare dei buoni valori di resistenza;
- provando a schiacciare il pacco di spaghetti in direzione trasversale possiamo notare che gli spaghetti risultano offrire poca resistenza ed, alla stessa maniera, il legno sollecitato a compressione perpendicolare rispetto alla sua fibratura (“ $f_{c,90,k}$ ” nelle Tabelle) risulta mostrare dei valori di resistenza molto più bassi rispetto a quelli mostrati nei confronti della stessa sollecitazione ma in direzione parallela;
- provando a tirare gli spaghetti in direzione longitudinale possiamo notare una loro ottima resistenza, parallelamente, il legno sollecitato a trazione parallela rispetto alla sua fibratura (“ $f_{t,0,k}$ ” nelle Tabelle) risulta mostrare degli ottimi valori di resistenza;
- provando a tirare gli spaghetti in direzione trasversale possiamo notare invece che la loro resistenza risulti essere pressoché nulla ed il pacco di spaghetti risulti aprisi facilmente, ugualmente succede nel legno, pertanto la sollecitazione a trazione perpendicolare alla sua fibratura (“ $f_{t,90,k}$ ” nelle Tabelle) risulta essere il suo punto debole. Ne consegue che occorre fare particolare attenzione nella progettazione in tutte quelle situazioni in cui si verifichi l'insorgere di tensioni di trazione ortogonale alla fibratura del legno, perché possono portare a collassi repentinii e con effetti catastrofici;
- infine provando a far scorrere gli spaghetti in direzione trasversale, ma nel piano parallelo alla loro direzione, possiamo notare che la loro resistenza risulti essere molto bassa e che gli spaghetti tendino a scorrere l'uno sull'altro, allo stesso modo, anche la resistenza a taglio per rotolamento del legno risulta essere molto bassa.

## ***1.7 - Classificazione per resistenza delle specie legnose***

L'elevata variabilità naturale delle caratteristiche morfologiche e meccaniche del legno ha portato alla necessità di definire criteri e regole di classificazione in base alla resistenza di ciascuna specie legnosa, al fine di ottimizzarne gli impieghi strutturali. La classificazione secondo la resistenza di ciascuna specie legnosa risulta essere un processo di selezione attraverso il quale ogni singolo pezzo di legno risulta essere inserito in una categoria (gruppo), in modo tale da potergli attribuire valori affidabili di resistenza e rigidezza.

In particolare, le Norme relative alla classificazione secondo la resistenza delle specie legnose risultano indicare quali debbano essere le caratteristiche ed i difetti ammissibili per poter appartenere alle diverse classi di resistenza, per una data specie legnosa o gruppo di specie, e per una data provenienza geografica. La classificazione per resistenza risulta essere eseguita "a vista" o "a macchina" (la cui

norma di riferimento risulta essere la UNI EN 14081) ma comunque, in entrambi i casi, lo scopo risulta essere quello di assegnare, al singolo elemento ligneo, una categoria od una classe di resistenza (gruppo di tipi di legname aventi proprietà di resistenza simili e quindi intercambiabili), in genere armonizzate con quelle definite dalla UNI EN 338. La classificazione secondo la resistenza delle specie legnose consente pertanto di suddividere i segati in categorie od in classi di resistenza, in funzione della loro difettosità, ossia in base al tipo ed all'importanza dei difetti in essi presenti (dimensione dei nodi, inclinazione delle fibratura, spessore degli anelli di accrescimento), consentendo dunque di scegliere le specie legnose, aventi proprietà meccaniche omogenee, all'interno della stessa categoria, e di scartare quelle aventi proprietà meccaniche eccessivamente basse.

Per le esigenze di progettazione, la classificazione secondo la resistenza delle specie legnose risulta essere espressa da una serie di profili prestazionali, per le varie specie legnose più frequentemente usate nell'edilizia, inoltre il valore di riferimento che risulta essere riportato per i profili prestazionali risulta essere, o il valore medio, o più frequentemente il valore caratteristico, ovvero il valore del frattile della distribuzione assunta da una data proprietà meccanica (generalmente il quinto percentile inferiore, ovvero il 5%), determinato secondo il metodo previsto dalla UNI EN 384.

E' bene sottolineare che le regole di classificazione secondo la resistenza, delle varie specie legnose, risultano essere diverse da Paese a Paese (più precisamente da area geografica) perché risultano dipendere dalla tipologia di specie legnosa e dalla tradizione locale nella lavorazione della stessa, ovvero risultano essere calibrate sui legni di produzione locale, ma risultano seguire necessariamente gli stessi principi indicati nella norma UNI EN 14081, in modo tale da giungere a risultati molto simili fra loro. Ne consegue che ciascuna specie legnosa debba essere classificata utilizzando le regole scritte nella norma di pertinenza della propria area geografica di provenienza pertanto, ad esempio, il larice di provenienza francese risulterà essere classificato seguendo le regole, per il larice, scritte nella norma francese, mentre la douglasia di provenienza tedesca risulterà essere classificata secondo le regole, per la douglasia, scritte nella norma tedesca.

**Tabella 1.10 Assegnazione delle categorie e specie legnose alle classi di resistenza del legno strutturale secondo la UNI EN 1912 (tabella non completa) [3].**

classe di resistenza secondo EN 338	T	I	P	O	D	I	L	E	G	N	O
	categoria (norma nazionale)				specie legnosa						provenienza
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
C30	ST-I (Francia)				Abete rosso e bianco						Francia
	S13 (Germania, Austria e Repubblica Ceca)				Abete rosso e bianco, Pino silvestre, Larice						Europa centrale, del nord e dell'est
	S1 (Italia)				Douglasia (massima altezza e larghezza 100mm)						Italia (max 100mm)
	T3 (Paesi nordici)				Abete rosso e bianco, Pino silvestre, Larice						Europa del nord e del nord-est
	S0 (Slovacchia)				Abete rosso						Slovacchia
	ME1 (Spagna)				Pino laricio						Spagna
C24	ST-II (Francia)				Abete rosso e bianco, Douglasia, Pini, Pioppo, Larice						Francia
	S10 (Germania)				Abete rosso e bianco, Pino silvestre, Larice						Europa centrale, del nord e dell'est
	S10 (Germania)				Douglasia						Germania e Austria
	S2 (Italia)				Pino nero, abete rosso e bianco						Italia
	T2 (Paesi nordici)				Abete rosso e bianco, Pino silvestre, Larice						Europa del nord e del nord-est
	T2 (Paesi nordici)				Sitka spruce						Danimarca e Norvegia
	SI (Slovacchia)				Abete rosso						Slovacchia
	S10 (Slovenia)				Abete rosso e bianco						Slovenia
	ME1 (Spagna)				Pino radiato, Pino marittimo						Spagna
	SS (Regno Unito)				Pino del Paranà						Brasile
	SS (Regno Unito)				Abete bianco e rosso, Pino silvestre						Europa centrale, del nord e dell'est
	SS (Regno Unito)				Douglasia, Larice						USA e Canada
	SS (Regno Unito)				Pino pece						Caraibi
	SS (Regno Unito)				Larice						Regno Unito
	J&P Sel (Canada)				Douglasia, Larice, Abete rosso e bianco, Pino						USA e Canada
	SLF Sel (Canada)										
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...

Come si può osservare dalla Tabella soprastante (estratta dalle “Dispense del corso di Costruzioni in Legno” [3]) la categoria risulta riferirsi sempre alla Norma di classificazione specifica del paese di provenienza della specie legnosa, dato che il legno risulta classificarsi secondo Norme tarate in funzione dell’area geografica di crescita del legno stesso.

La categoria o classe di resistenza di ciascuna specie legnosa, come già precisato, risulta essere legata alla Norma di classificazione del Paese di origine della specie legnosa stessa ed, in generale, ogni Paese risulta presentare le sue sigle identificanti le varie categorie, però fortunatamente in Europa risulta esistere una norma di accordo, la UNI EN 1912, che risulta riportare la corrispondenza tra le sigle adottate nelle varie Norme di classificazione nazionali ed il sistema di classi di resistenza definite dalla UNI EN 338, ovvero risulta stabilire l’equivalenza, in termini di proprietà meccaniche, tra le specie legnose nazionali con dei tipi di specie legnose di produzione europea. Ne consegue quindi che ciascuna

specie legnosa risulti essere collocata in una determinata classe di resistenza "europea", alla quale risultino corrispondere determinate proprietà meccaniche.

Per il legname strutturale Italiano, ovvero ricavato da alberi cresciuti in Italia, la norma UNI 11035 risulta fornire sia le regole da utilizzare per effettuare la classificazione a vista dei segati, che i profili di resistenza per le varie classi di resistenza di ciascuna specie legnosa italiana, ed inoltre, per alcuni tipi di specie legnosa italiana, risulta riportare l'equivalenza con le classi di resistenza europee stabilite nel sistema UNI EN 1912-UNI EN 338.

**Tabella 1.11 Classi di resistenza per specie legnose di provenienza italiana (conifere) secondo UNI 11035 [3].**

Specie/provenienza		Abete / Italia		Pino laricio / Italia			Larice / Nord Italia		Douglasia / Italia		Altre conifere <sup>(2)</sup> / Italia		
Categoria		S2	S3	S1	S2	S3	S2	S3	S1 <sup>(1)</sup>	S2/3	S1	S2	S3
Corrispondenza classe di resistenza Europea		C24	C18	C40	C22	C14	C22	C18	C35	C22			
<i>Proprietà di resistenza in N/mm<sup>2</sup></i>													
Flessione	$f_{m,k}$	25	18	40	22	15	23	18	35	22	33	26	22
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	15	11	24	13	9	14	11	21	13	20	16	13
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	21	18	26	20	17	20	18	25	20	24	22	20
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2,6	2,6	3,2	3,0	3,0	3,6	3,6	3,2	2,9	3,7	3,7	3,7
Taglio	$f_{v,k}$	4,0	3,4	4,0	3,8	3,0	3,8	3,4	4,0	3,8	4,0	4,0	3,8
<i>Proprietà di rigidezza in N/mm<sup>2</sup></i>													
Modulo di elasticità parallelo medio	$E_{0,mean}$	11 800	10 500	15 000	12 000	11 000	12 500	11 500	15 800	13 000	12 300	11 400	10 500
Modulo di elasticità parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	7 900	7 000	10 000	8 000	7 400	8 400	7 700	11 000	8 700	8 200	7 600	7 000
Modulo di elasticità perpendicolare medio	$E_{90,mean}$	390	350	500	400	370	420	380	530	430	410	380	350
Modulo di taglio medio	$G_{mean}$	740	660	940	750	690	780	720	990	810	770	710	660
<i>Massa volumica in kg/m<sup>3</sup></i>													
Massa volumica	$p_k$	375	375	455	425	430	510	520	450	415	530	530	530
Massa volumica media	$p_{mean}$	450	450	550	520	520	610	620	540	500	575	575	575

(1) Massima altezza e larghezza 100mm.

(2) Pino silvestre, Pino nero, Pino marittimo, Pino domestico, Pino strobo, Cipresso, Cedro

**Tabella 1.12 Classi di resistenza per specie legnose di provenienza italiana (latifoglie) secondo UNI 11035 [3].**

Specie/provenienza	Castagno / Italia	Querce caducifoglie / Italia	Pioppo e Ontano / Italia	Altre latifoglie <sup>(2)</sup> / Italia
Categoria	S <sup>(1)</sup>	S	S	S
Corrispondenza classe di resistenza Europea	D24			
<i>Proprietà di resistenza in N/mm<sup>2</sup></i>				
Flessione	f <sub>m,k</sub>	28	42	26
Trazione parallela	f <sub>t,0,k</sub>	17	25	16
Trazione perpendicolare	f <sub>t,90,k</sub>	0,6	0,6	0,6
Compressione parallela	f <sub>c,0,k</sub>	22	27	22
Compressione perpendicolare	f <sub>c,90,k</sub>	7,3	11	6,3
Taglio	f <sub>v,k</sub>	4	4	2,7
<i>Proprietà di rigidezza in N/mm<sup>2</sup></i>				
Modulo di elasticità parallelo medio	E <sub>0,mean</sub>	12 500	12 000	8 000
Modulo di elasticità parallelo caratteristico	E <sub>0,05</sub>	10 500	10 100	6 700
Modulo di elasticità perpendicolare medio	E <sub>90,mean</sub>	830	800	530
Modulo di taglio medio	G <sub>mean</sub>	780	750	500
<i>Massa volumica in kg/m<sup>3</sup></i>				
Massa volumica caratteristica	p <sub>k</sub>	485	760	420
Massa volumica media	p <sub>mean</sub>	580	825	460
(1) Massima altezza e larghezza 100mm.				
(2) Faggio, Robinia, Frassino, Olmo				

Bisogna però prestare molta attenzione al fatto che non tutte le specie legnose di provenienza italiana risultano essere contemplate nella UNI EN 1912, e siccome solamente le specie legnose che risultano essere presenti nella UNI EN 1912, ovvero solamente quelle che risultano trovare corrispondenza con la classe di resistenza europea, possono essere marcate CE, e quindi essere utilizzate nella progettazione delle strutture lignee, attingendo i profili di resistenza dalla UNI EN 338, ne consegue che i profili di resistenza espressi dalla UNI 11035, per le specie legnose di provenienza italiana, non possono essere utilizzati nella progettazione delle strutture lignee, ma devono essere utilizzati i profili di resistenza presenti nella UNI EN 338, in base alle corrispondenze espresse nella UNI EN 1912.

In conclusione, per il legno massiccio, le norme UNI EN 1912 e UNI EN 338 risultano consentire di associare ad ogni tipo di legno, ossia ad un segato di dimensioni d'uso di una determinata specie legnosa, cresciuto in una determinata area geografica e classificato in una determinata categoria secondo la Norma di classificazione del paese di provenienza, una classe di resistenza europea alla quale corrisponda un certo profilo di resistenza:

**Tabella 1.13** Classi di resistenza per specie legnose di legno massiccio (conifere e pioppo) secondo UNI 338 [3].

Classe di resistenza	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50	
<i>Proprietà di resistenza in N/mm<sup>2</sup></i>													
Flessione	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	7,2	8,5	10	11,5	13	14,5	16,5	19	22,5	26	30	33,5
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$						0,40						
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	24	25	27	29	30
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,5	2,7	2,7	2,8	2,9	3,0
Taglio	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
<i>Proprietà di rigidezza in N/mm<sup>2</sup></i>													
Modulo di elasticità parallelo medio	$E_{0,mean}$	7 000	8 000	9 000	9 500	10 000	11 000	11 500	12 000	13 000	14 000	15 000	16 000
Modulo di elasticità parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	4 700	5 400	6 000	6 400	6 700	7 400	7 700	8 000	8 700	9 400	10 100	10 700
Modulo di elasticità perpendicolare medio	$E_{90,mean}$	230	270	300	320	330	370	380	400	430	470	500	530
Modulo di taglio medio	$G_{mean}$	440	500	560	590	630	690	720	750	810	880	940	1 000
<i>Massa volumica in kg/m<sup>3</sup></i>													
Massa volumica	$p_k$	290	310	320	330	340	350	360	380	390	400	410	430
Massa volumica media	$p_{mean}$	350	370	380	400	410	420	430	460	470	480	490	520

**Tabella 1.14** Classi di resistenza per specie legnose di legno massiccio (latifoglie) secondo UNI 338 [3].

Classe di resistenza	D18	D24	D27	D30	D35	D40	D45	D50	D55	D60	D65	D70	D75	D80	
<i>Proprietà di resistenza in N/mm<sup>2</sup></i>															
Flessione	$f_{m,k}$	18	24	27	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	11	14	16	18	21	24	27	30	33	36	39	42	45	48
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$						0,60								
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	18	21	22	24	25	27	29	30	32	33	35	36	37	38
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	4,8	4,9	5,1	5,3	5,4	5,5	5,8	6,2	6,6	10,5	11,3	12,0	12,8	13,5
Taglio	$f_{v,k}$	3,5	3,7	3,8	3,9	4,1	4,2	4,4	4,5	4,7	4,8	5,0	5,0	5,0	5,0
<i>Proprietà di rigidezza in N/mm<sup>2</sup></i>															
Modulo di elasticità parallelo medio	$E_{0,mean}$	9 500	10 000	10 500	11 000	12 000	13 000	13 500	14 000	15 500	17 000	18 500	20 000	22 000	24 000
Modulo di elasticità parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	8 000	8 400	8 800	9 200	10 100	10 900	11 300	11 800	13 000	14 300	15 500	16 800	18 500	20 200
Modulo di elasticità perpendicolare medio	$E_{90,mean}$	630	670	700	730	800	870	900	930	1 030	1 130	1 230	1 330	1 470	1 600
Modulo di taglio medio	$G_{mean}$	590	630	660	690	750	810	840	880	970	1 060	1 160	1 250	1 380	1 500
<i>Massa volumica in kg/m<sup>3</sup></i>															
Massa volumica	$p_k$	475	485	510	530	540	550	580	620	660	700	750	800	850	900
Massa volumica media	$p_{mean}$	570	580	610	640	650	660	700	740	790	840	900	960	1 020	1 080

## 1.8 - Metodo di calcolo e di verifica

L'obiettivo di una corretta progettazione risulta essere quello di rendere una struttura sicura e durevole nel tempo però è bene precisare fin da subito che il calcolo degli elementi strutturali, attraverso il quale vengono eseguite tutte le operazioni di progettazione e di verifica degli elementi della struttura portante, al fine di ottenere la voluta sicurezza strutturale (garantita dal rispetto delle prescrizioni riportate in Normativa), risulta essere solamente una piccola fase di tutto l'iter della progettazione dell'organismo edilizio. Chiarito ciò, e soprattutto da quanto finora illustrato, emerge chiaramente che la progettazione delle strutture di legno non può prescindere dalla conoscenza del materiale (potenzialità e carenze), delle tipologie strutturali, unitamente alla conoscenza dei collegamenti meccanici (che verranno discussi nel Cap. 2).

Il calcolo delle strutture di legno risulta essere, per certi versi, molto più semplice rispetto a quello delle strutture in calcestruzzo armato o in acciaio, però occorre prestare molta attenzione ad alcuni aspetti peculiari del "materiale" legno, che risultano essere necessari conoscere per evitare di commettere errori tali da provocare conseguenze catastrofiche. Il format delle verifiche di resistenza risulta essere comunque sempre quello tipico delle verifiche allo Stato Limite Ultimo in cui, separando le incertezze sui carichi agenti sulla struttura dalle incertezze presenti sulla resistenza dei materiali, vengono introdotti dei fattori di sicurezza moltiplicativi " $\gamma_A$ " per il valore nominale dei carichi, e dei fattori di sicurezza " $\gamma_R$ " riduttivi per il valore caratteristico delle resistenze dei materiali, imponendo successivamente la seguente disuguaglianza:

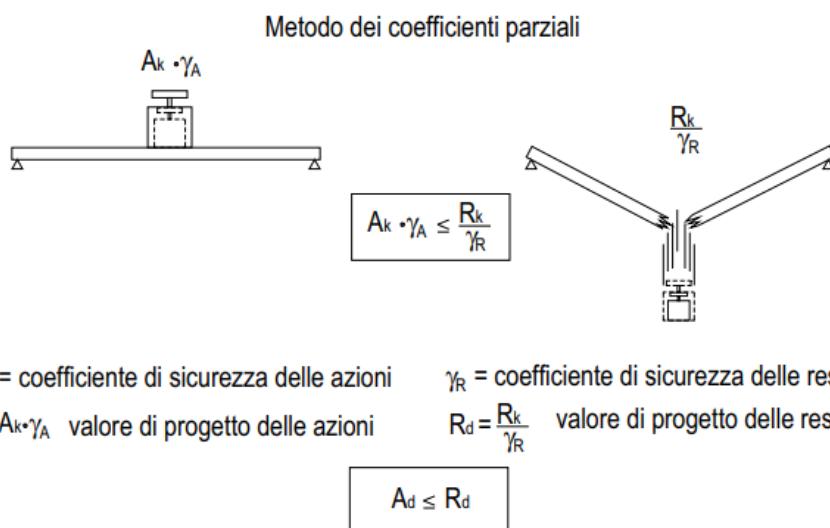


Figura 1.26 Format della verifica allo Stato Limite Ultimo [1].

Per il legno però, a differenza degli altri materiali da costruzione, come già illustrato, nel ricavare il valore di progetto delle resistenze " $R_d$ " occorre moltiplicare " $R_k/\gamma_R$ " per un ulteriore coefficiente di modifica delle resistenze " $k_{mod}$ ", che tenga conto di alcuni "aspetti peculiari" del materiale legno, quali la dipendenza della sua resistenza dalla durata dei carichi e dall'umidità in esso presente (dato che la

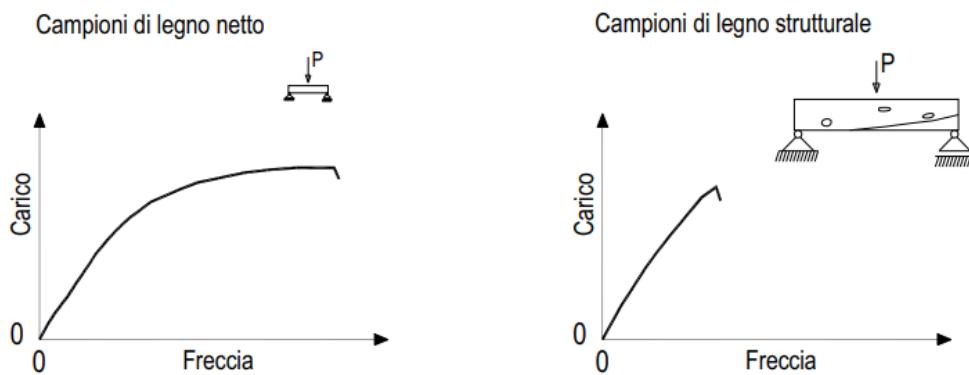
resistenza del legno diminuisce all'aumentare della durata del carico ed anche all'aumentare dell'umidità del legno); quindi il formato della verifica di resistenza allo Stato Limite Ultimo risulta diventare il seguente:

$$A_d = A_k \cdot \gamma_k \leq \frac{k_{mod} \cdot R_k}{\gamma_R} = R_d$$

Dove:

- $A_d$  = valore di progetto delle azioni;
- $A_k$  = valore caratteristico delle azioni;
- $\gamma_A$  = coefficiente parziale amplificativo delle azioni;
- $k_{mod}$  = coefficiente di modifica delle resistenze;
- $R_d$  = valore di progetto delle resistenze;
- $R_k$  = valore caratteristico delle resistenze;
- $\gamma_R$  = coefficiente parziale riduttivo delle resistenze.

C'è anche un altro aspetto da considerare per quanto riguarda la verifica allo Stato Limite Ultimo delle strutture in legno infatti, a differenza delle strutture in calcestruzzo armato o in acciaio, il calcolo risulta semplificarsi notevolmente, in quanto la verifica di resistenza degli elementi strutturali risulta essere fatta in termini di tensioni, anziché in termini di caratteristiche di sollecitazione, e ciò risulta essere dovuto al fatto che il legno strutturale, ossia gli elementi di legno in dimensione d'uso nelle strutture (ad es., per considerare un caso concreto, una trave di abete di sezione 15x20 cm e lunghezza 4,00 m), risultano presentare un comportamento a rottura di tipo fragile, ovvero un legame tensione-deformazione elastico lineare fino a rottura. La stessa cosa però non risulta essere vera nel caso di legno netto, ossia per un piccolo campione di legno esente da difetti (ad es. per considerare un caso concreto, un piccolo pezzo di abete di sezione 1,5x1,5 cm e lunghezza 10 cm), senza nodi e con la fibratura perfettamente diritta (cosa possibile per un elemento di piccole dimensioni, dato che la possibilità di trovare un difetto, come nodi o deviazioni di fibratura, risulta aumentare all'aumentare delle dimensioni dell'elemento ligneo considerato), in quanto se sottoposto ad es. ad una prova a flessione, come già visto, al crescere della sollecitazione, superato il limite elastico, risulta essere soggetto dapprima alla plasticizzazione delle fibre compresse all'estradosso ed infine alla rottura sul lembo teso all'intradosso, dopo un certo tratto di plasticizzazione. Nel legno strutturale, invece, la presenza di un difetto risulta determinare un comportamento dell'elemento ligneo, se sottoposto alla stessa prova a flessione, di tipo sostanzialmente fragile, determinato dalla rottura dell'elemento a trazione sul lembo teso, prima che possa manifestarsi la plasticizzazione delle fibre sul lembo compresso, come illustrato nel seguente grafico:



**Figura 1.27 Differenza di comportamento a rottura di campioni di legno netto e di campioni di legno strutturale [1].**

Per quanto riguarda poi il comportamento cinematico dei giunti meccanici (discussi nel Cap.2) che, generalmente, risultano essere utilizzati nella Tecnica delle Costruzioni in legno, la loro schematizzazione più comune, qualora si possa considerare la loro rigidezza flessionale trascurabile, risulta essere quella di vincolo "a cerniera", che risulta determinare uno schema strutturale isostatico per le tipologie strutturali lignee più comuni. In tali casi infatti lo schema isostatico risulta essere sufficientemente accurato per simulare con ragionevole precisione il comportamento strutturale della costruzione, mentre nel caso in cui la rigidezza flessionale dei giunti non possa essere trascurata allora si registrano delle tipologie strutturali in grado di ridistribuire le azioni interne, ovvero delle strutture iperstatiche, e nel caso di giunti con comportamento sufficientemente duttile, si può ricorrere addirittura a metodi di calcolo elasto-plastici per il calcolo delle stesse azioni interne.

In definitiva, risultano essere due le tipologie base di verifica di resistenza da dover eseguire:

- ❖ **Verifica di resistenza degli elementi strutturali e delle sezioni lignee**, da dover effettuare riferendosi alle tensioni, e per la quale dovrà essere verificato, per la sezione generica, che:

$$\sigma_d \leq f_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

Dove:

- $\sigma_d$  = tensione agente di progetto, calcolata a partire dallo schema statico e dai carichi nominali agenti, aumentati dei rispettivi coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_f$  nonché dei coefficienti di combinazione  $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$ ,  $\Psi_2$  delle azioni, che risultano essere indipendenti dal materiale con cui è costruita l'opera (acciaio, legno, c.a., etc.);
- $f_k$  = resistenza caratteristica al frattile 5% del materiale, relativa ai diversi tipi di tensione, a seconda della natura e della loro direzione rispetto a quella della fibratura del legno;
- $k_{mod}$  = coefficiente di modifica delle resistenze;

**Tabella 1.15** Valori di  $k_{mod}$  per legno massiccio, legno lamellare e pannelli di tavole incollate a strati incrociati [3].

classe di servizio	permanente	classe di durata del carico			
		lunga durata	media durata	breve durata	istantaneo
1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

- $\gamma_M$  = coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale (le prescrizioni delle NTC prevalgono su quelle dell'EC5).

**Tabella 1.16** Coefficienti di sicurezza parziali per le proprietà dei materiali  $\gamma_M$  [3].

	EC5	NTC18	
		Colonna A	Colonna B
<b>combinazioni fondamentali</b>			
materiale	$\gamma_M$	$\gamma_M$	$\gamma_M$
legno massiccio	1,30	<u>1,50</u>	<u>1,45</u>
legno lamellare	1,25	<u>1,45</u>	<u>1,35</u>
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	-	<u>1,45</u>	<u>1,35</u>
LVL, compensato, OSB, pannelli di particelle e di fibre	1,20	<u>1,40 – 1,50</u>	<u>1,30 - 1,40</u>
altri materiali a base di legno	1,30	-	
unioni	1,30	<u>1,50</u>	<u>1,40</u>
<b>combinazioni eccezionali (incendio, urti, esplosioni)</b>			
tutti i materiali e unioni	1,00	<u>1,00</u>	<u>1,00</u>

- ❖ **Verifica di resistenza dei collegamenti**, da dover effettuare riferendosi alle sollecitazioni, e per la quale, nel caso di giunti meccanici (con chiodi, spinotti, bulloni, piastre dentate, ecc.) il cui comportamento possa essere supposto elasto-plastico, a duttilità più o meno accentuata, dovrà essere verificato che:

$$S_d \leq R_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

Dove:

- $S_d$  = sforzo agente di progetto, calcolato a partire dallo schema statico e dai carichi nominali agenti, aumentati dei rispettivi coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_f$  nonché dei coefficienti di combinazione  $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$ ,  $\Psi_2$  delle azioni, che risultano essere indipendenti dal materiale con cui è costruita l'opera (acciaio, legno, c.a., etc.);
- $R_k$  = resistenza caratteristica al frattile 5% del materiale, fornita attraverso formule derivate da quelle di Johansen (1949), ognuna delle quali basata sull'ipotesi di un preciso modo di rottura della sezione;
- $k_{mod}$  = coefficiente di modifica delle resistenze;

- $\gamma_M$  = coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale (le prescrizioni delle NTC prevalgono su quelle dell'EC5).

Alle verifiche di resistenze devono, poi, accompagnarsi le verifiche agli Stati Limite d'Esercizio, che risultano ricondursi, sostanzialmente, a verifiche di deformabilità degli elementi strutturali. In particolare, nel calcolo della deformabilità risulta essere necessario considerare le deformazioni lente, dovute alla viscosità sia dei materiali che dei giunti, ed inoltre, in generale, la deformazione istantanea " $u_{inst}$ " risulta calcolarsi utilizzando il modulo di elasticità medio per il materiale, ed il modulo di scorrimento istantaneo per le unioni meccaniche.

La deformazione finale risulta pertanto ottenersi dalla seguente formula:

$$u_{fin} = u_{inst} + u_{creep} = u_{inst} \cdot (1 + \Psi_2 \cdot k_{def})$$

Dove:

- $u_{fin}$  = deformazione finale totale dell'elemento strutturale considerato;
- $u_{creep}$  = deformazione viscosa dell'elemento strutturale considerato;
- $\Psi_2$  = coefficiente definito da Eurocodice 1;
- $k_{def}$  = coefficiente che tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità, dell'umidità del materiale e delle sue variazioni.

Per ogni combinazione di carico risulta opportuno, pertanto, calcolare il contributo della deformazione relativa a ciascun carico separatamente, e poi sommare i vari contributi.

**Tabella 1.17** Valori di  $k_{def}$  per legno e prodotti a base di legno [10].

Materiale	Riferimento	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato *	UNI EN 14080	0,60	0,80	2,00
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	0,60	0,80	2,00
Compensato	UNI EN 636:2015	0,80	-	-
		0,80	1,00	-
		0,80	1,00	2,50
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	2,25	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parte 4	2,25	-
		Parte 5	2,25	3,00
		Parte 6	1,50	-
		Parte 7	1,50	2,25
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA	2,25	-
		HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA	2,25	-
		MDF.HLS	2,25	3,00

Per materiale posto in opera con umidità prossima al punto di saturazione delle fibre, e che possa essere soggetto a essiccazione sotto carico, il valore di  $k_{def}$  dovrà, in assenza di idonei provvedimenti, essere aumentato a seguito di opportune valutazioni, sommando ai termini della tabella un valore comunque non inferiore a 2,0.

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

\* I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

## 1.9 - Quadro normativo

Per la progettazione delle strutture in legno risulta possibile avvalersi delle seguenti Normative, nazionali ed europee, ed istruzioni:

- **Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018)**, che risultano essere delle Norme nazionali ma che però contengono solamente poche pagine relative alla progettazione delle strutture in legno, e quindi non risultano essere sufficienti per la loro progettazione, ma dalle quali debbono prendersi i valori dei coefficienti di sicurezza;
- **Circolare alle NTC2018**, che però aggiunge poche pagine a quelle già presenti nelle NTC2018;
- **CNR DT 206-R1/2018**, che risultano essere delle istruzioni contenenti tutte le formule di calcolo e di verifica, per le strutture in legno, non presenti nelle NTC2018, e che ne costituiscono un documento applicativo di corredo;
- **Eurocodice 5 (EC5)**, che risulta essere un documento normativo europeo per la progettazione delle strutture in legno, e che risulta essere, ad oggi, il documento esistente più completo per la progettazione delle strutture in legno, ed il cui utilizzo ed applicazione non risulta essere in contrasto con le NTC2018, salvo che per i valori dei coefficienti di sicurezza che dovranno essere sempre presi dalle NTC2018 (cioè dovranno essere sempre stabiliti dalle Autorità Nazionali).

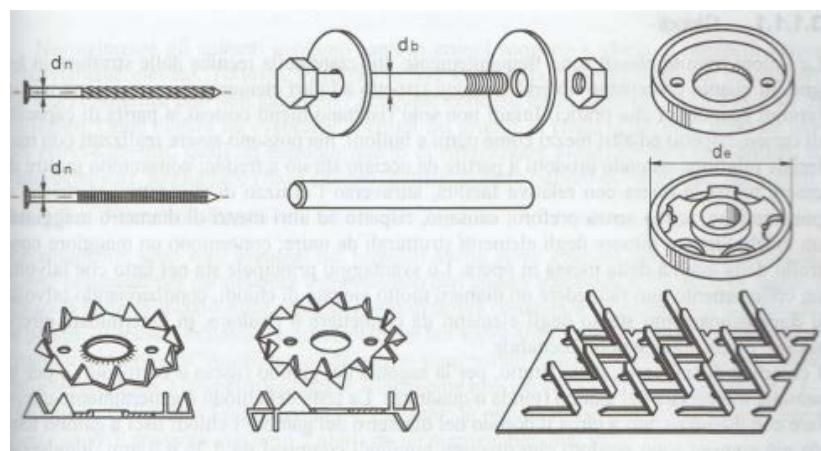
## 2 - Unioni meccaniche

### 2.1 - Tipologie di unioni meccaniche

Le unioni nelle strutture di legno risultano rivestire un ruolo fondamentale in quanto la loro corretta progettazione e realizzazione risulta determinare il corretto funzionamento e la durata di vita della struttura lignea stessa. Risultano avere infatti un'influenza determinante su diversi aspetti della struttura, come sul suo comportamento strutturale, sulla sua resistenza sismica, sulla sua resistenza al fuoco ed infine sulla sua durabilità. Spesso le possibili modalità di collegamento risultano diventare fondamentali proprio nella scelta del sistema costruttivo da adottare, anche in funzione dell'ottimizzazione delle fasi di trasporto e montaggio della struttura.

Le tecniche di connessione tra gli elementi lignei, comunemente utilizzate, risultano differenziarsi sia per il tipo di sollecitazione cui risultano essere sottoposte in fase di esercizio, sia per i materiali utilizzati per la loro realizzazione. In particolare, le unioni meccaniche, nelle quali la trasmissione degli sforzi risulta avvenire attraverso l'inserimento di elementi metallici, risultano essere di gran lunga il sistema più utilizzato per il collegamento dei vari componenti strutturali, soprattutto nella realizzazione di edifici a struttura di legno, ed in funzione della tipologia di connettore adottato risultano essere, a loro volta, divise in due sottoinsiemi:

- **unioni meccaniche con connettori metallici a gambo cilindrico**, in cui ricadono le unioni con chiodi, spinotti, bulloni e viti;
- **unioni meccaniche con connettori metallici di superficie**, in cui ricadono le unioni con connettori ad anello, a caviglia, piastre chiodate e piastre dentate.



*Figura 2.1 Collegamenti meccanici classici nella tecnica costruttiva lignea: chiodi, bulloni e perni, vari tipi di caviglie brevettate, piastre dentate e piastra punzonata [5].*

A differenza delle unioni delle strutture realizzate con altri materiali edili, come il calcestruzzo armato e l'acciaio, le unioni meccaniche nelle strutture in legno risultano essere delle unioni semi-rigide, ossia a livello di nodo strutturale risultano presentare un comportamento intermedio fra la cerniera e l'incastro.

### ***2.1.1 - Unioni meccaniche con connettori metallici a gambo cilindrico***

Gli elementi di collegamento (connettori) a gambo cilindrico risultano essere utilizzati molto spesso nelle unioni meccaniche delle strutture di legno, in quanto consentono di risolvere diverse problematiche nella connessione degli elementi strutturali, risultano essere generalmente di facile posa, ed inoltre riescono a conferire alla struttura nel suo insieme degli ottimi livelli di duttilità e di capacità dissipativa, in funzione del loro diametro e del loro numero complessivo.

Le unioni tramite i "chiodi" risultano essere frequentemente utilizzate nella Tecnica delle Costruzioni in legno in quanto risultano presentare diversi vantaggi rispetto ad altri elementi di connessione, sia in termini economici che pratici. Infatti non solo risultano essere meno costosi, a parità di capacità portante, rispetto ad altri connettori come perni e bulloni, ma risultano anche essere realizzati con materiale migliore, essendo prodotti a partire da acciaio stirato a freddo; inoltre consentono di essere messi in opera con estrema facilità, attraverso l'utilizzo di chiodatrici elettriche o pneumatiche, anche senza preforo e risultano causare, rispetto ad altri mezzi aventi diametro maggiore, un indebolimento minore degli elementi strutturali da unire. Lo svantaggio principale risulta essere però il fatto che talvolta un collegamento possa richiedere un numero molto elevato di chiodi, condizionando di fatto il dimensionamento stesso degli elementi da connettere (dovendo rispettare le distanze minime tra i chiodi prescritte da Normativa).

I chiodi risultano distinguersi, innanzitutto per la sagoma del gambo (liscio o corrugato) e per la sezione trasversale del gambo stesso (tonda o quadrata), inoltre risultano presentare una testa generalmente di diametro doppia rispetto al diametro del gambo, il quale risulta presentare nel caso di chiodo liscio a gambo tondo, comunemente, dei diametri nominali compresi tra 2,75 mm e 8 mm e lunghezze tra 40 e 200 mm. Infine essi risultano presentare una tensione di rottura  $f_u \geq 600 \text{ N/mm}^2$ .

E' bene sottolineare però che a tali chiodi si affiancano anche i "chiodi ad aderenza migliorata", che risultano presentare scanalature che oltre a migliorare il comportamento a taglio degli stessi, ne risulta garantire anche una maggiore efficacia nei confronti delle sollecitazioni di estrazione, richiedendo quindi una minore lunghezza di ancoraggio degli stessi.



**Figura 2.2** A partire dall'alto: chiodi lisci, chiodi elicoidali e chiodi a rilievi tronco-conici [1].

Gli “spinotti” o “perni d'acciaio” risultano essere degli elementi cilindrici aventi superficie completamente liscia, talvolta dotati di una leggera rastremazione ad un estremo per permettere un inserimento più agevole all'interno dei fori predisposti nel legno o nell'acciaio. La foratura nel legno deve essere effettuata con diametro pari al diametro degli spinotti, i quali pertanto dovranno essere inseriti a forza all'interno delle parti lignee da congiungere, mentre il foro in una eventuale piastra deve avere un diametro pari a quello dello spinotto aumentato di 1 mm, e non deve essere effettuato contemporaneamente alla foratura degli elementi in legno. Gli spinotti risultano presentare diametri compresi tra 8 ed i 30 mm.

Normalmente gli spinotti risultano essere utilizzati in unioni soggette a sforzi di taglio di valore relativamente elevato, però l'utilizzo di soli spinotti può non garantire l'adeguato contatto tra le superfici degli elementi da collegare, e pertanto, onde evitare un'eventuale apertura del giunto, risulta essere necessario adottare idonei provvedimenti, quali ad esempio quello di rimpiazzare alcuni spinotti con dei “bulloni” o aggiungere almeno quattro bulloni di “chiusura” del giunto.

A tali spinotti si affiancano anche i cosiddetti “perni speciali autoforanti”, appositamente progettati per connessioni legno-acciaio con piastre interne agli elementi di legno, che risultano essere dotati di una lama d'acciaio sulla punta in grado di forare contemporaneamente sia il legno che le piastre d'acciaio. Ne consegue che le fasi di “foratura” (legno e acciaio) e di “inserimento” del perno risultino essere ricondotte ad un unico momento della lavorazione, comunque le piastre metalliche che possono essere forate risultano essere di spessore massimo di 5 mm.



**Figura 2.3** A partire dall'alto: spinotto, spinotto auto-forante [1].

I “bulloni” da carpenteria risultano essere degli elementi cilindrici in acciaio, filettati ad un'estremità, dotati di teste e dadi, aventi un diametro compreso tra 8 ed i 30 mm. La foratura nel legno, e nella eventuale piastra di acciaio, deve essere effettuata con diametro pari al diametro del bullone, aumentato di 1 mm, inoltre i bulloni devono essere serrati immediatamente dopo la loro messa in opera, in modo tale da garantire un adeguato contatto tra gli elementi lignei da unire. In particolare, il serraggio deve essere effettuato utilizzando i dadi, ed utilizzando le rondelle, poste sia tra la testa del bullone ed il legno, sia tra il dado ed il legno stesso. Le rondelle normalmente presentano spessori non inferiori a “ $0,3 \cdot d$ ” e diametro non inferiore a “ $3 \cdot d$ ”, essendo “ $d$ ” il diametro nominale del bullone.



**Figura 2.4** A partire dall'alto: bullone, barra filettata. A destra rondella per legno [1].

Le differenze fondamentali tra i bulloni e gli spinotti risultano essere pertanto che:

- Le deformabilità risultano essere differenti soprattutto per il fatto che gli spinotti, a differenza dei bulloni, risultano essere inseriti in fori calibrati, pertanto una struttura realizzata attraverso unioni bullonate risulterà essere in generale meno rigida di un'analogia struttura realizzata con spinotti nelle unioni;
- La resistenza ultima delle connessioni realizzate con bulloni risulta essere determinata sia dalla resistenza a taglio dell'elemento cilindrico e dal rifollamento del legno, sia da un ulteriore contributo dovuto al cosiddetto “effetto fune” (effetto non presente nel caso degli spinotti).

Indipendentemente da ciò, sia utilizzando i perni che utilizzando i bulloni risulta possibile realizzare unioni sottoposte a carichi elevati, con assemblaggi a più piani di taglio, attraverso l'inserimento di un numero limitato di connettori passanti, però, rispetto alle unioni chiodate, l'utilizzo di spinotti e/o bulloni risulta comportare costi più elevati, in ragione di un maggior tempo di esecuzione e di un maggior controllo della messa in opera, ed infine risulta determinare un sensibile indebolimento delle sezioni lignee nella zona di collegamento.



**Figura 2.5** A partire dall'alto: vite a testa esagonale, vite a testa svasata [1].

Le “viti” da legno normalizzate risultano essere elementi caratterizzati da specifiche geometrie e proprietà meccaniche, definite da diverse Normative; in particolare, le parti comuni caratterizzanti una generica vite risultano essere:

- Testa avente caratteristiche geometriche diverse, in funzione del tipo di dispositivo di fissaggio utilizzato;
- Parte del gambo non filettata pari a circa il 40% della lunghezza totale del gambo;
- Restante parte del gambo filettata.

Il diametro nominale delle viti, nel caso di viti a testa esagonale, risulta variare nell’intervallo 8-20 mm, mentre nel caso di viti a testa piatta o tonda, risulta variare nell’intervallo 4-10 mm, e le loro lunghezze normalmente reperibili in commercio risultano variare da 25 mm a 400 mm. Le viti devono necessariamente essere inserite in sedi preforate, effettuando un primo preforo con diametro pari al diametro del gambo liscio ed un secondo preforo con diametro pari al 70% del diametro del filetto, inoltre la profondità di penetrazione delle viti deve essere uguale ad almeno 4 volte il loro diametro, e devono essere sempre inserite con una rondella che, per le viti a testa svasata, risulta presentare un’apposita forma tronco-conica; comunque tutte le viti devono essere sempre inserite mediante avvitatori e non battute o conficcate a forza, altrimenti si pregiudicherebbe seriamente la resistenza del collegamento.



**Figura 2.6** Vite auto-forante [1].

A fianco di tali viti, risultano esserci anche le “viti auto-filettanti” (o “auto-foranti”), la cui messa in opera non necessita dell’esecuzione del preforo, che risultano essere prodotte attraverso un processo di indurimento che risulta tener conto della forma del filetto, e caratterizzate da valori più elevati del momento di snervamento.

In particolare, le viti auto-foranti risultano essere delle particolari viti a testa svasata (possono avere comunque anche testa esagonale) dotate di un particolare intaglio longitudinale in punta, che risulta consentire di inserire la vite nel legno senza la necessità di effettuare il preforo e senza quindi la possibilità di formazione di spaccature nel legno (che si verificherebbero sicuramente nel caso di inserimento di una vite normale senza preforo), e dotate di una parte elicoidale all'inizio della parte filettata che risulta facilitare l'inserimento della parte liscia del gambo. Risultano presentare diametri variabili dai 3 ai 12 mm e lunghezze fino ai 600 mm; nella pratica vengono molto utilizzate nei sistemi costruttivi a pannelli portanti a strati incrociati (X-Lam), per il collegamento di tutti i pannelli delle pareti e dei solai, consentendo un montaggio veloce e preciso:



**Figura 2.7** Viti auto-foranti per collegamento solaio-pareti in un edificio a pannelli portanti [1].

Un altro particolare tipo di viti sono le “viti a doppio filetto”, che risultano essere delle viti dotate di doppia filettatura, intervallate da una parte liscia dello stelo. Risultano presentare diametri variabili dai 6,5 agli 8,2 mm e lunghezze variabili dai 130 ai 300 mm, inoltre il passo diverso fra i due tratti filettati risulta consentire pertanto di serrare fra loro gli elementi lignei da collegare, introducendo degli stati di compressione fra i pezzi stessi. Tale tipologia di viti risulta consentire dunque di risolvere un grande numero di casi specifici di collegamento di elementi strutturali di legno, dal collegamento fra travi principali e secondarie, al serraggio di elementi da incollare, al rinforzo strutturale di travi con intagli o fori.



**Figura 2.8** Vite a doppio filetto [1].

## 2.1.2 - Unioni meccaniche con connettori metallici di superficie

L'utilizzo di connettori metallici di superficie risulta consentire il trasferimento, nell'elemento ligneo connesso, di grandi sollecitazioni di taglio, grazie proprio all'aumento della superficie di contatto con il legno.

In particolare, i connettori metallici di superficie risultano essere generalmente realizzati mediante un foro interno all'elemento ligneo, per l'inserimento di un bullone di serraggio avente l'unica funzione di impedire l'apertura del giunto stesso, mentre la resistenza a taglio del giunto risulta essere assicurata unicamente dal contatto fra il connettore ed il legno.

Gli "anelli", che risultano trovare applicazione solamente nel caso di unioni legno-legno, e le "caviglie", che invece risultano essere utilizzate sia in unioni legno-legno che in unioni acciaio-legno, risultano essere elementi metallici circolari utilizzati frequentemente nelle unioni a due piani di taglio. Il loro diametro risulta essere compreso tra i 60 ed i 260 mm, e la loro forma risulta essere sempre circolare in quanto essi risultano venire montati in alloggiamenti ricavati tramite una macchina fresatrice particolare, che risulta consentire anche la realizzazione di un foro concentrico per l'introduzione di un bullone di serraggio. Nel dettaglio, le unioni tramite anelli e/o caviglie risultano essere realizzate attraverso le seguenti fasi:

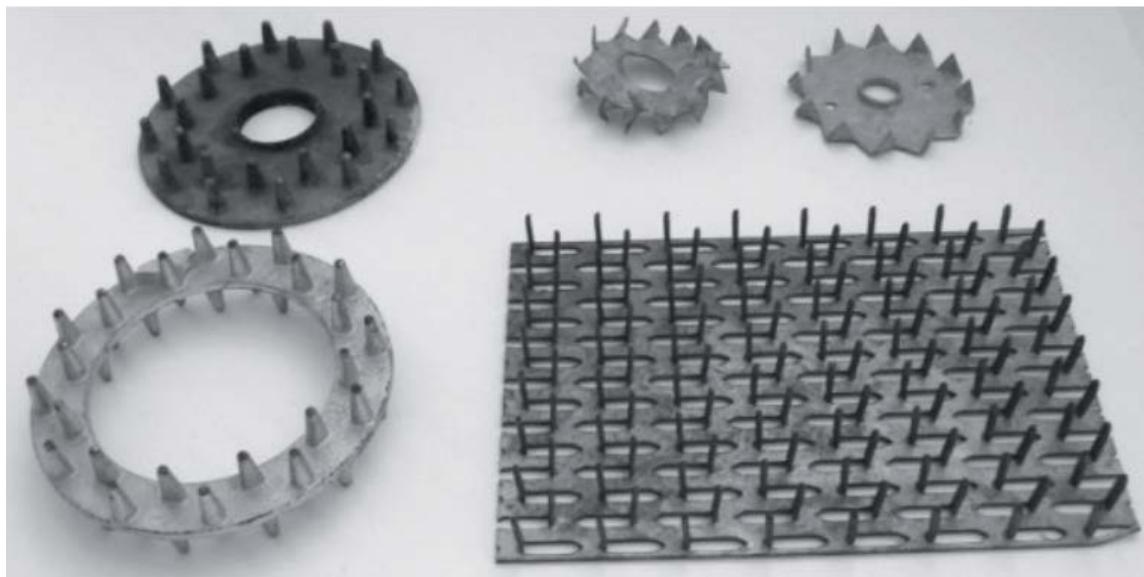
- Foratura del legno per l'inserimento del bullone e fresatura del legno per l'inserimento del connettore (anello o caviglia);
- Posizionamento del connettore all'interno dell'alloggiamento creato tramite la fresatura e sovrapposizione degli elementi lignei da unire;
- Inserimento dei bulloni (o in alcuni casi, delle viti a testa esagonale) nei fori e serraggio degli stessi.

I connettori ad anello risultano essere realizzati, solitamente, in leghe di acciaio o di alluminio, attraverso un processo di laminazione a caldo o a freddo, oppure per fusione, inoltre la loro forma risulta essere quella di una porzione di tubo, in cui i bordi risultano essere rastremati per consentire l'alloggiamento all'interno della fresatura circolare realizzata nella parte lignea.

I connettori a caviglia risultano essere realizzati, solitamente, in leghe di acciaio, di alluminio o ghisa, attraverso un processo di fusione, e la loro forma risulta essere, generalmente, quella di una piastra circolare, dotata di un foro principale per l'inserimento di un bullone, di due fori laterali per l'inserimento di chiodi o viti supplementari, e di flange laterali per l'inserimento nella fresatura circolare della parte lignea.

L'utilizzo di unioni con anelli e caviglie risulta presentare alcuni vantaggi rispetto ai più tradizionali mezzi di unione, in quanto risultano consentire di trasmettere carichi unitari elevati, e risultano assemblarsi con relativa facilità (a condizione però che le fasi di fresatura e di foratura risultino essere fatte in officina). Lo svantaggio però dell'utilizzo di tali unioni risulta essere quello di richiedere una superficie maggiore nel

legno, rispetto ad altri mezzi di unione, ed il fatto che la loro realizzazione risulti produrre un indebolimento considerevole degli elementi lignei da giuntare.



**Figura 2.9** Connettori a piastra dentata monogrippanti e bigrippanti di diversa fabbricazione [1].

Le "piastre dentate" risultano essere degli elementi metallici aventi diverse forme geometriche (ovale, circolare, quadrata), utilizzate normalmente nelle unioni a due piani di taglio, sia nel caso di unioni legno-legno, sia nel caso di acciaio-legno. Si differenziano tra di loro per la forma e per le tipologie di elementi sporgenti (denti o cunei) che risultano andare ad inserirsi nel legno, inoltre nel caso di piastre circolari il loro diametro risulta variare da i 38 ai 165 mm.

Rispetto agli anelli, le piastre dentate non risultano richiedere necessariamente un'operazione preliminare di fresatura, poiché la piastra risulta venire semplicemente pressata in modo tale che i denti, di cui risulta essere fornita, risultino penetrare all'interno degli elementi lignei.

I connettori a piastra dentata risultano essere realizzati, solitamente, in leghe in acciaio a basso tenore di carbono, attraverso un processo di stampaggio a caldo o a freddo, oppure per fusione, inoltre i denti risultano essere, di solito, i lembi seghettati della piastra piegati verso l'alto (detti Bulldog) oppure dei cunei che risultano fuoriuscire dalla superficie della piastra (detti Geka), e posso essere presenti su entrambi i lati (doppi o bilaterali) oppure su un solo lato (semplici o monolateral). In particolare, i connettori con denti o cunei presenti solo su un lato risultano essere utilizzati, generalmente, per le unioni legno-acciaio, ed in tal caso la superficie liscia risulta essere unita alla piastra metallica tramite un bullone passante.

L'operazione di assemblaggio, molto più agevole rispetto al caso di connettori ad anello, risulta consistere semplicemente nella foratura del legno per l'inserimento del bullone, nel posizionamento della piastra tra gli elementi da unire, e nell'inserimento forzato del connettore (a pressione) nel legno; e poiché la pressione da imprimere sulle superfici da unire risulta essere piuttosto elevata allora l'operazione di

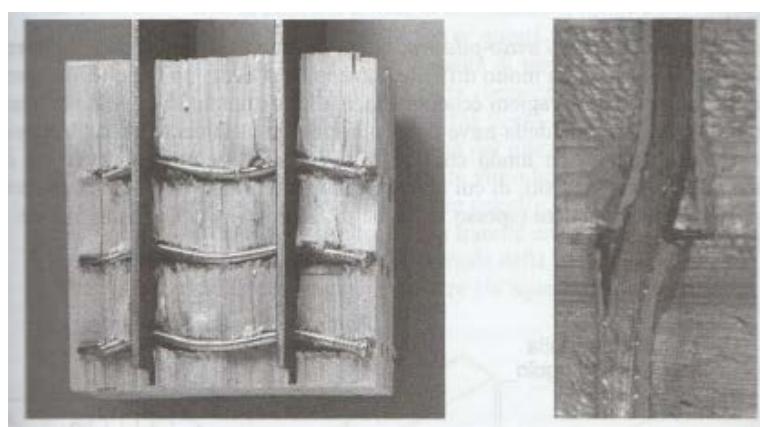
inserimento forzato del connettore dovrebbe risultare essere effettuata esclusivamente in officina, per mezzo di una pressa idraulica.

## ***2.2 - Modi di rottura dei connettori metallici a gambo cilindrico: Teoria di Johansen***

I criteri attraverso i quali il progettista risulti scegliere la tipologia di unione più adatta alla situazione in esame possono essere di natura statica, ovvero considerando l'efficienza dal punto di vista meccanico, economica, costruttiva, ossia tenendo in conto della semplicità, praticità e velocità della sua messa in opera. Ovviamente, per quanto concerne la caratterizzazione dei connettori sotto l'aspetto del loro comportamento meccanico, risulta essere bene sottolineare che le modalità di trasmissione delle sollecitazioni, e quindi anche le modalità di rottura delle varie unioni, risultano differenziarsi notevolmente tra le diverse tipologie di unione, e pertanto a tali differenti comportamenti a rottura dovranno adeguarsi anche le modalità di calcolo.

Nella pratica costruttiva, per collegare tra loro elementi strutturali lignei mediante sistemi meccanici, risultano essere utilizzati quasi sempre collegamenti che risultano far ricorso ad un certo numero di elementi metallici singoli e/o a piastre metalliche, la cui scelta risulta essere fatta in funzione delle caratteristiche statiche e cinematiche per cui il collegamento risulta essere stato progettato (le unioni flessibili risultano essere di più facile realizzazione rispetto alle unioni rigide).

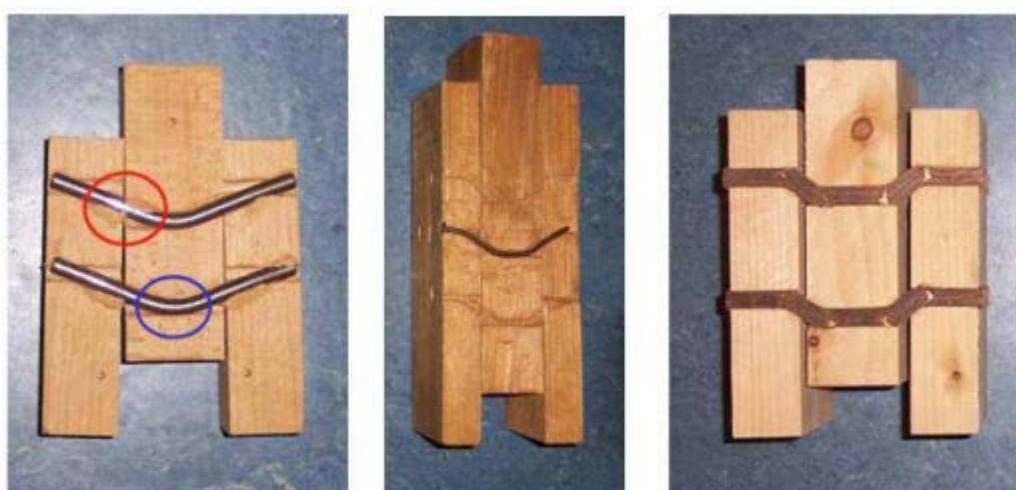
In particolare, nel caso di sistemi di connessione di tipo “puntuale”, attraverso elementi metallici a gambo cilindrico, la resistenza del collegamento risulta essere legata al rifollamento delle pareti lignee del foro, ossia all’ovalizzazione del foro a causa delle pressioni di contatto, in conseguenza dell’azione meccanica esercitata dagli elementi metallici sul legno, ed allo snervamento del gambo di acciaio del connettore.



***Figura 2.10 Comportamento delle connessioni lignee a gambo cilindrico, con formazione di una o più cerniere plastiche e contemporaneo rifollamento del legno, nel caso di unione legno-acciaio e legno-legno [5].***

Per la determinazione della resistenza del singolo mezzo di collegamento, a partire dalle principali grandezze meccaniche e geometriche degli elementi che lo costituiscono, risulta essere ormai consolidato il ricorso alla formulazione, nota come “european yield model”, proposta da Johansen, basata sull’analisi limite del collegamento elementare, considerando un comportamento rigido-plastico dei materiali coinvolti nel meccanismo di rottura (legno e metallo). In altre parole, il calcolo della capacità delle unioni meccaniche realizzate attraverso elementi metallici di collegamento a gambo cilindrico risulta essere effettuato mediante la “Teoria plastica di Johansen”, con la quale risulta possibile calcolare la capacità portante dell’unione meccanica in funzione delle varie modalità di rottura del giunto, caratterizzate da un minore o maggiore comportamento duttile dello stesso, in funzione del rapporto tra la resistenza a rifollamento del legno ed il momento di snervamento dell’elemento metallico di collegamento.

Come anticipato, le evidenze sperimentali risultano mostrare che alcuni dei meccanismi di rottura, che risultano verificarsi in una connessione lignea con connettori metallici a gambo cilindrico, risultano essere associati a fenomeni di rifollamento, cioè a notevoli deformazioni localizzate, di una delle parti lignee connesse e di snervamento (a flessione) del gambo del connettore metallico, con formazione di una o più cerniere plastiche (ovvero zone ristrette in cui risultano concentrarsi le deformazioni e le rotazioni).

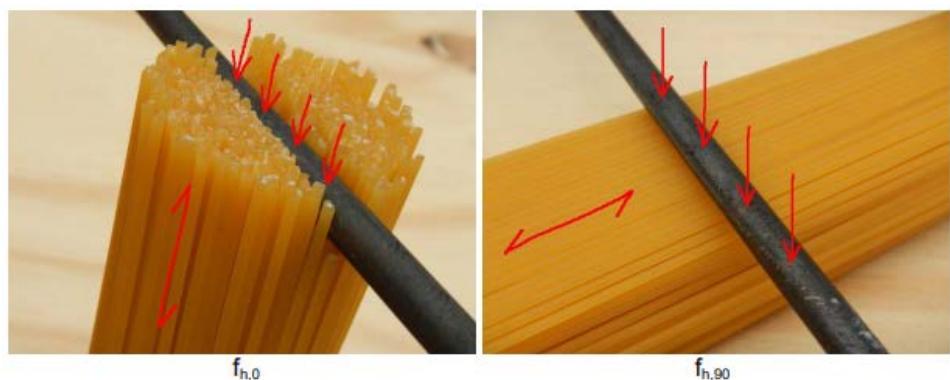


**Figura 2.11 Comportamento delle connessioni lignee a gambo cilindrico, con formazione di una o più cerniere plastiche e contemporaneo rifollamento del legno [6].**

In particolare, la resistenza a rifollamento, determinante la crisi del legno, risulta essere una caratteristica meccanica del legno indicante uno stato di sforzo limite per il materiale, determinato dallo schiacciamento localizzato delle fibre legnose, per effetto del carico concentrato del connettore sulle pareti lignee del foro di alloggiamento, con conseguente messa fuori servizio della connessione, proprio a causa delle deformazioni plastiche causanti l’ovalizzazione del foro.

La resistenza al rifollamento del legno risulta variare sensibilmente in funzione di alcune caratteristiche geometriche e meccaniche del materiale, come la massa volumica caratteristica del legno (non la massa volumica media del legno perché la resistenza a rifollamento del legno risulta essere utilizzata nelle

verifiche agli SLU), che risulta essere direttamente correlata alla resistenza alla compressione ortogonale alla fibratura, il diametro del connettore, e la direzione della forza applicata rispetto alla direzione della sua fibratura.

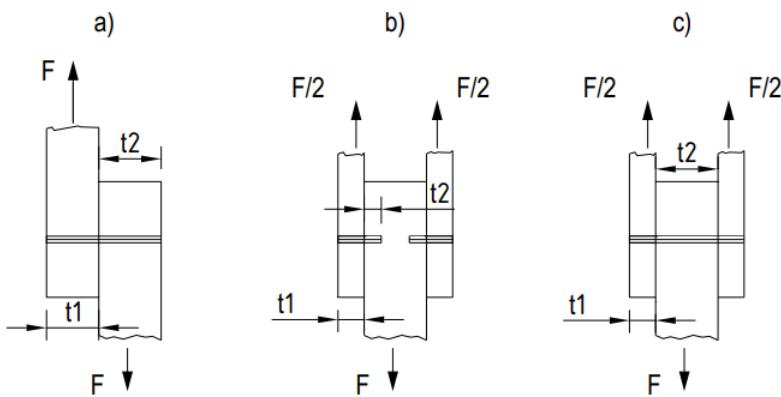


**Figura 2.12 Resistenza a rifollamento parallela alla fibratura ed ortogonale alla fibratura [3].**

In particolare, la resistenza a rifollamento del legno risulta essere nient'altro che una compressione localizzata pertanto, a differenza della resistenza a compressione classica, risulta assumere valori superiori, in quanto, essendo localizzata, ne risente del beneficio della partecipazione delle zone laterali all'impronta non caricate (effetto di confinamento). Risulta importante notare però che il legno risulta avere grande capacità di ripartizione dei carichi parallelamente alla fibratura, avendo in tale direzione rigidezza massima, e scarsissima capacità di ripartizione in direzione ortogonale, dove presenta la rigidezza minima, ne risulta conseguire che la resistenza a rifollamento ortogonale alla fibratura risulta essere solo di poco inferiore alla resistenza a rifollamento parallela alla fibratura, a dispetto della forte differenza di resistenza a compressione semplice fra la direzione ortogonale e parallela alla fibratura.

Invece il momento di snervamento, indicante la crisi dei connettori metallici, risulta essere determinato in funzione del diametro del connettore e della classe di resistenza dell'acciaio utilizzato.

Nelle unioni meccaniche realizzate mediante connettori metallici a gambo cilindrico vengono, in particolare, definiti i piani di taglio come il numero di sezioni efficaci (resistenti) per ciascun connettore; di regola, le unioni aventi un unico piano di taglio devono essere utilizzate in configurazioni simmetriche rispetto all'elemento da collegare, come mostrato nella figura sottostante:



**Figura 2.13 Unione ad un piano di taglio (a, b) e a due piani di taglio (c) [1].**

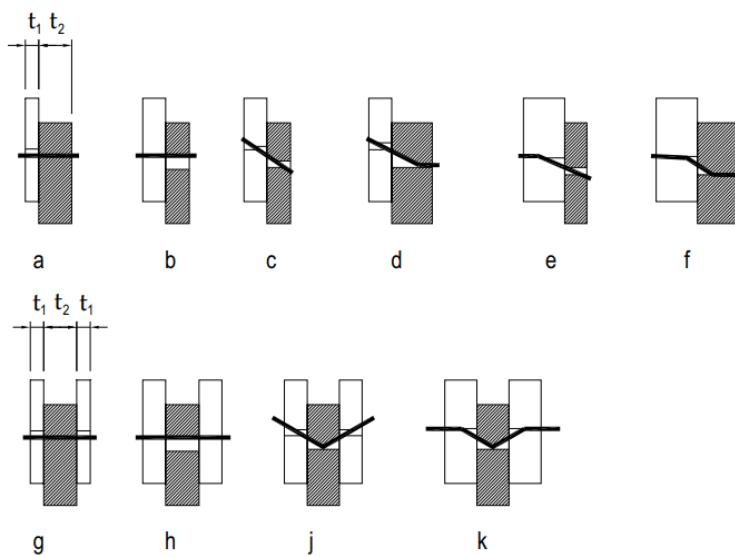
L'approccio proposto per la prima volta da Johansen nel 1949, attraverso il quale risulta possibile determinare le equazioni della capacità portante della connessione realizzata con connettori a gambo cilindrico, mediante semplici considerazioni di equilibrio allo stato limite, facendo l'ipotesi di comportamento rigido-plastico per entrambi i materiali (legno e acciaio), risulta essere alla base del calcolo della resistenza dei collegamenti di diverse Normative tecniche sia nazionali che internazionali. In tali Normative le equazioni di Johansen risultano essere riportate in funzione delle principali grandezze geometriche e meccaniche, per unioni ad un piano di taglio (cioè il connettore risulta attraversare due elementi) o a due piani di taglio (ovvero il connettore risulta attraversare tre elementi), per unioni legno-legno, ossia con elementi lignei collegati tra loro per mezzo di elementi metallici a gambo cilindrico, e per unioni legno-acciaio, ovvero con elementi lignei collegati a piastre metalliche per mezzo degli stessi elementi metallici a gambo cilindrico.

A conferma di quanto suddetto, entrando nel dettaglio del calcolo della capacità resistente dell'unione attraverso la Teoria di Johansen, risulta possibile notare, nelle formule relative alle varie modalità di rottura dell'unione meccanica stessa, i seguenti termini:

- resistenza caratteristica a rifollamento “ $f_{h,k}$ ” del legno (funzione della massa volumica caratteristica “ $p_k$ ” e del diametro dell'elemento metallico di collegamento “ $d$ ”);
- momento di snervamento dell'acciaio “ $M_{y,k}$ ” (funzione della resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio “ $f_u$ ,”  $k$  e del diametro dell'elemento metallico di collegamento “ $d$ ”);
- diametro dell'elemento metallico di collegamento “ $d$ ”;
- spessori degli elementi legni da collegare (e della piastra metallica nelle unioni legno-acciaio);
- diametro della testa dell'elemento metallico di collegamento;
- profondità di penetrazione nel secondo legno.

I modi di rottura che possono aver luogo in un collegamento risultano essere sostanzialmente i seguenti:

- **MODO I**: determinato dal rifollamento di una delle parti lignee connesse;
- **MODO II e III**: definito dal rifollamento di una delle parti lignee connesse e contemporaneo snervamento del connettore metallico, con formazione di una o più cerniere plastiche.



**Figura 2.14** Modalità di rottura per unioni legno-legno e pannello-legno a singola (a-f) e doppia (g-k) sezione resistente secondo la Teoria di Johansen per il calcolo della capacità portante a taglio di mezzi di unione a gambo cilindrico proposte dall'EC5 [1].

In particolare, nell'assemblaggio dell'unione acciaio-legno risultano essere utilizzate piastre di acciaio "spesse" ( $t \geq d$ ), il cui spessore risulti essere tale da fornire una sorta di vincolo rigido (incastro) al connettore metallico e quindi risulti dare luogo alla formazione di una cerniera plastica nel connettore in corrispondenza dell'interfaccia acciaio-legno, oppure piastre di acciaio "sottili" ( $t \leq 0,5 \cdot d$ ), il cui spessore non risulterà essere in grado di fornire un vincolo rotazionale al connettore e pertanto risulterà possibile ipotizzare un momento flettente nullo nel connettore all'interfaccia acciaio-legno. Nelle situazioni intermedie tra i casi di piastra "spessa" e piastra "sottile" risulterà essere concessa l'interpolazione lineare tra i valori di resistenza ottenuti nei due casi precedenti.

Infine è bene precisare che le formule relative alla capacità portante dei mezzi di unione metallici a gambo cilindrico proposte dall'Eurocodice 5, ovvero i valori espressi dalle equazioni di Johansen, risultano fornire il valore caratteristico della resistenza a taglio del giunto " $F_{v,Rk}$ " per la singola sezione resistente, cioè per il singolo piano di taglio, e per il singolo elemento metallico di collegamento (connettore), in quanto si riferiscono alle resistenze caratteristiche per singolo mezzo di unione e per singolo piano di taglio. Dopodiché il valore di progetto della resistenza " $F_{v,Rd}$ ", della singola sezione resistente del singolo elemento metallico di collegamento (connettore), risulterà essere ricavato moltiplicando il valore caratteristico, precedentemente ricavato, per il valore del coefficiente di modifica della resistenza " $k_{mod}$ " e dividendolo per il coefficiente di sicurezza parziale " $\gamma_M$ " per le unioni, in questo modo:

$$F_{v,Rd} = F_{v,Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

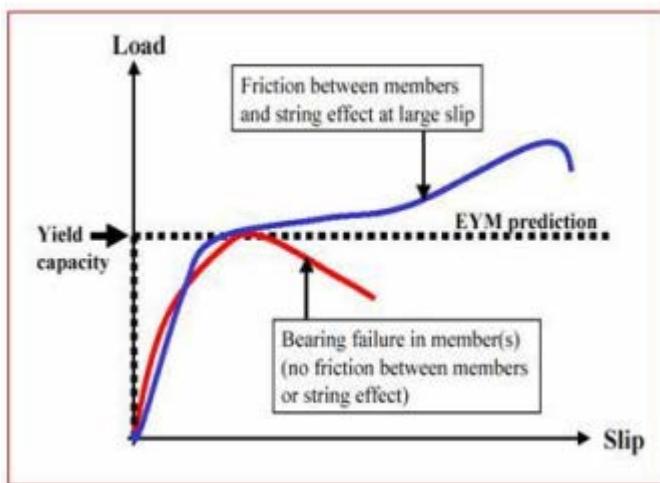
Dove:

- $F_{v,Rd}$  = valore di progetto della resistenza della singola sezione resistente del singolo elemento metallico di collegamento;
- $F_{v,Rk}$  = valore caratteristico della resistenza della singola sezione resistente del singolo elemento metallico di collegamento;
- $k_{mod}$  = coefficiente di modifica della resistenza;
- $\gamma_M$  = coefficiente parziale di sicurezza per le unioni.

Per ottenere infine il valore di progetto della resistenza dell'unione meccanica, il valore “ $F_{v,Rd}$ ” sopra ricavato dovrà essere, pertanto, moltiplicato per il numero di piani di taglio (sezioni resistenti), relativo al singolo elemento metallico di collegamento, poi per il numero totale di elementi metallici di collegamento, di cui l'unione meccanica risulta essere costituita, ed infine per un coefficiente che tenga conto dell'“effetto gruppo” dei connettori (vedi par.2.5), dato che la capacità portante a taglio di un gruppo di connettori può risultare essere inferiore rispetto alla somma delle capacità portanti dei singoli connettori.

## 2.3 - Comportamenti fragili e duttili

Il calcolo della resistenza di progetto dell'unione meccanica attraverso la Teoria di Johansen non risulta tener conto comunque, in ogni caso, di eventuali comportamenti di tipo fragile dell'unione stessa, che possono manifestarsi nel caso in cui l'unione non risulti essere correttamente progettata, e che possono portarne al collasso, prima che si possa instaurare uno qualsiasi dei meccanismi di rottura previsti dalla Teoria di Johansen.



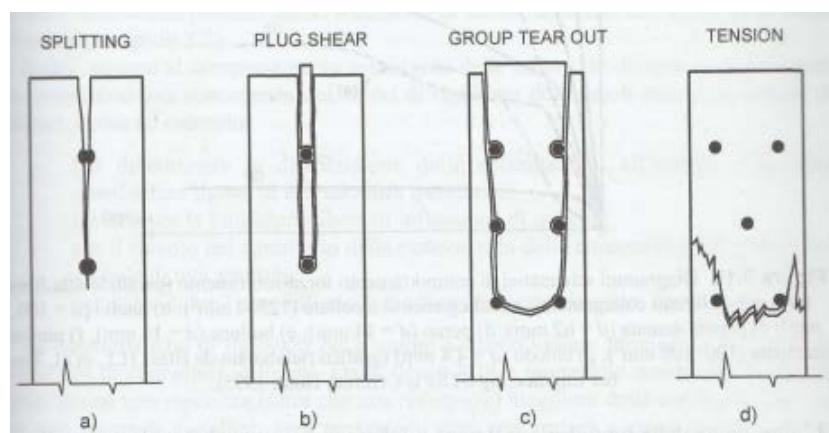
*Figura 2.15 Curva carico-scorimento di un'unione meccanica con connettori a gambo cilindrico [6].*

Dal grafico soprastante (estratto da “Sistemi di connessioni. Connessioni a gambo cilindrico” di M. Ballerini [6]) rappresentante la curva carico-scorimento di un'unione meccanica con connettori a gambo cilindrico risulta possibile notare che le unioni possono avere un comportamento “fragile” (curva rossa) quando la rottura risulta essere governata dal solo rifollamento del legno, oppure un comportamento “duttile” quando la rottura risulta essere determinata anche dalla plasticizzazione dei connettori (curva blu).

blu). In quest'ultimo caso, i connettori, plasticizzandosi, non risultano più mantenersi perpendicolari alla direzione della forza e pertanto il carico può aumentare, a causa della forza di trazione che così facendo viene a generarsi all'interno dei connettori stessi, detto "rope effect" (in italiano "effetto fune"); effetto tanto maggiore quanto più risulta essere lo scorrimento della connessione.

I limiti della formulazione proposta da Johansen devono ricercarsi proprio nelle ipotesi di base su cui essa risulta fondarsi, essendo concepita per un collegamento realizzato attraverso un elemento a gambo cilindrico inserito nel legno a sufficiente distanza dai bordi e dalle estremità dell'elemento ligneo stesso, in modo tale da poter effettivamente sviluppare il comportamento teorico rigido-plastico per i materiali coinvolti (legno ed acciaio).

Ne consegue che tale modello di Johansen non possa tener conto di alcune modalità di collasso, in particolare della parte lignea, che risultino essere associate all'insorgere nel legno di tensioni ortogonali alla direzione della sua fibratura, e che possono determinare, nel legno, meccanismi di rottura di tipo fragile, responsabili di collassi strutturali per valori inferiori rispetto a quelli previsti dal modello di Johansen.

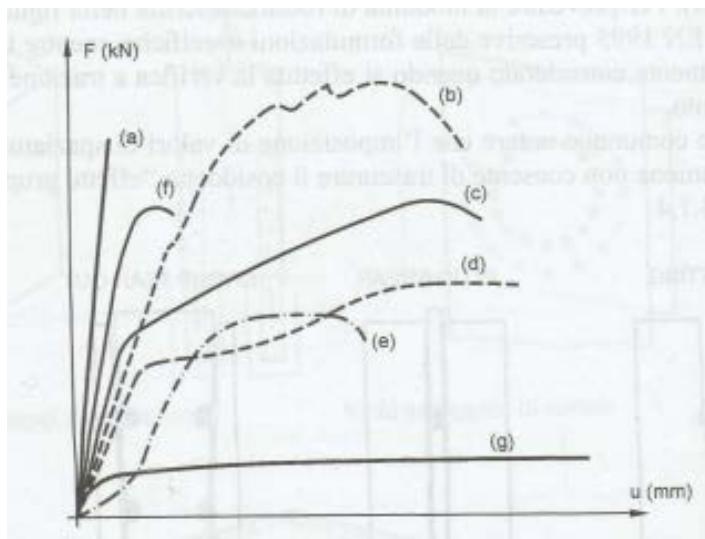


**Figura 2.16** Modalità di rottura di tipo fragile per un'unione realizzata con connettori a gambo cilindrico non previste dalla Teoria di Johansen: a) fenditura (splitting); b) estrazione di uno o più tasselli di legno in corrispondenza dei singoli connettori (plug shear); c) strappo di parte di elemento in corrispondenza di un gruppo di connettori (group tear out); d) rottura dell'elemento ligneo per trazione (tension) [5].

Al fine di evitare tali modalità di rottura di tipo fragile, nelle diverse normative di calcolo, vengono pertanto fissati valori minimi di distanza dei connettori dalle estremità e dai bordi degli elementi, e valori minimi di spaziatura tra i singoli mezzi di unione allineati nella direzione della fibratura o ortogonalmente ad essa. Per tale motivo prima di effettuare il calcolo della capacità resistente dell'unione meccanica risulta essere necessario verificare le distanze minime fra i connettori metallici e dai bordi degli elementi lignei da collegare, sia in direzione parallela che in direzione perpendicolare alla fibratura, secondo le indicazioni fornite, per le varie tipologie di unione, dall'Eurocodice 5.

## 2.4 - Proprietà di rigidezza e duttilità dell'unione meccanica

Un altro limite della formulazione dovuta a Johansen risulta essere insito nel metodo stesso di analisi, in quanto tale modello risulta essere in grado di predire, nelle ipotesi fatte precedentemente, il carico ultimo di rottura ma non risulta essere in grado di fornire alcuna indicazione circa la deformabilità del collegamento né, conseguentemente, sulle proprietà di rigidezza e duttilità del collegamento stesso. E' bene ricordare che la rigidezza di una connessione risulta essere nient'altro che il valore della forza necessaria per farle fare uno scorrimento relativo (slip) unitario. Inoltre i risultati sperimentali (forza-scorrimento) relativi ad unioni meccaniche realizzate con diversi tipi di connettori risultano mostrare comportamenti meccanici piuttosto diversi tra loro, sia nei riguardi delle rigidezze iniziali che nelle capacità duttili degli stessi, come si può osservare dal grafico sottostante (estratto da "Strutture in legno" di Maurizio Piazza [5]), e di cui non risulta possibile evitare di tenerne presente a livello di applicazione e verifica:



**Figura 2.17** Diagrammi schematici di comportamento forza-scorrimento (parallelo alla fibratura) per differenti collegamenti: a) collegamento incollato; b) anello; c) piastra dentata; d) perno; e) bullone; f) piastra stampata; g) chiodo [5].

Come si può osservare dal grafico soprastante, le caratteristiche di rigidezza delle unioni meccaniche risultano variare fortemente in funzione dei diversi tipi di connettori adottati, infatti risulta immediato notare che le unioni incollate risultano avere una rigidezza (oltre che una resistenza) maggiore delle corrispondenti unioni realizzate con elementi metallici, però risultano presentare una rottura a carattere essenzialmente fragile, associata a bassi valori di deformazione.

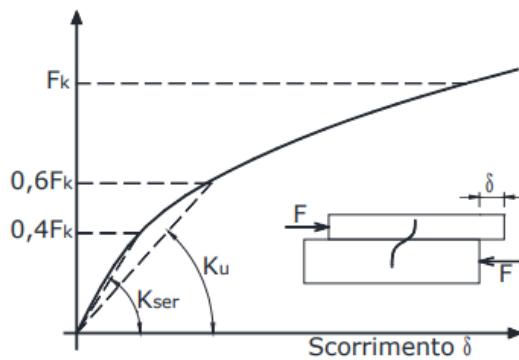
In generale, risulta possibile affermare che le connessioni più rigide risultino essere quelle incollate, seguite da quelle realizzate con tanti connettori cilindrici di piccolo diametro, poi da quelle realizzate con

pochi connettori cilindrici di grande diametro, ed infine da quelle realizzate con i bulloni (a causa dell'instaurarsi del gioco foro-bullone). Comunque come regola generale, risulta possibile attestare che le connessioni più rigide risultino essere quelle che risultino essere in grado di ridistribuire il più uniformemente possibile le sollecitazioni, provenienti dai connettori, sull'intero volume degli elementi.

Le proprietà di rigidezza e di duttilità del singolo connettore risultano avere una grande influenza sia sulla distribuzione delle sollecitazioni tra i diversi connettori elementari componenti l'unione meccanica, che sul comportamento globale della medesima unione, che dovrà essere riguardato, in genere, come "semirigido". In particolare, risulterà da evitare l'utilizzo, in una stessa unione meccanica, di differenti connettori, sia in tipologia che in dimensione, in quanto al fine di avere una collaborazione completa di tutti i connettori presenti nell'unione meccanica, essi dovranno presentare rigidezze il più possibile uniformi.

Nelle strutture di legno le unioni meccaniche risultano essere deformabili, e la loro deformabilità risulta avere importanza sia per il calcolo delle deformazioni delle strutture che nel calcolo delle caratteristiche di sollecitazione nei sistemi iperstatici. Il comportamento delle unioni meccaniche non risulta essere lineare, tuttavia nel calcolo, per semplicità, viene considerato un comportamento lineare dell'unione, considerando le seguenti rigidezze secanti:

- $K_{ser}$  = modulo di scorrimento di servizio (detto anche modulo di slip), utilizzato nelle verifiche agli SLE (generalmente nel calcolo della deformabilità delle strutture), e definito come la rigidezza secante corrispondente ad un livello di carico pari al 40% della resistenza caratteristica " $F_k$ ";
- $K_u$  = modulo di scorrimento ultimo, utilizzato nelle verifiche agli SLU (generalmente nel calcolo delle caratteristiche di sollecitazione delle strutture iperstatiche), e definito come la rigidezza secante corrispondente ad un livello di carico pari al 60% della resistenza caratteristica " $F_k$ ". In assenza di valori sperimentali, risulta possibile assumere, per ciascun piano di taglio (sezione resistente) e per ciascun connettore:  $K_u = 2/3 \cdot K_{ser}$ .



**Figura 2.18 Schematizzazione della curva forza-scorrimento di una unione meccanica [3].**

Risulta quindi necessario conoscere il valore del modulo di scorrimento di servizio " $K_{ser}$ " per determinare la deformabilità dell'unione meccanica, il quale per ciascuna sezione resistente di taglio, ovvero per

ciascun piano di taglio, e per ciascun singolo connettore, risulta essere ricavato dalle seguenti formule riportate nell'Eurocodice 5:

**Tabella 2.1 Modulo di scorrimento di servizio per unioni meccaniche con connettori a gambo cilindrico [3].**

Tipo del mezzo di unione	Legno - legno Pannello- legno Acciaio - legno
Spinotti, bulloni, viti, chiodi con preforatura	$K_{ser} = \rho_m^{1,5} \cdot \frac{d}{23}$
Chiodi (senza preforatura)	$K_{ser} = \rho_m^{1,5} \cdot \frac{d^{0,8}}{30}$

Per unioni acciaio-legno e calcestruzzo-legno moltiplicare per 2 la formula e utilizzare  $\rho_m$  del legno.  
 Per unioni fra legni di massa volumica diversa  $\rho_{m,1}$  e  $\rho_{m,2}$  utilizzare nelle formule  $\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1} \cdot \rho_{m,2}}$

Con:

- $\rho_m$  = massa volumica (densità) media del legno espressa in [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ];
- d = diametro dell'elemento di collegamento meccanico espresso in [mm];
- $K_{ser}$  = modulo di scorrimento espresso in [N/mm].

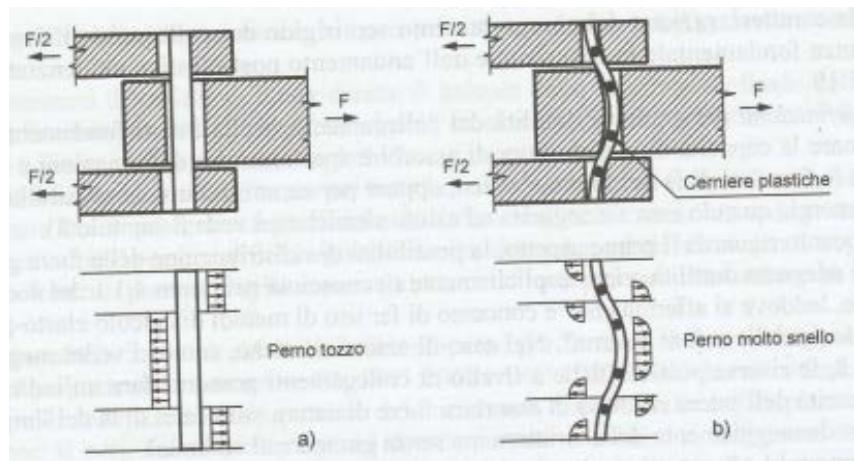
Da un altro punto di vista, risulta possibile affermare che " $K_{ser}$ " non sia nient'altro che la rigidezza elastica dell'unione meccanica, divisa per il numero totale di connettori costituenti l'unione e per il numero di piani di taglio di ciascun connettore.

La definizione del grado di duttilità, cioè del comportamento post-elastico, del connettore, che non risulta essere fornito dal modello teorico formulato da Johansen, risulta essere di fondamentale importanza per determinare la capacità di una struttura di assorbire spostamenti e deformazioni, e di ridistribuire le forze, al di là del limite elastico, oppure per caratterizzarne la possibilità di assorbire energia quando essa risulti essere soggetta ad azioni sismiche. Nel caso di azioni sismiche, infatti, le risorse post-elastiche a livello dei connettori possono dare un'indicazione della capacità dell'intera struttura di assorbire forze di natura sismica al di là del limite elastico (con danneggiamento della struttura ma senza giungere al collasso).

L'esperienza pratica e le prove sperimentali risultano suggerire che, nel caso di unioni meccaniche con connettori a gambo cilindrico, l'utilizzo di elementi più piccoli e snelli, come risultano essere i chiodi, possa portare ad un maggior grado di duttilità dell'unione meccanica, mentre l'utilizzo di connettori meno snelli, come i bulloni ed i perni, pur assicurando singolarmente resistenza maggiori, possa causare, in alcuni casi, un comportamento a rottura di tipo fragile, dovuto a tensioni ortogonali alla fibratura, non previsti dalla Teoria di Johansen.

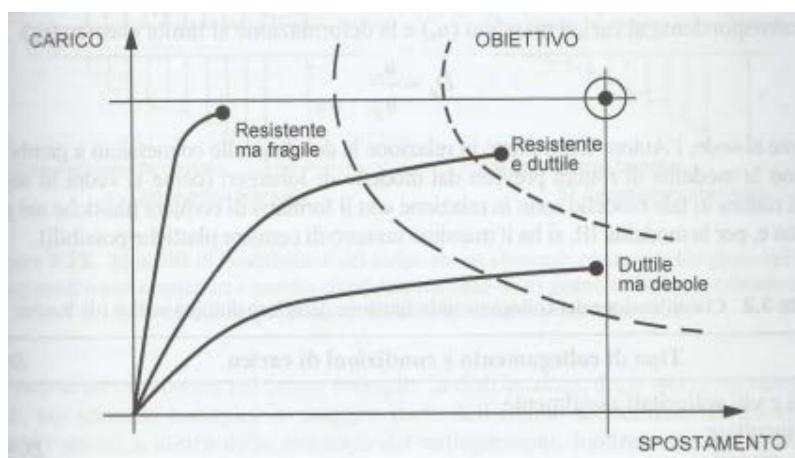
L'efficienza dei connettori a gambo cilindrico risulta, infatti, essere essenzialmente connessa alla snellezza degli stessi, ed in particolare all'aumentare di tale snellezza (definita come  $t_1/d$ ), a parità di altre

condizioni, risulta aumentare la capacità portante dell'unione meccanica. Se si definisce "efficienza" il rapporto fra la resistenza e l'area di rispetto del connettore si può osservare che i connettori più efficienti risultino essere quelli di minor diametro, ed inoltre risulta possibile osservare che al diminuire dello spessore " $t_1$ ", e quindi della snellezza, l'efficienza diminuisca più velocemente, in quanto risultano attivarsi modalità di collasso meno resistenti, cioè di tipo fragile.



**Figura 2.19** Influenza della snellezza del connettore a gambo cilindrico sul comportamento dell'unione meccanica e quindi sulla sua duttilità [5].

Un comportamento ottimale di un'unione meccanica dovrebbe garantire pertanto, allo stesso tempo, un'adeguata resistenza ed una buona duttilità, e tali condizioni risultano essere maggiormente soddisfatte quanto più il diagramma forza-scorrimento risulta avvicinarsi al comportamento elasto-plastico, come si può vedere dal grafico sottostante:



**Figura 2.20** Obiettivo del comportamento di un'unione meccanica [5].

## 2.5 - Effetto gruppo dei connettori

La quasi generalità delle unioni meccaniche risultano essere costituite da un certo numero di connettori, in quanto, molto spesso, risultano essere proprio le Normative a vietare l'utilizzo del singolo connettore per realizzare l'unione meccanica stessa. In particolare, anche nel caso, frequentissimo, di unione meccanica realizzata mediante un certo numero di connettori identici fra loro, le proprietà di deformabilità del singolo connettore e degli elementi lignei e/o metallici da collegare risultano intervenire nel determinare la reale distribuzione degli sforzi e, in definitiva, la resistenza del collegamento stesso.

Nel caso di un'unione meccanica realizzata mediante un gruppo di connettori a gambo cilindrico, allineati nella direzione dell'azione sollecitante, l'aliquota della forza di competenza di un singolo connettore risulta dipendere dalla posizione dello stesso all'interno dell'unione meccanica e, ovviamente, dai rapporti di rigidezza tra i diversi elementi (legno e/o acciaio) presenti nell'unione meccanica. E' bene ricordare comunque che la forza assorbita dal singolo connettore risulta essere proporzionale allo spostamento (scorrimento relativo) a cui risulta essere sottoposto.

Detto ciò, risulta facile intuire che la resistenza totale di un'unione meccanica costituita da "n" singoli connettori non possa essere determinata semplicemente moltiplicando per "n" la resistenza del singolo connettore. In generale, nel caso di comportamento elastico lineare fino a rottura del singolo connettore, risulta possibile affermare che:

- Per connettori disposti allineati, il numero efficace " $n_{ef}$ " di connettori non risulta corrispondere al numero reale di connettori effettivamente presenti nell'unione meccanica;
- Risulta esistere un numero massimo di connettori (e quindi una lunghezza massima dell'unione meccanica) oltre il quale l'aggiunta di un connettore non risulti influenzare, in maniera significativa, la capacità portante dell'unione meccanica;
- La rigidezza e la distribuzione dei singoli elementi costituenti l'unione meccanica (quindi connettori ed elementi collegati) risulta influenzare le modalità di trasmissione degli sforzi tra gli elementi collegati. In particolare, nel caso di unione meccanica realizzata attraverso connettori molto deformabili, come i chiodi, anche in numero notevole, risulta possibile tendere ad una distribuzione più uniforme degli sforzi rispetto a quanto risulta accadere utilizzando connettori più rigidi, come bulloni e perni.

Naturalmente nel caso in cui si volesse considerare il reale comportamento non lineare del singolo connettore e la sua duttilità tali osservazioni, riferite ad un comportamento elastico lineare del connettore, dovrebbero essere opportunamente riviste, in quanto la distribuzione degli sforzi in prossimità della rottura potrà variare notevolmente da quanto suddetto.

Il cosiddetto "effetto di gruppo" dei connettori allineati, ossia la riduzione della resistenza dell'unione meccanica causata dall'allineamento di più connettori, risulta essere tenuto in considerazione nelle Normative attraverso la definizione di un numero efficace " $n_{ef}$ " di connettori ( $n_{ef} = k_{ef} \cdot n$ ), che risulta

essere al più uguale al numero reale “n” dei connettori costituenti l'unione meccanica. In particolare, risulta possibile determinare la capacità portante di progetto dell'unione meccanica costituita da “n” connettori a partire dalla capacità portante di progetto “ $R_d$ ” del singolo connettore, tramite la seguente formula:

$$R_{\text{unione},d} = k_{\text{ef}} \cdot n \cdot R_d$$

Dove:

- $R_{\text{unione},d}$  = capacità portante di progetto dell'unione meccanica;
- $n$  = numero reale dei connettori allineati costituenti l'unione meccanica;
- $k_{\text{ef}}$  = fattore riduttivo ( $\leq 1$ ), funzione del tipo di connettore;
- $R_d$  = capacità portante di progetto del singolo connettore.

In altre parole, “n” connettori allineati lungo la fibratura degli elementi lignei da collegare ed in direzione dello sforzo, risultano avere una capacità portante di progetto pari a “ $n_{\text{ef}}$ ” (con:  $n_{\text{ef}} = k_{\text{ef}} \cdot n \leq n$ ) volte la capacità portante di progetto del singolo connettore, dove la formulazione di “ $n_{\text{ef}}$ ” risulta dipendere dal tipo di connettore e dalla direzione dello sforzo rispetto alla fibratura degli elementi lignei da collegare.

Fatte tutte tali considerazioni, risulta utile sottolineare il fatto che il dimensionamento di una connessione meccanica risulta essere basato, generalmente, su un criterio di resistenza, mentre i parametri di rigidezza risultano essere stimati successivamente per poter valutare correttamente la deformabilità complessiva della struttura. Tuttavia la scelta tipologica ed il dimensionamento dell'unione meccanica, a parità di carico di progetto, possono influenzare in misura non trascurabile la sua rigidezza e, conseguentemente, l'efficienza strutturale complessiva. Con riguardo proprio alla rigidezza offerta dall'unione meccanica, i comportamenti forza-scorrimento schematizzati dai singoli connettori possono portare facilmente ad errate conclusioni, infatti nonostante il singolo connettore di piccolo diametro (come un chiodo) risulti presentare una rigidezza molto bassa rispetto ad un connettore di grande diametro (come un perno), l'unione meccanica chiodata, che dovrà essere realizzata con un numero molto maggiore di connettori per garantire la stessa capacità portante dell'analogia unione meccanica costituita dai perni, potrà presentare una rigidezza globale maggiore di quest'ultimo. In altre parole, anche se il singolo connettore risulti presentare una rigidezza minore di un altro connettore ciò non risulta implicare che l'unione costituita da più connettori del primo tipo risulti avere ancora una minore rigidezza dell'unione costituita da più connettori del secondo tipo, a parità di capacità portante dell'unione meccanica.

Un altro criterio che risulta influenzare la scelta di un'unione meccanica risulta essere legato alla necessità di contenimento delle dimensioni complessive dell'unione meccanica stessa, sia per ragioni estetiche che economiche, infatti risulta possibile succedere che le dimensioni strutturali delle membrature lignee, di per sé staticamente sufficienti, debbano essere incrementate per consentire l'inserimento di connettori in numero e disposizione tali da garantire, nel contempo, la capacità portante

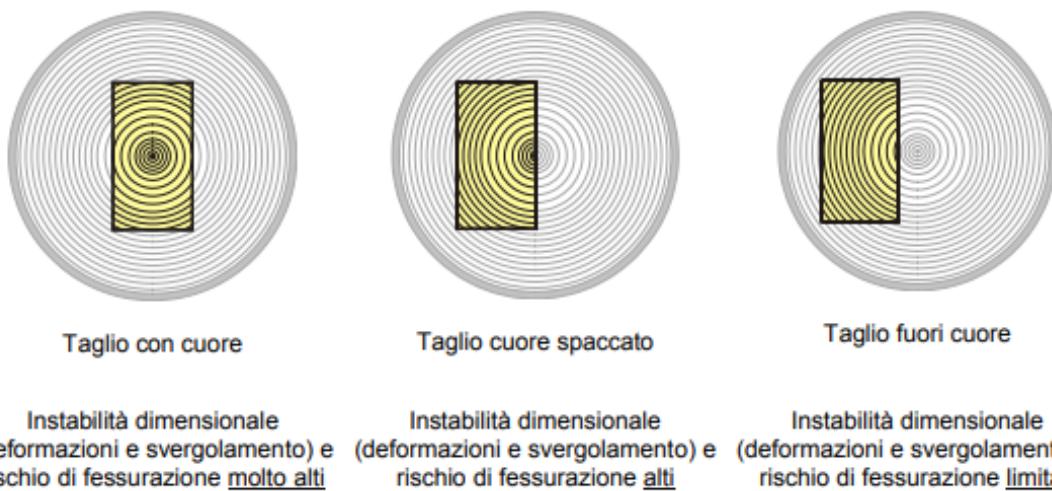
dell'unione meccanica e le prescrizioni Normative riguardanti spaziature e distanze minime da bordi e da estremità.

## 3 - *Tecnologia costruttiva a pannelli portanti di legno compensato di tavole (X-Lam)*

### 3.1 - *Generalità: dai segati ai prodotti a base di legno*

Grazie all'evoluzione delle tecniche di lavorazione ed assemblaggio, le tipologie di elementi strutturali in legno risultano essere divenute sempre più numerose nel tempo. In particolare, l'esperienza dei selvicoltori, dei boscaioli e dei segantini, integrata con le moderne tecniche di misurazione e monitoraggio della qualità del legno, risultano aver consentito di eseguire una selezione molto accurata della specie legnosa, per ottimizzarne l'impiego di ogni tronco, in funzione delle proprie caratteristiche intrinseche. Da ogni tipologia di tronco di specie legnosa, successivamente, risulta possibile ricavare vari elementi, di dimensioni e qualità diverse, che l'esperienza del progettista e del carpentiere risulta consentire di impiegare in maniera ottimale, nelle varie parti dell'edificio oggetto di progettazione, contenendone i costi.

La materia prima di tutti i prodotti di legno, ed a base di legno, risulta essere comunque il cosiddetto "legno tondo", il quale oltre allo scortecciamento ed all'eliminazione del cambio non risulta essere soggetto ad altre trasformazioni della sezione e della superficie del legno, ed a partire proprio da esso, attraverso segagione ed essiccatura risultano ottenersi i cosiddetti "segati" che, a loro volta, possono essere sottoposti ad un'ulteriore lavorazione della superficie, in base alle esigenze dell'uso previsto. I possibili tipi di taglio del legno tondo, rappresentati nella seguente figura (estratta da "I prodotti di legno per la costruzione" di Andrea Bernasconi [7]), risultano influenzare notevolmente la qualità del materiale ed il suo comportamento in caso di ritiro e rigonfiamento:



*Figura 3.1 Possibili tipi di taglio del tronco della specie legnosa [7].*

In particolare, i segati, ossia i vari elementi ricavati dal legno tondo tramite taglio parallelo all'asse del tronco ed eventuale piallatura (senza superfici incollate e senza giunti a pettine), risultano distinguersi in listelli, tavole (o lamelle), tavoloni e legname quadrato, a seconda delle loro dimensioni e del loro rapporto tra altezza e spessore della sezione:

**Tabella 3.1** Dimensioni standard dei vari segati [7].

	Spessore d e/o altezza h	Larghezza b
Listello	$6 \text{ mm} \leq d \leq 40 \text{ mm}$	$b < 80 \text{ mm}$
Tavola	$6 \text{ mm} \leq d \leq 40^* \text{ mm}$	$b \geq 80 \text{ mm}$
Tavolone	$d > 40 \text{ mm}$	$b > 3d$
Legname quadrato	$b \leq h \leq 3b$	$b > 40 \text{ mm}$

\* Questo valore limite non vale per le lamelle del legno lamellare incollato (secondo la Bozza ON DIN 4074-1:2004)

La lunghezza standard per i listelli, le tavole ed i tavoloni risulta essere, generalmente, di 4 m, ma in casi eccezionali risulta possibile trovare sul mercato anche assortimenti che risultino andare da 3 m a 6 m, comunque la loro lunghezza massima risulta dipendere dalla loro sezione e dalle possibilità di trasporto, pertanto la loro lunghezza massima non risulta andare, normalmente, oltre i 14 m.



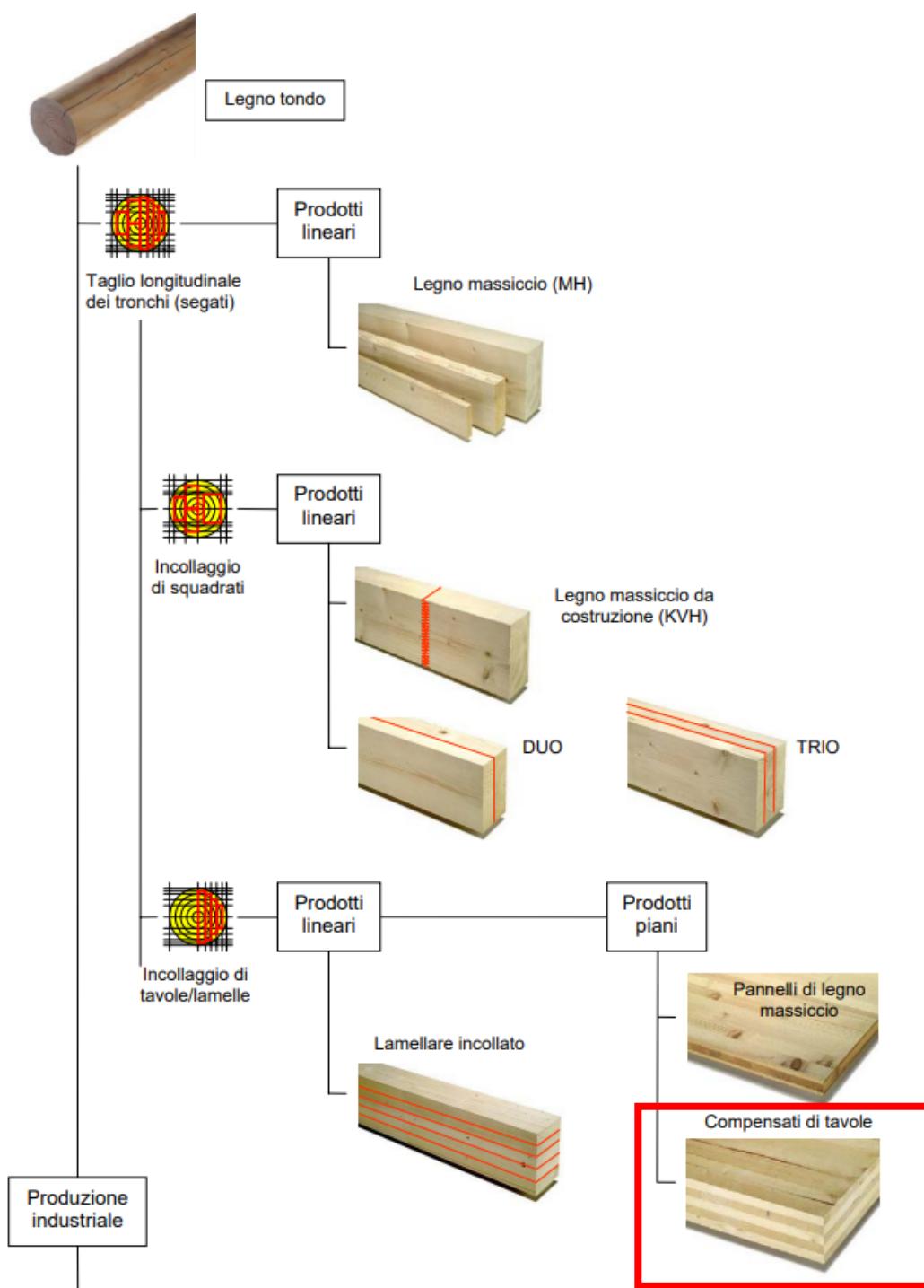
**Figura 3.2** Segati vari [7].

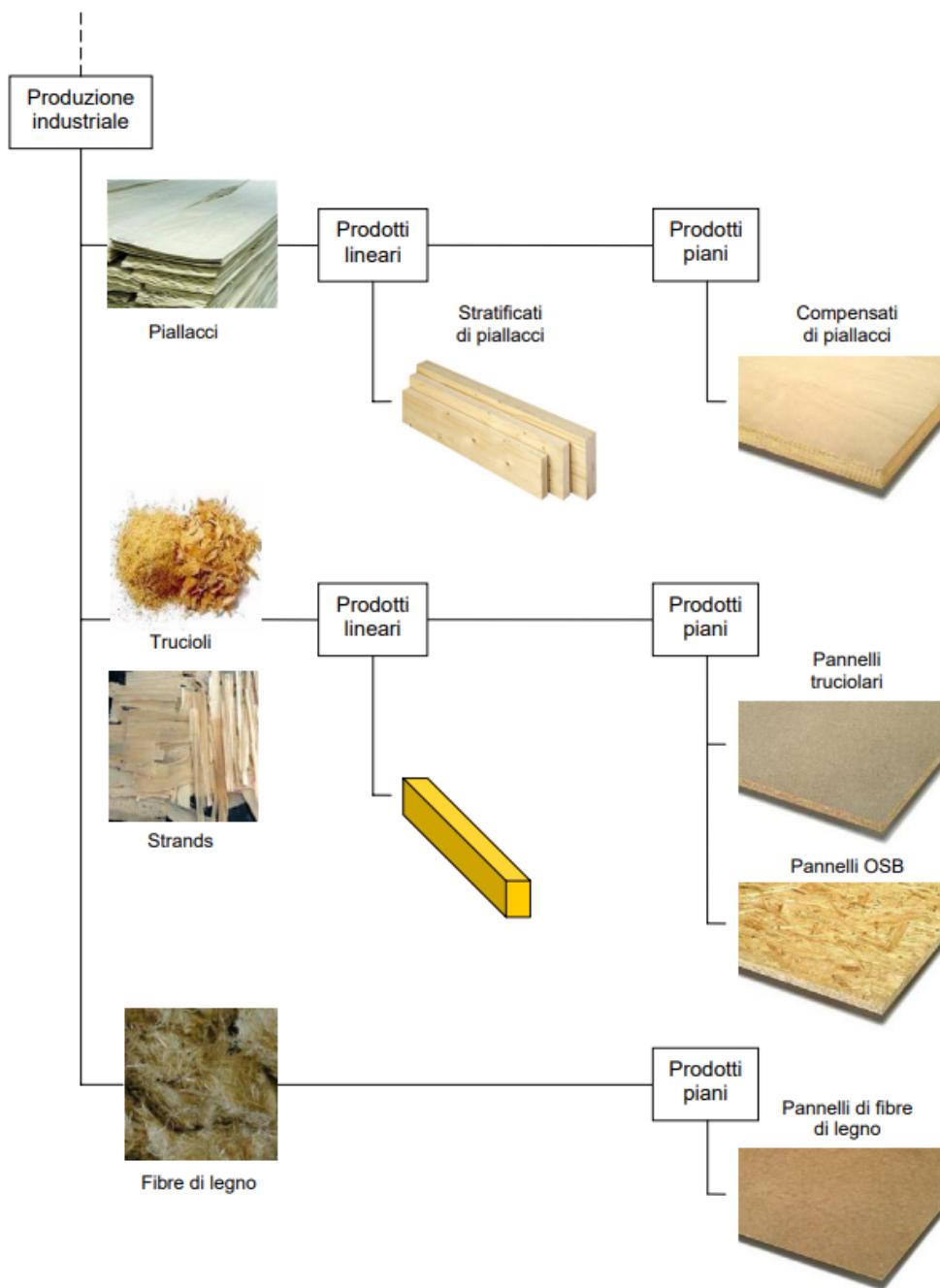
Tra le specie legnose attualmente utilizzate in Italia risulta predominare sicuramente l'abete (prevalentemente abete rosso), ed in minor quantità risultano essere utilizzati i larici (europeo e siberiano), mentre tra le latifoglie risultano essere utilizzati il castagno e la quercia, solo eccezionalmente risulta riscontrarsi l'impiego di legname di pino. Infine un ottimo materiale per uso strutturale risulta essere rappresentato dalla douglasia, il cui legname risulta essere caratterizzato da durabilità naturale e valori di resistenza superiori a quelli dell'abete (a parità di qualità strutturale).

Gli evidenti limiti nelle dimensioni e nelle caratteristiche fisico-mecccaniche, derivanti dal fatto che i segati risultino provenire da un unico tronco di legno, risultano venire superati grazie al processo di incollaggio, attraverso il quale risulta possibile realizzare prodotti di tipo lineare (legno massiccio da costruzione, travi DUO/TRIO e legno lamellare incollato), in cui i segati risultano venir giuntati in direzione longitudinale, mediante giunti a pettine, realizzando così un prodotto di maggiore lunghezza rispetto al prodotto iniziale

naturale. Dopodiché tramite incollatura della loro superficie, possono essere uniti più elementi anche in direzione trasversale, ottenendo così facendo delle sezioni di dimensione più grande rispetto a quella del prodotto iniziale naturale, ed infine tramite incollatura di più strati risultano venire prodotti gli elementi piani di legno massiccio ed il compensato di tavole (pannello a strati incrociati).

In particolare, mediante processi di lavorazione e produzione industriali, risulta possibile realizzare prodotti a base di legno aventi caratteristiche meccaniche definite e con minore dispersione rispetto alle caratteristiche del legno massiccio di partenza. Uno sguardo d'insieme dei prodotti di legno ed a base di legno risulta essere riportato di seguito:





**Figura 3.3** Veduta d'insieme sui prodotti a base di legno per le costruzioni [7].

Gli elementi costruttivi di legno di forma lineare, come ad esempio le travi, risultano essere state, da sempre, utilizzate nel settore edile, mentre un'evoluzione significativa risulta essere avvenuta, negli ultimi anni, in seguito allo sviluppo di elementi costruttivi a base di legno di forma piana, che risulta essere stato possibile mettere sul mercato, solamente, grazie all'evolversi della possibilità di lavorazione e della tecnologia di incollaggio.

### **3.2 - Prodotti a base di legno di forma piana**

L'uso della "superficie" come elemento geometrico fondamentale della struttura, ossia come elemento strutturale, o dell'elemento strutturale superficiale piano, risulta richiedere la capacità strutturale del materiale in tutte le direzioni del piano considerato. In particolar modo, in caso di sollecitazione perpendicolare al piano dell'elemento strutturale risulta essere necessaria la possibilità di distribuire il carico, tramite flessione e taglio, nelle due direzioni del piano dell'elemento stesso.

Nell'ambito dei prodotti a base di legno, tali caratteristiche risultano essere state riservate, fino all'avvento dei pannelli X-Lam, ai pannelli truciolari sottili ed ai pannelli di compensato di piallacci o sfogliati, ma a causa della loro natura di elemento sottile, tali pannelli non risultano avere, però, mai permesso di creare elementi strutturali di superficie delle dimensioni di un solaio o di una parete di un edificio.

L'X-Lam risulta aver colmato tale lacuna, e risulta aver introdotto, anche nelle costruzioni di legno, la possibilità di disporre di elementi strutturali massicci, piani e di grandi dimensioni. Ne consegue che agli elementi strutturali lineari di legno, formati da travi con sezione e forma praticamente a piacimento, alla possibilità di formare elementi costruttivi e strutturali piani di grandi dimensioni riunendoli e combinandoli con i pannelli sottili, risulta in tal modo essersi aggiunta la possibilità di concepire, progettare e realizzare strutture formate da elementi portanti piani, riunendo nell'unico elemento massiccio, appunto il pannello X-Lam, le funzioni di piastra e di lastra.

Volendo concentrare l'attenzione solamente sui prodotti a base di legno di forma piana, attualmente in commercio, risulta utile sottolineare come essi risultino essere classificati, in base al materiale di partenza (tavola, piallaccio, truciolo e fibra), in elementi portanti, non portanti ed isolanti. Particolare importanza risultano assumere gli elementi costruttivi piani di tipo "compensato" (compensati ottenuti con tavole, piallacci e trucioli), caratterizzati dalla capacità, più o meno elevata, di trasmettere carichi nelle due direzioni principali del loro piano. In particolare, essi risultano essere capaci di lavorare sia come piastre, quindi per carichi agenti perpendicolarmente al piano del pannello, che come lastre, dunque per carichi agenti nel piano del pannello, ed i pregi di questi prodotti, in confronto al legno massiccio, risultano essere riassumibili nei seguenti punti salienti:

- dimensioni relativamente grandi e variabili in funzione del prodotto specifico;
- possibilità di realizzare elementi piani di grandi dimensioni con una buona stabilità dimensionale;
- minore dispersione delle proprietà meccaniche del prodotto, a seguito dei processi industriali di lavorazione, che risultano permettere la produzione di un materiale omogeneo nelle sue caratteristiche fisiche e meccaniche (dunque riduzione dell'anisotropia del prodotto finale, con tendenza verso l'isotropia del prodotto stesso).

Risulta possibile eseguire la classificazione dei prodotti piani a base di legno in relazione a diversi criteri, dato che non esistono regole universali di classificazione, pertanto si è scelto di basarla su due criteri

principali, che però risultano avere una notevole rilevanza per il comportamento dei diversi prodotti, che risultano essere i seguenti:

- grado di scomposizione del materiale di base;
- orientamento o modalità di disposizione del materiale di base all'interno dell'elemento finito.

Per grado di scomposizione del materiale di base viene inteso la grandezza (granulometria) del materiale di base destinato alla produzione dell'elemento finito, e per i prodotti piani a base di legno, a seconda delle dimensioni della granulometria del materiale di base, risulta possibile distinguere tra fibre di legno (o fasci di fibre), trucioli, piallacci e tavole (lamelle). Naturalmente quanto maggiore risulterà essere il grado di scomposizione del materiale di base e tanto maggiore risulterà essere l'effetto di omogeneizzazione all'interno dell'elemento finito piano a base legno.

In seguito a quanto sopra scritto, risulta logico aspettarsi che la maggiore omogeneità risulti presentarsi nei pannelli composti da fibre di legno, data la minore dimensione (granulometria) del materiale di base, ed infatti in tali elementi costruttivi la dispersione dei parametri caratteristici del materiale, come ad esempio i valori di resistenza e rigidezza, risulta essere inferiore rispetto alla dispersione presente nel materiale da costruzione di legno massiccio, caratterizzato invece da elevata disomogeneità ed anisotropia (come già evidenziato nel Cap.1). D'altro canto però più risulta aumentare il grado di scomposizione del materiale di base e più la fibra risulta essere soggetta a danni, con una conseguente perdita di resistenza del materiale ottenuto (prodotto finito), e quindi dell'elemento costruttivo con esso realizzato, pertanto la produzione di prodotti a base di legno risulta richiedere sempre un compromesso tra questi due aspetti.

La struttura dei prodotti "stratificati" e "compensati" risulta essere simmetrica rispetto al piano medio del prodotto finito, al fine di evitare deformazioni indesiderate (ad es. l'imbarcamento), ed il legame tra i singoli strati risulta essere realizzato mediante incollaggio con sostanze adesive specifiche; in particolare, per quanto riguarda l'orientamento del materiale legno, risulta possibile distinguere appunto due tipi di elementi, ossia "stratificati" e "compensati", rappresentati nella figura sottostante:

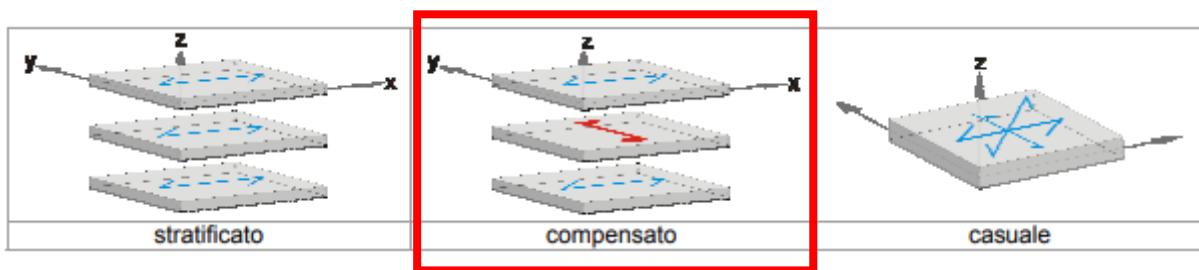


Figura 3.4 Possibile orientamento degli strati all'interno di un prodotto di tipo piano [7].

Come si può notare dalla figura sopra, negli elementi stratificati piani i singoli elementi che costituiscono l'elemento piano finito risultano essere disposti con la direzione della fibratura parallela l'uno all'altro; in tal modo risulta possibile ottenere una resistenza simile a quella del legno massiccio,

mantenendo buone proprietà di ritiro e rigonfiamento, ma rimanendo con valori bassi di resistenza a trazione ed a flessione trasversale perpendicolarmente alla fibra.

Negli elementi piani compensati, oggetto di studio, invece, una parte degli strati (di norma circa la metà degli strati costituenti il prodotto finale) risulta essere orientata in direzione perpendicolare alla fibra degli strati adiacenti, anche se risulta possibile realizzare anche un orientamento casuale della direzione della fibratura dei componenti dei singoli strati. In particolare, in virtù del collegamento fra i vari elementi costituenti il pannello (incollaggio), le deformazioni di ritiro e rigonfiamento nel piano del pannello, perpendicolarmente alla direzione della fibra, risultano essere impediti dagli elementi, costituenti il pannello, la cui fibra risulta essere orientata nella medesima direzione del ritiro e rigonfiamento. Inoltre gli elementi piani compensati risultano subire una perdita di resistenza e rigidezza nella loro direzione principale, che in genere risulta corrispondere all'orientamento della fibratura degli strati esterni e/o alla direzione principale di sollecitazione, ma d'altro canto risultano essere un elemento piano di forma notevolmente più stabile, e quindi con essi risulta possibile costruire elementi di chiusura, che da un lato risultano consentire di realizzare pareti, solai e coperture, rispettando nel contempo le vigenti norme di fisica tecnica (soprattutto nei riguardi della permeabilità all'aria ed al vento), e dall'altro risultano essere in grado di sostenere carichi in direzione sia parallela al loro piano (esercitando così una funzione di irrigidimento) che perpendicolare ad esso (come il vento per le pareti, ed i carichi verticali per solai e coperture).

Da quanto precedentemente scritto, risulta pertanto emergere che il grado di scomposizione del materiale di base risulta prevedere la suddivisione del materiale di base in tavola, piallaccio, truciolo e fibra, mentre l'orientamento di tali elementi costituenti il prodotto finale risulta introdurre l'ulteriore classificazione in "compensati" e "stratificati". Da tali due classificazioni risultano conseguentemente derivare le denominazioni dei singoli prodotti finiti, ricavate dalla combinazione delle diverse categorie (ad esempio "tavole + orientamento compensato = legno compensato di tavole" o "piallacci + orientamento stratificato = legno stratificato di piallacci"), indicative sia della struttura che del comportamento dell'elemento a base di legno. In particolare, come già evidenziato, gli elementi stratificati risultano presentare un'elevata resistenza in direzione della loro fibratura, mentre la loro resistenza e la loro rigidezza in direzione trasversale alla loro fibratura risultano essere ridotte. Gli elementi compensati, al contrario, risultano essere realizzati con una sezione trasversale specificamente studiata per diversi ambiti applicativi, in modo tale da ottenere valori di resistenza identici in entrambe le direzioni, ossia al fine di raggiungere l'isotropia del prodotto finale.

### ***3.2.1 - Pannelli compensati composti da tavole***

Il prodotto di base "tavola", costituente il pannello oggetto di studio, risulta essere ricavato prevalentemente mediante segagione, direttamente dalla materia prima tronco, e prima della sua lavorazione successiva, risulta essere classificato in base alla propria resistenza, prevalentemente tramite classificazione visiva.

I prodotti compensati composti da tavole risultano essere i “pannelli di legno massiccio multistrato” ed i “pannelli di legno compensato di tavole”. In particolare, la struttura di tali pannelli risulta essere, in linea di principio, la stessa, in quanto entrambi risultano essere costituiti da singoli strati, composti ciascuno da tavole dello stesso spessore, incollati uno sull’altro, generalmente definendo un angolo di 90° (in tal modo infatti risulta ottersi un elemento di forma piana compensato). Inoltre il numero di strati costituenti il pannello risulta essere dispari, in modo tale da avere una struttura simmetrica, rispetto al piano medio del prodotto finale, che risulti garantire stabilità nella forma del prodotto finale.



*Figura 3.5 Pannelli di legno massiccio a tre strati (a sinistra) e pannello di legno compensato di tavole a cinque strati (a destra) [7].*

### **Pannelli di legno massiccio multistrato**

Nella norma UNI EN 12775:2002 “Pannelli di legno massiccio – Classificazione e terminologia”, i pannelli di legno massiccio risultano essere definiti come pannelli composti da diversi elementi di legno, tavole o lamelle, di uguale spessore. Tali pannelli, a sua volta, risultano essere suddivisi in “pannelli di legno massiccio monostrato”, cioè pannelli di legno massiccio composti da diversi elementi di legno incollati fra loro a formare un unico strato, e “pannelli di legno massiccio multistrato”, ossia pannelli di legno massiccio composti da diversi elementi di legno disposti in due strati esterni con fibre orientate nella stessa direzione ed almeno uno strato interno con fibre orientate perpendicolarmente (a 90°) alla fibra degli strati esterni.



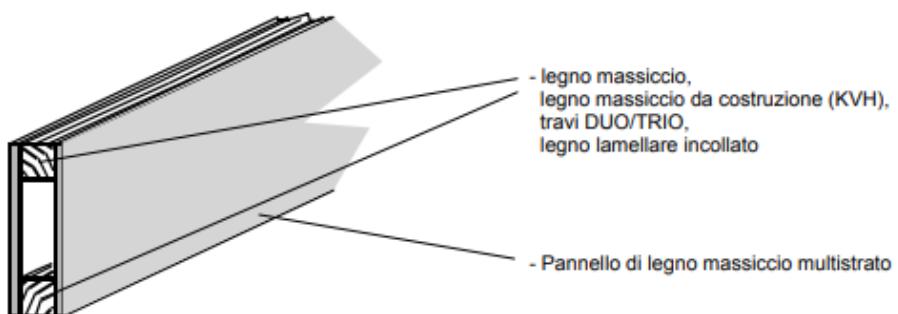
*Figura 3.6 Pannelli di legno massiccio monostrato (a sinistra) ed a tre strati (a destra) [7].*

In particolare, i pannelli di legno massiccio multistrato risultano essere prodotti con legno di Conifere e Latifoglie (in edilizia vengono utilizzati prevalentemente legni di Conifere, quali abete rosso, abete bianco, pino, larice e douglasia); almeno il 90% delle lamelle deve essere conforme alla classe S10 secondo la norma DIN 4074- 1:2003: "Classificazione del legno di Conifere in base alla resistenza; segati di Conifere", mentre le lamelle restanti devono essere conformi alla classe S7.

Per la produzione di tali pannelli risultano essere utilizzate lamelle aventi spessore compreso fra 4 mm e 12 mm, per gli strati esterni, e da 4 mm a 56 mm, per gli strati interni, inoltre, di norma, tali pannelli risultano essere fabbricati con lamelle continue, incollando sia i diversi strati uno sull'altro, sia le singole lamelle di uno stesso strato fra di loro, di costa e/o di testa; i pannelli così composti risultano essere infine pressati a caldo.

I pannelli di legno massiccio multistrato risultano essere fabbricati, prevalentemente, in lunghezze fino a 5,0 m (anche 6,0 m), e larghezze fino a 2,0 m (anche 2,5 m), mentre gli spessori dei pannelli più comunemente utilizzati risultano variare da 15 mm a 35 mm, ma risulta possibile raggiungere anche spessori di 75 mm. Inoltre, come già anticipato, tutti i tipi di pannelli devono avere una struttura simmetrica, rispetto al loro piano medio, e lo spessore minimo dello strato esterno deve essere di 3,5 mm, mentre nei pannelli per impieghi costruttivi deve essere di 5,0 mm.

I pannelli di legno massiccio multistrato risultano essere utilizzati soprattutto per elementi a vista, con funzione portante e di irrigidimento (tamponature a vista per l'assorbimento dei carichi orizzontali, tetti a capriata semplice a vista, solai con trave inflessa a vista), in quanto il loro prezzo risulta essere sensibilmente superiore ai materiali a base di legno alternativi. Inoltre grazie alle loro caratteristiche di resistenza e rigidezza, simili a quelle dei segati, i pannelli di legno massiccio risultano essere impiegati, con funzione portante, in collegamento con i prodotti di tipo lineare dei sistemi intelaiati (platform frame), ed in tal caso vengono a crearsi, pertanto, elementi compositi formati da pannelli multistrato e prodotti lineari di legno massiccio.



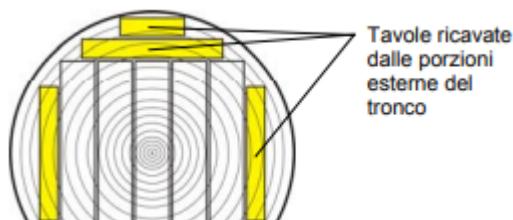
**Figura 3.7** Elemento composito formato da pannello multistrato e prodotto lineare di legno [7].

## Pannelli di legno compensato di tavole (X-Lam)

La più recente ed interessante evoluzione del legname strutturale, per certi aspetti figlia del legno lamellare, risulta essere il pannello di legno compensato di tavole, ovvero il pannello costituito da strati incrociati ed incollati, di tavole di legno massiccio (solitamente in numero dispari), aventi la direzione della fibratura disposta alternativamente ad angolo retto. Nonostante una certa improvvisazione da parte di produttori e progettisti, le qualità intrinseche del concetto di base con il quale risulta essere stato concepito tale pannello di legno compensato di tavole, ovvero di un setto portante “pieno” dotato di buona stabilità dimensionale e massa elevata, risulta aver consentito a tale prodotto di bruciare le tappe, ed affermarsi come la più significativa novità, nel settore delle costruzioni in legno, dall'introduzione del legno lamellare; però per usare in maniera tecnicamente corretta ed economicamente efficiente tali pannelli di legno compensato risulta necessario conoscerli bene, sia a livello merceologico che prestazionale.

Come già anticipato, il pannello di legno compensato di tavole risulta aver conosciuto una forte diffusione in tempi molto rapidi, tant'è che nel 2000 quasi non esisteva sul mercato Italiano, mentre oggi, invece, risulta essere considerato la soluzione costruttiva più interessante per l'edilizia residenziale. Il tutto, in assenza di esplicite indicazioni Normative, sia a livello nazionale che europeo (l'NTC 2018 e l'EC5 neppure li menzionano, invece le CNR DT 206-2018 lo fanno, ma solo per rimarcare l'assenza di una specifica Normativa), ma soprattutto in assenza, da parte di molti produttori, anche delle indicazioni necessarie e sufficienti in merito alle modalità di calcolo e di realizzazione dei collegamenti.

Il materiale di base per la produzione di legno compensato di tavole (BSP) risulta essere costituito da tavole allo stato grezzo, ricavate prevalentemente dalle porzioni esterne del tronco. Tale prodotto, considerato nel mondo delle segherie come segato di basso valore, in virtù dello scarso valore aggiunto, risulta possedere tuttavia, di solito, le migliori proprietà in termini di resistenza e rigidezza.

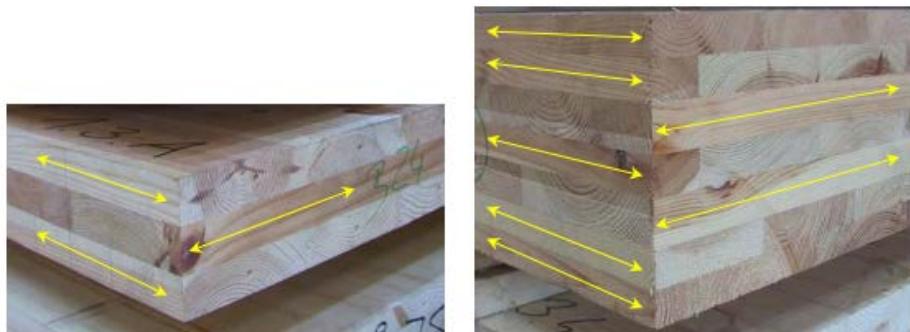


**Figura 3.8** Posizione delle singole tavole ricavate all'interno del tronco [7].

La larghezza delle singole tavole costituenti i pannelli di legno compensato di tavole risulta essere compresa, normalmente, tra 80 mm e 240 mm, mentre il loro spessore risulta variare tra 10 mm e 35 mm (il rapporto tra la larghezza e lo spessore della singola tavola deve essere definito in base alla relazione  $l:s \geq 4:1$ ). Attualmente, per la produzione di pannelli di legno compensato di tavole, risultano essere utilizzate le Conifere, quali abete rosso, pino, larice ed abete bianco, ed a seconda del settore d'impiego, di tali pannelli, gli strati longitudinali e quelli trasversali risultano essere costituiti da tavole di una

determinata classe di resistenza o categoria di classificazione (secondo la UNI EN 338:1997 o rispettivamente la DIN 4074-1:2003). Le tavole usate per la produzione di tali pannelli devono rispettare i medesimi criteri delle tavole per la produzione di legno lamellare incollato, pertanto risulta trattarsi di materiale classificato secondo la resistenza e appartenente ad una ben precisa classe di resistenza.

Le grandezze caratteristiche delle singole tavole, fondamentali per la determinazione delle caratteristiche del prodotto finito, risultano essere la loro resistenza a trazione, il loro modulo elastico longitudinale "E" a trazione, nonché, in parte, la loro massa volumica.



**Figura 3.9** Pannello di legno (di pino) compensato di tavole a tre strati ed a sette strati [7].

Risulta importante evidenziare che i singoli strati, di un elemento di legno compensato di tavole particolarmente sollecitato, dovrebbero essere di qualità adeguata e giuntati a pettine, anche se risulta essere comunque preferibile che tutte le lamelle siano giuntate a pettine.

Il giunto a pettine risulta essere un giunto longitudinale tra due elementi di legno massiccio, sulle cui testate siano stati intagliati, mediante fresatura, denti aventi stesso profilo e stesso passo, che risultino incastrarsi fra di loro senza gioco e che risultino essere uniti tramite incollaggio; mediante tale giunto a pettine risulta possibile ottenere elementi di maggior lunghezza rispetto all'elemento naturale di partenza. In particolare, tali giunti devono essere realizzati secondo le indicazioni contenute nella UNI EN 385: 2003, ed avere la stessa qualità richiesta per i giunti a pettine delle lamelle per la produzione di legno lamellare incollato.



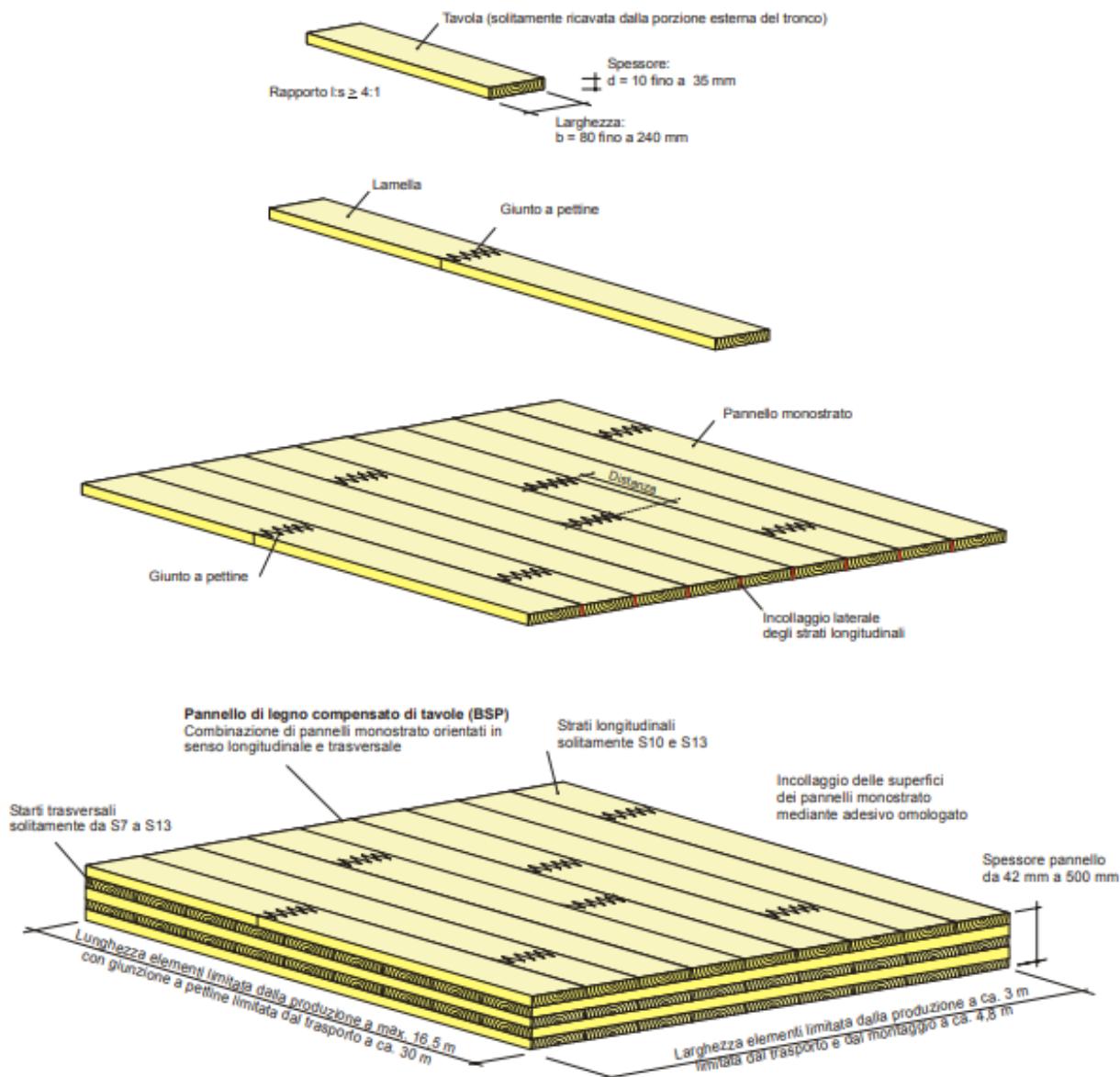
**Figura 3.10** Giunto a pettine [7].

Con le lamelle (piallate su quattro lati) prodotte in tal modo risultano essere realizzati i pannelli monostrato, nei quali, in caso di particolari esigenze riguardanti l'ermeticità nei confronti del vento, l'isolamento acustico oppure l'aspetto, le giunture delle singole lamelle possono essere eseguite mediante incollaggio laterale delle lamelle stesse; così facendo risulta possibile ottenere una qualità elevata del compensato di tavole anche dal punto di vista estetico. Inoltre risulta essere necessario mantenere, tra di loro, i giunti a pettine, tra tavole limitrofe, ad una distanza superiore ad un certo valore minimo, l'uno dall'altro, ed in merito a ciò devono essere rispettate almeno le esigenze secondo le norme UNI EN 386:2003, per il legno lamellare incollato.



*Figura 3.11 Impiego dei pannelli di legno compensato di tavole nell'edilizia residenziale [7].*

La struttura tipica di un pannello di legno compensato di tavole, anche detto X-Lam, risulta essere costituita da più strati di tavole di legno massiccio, o pannelli monostrato, sovrapposti ed incollati uno sull'altro in modo tale che la fibratura di ogni singolo strato risulti essere ruotata, nel piano del pannello, di 90° rispetto agli strati adiacenti. Il numero di strati ed il loro spessore risulta essere variabile in funzione del tipo di pannello e del produttore dello stesso, inoltre il numero minimo di strati per ottenere un pannello X-Lam risulta essere di 3, anche se per ottenere un comportamento fisico e meccanico efficace, sotto tutti i punti di vista, e corrispondente alla definizione di elemento multistrato, dovrebbe risultare essere uguale a 5. Infine il collegamento rigido dei singoli pannelli monostrato risulta essere realizzato mediante incollaggio omogeneo dell'intera superficie, e con l'utilizzo di un idoneo sistema di applicazione dell'adesivo, come risulta essere mostrato dalla seguente figura (estratta da "I prodotti di legno per la costruzione" di Andrea Bernasconi [7]).



**Figura 3.12 Struttura di un pannello di legno compensato di tavole a cinque strati a partire dalla singola tavola [7].**

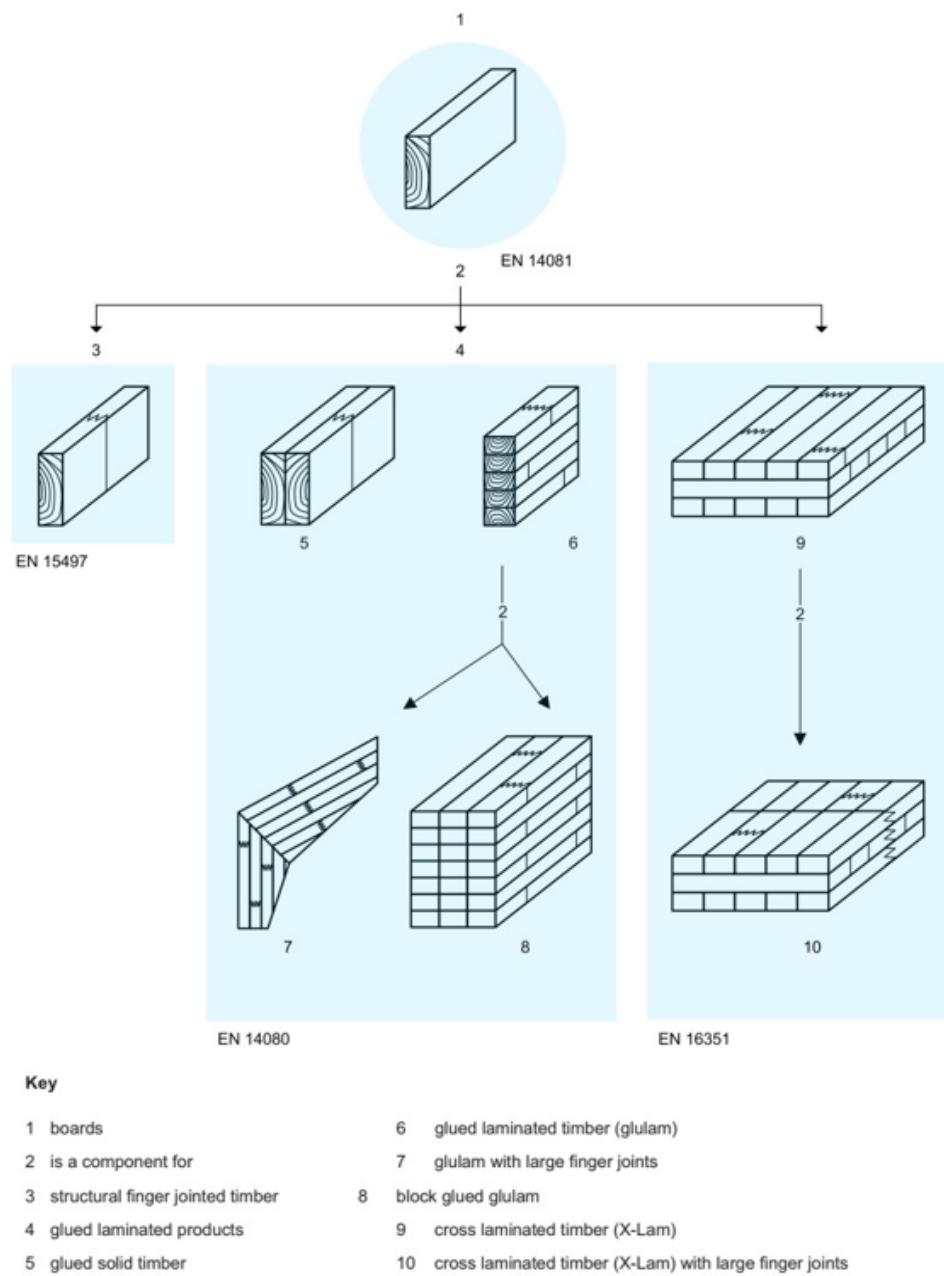
In particolare, la produzione di tali pannelli risulta avvenire seguendo le fasi di lavorazione seguenti:

- **Taglio delle tavole**, che risulta avvenire in impianti altamente industrializzati e specializzati alla produzione di questo tipo;
- **Essiccatura delle tavole**, che risulta essere una fase essenziale della produzione, in quanto non solo per la classificazione, ma anche per l'incollatura, risulta essere indispensabile un tasso di umidità del legno ben definito, di regola del 12% (a cui viene aggiunto un margine di tolleranza di 2 o 3%);
- **Classificazione delle tavole**, che risulta avvenire in modo visivo o meccanico, permettendo di eliminare le parti di qualità troppo scadenti tramite troncatura dell'elemento, ed in seguito risulta consentire di procedere all'attribuzione di ogni tavola ad una classe di resistenza. Le Normative di

riferimento per la classificazione risultano essere quelle che risultano definire la classificazione del legno massiccio (per esempio EN14081 e correlate) e che ne risultano indicare i profili prestazionali delle diverse classi di resistenza (per esempio EN 338);

- **Giunti longitudinali delle tavole**, in quanto le singole tavole formanti il singolo strato di tavole devono risultare essere continue su tutta la lunghezza del pannello, in modo tale da garantire la continuità strutturale, ininterrotta, dello strato per tutta la lunghezza del pannello. Per ottenere ciò, la tecnologia applicata risulta essere la giunzione longitudinale incollata, a pettine, delle singole tavole, ottenendo così facendo le lamelle;
- **Giunti trasversali delle tavole**, che risultano essere realizzati in modi diversi, in funzione del procedimento di produzione e, quindi, in relazione del produttore in questione. In particolare, in alcuni casi le tavole risultano essere incollate, una all'altra, anche nella direzione trasversale, mentre in altri casi esse risultano essere accostate in modo tale da creare una superficie omogenea senza che il giunto fra una tavola e l'altra risulti essere visibile, ed in altri casi ancora la superficie di contatto fra le tavole non risulta essere particolarmente curata, rimanendo un'intercapedine visibile fra le due tavole. Il risultato finale, dal punto di vista delle caratteristiche tecniche dell'X-Lam, comunque non risulta essere influenzato dalla continuità, o non continuità, fra una tavola e l'altra nella direzione perpendicolare alla fibratura, ed inoltre le singole tavole risultano essere soggette alla formazione di fessure trasversali, che pertanto risultano portare alla discontinuità del materiale nella direzione perpendicolare alla fibratura.

La produzione dell'X-Lam deve permettere la realizzazione dell'incollatura strutturale degli strati di tavole, ruotati di 90° uno rispetto all'altro, in modo tale da formare un unico elemento monolitico e multistrato; in particolar modo, l'incollatura fra i singoli strati deve corrispondere alle esigenze dell'incollatura strutturale. I collanti usati risultano essere quelli sviluppati per la produzione del legno lamellare incollato, e pertanto anche per la produzione di X-Lam risultano ritrovarsi sia gli adesivi più classici a base di formaldeide, sia quelli più recenti a base di poliuretani (con una prevalenza di quest'ultimi, probabilmente dettata dalla migliore predisposizione all'applicazione in condizioni particolari).

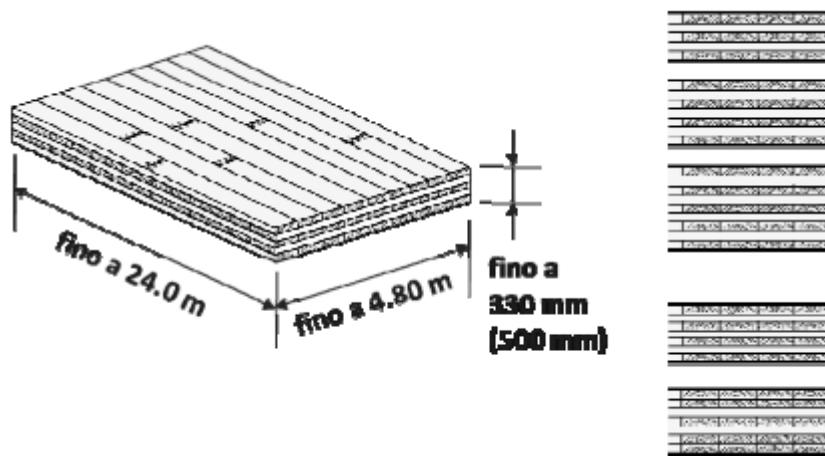


**Figura 3.13 Tavole per la realizzazione dei pannelli X-Lam secondo CEN/TC 124 (EN 14080:2013) [8].**

Il pannello X-Lam non risulta essere un materiale, o un prodotto, definito da una specifica Normativa di prodotto o da una regolamentazione del materiale, ed anche le procedure di produzione non risultano essere definite o prescritte in modo generale, ma risultano rifarsi alle condizioni di produzione del legno lamellare incollato, cioè prodotto tramite incollatura, per uso strutturale. Per tali ragioni ogni produttore risulta aver sviluppato la tecnologia di produzione più consona alle proprie particolarità e più promettente dal proprio punto di vista, e ciò risulta aver portato alla produzione dell'X-Lam in molti modi diversi fra loro, anche se tali diverse procedure di produzione non risultano aver portato a differenze di rilievo nel comportamento meccanico del pannello finito.

In linea generale, risulta possibile concludere affermando che i pannelli X-Lam risultino essere, di regola, dei pannelli piani, prodotti tramite incollatura degli strati di tavole sovrapposti, ed incrociati, cioè ruotati di 90° nel proprio piano, uno rispetto all'altro.

I pannelli X-Lam risultano essere definiti come pannelli di grandi dimensioni, in relazione al loro impiego per la realizzazione di elementi strutturali per l'edilizia, e non esistendo una definizione generica del prodotto, ogni produttore risulta aver sviluppato e definito la propria offerta in merito alla disponibilità di dimensioni e composizione del proprio "prodotto X-Lam"; ne consegue che le dimensioni e la forma dei pannelli di legno compensato di tavole risultano essere determinate dalle restrizioni imposte dalla produzione, dal trasporto e dal montaggio. In particolare, attualmente sul mercato risultano essere fabbricabili elementi piatti fino a 24,0 m di lunghezza (con possibilità di raggiungere i 30,0 m) e 4,8 m di larghezza, giuntando le singole lamelle di testa mediante giunti a pettine, inoltre gli spessori risultano essere compresi, normalmente, tra i 60 mm e i 400 mm, ma risulta possibile raggiungere, eccezionalmente, anche i 500 mm. Siccome però non tutte le combinazioni intermedie risultano essere possibili allora risulta di fondamentale importanza conoscere con precisione l'offerta dei vari fornitori, sia come tipologie "standard" che "su richiesta". Infine il tipo di colla usata nell'incollaggio dei vari strati risulta avere un'influenza determinante sul campo di applicazione di tali pannelli di legno compensato di tavole, tant'è che, attualmente, il loro impiego risulta essere previsto solamente in Classe di Servizio 1 e 2.



**Figura 3.14** Dimensioni massime ed esempi della composizione stratigrafica dei pannelli X-Lam [8].

Combinazioni diverse di strati longitudinali e trasversali di un pannello di legno compensato di tavole risultano consentire di ottenere diverse strutture di pannello multistrato, che possono essere ottimizzate rispetto ai requisiti statico-costruttivi e di resistenza al fuoco, inoltre ai fini di una buona distribuzione trasversale delle proprietà del prodotto finale, i pannelli possono essere prodotti, ad esempio, con valori di resistenza a flessione uniformati in senso longitudinale e trasversale. Di seguito viene riportata una Tabella illustrante le dimensioni massime dei principali prodotti X-Lam a livello europeo (estratta da "Il materiale X-Lam. Caratteristiche e prestazioni" di Andrea Bernasconi [8]).

**Tabella 3.2 Principali prodotti X-Lam a livello europeo [8].**

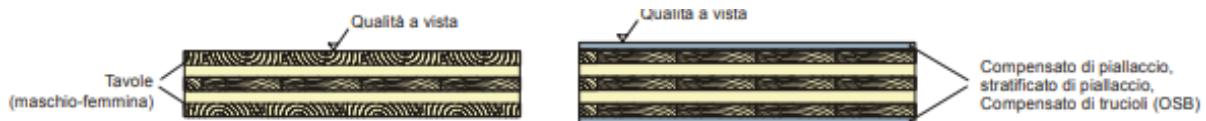
Prodotto	Numero strati	Dimensioni max. standard			Dimensioni max.		
		Larghezza in m	Lunghezza in m	Spessore in mm	Larghezza in m	Lunghezza in m	Spessore in mm
KLH	... 7 +	2.95	16.5	500			
Leno	... 11	4.80	14.8	297	4.80	20.0	500
MM-BSP	... 7	3.00	16.5	278			
CLT	... 7	2.95	16.0	301	3.0	16.0	400
BBS	... 7	1.25	24.0	341			
HMS	... 7	4.00	18.0	217			

Le caratteristiche meccaniche dei pannelli di legno compensato di tavole risultano dipendere, ovviamente, da quelle delle tavole di legno massiccio impiegate per la loro realizzazione; in particolare, la tipologia di legno di gran lunga più utilizzata risulta essere la "C24". Esistono in letteratura semplici regole di calcolo che risultano consentire di calcolarsi l'intera matrice di valori, sulla base di pochi parametri (generalmente densità, resistenza e modulo elastico a flessione nel piano, resistenza e modulo di taglio nel piano e nello spessore), ovviamente, però, tali formule risultano essere cautelative, per cui alcuni produttori risultano aver preferito sviluppare la serie completa di prove, secondo la EN 789, almeno per alcune delle combinazioni più diffuse spessore/composizione di tali pannelli. Infine poiché il tipo e la distribuzione di giunzioni di testa e di fianco risulta contribuire a far variare le caratteristiche meccaniche del pannello finito, occorre controllare che essi rientrino nei limiti prefissati; comunque in attesa degli sviluppi Normativi, l'approccio più logico per il progettista risulta essere quello di considerare un "sistema costruttivo" basato sul pannello di legno compensato di tavole, anziché considerare il singolo prodotto.

I requisiti per la produzione dei singoli prodotti di legno compensato di tavole, e le direttive per l'impiego degli stessi elementi come componenti portanti (strutturali) e di irrigidimento per costruzioni di legno, risultano essere regolamentati dalle omologazioni dei singoli prodotti, i quali possono essere impiegati, conformemente alle relative omologazioni, come elementi di pareti, solai e coperture in edifici con carichi accidentali prevalentemente statici (secondo DIN 1055- 3:2002 – Carichi ammissibili per edifici). I pannelli di legno compensato di tavole possono essere utilizzati, se non diversamente specificato nelle relative omologazioni, come elementi costruttivi portanti, di irrigidimento o non portanti, dimensionati e realizzati secondo la norma DIN 1052:2004 oppure DIN V ENV 1995-1-1:1994, unitamente al documento di applicazione nazionale tedesco NAD. Infine l'utilizzo dei pannelli di legno compensato di tavole risulta essere consentito solamente per le classi di utilizzo 1 e 2, secondo la DIN EN 386:1996.

I pannelli di legno compensato di tavole risultano essere prodotti, fondamentalmente, come merce grezza industriale, con qualità non a vista, pertanto, per ottenere un pannello avente una superficie di qualità a vista risulta essere necessaria un'adeguata lavorazione dello strato esterno che, in base alle proprietà, può contribuire o meno alla funzione portante del pannello stesso. In particolare, gli strati esterni del pannello aventi qualità a vista, collaboranti alla funzione statica del pannello stesso, dovrebbero essere incollati, per motivi di simmetria della sezione, su entrambe le facce esterne del pannello di legno compensato di tavole, ed inoltre tali strati esterni possono essere realizzati con pannelli monostrato a

maschio-femmina, compensati di piallacci a 3, 5 o più strati, nonché stratificati di piallacci e compensati truciolari come l'OSB.



**Figura 3.15 Esecuzione degli strati esterni in qualità a vista [7].**

Gli strati esterni, invece, staticamente non collaboranti, in base alle esigenze di natura estetica, di resistenza al fuoco e di isolamento acustico, risultano essere applicati, mediante incollaggio o bullonatura, sia ad una che ad entrambe le facce del pannello di legno compensato di tavole, e tali strati possono essere realizzati per esempio anche con pannelli di fibre o di cartongesso.

In virtù delle loro dimensioni, in particolar modo dei loro spessori, i pannelli di legno compensato di tavole risultano essere impiegati per le costruzioni di tipo massiccio, infatti la larghezza di tali pannelli risulta consentire di realizzare elementi aventi un'altezza pari a quella di un piano di edificio, ed il loro spessore risulta garantire la trasmissione dei carichi verticali e orizzontali sia nel piano del pannello che perpendicolarmente ad esso.

I pannelli piani portanti di legno compensato di tavole possono avere una funzione statica di lastra, di piastra o di entrambe contemporaneamente. La struttura della sezione trasversale del pannello di legno compensato di tavole (pannelli monostrato aventi la direzione della fibratura disposta, di solito, alternativamente ad angolo retto l'uno rispetto all'altro), risulta consentire di realizzare con un unico pannello un'adeguata capacità portante longitudinale e trasversale, inoltre tali pannelli risultano rendere possibile l'assorbimento di carichi concentrati. Ne consegue che con tali pannelli non risultino essere realizzabili solo pareti esterne ed interne di grandi dimensioni, così come elementi per coperture e solai, ma anche scale e balconi.



**Figura 3.16 Pannello di legno compensato di tavole a sette strati [7].**

Lo spessore di un elemento in compensato di tavole a 5 strati, normalmente, impiegato per un edificio multipiano (max. 3 piani) risulta essere di circa 95 mm (valore orientativo), mentre lo spessore minimo di elementi portanti massicci per pareti risulta dipendere dal tipo di prodotto e dalle relative grandezze caratteristiche, tuttavia, generalmente, non dovrebbe risultare essere mai inferiore a 75 mm. In particolare, con pannelli di legno compensato di tavole a 5 strati di spessore compreso tra 125 mm e 160 mm, a seconda della struttura del pannello e del solaio, come anche dell'entità delle sollecitazioni, risulta possibile coprire luci di 4,0-5,0 m, in modo economico.



**Figura 3.17 Montaggio di un elemento di parete (a sinistra) e di solaio (a destra) di pannello di legno compensato di tavole [7].**

In base a quanto scritto finora, risulta possibile affermare che, dal punto di vista prestazionale, la più importante qualità del pannello di legno compensato di tavole risulti essere la sua “completezza”, e ciò risulta essere riscontrato anche andando ad osservare la maniera con cui, in termini generali, tale prodotto risulti rispondere ai 6 Requisiti Essenziali, della Direttiva 89/106, riportati nella seguente Tabella:

**Tabella 3.3 Sintesi dei Requisiti Essenziali e prestazioni tipiche del pannello di legno compensato di tavole [3].**

Requisito	Prestazioni tipiche del compensato di tavole
Resistenza meccanica	Ottimo rapporto peso/prestazioni, buona isotropia nel piano, elevata stabilità dimensionale. Facile ottenere strutture con elevata duttilità, progettando bene i giunti.
Sicurezza in caso d'incendio	Facile ottenere una resistenza al fuoco elevata, in funzione degli spessori impiegati, spesso ridondanti. Assenza di fumi tossici o scuri (in caso d'incendio, sono questi i fattori maggiormente pericolosi).
Igiene, salute ed ambiente	Assenza di emissioni inquinanti e/o polveri. Assenza di formaldeide per pannelli incollati con adesivi di tipo poliuretanico o chiodati. Bassa emissione di formaldeide per pannelli incollati con MUF (melamina-urea-formaldeide).
Sicurezza di utilizzazione	Facili da manovrare in cantiere, sicuri come resistenza all'impatto, non più scivolosi rispetto ad altri materiali a base di legno.
Protezione contro il rumore	Una massa più elevata, rispetto alla costruzione a telaio e pannelli, fornisce automaticamente un migliore isolamento, anche alle frequenze più basse.
Risparmio energetico	La conducibilità è quella del legno ( $U=0,13 \text{ W/mK}$ ) quindi l'elemento strutturale è già anche isolante, e possiede una buona inerzia (utile per lo sfasamento e l'attenuazione in regime estivo). Molto facile evitare i ponti termici.

Per concludere, risulta essere molto utile ricordare alcuni criteri di progettazione che risultano consentire di impiegare in maniera sinergica le prestazioni complessive del pannello di legno compensato di tavole; in particolare, la durabilità non risulta aumentare passando dal legno massiccio, o lamellare, al pannello di legno compensato di tavole, però le superfici di contatto (sia con il legno che con altri materiali) risultano essere spesso molto maggiori rispetto a quelle presenti in un prodotto di tipo lineare (come trave), e pertanto tutte le regole di buona progettazione devono essere scrupolosamente osservate. Inoltre anche se l'elevata dimensione dei pannelli di legno compensato di tavole, certamente, risulta suggerire l'opportunità di progettare elementi portanti di grande dimensione, per ottimizzare le prestazioni dei setti e/o i tempi di posa, risulta importante considerare, in alternativa, la possibilità di eseguire un numero di giunzioni maggiore, per ottenere una qualità migliore; ciò a volte paga anche in termini prestazionali (duttilità, sigillatura, acustica...) oltre che di costi e tempi (trasporto, stoccaggio, sollevamento...).

### ***3.3 - Caratteristiche fisiche e strutturali dei pannelli X-Lam***

L'X-Lam risulta nascere alla fine degli anni '90, in Austria ed in Germania, grazie ad un progetto di sviluppo e ricerca, realizzato presso l'Università di Graz, avente come obiettivo quello di aprire nuove vie per un migliore sfruttamento delle risorse messe a disposizione dalla lavorazione del legno in segheria, al fine di realizzare elementi piani di grande dimensione.

Nei primi anni del 1900 furono realizzati in Inghilterra i primi edifici multipiano con struttura in calcestruzzo armato, sfruttando l'allora nuova possibilità di realizzare elementi strutturali piani con tale materiale, mentre nel 2007 è stato realizzato a Londra un edificio avente 9 piani di struttura portante di pannelli X-Lam. Idee e studi al fine di costruire edifici di legno, con pannelli portanti X-Lam, di altezza ancora superiore risultano essere già in discussione, e, a poco più di un secolo di distanza dall'avvento della tecnologia strutturale delle pareti e delle solette di calcestruzzo armato, risulta sembrare che il pannello X-Lam stia permettendo al legno di offrire una tipologia costruttiva ad essa concorrenziale, anche dal punto di vista della concezione strutturale dell'edificio, ovvero rivolta verso la "superficie" come elemento geometrico fondamentale della struttura, cioè all'elemento piano di legno massiccio quale elemento strutturale.

L'X-Lam risulta essere a tutti gli effetti un elemento di legno massiccio, in cui la struttura del legno non risulta aver subito alcuna modifica dal punto di vista fisico, chimico o biologico (tralasciando le modifiche dovute agli adesivi usati per l'incollatura). Ne consegue che risulti possibile affermare che si tratti di legno massiccio al suo stato naturale, in modo assolutamente simile al legno lamellare incollato, da cui risulta prendere a prestito tutte le basi tecniche, tecnologiche e scientifiche legate alla caratterizzazione ed al comportamento fisico e meccanico del materiale di base, cioè del legno massiccio classificato secondo la resistenza.

### **3.3.1 - Stabilità dimensionale**

Il legno, come ampiamente discusso nel Cap.1, risulta essere soggetto a ritiro e rigonfiamento in funzione della riduzione o dell'aumento del suo contenuto di acqua, pertanto, come tutti gli elementi a base di legno, anche i pannelli X-Lam risultano essere sottoposti alle variazioni del loro contenuto di acqua, dettate dalle variazioni delle condizioni climatiche dell'ambiente in cui risultano trovarsi. L'incollatura strutturale dei diversi strati di tavole, però, risulta ridurre di molto le loro deformazioni dovute alle variazioni di umidità del legno.

In particolare, la variazione dell'umidità del legno risulta provocare nel pannello X-Lam una variazione della dimensione del legno differente nei vari strati, in funzione dell'orientazione degli stessi, infatti considerando tale fenomeno in una sola direzione del piano del pannello risulta ottenersi una variazione dimensionale praticamente trascurabile degli strati longitudinali ed una variazione dimensionale più marcata degli strati trasversali. L'incollatura fra i diversi strati risulta però imporre, di fatto, la medesima deformazione, o la medesima variazione della lunghezza, di tutti gli strati costituenti il pannello, e quindi risultano nascere delle sollecitazioni interne, dovute proprio all'interazione fra i diversi strati ed al loro diverso comportamento.

La differenza di modulo "E" fra gli strati longitudinali e trasversali risulta definire l'ampiezza della deformazione e delle sollecitazioni, allo stato di equilibrio meccanico, fra i diversi strati di tavole, pertanto, ricordando che la differenza fra il modulo "E" nella direzione longitudinale e nella direzione trasversale risulta presentare un rapporto di almeno 30:1, risulta abbastanza facilmente comprensibile il fatto che la maggiore deformazione degli strati trasversali risulti essere, praticamente, completamente impedita dagli strati longitudinali, e quindi che il comportamento dell'intero pannello, nelle due direzioni del proprio piano, risulti essere molto simile a quello del legno nella direzione longitudinale. Tale stabilità dimensionale, nel piano del pannello, risulta essere, molto probabilmente, il motivo per il quale tale pannello venga definito come "compensato", inteso come la compensazione della direzione debole della struttura del legno, ossia quella trasversale rispetto alla sua fibratura, dagli strati disposti proprio in tale direzione. Ne consegue che l'X-Lam risulti presentare la struttura di "pannello compensato".

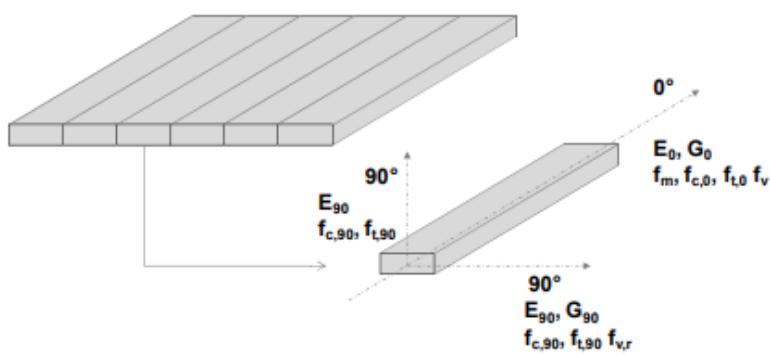
I pannelli X-Lam, come già anticipato, risultano essere ammessi all'uso nelle classi di servizio 1 e 2, cioè in condizioni climatiche tali da non permettere l'aumento del valore dell'umidità del legno oltre il 20%; pertanto il loro uso risulta essere limitato alle situazioni che non ne risultano compromettere la durabilità, o in condizioni tali da escludere ogni fenomeno di degrado biologico. Ne consegue che le variazioni attendibili delle dimensioni di un pannello X-Lam, nel suo piano, risultano essere quindi, teoricamente, al massimo dell'ordine dello 0,1 %, cioè di meno di 1 mm per metro lineare. Inoltre risulta importante aggiungere che gli strati trasversali risultano presentare al loro interno, con certezza, delle fessure da ritiro, dovute sia all'essiccazione iniziale cui risultano essere stati sottoposti, sia alle variazioni di umidità che risultano subire in fase di servizio, e quindi, molto probabilmente, l'ordine di grandezza della variazione dimensionale precedentemente scritta, risulta manifestarsi, nell'applicazione pratica, in forma ancora più ridotta.

A conclusione di quanto sopra scritto, risulta possibile affermare che i pannelli X-Lam risultino presentare una stabilità dimensionale praticamente completa e totale, per quanto concerne le dimensioni nel loro piano, e ciò risulta consentire non soltanto l'uso di pannelli di dimensioni elevate, senza conseguenze o pregiudizi per gli altri elementi costruttivi e strutturali durante la fase di servizio, ma risulta permettere anche la lavorazione di precisione in fase di prefabbricazione, con la certezza di non dover considerare tolleranze o margini di riserva importanti, dettati dalla variazione di dimensione del materiale.

Sul lato dello spessore del pannello (cioè in direzione ortogonale al piano del pannello), invece, il materiale risulta assumere la direzione perpendicolare alla fibratura in tutti gli strati, e per tale ragione le variazioni dell'umidità del legno risultano tradursi, direttamente, in variazioni dello spessore del pannello. Essendo le dimensioni assolute dello spessore del pannello comunque limitate, ed essendo le condizioni climatiche variabili solamente fra la classe di servizio 1 e la classe di servizio 2, allora le conseguenze del ritiro e del rigonfiamento, in direzione ortogonale al piano del pannello risultano essere non problematiche.

### **3.3.2 - Comportamento a piastra ed a lastra**

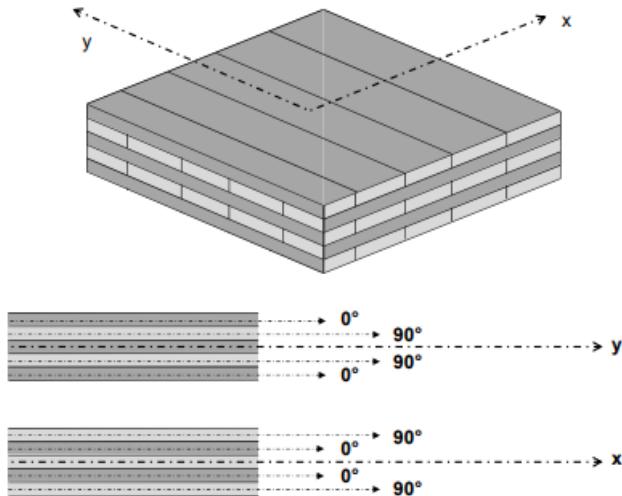
Le caratteristiche meccaniche dell'X-Lam risultano essere definite sulla base della composizione del pannello stesso, e considerando i singoli strati da cui il pannello risulta essere composto, ne consegue che, siccome il pannello risulta essere formato da una serie di strati di tavole di legno massiccio, il suo comportamento strutturale risulterà essere descritto sulla base delle caratteristiche strutturali del legno massiccio da cui tali strati di tavole risultano essere composti. In particolare, gli strati di tavole di legno massiccio risultano essere definiti come strati unidirezionali, le cui caratteristiche meccaniche risultano dipendere dalla direzione considerata rispetto alla direzione della loro fibratura, come risulta possibile notare dalla figura sottostante (europeo (estratta da "Il materiale X-Lam. Caratteristiche e prestazioni" di Andrea Bernasconi [8]).



**Figura 3.18      Caratteristiche meccaniche (profilo prestazionale) di uno strato di tavole [8].**

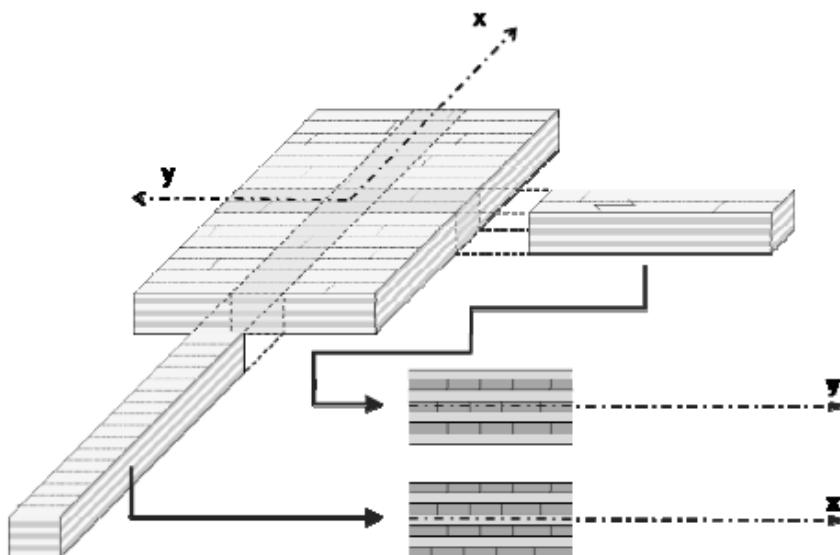
L'unione di più strati di tavole di legno risulta dar luogo al pannello compensato di tavole, o pannello a strati incrociati, X-Lam. Inoltre, come evidenziato precedentemente, l'unione fra i singoli strati di tavole risulta essere realizzata tramite incollatura strutturale, e non risulta rappresentare un indebolimento del

sistema compensato, in quanto risulta rendere i diversi strati di tavole collegati fra loro in maniera rigida. In particolar modo, risulta possibile considerare lo strato di colla come se fosse infinitamente rigido rispetto alla rigidezza dei componenti di legno, e pertanto, tale strato di colla, fra gli strati di tavole, risulta possibile trascurarlo ai fini della descrizione delle caratteristiche meccaniche del pannello X-Lam.



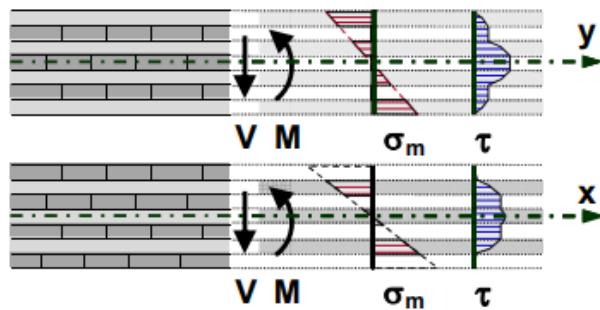
*Figura 3.19 Pannello compensato di tavole [8].*

Il comportamento meccanico del pannello risulta essere analizzato considerando le due direzioni principali del piano del pannello stesso, come mostrato nella figura sottostante:



*Figura 3.20 X-Lam visto come griglia di elementi lineari multistrato [8].*

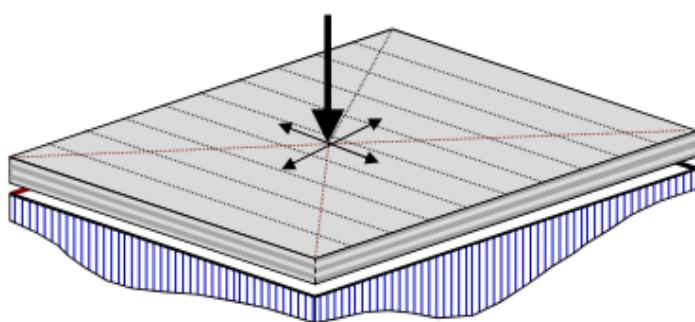
Il comportamento dell'elemento inflesso di pannello X-Lam, cioè avente sezione composta da un certo numero di strati variabili, risulta essere definito applicando le regole della Scienza delle Costruzioni, grazie alle quali risulta possibile determinare la distribuzione delle tensioni sui singoli strati, in funzione delle rispettive caratteristiche meccaniche.



**Figura 3.21** Distribuzione delle tensioni di flessione e di taglio sulla sezione di pannello X-Lam [8].

Dall'andamento soprastante delle tensioni tangenziali risulta possibile notare come gli strati orientati in direzione trasversale, rispetto alla direzione considerata, risultino assumere comunque una funzione essenziale, in quanto risultano garantire il collegamento rigido fra i diversi strati componenti il pannello.

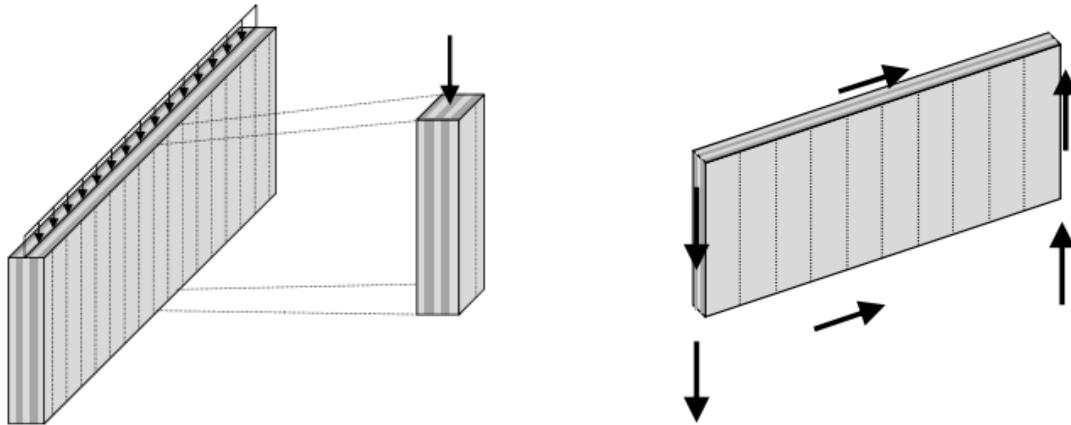
Il pannello X-Lam soggetto a carichi ortogonali al proprio piano risulta comportarsi come una piastra, ovvero la descrizione del suo comportamento può essere effettuata schematizzando il pannello come una griglia di elementi inflessi, aventi, eventualmente, caratteristiche meccaniche diverse nelle due direzioni del piano del pannello stesso. L'applicazione di tale modello, per descrivere il comportamento del pannello X-Lam soggetto a carichi ortogonali al proprio piano, risulta essere giustificata dal fatto che, nella maggior parte dei casi concreti, la geometria degli elementi del pannello risulta portare a considerare l'effetto strutturale in una sola direzione, ed inoltre la rigidezza torsionale dell'X-Lam risulta essere comunque ridotta, a causa dei ridotti valori del modulo "G" del legno. Infine a ciò risulta ancora aggiungersi l'effetto della possibile fessurazione degli strati di tavole, che ne risultano ridurre la continuità nella direzione trasversale.



**Figura 3.22** Comportamento a piastra del pannello X-Lam [8].

L'elemento strutturale così descritto risulta permettere, pertanto, di distribuire i carichi, ortogonali al proprio piano, ad esso applicati nelle due direzioni del proprio piano, sfruttando quindi tutto il materiale disponibile, riducendo così le sollecitazioni locali all'interno del pannello, e permettendo di distribuire i carichi su tutto il proprio perimetro.

Il pannello X-Lam soggetto, invece, a carichi nel proprio piano risulta comportarsi come una lastra, ovvero risulta essere in grado di assumere le funzioni di elemento compresso (in seguito alla forza assiale verticale nel piano della parete) e di controventatura (per contrastare le forze orizzontali nel piano della parete). In particolare, la rigidezza e la resistenza del pannello X-Lam risultano essere, anche in tal caso, definite dalla composizione dei diversi strati del pannello stesso, comunque lo spessore del pannello risulta essere la dimensione di riferimento.



**Figura 3.23 Comportamento a lastra del pannello X-Lam [8].**

Il pannello X-Lam risulta dunque essere un elemento strutturale di superficie dotato di:

- **Comportamento a piastra**, qualora risulti essere soggetto a carichi perpendicolari al proprio piano, grazie alla sua resistenza e rigidezza a flessione ed a taglio nelle due direzioni del proprio piano;
- **Comportamento a lastra**, qualora risulti essere soggetto a carichi nel proprio piano, grazie alla sua resistenza e rigidezza agli sforzi normali e di taglio nel proprio piano.

La struttura portante di un edificio realizzato mediante pannelli X-Lam risulta essere pertanto il risultato della combinazione di elementi strutturali di tale tipo, appositamente collegati fra di loro in modo tale da creare strutture portanti tridimensionali. In particolare, i collegamenti fra i diversi elementi formanti la struttura dell'edificio risultano essere, di regola, da considerare come se fossero delle cerniere, che risultino permettere ed assicurare la trasmissione, fra un elemento e l'altro, di forze, la cui linea d'azione risulti passare sempre per lo spigolo d'intersezione fra i piani dei due elementi collegati. Ne consegue che l'eccentricità dei collegamenti risulti quindi essere da considerare come fenomeno locale, e da considerare come tale nella definizione delle sollecitazioni dei singoli elementi collegati.

### **3.4 - Metodo di calcolo dei pannelli X-Lam**

Il calcolo strutturale dei pannelli X-Lam risulta rappresentare una nuova frontiera per il progetto delle strutture di legno, per diverse ragioni, prima fra tutte quella dell'utilizzo di elementi strutturali piani di grandi dimensioni, i pannelli appunto, che fino a pochi anni fa risultava essere completamente sconosciuto nelle costruzioni di legno, in quanto non risultavano esistere elementi strutturali di tale tipo. Inoltre risulta trattarsi di un materiale completamente nuovo, per il quale, al momento, non risultano esistere ancora Normative di prodotto specifiche, e non risulta essere oggetto di trattazione specifica in nessuno dei testi di Normativa attualmente, e comunque, in uso da parte di strutturisti ed addetti ai lavori. Ciò però non risulta significare che non esista una base Normativa su cui poter lavorare con tale prodotto; anzi risulta essere vero esattamente il contrario, dato che le basi Normative, disponibili al momento, risultano permettere, senza dubbio, di considerare l'X-Lam, a tutti gli effetti, come facente parte delle conoscenze tecniche in esse contenute. Non risulta trattarsi di una coincidenza, in quanto le Normative sulle strutture di legno disponibili al giorno d'oggi risultano essere tutte state pubblicate negli ultimissimi anni, e fra glia addetti ai lavori, ossia fra i produttori che risultano avere molto investito in tale materiale, ma anche fra gli specialisti scientifici del ramo, l'evoluzione in corso risultava essere già ben nota.

La mancanza di una Normativa che definisca il prodotto X-lam risulta essere un ostacolo facilmente superabile, in quanto ciò risulta essere previsto dalle regole che risultano definire l'omologazione del prodotto stesso, e che risultano indicare la possibilità di applicazione di materiali e prodotti aventi funzione strutturale che non risultino essere definiti tramite Normativa apposita. Risulta trattarsi quindi di un ostacolo piuttosto ridotto per la grande industria, che risulta averlo prontamente superato, seguendo la procedura dell'omologazione diretta dei singoli prodotti.

Le indicazioni che seguono risultano avere come unico scopo quello di offrire le indicazioni necessarie, al progettista strutturista, per poter procedere, in modo tecnicamente e formalmente corretto, al calcolo delle strutture realizzate tramite pannelli X-Lam, affrontando il tema in modo completo, toccandone quindi tutti gli aspetti essenziali.

Risulta utile ricordare che, ai sensi delle NTC, il materiale per uso strutturale, e quindi anche l'X-Lam, debba essere qualificato (definito e caratterizzato) secondo le disposizioni relative alla marcatura CE del prodotto stesso. In mancanza della marcatura CE risultano valere le disposizioni integrative del capitolo 11.7.10 delle NTC, in cui risulta essere prevista l'obbligatoria qualificazione della produzione da parte del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. L'X-Lam risulta essere, dunque, a pieno titolo, un materiale per uso strutturale ai sensi delle NTC, a condizione che il prodotto risulti disporre di una marcatura CE, o in alternativa che il produttore risulti disporre di una corrispondente qualifica da parte del Servizio Tecnico Centrale; anche se, comunque, gli aspetti legati alla qualificazione formale dei produttori e dei diversi prodotti di X-Lam disponibili sul mercato non risultano essere di rilevanza principale per le fasi di progettazione e di calcolo degli elementi strutturali.

L'altezza massima delle costruzioni in legno risulta essere limitata a due piani, in zona sismica 1, qualora la costruzione non risulti accedere alle sue riserve anelastiche, anche se la possibilità di accedere alle riserve anelastiche delle costruzioni realizzate tramite pannelli X-Lam risulta essere stata dimostrata ampiamente, fra l'altro, mediante prove sperimentali su edifici di dimensioni ragguardevoli. Nelle NTC le strutture realizzate mediante pannelli X-Lam, sotto forma di pareti e di solette collegate fra di loro tramite connettori metallici, risultano far parte della tipologia strutturale "pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni", e risultano essere pertanto definite come strutture aventi almeno una bassa capacità di dissipazione energetica, per cui li risulta essere attribuito un valore base del fattore di comportamento "q<sub>0</sub>" pari 2,5.

Il comportamento delle strutture di legno, in generale, risulta dipendere da una serie di fattori, che ne possono influenzare, fra l'altro, il comportamento dissipativo in modo determinante, e le costruzioni realizzate tramite pannelli X-Lam non risultano farne eccezione a ciò. Inoltre l'approfondimento del loro comportamento sismico risulta essere, tuttora, oggetto di studi scientifici, che possono, senza dubbio, essere integrati nella considerazione dell'azione sismica agente sulla costruzione stessa, nella valutazione delle sollecitazioni che risultano instaurarsi, nonché nella valutazione della sicurezza sismica. Comunque le strutture realizzate mediante pannelli X-Lam, collegati fra loro mediante connettori metallici, risultano essere considerate, secondo la classificazione redatta dalle NTC, come strutture aventi capacità dissipativa, e quindi, a tutti gli effetti, applicabili anche in zone ad alto rischio sismico e, pertanto, non risultano essere soggette alla limitazione dell'altezza massima dell'edificio a due piani.

L'applicazione della Scienza delle Costruzioni, fortunatamente, risulta consentire allo strutturista esperto, e preparato alle problematiche relative alle costruzioni di legno ed al comportamento strutturale degli elementi dei materiali a base di legno, di comprendere ed analizzare efficacemente il comportamento strutturale dell'X-Lam. Dopodiché, le procedure di verifica risultano essere definite dall'applicazione di tali conoscenze alle regole per la verifica dello Stato Limite Ultimo contenute nelle varie Normative.

I profili prestazionali del materiale X-Lam risultano essere contenuti nelle specifiche delle omologazioni, e delle certificazioni, dei diversi prodotti presenti sul mercato, e spesso risultano contenere anche indicazioni relative al calcolo strutturale, alle procedure di verifica ed ai valori da assumere, in relazione alle Normative in vigore nei diversi paesi.

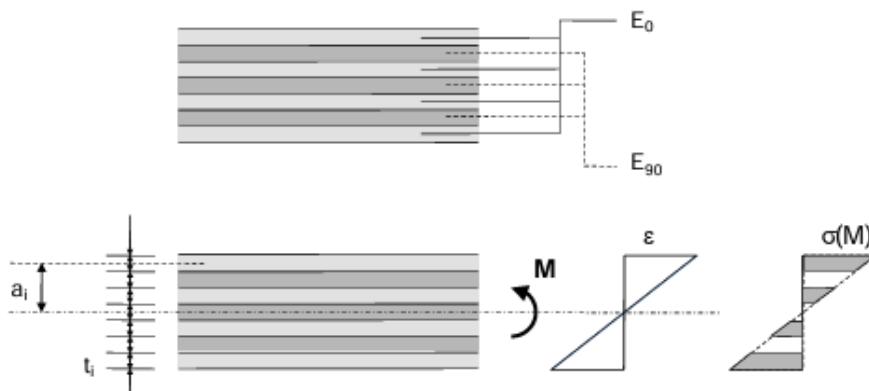
Nell'intento di fornire indicazioni che risultino essere indipendenti, dai singoli prodotti X-Lam presenti sul mercato, e valide, comunque, in modo generale, le indicazioni successive non risulteranno riferirsi a nessuno prodotto X-Lam in particolare, ma risulteranno riferirsi al materiale X-Lam nella sua generalità, ovvero inteso come prodotto ottenuto tramite incollatura strutturale di più strati di tavole, di legno massiccio, di spessore eventualmente diverso, le cui caratteristiche meccaniche risultino dipendere dalla qualità, quindi dalle caratteristiche meccaniche, e pertanto dalla classe di resistenza della specie legnosa di cui, i singoli strati di tavole, risultino essere costituiti.

I modelli di calcolo descritti successivamente risultano avere, dunque, una valenza generale, e risultano basarsi sulle indicazioni delle Normative attuali a livello europeo; in particolare, le basi scientifiche per l'approfondimento di quanto indicato di seguito risultano essere descritte nel manuale, sul calcolo secondo le Normative comunitarie attuali e sull'uso strutturale dell'X-Lam, dal titolo "BSPhandbuch, Holz Massivbauweise in Brettsperrholz. Nachweise auf Basis des neuen europäischen Normenkonzepts" di Thomas Bogensperger, Thomas Moosbrugger e Gerhard Schickhofer.

### 3.4.1 - Elementi inflessi

La determinazione delle tensioni interne presenti nelle solette realizzate tramite pannelli X-Lam può, in molti casi, partire dal principio che il pannello X-Lam risulti essere sottoposto alla sollecitazione di flessione e taglio in una sola direzione del suo piano. Ne consegue che, in tal modo, il pannello X-Lam inflesso risulti diventare l'elemento strutturale più semplice, e probabilmente anche quello più frequente, da calcolare e dimensionare. Il principio di calcolo indicato di seguito risulta applicarsi, comunque, alla verifica di resistenza a flessione ed a taglio del pannello X-Lam inflesso, indipendentemente dal fatto che esso sia sollecitato in una sola direzione, oppure in entrambe le direzioni, del suo piano.

Risulta però importante evidenziare fin da subito che la distribuzione delle sollecitazioni a flessione debba tenere conto della struttura a strati del pannello X-Lam, e delle differenti caratteristiche meccaniche dei singoli strati di tavole costituenti il pannello stesso.



**Figura 3.24** Distribuzione delle sollecitazioni dovute al momento flettente  $M$  nel pannello X-Lam [9].

Nel calcolo della rigidezza flessionale "EJ" della sezione di X-Lam risulta essere necessario considerare la differenza del modulo elastico "E" fra i diversi strati di tavole costituenti il pannello X-Lam stesso, e nota la grande differenza fra " $E_{90}$ " e " $E_0$ " del legno risulta essere senz'altro indicato trascurare gli strati di tavole disposti trasversalmente, rispetto alla sollecitazione flessionale considerata. In particolare, la rigidezza flessionale "EJ" della sezione del pannello X-Lam, per una larghezza unitaria "b" del pannello stesso, risulta essere data dalla seguente relazione, in cui la sommatoria risulta essere estesa solamente agli strati di tavole aventi, nei confronti della sollecitazione flessionale, come modulo elastico " $E_0$ ":

$$K = EJ = \sum (J_i \cdot E_i) + \sum (A_i \cdot a_i^2 \cdot E_i)$$

Dove:

- $K$  = rigidezza flessionale del pannello X-Lam nella direzione considerata, cioè relativa alla direzione della sollecitazione flessionale considerata;
- $J_i$  = momento d'inerzia del singolo strato di tavole;
- $E_i$  = modulo elastico del singolo strato di tavole;
- $A_i$  = area trasversale del singolo strato di tavole ( $A_i = b \cdot t_i$ );
- $a_i$  = distanza del baricentro del singolo strato di tavole dall'asse neutro della sezione di X-Lam;
- $t_i$  = spessore del singolo strato di tavole.

L'andamento delle tensioni normali dovute al momento flettente "M", indicato nella figura precedente, risulta essere determinato mediante la seguente relazione (diretta conseguenza della formula di Navier):

$$\sigma = \varepsilon \cdot E_i = \frac{M}{K} \cdot a \cdot E_i$$

Dove:

- $M$  = momento flettente agente sulla sezione X-Lam;
- $a$  = distanza della fibra considerata dall'asse neutro della sezione di X-Lam.

Nel caso particolare di sezione X-Lam composta da strati di tavole di specie legnosa della medesima classe di resistenza, quindi aventi lo stesso modulo elastico " $E_0$ ", il valore massimo della tensione normale dovuta al momento flettente "M" risulta essere dato da:

$$\sigma = \frac{M}{W^*}$$

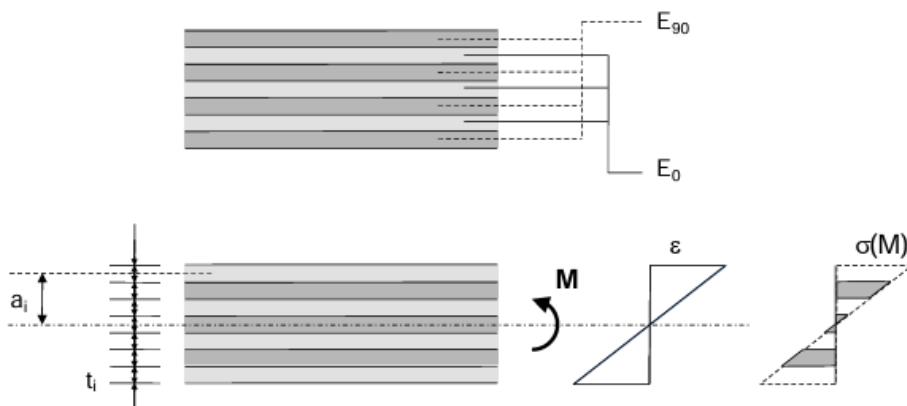
$$W^* = \frac{K}{\frac{h}{2} \cdot E_0}$$

Dove:

- $h$  = altezza del pannello X-Lam;
- $E_0$  = modulo elastico degli strati di tavole esterni considerati.

Nel caso in cui la flessione risulti agire nell'altra direzione del pannello X-Lam (spesso definita come la direzione debole del pannello), i due strati di tavole esterni possono essere trascurati, in quanto in tal

caso risultano avere un modulo elastico “ $E_{90}$ ” nei confronti della sollecitazione flettente agente sul pannello X-Lam, ma comunque può essere applicato lo stesso principio utilizzato precedentemente.



**Figura 3.25 Distribuzione delle sollecitazioni dovute al momento flettente  $M$  nel pannello X-Lam [9].**

La verifica allo Stato Limite Ultimo a flessione dell'X-Lam può avvenire nella forma comune a tutte le verifiche, ovvero risulta essere del tipo:

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d,XLAM}$$

$$f_{m,d,XLAM} = f_{m,d,BSH} \cdot K_{sys}$$

Dove:

- $f_{m,d,XLAM}$  = valore di progetto della resistenza a flessione del pannello X-Lam;
- $f_{m,d,BSH}$  = valore di progetto della resistenza a flessione del legno lamellare avente la stessa classe di resistenza degli strati di tavole considerati del pannello X-Lam;
- $K_{sys}$  = coefficiente di sistema.

Il valore di progetto della resistenza a flessione del pannello X-Lam può essere determinato come il valore di progetto corrispondente alla resistenza a flessione del legno lamellare, realizzato tramite lamelle aventi uguale classe di resistenza degli strati di tavole, del pannello X-Lam, sollecitati parallelamente alla loro fibratura. Tale similitudine tra la composizione della sezione considerata (pannello X-Lam) con quella del legno lamellare, in relazione allo Stato Limite Ultimo, risulta essere giustificata dai risultati della ricerca scientifica.

Il coefficiente di sistema “ $K_{sys}$ ” risulta permettere di aumentare la resistenza di un elemento strutturale composto da più componenti sollecitati in parallelo, per tener conto del fatto che le sollecitazioni risultano ridistribuirsi sui componenti più resistenti e rigidi, alleviando quindi i componenti più deboli. Il coefficiente di sistema “ $K_{sys}$ ” risulta essere definito, fra l'altro, negli Eurocodici nella seguente forma:

$$K_{sys} = 1 + 0,025 \cdot n$$

$$K_{sys,max} = 1,1$$

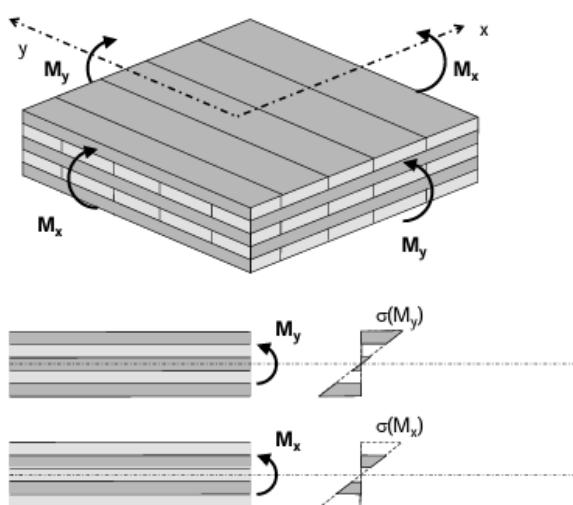
Dove:

- $n$  = numero di lamelle sollecitate in parallelo ( $n > 1$ ).

Il numero di lamelle efficaci ai fini della determinazione del coefficiente di sistema “ $K_{sys}$ ” risulta essere definito sulla base della larghezza del pannello X-Lam, e sulla base della larghezza massima delle singole lamelle, come indicato dalla descrizione relativa all’omologazione del prodotto X-Lam in questione. Di regola risulta possibile ammettere che con pannelli di larghezza di almeno 1 m, le condizioni risultino essere date per ammettere  $K_{sys} = 1,1$ . In caso di sollecitazioni non costanti su almeno tale larghezza del pannello, come per esempio in caso di sollecitazioni non omogenee o localmente più elevate, il coefficiente di sistema però non può essere applicato.

Le indicazioni relative al calcolo del valore di progetto “ $f_{m,d,XLAM}$ ” della resistenza a flessione dell’X-Lam risultano riferirsi al modello di calcolo generico, ma, in alternativa a tale valore, possono essere applicati i valori di progetto (o caratteristici) della resistenza a flessione, relativi al singolo prodotto X-Lam, come indicati nelle omologazioni o nei profili prestazionali ad essi riferiti.

Nel caso in cui il pannello X-Lam risulti essere soggetto a flessione biassiale (flessione deviata), la verifica deve essere eseguita, per le due direzioni del piano, in maniera indipendente, considerando in entrambi i casi la tensione flessionale massima agente negli strati di tavole aventi la fibratura orientata secondo la direzione della sollecitazione considerata.

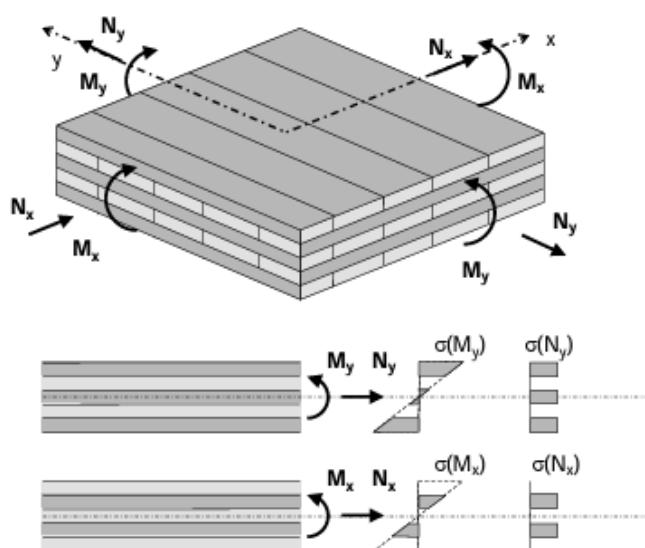


**Figura 3.26** Flessione biassiale nel piano del pannello X-Lam [9].

La verifica risulta assumere quindi la seguente forma:

$$\sigma_{mx,max,d} \leq f_{m,d,XLAM} \quad \text{e} \quad \sigma_{my,max,d} \leq f_{m,d,XLAM}$$

Infine nel caso di presenza di forze assiali sul pannello X-Lam, esse risultano essere valutate seguendo il medesimo principio, trascurando gli strati di tavole aventi la fibratura trasversale rispetto alla direzione della forza assiale stessa, e sovrapponendo le tensioni flessionali e quelle dovute alla forza assiale. Ne consegue che, anche in tal caso, la verifica debba essere eseguita nelle due direzioni del piano del pannello X-Lam, considerando ogni volta la tensione normale maggiore, relativa allo strato di tavole nella direzione considerata.



**Figura 3.27 Flessione biassiale e sforzo normale nel piano del pannello X-Lam [9].**

Le verifiche risultano assumere pertanto la seguente forma:

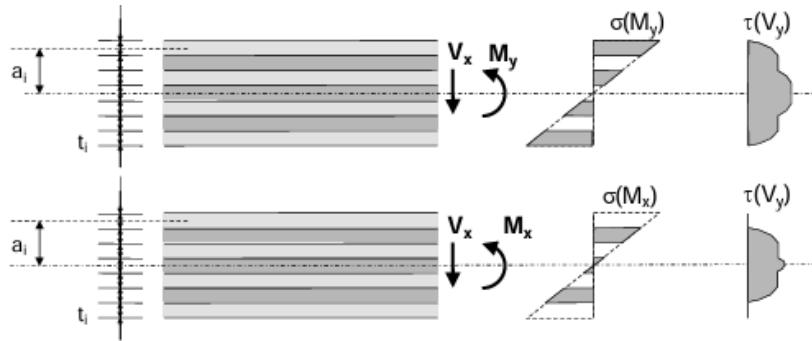
$$\frac{\sigma_{mx,max,d}}{f_{c,d,XLAM}} + \frac{\sigma_{cx,max,d}}{f_{c,d,XLAM}} \leq 1.0 \quad ; \quad \frac{\sigma_{my,max,d}}{f_{m,d,XLAM}} + \frac{\sigma_{cy,max,d}}{f_{c,d,XLAM}} \leq 1.0 \quad \text{oppure}$$

$$\frac{\sigma_{mx,max,d}}{f_{m,d,XLAM}} + \frac{\sigma_{tx,max,d}}{f_{t,d,XLAM}} \leq 1.0 \quad ; \quad \frac{\sigma_{my,max,d}}{f_{m,d,XLAM}} + \frac{\sigma_{ty,max,d}}{f_{t,d,XLAM}} \leq 1.0$$

Dove:

- $f_{c,d,XLAM} = f_{c,d,BSH}$  = valore di progetto della resistenza a compressione del legno lamellare avente la stessa classe di resistenza degli strati di tavole considerati del pannello X-Lam;
- $f_{t,d,XLAM} = f_{t,d,BSH}$  = valore di progetto della resistenza a trazione del legno lamellare avente la stessa classe di resistenza degli strati di tavole considerati del pannello X-Lam.

La verifica a taglio trasversale al piano del pannello X-Lam (taglio dovuto alla flessione) risulta avvenire seguendo il medesimo principio indicato per la verifica a flessione. In particolare, la determinazione delle tensioni tangenziali di taglio sulla sezione considerata del pannello X-Lam deve tener conto delle diverse caratteristiche dei singoli strati di tavole costituenti il pannello, però, adesso, non sarebbe ragionevole trascurare la presenza degli strati di tavole aventi la fibratura trasversale rispetto alla direzione considerata, in quanto tali strati di tavole risultano essere essenziali per la trasmissione della tensioni tangenziali fra gli strati di tavole aventi la fibratura parallela alla direzione considerata.



**Figura 3.28 Flessione e taglio trasversale al piano del pannello X-Lam, con rispettiva distribuzione delle tensioni sulla sezione [9].**

Il calcolo della distribuzione delle tensioni tangenziali di taglio risulta essere dato dalla seguente relazione (diretta conseguenza della formula di Jourawsky):

$$\tau(a) = \frac{V \cdot S}{K \cdot b} = \frac{V \cdot \int E \cdot a \cdot dA}{K \cdot b}$$

Dove:

- $K$  = rigidezza flessionale del pannello X-Lam nella direzione considerata, cioè relativa alla direzione della sollecitazione flessionale considerata;
- $S_i$  = momento statico del singolo strato di tavole;
- $E_i$  = modulo elastico del singolo strato di tavole;
- $A_i$  = area trasversale del singolo strato di tavole ( $A_i = b \cdot t_i$ );
- $a_i$  = distanza del baricentro del singolo strato di tavole dall'asse neutro della sezione di X-Lam;
- $t_i$  = spessore del singolo strato di tavole;
- $b$  = larghezza della sezione di X-Lam considerata.

L'andamento delle tensioni tangenziali mostra come le stesse possano raggiungere il loro valore massimo in corrispondenza degli strati di tavole trasversali della sezione considerata del pannello X-Lam. La verifica allo Stato Limite Ultimo deve però tener conto del fatto che la resistenza a taglio del pannello X-Lam risulti dipendere dalla direzione della fibratura, dello strato di tavole considerato, rispetto alla sollecitazione di taglio. Ne consegue che, oltre alla verifica a taglio sulla base della resistenza a taglio

trasversale rispetto al piano del pannello X-Lam, risulti necessario comunque verificare anche la resistenza a taglio degli strati di tavole trasversali, dato che la loro resistenza a taglio risulta essere molto più ridotta, essendo essi sollecitati a taglio per rotolamento (rolling shear). Inoltre risulta importante ricordare come la distribuzione delle tensioni tangenziali descritta in tale modo risulti rappresentare una approssimazione, in quanto le deformazioni a taglio dei singoli strati di tavole non risultano essere considerate; comunque tale modo di procedere risulta essere giustificato dal fatto che, per elementi aventi uno spessore sufficientemente ridotto (rapporto fra spessore e luce dell'elemento superiore a 10), le differenze risultano essere praticamente trascurabili.

La verifica a taglio, dunque, risulta assumere la seguente doppia forma:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (\text{per gli strati di tavole nella direzione considerata});$$

$$\tau_d \leq f_{vr,d} \quad (\text{per gli strati di tavole trasversali rispetto alla direzione considerata}).$$

La resistenza a taglio "f<sub>v</sub>" del pannello X-Lam, secondo il modello di calcolo adottato, risulta essere definita identica a quella del legno lamellare incollato avente la stessa classe di resistenza degli strati di tavole costituenti il pannello X-Lam. Il medesimo principio risulta valere per la determinazione della resistenza al taglio per rotolamento (rolling shear), il cui valore risulta essere pari al doppio della resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura, secondo gli Eurocodici. Lo stesso modello permette di aumentare del 25% tale valore della resistenza a taglio per rotolamento (rolling shear), in modo da considerare anche in tale caso il già citato effetto di sistema.

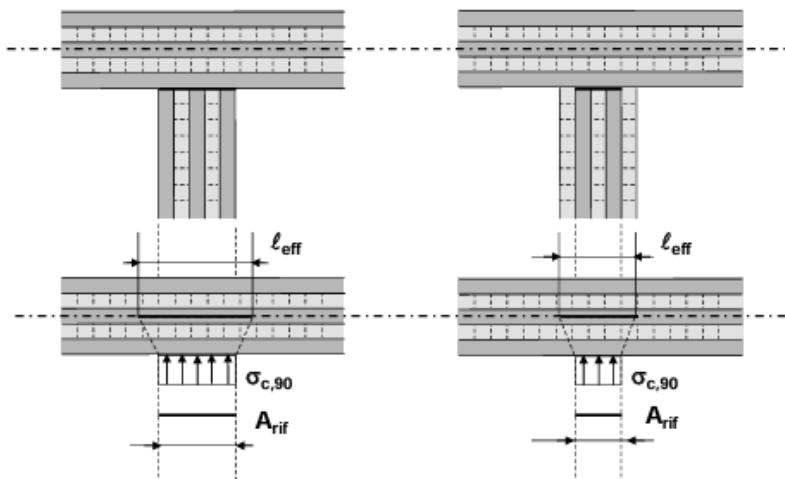
Le indicazioni precedenti relative al calcolo del valore di progetto della resistenza a taglio ed a taglio per rotolamento (rolling shear) dell'X-Lam risultano riferirsi al modello di calcolo generico, ma, in alternativa a tali valori, possono essere applicati i valori di progetto (o caratteristici) della resistenza a taglio relativi al singolo prodotto X-Lam, come indicati nelle omologazioni o nei profili prestazionali ad essi riferiti. I valori di progetto della resistenza risultano ottenersi, comunque, partendo dai valori caratteristici ed applicando ad essi i coefficienti di correzione e di sicurezza appropriati:

$$f_{v,d} \leq \frac{K_{med} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M} \quad \text{e} \quad f_{vr,d} \leq \frac{K_{med} \cdot f_{vr,k}}{\gamma_M}$$

In funzione della composizione dell'X-Lam e della direzione considerata, una delle due verifiche risulterà essere quella determinante, e di regola, visto il valore decisamente molto basso della resistenza a taglio per rotolamento (rolling shear), tale verifica risulterà essere determinante rispetto alla verifica a taglio longitudinale.

Nella direzione dello spessore del pannello (spesso indicato come "asse z"), tutti gli strati di tavole costituenti il pannello X-Lam risultano essere sollecitati perpendicolarmente alla loro fibratura, ed in particolare, agli appoggi, per contatto diretto dei vari pannelli X-Lam orizzontali con i pannelli verticali di

parete, risulta presentarsi quindi la medesima situazione di rischio di schiacciamento trasversale alla fibratura, come per tutti gli elementi strutturali di legno.



**Figura 3.29** Compressione perpendicolare al piano del pannello X-Lam in corrispondenza dell'appoggio [9].

Il calcolo delle tensioni perpendicolari alla fibratura degli strati di tavole costituenti il pannello orizzontale X-Lam risulta avvenire riferendosi ad una superficie di contatto di riferimento, che risulta essere determinata dalla larghezza efficace “ $l_{eff}$ ” degli strati di tavole costituenti il pannello verticale, che risultano esercitare la forza di compressione (di contatto) sul pannello orizzontale (soletta) X-Lam stesso. In altri termini, gli eventuali strati di tavole orizzontali, esterni, costituenti il pannello verticale di parete non risultano essere considerati nel calcolo della lunghezza efficace “ $l_{eff}$ ”, in quanto non esercitanti nessuna azione di compressione sul pannello orizzontale X-Lam. La verifica risulta assumere pertanto la seguente forma:

$$\sigma_{c,90,d} \leq f_{c,90,d}$$

Per il calcolo dello Stato Limite di Esercizio, ovvero per il calcolo della deformabilità, di un pannello X-Lam soggetto ad un carico distribuito su tutta la sua superficie, risulta essere sufficiente definire i valori della rigidezza a flessione ed a taglio dell'X-Lam, in funzione della sua stratigrafia. In particolare, la rigidezza a flessione, come già evidenziato, risulta essere data dalla seguente relazione:

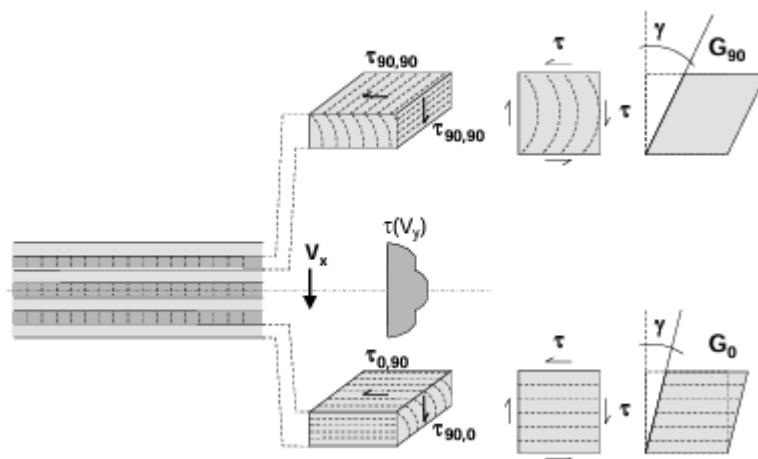
$$K = EI = \sum (J_i \cdot E_i) + \sum (A_i \cdot a_i^2 \cdot E_i)$$

Dove:

- $K$  = rigidezza flessionale del pannello X-Lam nella direzione considerata, cioè relativa alla direzione della sollecitazione flessionale considerata;
- $J_i$  = momento d'inerzia del singolo strato di tavole;

- $E_i$  = modulo elastico del singolo strato di tavole;
- $A_i$  = area trasversale del singolo strato di tavole ( $A_i = b_i \cdot t_i$ );
- $a_i$  = distanza del baricentro del singolo strato di tavole dall'asse neutro della sezione di X-Lam;
- $t_i$  = spessore del singolo strato di tavole.

Nel calcolo della rigidezza a taglio dell'X-Lam, così come proceduto per la determinazione della rigidezza a flessione, risulta necessario considerare il contributo alla rigidezza a taglio dei singoli strati di tavole costituenti il pannello, e la loro diversa rigidezza a taglio. Il modulo elastico tangenziale "G" degli strati di tavole risulta variare, infatti, in funzione della direzione della sollecitazione considerata, e pertanto viene definito un modulo "G<sub>0</sub>" per la sollecitazione a taglio longitudinale, ed un modulo "G<sub>90</sub>" per la sollecitazione a taglio trasversale.



**Figura 3.30 Sollecitazione di taglio e definizione di taglio per rotolamento, con i moduli "G<sub>0</sub>" e "G<sub>90</sub>" [9].**

La rigidezza a taglio della sezione di pannello X-Lam risulta ottenersi pertanto tramite la seguente relazione, in cui la sommatoria risulta essere estesa, questa volta, a tutti gli strati di tavole, essendo essi tutti concorrenti nel contribuire alla rigidezza a taglio (seppur con moduli elastici tangenziali diversi):

$$S_V = G \cdot A = k \cdot \sum (G_i \cdot b_i \cdot t_i) = k \cdot \sum (G_i \cdot A_i)$$

Dove:

- $S_V$  = rigidezza a taglio del pannello X-Lam nella direzione considerata, cioè relativa alla direzione della sollecitazione a taglio considerata;
- $G_i$  = momento di taglio del singolo strato di tavole;
- $A_i$  = area trasversale del singolo strato di tavole ( $A_i = b_i \cdot t_i$ );
- $b_i$  = larghezza del pannello X-Lam considerato;
- $t_i$  = spessore del singolo strato di tavole;
- $k$  = coefficiente di correzione.

Il coefficiente di correzione “ $\kappa$ ” permette di considerare le caratteristiche non uniformi su tutto lo spessore del pannello X-Lam, e risulta dipendere dalla geometria e dalle caratteristiche dei singoli strati di tavole; in particolare, può essere espresso nel modo seguente:

$$\kappa = \frac{1}{\sum(G_i \cdot A_i) \cdot \frac{1}{K^2} \cdot \int \frac{S(z)^2}{G(z)_i \cdot b} dz}$$

Dove:

- $S(z)$  = momento statico;
- $z$  = asse verticale (direzione dello spessore del pannello X-Lam).

Il valore di “ $\kappa$ ” risulta variare in funzione del numero di strati di tavole costituenti il pannello X-Lam, del rapporto fra “ $G_0$ ” e “ $G_{90}$ ” e dello spessore dei singoli strati di tavole; però l’analisi delle variazioni di tale coefficiente mostra come, per uno spessore costante dei singoli strati di tavole, e per un rapporto fra “ $G_0$ ” e “ $G_{90}$ ” uguale a 10 risultano ottenersi i valori seguenti:

**Tavella 3.4** Valori del coefficiente di correzione al variare del numero di strati di tavole [9].

	Numero strati					
$\kappa$	3	5	7	9	11	13
	0,21	0,24	0,26	0,27	0,27	0,27

Comunque anche considerando una composizione del pannello X-Lam con strati di tavole aventi spessore diverso, e con un numero di strati di tavole più elevato in una direzione rispetto all’altra, risulta possibile constatare come il valore di “ $\kappa$ ”, per le stratigrafie di rilevanza effettiva nelle applicazioni pratiche, risulti assumere sempre valori fra 0,20 e 0,30.

Inoltre sulla base della constatazione che le deformazioni dovute all’effetto delle forze di taglio trasversali al pannello X-Lam non risultano superare, di regola, il 20% delle deformazioni totali, risulta possibile ammettere l’uso di un valore costante per il calcolo delle deformazioni effettive degli elementi strutturali.

I valori caratteristici della rigidezza del pannello X-Lam risultano essere definiti dai profili prestazionali degli strati di tavole costituenti il pannello stesso, compresi i valori di “ $G_0$ ” e di “ $G_{90}$ ”; comunque anche in tale caso, in modo generale, risultano valere i valori relativi al legno lamellare composto da lamelle aventi la stessa classe di resistenza degli strati di tavole costituenti il pannello X-Lam. In particolare, in alcune normative europee il valore di “ $G_{90}$ ” risulta essere definito nel modo seguente:

$$G_{90} = \frac{G_0}{10}$$

Spesso le omologazioni dei singoli prodotti X-Lam risultano contenere indicazioni dettagliate al riguardo, e pertanto possono essere applicati i valori di progetto (o caratteristici) della rigidezza relativi al singolo prodotto X-Lam stesso, come indicati nelle omologazioni o nei profili prestazionali ad essi riferiti.

### 3.4.2 - Elementi di parete

Il pannello X-Lam di parete risulta comportarsi, dal punto di vista strutturale, come una lastra, cui risulta aggiungersi il comportamento a piastra verticale, qualora esso risulti essere sollecitato anche a flessione, per esempio a causa dell'azione del vento sui lati dell'edificio. In particolare, per quanto riguarda il comportamento a piastra risultano rimanere valide le considerazioni fatte nel paragrafo precedente, mentre per quanto concerne il comportamento strutturale a lastra, invece, risulta essere indispensabile definirlo ed analizzarlo nel dettaglio, prima di procedere al dimensionamento ed alle verifiche necessarie.

Nella figura sottostante risultano essere riportate le sollecitazioni che definiscono il comportamento a lastra del pannello X-Lam; in particolare, le sollecitazioni risultano essere gli sforzi assiali “ $n_x$ ”, “ $n_y$ ” e le sforzi di taglio “ $n_{xy}$ ”, nel piano del pannello dell'X-Lam. Con le lettere minuscole (per esempio  $n_x$ ) vengono indicate le forze per unità di larghezza dell'elemento (per esempio in kN/m), mentre con le lettere maiuscole (per esempio  $N_x$ ) vengono indicate le forze effettive (per esempio in kN).

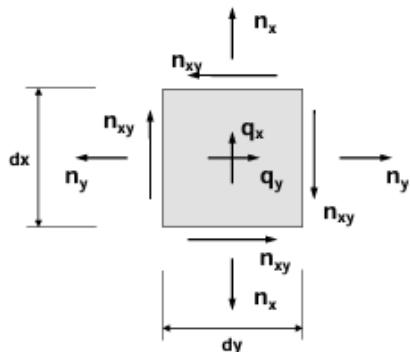
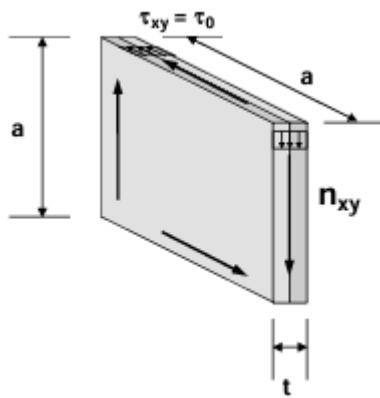


Figura 3.31 Elemento di lastra con le sollecitazioni agenti su di esso [9].

Le sollecitazioni di taglio “ $n_{xy}$ ” agenti nel piano del pannello X-Lam risultano creare all'interno del pannello X-Lam, avente comportamento a lastra, uno stato tensionale, a prima vista, piuttosto complesso, a causa della struttura multistrato del pannello, però, in realtà, le tensioni tangenziali dovute a tali sollecitazioni di taglio, su un generico elemento di lastra, possono essere determinate in modo molto semplice secondo la seguente relazione:

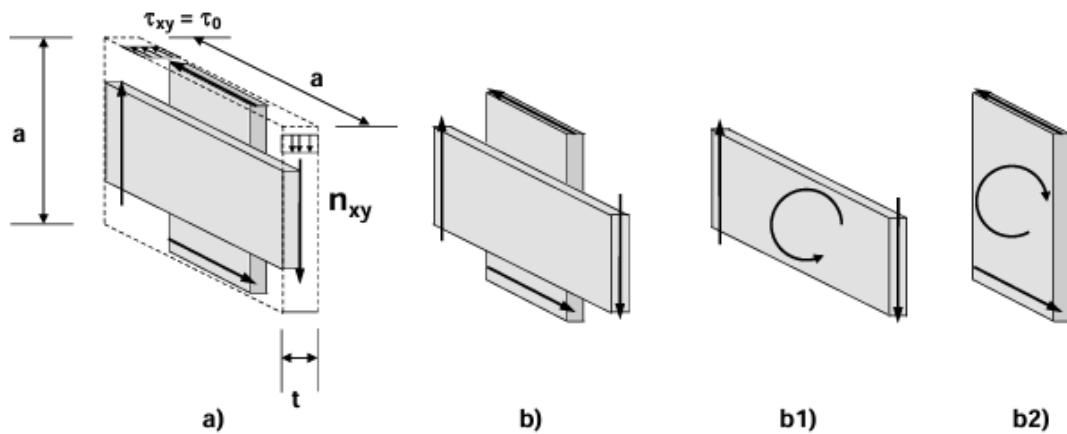
$$\tau_{xy} = \tau_0 = \frac{n_{xy}}{t} = \frac{V_{xy}}{t \cdot a}$$

Tali tensioni tangenziali di taglio “ $\tau_{xy}$ ” risultano essere, di regola, assunte come costanti su tutto lo spessore del pannello X-Lam, a causa dei vincoli geometrici cui risulta essere soggetto il pannello stesso.



**Figura 3.32 Tensioni tangenziali di taglio su un pannello X-Lam avente comportamento a lastra [9].**

L'X-Lam però non risulta essere per niente un materiale omogeneo lungo il suo spessore, dato che risulta essere formato da una serie di strati di tavole incrociati, per cui risulta essere necessario considerare la sua composizione e l'orientazione dei singoli strati di tavole. Ne consegue che l'analisi strutturale debba, quindi, partire dal principio secondo il quale i diversi strati di tavole incrociati risultino essere collegati fra loro tramite la superficie di contatto fra gli strati di tavole aventi fibratura orizzontale e quelle aventi fibratura verticale, e che la trasmissione degli sforzi fra uno strato di tavole e l'altro risulti avvenire tramite tale incollatura. Secondo tale ipotesi, il bordo libero dei singoli strati di tavole deve essere considerato come non sollecitato, pertanto il flusso della sollecitazione di taglio deve essere composto dall'incrocio di due strati di tavole ortogonali, entrambi sollecitati da una forza di taglio.

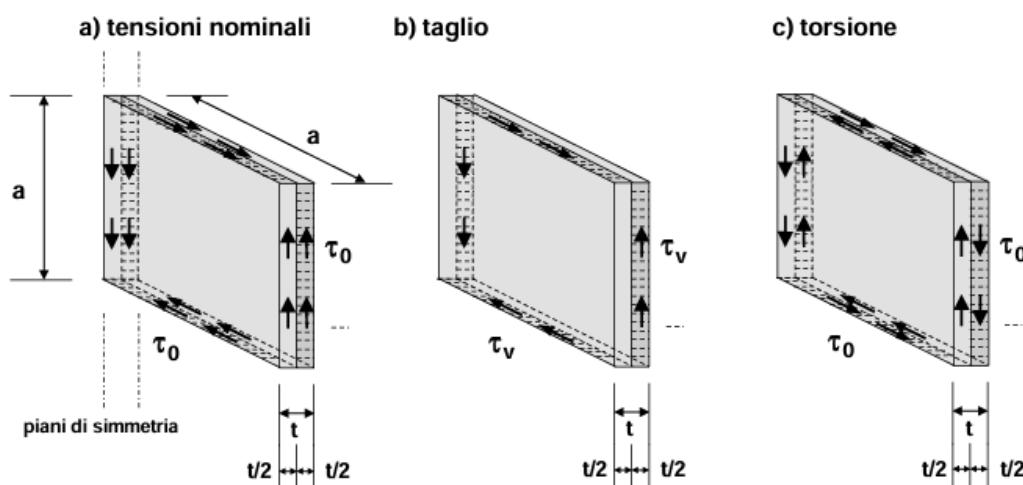


**Figura 3.33 Sollecitazioni di taglio sulle due tavole ortogonali formanti il pannello X-Lam di parete [9].**

La sollecitazione di taglio agente sul pannello X-Lam, come risulta possibile vedere dalla figura soprastante, risulta produrre pertanto una sollecitazione di taglio negli strati di tavole tra loro ortogonali ed un momento torcente, che risulta nascere per contatto diretto tramite l'incollaggio, e che risulta creare la sollecitazione agente sulla superficie di contatto fra i due strati di tavole tra loro ortogonali. Ne consegue che la sollecitazione di taglio agente sull'X-Lam può, quindi, essere rappresentata come una duplice sollecitazione, formata da una componente di taglio e da una componente di torsione. In particolare, la

sovraposizione di tali due sollecitazioni (taglio + torsione) risulta produrre lo stato tensionale provocato dal taglio “ $n_{xy}$ ” agente nel piano del pannello X-Lam.

Le tensioni prodotte da tali due sollecitazioni (taglio e torsione) devono essere determinate e verificate separatamente, in quanto risulta trattarsi di due meccanismi di rottura differenti, cui risultano corrispondere due differenti valori della resistenza degli strati di tavole. In particolar modo, le tensioni derivanti dalle due sollecitazioni (taglio e torsione) possono essere rappresentate e determinate su un pannello X-Lam di base, ed ideale, formato da due strati di tavole ortogonali, ed avente uno spessore illimitato, in modo da trascurare gli effetti dovuti alla mancanza della simmetria nel piano della lastra, ovvero nel piano del pannello.



**Figura 3.34 Sollecitazioni di taglio sulle due tavole ortogonali formanti il pannello X-Lam di parete [9].**

Nel caso generale riportato nella figura sopra, risulta possibile ottenere la tensione nominale di taglio agente sul pannello ideale attraverso la seguente relazione:

$$\tau_0 = \frac{V_{xy}}{t \cdot a}$$

Mentre nel caso di pannello reale (quindi non ideale) lo stato tensionale, dovuto alla sollecitazione di taglio “ $V_{xy}$ ”, risulta essere dato dalla sovrapposizione dei casi “b)” e “c)” della figura sopra, pertanto la tensione tangenziale dovuta al taglio risulta essere data dalla seguente relazione:

$$\tau_V = \frac{V_{xy}}{\frac{t}{2} \cdot a} = 2 \cdot \tau_0$$

La tensione tangenziale dovuta alla torsione risulta ottenersi, invece, determinando dapprima il momento torcente “ $M_T$ ” e poi dividendolo per il modulo resistente polare “ $W_p$ ”:

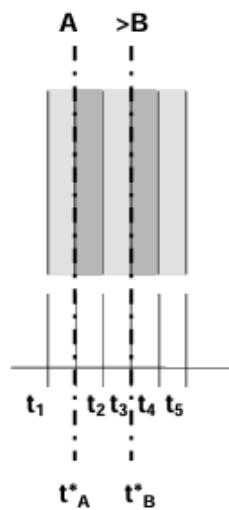
$$M_T = \tau_0 \cdot t \cdot a^2 ; \quad W_p = \frac{a^3}{3}$$

Da cui:  $\tau_T = \frac{M_T}{W_p} = 3 \cdot \tau_0 \cdot \frac{t}{a}$

Infine risulta necessario dover definire gli spessori effettivi da applicare al calcolo di un pannello strutturale X-Lam, cioè composto da un numero finito di strati di tavole, ed in cui i piani di simmetria, al contrario di quanto riportato nella figura soprastante, non risultino essere sempre presenti. In particolare, come riferimento per la definizione degli spessori effettivi degli strati di tavole possono essere considerate le superfici incollate, dato che le condizioni di equilibrio risultano essere state stabilite sulla base proprio di esse. Ne consegue che gli spessori dei singoli strati di tavole, come pure lo spessore totale del pannello X-Lam, debbono essere trasformati in spessori ideali “ $t^*$ ”, che serviranno da base per il calcolo delle tensioni tangenziali di taglio e di torsione effettive.

Gli spessori ideali “ $t^*$ ” risultano essere definiti nel seguente modo, in riferimento alle superfici incollate considerate:

- **Strati di tavole “esterni”**, viene considerato, come spessore ideale “ $t^*$ ”, il valore minimo fra lo spessore dello strato di tavola interno ed il doppio dello spessore dello strato di tavola esterno alla superficie incollata considerata (per esempio, per la superficie incollata “A” lo spessore fittizio “ $t_A^*$ ” risulta essere pari a “ $\min(2 \cdot t_1, t_2)$ ”);
- **Strati di tavole “interni”**, viene considerato, come spessore ideale “ $t^*$ ”, il valore minimo degli spessori degli strati di tavole adiacenti alla superficie incollata considerata (per esempio, per la superficie incollata “B” lo spessore fittizio “ $t_B^*$ ” risulta essere pari a “ $\min(t_3, t_4)$ ”).



**Figura 3.35** Spessori ideali degli strati di tavole per il calcolo della resistenza a taglio del pannello X-Lam di parete [9].

Lo spessore totale ideale “ $t_{tot}^*$ ” del pannello X-Lam di parete risulta essere dato dalla seguente somma:

$$t_{tot}^* = \sum_1^n t_i^*$$

Dove:

- $t_i^*$  = spessore ideale dei singoli strati di tavole, in riferimento alla superficie incollata considerata;
- $n$  = numero di superficie incollate del pannello X-Lam.

Come risulta possibile notare dalla formula soprastante, risulterà venire uno spessore totale ideale di calcolo “ $t_{tot}^*$ ” più ridotto rispetto allo spessore totale effettivo del pannello X-Lam di parete; dopodiché la verifica del pannello X-Lam stesso dovrà essere eseguita, per i due casi, in maniera separata, essendo le due tensioni tangenziali trovate ( $\tau_V$  e  $\tau_T$ ) artefici di due modalità di rottura diversa del pannello, e quindi risulterà necessario dover eseguire le seguenti verifiche:

$$\tau_{T,d} \leq f_{T,d,XLAM} ; \quad \tau_{V,d} \leq f_{V,d,XLAM}$$

Per eseguire le due verifiche soprastanti occorre, prima di tutto, definire la forza di taglio, agente sugli spessori ideali dei singoli strati di tavole (riferiti alle superfici incollate) del pannello X-Lam, la quale risulta essere determinata dalla seguente relazione:

$$n_{xy,i}^* = n_{xy} \cdot \frac{t_i^*}{\sum_1^n t_i^*} = n_{xy} \cdot \frac{t_i^*}{t_{tot}^*}$$

Dopodiché risulta necessario determinare la tensione tangenziale di taglio ideale di riferimento “ $\tau_{0,i}^*$ ”, calcolata sullo spessore ideale degli strati di tavole costituenti il pannello X-Lam, che risulterà essere data dalla seguente relazione:

$$\tau_{0,i}^* = \frac{n_{xy,i}^*}{t_i^*} = n_{xy} \cdot \frac{t_i^*}{\sum_1^n t_i^*} \cdot \frac{1}{t_i^*} = \frac{n_{xy}}{t_{tot}^*}$$

Infine risulta quindi possibile procedere alla verifica della resistenza per i due meccanismi di rottura del pannello X-Lam in modo separato, e cioè:

$$\tau_{V,d,i} = 2 \cdot \tau_{0,i}^* \leq f_{V,d,XLAM} ; \quad \tau_{T,d,i} = 3 \cdot \tau_{0,i}^* \cdot \frac{t_i^*}{a} \leq f_{T,d,XLAM}$$

I valori caratteristici della resistenza a torsione dei pannelli X-Lam, risultati da prove sperimentali apposite, risultano confermare il valore spesso contenuto nelle omologazioni dei diversi prodotti X-Lam, quale  $f_{T,k,XLAM} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ . Mentre per quanto riguarda i valori caratteristici della resistenza a taglio dei pannelli X-Lam, spesso risulta essere indicato il valore di  $f_{V,k,XLAM} = 3,50 \text{ N/mm}^2$ , in analogia al legno

lamellare incollato, anche se la ricerca sperimentale risulta aver confermato che tale valore caratteristico della resistenza a taglio dei pannelli X-Lam risulti essere, di fatto, decisamente più grande.

Seguendo il metodo esposto finora risulta così possibile procedere alla verifica di resistenza a taglio dei pannelli X-Lam di parete, sulla base di un modello di comportamento meccanico e strutturale completo dei pannelli stessi, che risulta essere il risultato della ricerca scientifica, in tale ambito, promossa dal Politecnico di Graz.

Le omologazioni, europee e nazionali, dei vari prodotti X-Lam presenti in commercio risultano contenere delle indicazioni per eseguire la verifica della resistenza a taglio dei pannelli X-Lam di parete, che però non risultano essere basate sul modello esposto precedentemente, ma su altri modelli di calcolo legati alle prove sperimentali eseguite al momento della determinazione dei valori dei profili prestazionali contenuti nelle medesime omologazioni. Ne consegue che per quanto riguarda la determinazione delle tensioni tangenziali di taglio, nei documenti di omologazione risulta trovarsi la seguente formulazione:

$$\tau_{V,d} = \frac{3}{2} \cdot \frac{n_{xy,d}}{t_{min}} \leq f_{V,d,XLAM}$$

Dove:

- $t_{min}$  = somma minima degli spessori degli strati di tavole aventi fibratura nella medesima direzione della sollecitazione di taglio.

La differenza tra le due formulazioni di “ $\tau_{V,d}$ ” risulta essere essenzialmente data dal coefficiente “3/2”, che risulta presupporre una distribuzione delle tensioni tangenziali di taglio simile a quella della trave inflessa. A parte tale differenza di fondo, nel caso di pannelli X-Lam formati da strati di tavole aventi spessore identico fra loro, con il modello indicato sopra risultano ottenersi i medesimi risultati.

Per quanto riguarda la verifica a torsione, il modello di calcolo contenuto in alcune omologazioni di prodotti X-Lam risulta condurre al medesimo risultato ottenuto con il modello precedentemente illustrato, se applicato al caso particolare di pannello X-Lam di parete rettangolare, composto da strati di tavole aventi il medesimo spessore, e senza alcuna apertura. In particolare, l’omologazione “ETA-08/0242” risulta indicare, per la verifica a torsione, il seguente modello di calcolo per la valutazione della tensione tangenziale prodotta dal momento torcente:

$$\tau_{T,d} = \frac{F_d \cdot h}{\sum J_p} \cdot \frac{a}{2} \leq f_{T,d,XLAM}$$

Dove:

- $F_d$  = forza di progetto agente sul pannello X-Lam di parete;
- $h$  = altezza del pannello X-Lam di parete;

- $a$  = dimensione (larghezza) della superficie di contatto fra gli strati di tavole del pannello X-Lam;
- $J_p$  = momento d'inerzia polare della superficie di contatto fra gli strati di tavole del pannello X-Lam.

La rigidezza a taglio del pannello X-Lam di parete deve tener conto dei due possibili meccanismi di rottura definiti precedentemente (rottura per taglio e rottura per torsione), e della loro effettiva sovrapposizione, pertanto la deformazione totale del pannello X-Lam dovuta alla sollecitazione di taglio, agente nel piano del pannello X-Lam stesso, risulta essere data dalla somma della componente della deformazione dovuta alla tensione tangenziale di taglio, con la componente della deformazione dovuta alla tensione tangenziale di torsione. In particolare, la componente della deformazione dovuta alla tensione tangenziale di taglio risulta essere data dalla seguente relazione:

$$\gamma_1 = \frac{\tau_0}{G_{0,mean}}$$

Mentre la componente della deformazione dovuta alla tensione tangenziale di torsione risulta essere data dalla seguente relazione:

$$\Phi = \gamma_2 = \frac{M_T}{G_T \cdot J_p} \cdot \frac{t}{2} = \frac{\tau_0 \cdot t \cdot a^2}{G_T \cdot \frac{a^4}{6}} \cdot \frac{t}{2} = \frac{6 \cdot \tau_0}{G_{0,mean}} \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2$$

con:  $G_T = \frac{G_{0,mean}}{2}$

Interessante per l'applicazione pratica, risulta essere la definizione di una rigidezza a taglio del pannello X-Lam, nella seguente forma:

$$D_{xy} = G^* \cdot t_{XLAM}$$

Dove:

- $D_{xy}$  = rigidezza a taglio del pannello X-Lam;
- $G^*$  = modulo elastico tangenziale (o modulo di taglio) del pannello X-Lam;
- $t_{XLAM}$  = spessore del pannello X-Lam.

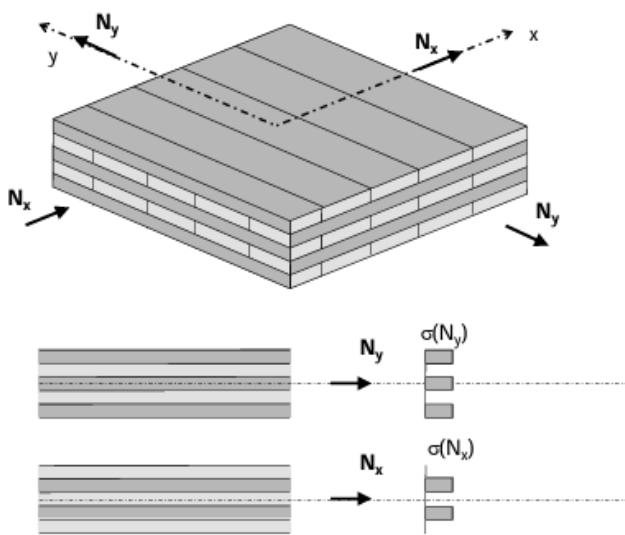
La determinazione della rigidezza a taglio “ $D_{xy}$ ” del pannello X-Lam risulta dipendere da molti fattori, fra cui la geometria “ $(a, t)$ ” del pannello X-Lam stesso; inoltre tale approccio risulta comprendere diverse semplificazioni ed approssimazioni, che possono essere corrette con apposti coefficienti di correzione. Volendo però limitare l'attenzione ad indicare il modello per la determinazione della rigidezza a taglio richiesta dal pannello X-Lam, risulta possibile ottenere, partendo dal valore di “ $G_{0,mean}$ ”, dato dalle caratteristiche del pannello, la rigidezza a taglio cercata attraverso la seguente relazione:

$$\frac{G^*}{G_{0,\text{mean}}} = \frac{1}{1 + 6 \cdot \alpha_T \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2}$$

con:  $\alpha_T = 0.32 \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^{0.77}$  = fattore di correzione, cioè correzione numerica del modello adottato.

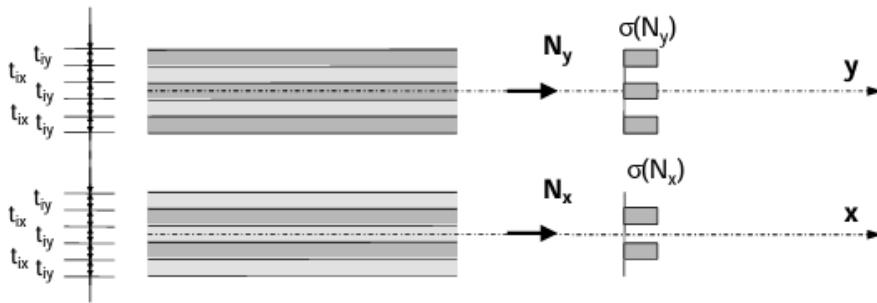
Lo studio della rigidezza a taglio del pannello X-Lam, sollecitato a taglio nel proprio piano, risulta aver dimostrato come sia possibile ottenere una buona approssimazione, per il calcolo pratico della deformazione a taglio dei pannelli X-Lam, calcolando la rigidezza a taglio "D<sub>xy</sub>" del pannello X-Lam utilizzando un valore di  $G^* = 450 - 500 \text{ N/mm}^2$ , indipendentemente dal tipo di pannello X-Lam usato e dalla sua stratigrafia.

Il comportamento strutturale del pannello X-Lam, e le procedure di verifica nei riguardi delle forze assiali "N<sub>x</sub>" e "N<sub>y</sub>", agenti nel piano del pannello X-Lam stesso, possono essere analizzate sulla base delle osservazioni relative al comportamento a piastra del pannello X-Lam (elemento inflesso).



**Figura 3.36 Tensioni nel pannello X-Lam dovute alle sollecitazioni normali N<sub>x</sub> e N<sub>y</sub>[9].**

Il calcolo delle tensioni normali prodotte dagli sforzi normali "N<sub>x</sub>" e "N<sub>y</sub>", deve tener conto, come sempre, delle caratteristiche dei diversi strati di tavole costituenti il pannello X-Lam; in particolare, in analogia a quanto fatto per il comportamento a piastra del pannello X-Lam, considerando la grande differenza fra il modulo elastico longitudinale "E" degli strati di tavole aventi la fibratura nella direzione considerata e quelli aventi la fibratura nella direzione trasversale, risulta possibile senz'altro trascurare gli strati di tavole trasversali, ed eseguire il calcolo considerando solamente gli strati di tavole aventi la fibratura nella direzione della sollecitazione considerata.



**Figura 3.37 Definizione delle sezioni per il calcolo delle tensioni normali [9].**

Per la determinazione delle tensioni normali “ $\sigma_x$ ” e “ $\sigma_y$ ” viene dunque definita la sezione efficace del pannello X-Lam, relativa alla direzione dello sforzo normale considerato, mediante la seguente relazione:

$$A_x = \sum t_{ix} \cdot b = t_x \cdot b$$

$$A_y = \sum t_{iy} \cdot b = t_y \cdot b$$

Dove:

- $t_{ix}$  = spessore dei singoli strati di tavole del pannello X-Lam aventi la fibratura diretta lungo x;
- $t_{iy}$  = spessore dei singoli strati di tavole del pannello X-Lam aventi la fibratura diretta lungo y;
- $b$  = larghezza del pannello X-Lam;
- $A_x$  = superficie efficace del pannello X-Lam avente la normale diretta lungo x;
- $A_y$  = superficie efficace del pannello X-Lam avente la normale diretta lungo y.

Dopodiché la determinazione delle tensioni normali risulta essere possibile attraverso la seguente relazione (equazione di Navier):

$$\sigma_x = \frac{n_x}{t_x} = \frac{N_x}{A_x}$$

$$\sigma_y = \frac{n_y}{t_y} = \frac{N_y}{A_y}$$

Dove:

- $n_x$  = sforzo normale, per unità di larghezza del pannello X-Lam, agente in direzione x;
- $n_y$  = sforzo normale, per unità di larghezza del pannello X-Lam, agente in direzione y;
- $N_x$  = sforzo normale agente in direzione x;
- $N_y$  = sforzo normale agente in direzione y.

Per quanto riguarda la resistenza a sforzo normale del pannello X-Lam risulta possibile fare riferimento ai valori della resistenza a sforzo normale della specie legnosa degli strati di tavole costituenti il pannello X-Lam stesso, tenendo conto però che i valori della resistenza a trazione della specie legnosa risultano essere diversi dai valori di resistenza a compressione; ne consegue che la verifica a sforzo normale del pannello X-Lam risulti assumere la seguente forma:

$$\sigma_{x,c,d} = \frac{n_x}{t_x} \leq f_{c,d,XLAM} = f_{c,0,d}$$

$$\sigma_{y,c,d} = \frac{n_y}{t_y} \leq f_{c,d,XLAM} = f_{c,0,d}$$

$$\sigma_{x,t,d} = \frac{n_x}{t_x} \leq f_{t,d,XLAM} = f_{t,0,d}$$

$$\sigma_{y,t,d} = \frac{n_y}{t_y} \leq f_{t,d,XLAM} = f_{t,0,d}$$

Inoltre in caso di sforzo normale costante su una larghezza di almeno 4 lamelle, risulta possibile moltiplicare il valore di progetto della resistenza a sforzo normale del pannello X-Lam per il coefficiente di sistema, così come già fatto per la verifica a flessione del pannello X-Lam. Se invece la verifica risulta avvenire in una zona del pannello X-Lam con un picco locale nella distribuzione delle sollecitazioni, allora ciò non risulta essere possibile.

Infine i valori della rigidezza a sforzo normale del pannello X-Lam nelle due direzioni principali del piano "(x,y)", ossia i valori di rigidezza all'allungamento (o all'accorciamento in caso di sforzo normale di compressione) possono essere definiti tramite la seguente relazione:

$$\epsilon_x = \frac{n_x}{D_x} = \frac{N_x}{D_x \cdot b} = \frac{N_x}{E_{0,mean} \cdot A_x}$$

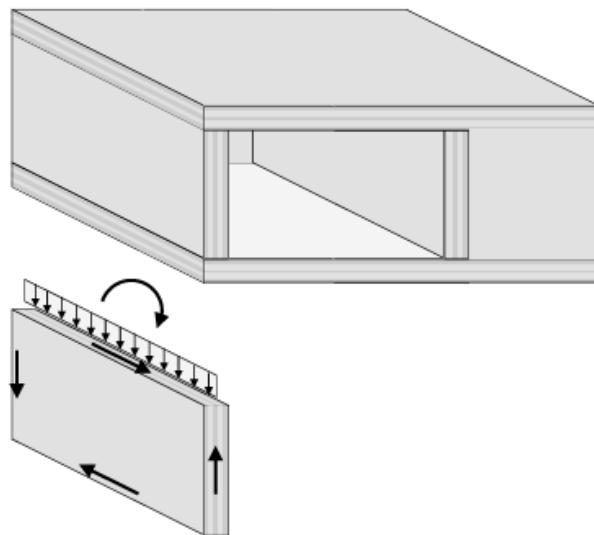
$$\epsilon_y = \frac{n_y}{D_y} = \frac{N_y}{D_y \cdot b} = \frac{N_y}{E_{0,mean} \cdot A_y}$$

con:  $D_x = E_{0,mean} \cdot t_x$

$$D_y = E_{0,mean} \cdot t_y$$

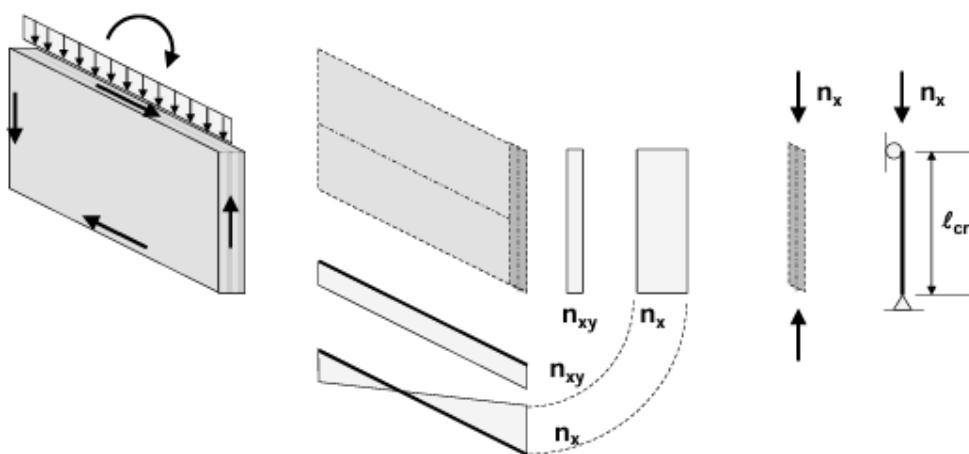
Nel caso in cui un pannello X-Lam di parete risulti essere soggetto a forze di compressione, esso può rischiare di essere soggetto ad instabilità, dovuta al suo sbandamento; in particolare, la presenza di un

carico trasversale al piano del pannello X-Lam, come ad esempio il vento, risulta creare un momento flettente sul pannello stesso, che risulta aumentare il rischio di sbandamento di quest'ultimo, e che pertanto deve essere considerato. Comunque per quanto concerne la verifica allo Stato Limite Ultimo d'instabilità del pannello X-lam può essere applicato lo stesso principio di verifica applicato per gli elementi lineari (pilastri e travi) sottoposti a compressione e flessione.

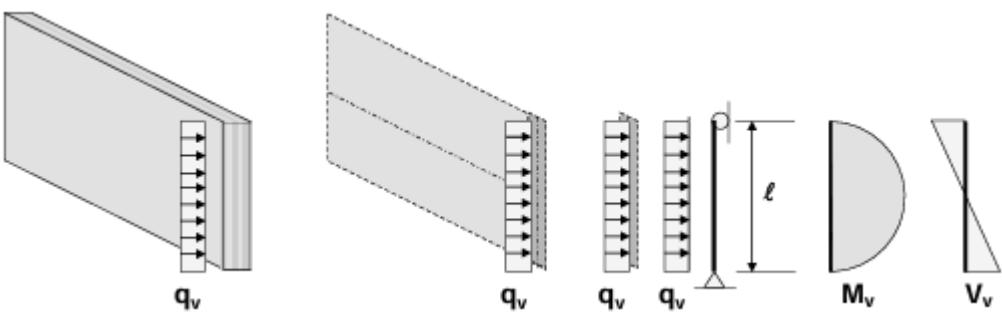


**Figura 3.38** Pannello X-Lam di parete per la verifica d'instabilità [9].

Per valutare l'instabilità del pannello X-Lam di parete, dovuta al suo sbandamento, risulta possibile considerare la parte centrale del pannello stesso, ossia la porzione di pannello posta a metà altezza dello stesso, e la zona del pannello X-Lam soggetta alla forza di compressione maggiore, ovvero la porzione del pannello in prossimità dei bordi verticali liberi. Dopodiché le tensioni normali possono essere determinate tramite semplici condizioni di equilibrio, ottenendo in tal modo una prima, e spesso buona, approssimazione delle forze in gioco.



**Figura 3.39** Sollecitazioni dovute al carico di compressione agente nel piano del pannello X-Lam [9].



**Figura 3.40 Sollecitazioni dovute al carico trasversale al piano del pannello X-Lam [9].**

La verifica allo Stato Limite Ultimo d'instabilità del pannello X-Lam deve considerare, pertanto, la sovrapposizione delle tensioni normali dovute ai carichi di compressione agenti nel piano del pannello, ed ai carichi trasversali allo stesso, e risulta assumere la seguente forma:

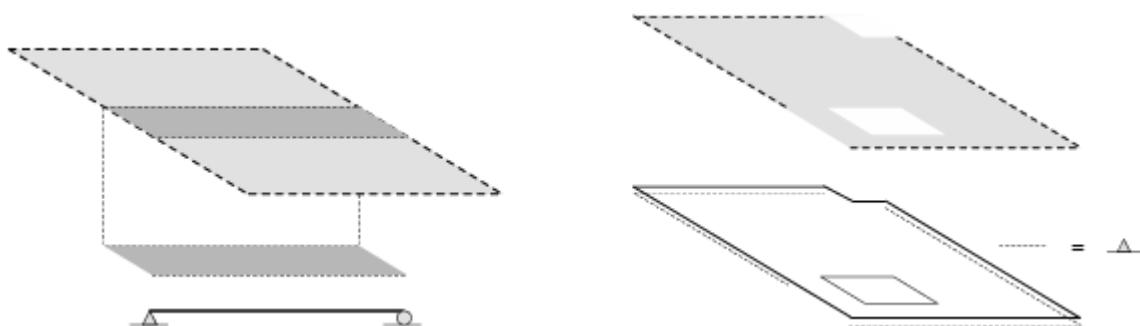
$$\frac{\sigma_{x,c,d}}{K_c \cdot f_{c,d,XLAM}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d,XLAM}} \leq 1,0$$

Dove:

- $K_c$  = coefficiente di sbandamento, con la rigidezza a flessione "K";
- $f_{c,d,XLAM}$  = resistenza di progetto a compressione del pannello X-Lam;
- $\sigma_{x,c,d}$  = tensione normale di compressione di progetto.

### 3.4.3 - Elementi complessi

Il pannello X-Lam, utilizzato come elemento strutturale avente comportamento a piastra, risulta permettere di sfruttare la capacità strutturale, a flessione ed a taglio trasversale al piano, del pannello stesso, nelle due direzioni del suo piano. Nello specifico, condizioni di appoggio particolari o realizzazione di aperture nel pannello (soletta) X-Lam risultano portare ad una distribuzione non regolare delle tensioni interne, che devono essere pertanto verificate in tutti i punti in cui risultano raggiungere valore massimo, o in cui la loro combinazione risulti creare una situazione critica per il pannello stesso.

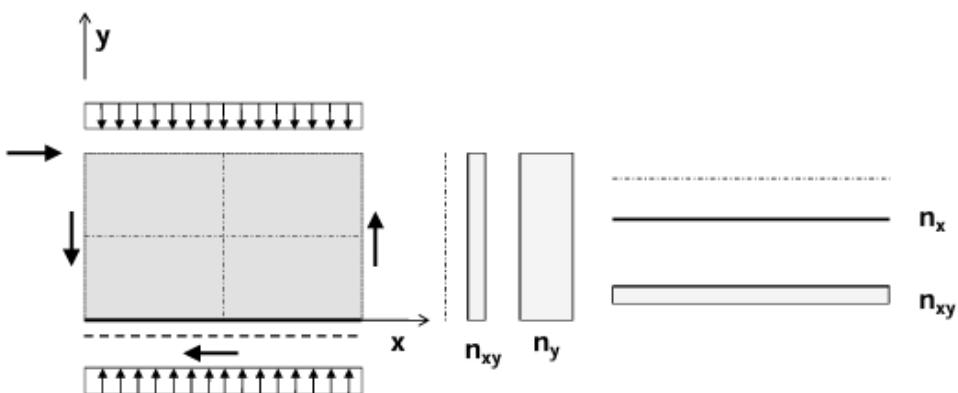


**Figura 3.41** Modello strutturale semplice per la soletta X-Lam con forma e vincoli regolari (a sinistra) e modello strutturale piano per la soletta X-Lam con forme e vincoli irregolari (a destra) [9].

In tali casi, la determinazione delle tensioni interne risulta avvenire tramite la modellazione numerica dell'elemento strutturale realizzato dai pannelli X-Lam, definendone, nel modello di calcolo, le diverse caratteristiche di rigidezza nelle due direzioni del suo piano. Gli eventuali collegamenti e giunti della soletta X-Lam, realizzata mediante più pannelli X-Lam collegati fra loro, devono essere accuratamente considerati nella definizione del modello di calcolo della soletta stessa. In particolar modo, i collegamenti più semplici e comuni fra i diversi pannelli X-Lam risultano avere spesso un effetto tutt'altro che trascurabile sul modello di calcolo dell'intero elemento strutturale (come appunto la soletta). Spesso i collegamenti fra i diversi pannelli X-Lam che compongono la soletta X-Lam risultano formare una cerniera su tutta la loro estensione, mentre in altri casi, invece, possono essere realizzati dei giunti semi-rigidi, decisamente più impegnativi, ma più efficaci e in alcuni casi indispensabili.

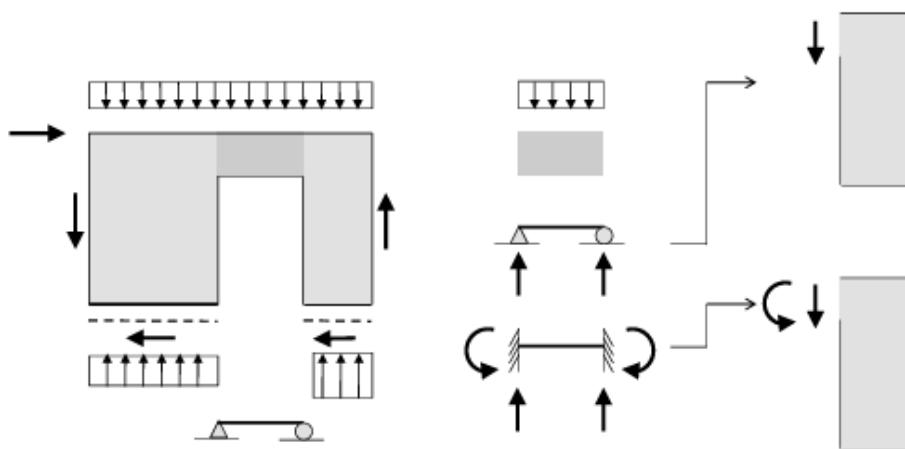
La composizione dell'elemento strutturale da realizzare, comprese quindi le caratteristiche strutturali dei collegamenti scelti, risultano avere, in tali casi, un effetto importante sul comportamento strutturale di tutto l'elemento da realizzare, e pertanto risultano essere di rilevanza essenziale ai fini del dimensionamento e delle verifiche dello stesso.

Per i pannelli X-Lam di parete, aventi delle aperture, risultano valere le medesime osservazioni fatte per le solette X-Lam di forma irregolare. Nello specifico, la particolarità di tali elementi strutturali non risulta trovarsi nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo, ma risulta trovarsi nella determinazione delle tensioni interne, dovute ai carichi ed ai vincoli di appoggio dell'elemento strutturale stesso.



**Figura 3.42** Pannello X-Lam di parete semplice, vincolato su tutti e 4 i lati [9].

Nel caso di presenza di aperture nei pannelli X-Lam di parete, il calcolo delle tensioni interne risulta diventare più complesso e può essere eseguito, sotto forma di approssimazione, sulla base di modelli semplici, oppure procedendo ad un'analisi numerica, per esempio sulla base di un modello agli elementi finiti.



**Figura 3.43 Pannelli X-Lam di parete con apertura e schema statico della parte di parete avente funzione di architrave [9].**

Nella figura soprastante, la parte di parete, realizzata mediante pannelli X-Lam, avente funzione di architrave può essere analizzata, in prima approssimazione, come un elemento di trave, i cui vincoli risultino essere definiti in funzione della tipologia costruttiva scelta, ossia nel caso di realizzazione della parete mediante un unico pannello X-Lam lo schema statico dell'architrave risulterà essere quello di trave doppiamente incastrata, mentre nel caso di parete realizzata tramite più pannelli X-Lam, collegati tra di loro mediante giunti aventi rigidezza ridotta, come ad esempio tramite giunti con collegamenti meccanici, lo schema statico dell'architrave risulterà essere quello di trave doppiamente appoggiata, in quanto il grado di incastro risulterà essere più ridotto, e dovrà eventualmente essere definito in funzione dello scorrimento nei collegamenti meccanici.

## 3.5 - Campi di applicazione dei pannelli X-Lam

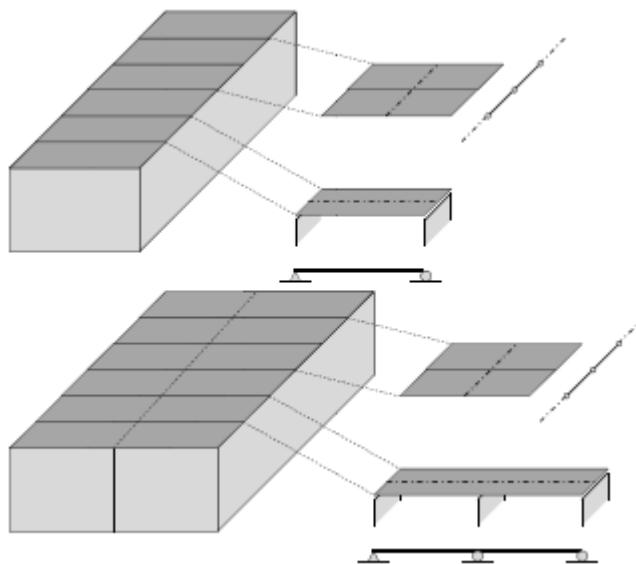
### 3.5.1 - Solette in X-Lam

Solette massicce realizzate mediante pannelli X-Lam risultano richiedere uno spessore compreso fra 1/35 e 1/40 della luce, determinante la flessione massima della soletta stessa, anche se tali valori risultano avere, evidentemente, carattere indicativo, dato che tanto i carichi, quanto le esigenze di rigidezza della soletta per soddisfare la verifica allo stato limite di esercizio, risultano avere un effetto decisivo sul dimensionamento, e quindi sullo spessore necessario dell'elemento strutturale.

Risulta opportuno sottolineare che, oltre ai noti criteri di limitazione delle deformazioni della struttura, anche il suo comportamento oscillatorio e vibrazionale risulta essere rilevante ai fini della verifica dello Stato Limite di Esercizio, in quanto le solette X-Lam risultano consentire di ricoprire luci più importanti rispetto ad altre tipologie più tradizionali utilizzate nelle costruzioni di legno. Ne consegue che i criteri di verifica legati al comportamento oscillatorio delle solette risultano assumere un'importanza elevata, e quindi devono essere analizzati con cura.

La lunghezza massima di trasporto dei pannelli X-Lam risulta determinare, di regola, le dimensioni massime dei pannelli X-Lam costituenti la soletta, anche se risulta senz'altro possibile, ed in molti casi indispensabile, usare pannelli di dimensioni più ridotte, per ragioni di natura diversa, come per esempio in seguito alla necessità di avere un trasporto in piccole unità, oppure dovuto alla necessità di lavorare con elementi di peso ridotto. La larghezza dei pannelli X-Lam varia, di regola, fra 1,20 m e 4,80 m; l'utilizzo di dimensioni minori, risulta essere senz'altro possibile, però risulta comportare un grande numero di giunti, ed inoltre essi devono risultare offrire una sufficiente resistenza e rigidezza a flessione.

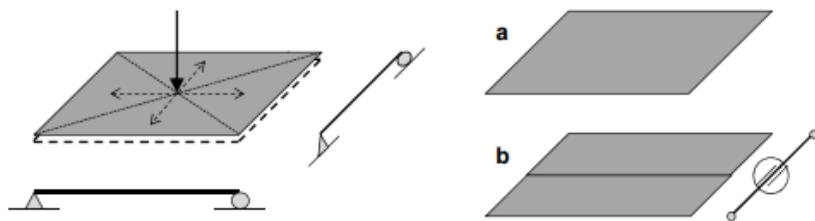
La maggior parte delle solette realizzate nell'edilizia abitativa risultano essere composte da diversi pannelli X-Lam, che possono essere considerati, in prima analisi, come se fossero elementi strutturali inflessi, con effetto portante in una sola direzione. Dopodiché per ottenere la continuità strutturale della soletta, nella direzione strutturale principale, risulta essere eseguito, anche in tale direzione, il giunto fra i vari pannelli X-Lam, che di regola risulta essere realizzato in modo semplice, così da ottenere la continuità strutturale della soletta, senza però realizzare un giunto rigido, cioè senza realizzare continuità flessionale, ma formando solamente una cerniera. In altre parole, la continuità dell'elemento strutturale, avente comportamento sia come piastra che come lastra, risulta essere quindi garantita senza dover realizzare un impegnativo giunto rigido alla flessione. In tal caso, la larghezza dei singoli pannelli X-Lam risulta giocare un ruolo secondario dal punto di vista strutturale, a condizione di accettare un numero di giunti strutturali più elevato in caso di elementi di larghezza ridotta.



**Figura 3.44 Principio strutturale e giunti della soletta realizzata attraverso pannelli X-Lam [8].**

Il sistema strutturale della soletta può quindi essere analizzato in modo semplice, sulla base del modello della trave inflessa, inoltre risulta essere, senz'altro, possibile sfruttare la continuità strutturale di tale elemento su più campate, in maniera tale da ottimizzarne il comportamento strutturale o altri aspetti. Comunque risulta essere importante sottolineare come l'X-Lam risulti essere in grado di realizzare elementi strutturali aventi capacità portante a flessione nelle due direzioni del piano, e tale

comportamento a piastra risulta possibile essere ottenuto o tramite un unico pannello X-Lam, oppure tramite più pannelli X-Lam uniti in modo tale da assicurare la continuità della rigidezza flessionale.



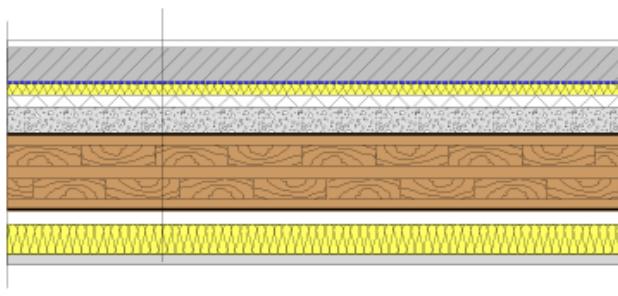
**Figura 3.45 Pannello X-Lam con funzione portante in due direzioni: a) unico pannello, b) più pannelli con giunti rigidi [8].**

L'utilizzo di pannelli X-Lam giuntati in modo rigido risulta essere piuttosto ridotto nelle strutture dell'edilizia, in quanto i carichi concentrati di grandezza elevata risultano essere praticamente assenti; ciò nonostante può essere utile ed interessante sfruttare tale giunzione laddove risultino presentarsi elementi ad angolo con sbalzi nelle due direzioni, o in caso di necessità di ridurre al minimo lo spessore della struttura. Infatti dove tali situazioni non risultino essere risolte con un unico pannello X-Lam, i giunti fra i diversi pannelli X-Lam dovranno essere concepiti e dimensionati in modo tale da garantire una sufficiente rigidezza e resistenza tanto a flessione quanto a taglio.

La maggior parte delle solette realizzate tramite pannelli X-Lam risultano essere considerate come elementi strutturali inflessi lineari, in quanto gli effetti strutturali tipici del comportamento a piastra risultano manifestarsi solamente in prossimità degli angoli o, comunque, in zone con luci ridotte. Risulta apparire quindi piuttosto evidente come sia caldamente consigliabile rinunciare a giunti dei pannelli X-Lam nella direzione della sollecitazione principale a flessione.

Una volta determinato lo spessore necessario della soletta, la larghezza dei pannelli X-Lam risulta essere scelta a piacimento secondo le diverse esigenze (produzione, trasporto, montaggio, ecc.). Comunque non deve essere trascurato il fatto che i pannelli X-Lam debbano essere collegati fra di loro in modo corretto e secondo le esigenze strutturali dettate dalla necessità di garantire la continuità strutturale del pannello anche nella direzione meno sollecitata e, soprattutto, di garantire l'effetto di lastra controventante della soletta nella sua globalità.

Per rispondere alle esigenze di isolamento acustico, soprattutto in abitazioni multipiano, risulta essere indispensabile prevedere un pavimento flottante, nonché una controssoffittatura; in particolare, il riempimento risulta essere realizzato soprattutto per livellare le differenze di altezza, e per ricoprire eventuali condutture elettriche.



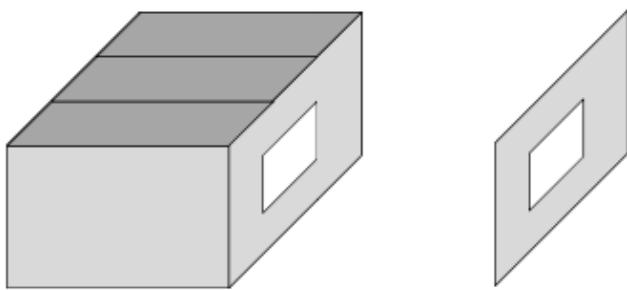
Rivestimento del pavimento	10 mm
Pavimento	60 mm
Guaina di polietilene	
Isolante acustico	20 mm
Polistirolo espanso	20 mm
Riempimento	40 mm
Legno compensato di tavole	125 mm
Intercapedine d'aria	25 mm
Isolante acustico	50 mm
Cartongesso	<u>15 mm</u>
	<b>365 mm</b>

**Figura 3.46 Solaio realizzato tramite pannelli X-Lam avente particolare capacità di isolamento acustico [12].**

### 3.5.2 - Pareti in X-Lam

La parete strutturale realizzata tramite pannelli X-Lam risulta essere vista come un montante, o un pilastro, di lunghezza continua. Lo spessore minimo dei pannelli X-Lam costituenti la parete risulta essere determinato, principalmente, dai carichi verticali agenti sulla parete stessa, ma anche dalle esigenze di rigidezza dovute all'azione dei carichi orizzontali, e dalle esigenze di rigidezza e di resistenza, spesso non direttamente considerate nel calcolo strutturale, legate direttamente o indirettamente all'isolamento fonico, alla presenza di una massa sufficiente nella costruzione, ed alla necessità di offrire, comunque, anche localmente o in presenza di aperture, anche di piccola dimensione, una sufficiente rigidezza e resistenza dell'elemento strutturale stesso. Pur ammettendo che il calcolo strutturale, nella sua globalità, del pannello X-Lam di parete risulti portare a spessori minimi piuttosto ridotti, e che la realizzazione di pareti molto sottili risulti essere possibile, risulta essere comunque consigliabile di valutare molto attentamente, e nel dettaglio, la scelta di utilizzare spessori delle pareti esterne al di sotto di 110 mm, o delle pareti portanti interne al di sotto di 100 mm.

La presenza di aperture nelle pareti risulta rappresentare la situazione strutturale per eccellenza dei pannelli X-Lam utilizzati come parete. In particolare, l'apertura della parete risulta creare un'interruzione del flusso di forze verso il basso, che deve essere deviato sulle zone a lato dell'apertura stessa, per cui nella zona sopra l'apertura risulta crearsi una concentrazione di carichi e di sollecitazioni. Ne consegue che in tale zona risulti essere necessario inserire un elemento strutturale che garantisca una rigidezza ed una resistenza a flessione sufficienti a fungere da architrave. I pannelli di X-Lam, costituenti la parete, risultano prestarsi particolarmente bene in tali circostanze, in quanto la sezione verticale della parte di parete al di sopra dell'apertura risulta essere costituita anche da un numero di strati di tavole orizzontali, che possono essere adibiti alla funzione di architrave.



**Figura 3.47** Pannello X-Lam costituente una parete con apertura [8].

L'analisi strutturale di un pannello X-Lam di parete di tale tipo, ossia presentante un'apertura, risulta riguardare l'analisi di un elemento, con forma irregolare, avente comportamento a lastra, del quale risulta richiedersi la determinazione delle forze interne e la verifica delle sezioni, o delle parti, soggette alla sollecitazione più grande, e determinanti ai fini della verifica della sicurezza strutturale.

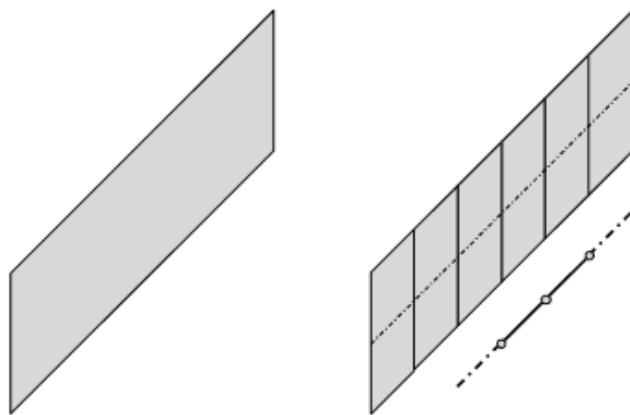
Le indicazioni sulle dimensioni minime dello spessore dei pannelli X-Lam, costituenti le pareti, indicate precedentemente risultano essere valide, in particolar modo, per le pareti contenenti aperture o interruzioni, in quanto spesso, almeno in fase di primo dimensionamento della struttura, gli aspetti legati alla rigidezza ed alla resistenza delle pareti nella direzione orizzontale non risultano essere considerati.

Anche per i pannelli X-Lam di parete la loro realizzazione pratica risulta avvenire in modi diversi, in quanto l'altezza dei pannelli di parete risulta essere spesso determinata dall'altezza di un piano dell'edificio; in particolare, in funzione del tipo di edificio tale altezza risulta situarsi poco al di sotto o poco al di sopra dei 3 m, per cui normalmente le pareti risultano essere formate da un unico pannello X-Lam nella direzione verticale. Inoltre in funzione della lunghezza della parete risulta essere senz'altro possibile realizzare l'intera parete tramite un solo pannello X-Lam, infatti il limite massimo di lunghezza del pannello X-Lam risulta essere dato, come già evidenziato, dalla produzione dei pannelli stessi, e dalle fasi di trasporto e di montaggio; comunque risulta possibile lavorare con pannelli X-Lam aventi lunghezza fino a 20 m.

I pannelli X-Lam di parete risultano avere la doppia funzione di consentire la discesa dei carichi verticali, e di comportarsi come un elemento inflesso in caso di carichi agenti perpendicolarmente al proprio piano (per esempio, il vento agente sulle pareti esterne), per cui, generalmente, gli strati esterni del pannello X-Lam risulteranno essere orientati nella direzione verticale.

L'uso di pannelli X-Lam di dimensioni ridotte risulta comportare la composizione della parete tramite la giunzione di diversi pannelli X-Lam, offrendo la possibilità di produrre, manipolare e trasportare pannelli di dimensioni più piccole e, quindi, semplificando le fasi della lavorazione e dell'esecuzione. In tal caso, la soluzione più semplice risulta prevedere la suddivisione della parete in strisce verticali, in modo tale da garantirne la continuità strutturale su tutta l'altezza. In particolare, il collegamento fra i diversi pannelli X-Lam della parete deve assicurare la continuità della parete, quale lastra verticale avente funzione di controventatura (trasmissione e discesa delle forze orizzontali agenti nel piano della parete), mentre non

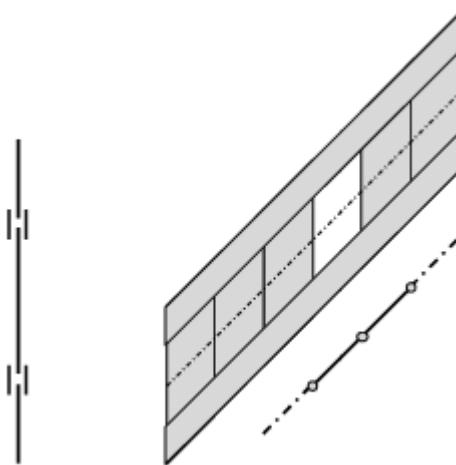
risulta essere necessaria la continuità della rigidezza flessionale nel giunto; ne consegue che il giunto risulti assumere quindi la funzione di una cerniera su tutta l'altezza della parete. Lo scorrimento relativo dei giunti, dovuto all'utilizzo di connettori metallici fra i diversi pannelli X-Lam, risulta essere senz'altro possibile, pertanto in funzione dell'ampiezza delle forze in gioco, e del tipo di connettore metallico usato, dovranno essere considerate delle deformazioni più importanti e, eventualmente, l'ancoraggio verticale di tutti i pannelli X-Lam di parete.



**Figura 3.48** Parete realizzata con unico pannello X-Lam (a sinistra) e con più pannelli X-Lam con giunti verticali (a destra) [8].

Il comportamento strutturale della lastra verticale, ossia della parete, risulta dipendere non soltanto dalla composizione della parete stessa, ma anche dalle eventuali aperture presenti in essa, pertanto il calcolo strutturale della parete dovrà quindi tener conto anche di tali aspetti.

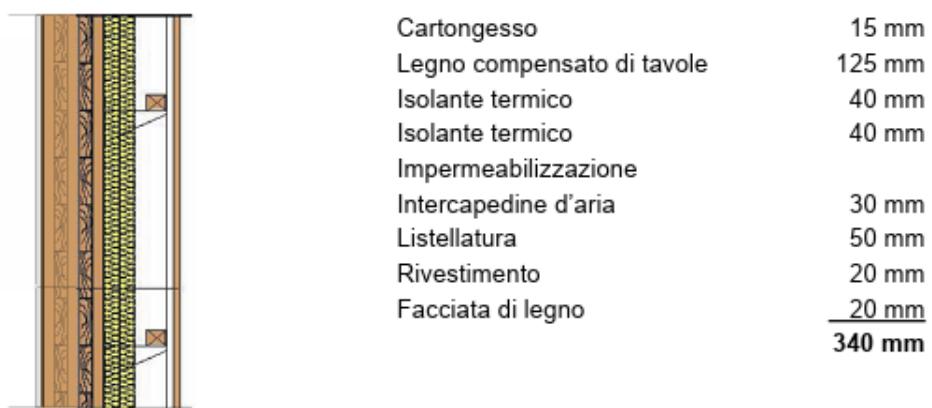
La realizzazione di pareti strutturali tramite la composizione di più pannelli X-Lam può avvenire anche tramite giunti orizzontali all'interno della parete stessa. Tale modo di procedere risulta essere interessante per quanto riguarda l'ottimizzazione del materiale e la riduzione al minimo degli scarti di lavorazione o, in ogni caso, per quanto concerne la riduzione della lavorazione necessaria all'intaglio delle aperture. I giunti orizzontali all'interno della parete risultano richiedere, però, la continuità strutturale anche della rigidezza flessionale del pannello X-Lam, in quanto in mancanza di essa la parete non può più risultare essere considerata né come una lastra, né come una piastra verticale.



**Figura 3.49** Parete realizzata con più pannelli X-Lam con giunti orizzontali rigidi [8].

Risulta opportuno ricordare che, laddove tecnicamente realizzabile, l'uso di pannelli X-Lam di grandi dimensioni, e quindi senza presentare interruzioni e discontinuità della struttura, risulta portare comunque, sempre, alla realizzazione di strutture aventi rigidezza e resistenza maggiore. Inoltre risulta senz'altro possibile combinare elementi di diverso tipo, e completare la struttura con elementi classici di travi di legno lamellare incollato, infatti risulta possibile introdurre elementi di trave all'interno delle pareti, laddove risulti essere necessaria la presenza di una zona avente caratteristiche flessionali elevate (architravi di altezza ridotta o con carichi importanti), o la possibilità di rinforzare l'X-Lam con l'aggiunta di nervature, o rinforzi tramite incollatura strutturale di elementi lineari.

Per una parete esterna realizzata mediante pannelli X-Lam, il rivestimento di legno all'esterno può essere a proprio piacimento, tuttavia, per soddisfare le esigenze minime legate all'isolamento acustico, le giunzioni devono essere ermetiche.



**Figura 3.50** Parete esterna realizzata con pannelli X-Lam avente particolare capacità di isolamento termo-acustico [12].

Una parete interna portante realizzata mediante pannelli X-Lam risulta essere, di regola, maggiormente sollecitata, e perciò risulta presentare uno spessore maggiore, rispetto ad una parete divisoria non portante, e, se non devono essere soddisfatte particolari esigenze riguardo al comportamento al fuoco, risulta essere sufficiente un rivestimento semplice con cartongesso.

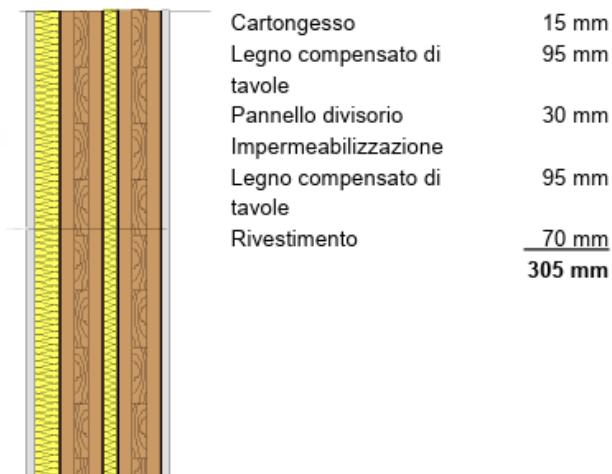


Figura 3.51 Parete interna portante realizzata con pannelli X-Lam [12].

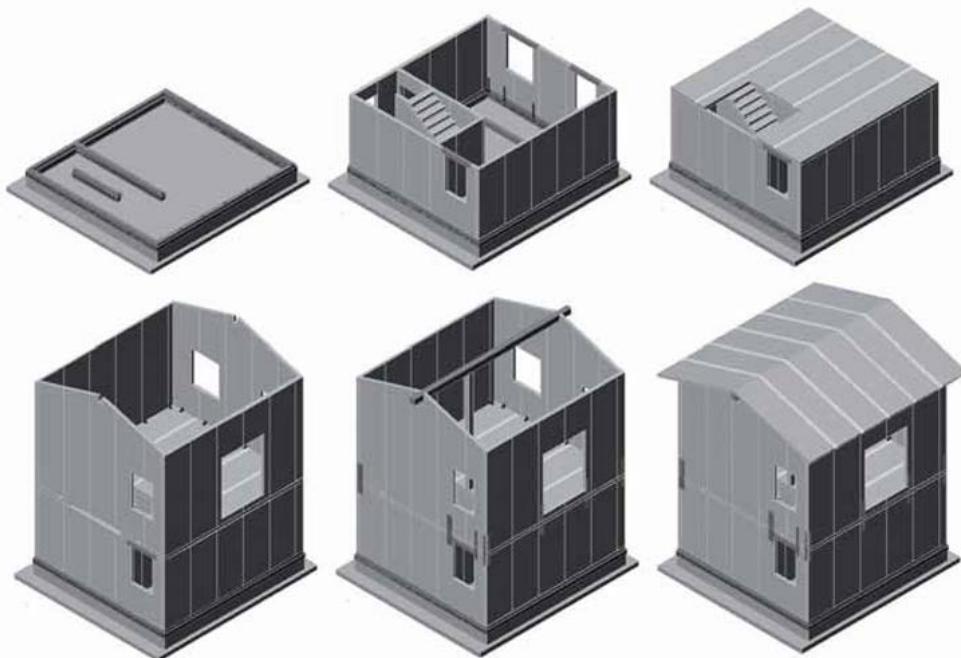
### 3.5.3 - Concezione della struttura tridimensionale realizzata con pannelli X-Lam

L'edificio realizzato tramite pannelli X-Lam risulta essere composto da una serie di elementi piani, ovvero i pannelli X-Lam appunto, che nel loro insieme risultano formare la struttura portante della costruzione. I pannelli X-Lam risultano permettere, quindi, la realizzazione di strutture tridimensionali composte da elementi piani (i pannelli appunto), di grandi dimensioni e sottili, in cui la struttura portante risulta essere distribuita su tutto il perimetro delle pareti formanti l'edificio, permettendo in tal modo di sfruttare al meglio tutti gli elementi e tutte le superfici che risultano formare la costruzione stessa. L'elemento piano, ossia il pannello X-Lam, non risulta essere più soltanto un elemento di tamponamento senza funzione strutturale, o con la sola funzione di discesa diretta delle azioni verso il basso, o di solo tamponamento con funzione di controventatura, ma risulta essere parte essenziale della struttura portante, avendo comportamento a lastra ed a piastra.

In altre parole, un edificio realizzato mediante pannelli X-Lam risulta essere, sostanzialmente, una struttura scatolare in cui le pareti ed i solai risultano essere formati da diaframmi costituiti da pannelli X-Lam, molto rigidi e resistenti, collegati fra loro mediante collegamenti meccanici. I pannelli X-Lam per le pareti ed i solai risultano essere prefabbricati in stabilimento, mediante il taglio computerizzato con macchine a controllo numerico, e risultano arrivare in cantiere pronti per il montaggio, già dotati di aperture per porte e finestre. La grande versatilità di tale tecnologia costruttiva risulta consentire di realizzare sia edifici residenziali mono o bi-piano di piccole dimensioni, che edifici condominiali multipiano anche di grandi dimensioni (dal punto di vista strutturale non risultano esserci limitazioni al numero di

piani), oppure edifici di conformazione e destinazione d'uso diversa, come edifici scolastici, alberghi, ospedali o edifici industriali.

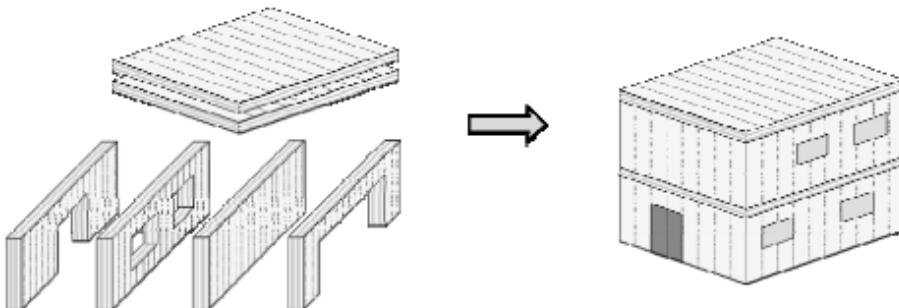
In particolare, il montaggio di un edificio realizzato mediante pannelli X-Lam risulta procedere tipicamente "per piani", ovvero dopo aver realizzato la fondazione, tipicamente a platea o a trave rovescia in calcestruzzo armato, ed avere realizzato sopra di essa un piccolo cordolo in calcestruzzo armato o in legno (con una specie legnosa durabile come ad esempio il larice) di altezza non superiore a circa 10 cm (per non rendere difficoltoso il successivo collegamento delle pareti alle fondazioni, generalmente, effettuato con piastre metalliche angolari.), vengono disposti i pannelli X-Lam di parete verticali di ogni piano, dopodiché vengono posizionati i pannelli X-Lam di solaio in appoggio su tali pareti, ed infine viene proceduto al montaggio dei pannelli di parete verticali del piano successivo, allineati verticalmente con i pannelli di parete inferiori, in appoggio sui pannelli di solaio.



**Figura 3.52 Fasi costruttive di un edificio realizzato tramite pannelli X-Lam [1].**

Le forze agenti sulla costruzione realizzata tramite pannelli X-Lam risultano essere, quindi, distribuite sulle diverse superfici degli elementi piani (pannelli X-Lam), riducendo la necessità di utilizzare elementi strutturali lineari di grandi dimensioni, ed evitando, dunque, di concentrare le forze in pochi punti della costruzione stessa. Infatti, come già evidenziato, la struttura della sezione trasversale del compensato di tavole (pannelli monostrato disposti alternativamente ad angolo retto l'uno rispetto all'altro) risulta permettere di ottenere, con un unico pannello, una capacità portante nelle due direzioni principali del loro piano, ed a seguito della capacità di ripartizione trasversale dei carichi, che risulta dipendere appunto dalla struttura della sezione del pannello, risulta possibile in ogni punto del pannello l'assorbimento di carichi concentrati. Il risultato di tale tecnica di costruzione risulta essere duplice, in quanto da un lato le dimensioni degli elementi strutturali risultano ridursi (l'altezza delle solette risulta essere più ridotta

rispetto ai solai formati da travi), e dall'altro la flessibilità progettuale risulta aumentare in modo importante.

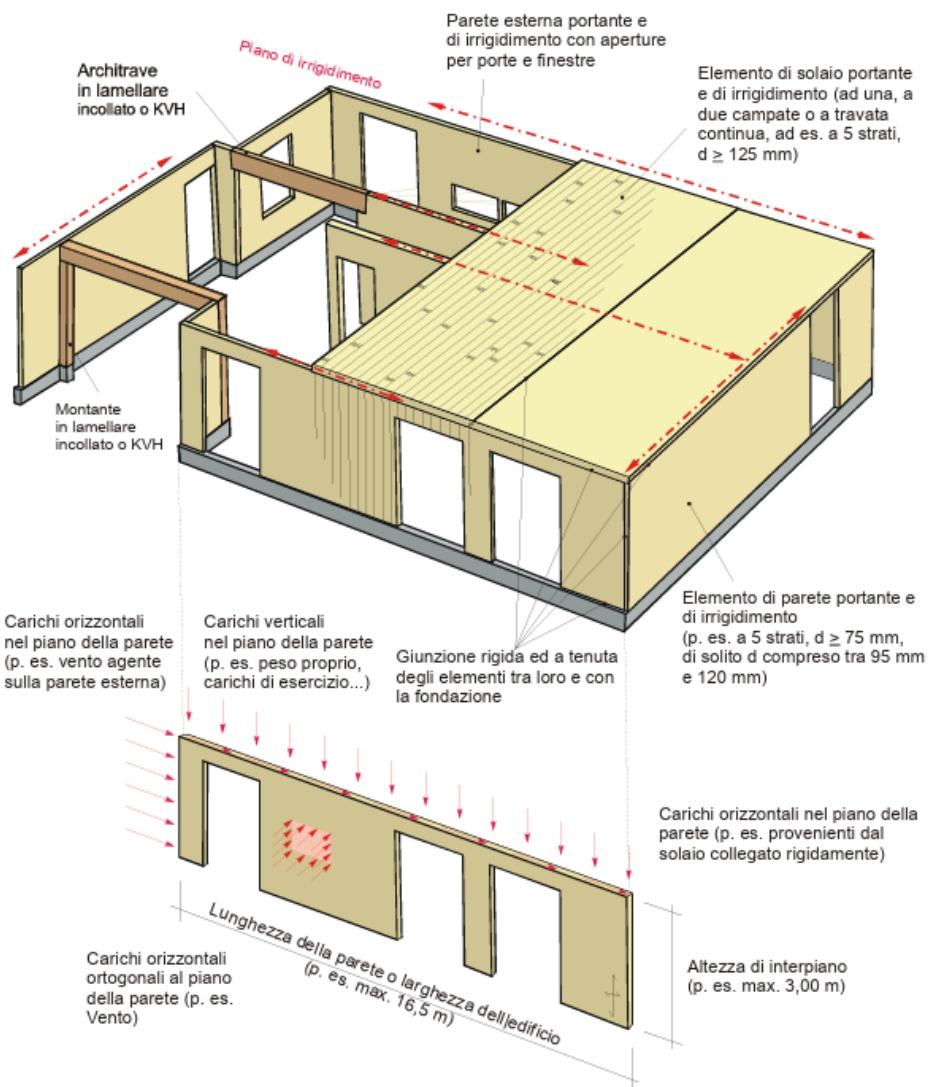


**Figura 3.53 Struttura portante di un edificio realizzato in pannelli X-Lam [8].**

L'irrigidimento di edifici ad uso abitativo, realizzati mediante pannelli X-Lam, risulta avvenire utilizzando pareti irrigidenti, le quali, in combinazione con i solai, risultano costituire una struttura rigida tridimensionale, ne consegue che i tipici controventamenti non risultano essere più necessari. In altre parole, la controventatura dell'edificio, tanto verticale quanto orizzontale, non risulta richiedere più una considerazione separata dalla struttura portante principale, ma risulta essere integrata in essa, dato che tutti gli elementi strutturali piani, ovvero i pannelli X-Lam, risultano rappresentare e risultano fungere da lastre strutturali, realizzando dunque automaticamente anche la controventatura dell'edificio.

L'irrigidimento orizzontale risulta presupporre un sistema di connessione dei singoli pannelli X-Lam in grado di trasmettere gli sforzi, ma il numero e la posizione dei pannelli di irrigidimento presenti in un edificio risultano essere determinati dalla geometria del fabbricato, dal tipo di sezione dei pannelli stessi, nonché dalla geometria dei singoli pannelli irrigidenti e dai carichi orizzontali (sisma, vento). In particolare, per la trasmissione dei carichi orizzontali risulta essere fondamentale, insieme al tipo di connessione, soprattutto la lunghezza della parete non indebolita, in quanto grandi aperture (finestre, porte), che risultano interrompere i percorsi verticali e/o orizzontali dei carichi, risultano disturbare il comportamento a lastra dei pannelli X-Lam. Poiché i pannelli X-Lam di parete risultano essere "più rigidi", per esempio, delle pareti impiegate per le strutture intelaiate, allora il numero e la lunghezza di tali irrigidimenti possono essere ridotti, comunque un'adeguata verifica risulta essere alla base di ogni elaborazione di tipo statico costruttivo.

I pannelli X-Lam risultano permettere anche la realizzazione di strutture più semplici, quali le strutture degli edifici residenziali più comuni, in cui la discesa dei carichi verso il basso non risulti richiedere strutture complesse, ma dove le forze verticali risultino creare un flusso diretto e semplice verso le fondazioni, ovvero dove tutti i carichi risultino essere trasportati da una travatura semplice di copertura verso le pareti esterne dell'edificio, e da queste trasmesse direttamente alle fondazioni. Anche in tali casi, che risultano essere i più comuni ed i più frequenti, l'X-Lam risulta consentire di realizzare strutture particolarmente rigide e resistenti in modo semplice ed efficace.



**Figura 3.54 Impiego di pannelli X-Lam per la realizzazione di solai e pareti di un edificio residenziale [12].**

L'uso dell'X-Lam per la realizzazione di edifici risulta essere considerato, spesso, come una valida alternativa alle tipologie costruttive più frequenti, e tradizionali, delle costruzioni di legno, ed in molti casi risulta esserne più conveniente per la fase esecutiva del progetto. In particolare, le possibilità di impiego dei pannelli X-Lam in edilizia residenziale risultano essere caratterizzate dalla varietà dei prodotti e degli elementi costruttivi, infatti non solo possono essere realizzati solai, pareti interne ed esterne ed elementi di copertura di grandi dimensioni, ma anche solette per scale e balconi, nonché elementi strutturali di tipo lineare come architravi e colonne. Le potenzialità del materiale X-Lam possono pertanto essere sfruttate al meglio se risultino essere considerate come uno degli ingredienti della progettazione, integrandosi quindi in modo ideale, ed ottimale, al progetto fin dalle sue prime fasi.



**Figura 3.55 Impiego di pannelli X-Lam nell'edilizia residenziale [12].**

L'X-Lam non risulta essere un prodotto, ma risulta essere un materiale, come già evidenziato, disponibile in formati e composizione diversa, in funzione del prodotto scelto, tant'è che la stratigrafia, gli spessori e le dimensioni dei pannelli X-Lam risultano variare in funzione del produttore. Il comportamento strutturale del materiale X-Lam risulta essere però identico, pur differenziandosi in funzione della qualità delle tavole di legno e della composizione esatta del pannello X-Lam stesso. Ne consegue che il comportamento strutturale dell'edificio risulti dipendere, perciò, anche dal prodotto X-Lam utilizzato per la sua realizzazione, e dal modo con il quale esso risulti essere impiegato. Naturalmente il compito di scegliere il prodotto X-Lam da impiegare, e definire gli effetti di tale scelta sul progetto, considerandone anche le conseguenze e gli effetti sul comportamento strutturale globale dell'edificio, risulta spettare al progettista. Comunque la scelta del prodotto X-Lam non risulta essere legata soltanto al comportamento strutturale dell'edificio, ma anche a tutta una serie di aspetti, che risultano comprendere la produzione e prefabbricazione degli elementi costruttivi, le condizioni e le possibilità di trasporto, la definizione delle fasi di montaggio e delle infrastrutture necessarie sul cantiere, i tempi di lavorazione nelle varie fasi, ed altro ancora. Risulta pertanto impossibile dire a priori quale di tali aspetti risulti essere più importante, rispetto agli altri, senza considerare le particolarità del singolo progetto, dunque in funzione delle caratteristiche del singolo progetto, risulta possibile affermare che alcuni di tali aspetti potranno essere

preponderanti rispetto ad altri, e che l'insieme di tali considerazioni risulterà avere senz'altro anche un effetto non trascurabile sui costi della realizzazione dell'opera.

Il ventaglio dei prodotti X-Lam disponibili sul mercato risulta essere particolarmente vasto, ciononostante le riflessioni e le indicazioni sull'uso e l'applicazione di tali pannelli X-Lam risultano avere valore generale, indipendentemente dal prodotto adottato, però, in funzione del prodotto usato, la progettazione di dettaglio ed esecutiva deve prendere in considerazione le caratteristiche del prodotto specifico utilizzato.

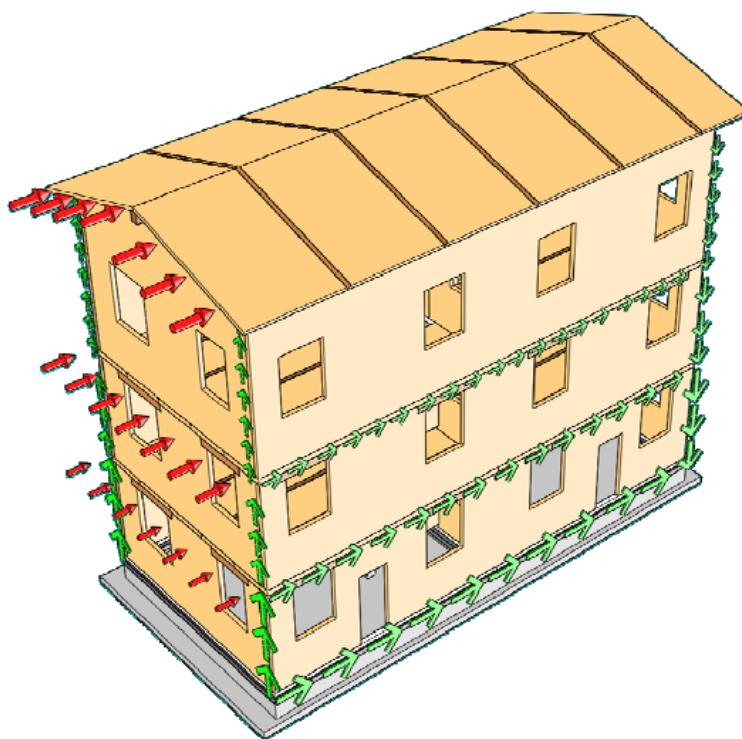
I pannelli X-Lam di parete, solaio e copertura possono essere prodotti esattamente, e singolarmente, in base alle indicazioni di progetto, e possono essere collegati con sistemi di connessione semplici e standardizzati. Ne consegue che risultino venire a mancare, quindi, tutte quelle lunghe e complicate operazioni di finitura e di montaggio in cantiere, dato che l'isolamento, i rivestimenti e gli elementi di facciata possono essere facilmente fissati ai pannelli X-Lam stessi, comportando dunque un montaggio rapido della struttura.

L'analisi della struttura tridimensionale realizzata mediante pannelli X-Lam può apparire complessa ed impegnativa, in particolar modo a causa dell'effetto strutturale delle superfici (pannelli X-Lam) che risultano comporre la struttura portante. Trattandosi però, nella maggior parte dei casi, di pannelli di parete e di pannelli di soletta, collegati fra loro senza giunti rigidi a flessione, la prima analisi della struttura può praticamente, sempre, essere eseguita scomponendo la struttura nelle sue diverse componenti, in modo tale da poter considerare i singoli pannelli X-Lam in modo indipendente tra di loro. Tale modo di procedere, evidentemente non adatto all'analisi dettagliata della struttura, necessaria ad esempio per definire il comportamento sismico della struttura, o per determinarne le deformazioni effettive in modo preciso, risulta essere comunque, sempre, consigliabile come primo approccio, e per poter definire in modo univoco e chiaro il comportamento strutturale, e la funzione di ogni singolo pannello X-Lam. Il calcolo e la verifica dei singoli pannelli X-Lam può, quindi, avvenire, in una prima fase, in maniera relativamente semplice ed efficace, permettendo anche di valutare l'effetto delle scelte costruttive ed esecutive, che risulteranno essere fatte in fase di definizione del progetto esecutivo.

### ***3.6 - Criteri di progettazione sismica per edifici realizzati in pannelli X-Lam***

Gli edifici in legno mono o plurifamiliari ad uso abitativo, con numero di piani limitato, risultano possedere generalmente adeguate capacità prestazionali nei confronti dei terremoti, in quanto risulta trattarsi di strutture tipicamente leggere e regolari, aventi un numero elevato di elementi resistenti verticali, che risultano assolvere, contemporaneamente, anche la funzione controventante, ed in cui ciascun elemento costruttivo risulta venire collegato mediante elementi meccanici a comportamento duttile.

Nonostante tali strutture risultino essere raramente interessate da collassi strutturali dovuti all'azione sismica, l'edificio può rivelarsi inadeguato, agli effetti delle azioni sismiche, nei confronti del danneggiamento e della richiesta di agibilità post-sisma, infatti i collassi degli edifici in legno colpiti da terremoti risultano essere in gran parte imputabili ad una errata concezione/progettazione strutturale di base, o a seguito delle scadenti caratteristiche costruttive della struttura stessa.



**Figura 3.56** Forze sismiche agenti su un edificio realizzato in pannelli portanti X-Lam [23].

Il legno data la sua bassa massa volumetrica in relazione a quella di altri materiali da costruzione più tradizionali, come ad esempio il calcestruzzo o l'acciaio, che comporta una notevole riduzione delle azioni sismiche sugli elementi componenti la struttura, essendo esse forze inerziali, cioè proporzionali alla massa, inoltre avendo una resistenza meccanica simile a quella del calcestruzzo e, per alcuni tipi di legno, addirittura simile a quella dell'acciaio risulta essere un materiale da costruzione particolarmente adatto per realizzare strutture sismo-resistenti. In altri termini, per quanto riguarda la resistenza sismica da conferire alla costruzione, il legno risulta essere considerato un materiale particolarmente adatto per costruire strutture in zona sismica, potendo contare su una massa volumica ridotta, avente rapporti massa/resistenza simili a quelli delle strutture di acciaio, e molto più vantaggiosi rispetto a quelli delle costruzioni in calcestruzzo e muratura. Tutto ciò comporta, in caso di terremoto, la nascita di sollecitazioni, agenti sulla costruzione lignea, di molto inferiori, essendo esse proporzionali alla massa della costruzione stessa, inoltre le strutture in legno risultano essere generalmente più flessibili rispetto ad analoghe strutture realizzate in calcestruzzo armato o in muratura, e ciò si rileva essere un ulteriore vantaggio, in quanto una struttura flessibile risulta essere tipicamente meno sensibile alle sollecitazioni di origine dinamica derivanti da una eccitazione sismica.

L'aspetto negativo risulta però essere il fatto che il legno strutturale presenta dei difetti naturali, quali la presenza di nodi e la deviazione della sua fibratura, che allontanano il suo comportamento da quello elasto-plastico tipico del legno netto (privo di difetti), avvicinandolo a quello di comportamento fragile, caratterizzato da un comportamento elastico fino alla sua rottura, ossia il legno strutturale presenta caratteristiche sfavorevoli legate all'intrinseca fragilità del materiale, almeno nel caso di sollecitazioni di trazione e flessione.

Fortunatamente però l'edificio in legno non risulta mai essere un corpo monolitico (come invece lo sono gli edifici in calcestruzzo armato) ma risulta essere formato da diversi elementi strutturali (travi, pareti, solai), uniti fra loro mediante connessioni meccaniche, le quali, se ben progettate ed eseguite, possono dare un contributo estremamente favorevole al comportamento globale dell'edificio in legno, grazie alle deformazioni plastiche degli elementi metallici e all'attrito tra le superfici di contatto dell'unione legno-acciaio. In particolare, lo snervamento dei connettori metallici a gambo cilindrico (come viti, chiodi, bulloni), l'attrito tra le parti dell'unione legno-acciaio ed il rifollamento del legno consentono di dissipare notevoli quantità di energia sviluppata durante il terremoto e conseguentemente permettono all'edificio di assumere un comportamento globale duttile (dissipativo) nei confronti dell'azione sismica.

Nell'approccio moderno alla progettazione sismica degli edifici vengono applicate misure specifiche per limitare al massimo l'interruzione delle attività normalmente svolte nell'edificio, a seguito di un evento sismico avente alta probabilità di accadimento, e per evitarne il collasso al verificarsi di terremoti aventi bassa probabilità di accadimento, ossia rari. I nuovi edifici devono quindi essere progettati in modo tale da assicurare un prestabilito stato di danneggiamento, al variare del livello di intensità sismica di riferimento, indipendentemente dalla tipologia costruttiva utilizzata. In particolare, il livello di danneggiamento dell'edificio risulta permettere di esprimere un giudizio sull'operatività della struttura stessa, sul suo stato di sicurezza, nonché sul raggiungimento/superamento della capacità finale a cui risulta seguire il collasso.

Tale paragrafo risulta essere riferito agli edifici cosiddetti "ordinari", ossia a costruzioni aventi la pianta sufficientemente compatta e simmetrica nelle due direzioni principali della stessa, che risultino rispettare i requisiti di regolarità definiti nelle NTC 2018. In particolare, volendo riferirsi alle parti strutturali, tali edifici devono verificate che l'interasse massimo tra gli elementi portanti verticali, con funzione controventante, non risulti superare 8,00 m, poi che ciascun elemento portante verticale, deputato alla funzione controventante, risulti essere collegato a terra mediante dispositivi meccanici atti ad impedirne lo scorrimento ed il ribaltamento, poi che gli orizzontamenti risultino essere progettati in modo tale da assolvere un'adeguata funzione controventante di piano (dunque che risultino presentare sufficiente rigidezza e resistenza) ed, infine, che l'altezza massima dell'edificio non risulti essere superiore ai 4 piani.

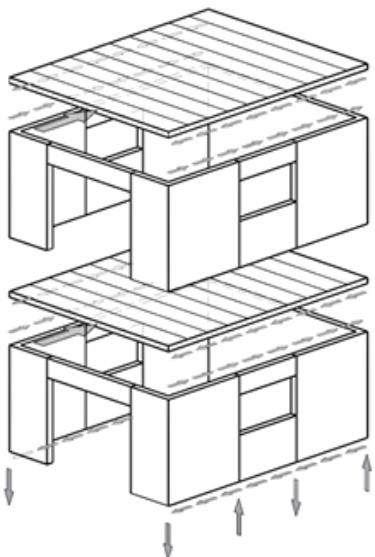
Il legno risulta essere un materiale da costruzione che risulta presentare buone capacità di resistenza se comparato al suo peso specifico, tuttavia le sue proprietà meccaniche, come già evidenziato nel Cap.1, risultano essere particolarmente influenzate dalla sua anisotropia e dal suo comportamento reologico. Inoltre i meccanismi di rottura del legno, associati alle sollecitazioni di tipo flessionale o tagliente,

risultano denotarne un comportamento poco duttile, quindi non adatto ad assorbire gli effetti indotti dalle azioni sismiche. Infine l'orientamento del carico applicato, rispetto alla direzione della fibratura del legno, nonché i difetti presenti negli elementi lignei, risultano ulteriormente introdurre non solo riduzioni della sua resistenza, ma anche comportamenti nettamente più fragili. Ne consegue che l'aspetto più importante da considerare nella progettazione di edifici in legno sismo-resistenti risulti riguardare la corretta scelta, e dimensionamento, dei collegamenti meccanici.

In tutta generalità, risulta possibile dimostrare che la duttilità, la capacità dissipativa e, in parte, la robustezza dei sistemi costruttivi lignei possano essere assicurate scegliendo, e progettando adeguatamente, le connessioni. In particolare, la capacità dissipativa dei collegamenti metallici, a seguito di cicli ripetuti di carico, risulta essere funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali, e dalla configurazione geometrica propria dei connettori stessi. Prove in laboratorio risultano aver dimostrato come solo alcune tipologie di connessione risultino permettere di raggiungere buoni livelli di duttilità della struttura, mantenendo un comportamento oligo-ciclico adeguato.

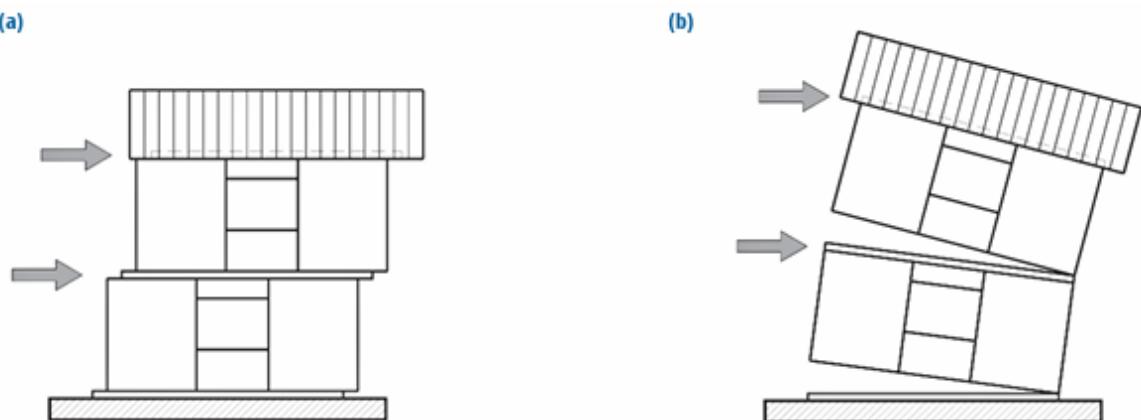
I collegamenti, normalmente utilizzati nelle costruzioni moderne in legno, risultano privilegiare l'uso di elementi preformati in acciaio, in combinazione con l'utilizzo di connettori del tipo a gambo cilindrico, come ad esempio chiodi, viti, spinotti, bulloni, per conferire la duttilità richiesta alla struttura (vedi Cap.2). Comunque, indipendentemente dai dispositivi metallici impiegati, l'obiettivo risulta essere quello di assicurare sufficienti capacità di deformazione anelastica alla struttura. In particolare, la risposta globale finale della struttura risulterà essere, in ogni caso, vincolata alla progettazione, nel pieno rispetto del principio della "gerarchia delle resistenze" o, in termini più generali, del "capacity design". Ne consegue, quindi, che progettare sistemi costruttivi lignei in accordo al "capacity design" risulti implicare il dimensionamento dei collegamenti, in modo tale da avere un comportamento duttile degli stessi, nonché il mantenimento degli elementi lignei, aventi comportamento fragile, in campo elastico.

Un edificio costruito mediante la tecnica costruttiva a pannelli di compensato di tavole in legno (X-Lam), come più volte evidenziato, risulta essere una struttura scatolare in cui gli orizzontamenti e le pareti risultino essere elementi lignei molto rigidi e resistenti, infatti gli edifici realizzati in tal modo risultano essere pensati proprio per distribuire le forze orizzontali tra i singoli elementi costruttivi, sfruttando principalmente la resistenza, e la rigidezza, offerta dagli elementi nel piano. All'interno dell'organismo resistente risulta possibile, così, identificare elementi verticali, aventi funzione di pareti di taglio, ed elementi orizzontali, costituenti gli elementi a diaframma, vincolati in modo tale da trasferire i carichi orizzontali fino in fondazione. Il comportamento tridimensionale della struttura risulta essere assicurato dai collegamenti tra i singoli pannelli X-Lam costituenti le pareti ed i solai, e dai collegamenti tra gli orizzontamenti e la struttura verticale. In funzione della direzione del carico applicato sul pannello, i pannelli X-Lam possono essere interessati da azioni nel proprio piano (comportamento a lastra o membranale) o da azioni fuori piano (comportamento a piastra), comunque in entrambi i casi, lo stato tensionale interno al pannello risulta essere influenzato dal numero di strati di tavole componenti il pannello, dal loro spessore e dall'orientamento reciproco tra le tavole stesse.



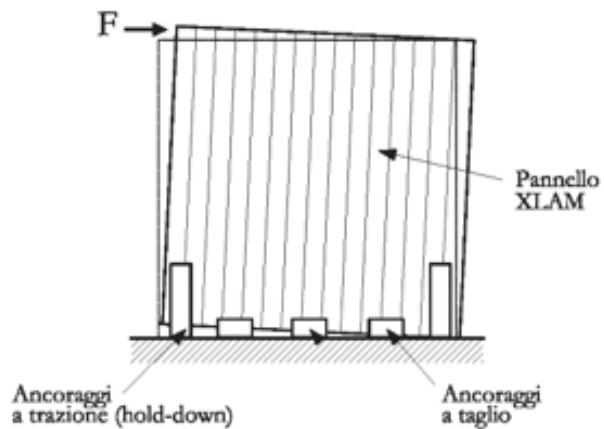
**Figura 3.57** Percorso di trasferimento delle azioni orizzontali fino in fondazione [14].

Nella fase di concezione della struttura, il sistema deve essere, pertanto, pensato per assicurare la continuità della trasmissione delle forze fino a terra, siano esse di tipo orizzontale che verticale, predisponendo tutte le misure necessarie a garantire un numero sufficiente di collegamenti in funzione dell'intensità delle azioni agenti. In particolar modo, la tecnica costruttiva con pannelli di legno massiccio a strati incrociati (X-Lam) risulta presentare pareti massicce e connessioni metalliche localizzate solo in prossimità delle zone di contatto tra i pannelli, ne consegue che nel percorso di trasferimento delle forze orizzontali fino a terra, i collegamenti risultino giocare un ruolo primario, e risultino diventare di fondamentale importanza per garantire la dissipazione dell'energia prodotta dal sisma. I connettori ed i dispositivi di collegamento, per il trasferimento delle azioni tra i pannelli X-Lam costituenti le pareti, risultano essere installati in modo tale da contrastare lo scorrimento ed il ribaltamento indotto dalle azioni, cosiddette taglienti di piano, per effetto delle forze sismiche.



**Figura 3.58** Meccanismo di scorrimento relativo (a sinistra) e di ribaltamento (a destra) innescato su ciascun piano di un edificio realizzato con pannelli X-Lam [14].

Nell'assemblaggio della struttura risultano essere utilizzati, principalmente, dispositivi metallici atti ad impedire lo scorrimento di base, ed il ribaltamento, delle pareti realizzate con i pannelli X-Lam; ne consegue che la tipologia, il materiale e la configurazione di tali collegamenti risultino diventare una peculiarità di tale tecnologia costruttiva.



**Figura 3.59** Collegamenti metallici atti ad impedire lo scorrimento ed il ribaltamento del pannello X-Lam [14].

Negli edifici ordinari, realizzati mediante pannelli X-Lam, per impedire lo scorrimento ed il ribaltamento degli elementi strutturali, per effetto di forze orizzontali, vengono utilizzati, generalmente, degli elementi preformati in acciaio in combinazione con connettori a gambo cilindrico. In particolare, i pannelli X-Lam vengono solidarizzati con gli elementi di fondazione in calcestruzzo armato, al fine di contrastare l'effetto delle azioni orizzontali sugli edifici (come il vento ed il sisma), che possono generare forze di scorrimento e forze di sollevamento (ribaltamento) dei pannelli X-Lam stessi rispetto alla fondazione. Per la trasmissione delle forze assiali, tra pannelli e fondazione, atte a contrastare il ribaltamento dei pannelli X-Lam vengono utilizzati, spesso, degli speciali elementi angolari allungati in acciaio chiamati "hold-down" (tradotto "tieni giù"), mentre per la trasmissione delle forze orizzontali, tra pannelli e fondazione, atte a contrastare lo scorrimento dei pannelli X-Lam vengono utilizzate delle piastre angolari in acciaio, collegate ai pannelli mediante chiodi o viti, e fissate alla fondazione mediante barre filettate o tasselli fissati in maniera meccanica o chimica.

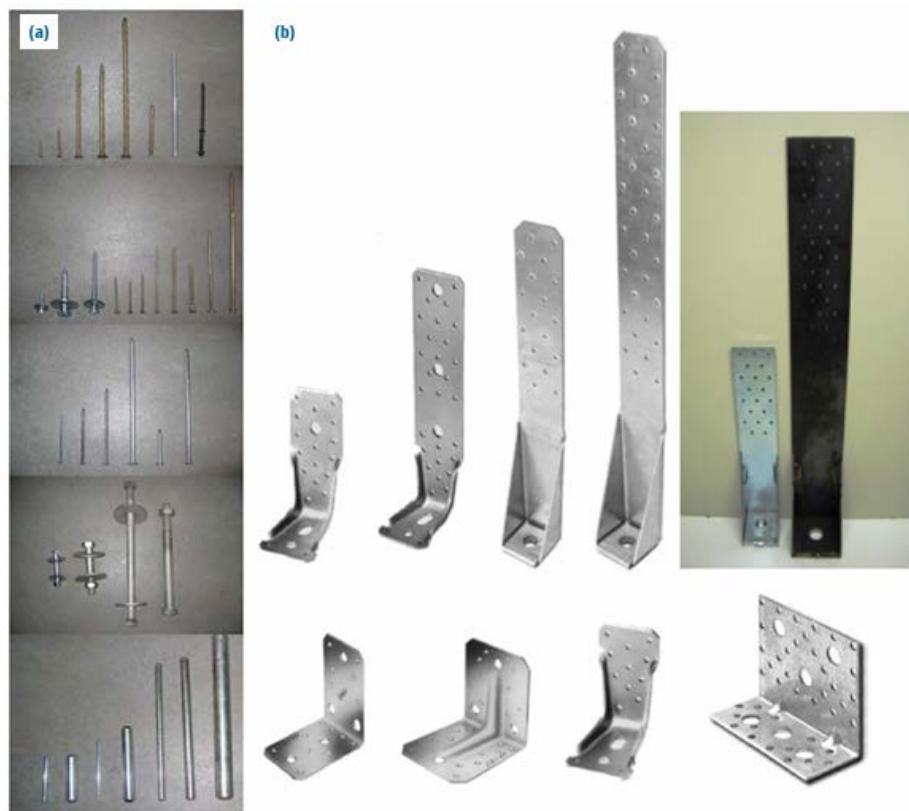
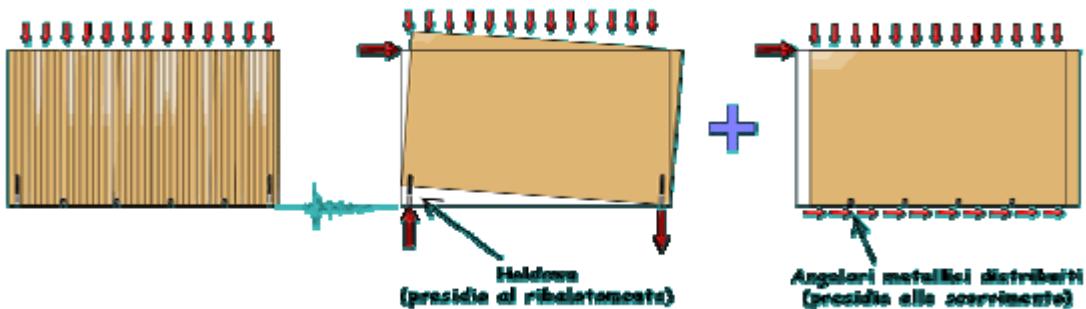


Figura 3.60 Connettori metallici a gambo cilindrico (a sinistra) e angolari e hold down (a destra) [14].



Figura 3.61 Hold-down sugli spigoli dell'edificio ed in corrispondenza delle aperture, di presidio al sollevamento [23].

Nella tecnica costruttiva a pannelli di legno massiccio a strati incrociati (X-Lam) pertanto, a seguito di forze orizzontali, i pannelli X-Lam risultano rimanere praticamente in campo elastico, poiché molto più resistenti delle connessioni metalliche, in cui risulta concentrarsi invece tutta la capacità anelastica e la dissipazione energetica della struttura. Ne consegue che la dissipazione energetica, e la capacità in duttilità dell'intera struttura, risultano essere strettamente riconducibili al comportamento anelastico dei collegamenti metallici, che risultano essere spesso dei sistemi di collegamento standard commercializzati a catalogo, ed accompagnati da schede tecniche e certificazione di prodotto.



**Figura 3.62 Meccanismi di funzionamento di una parete X-Lam caricata da azioni nel proprio piano [23].**

A completezza di quanto sopra scritto, risulta essere importante evidenziare che il comportamento sismico degli edifici realizzati mediante pannelli X-Lam risulta essere fortemente influenzato dalla risposta non lineare dei singoli pannelli X-Lam di parete (shear walls), ai quali risultano venire trasmesse le forze inerziali (sismiche) di piano dai solai. La capacità in deformazione anelastica del singolo pannello shear wall risulta essere governata, in primis, dai collegamenti metallici, ed una buona duttilità risulta possibile essere raggiunta, in particolare, rispettando il criterio della “gerarchia delle resistenze” (capacity design) in fase di dimensionamento.

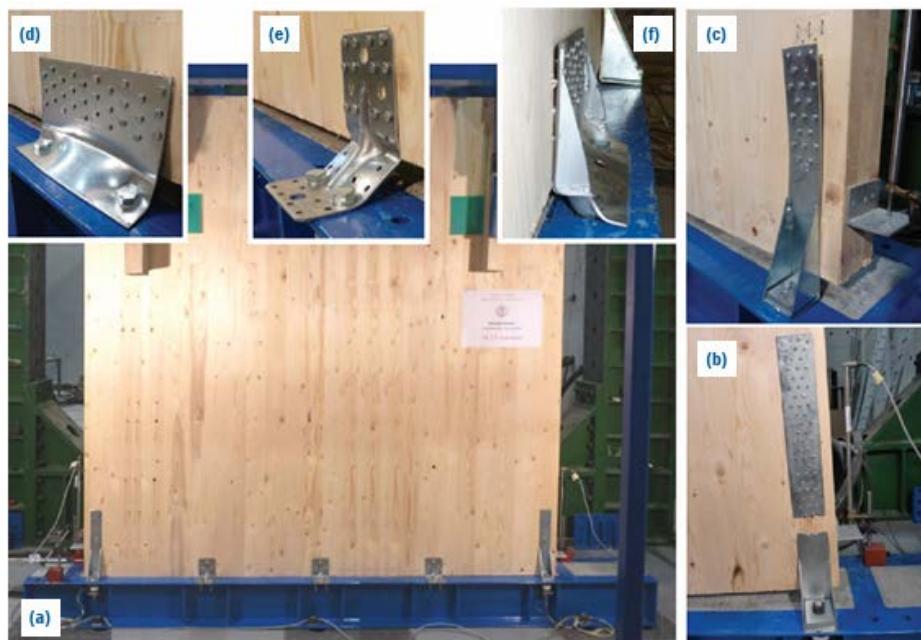
Nello specifico, sul meccanismo di deformazione anelastica dell'elemento shear walls risulta incidere pesantemente la configurazione dei carichi applicati in sommità alla parete, verticali e orizzontali, ed il suo rapporto di forma (espresso come rapporto tra la base e l'altezza della parete di taglio). Le pareti risultano essere generalmente meno rigide dei solai, infatti, tipicamente, nel comportamento tridimensionale globale dell'edificio, la deformabilità degli orizzontamenti può essere trascurata. Inoltre l'incertezza di comportamento dell'elemento shear walls risulta riflettersi sulla risposta anelastica di tutto l'edificio, pertanto tale elemento risulta da intendersi quale componente strutturale primario, nella definizione della capacità resistente dell'edificio.

Il meccanismo di deformazione globale che risulta interessare un edificio costruito utilizzando il sistema strutturale a pannelli massicci di compensato di tavole (X-Lam) risulta essere particolarmente influenzato dalla configurazione dei suoi collegamenti metallici. Prove sperimentali eseguite su singoli pannelli X-Lam di parete risultano aver dimostrato infatti la stretta relazione che risulta intercorrere tra il meccanismo di deformazione atteso e la distribuzione dei collegamenti, al variare della geometria dei singoli pannelli. In funzione del tipo di connettore o dispositivo metallico di collegamento utilizzato, e della loro distribuzione

nello spazio, risulta possibile misurare risposte strutturali (forza-spostamento) sensibilmente diverse tra loro.

Il comportamento anelastico di una parete X-Lam a rottura risulta essere governato da alcuni meccanismi caratteristici che risultano interessare i collegamenti, siano essi del tipo a taglio (per es. squadrette metalliche con chiodi) oppure dispositivi contro il sollevamento (per es. hold-down con chiodi). In particolare, per dispositivi di collegamento di uso corrente risulta possibile ottenere livelli accettabili di duttilità, e capacità dissipativa, solamente quando il meccanismo di deformazione risulti essere dominato dallo snervamento dei chiodi utilizzati per connettere il dispositivo di ancoraggio al pannello X-Lam, evitando quindi rotture fragili (per esempio la rottura a trazione dell'ancoraggio stesso).

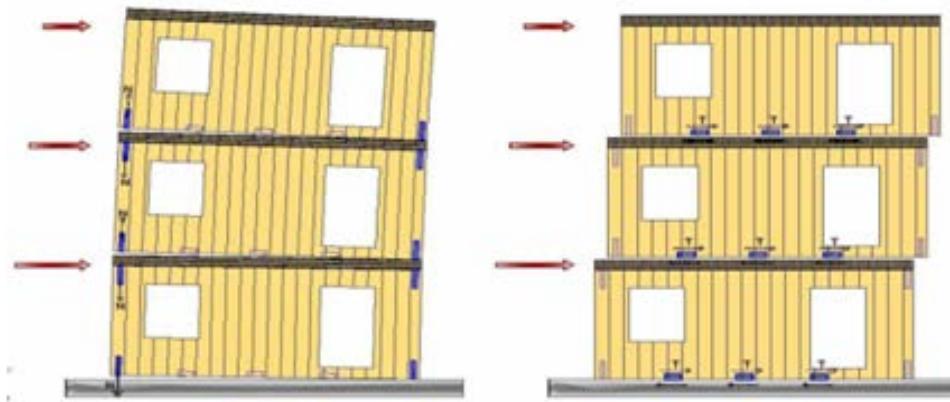
I meccanismi di deformazione che vengono osservati sperimentalmente risultano denotare una capacità plastica, dei dispositivi di collegamento, condizionata dall'eccentricità di carico.



**Figura 3.63** Prove sperimentali eseguite dall'Università di Trento (a), rottura fragile a trazione dell'hold-down (b), rottura della connessione chiodata dell'hold-down (c), varie deformazioni plastiche degli angolari per trazione e taglio (d), (e), (f) [14].

Sperimentalmente risulta possibile dimostrare che i singoli pannelli X-Lam possano essere considerati rigidi nel loro piano, così che risulti ragionevole considerare, in modo semplificato, che la capacità in spostamento del singolo pannello X-Lam risulti essere il risultato della deformazione subita dai collegamenti metallici. I meccanismi di deformazione del pannello X-Lam che risultano innescarsi possono essere ricondotti a due casi limite:

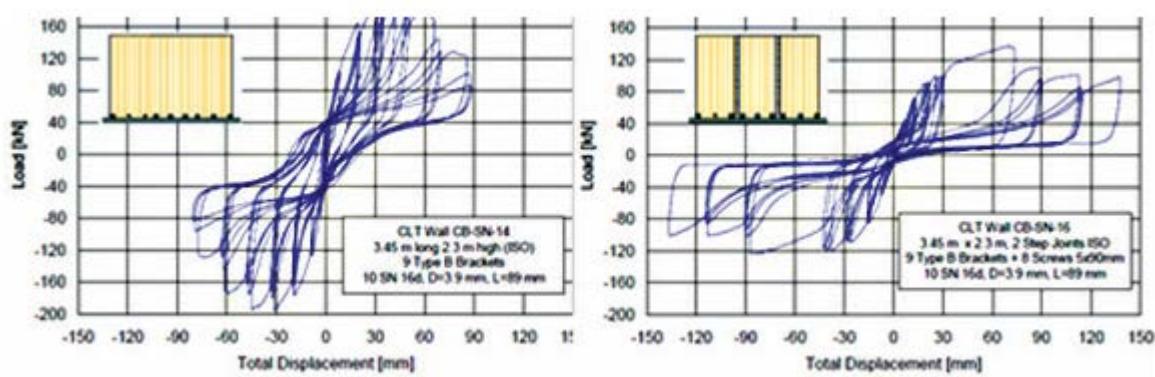
- meccanismo di deformazione per scorrimento alla base del pannello X-Lam;
- meccanismo di deformazione per rotazione rigida del pannello X-Lam.



**Figura 3.64** Meccanismo di ribaltamento del pannello X-Lam (a sinistra) e meccanismo di scorrimento del pannello X-Lam (a destra) [18].

Comunque nel caso più generale, il meccanismo di deformazione del pannello X-Lam risulta manifestarsi per combinazione di uno scorrimento ed un sollevamento sul piano di base.

Nel caso di pannelli X-Lam, accoppiati mediante collegamenti a parziale ripristino di resistenza, il meccanismo di deformazione anelastico che risulta instaurarsi può essere sensibilmente diverso da quello dei singoli pannelli X-Lam. In particolare, in funzione della capacità resistente, e rigidezza, dei giunti verticali pannello-pannello, i meccanismi locali dei collegamenti di base possono essere sollecitati in modo diverso rispetto al caso dei pannelli X-Lam isolati. Quando opportunamente dimensionati, i collegamenti interposti tra i singoli pannelli X-Lam (giunti pannello-pannello) possono migliorare le capacità anelastiche delle pareti, ne consegue che la capacità in duttilità, e in dissipazione, della parete può essere quindi incrementata inserendo tra i singoli pannelli X-Lam dei giunti in grado di plasticizzarsi, come risulta possibile osservare dai grafici sottostanti:



**Figura 3.65** Curva di risposta ciclica forza-spostamento di una parete X-Lam monolitica (a sinistra) e curva di risposta ciclica forza-spostamento di una parete realizzata collegando meccanicamente più pannelli X-Lam (a destra) [14].

Nel dettaglio, le prove sperimentali risultano evidenziare l'influenza, sul meccanismo di rottura della parete, del livello di carico verticale in sommità alla stessa, della presenza di giunti di collegamento

pannello-pannello, del rapporto di forma del pannello, in aggiunta alla capacità resistente dei collegamenti di base, espressa in termini di forza, duttilità e capacità dissipativa. Normalmente comunque la parete risulta tendere a ruotare o scorrere per cedimento dei collegamenti metallici di base.

L'effetto del carico verticale risulta essere quello di incrementare la resistenza della parete, andando a ridurre le forze di sollevamento sui connettori di base (hold-down) e, soprattutto, d'incrementare l'effetto dell'attrito nelle zone di contatto alla base.

L'impostazione delle NTC 2018 per la parte relativa alla progettazione sismica di nuove costruzioni in legno risulta essere simile a quella per gli altri materiali strutturali, in quanto l'approccio di calcolo risulta riconoscere alla struttura la possibilità di sviluppare deformazioni anelastiche, anche notevoli, nonché di dissipare l'energia fornita dal sisma, all'edificio, evitando il collasso degli elementi costruttivi. In particolare, in relazione al comportamento strutturale che si intende conseguire risultano essere definite due classi di comportamento:

- ❖ Comportamento strutturale dissipativo;
- ❖ Comportamento strutturale non dissipativo.

Nella progettazione dell'edificio per gli Stati Limite di Esercizio, quali Stato Limite di Operatività (SLO) e di Danneggiamento (SLD), il comportamento strutturale da assumere risulta essere quello di tipo non dissipativo, indipendentemente dalle proprietà anelastiche del sistema costruttivo. Il metodo di calcolo per gli Stati Limite Ultimi, siano essi di Salvaguardia della Vita (SLV) o di Prevenzione del Collasso (SLC), risultano riferirsi, invece, solitamente al comportamento strutturale dissipativo della struttura, valutato in funzione del comportamento non lineare della struttura stessa. Comunque risulta essere sempre possibile progettare edifici aventi comportamento strutturale non dissipativo nei confronti degli Stati Limite Ultimi, nei casi in cui risulti difficile, o impraticabile, conferire una risposta duttile alla struttura. Inoltre per gli elementi strutturali di fondazione, che devono essere dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmesse dalla struttura sovrastante, il comportamento da assumere per esse risulta essere di tipo non dissipativo, indipendentemente dal comportamento strutturale attribuito alla struttura su di essa gravante.

Nella fase in cui risultano effettuarsi le scelte strutturali, risulta essere di fondamentale importanza un attento studio delle problematiche strutturali di impostazione del progetto, più che gli aspetti di dettaglio sul calcolo. Con particolare riferimento alla progettazione sismica, infatti, le NTC 2018 risultano richiamare alcune regole specifiche da seguire per conferire all'organismo edilizio una adeguata capacità globale. Nello specifico, le scelte progettuali operate dovrebbero permettere la realizzazione di un edificio ad elevata iperstaticità, con caratteristiche di regolarità in pianta ed in elevazione, in grado di assicurare la rigidezza, e la resistenza, richieste nei confronti delle due componenti sismiche ortogonali orizzontali e, quando vincolante, anche della componente verticale.

Per strutture aventi comportamento strutturale dissipativo, le NTC 2018 risultano fornire indicazioni sui materiali da impiegare, sui collegamenti, sulla duttilità e sul fattore di comportamento di base ( $q_0$ ), espresso come valore massimo, e definito in funzione della tipologia costruttiva dell'edificio. Nello specifico, risulta possibile distinguere due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD):

- Classe di duttilità alta (CD "A");
- Classe di duttilità media (CD "B").

La differenza tra le due classi di duttilità della struttura risulta esprimere la differenza nelle capacità post-elastica delle strutture stesse, comunque il dimensionamento della struttura deve rispettare il principio della "gerarchia delle resistenze" (capacity design), indipendentemente dalla classe di duttilità adottata. Il modello di calcolo della struttura, in accordo al "capacity design", risulta essere definito attraverso regole di progetto tali da assicurare un meccanismo anelastico duttile alla struttura, garantendo la formazione di zone a comportamento dissipativo (cerniere plastiche) negli elementi duttili, ed evitando possibili rotture fragili degli elementi costruttivi, o la formazione di meccanismi instabili imprevisti.

La capacità dissipativa della struttura risulta esprimersi come somma dell'energia dissipata, per isteresi, dalle zone a tal fine individuate e progettate, dette "dissipative" o "critiche". L'individuazione di tali zone dissipative deve essere congruente con la tipologia strutturale, ed in particolare con la risposta anelastica dei collegamenti metallici, e poiché il comportamento sismico della struttura risulta essere largamente dipendente dal comportamento delle sue zone critiche, ne consegue che esse debbono formarsi ove previsto, e garantire un'adeguata risposta in presenza di azioni cicliche.

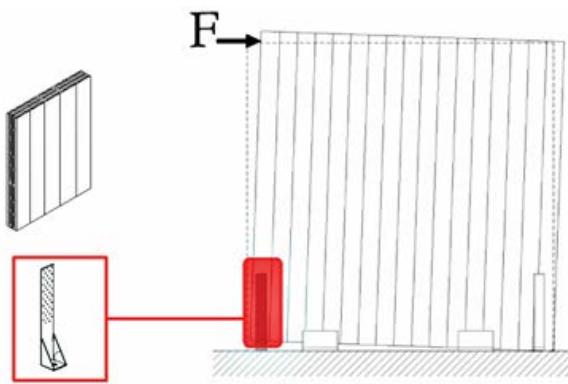
Il comportamento globalmente dissipativo della struttura può ritenersi conseguito qualora le parti non dissipative risultino possedere una sovraresistenza sufficiente (ottenuta mediante l'adozione di opportuni coefficienti di sovraresistenza " $\gamma_{Rd}$ ") in modo tale da consentire lo sviluppo delle plasticizzazioni nelle zone dissipative; tale modo di progettare viene anche detto "progettazione in capacità" degli elementi strutturali.

Nell'attuale versione delle NTC 2018 non risultano essere fornite indicazioni specifiche per l'attribuzione del coefficiente di sovraresistenza " $\gamma_{Rd}$ " agli elementi lignei a comportamento fragile, ciononostante risultano essere fornite tutte le disposizioni costruttive, e le regole di dettaglio da rispettare, ai fini del dimensionamento dei collegamenti, e degli impalcati, in funzione del comportamento atteso della struttura. In mancanza di analisi più approfondite, il coefficiente generico di sovraresistenza ( $\gamma_{Rd}$ ) da adottare risulta essere pari a "1,3" per CD "A" ed a "1,1" per CD "B".

La scelta del valore del fattore di comportamento di base " $q_0$ ", da assegnare ad una data tipologia strutturale, risulta essere un'operazione non banale, soprattutto considerando che le vigenti NTC 2018 ne risultano fissare esclusivamente il valore limite superiore (cioè il valore massimo). In particolare, l'utilizzo di un dato valore di " $q_0$ " risulta presupporre, a priori, un ben definito comportamento strutturale dissipativo, che risulta esplicarsi nella capacità della struttura di offrire definiti livelli di duttilità, e capacità

dissipativa, nonché di resistenza ai carichi agenti. Per quanto esposto precedentemente, tali prestazioni possono essere garantite solamente, ed esclusivamente, mediante un'opportuna definizione dei collegamenti metallici, pertanto, ne consegue che utilizzare un determinato valore per il parametro “ $q_0$ ” risulti significare, quindi, il dimensionare adeguatamente i collegamenti, in relazione soprattutto all'applicazione del principio della “gerarchia delle resistenze”, ed attuare i relativi dettagli costruttivi. Per le strutture in legno risulta dunque accettato ridurre il livello di azione sismica di progetto, però a patto che il sistema costruttivo risulti essere in grado di subire determinati livelli di deformazione anelastica, i quali risultano essere, principalmente, governati dalla capacità offerta dai collegamenti metallici.

Per quanto riguarda il comportamento della tipologia strutturale a pannelli massicci X-Lam, inteso come meccanismo di deformazione finale a livello di singolo pannello di parete (shear wall), risulta possibile evidenziare un modo di deformazione dovuto a rotazioni rigide, innescate dalla deformazione dei collegamenti di base (cedimento di hold-down o dispositivi simili).

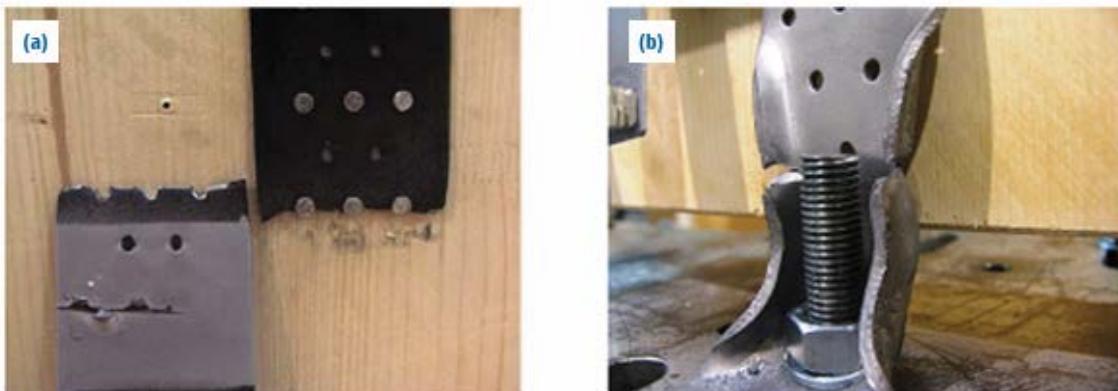


**Figura 3.66 Meccanismo di deformazione anelastica di una parete X-Lam a seguito del cedimento di un dispositivo di collegamento di base [14].**

In accordo all'attuale versione delle NTC 2018, risulta essere previsto un valore massimo del fattore “ $q_0$ ” pari a “2,5”, per il sistema a pannelli X-Lam (definiti in Normativa come “pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni”), relativamente alla classe di duttilità CD “B”. In particolare, nel caso delle strutture realizzate mediante pannelli X-Lam il meccanismo di deformazione risulta innescarsi a livello dei collegamenti di base e, se opportunamente dimensionati, nei collegamenti parete-parete tra i pannelli X-Lam stessi. Ne consegue che la capacità deformativa anelastica risulti essere localizzata in pochi punti, e risulti essere guidata, principalmente, dal comportamento del/dei singolo/i dispositivo/i di collegamento.

Il fattore di comportamento di base da impiegarsi nelle analisi strutturali risulta essere, quindi, funzione del numero, distribuzione e capacità propria dei collegamenti di base installati, caratteristiche che possono variare sensibilmente da una costruzione ad un'altra. Nel caso in cui il fattore di comportamento di base risulti essere assunto pari a “2,5” risulta essere importante dimostrare le scelte progettuali adoperate, in particolare l'atteso comportamento duttile dei dispositivi, evitando fenomeni che risultino innescare rotture fragili nei collegamenti di base stessi. Quando risulta difficile stabilire il reale

comportamento duttile del sistema a pannelli X-Lam, o in mancanza di dati disponibili sul comportamento anelastico dei dispositivi di collegamento utilizzati, risulta essere consigliato adottare per il fattore di comportamento di base il valore minimo tra quelli proposti dalla Normativa, cioè "1,5".



**Figura 3.67 Rottura fragile dell'hold-down in corrispondenza della sezione netta (a), e delle costolature d'irrigidimento [14].**

L'utilizzo del fattore di comportamento di base "q<sub>0</sub>", così come definito nelle NTC 2018, risulta presupporre in sede progettuale un controllo sulle proprietà dei materiali, e sui mezzi di unione impiegati. Le regole definite nelle NTC 2018, o le analoghe disposizioni dell'Eurocodice 8, risultano derivare dall'esperienza maturata anche con la sperimentazione su componenti/elementi costruttivi, o strutture, in scala reale, e risultano essere fornite per assicurare un adeguato comportamento sismico all'intera struttura. In particolare, l'obiettivo risulta essere quello di assicurare un appropriato comportamento oligociclico alla struttura, ed in ogni caso, le disposizioni costruttive sui collegamenti, e sulle caratteristiche del materiale, risultano essere da applicarsi nei casi in cui il sistema risulti configurarsi come dissipativo, sia esso in classe "CD A" che in "CD B".

La progettazione in capacità (capacity design), così come richiamato al § 7.2 delle NTC 2018, risulta essere una procedura che deve essere seguita nel dimensionamento degli elementi di un sistema strutturale, qui inteso come unione tra collegamenti metallici e singoli elementi lignei, sia a scala locale che globale. In particolare, il "capacity design" risulta essere un metodo di progettazione che permette di controllare il meccanismo resistente della struttura, dimensionando gli elementi strutturali, aventi comportamento duttile, tramite le caratteristiche di sollecitazione che risultano derivare dalle analisi di calcolo, e sovradimensionando gli elementi strutturali, aventi comportamento fragile, mediante l'applicazione di adeguati fattori di sovraresistenza " $\gamma_{Rd}$ ".

A livello operativo, progettare secondo il "capacity design" risulta significare agire nel modo seguente:

- 1) individuare gli elementi strutturali ed i meccanismi duttili e fragili, sia a livello locale che globale;
- 2) dimensionare adeguatamente le zone aventi comportamento dissipativo e duttile;
- 3) attuare provvedimenti tali da impedire l'innesto di meccanismi di rottura fragili. Più nello specifico risulta trattarsi di verificare che le capacità in condizioni ultime (Stato Limite Ultimo) degli

elementi/meccanismi fragili, sia a livello locale che globale, risultino essere maggiori della capacità degli elementi/meccanismi duttili, presenti all'interno del sistema costruttivo. Per assicurare tale condizione, l'effettiva capacità degli elementi/meccanismi duttili risulta essere incrementata, mediante un opportuno coefficiente “ $\gamma_{Rd}$ ”, detto “fattore di sovraresistenza”, ed a partire proprio da tale capacità maggiorata degli elementi/meccanismi duttili viene dimensionata la capacità degli elementi/meccanismi fragili indesiderati.

La figura sottostante, riferita ad un edificio ad un solo piano (in quanto nel caso di edifici multipiano, debbono essere considerati, ovviamente, anche il tagliante totale di piano, ed il momento ribaltante applicato dai piani superiori) risulta fornire un semplice schema di calcolo per il singolo pannello X-Lam:

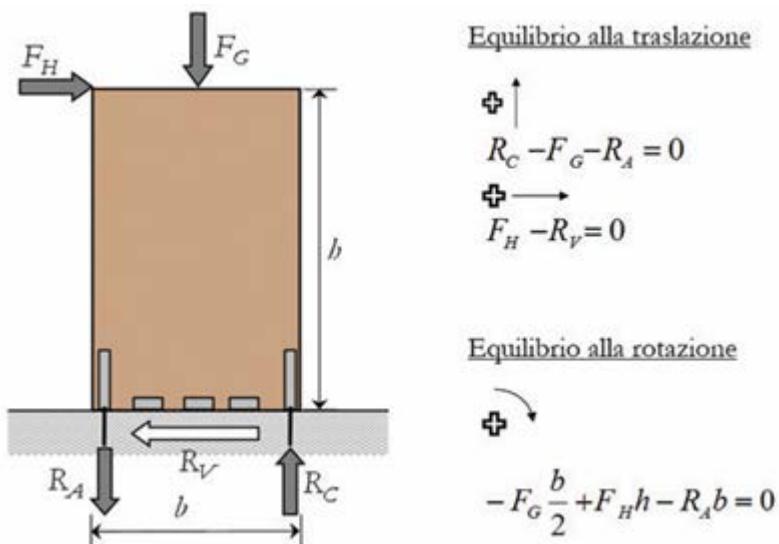
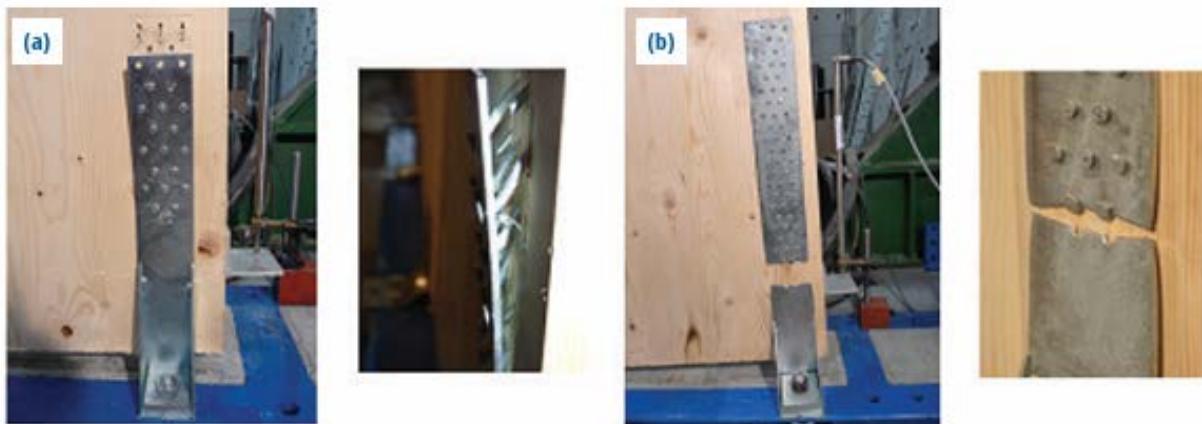


Figura 3.68 Modello di equilibrio di corpo rigido per il singolo pannello X-Lam di parete [14].

Nel caso di pareti realizzate mediante pannelli X-Lam, dato che la parete risulta rappresentare l'elemento strutturale fragile del sistema, e che in genere risulta presentare sempre una sovraresistenza sufficiente ad evitarne la rottura anticipata, l'attenzione deve essere posta nel dimensionamento dei collegamenti metallici di base, come già evidenziato. Nello specifico, risulta necessario valutare la capacità portante del collegamento hold-down, considerando i possibili modi di rottura del sistema metallico, che, in generale, possono essere del tipo rottura “lato chiodi” o “lato piastra”. Il meccanismo di rottura duttile, pertanto, risulterà essere ottenuto quando la deformazione plastica risulterà avvenire nei connettori utilizzati per unire il dispositivo al pannello X-Lam.



**Figura 3.69 Meccanismo di rottura duttile con deformazione dei chiodi dell'hold-down (a), meccanismo di rottura fragile dell'hold-down con cedimento della sezione netta (b)** [14].

La capacità portante dell'hold-down, con rottura "lato chiodi" ( $F_{Rd,hold-down,1}$ ), risulta essere data, semplicemente, dal prodotto della capacità portante del singolo chiodo ( $F_{v,Rd, chiodo}$ ) per il numero efficace di connettori (modelli forniti nell'Eurocodice 5 [CEN, 2004a]), mentre la capacità portante dell'hold-down, con rottura "lato piastra di acciaio" ( $F_{Rd,hold-down,2}$ ), risulta possibile valutarla con i modelli forniti dall'Eurocodice 3 (§ 6.2.3) [CEN, 2005a,b]. Dopodiché le regole previste dal "capacity design", risultano dunque prevedere la verifica della seguente diseguaglianza:

$$F_{Rd,hold-down,2} \geq Y_{Rd} \cdot F_{Rd,hold-down,1}$$

Applicando tale procedura risulta possibile, quindi, controllare il meccanismo di rottura del dispositivo di collegamento, facendo in modo che, a rottura, risulti presentare un comportamento duttile.

Nella distribuzione delle forze di piano sui singoli pannelli X-Lam controventanti verticali (shear wall), l'elemento solaio risulta giocare un ruolo fondamentale, in quanto in funzione della rigidezza, e della resistenza, degli orizzontamenti si possono manifestare due comportamenti limite, ovvero a diaframma flessibile, oppure a diaframma rigido.

In accordo alle NTC 2018, la struttura deve essere in grado di rispondere adeguatamente ai possibili effetti torsionali che possono accompagnare l'azione sismica, pertanto gli orizzontamenti degli edifici devono possedere una rigidezza, ed una resistenza, tali da permettere lo scambio delle forze tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale. In particolare, le stesse NTC 2018 risultano parlare, più propriamente, di solai infinitamente rigidi al § 7.2.6, e risultano suggerire alcune configurazioni caratteristiche che risultano soddisfare tale requisito. In generale, nel dimensionamento degli orizzontamenti in legno deve, quindi, essere considerata un'adeguata capacità di ridistribuire i carichi sui pannelli X-Lam controventanti verticali.

Nel calcolo, viene raccomandato di utilizzare i modelli contenuti nell'Eurocodice 5 al §9.2.3 [CEN, 2004a], in conformità con le disposizioni esplicitate al § 7.7.5 delle stesse NTC 2018; particolare attenzione deve essere posta nel dimensionamento dei collegamenti tra i singoli pannelli X-Lam modulari di solaio, al fine di ripristinare la trasmissione degli sforzi, e poter controllare la deformazione globale nel proprio piano dell'impalcato. Nel dimensionamento dei collegamenti dell'impalcato deve essere applicato, comunque, il principio del “capacity design”, in modo analogo a quanto illustrato precedentemente per le pareti.

Inoltre nelle strutture progettate con pareti di taglio, come nel caso degli edifici realizzati mediante pannelli X-Lam, i solai risultano giocare un ruolo fondamentale nel garantire l'adeguato comportamento scatolare dell'intera struttura, pertanto devono essere adeguatamente vincolati alle pareti in modo tale da impedirne lo sbandamento fuori piano.

I metodi di analisi da utilizzare, e le relative istruzioni per quanto riguarda la verifica degli edifici, risultano essere richiamati al § 7.3 delle NTC 2018. In particolare, per le strutture in legno la Norma risulta richiamare l'attenzione sul problema della deformabilità dei collegamenti, nonché degli impalcati, che dovrebbero essere opportunamente considerati nelle analisi finali della struttura. Qualora le analisi dell'edificio risultino essere di tipo “elastico lineare equivalente” (metodi Force-Based Design, FBD), con l'adozione di un fattore di comportamento, deve essere verificato che i singoli elementi strutturali, e la struttura nel suo insieme, risultino possedere una duttilità coerente alle ipotesi di progetto effettuate. La rispondenza del fattore di comportamento adottato risulta ritenersi soddisfatta se risultano essere state applicate le regole di progetto, e di “gerarchia delle resistenze”, indicate nel medesimo Capitolo delle NTC 2018. Alternativamente, e coerentemente con il modello, ed il metodo di analisi utilizzato, deve essere verificato che la struttura possegga una capacità in spostamento superiore alla domanda sismica.

La valutazione del comportamento globale degli edifici in legno, sia in condizioni statiche che dinamiche, risulta essere un'operazione generalmente complessa, ed onerosa, che risulta richiedere spesso simulazioni numeriche agli elementi finiti (FEM). In particolare, le analisi non lineari, siano esse di tipo statico che di tipo dinamico, risultano utilizzare modelli meccanici capaci di descrivere le proprietà anelastiche del sistema.

Per gli edifici in legno risulta trattarsi di descrivere il comportamento dell'insieme di collegamenti-elementi strutturali accettando, generalmente, alcune ipotesi semplificative di comportamento, mentre nei casi in cui venga perseguita la via dell'analisi non lineare risulta essere raccomandato l'utilizzo di dati ottenuti da prove sperimentali, o da risultati di comprovata affidabilità, dei quali sia possibile fornire idonea documentazione.

Le strutture lignee sismo-resistenti, come già evidenziato, risultano essere concepite in modo tale da assicurare la duttilità, richiesta dal sisma, all'edificio, mediante lo sviluppo di un meccanismo resistente che risulti richiamare la capacità deformativa dei collegamenti. Ne consegue che il comportamento anelastico dei sistemi costruttivi lignei risulta essere, quindi, fortemente influenzato dai suoi collegamenti,

considerate le inadeguate capacità deformative dei pannelli di legno, in relazione alla ciclicità delle azioni sismiche.

In particolare, nei modelli meccanici numerici definiti per investigare il comportamento degli edifici lignei, risulta essere ragionevole pensare la struttura come se fosse costituita da un insieme di elementi strutturali aventi comportamento lineare, ed immaginare il comportamento non lineare della struttura concentrato in zone prefissate della stessa. Una modellazione numerica siffatta risulta essere definita a “plasticità concentrata”, per ovvie ragioni, e risulta identificarsi, chiaramente, negli edifici in legno, considerando tali zone a comportamento non lineare limitate ai soli collegamenti. Il comportamento anelastico dei collegamenti, in regime di risposta ciclica, risulta essere, generalmente, descritto da modelli isteretici, che risultano considerare i tipici fenomeni di degrado osservati sperimentalmente, e quindi dovranno essere calibrati considerando il degrado di rigidezza, e di resistenza, misurato sperimentalmente, nonché le altre forme di degrado tipiche dei sistemi costruttivi lignei. Anche nel caso di analisi dinamiche lineari (analisi dinamiche modali), dovranno essere adeguatamente implementate le caratteristiche dei collegamenti, in particolare la loro rigidezza.

Infine le NTC 2018, al §10.2, risultano richiamare l'attenzione sull'eventualità in cui vengano svolte analisi, e verifiche, mediante l'ausilio di codici di calcolo automatico, e risultano affermare che il progettista abbia l'obbligo di controllare l'affidabilità dei codici utilizzati, e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti. In particolare, il controllo del periodo proprio della struttura, del livello di spostamento, e dei tagli di piano, ricavati dalle analisi svolte risulta essere considerata una buona prassi per verificare l'attendibilità del modello numerico, ed il raffronto può essere eseguito con dati raccolti da letteratura, relativi a casi con caratteristiche equiparabili a quello in studio, o con i dati stimati a partire da modelli di calcolo analitici.

Nel Capitolo 7.7 delle NTC 2018 una parte specifica risulta riguardare le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali lignei, esposti agli effetti delle forze sismiche, ma nella valutazione della capacità portante degli elementi strutturali, siano essi elementi di parete che di solaio, i modelli di calcolo da impiegare possono essere quelli forniti nell'Eurocodice 5 (§ 9.2.3 e 9.2.4), considerando le disposizioni delle stesse NTC 2018. In quest'ambito, nell'applicazione dei modelli di calcolo, i valori di resistenza da assumere per gli elementi strutturali in legno risultano essere riferiti alla classe di servizio di riferimento, e risultano essere valutati nella condizione di carichi di tipo “istantaneo”.

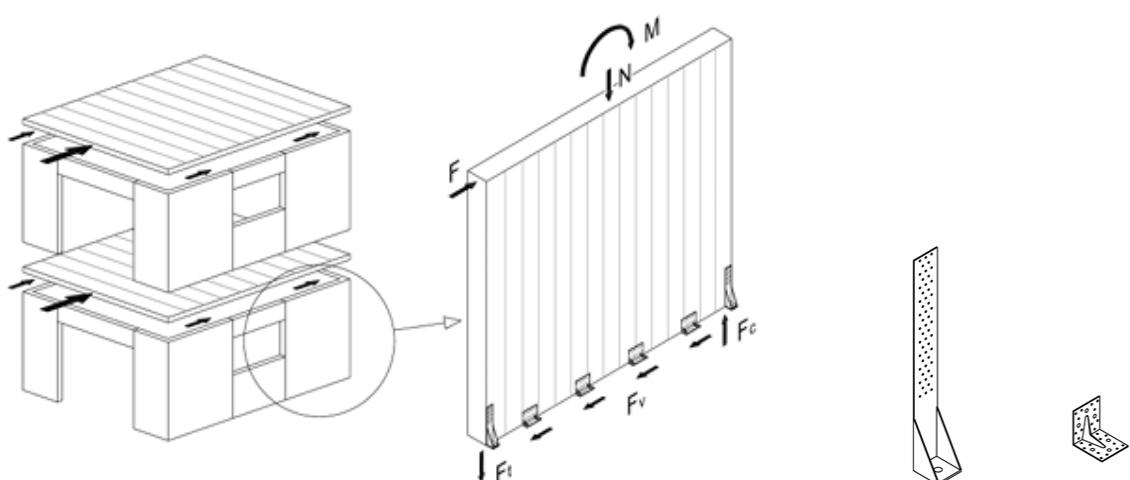
Per la verifica allo Stato Limite Ultimo (SLV e SLC) vengono applicati i coefficienti parziali di sicurezza, per le caratteristiche del materiale impiegato, relativi alle combinazioni di carico fondamentali, inoltre le verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLD e SLO) degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali, e degli impianti, risultano effettuarsi rispettivamente in termini di resistenza, di contenimento del danno e di mantenimento della funzionalità.

La prestazione richiesta all'edificio risulta essere differenziata in funzione della sua destinazione d'uso, in relazione all'attività normalmente svolta, ed all'importanza della struttura. Per le costruzioni ricadenti in

Classe d'uso I e II deve essere verificato che l'azione sismica di progetto non produca, sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale, danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. In particolare, nel caso delle costruzioni civili ed industriali, qualora la temporanea inagibilità, in seguito ad azione sismica corrispondente allo "SLD", risulti essere dovuta a spostamenti eccessivi di interpiano (drift eccessivi), la limitazione dei danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, può essere ritenuta soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano (drift) ottenuti dall'analisi, in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo "SLD", risultino essere inferiori ai limiti indicati nelle NTC 2018. Nel caso delle costruzioni civili ed industriali, inoltre, la condizione per la quale l'azione sismica di progetto non debba produrre danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale, tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione, risulta possibile ritenerla soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano (drift) ottenuti dall'analisi, in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo "SLO", siano inferiori ai "2/3" dei limiti indicati nelle NTC 2018.

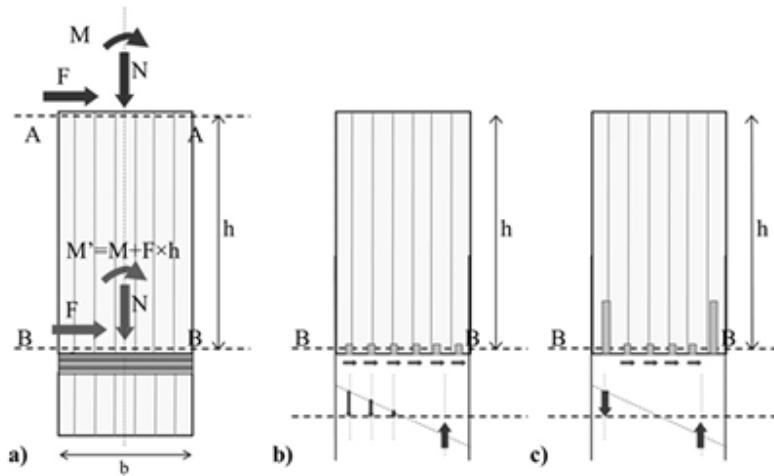
### ***3.7 - Collegamenti negli edifici realizzati con pannelli X-Lam***

La concezione dei collegamenti negli edifici realizzati tramite pannelli X-Lam, come già evidenziato, risulta essere un elemento fondamentale nella progettazione strutturale dell'intero edificio, in quanto il numero, la disposizione ed il dettaglio costruttivo dei sistemi di collegamento stessi, risultano influenzare notevolmente il comportamento dell'intero edificio, in termini di resistenza, rigidezza, duttilità e robustezza strutturale. Infatti, basta osservare, semplicemente, il collegamento tra solaio e parete verticale per capire la fondamentale funzione, dei dispositivi di collegamento, nella trasmissione delle forze orizzontali, la quale risulta avvenire tipicamente secondo lo schema seguente:



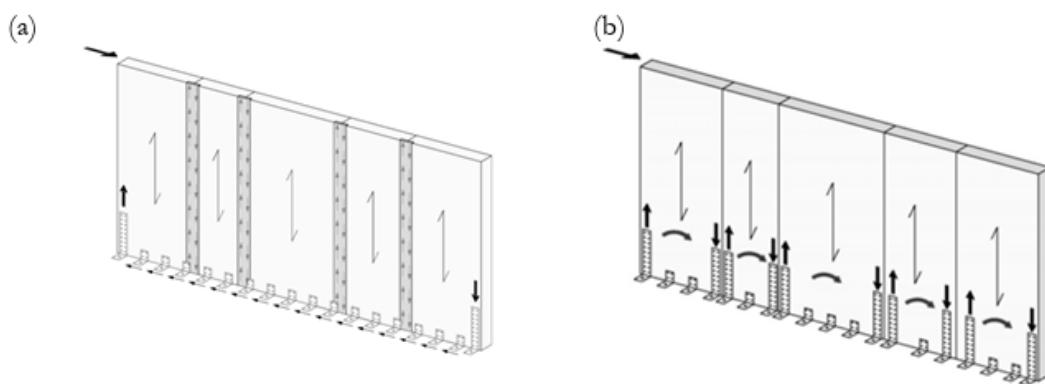
**Figura 3.70 Trasmissione delle forze orizzontali dalla parete verticale alla base mediante elementi metallici di ancoraggio a trazione (hold-down) e a taglio (angolari) [15].**

Di seguito risultano essere rappresentate, in modo schematico, le azioni interne agenti sugli ancoraggi di base del singolo pannello X-Lam:



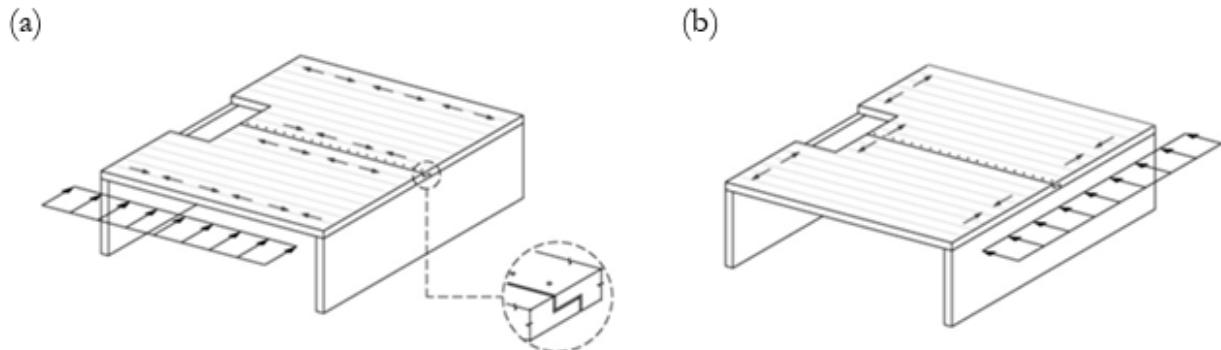
**Figura 3.71** a) Forze esterne agenti sulle sezioni A-A e B-B di una generica parete in X-Lam; (b) azioni interne in presenza di un unico tipo di ancoraggio resistente sia a trazione che a taglio; (c) azioni interne in presenza di ancoraggi a trazione (hold-down) e a taglio (angolari) [15].

Nella trasmissione delle forze orizzontali risultano rivestire una notevole importanza anche i collegamenti verticali tra i vari pannelli X-Lam, infatti, come risulta possibile osservare dalle figure sottostanti, riferite ad una parete realizzata mediante più pannelli X-Lam, tali collegamenti, se dimensionati e realizzati correttamente (fig. 3.70a), risultano garantire la trasmissione delle forze di taglio, tra un pannello X-Lam e quello adiacente, e quindi, in tal caso, l'ancoraggio a trazione (hold-down) può essere posto solamente agli estremi dell'intera parete. Se invece tali collegamenti non risultano essere dimensionati per assorbire le azioni taglienti (fig. 3.70b), agenti tra i vari pannelli X-Lam, allora ciascun singolo pannello X-Lam dovrà essere considerato come "indipendente", e quindi dovrà essere vincolato mediante ancoraggi a trazione (hold-down) alle sue estremità.



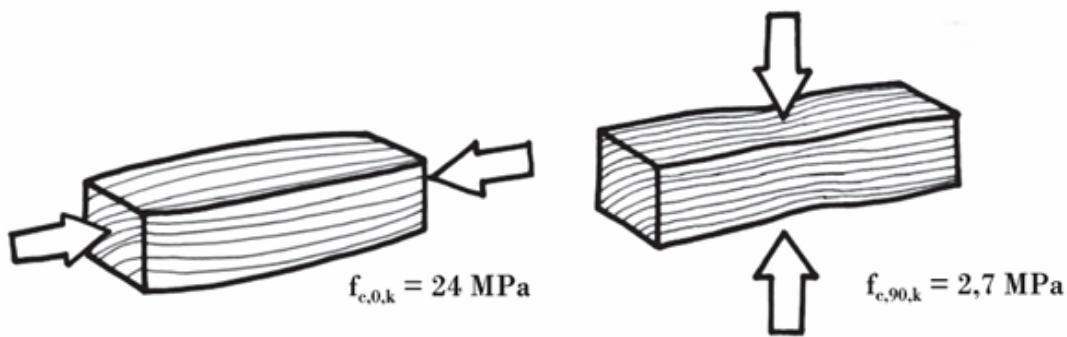
**Figura 3.72** Distribuzione delle azioni interne in una parete realizzata mediante più pannelli X-Lam nel caso di presenza (a) o assenza di giunti verticali (b) [15].

Nel caso dei solai i collegamenti tra i vari pannelli X-Lam affiancati l'un l'altro risultano assolvere sia al compito di limitare cedimenti differenziali tra un pannello X-Lam e quello adiacente (azioni fuori piano), sia a quello di garantire un comportamento a diaframma rigido dell'orizzontamento soggetto ad azioni orizzontali, specialmente nel caso di azioni sismiche.



**Figura 3.73** Distribuzione delle azioni interne in un diaframma realizzato con pannelli X-Lam; azioni orizzontali agenti nelle due direzioni principali (a e b) [15].

Prima però di iniziare ad analizzare le diverse tipologie di collegamenti, fra quelle più comuni presenti in una struttura realizzata mediante pannelli X-Lam, risulta essere importante ricordare come nel legno, la resistenza a sforzi assiali di compressione risulti essere principalmente influenzata dall'angolo tra la direzione della fibratura del legno e la direzione degli sforzi ad esso applicati. In particolare, i valori di resistenza massima risultano ottenersi nel caso di compressione parallela alla fibratura del legno, mentre nel caso di compressione ortogonale alla fibratura risultano ottenersi valori di resistenza inferiori di circa un ordine di grandezza, come risulta possibile notare dai valori di resistenza caratteristici a compressione, riportati di seguito, nel caso di legno lamellare di conifera classe "GL24h".

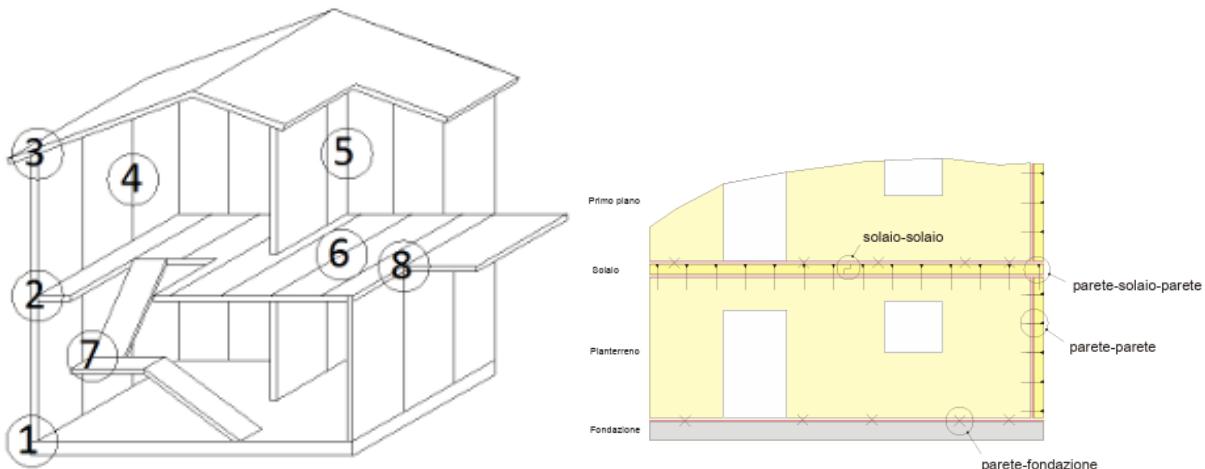


**Figura 3.74** Stati di compressione paralleli o ortogonali alla fibratura del legno [15].

Fondamentalmente risulta possibile distinguere le seguenti tipologie di collegamenti:

- Collegamenti tra pannelli verticali e diaframmi orizzontali (particolari 1,2,3);
- Collegamenti tra pannelli verticali (particolari 4,5);
- Collegamenti tra pannelli orizzontali (particolare 6);

- Collegamenti relativi a scale e balconi (particolari 7,8).



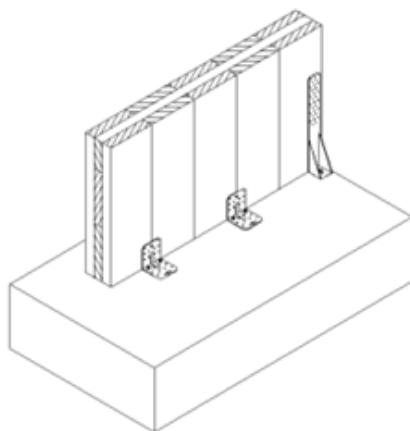
**Figura 3.75 Nodi strutturali principali in un edificio realizzato mediante pannelli X-Lam [15].**

Il collegamento dei pannelli X-Lam, nelle sopracitate giunzioni, e la relativa trasmissione dei carichi risultano avvenire, di solito, in maniera puntiforme, tramite i consueti sistemi di connessione per le strutture di legno, come per esempio, bulloni per il legno, aste filettate incollate, chiodi, spinotti, viti calibrate, nonché altri mezzi di collegamento provvisti di omologazione.

Risulta importante evidenziare che, nelle giunzioni a contatto parete-solaio-parete e parete-fondazione, risultano insorgere per lo più sforzi di compressione, a causa del peso proprio dei pannelli X-Lam, portanti ed irrigidenti, delle pareti e dei solai.

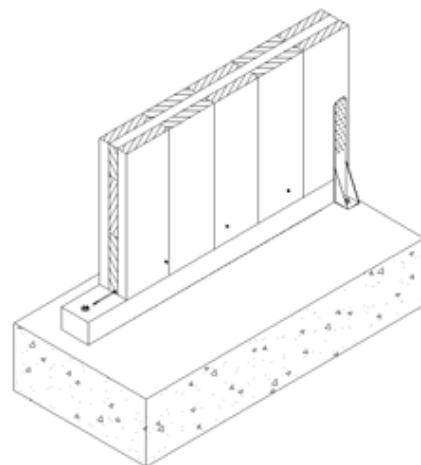
### ***3.7.1 - Collegamento tra parete X-Lam e fondazione in calcestruzzo armato***

Una prima soluzione risulta essere quella di appoggiare direttamente la parete realizzata mediante pannelli X-Lam sull'elemento di fondazione in calcestruzzo armato, ovviamente con l'interposizione di guaine di impermeabilizzazione, atte a proteggere il legno dall'umidità di risalita. In particolare, al fine di contrastare l'effetto delle azioni orizzontali agenti sugli edifici (come il vento ed il sisma), che possono generare forze di sollevamento e scorrimento del pannello X-Lam rispetto alla fondazione, vengono utilizzati, in genere, hold-down, chiodati alla parete realizzata mediante pannelli X-Lam, e collegati alla fondazione in calcestruzzo armato mediante tasselli, fissati in maniera meccanica o chimica, ed angolari metallici a taglio, fissati in modo analogo.



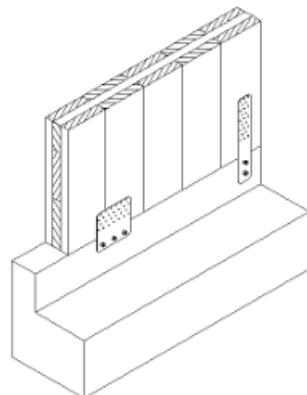
**Figura 3.76** Appoggio diretto della parete X-Lam in fondazione, con collegamento a trazione mediante hold-down, ed a taglio mediante angolari metallici [15].

Un'altra possibile soluzione risulta essere quella di prevedere il posizionamento di una soglia di legno, di interposizione tra la parete realizzata mediante pannelli X-Lam e la fondazione in calcestruzzo armato, in genere, utilizzando una specie legnosa naturalmente più durabile, come può essere il larice. In tal caso risulta possibile avere dei vantaggi nel montaggio, legati al fatto che una volta posata, e messa in bolla, la soglia di legno, il posizionamento della parete risulta essere più veloce, ed il suo fissaggio risulta essere fatto su un elemento in legno (e non in calcestruzzo armato). Però risulta necessario prevedere un collegamento a taglio tra la soglia di legno e la fondazione in calcestruzzo armato, generalmente mediante tasselli fissati in maniera meccanica o chimica, oltre, naturalmente, al collegamento a taglio tra la parete e la soglia di legno, che può avvenire in diversi modi (tramite angolari metallici, piastre forate chiodate oppure viti incrociate), mentre il collegamento a trazione avviene tipicamente mediante hold-down.

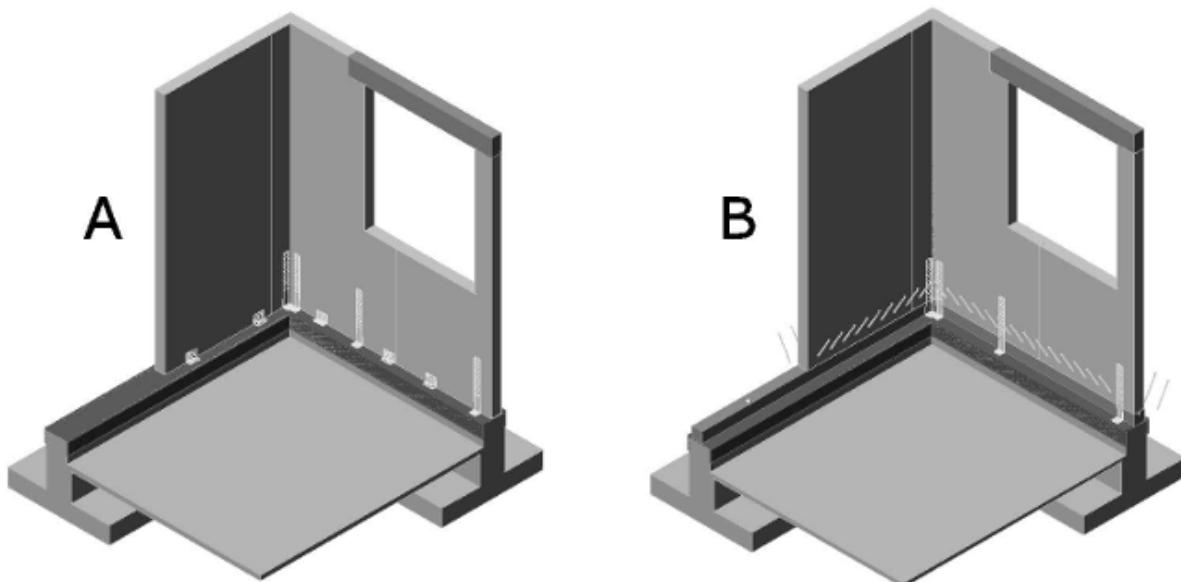


**Figura 3.77** Appoggio della parete X-Lam in fondazione utilizzando una soglia di legno, con collegamento a trazione mediante hold-down, collegamento a taglio tra parete X-Lam e soglia di legno mediante viti incrociate, e tra soglia di legno e fondazione mediante tasselli [15].

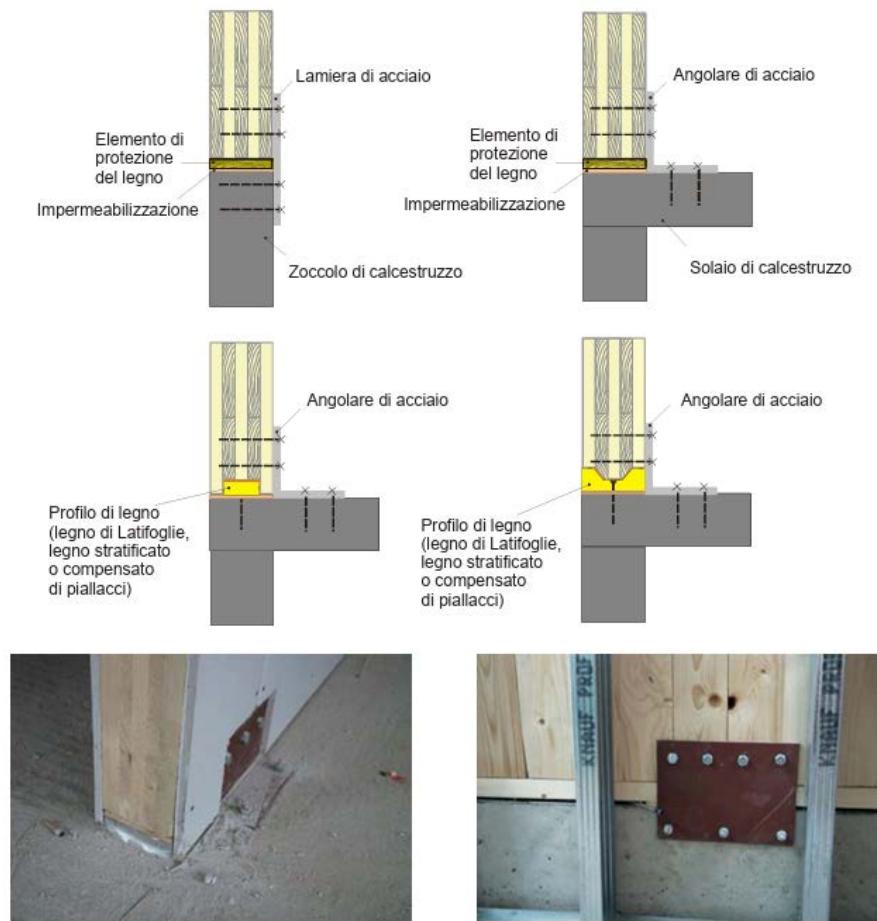
Inoltre risulta possibile realizzare anche un cordolo di calcestruzzo armato, tra la fondazione e la parete realizzata mediante pannelli X-Lam, ed in tal caso i collegamenti a taglio, ed a trazione risultano essere realizzati, generalmente, mediante piastre metalliche chiodate alla parete e tassellate al cordolo.



*Figura 3.78 Appoggio della parete X-Lam su zoccolo di fondazione in calcestruzzo armato, con collegamento a trazione ed a taglio mediante piastre forate [15].*



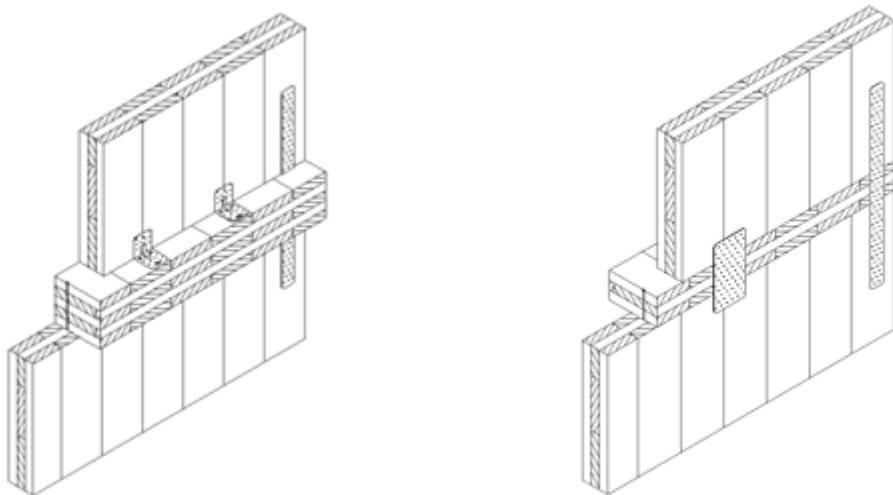
*Figura 3.79 Collegamento delle pareti alla fondazione. Pareti direttamente collegate al cordolo di calcestruzzo (A); pareti collegate mediante l'interposizione di un cordolo di legno (B) [23].*



*Figura 3.80 Giunto parete-fondazione, disposizione di lamiere ed angolari d'acciaio come rinforzo ed ancoraggio per gli sforzi di trazione [12].*

### **3.7.2 - Collegamento tra parete X-Lam e solaio X-Lam**

Nel nodo parete-solaio-parete la trasmissione delle azioni risulta essere garantita tramite sistemi di giunzione analoghi a quelli utilizzati tra la parete e la fondazione, infatti, anche per tale nodo, risultano utilizzarsi, in genere, due differenti tipologie di sistema di ancoraggio, per la trasmissione degli sforzi di taglio e di trazione. In particolare, per trasmettere le forze di trazione (ribaltamento) dal pannello X-Lam superiore al pannello X-Lam inferiore risulta possibile utilizzare coppie di hold-down, chiodati alle pareti e collegati tra di loro tramite un bullone. La trasmissione delle azioni di taglio, tra la parete superiore ed il solaio, risulta avvenire, invece, in genere mediante angolari metallici o viti inclinate, mentre la trasmissione delle azioni di taglio, tra solaio e parete inferiore, risulta avvenire tipicamente tramite viti. In alternativa, risulta possibile realizzare un collegamento a taglio, tra la parete superiore e la parete inferiore, anche mediante piastre forate.

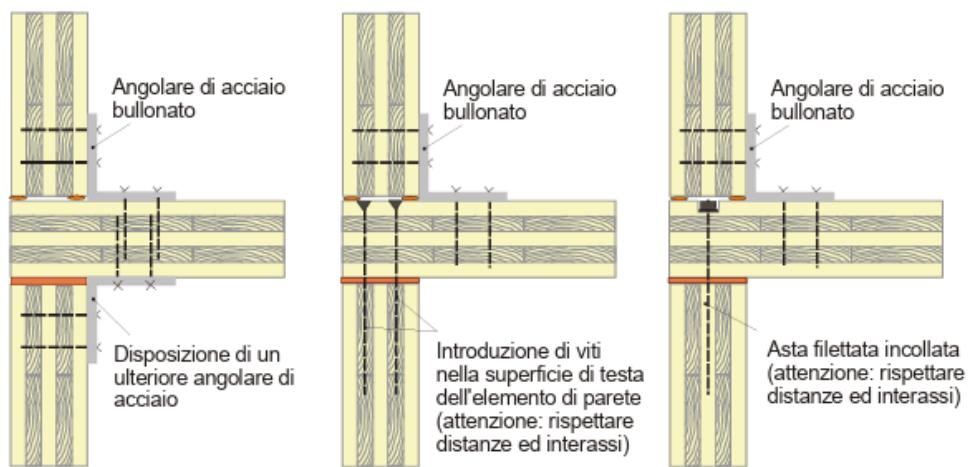


*Figura 3.81 Appoggio della parete X-Lam sul solaio X-Lam di interpiano, con collegamento a trazione mediante coppia di hold down, con collegamento a taglio tra parete superiore e solaio mediante angolari metallici, e con collegamento a taglio tra solaio e parete inferiore mediante viti (a sinistra); appoggio della parete X-Lam sul solaio X-Lam di interpiano con collegamento a trazione mediante nastri forati, con collegamento a taglio tra parete superiore e parete inferiore mediante piastre forate, e con collegamento a taglio tra solaio e parete inferiore mediante viti (a destra) [15].*



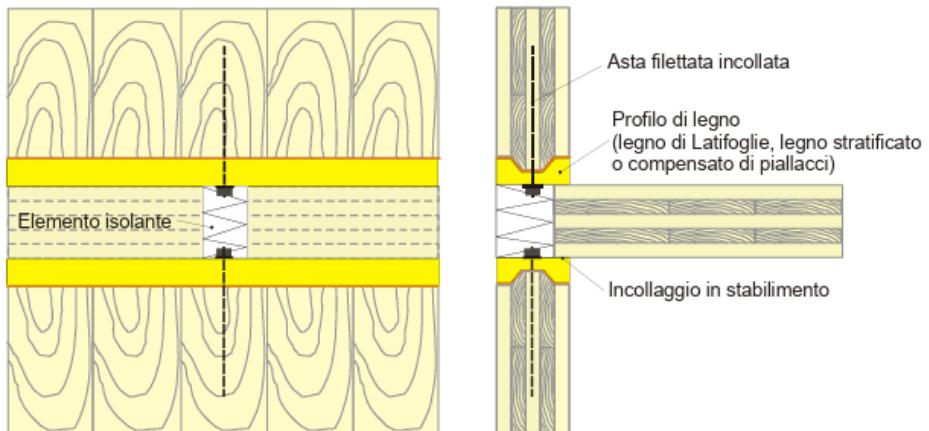
*Figura 3.82 Angolare metallico di collegamento fra la parete ed il sottostante solaio (a sinistra) e bande forate sul lato esterno dell'edificio (a destra) [23].*

In altre parole, le giunzioni fra i pannelli X-Lam di solaio ed i pannelli X-Lam di parete sottostanti possono essere eseguite tramite l'introduzione di viti avvitate nella superficie di testa dell'elemento piano, tramite aste filettate incollate, o con l'aggiunta di angolari d'acciaio. Con tali sistemi di connessione, risulta possibile trasmettere alle pareti sottostanti i solai sia i carichi orizzontali che gli sforzi di trazione.



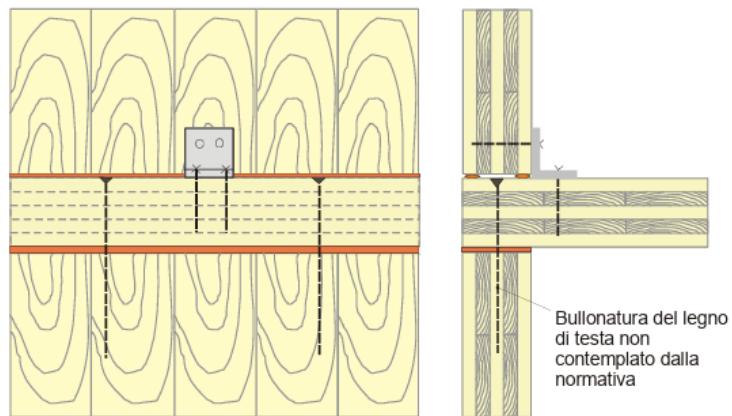
**Figura 3.83** Esempi rappresentativi della realizzazione del giunto parete-solaio-parete [12].

Il collegamento parete-solaio-parete può essere anche realizzato tramite l'utilizzo di profili di legno, applicati in stabilimento al pannello X-Lam di solaio, ed, in particolare, come materiale, per tali correnti orizzontali speciali, risultano prestarsi molto bene gli stratificati ed i compensati di piallacci, i profili di legno di quercia o di robinia, oppure di altre Latifoglie. Appositi spazi vuoti ricavati nel pannello X-Lam risultano poi permettere di avvitare le aste filettate incollate, montate in sede di preassemblaggio degli elementi strutturali.



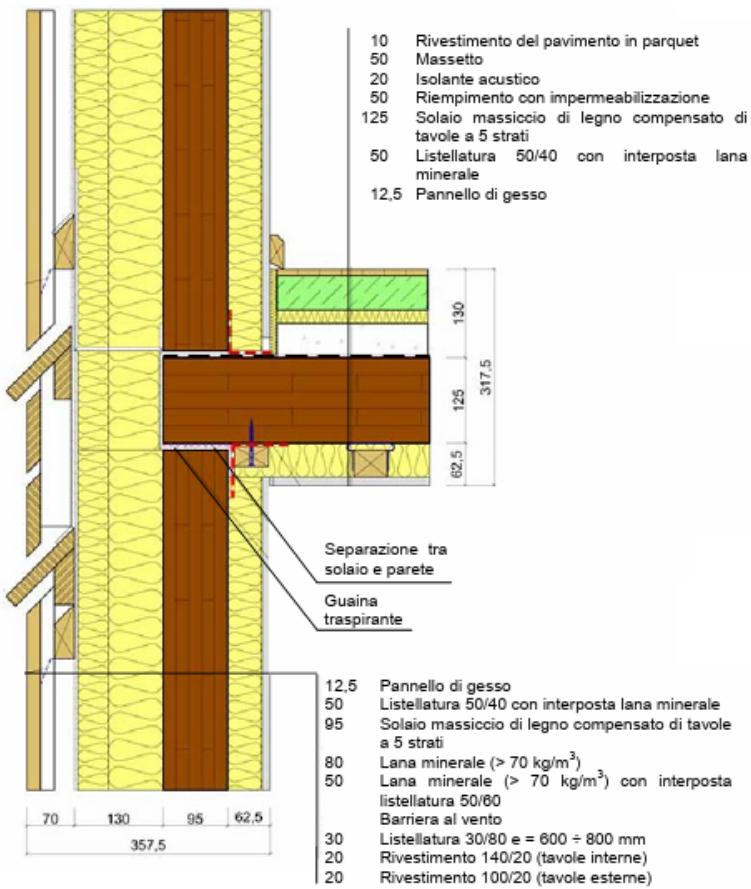
**Figura 3.84** Giunto parete-solaio-parete con profili di legno [12].

La bullonatura diretta (tramite bulloni per il legno) del pannello X-Lam di solaio con il sottostante pannello X-Lam di parete deve essere evitata, poiché risulta sussistere il pericolo di bullonare il legno di testa. Inoltre, per quanto riguarda le connessioni strutturali tramite bulloni per il legno, di diametro nominale inferiore a 10 mm, devono essere realizzate almeno quattro sezioni resistenti.



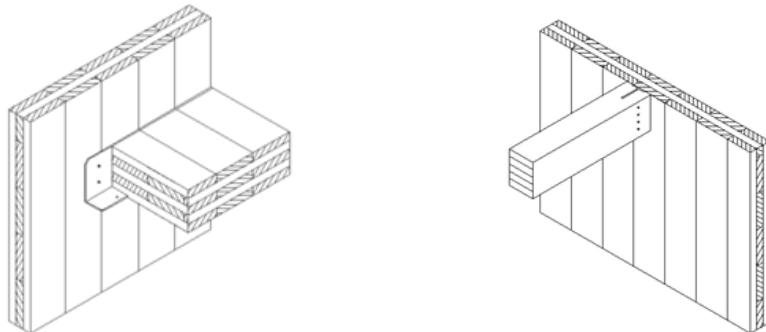
**Figura 3.85 Giunto parete-solaio-parete con bullonatura del legno di testa da evitare [12].**

Inoltre nel realizzare un nodo tra la parete esterna ed il solaio di un piano, dal punto di vista dell'isolamento acustico, risulta necessario dover considerare che il solaio e la parete debbono essere adeguatamente separati, in modo tale da interrompere la propagazione del suono attraverso la parete esterna.



**Figura 3.86 Solaio e parete esterna adeguatamente separati per interrompere la propagazione del suono [12].**

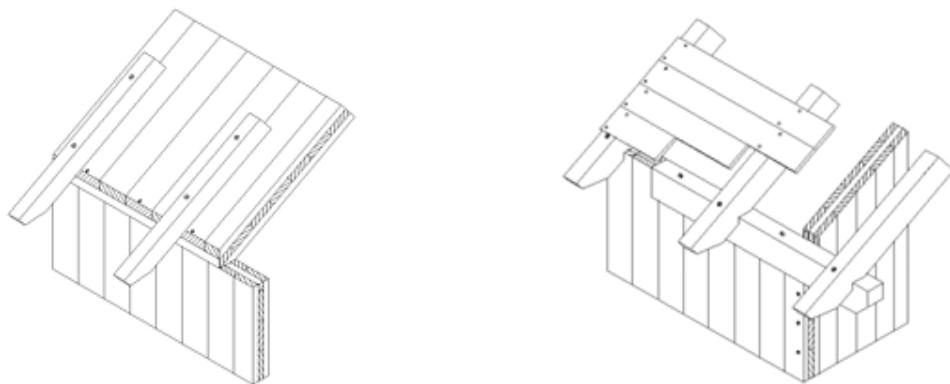
Infine, talvolta, nell'intersezione tra partizione verticale ed orizzontale, l'elemento continuo risulta essere rappresentato dalla parete verticale, ed in tale caso il collegamento del solaio ad essa risulta avvenire, in genere, mediante angolari metallici avvitati alla parete, mentre il fissaggio di travi, alla stessa, può essere realizzato ad esempio mediante staffe metalliche.



*Figura 3.87 Appoggio del solaio di interpiano su parete X-Lam continua, con collegamento mediante angolare metallico avvitato alla parete stessa (a sinistra); collegamento di una trave alla parete X-Lam mediante staffe metalliche (a destra) [15].*

### 3.7.3 - Collegamento tra parete X-Lam e copertura

Negli edifici realizzati mediante pannelli X-Lam la copertura può essere realizzata sia attraverso pannelli X-Lam che, come più spesso risulta accadere, mediante travi di colmo e travetti. Nel primo caso il collegamento tra pannelli X-Lam di copertura e pannelli X-Lam di parete risulta essere, in genere, realizzato attraverso viti, e risulta possibile interrompere il pannello X-Lam di copertura in corrispondenza del pannello X-Lam di parete, realizzando lo sporto di gronda mediante dei falsi travetti. Nel caso, invece, di tetto tradizionale, realizzato mediante travi di colmo e travetti, risulta possibile realizzare l'appoggio sui pannelli X-Lam di parete, sagomando opportunamente i travetti di copertura.



*Figura 3.88 Copertura in pannelli X-Lam con sporti di gronda realizzati mediante "alsi travetti (a sinistra); copertura a travetti di un edificio in X-Lam (a destra) [15].*

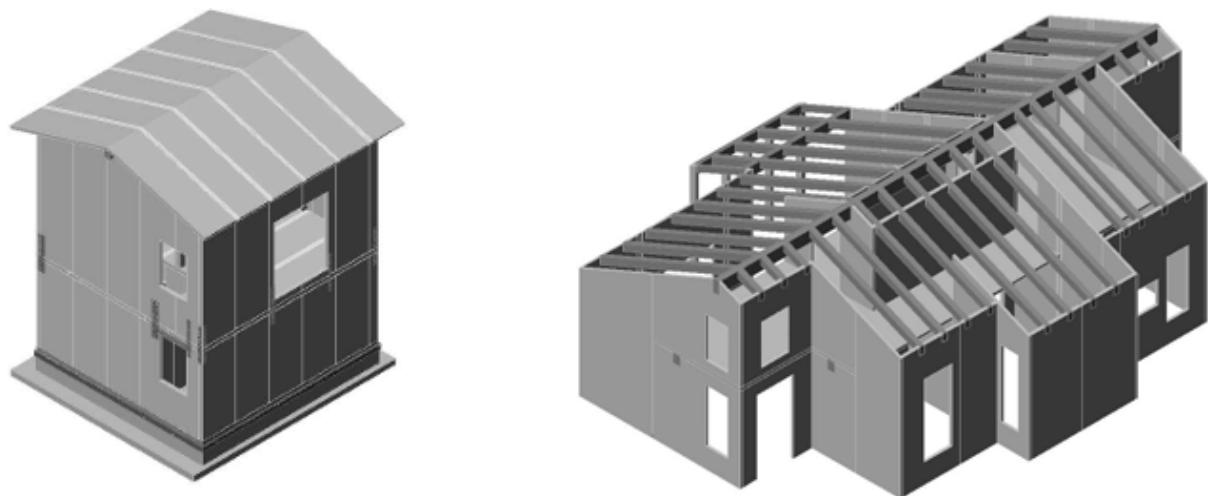


Figura 3.89 Copertura a pannelli X-Lam (a sinistra) e copertura tradizionale a travi (a destra) [23].

### 3.7.4 - Collegamento tra pannelli X-Lam verticali

Le larghezze dei pannelli X-Lam posti in opera possono essere limitate per diverse ragioni (produttive, di progetto, di trasporto, ecc.), per cui, per realizzare pareti di una certa lunghezza, risulta essere necessario accostare, e collegare meccanicamente, più pannelli X-Lam disposti in verticale. Tali collegamenti meccanici devono essere dimensionati al fine di resistere alle forze di taglio che vengono trasmesse da un pannello all'altro, quando la parete risulta essere sollecitata dai carichi orizzontali, e, in particolare, tali collegamenti risultano essere realizzati, in genere, mediante viti o coprigiunti chiodati in tavole di compensato strutturale.

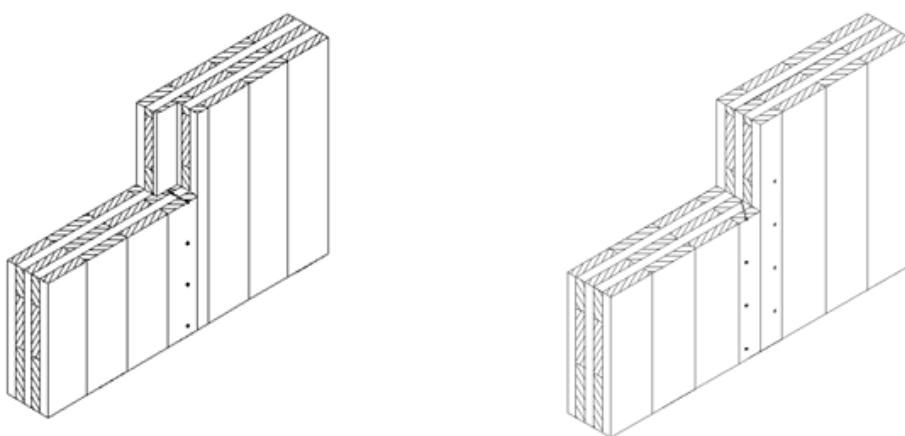
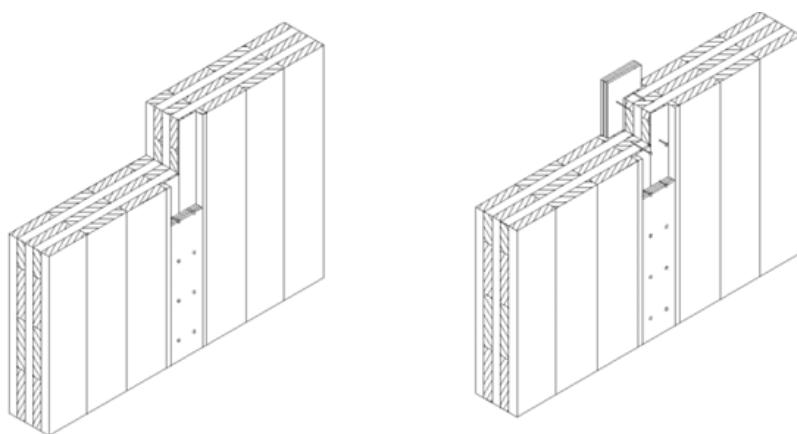
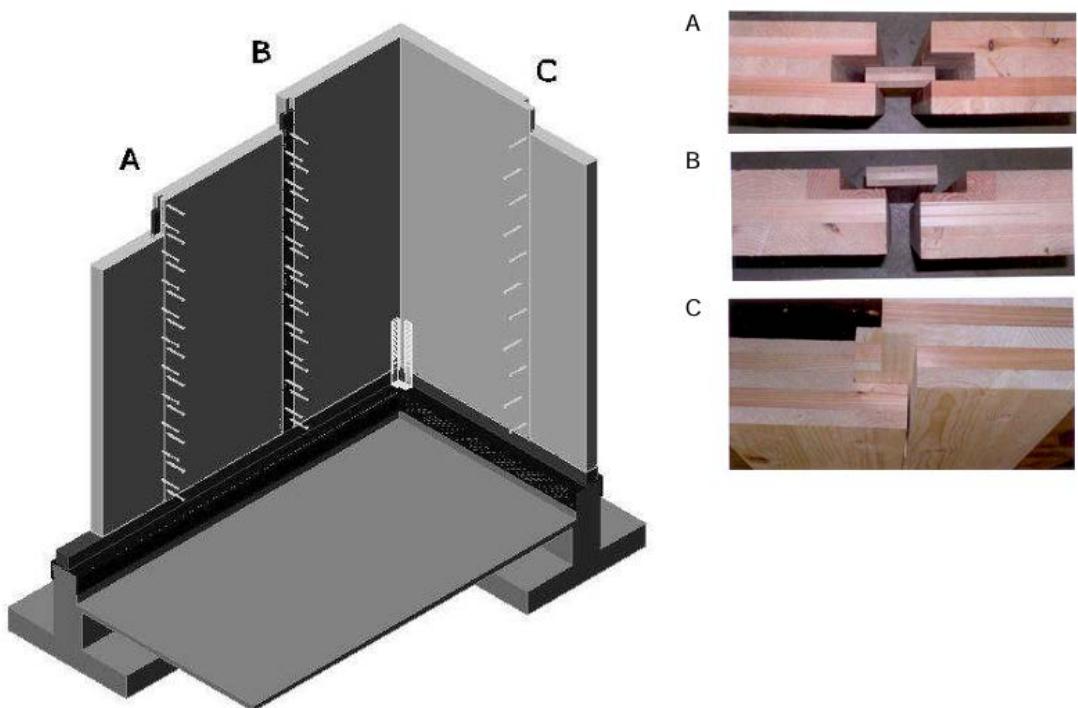


Figura 3.90 Collegamento parete-parete X-Lam, con giunto a mezzo legno avvitato (a sinistra) e con giunto con viti incrociate (a destra) [15].

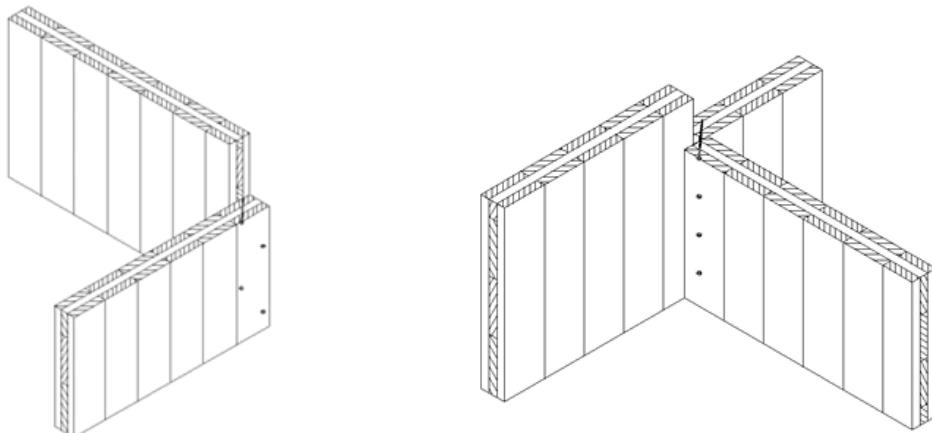


**Figura 3.91** Collegamento parete-parete X-Lam, con giunto con tavole coprigiunto in compensato [15].

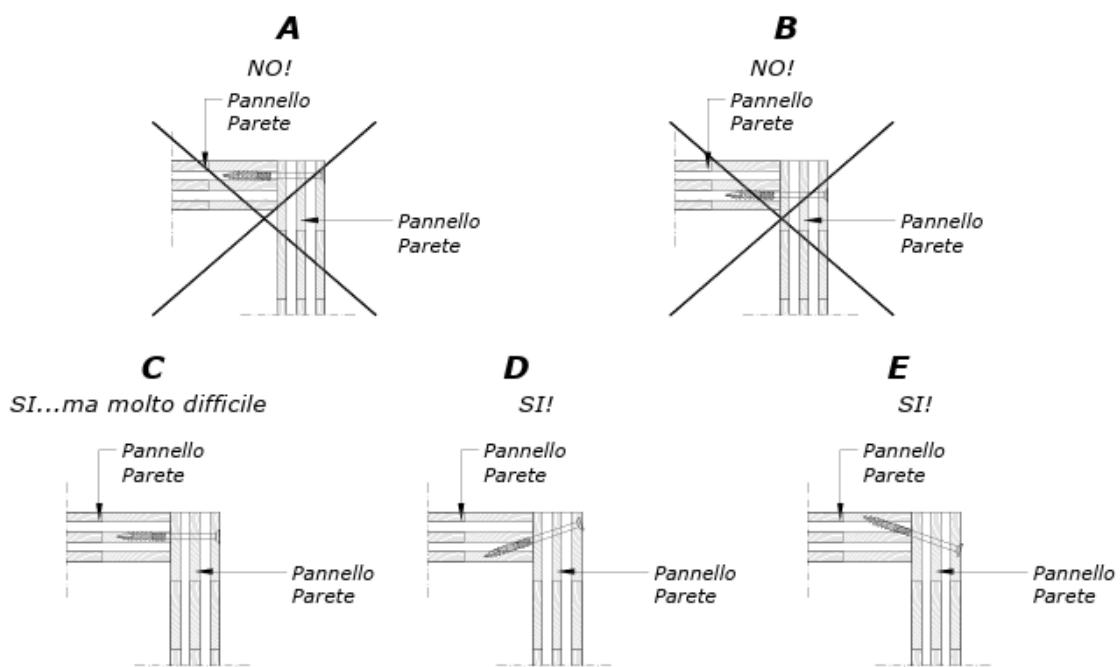


**Figura 3.92** Tre diversi modi di realizzare il giunto verticale fra pannelli X-Lam di parete: con striscia di pannello multistrato inserita in fresatura interna ai pannelli X-Lam e viti (A); con striscia di pannello multistrato inserita in fresatura sul lato interno parete X-Lam e viti (B); con giunto a mezzo legno a tutta altezza e viti (C) [23].

Il collegamento d'angolo tra pareti verticali tra loro ortogonali risulta essere indispensabile per garantire un maggiore comportamento scatolare, ed una maggiore robustezza, all'intera costruzione, inoltre tale vincolo risulta costituire un presidio per le forze fuori piano delle pareti, dovute per esempio all'azione del vento in pressione o depressione sull'edificio. Tipicamente il collegamento risulta essere realizzato mediante viti.



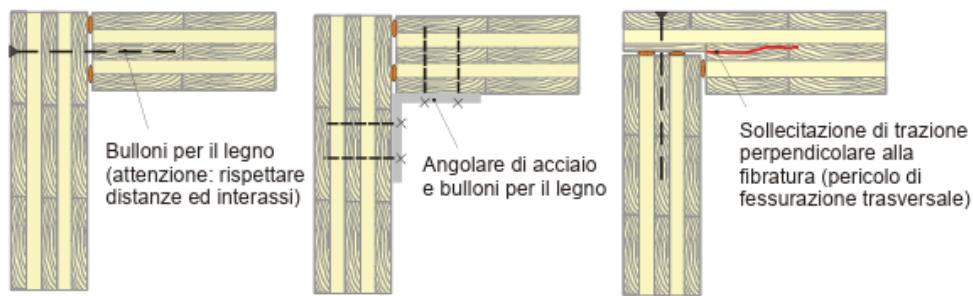
**Figura 3.93** Collegamento d'angolo mediante viti incrociate tra pannelli X-Lam tra loro ortogonali [15].



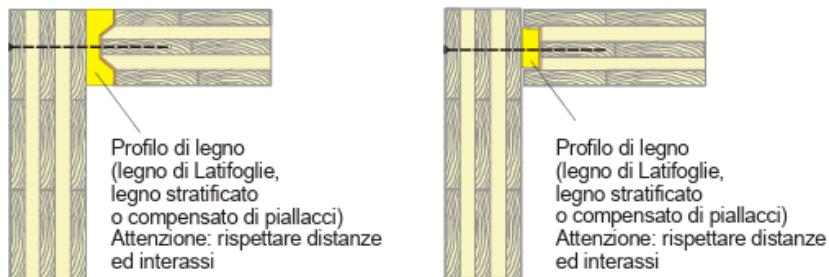
**Figura 3.94** Collegamento verticale fra pannelli X-Lam di parete ortogonali mediante viti auto-foranti [23].

Nel caso di collegamenti tra pannelli X-Lam di estremità, ortogonali tra loro, particolare attenzione deve essere posta alla modalità di inserimento della vite nella testa del pannello X-Lam, in quanto se la vite risulta essere inserita in uno strato di tavole del pannello X-Lam, avente direzione della fibratura parallela all'asse della vite stessa, la resistenza del connettore risulta essere ovviamente limitata. Poiché in fase di montaggio può essere non sempre facile individuare lo strato di tavole corretto in cui inserire la vite autoforante, risulta consigliabile l'inserimento delle viti leggermente inclinate, così da essere sicuri di avere sempre un angolo di almeno 30° tra la vite e la direzione della fibratura dello strato di tavole.

Inoltre il collegamento d'angolo parete-parete può essere risolto anche attraverso diversi tipi di connessioni bullonate, come risulta possibile vedere dalle sottostanti figure:

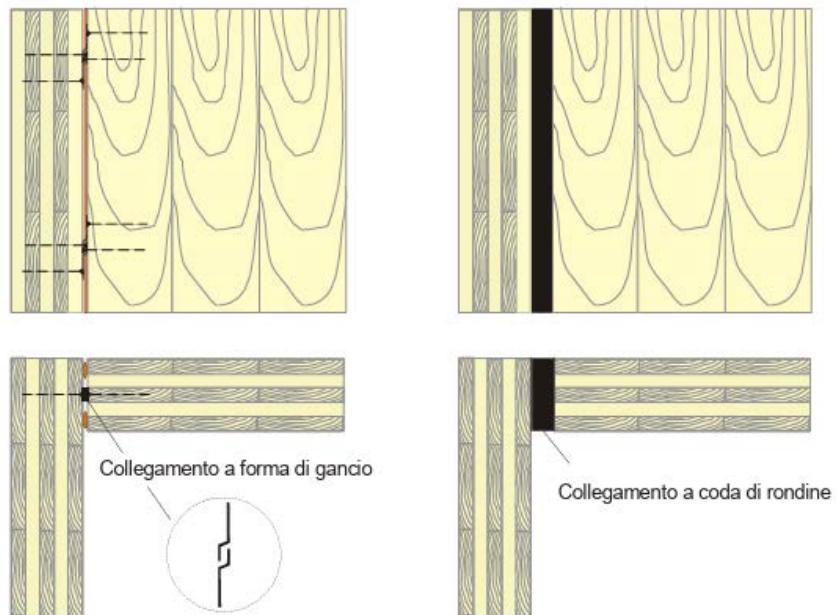


**Figura 3.95 Giunto parete-parete, possibilità di realizzazione del collegamento d'angolo mediante bullonatura [12].**



**Figura 3.96 Giunto parete-parete, possibilità di realizzazione del collegamento d'angolo mediante bullonatura e profili di legno [12].**

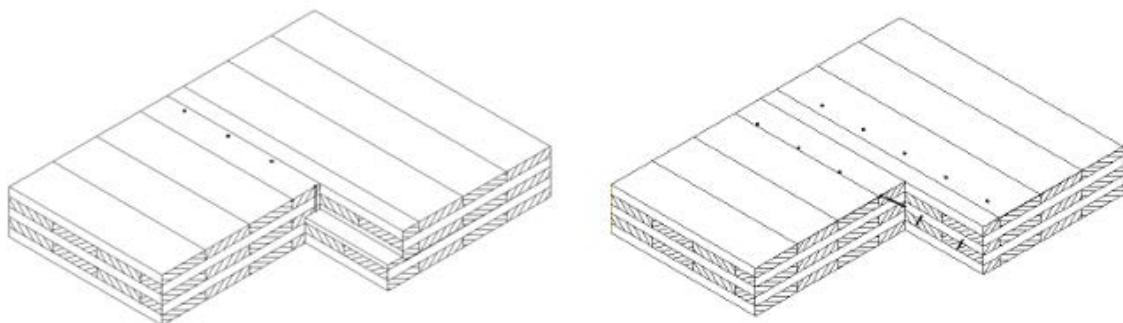
Un altro possibile tipo di collegamento parete-parete risulta essere realizzabile tramite elementi di connessione a forma di gancio, o a coda di rondine, i quali, se adeguatamente preparati, risultano permettere il montaggio (autocentrante) dei pannelli X-Lam senza ulteriori accorgimenti.



**Figura 3.97 Giunto parete-parete mediante collegamento a forma d'angolo e a coda di rondine [12].**

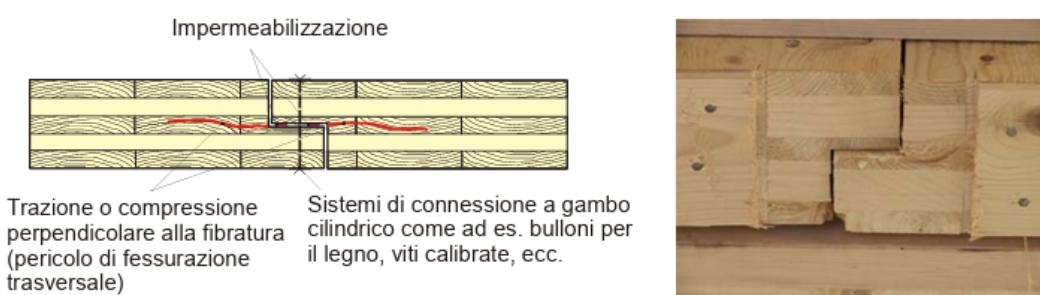
### 3.7.5 - Collegamento tra pannelli X-Lam orizzontali

Nel caso di solai e coperture, realizzati tramite pannelli X-Lam, poiché essi risultano presentare larghezze ridotte, per ragioni produttive e di trasporto (a seconda del prodotto X-Lam la larghezza massima risulta variare da 3,0 m fino a 4,8 m), risulta essere necessario realizzare giunti trasversali, cioè laterali, tra pannello X-Lam e pannello X-Lam, al fine di consentire la realizzazione di un diaframma orizzontale rigido continuo di maggiori dimensioni (avente comportamento a lastra), ed evitando abbassamenti differenziali (avente comportamento a piastra). Tali collegamenti laterali tra i pannelli X-Lam risultano essere, tipicamente, schematizzabili come dei vincoli "a cerniera", che non risultano garantire, quindi, la trasmissione delle sollecitazioni flettenti, e che risultano venire realizzati parallelamente alla direzione portante principale del solaio.



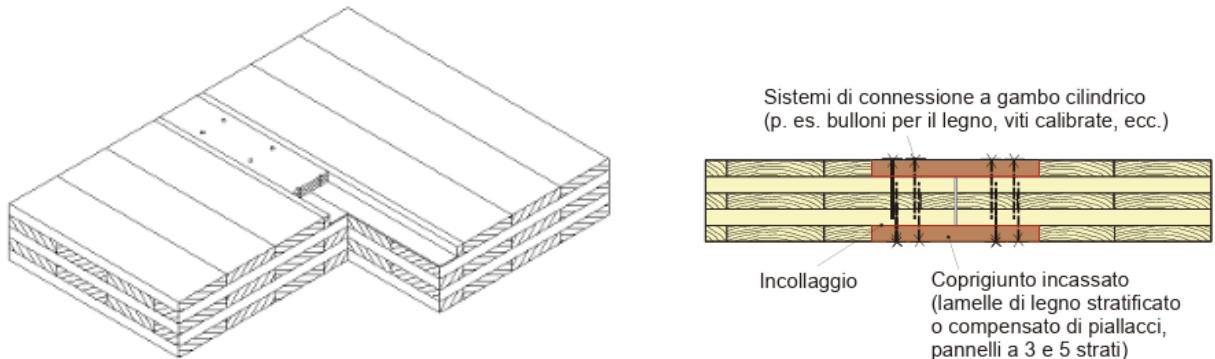
**Figura 3.98** Collegamento solaio-solaio X-Lam con giunto a mezzo legno avvitato (a sinistra) e giunto con viti incrociate (a destra) [15].

Per fare ciò, una possibilità risulta essere rappresentata dal giunto ad intaglio bullonato, che risulta venire realizzato, di solito, nella direzione portante principale del solaio, dato che con esso può essere trasmesso solamente il taglio e non la flessione, dunque risulta funzionare proprio come un vincolo "a cerniera". Risulta importante però evidenziare che, soprattutto per sollecitazioni non uniformemente ripartite sul solaio, possono presentarsi, nella giunzione, trazione o compressione perpendicolare alla fibratura degli strati di tavole costituenti il pannello X-Lam, con conseguente pericolo di fessurazione trasversale del pannello stesso.



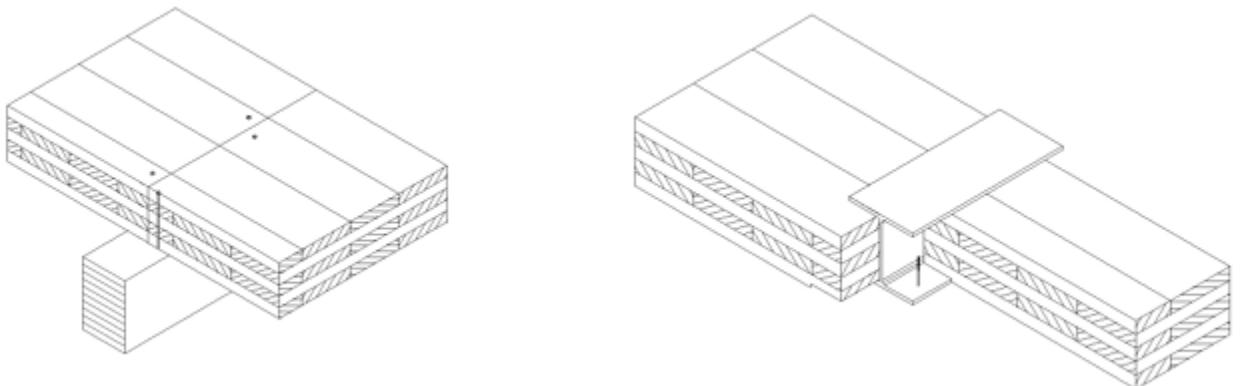
**Figura 3.99** Giunto longitudinale a cerniera fra due pannelli X-Lam costituenti il solaio [12].

Disponendo, invece, coprigiunti (ad esempio di legno compensato, pannelli a tre strati), incassati nelle parti superiore ed inferiore dei pannelli X-Lam, può essere realizzata una connessione rigida a flessione, inoltre risulta essere possibile incollare tali elementi (la pressione necessaria risulta essere ottenuta con bulloni o chiodi), anche se tale operazione di incollaggio risulta essere da evitare in cantiere.



*Figura 3.100 Giunto longitudinale rigido fra due pannelli X-Lam costituenti il solaio [12].*

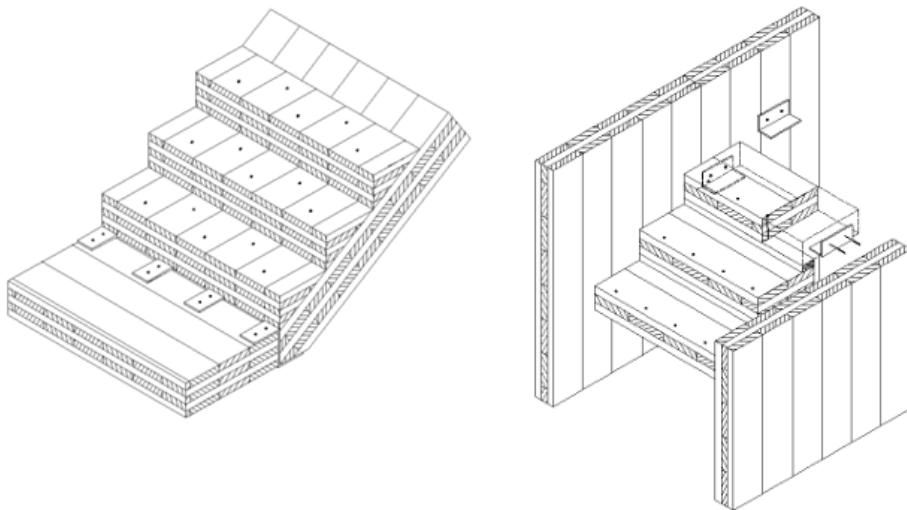
Infine il collegamento tra il solaio e le travi principali può avvenire, generalmente, in due modi distinti, ossia il solaio può appoggiare superiormente all'estradosso della trave (soluzione con trave fuori spessore del solaio), oppure può rimanere nello spessore della trave principale (ed in tal caso una possibile soluzione può essere quella di utilizzare laminati di acciaio).



*Figura 3.101 Collegamento tra solaio e travi principali [15].*

### **3.7.6 - Collegamento per le scale**

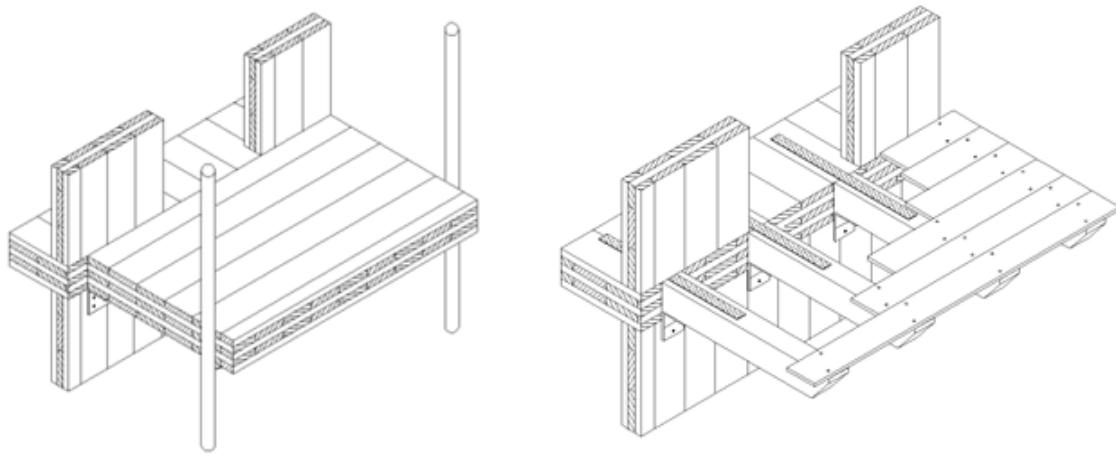
Due possibili soluzioni costruttive relative alla realizzazione di scale aventi struttura lignea risultano essere quelle per le quali in un caso la rampa risulti essere realizzata mediante un pannello X-Lam inclinato, in appoggio su staffe metalliche collegate al pianerottolo, e nell'altro caso i gradini risultino essere collegati direttamente alle pareti perimetrali mediante angolari metallici avvitati.



**Figura 3.102** Scale realizzate mediante una rampa X-Lam in appoggio su staffe metalliche collegate al pianerottolo (a sinistra) e mediante gradini collegati alle pareti perimetrali mediante angolari metallici avvitati (a destra) [15].

### 3.7.7 - Collegamento per i balconi

Anche nel caso dei balconi risulta possibile avere molteplici soluzioni costruttive, infatti lo sbalzo del balcone può essere realizzato prolungando i pannelli X-Lam portanti del solaio, realizzando balconi nella direzione di orditura del solaio (ad esempio travi in legno, pannelli X-Lam). Risulta importante osservare però come, in tale caso, lo stesso elemento strutturale risulti venire a trovarsi in classi di servizio (e in classi di rischio) differenti, a seconda che si trovi all'interno (solaio), o all'esterno (balcone), dell'involturo edilizio.

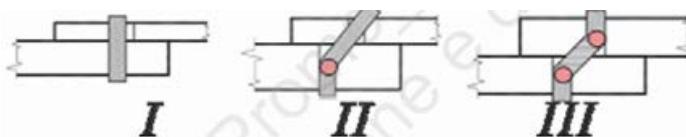


**Figura 3.103** Balcone realizzato mediante un pannello X-Lam in appoggio su staffe metalliche fissate alle pareti perimetrali e su pilastri esterni (a sinistra) e mediante travetti a sbalzo, ancorati a taglio con squadrette metalliche e a flessione con nastri forati (a destra) [15].

Nel primo caso il balcone risulta essere realizzato mediante un pannello X-Lam in appoggio su staffe metalliche, fissate alle pareti perimetrali, e su pilastri esterni in legno o acciaio, mentre nel secondo caso il balcone risulta essere realizzato da travetti a sbalzo, ancorati a taglio alle pareti, mediante squadrette metalliche, e ancorati a flessione al solaio mediante nastri forati chiodati.

### ***3.8 - Comportamento meccanico dei connettori a gambo cilindrico inseriti nei pannelli X-Lam***

La capacità portante a taglio dei connettori metallici più frequentemente utilizzati per assemblare le membrature lignee, ossia i cosiddetti connettori “a gambo cilindrico” (come chiodi, viti, bulloni, perni), risulta essere determinata, come già illustrato nel Cap.2. attraverso alcuni modelli meccanici proposti dalla Teoria di Johansen. In particolare, attraverso i modelli di calcolo plastici definiti dalla Teoria di Johansen, risulta possibile stimare la capacità portante del connettore attraverso l’individuazione delle principali modalità di rottura della connessione stessa:

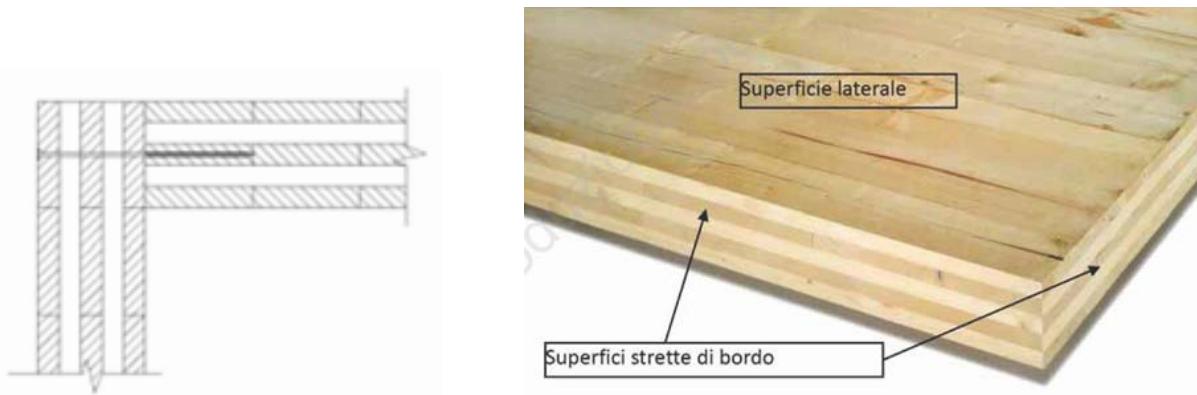


**Figura 3.104 Principali modalità di rottura previste dalla Teoria di Johansen [17].**

Risulta importante evidenziare come, nei modelli di calcolo descritti in Normativa per elementi a base di legno (come per il legno massiccio oppure per il legno lamellare), venga ipotizzato che:

- I connettori a gambo cilindrico risultino essere inseriti, nell’elemento a base di legno, con asse ortogonale alla direzione della fibratura dell’elemento ligneo;
- La resistenza a rifollamento risulti essere assunta costante lungo ciascun elemento ligneo attraversato dal connettore a gambo cilindrico.

Risulta facile capire dunque come tali ipotesi, a causa della stratigrafia dei pannelli X-Lam, non risultino essere soddisfatte nei pannelli X-Lam stessi, infatti basta osservare il giunto d’angolo tra due pannelli X-Lam, fissato tramite viti autoforanti, per accreditare tale affermazione:



**Figura 3.105** Nodo strutturale in un edificio realizzato in pannelli X-Lam (a sinistra) e superfici di un pannello X-Lam (a destra) [17].

Dalla figura soprastante, illustrante il nodo strutturale tra due pannelli X-Lam, risulta possibile osservare come in un pannello X-Lam il gambo della vite risulti essere inserito nella superficie laterale, mentre nell'altro pannello X-Lam l'asse della vite risulti essere inserito nella superficie stretta di bordo.

Alcuni sistemi di collegamento a gambo cilindrico (come ad esempio le viti) risultano essere dotati di gambo ad aderenza migliorata, oppure filettato, in modo tale da garantire un certo grado di resistenza all'estrazione del connettore stesso, ne consegue che tale capacità di resistere all'estrazione, da parte del connettore, possa essere sfruttata in molte situazioni, e quindi risulta essere fondamentale definirla in modo preciso.

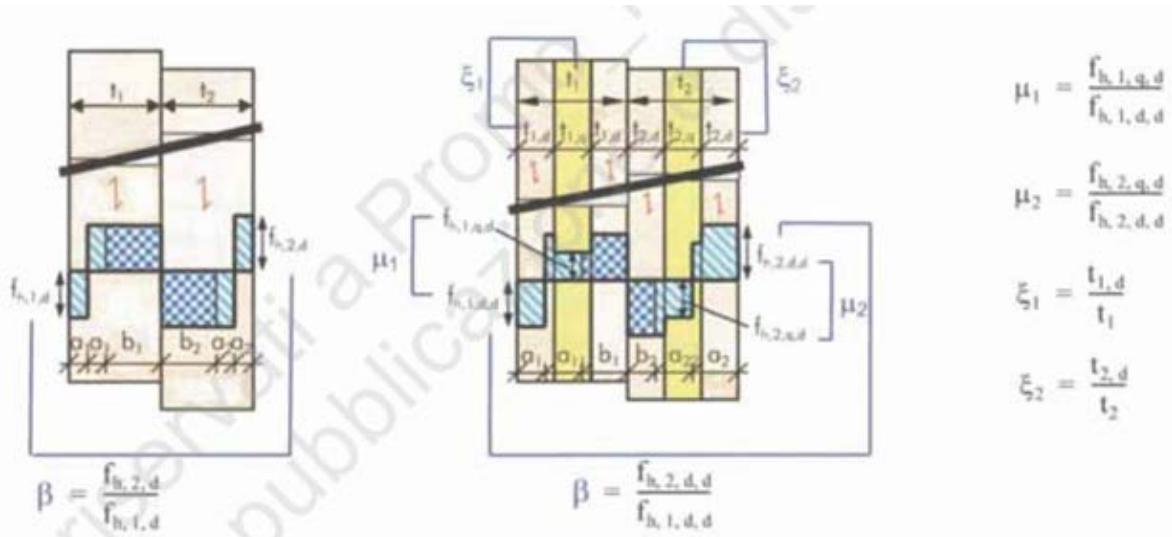
In particolare, in accordo con l'Eurocodice 5, la resistenza all'estrazione della punta del connettore metallico risulta essere definita in funzione dell'angolo “ $\alpha$ ” tra la direzione della fibratura dell'elemento ligneo e la direzione dell'asse della vite, sollecitata a trazione. Però tali formulazioni proposte dall'Eurocodice 5 risultano essere relative al caso di viti inserite in un elemento a base di legno, come legno massiccio o legno lamellare, e pertanto dovrebbero essere corrette per tener conto della particolare stratigrafia dei pannelli X-Lam, e della possibilità che le viti possano essere inserite nella superficie laterale, oppure nella superficie stretta del pannello X-Lam.

Ricerche effettuate presso le Università di Karlsruhe e di Graz, anche attraverso un'ampia campagna sperimentale, risultano aver portato ad alcune formulazioni di calcolo per determinare la capacità portante a taglio, ed a estrazione, per connettori inseriti in pannelli X-Lam. Inoltre alcune di tali formulazioni, pur non essendo riportate negli attuali documenti normativi nazionali ed europei, risultano essere state recepite nei certificati di omologazione dei produttori di pannelli X-Lam.

### 3.8.1 - Resistenza a taglio dei connettori a gambo cilindrico inseriti nelle superfici laterali dei pannelli X-Lam

La resistenza a taglio di un connettore metallico a gambo cilindrico, inserito nelle superfici laterali di un pannello X-Lam, può essere determinata adottando uno dei seguenti approcci:

- 1) Viene considerata una “Teoria di Johansen modificata”, che risulti tener conto del fatto che il gambo del connettore cilindrico risulti essere interessato da diversi strati di tavole ortogonali tra di loro, e quindi aventi differenti resistenze a rifollamento nei diversi strati di tavole stessi (tali resistenze a rifollamento possono essere determinate in accordo con la formulazione presente in Normativa, in funzione dell’angolo “ $\alpha$ ” tra la direzione della forza e la direzione della fibratura dello strato di tavole considerato);
- 2) Viene considerata una “Teoria di Johansen classica”, adottando però delle resistenze a rifollamento modificate per tener conto della stratigrafia dei pannelli X-Lam.



**Figura 3.106** Confronto tra la “Teoria di Johansen classica” e la “Teoria di Johansen modificata” per tener conto della stratigrafia dei pannelli X-Lam [17].

Il primo approccio risulta esplicarsi nell’imporre la scrittura delle equazioni della Teoria di Johansen modificata, in funzione del numero di strati di tavole costituenti il pannello X-Lam, ma, come riportato dal prof. Roberto Tomasi (in “Connessioni e collegamenti: principi ed applicazioni” [17]), con tale approccio, per un pannello X-Lam costituito anche solamente da tre strati di tavole, risulta emergere una estrema complicazione delle formulazioni presenti nella Teoria di Johansen classica. Ne consegue che il secondo approccio risulti essere quello più convenevole, e pratico, per la determinazione della capacità portante a taglio di un connettore metallico a gambo cilindrico inserito nelle superfici laterali di un pannello X-Lam.

Per poter applicare il secondo approccio, invece, risulta essere necessario determinare delle espressioni per poter valutare le resistenze a rifollamento modificate per i pannelli X-Lam, ed in particolare, attraverso

un'ampia campagna sperimentale, risultano essere state validate le seguenti espressioni per la resistenza a rifollamento, per i connettori metallici a gambo cilindrico, inseriti nella superficie laterale di un pannello X-Lam:

- a) Resistenza a rifollamento per chiodi inseriti nella superficie laterale di un pannello X-Lam:

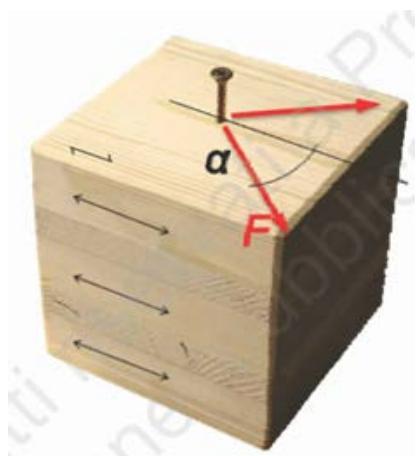
$$f_{h,k} = 60 \cdot d^{-0,5}$$

- b) Resistenza a rifollamento per perni e bulloni inseriti nella superficie laterale di un pannello X-Lam:

$$f_{h,k} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot d)}{1,1 \cdot \sin \alpha^2 + \cos \alpha^2}$$

Dove:

- $\alpha$  = angolo tra la direzione della forza e la direzione della fibratura dello strato di tavole esterno del pannello X-Lam.



*Figura 3.107 Resistenza a taglio di connettori metallici a gambo cilindrico inseriti nella superficie laterale di un pannello X-Lam [17].*

Sempre il prof. Roberto Tomasi (in “Connessioni e collegamenti: principi ed applicazioni” [17]), attraverso un esempio di calcolo, risulta dimostrare come le due formulazioni, sopra definite, per determinare la resistenza a rifollamento di un chiodo, o di un bullone, inserito nella superficie laterale di un pannello X-Lam, risultino fornire risultati equivalenti, o comunque confrontabili, con i risultati ottenuti sperimentalmente, pertanto tali formulazioni, per la determinazione della resistenza a rifollamento, risultano essere state recepite nei certificati dei produttori di pannelli X-Lam.

### 3.8.2 - Resistenza a taglio dei connettori a gambo cilindrico inseriti nelle superfici strette di bordo dei pannelli X-Lam

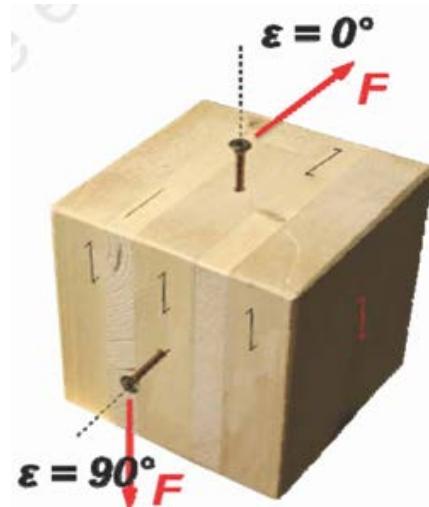
Per poter applicare la Teoria di Johansen classica, risultano essere state proposte le seguenti espressioni per le resistenze a rifollamento modificate per i pannelli X-Lam, nel caso di connettori metallici a gambo cilindrico, inseriti nella superficie stretta di bordo di un pannello X-Lam:

- a) Resistenza a rifollamento per viti inserite nella superficie stretta di bordo di un pannello X-Lam:

$$f_{h,k} = \frac{32 \cdot d^{-0,3}}{2,5 \cdot \cos \varepsilon^2 + \sin \varepsilon^2}$$

Dove:

- $\varepsilon$  = angolo tra l'asse del connettore metallico e la direzione della fibratura dello strato di tavole, del pannello X-Lam, in cui il connettore risulta essere inserito.



*Figura 3.108 Resistenza a taglio di connettori metallici a gambo cilindrico inseriti nella superficie stretta di bordo di un pannello X-Lam [17].*

### 3.8.3 - Resistenza ad estrazione dei connettori a gambo cilindrico inseriti nei pannelli X-Lam

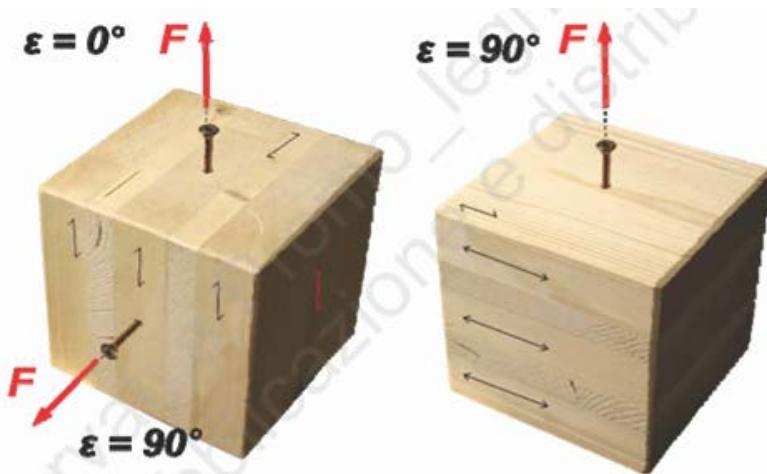
Nel caso di connettori metallici a vite, inseriti nelle superfici dei pannelli X-Lam, risulta possibile utilizzare la seguente formula per valutare la resistenza ad estrazione della vite dal pannello X-Lam stesso:

$$R_{ax,s,k} = \frac{31 \cdot d^{0,8} \cdot l_{ef}^{0,9}}{1,5 \cdot \cos \varepsilon^2 + \sin \varepsilon^2}$$

Dove:

- $\varepsilon$  = angolo tra l'asse del connettore metallico e la direzione della fibratura dello strato di tavole, del pannello X-Lam, in cui il connettore risulta essere inserito;
- $l_{ef}$  = profondità di penetrazione della vite;
- $d$  = diametro nominale della vite.

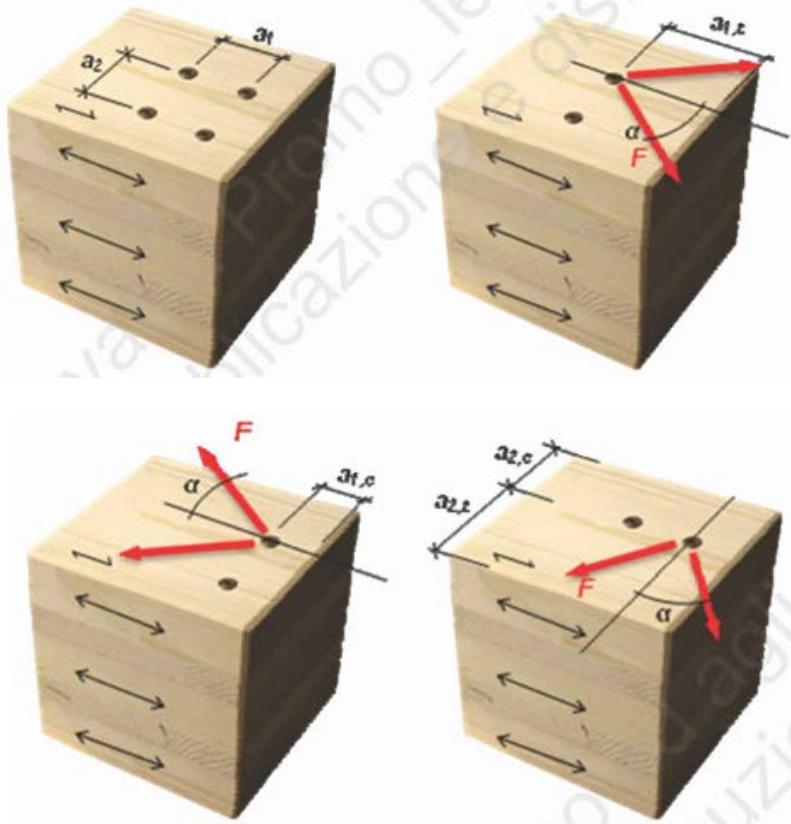
In particolare, nel caso in cui le viti risultino essere inserite nelle superfici laterali dei pannelli X-Lam, l'angolo “ $\varepsilon$ ” risulterà essere sempre pari a  $90^\circ$ , in quanto le viti risulteranno essere sempre inserite ortogonalmente alla direzione della fibratura degli strati di tavole costituenti il pannello X-Lam. Mentre nel caso di viti inserite nelle superfici strette di bordo dei pannelli X-Lam, l'angolo “ $\varepsilon$ ” risulterà dipendere dallo strato di tavole, costituenti il pannello X-Lam, in cui la vite risulterà essere inserita, comunque a favore di sicurezza risulta possibile adottare il valore di “ $\varepsilon$ ” pari a 0.



**Figura 3.109 Resistenza ad estrazione di connettori metallici a gambo cilindrico inseriti nella superficie laterale, o nella superficie stretta di bordo di un pannello X-Lam [17].**

### **3.8.4 - Interassi e distanze dai bordi dei connettori a gambo cilindrico inseriti nei pannelli X-Lam**

Di seguito risultano essere riportate alcune proposte di tabelle, estrapolate dal documento del prof. Roberto Tomasi (in “Connesioni e collegamenti: principi ed applicazioni” [17]), per il rispetto degli interassi e delle distanze dai bordi e dalle estremità, per connettori metallici a gambo cilindrico inseriti in pannelli X-Lam, compilate in base alle prove sperimentali effettuate dal prof Blaas dell’Università di Karlsruhe. In particolare, nel caso di connettori metallici a gambo cilindrico inseriti nella superficie laterale di un pannello X-Lam, gli interassi e le distanze dai bordi e dalle estremità risultano essere definite dalle figure sottostanti.



**Figura 3.110 Distanze ed interassi per connettori metallici a gambo cilindrico inseriti nella superficie laterale di un pannello X-Lam [17].**

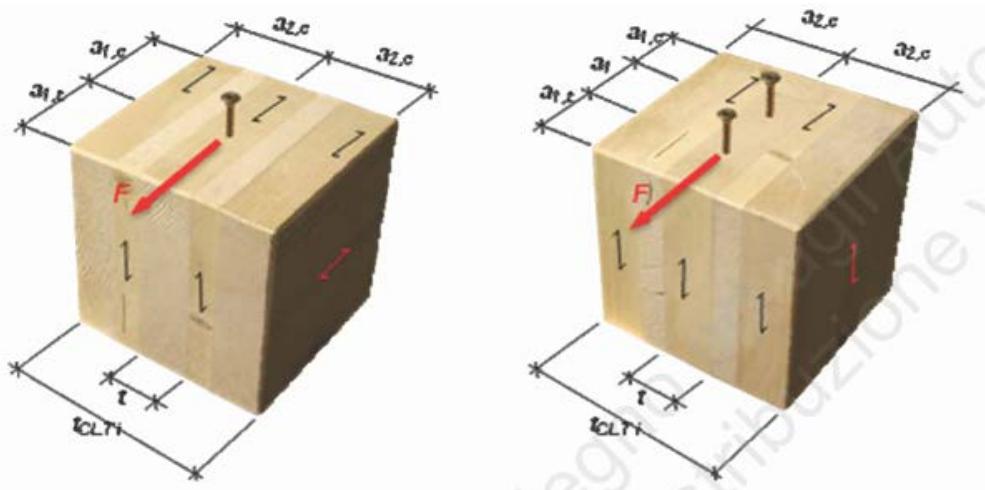
Di seguito viene riportata la tabella per il rispetto degli interassi e le distanze dai bordi e dalle estremità, di connettori metallici a gambo cilindrico, inseriti nella superficie laterale di un pannello X-Lam.

**Tabella 3.5 Distanze ed interassi per connettori metallici a gambo cilindrico inseriti nella superficie laterale di un pannello X-Lam [17].**

	$a_{1,t}$	$a_{1,c}$	$a_1$	$a_{2,t}$	$a_{2,c}$	$a_2$
VITI	$6 \cdot d$	$6 \cdot d$	$4 \cdot d$	$6 \cdot d$	$2,5 \cdot d$	$2,5 \cdot d$
CHIODI	$(7 + 3 \cdot \cos \alpha) \cdot d$	$6 \cdot d$	$(3 + 3 \cdot \cos \alpha) \cdot d$	$(3 + 4 \cdot \sin \alpha) \cdot d$	$3 \cdot d$	$3 \cdot d$
PERNI BULLONI	$5 \cdot d$	$4 \cdot d \cdot \sin \alpha$ (min. $3 \cdot d$ )	$(3 + 2 \cdot \cos \alpha) \cdot d$	$3 \cdot d$	$3 \cdot d$	$4 \cdot d$

$\alpha$  Angolo tra la forza e la direzione delle fibre dello strato esterno

Nel caso di connettori metallici a gambo cilindrico inseriti nella superficie stretta di bordo di un pannello X-Lam, gli interassi e le distanze dai bordi e dalle estremità risultano essere definite dalle figure sottostanti.



**Figura 3.111 Distanze ed interassi per connettori metallici a gambo cilindrico inseriti nella superficie stretta di bordo di un pannello X-Lam [17].**

Di seguito viene riportata la tabella per il rispetto degli interassi e le distanze dai bordi e dalle estremità, di connettori metallici a gambo cilindrico, inseriti nella superficie stretta di bordo di un pannello X-Lam.

**Tabella 3.6 Distanze ed interassi per connettori metallici a gambo cilindrico inseriti nella superficie stretta di bordo di un pannello X-Lam [17].**

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

Infine viene riportata la tabella relativa agli spessori minimi degli strati di tavole, cioè delle lamelle, in cui devono essere inseriti i connettori metallici, lo spessore totale minimo del pannello X-Lam e la profondità minima di infissione del connettore metallico.

**Tabella 3.7 Spessori minimi delle lamelle, del pannello X-Lam e profondità minima di infissione del connettore metallico [17].**

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

### **3.9 - Sistemi costruttivi**

Il pannello di legno compensato di tavole risulta essersi prestato molto bene allo sviluppo di “sistemi costruttivi”, definiti in termini precisi da singole aziende e/o associazioni, con lo scopo di rimediare alle lacune esistenti nella Normativa vigente. In particolare, gli esempi di tipo associativo più noti risultano essere i seguenti:

- ❖ **STILE21**, che risulta essere un consorzio costituito per iniziativa di alcuni imprenditori del settore edilizio delle costruzioni di legno, con lo scopo di sviluppare un nuovo sistema costruttivo, finalizzato al benessere degli utenti, attraverso un protocollo tecnico-prestazionale di eccellenza, ossia mirato ad ottenere elevato comfort termico ed acustico, velocità di costruzione, sicurezza al fuoco e al sisma, durata nel tempo e rispetto dell’ambiente, senza porre vincoli a livello compositivo o di scelta delle finiture. In particolare, tale consorzio risulta aver svolto un’approfondita ricerca e sviluppo dei particolari costruttivi, risulta effettuare una formazione continua dei collaboratori ed un attento controllo della qualità dei materiali impiegati, nel rigoroso rispetto di un Capitolato Prestazionale e di un Manuale Costruttivo, convalidati da progettisti indipendenti. Il Manuale Costruttivo Stile21, con circa 90 schede relative a giunti, elementi costruttivi ed indicazioni di posa degli impianti, risulta consentire di sviluppare ogni edificio in maniera assolutamente libera e rispettosa del progetto architettonico, mantenendolo coerente con il Capitolato Prestazionale del consorzio;
- ❖ **SOFIE (Sistema Costruttivo Fiemme)**, che risulta essere un progetto di ricerca sull’edilizia sostenibile condotto dall’Istituto IVALSA del Consiglio Nazionale delle Ricerche con il sostegno della Provincia Autonoma di Trento. Tale progetto risulta avere come scopo quello di definire le prestazioni e le potenzialità di un sistema costruttivo, atto alla realizzazione di edifici a più piani, realizzato con struttura portante di legno trentino di qualità certificata, e caratterizzato da elevate prestazioni meccaniche e basso consumo energetico, ottimi livelli di sicurezza al fuoco ed al sisma, ottimi livelli di comfort acustico e durabilità nel tempo. In particolare, tale sistema costruttivo risulta essere il X-LAM, ovvero il sistema costruttivo realizzato attraverso l’utilizzo di pannelli ottenuti dall’incollaggio di strati incrociati di tavole di legno massiccio. Tali pannelli risultano essere tagliati, a seconda delle esigenze architettoniche, completi di aperture per porte, finestre e vani scala, ed in seguito issati e collegati tra loro in opera tramite angolari metallici, chiodi a rilievi tronco-conici, e viti auto-foranti; inoltre tali pannelli risultano essere realizzati interamente con legno proveniente dalle foreste della Valle di Fiemme e dalle altre valli del Trentino;
- ❖ **DATAHOLZ.com**, che risulta essere una banca dati contenente, tra l’altro, una serie di schede tecniche sui possibili dettagli costruttivi dei pannelli di legno compensato di tavole, con molte indicazioni riguardanti la fisica tecnica e gli aspetti ecologici dei materiali e delle soluzioni costruttive proposte. Tutte le indicazioni ed i dati disponibili risultano rappresentare lo stato della scienza attuale e risultano basarsi sulle Normative attualmente in vigore in Austria, che risultano corrispondere, in molti casi ma non in tutti, alle attuali Norme europee EN. Al progettista italiano

[dataholz.com](http://dataholz.com) risulta offrire, principalmente, uno strumento di consultazione ed un catalogo di soluzioni costruttive molto vasto, corredata da indicazioni tecniche molto accurate ed avanzate, però le indicazioni tecniche fornite, ancorché molto chiare ed utili, non risultano essere sempre necessariamente corrispondenti allo stato attuale di leggi e regolamenti in vigore in Italia.

### 3.10 - Modellazione dei pannelli X-Lam

Le strutture realizzate attraverso la tecnologia costruttiva dei pannelli X-Lam, a causa di tutto quanto esposto finora, risultano presentare una certa incertezza nella loro modellazione computazionale, rispetto, invece, alle più tradizionali strutture a pareti realizzate in muratura o in calcestruzzo armato, e ciò risulta essere dovuto, appunto, al carattere ortotropo dei pannelli X-Lam stessi, ed a causa della presenza delle numerose connessioni metalliche interposte tra essi.

Come già analizzato nei paragrafi precedenti, a causa della disposizione degli strati di tavole costituenti il pannello X-Lam, che risultano essere ortogonali tra di loro, il pannello X-Lam risulta presentare una differente resistenza, e rigidezza, nelle due direzioni principali del suo piano medio, infatti, nonostante gli strati di tavole possano avere proprietà meccaniche simili tra di loro, la resistenza, e la rigidezza, della sezione trasversale del pannello X-Lam risultano variare, a seconda della direzione considerata, in funzione del numero, e della posizione, degli strati di tavole che effettivamente risultino “lavorare”, ossia che effettivamente risultino essere efficaci. Ne consegue che la resistenza, e la rigidezza (sia flessionale che tagliente), della sezione trasversale del pannello X-Lam, risultino essere maggiori nella direzione in cui risultino essere orientati un numero maggiore di strati di tavole costituenti il pannello X-Lam stesso.

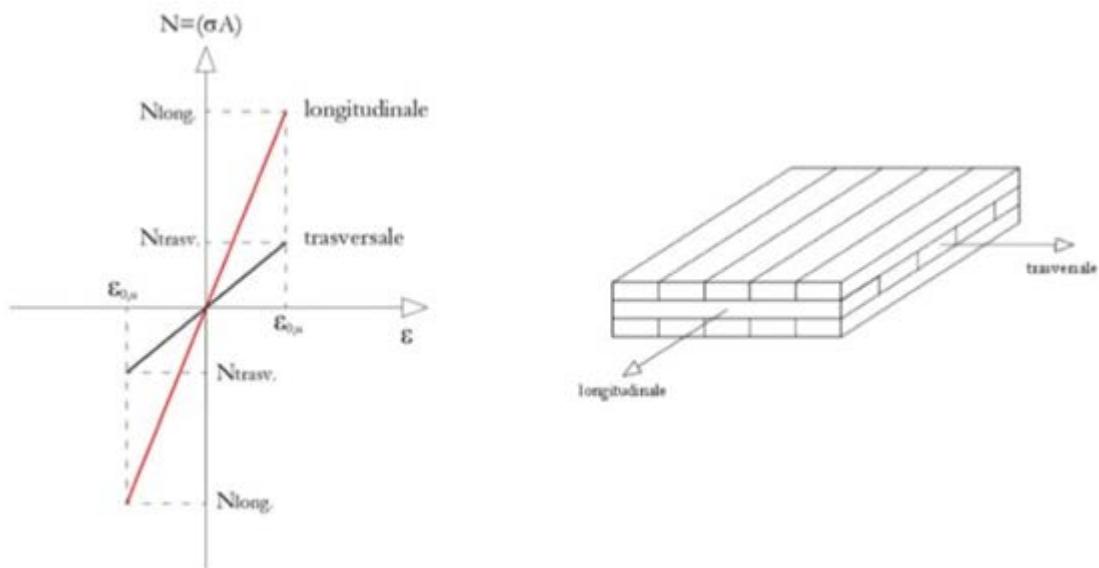


Figura 3.112 Resistenze di un pannello X-Lam nelle sue due direzioni principali [21].

Ai fini pratici, per sollecitazioni nel piano medio del pannello X-Lam, essendo esso costituito da strati di tavole incrociati, risulta possibile definire dei moduli di elasticità apparenti (o equivalenti), in direzione

longitudinale ed in direzione trasversale, riferiti all'intero spessore del pannello X-Lam stesso, facendo delle medie ponderate in questo modo:

$$E_{L,app} = \frac{E_{0,mean} \cdot S_L + E_{90,mean} \cdot S_T}{S_L + S_T}$$

$$E_{T,app} = \frac{E_{0,mean} \cdot S_T + E_{90,mean} \cdot S_L}{S_T + S_L}$$

Dove:

- $E_{0,mean}$  = modulo elastico della specie legnosa degli strati di tavole nella direzione della loro fibratura;
- $E_{90,mean}$  = modulo elastico della specie legnosa degli strati di tavole nella direzione ortogonale alla loro fibratura;
- $S_L$  = spessore complessivo degli strati di tavole aventi la fibratura in direzione longitudinale;
- $S_T$  = spessore complessivo degli strati di tavole aventi la fibratura in direzione trasversale;
- $E_{L,app}$  = modulo di elasticità apparente in direzione longitudinale del pannello X-Lam;
- $E_{T,app}$  = modulo di elasticità apparente in direzione trasversale del pannello X-Lam;
- L = direzione longitudinale;
- T = direzione trasversale;
- S= direzione dello spessore del pannello X-Lam.

Comunque, non risulta venir commesso un errore importante ponendo rigidezza nulla agli strati di tavole ortogonali, ossia ai fini ingegneristici risulta possibile trascurare completamente il contributo degli strati di tavole disposti in direzione ortogonale a quella considerata, in quanto il legno, come già osservato nel Cap.1, risulta presentare un modulo di elasticità ortogonale alla sua fibratura " $E_{90,mean}$ " del tutto trascurabile rispetto a quello in direzione parallela alla sua fibratura " $E_{0,mean}$ " ( $E_{90,mean} \approx E_{0,mean} /30$ ). Pertanto risulta possibile valutare i due moduli elastici apparenti, più semplicemente, così:

$$E_{L,app} = E_{0,mean} \cdot \frac{S_L}{S_L + S_T}$$

$$E_{T,app} = E_{0,mean} \cdot \frac{S_T}{S_T + S_L}$$

Inoltre i valori così ottenuti dovranno essere incrementati del 10% per tener conto delle azioni istantanee. Nel caso invece di un solaio realizzato mediante pannelli X-Lam, essendo esso soggetto prevalentemente a sollecitazioni ortogonali al proprio piano medio, allora esso risulterà essere quindi soggetto a sollecitazioni ortogonali alla fibratura di ciascuno strato di tavole costituenti il pannello X-Lam

stesso, e pertanto in tal caso, nel suo spessore, dovrà essere considerato il suo modulo elastico “ $E_{90,\text{mean}}$ ”.

$$E_S = E_{90,\text{mean}}$$

Dove:

- $E_S$  = modulo elastico della specie legnosa degli strati di tavole nella direzione ortogonale al piano medio del pannello X-Lam, dunque ortogonale alla fibratura di ciascun strato di tavole.

Siccome la rigidezza a taglio degli strati di tavole ortogonali, costituenti il pannello X-Lam, risulta dipendere dal modulo di taglio “ $G_{\text{rol,mean}}$ ”, dato che la sollecitazione di taglio, in tali strati di tavole, risulti sollecitare il legno a “taglio per rotolamento” (rolling shear), e siccome “ $G_{\text{rol,mean}}$ ” risulta essere circa 1/10 di “ $G_{\text{mean}}$ ”, allora lo stesso ragionamento fatto precedentemente può essere esteso anche per la valutazione dei moduli di elasticità tangenziali nei piani ortogonali al piano medio del pannello X-Lam. Ne consegue quindi che risulti possibile definire dei moduli elastici tangenziali apparenti in questo modo:

$$G_{LS,\text{app}} = \frac{G_{\text{mean}} \cdot S_L + G_{\text{rol,mean}} \cdot S_T}{S_L + S_T}$$

$$G_{TS,\text{app}} = \frac{G_{\text{mean}} \cdot S_T + G_{\text{rol,mean}} \cdot S_L}{S_T + S_L}$$

Dove:

- $G_{\text{mean}}$  = modulo elastico tangenziale della specie legnosa degli strati di tavole nella direzione della loro fibratura;
- $G_{\text{rol,mean}}$  = modulo elastico rolling shear della specie legnosa degli strati di tavole nella direzione ortogonale alla loro fibratura, nel piano medio;
- $S_L$  = spessore complessivo degli strati di tavole aventi la fibratura in direzione longitudinale;
- $S_T$  = spessore complessivo degli strati di tavole aventi la fibratura in direzione trasversale;
- $G_{LS,\text{app}}$  = modulo di elasticità tangenziale apparente per uno scorrimento angolare fuori dal piano medio del pannello X-Lam, ossia nel piano (L-S);
- $G_{TS,\text{app}}$  = modulo di elasticità tangenziale apparente per uno scorrimento angolare fuori dal piano medio del pannello X-Lam, ossia nel piano (T-S);
- L = direzione longitudinale;
- T = direzione trasversale;
- S = direzione dello spessore del pannello X-Lam.

Da cui, la semplificazione seguente:

$$G_{LS,app} = G_{mean} \cdot \frac{S_L}{S_L + S_T}$$

$$G_{TS,app} = G_{mean} \cdot \frac{S_T}{S_T + S_L}$$

Infine per quanto riguarda il modulo di elasticità tangenziale nel piano medio del pannello X-Lam, quest'ultimo risulta mantenere il modulo di elasticità tangenziale proprio della specie legnosa degli strati di tavole di cui risulta essere costituito (solitamente i pannelli X-Lam risultano essere costituiti da strati di tavole di legno massiccio appartenenti alla classe C 24):

$$G_{LT} = G_{mean}$$

Dove:

- $G_{LT}$  = modulo di elasticità tangenziale della specie legnosa degli strati di tavole nel piano medio del pannello X-Lam.

A questo punto, risulta importante osservare come nel calcolo della freccia degli elementi lignei strutturali, il contributo della loro deformabilità a taglio non risulti essere quasi mai trascurabile, pertanto nel caso di una trave lignea in semplice appoggio, soggetta ad un carico uniformemente distribuito, la sua freccia risulterà essere data dalla seguente relazione:

$$u = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot J} + x \cdot \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot G \cdot A}$$

Dove:

- $X = 6/5 = 1,2$  per sezione rettangolare e quadrata;
- $X = 4,5$  per sezione a strati, come i pannelli X-Lam.

Per quanto riguarda, invece, i valori assunti dal coefficiente di Poisson "v" (anche detto coefficiente di contrazione trasversale), rappresentante il grado in cui un campione di materiale risulti restringersi o dilatarsi trasversalmente in presenza di una sollecitazione monodirezionale longitudinale, essi possono essere ottenuti attraverso prove di laboratorio, anche se risulta possibile assumere, sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale, un coefficiente di contrazione nullo, non allontanandosi troppo dalla realtà fisica, in quanto le tavole, degli strati costituenti il pannello X-Lam, non risultano essere perfettamente accostate, ed incollate di fianco le une alle altre, ed inoltre risultano essere soggette a fessurazione, producendo conseguentemente delle discontinuità all'interno del pannello X-Lam stesso.

Da tutto quanto sopra esposto, ne risulta conseguire che il pannello X-Lam possa essere schematizzato, a livello macroscopico ed in campo elastico lineare, attraverso un materiale equivalente (ossia apparente) omogeneo, ortotropo ed isoresistente, a trazione ed a compressione, a livello tensionale, ma non a livello di sezione trasversale, ed avente lo stesso limite di deformazione nelle due direzioni principali del suo piano medio. In particolare, il pannello X-Lam risulta essere schematizzabile attraverso un materiale equivalente, ossia apparente, descrivibile per mezzo delle seguenti 9 costanti elastiche indipendenti:

$$\{E_{L,app}; E_{T,app}; E_S; G_{LS,app}; G_{TS,app}; G_{LT}; v_{LS}; v_{TS}; v_{LT}\}$$

Conseguentemente, la matrice di cedevolezza “[C]” del pannello X-Lam, schematizzato attraverso il materiale equivalente, risulta essere la seguente:

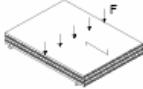
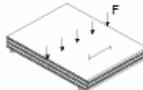
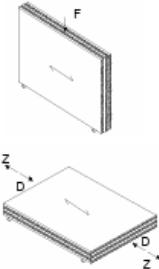
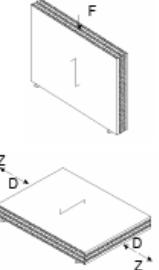
$$[C] = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_{L,app}} & -\frac{v_{TL}}{E_{T,app}} & -\frac{v_{SL}}{E_S} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{v_{LT}}{E_{L,app}} & \frac{1}{E_{T,app}} & -\frac{v_{ST}}{E_S} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{v_{LS}}{E_{L,app}} & -\frac{v_{TS}}{E_{T,app}} & \frac{1}{E_S} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LS,app}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{TS,app}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LT}} \end{bmatrix}$$

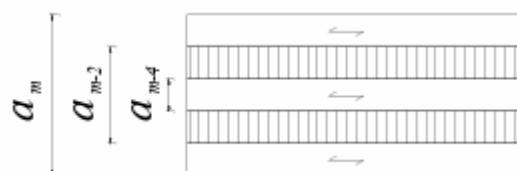
In altri termini, risulta possibile schematizzare il pannello X-Lam attraverso un materiale apparente (cioè ideale) equivalente, la cui ortotropia risulti essere computata mediante una riduzione dei moduli elasticci del pannello X-Lam stesso, e che mantenga lo stesso spessore del pannello X-Lam reale, al fine di garantire le stesse proprietà inerziali del pannello X-Lam stesso.

La cosa interessante risulta essere che tale schematizzazione del pannello X-Lam, attraverso un materiale equivalente apparente, risulti approssimare in maniera molto soddisfacente il comportamento reale del pannello X-Lam stesso, ed inoltre risulti portare a risultati coerenti anche con la formulazione, più sofisticata, teorizzata da Joachim Blass e Peter Fellmoser (in “Design of solid wood panels with cross layers” [24]), legante i moduli elasticci del pannello X-Lam, non solo ai moduli elasticci della specie legnosa degli strati di tavole costituenti il pannello, ma anche alla disposizione geometrica del pannello X-Lam stesso.

Di seguito vengono riportati, in forma tabellare, i risultati della formulazione proposta da Joachim Blass e Peter Fellmoser:

**Tavella 3.8 Fattore di composizione "k<sub>i</sub>" per i pannelli X-Lam e valori effettivi delle resistenze e rigidezze [24].**

	$k_i$
	$k_1 = I - \left( I - \frac{E_{90}}{E_0} \right) \cdot \frac{a_{m-2}^3 - a_{m-4}^3 + \dots \pm a_1^3}{a_m^3}$
	$k_2 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left( I - \frac{E_{90}}{E_0} \right) \cdot \frac{a_{m-2}^3 - a_{m-4}^3 + \dots \pm a_1^3}{a_m^3}$
	$k_3 = I - \left( I - \frac{E_{90}}{E_0} \right) \cdot \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots \pm a_1}{a_m}$
	$k_4 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left( I - \frac{E_{90}}{E_0} \right) \cdot \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots \pm a_1}{a_m}$



Loading	To the grain of outer skins	Effective strength value	Effective stiffness value
<b>Perpendicular to the plane loading</b>			
Bending	Parallel	$f_{m,0,ef} = f_{m,0} \cdot k_1$	$E_{m,0,ef} = E_0 \cdot k_1$
	Perpendicular	$f_{m,90,ef} = f_{m,0} \cdot k_2 \cdot a_m / a_{m-2}$	$E_{m,90,ef} = E_0 \cdot k_2$
<b>In-plane loading</b>			
Bending	Parallel	$f_{m,0,ef} = f_{m,0} \cdot k_3$	$E_{m,0,ef} = E_0 \cdot k_3$
	Perpendicular	$f_{m,90,ef} = f_{m,0} \cdot k_4$	$E_{m,90,ef} = E_0 \cdot k_4$
Tension	Parallel	$f_{t,0,ef} = f_{t,0} \cdot k_3$	$E_{t,0,ef} = E_0 \cdot k_3$
	Perpendicular	$f_{t,90,ef} = f_{t,0} \cdot k_4$	$E_{t,90,ef} = E_0 \cdot k_4$
Compression	Parallel	$f_{c,0,ef} = f_{c,0} \cdot k_3$	$E_{c,0,ef} = E_0 \cdot k_3$
	Perpendicular	$f_{c,90,ef} = f_{c,0} \cdot k_4$	$E_{c,90,ef} = E_0 \cdot k_4$

### **3.11 - Modellazione dei collegamenti**

Come già evidenziato, la resistenza, la rigidezza ed il comportamento duttile delle pareti, realizzate mediante pannelli X-Lam, risultano essere fortemente influenzate dalla presenza delle connessioni metalliche, che pertanto risultano svolgere un ruolo fondamentale nei confronti delle azioni sismiche, cui l'edificio realizzato in pannelli X-Lam risulta essere soggetto. In particolare, i contributi allo spostamento orizzontale totale, cui il pannello X-Lam risulta essere soggetto, dovuti alla deformabilità flessionale e tagliente del pannello X-Lam stesso, risultano essere trascurabili rispetto ai contributi dovuti ai meccanismi di scorrimento e di ribaltamento cui il pannello X-Lam può essere soggetto, che a sua volta risultano dipendere dai sistemi di connessione. Inoltre anche la capacità resistente del sistema pannello-sistema di connessione risulta dipendere dal comportamento degli elementi di connessione, e non dagli strati di tavole costituenti il pannello X-Lam stesso. Ne risulta conseguire quindi che una corretta modellazione della struttura realizzata mediante pannelli X-Lam non possa prescindere dall'effettuare anche la modellazione delle connessioni metalliche tra i pannelli X-Lam stessi.

Risulta importante evidenziare come, in letteratura, risultino distinguersi due differenti filosofie di progettazione dei sistemi di connessione metallici:

- Vengono progettate le piastre metalliche, dei sistemi di connessione, in modo tale da essere le prime a plasticizzarsi, rispetto ai connettori metallici, andando a progettare quest'ultimi con una certa sovraresistenza, pertanto con tale procedura risulta essere affidata la capacità dissipativa alle piastre metalliche dei sistemi di connessione (progettazione meno seguita);
- Vengono progettate le piastre metalliche, dei sistemi di connessione, con una certa sovraresistenza in modo tale che sia il sistema legno-connettori metallici a plasticizzarsi per prima, pertanto con tale procedura risulta essere affidata la capacità dissipativa all'interazione legno-connettori metallici, grazie all'accoppiamento della plasticizzazione dei connettori metallici e del rifollamento dell'elemento ligneo collegato (progettazione usuale).

Di seguito, viene riportato un riassunto delle proprietà dei sistemi di connessione metallici, già osservate nei paragrafi precedenti, presenti nelle strutture realizzate mediante pannelli X-Lam, suddividendoli in relazione al loro comportamento (se a taglio oppure a trazione):

- ❖ **Connessioni a trazione (hold-down)**, le quali, in condizioni statiche, possono anche non essere modellate, dato che, in tali condizioni, il peso proprio della struttura, realizzata mediante pannelli X-Lam, e tutti gli altri carichi verticali agenti su di essa risultano essere scaricati a terra dai pannelli X-Lam stessi, per semplice contatto alla fondazione, senza l'ausilio di tali hold-down. Invece in caso di azioni sismiche (quindi forze orizzontali), o a causa dell'azione del vento, la parete realizzata mediante pannelli X-Lam risulta tendere a scorrere ed a ribaltarsi, ne consegue che tali forze risultano far nascere nei pannelli X-Lam degli sforzi di trazione, che pertanto devono essere contrastati dagli hold-down. In particolare, gli hold-down risultano essere modellati

come elementi monolateri, aventi resistenza a compressione nulla (mentre la resistenza a taglio può essere anche non nulla), con un comportamento elastico lineare perfettamente plastico a trazione. Comunque nella progettazione usuale, solitamente, gli hold-down non risultano essere modellati, ma risultano essere dimensionati attraverso il loro carico di trazione, ottenuto mediante integrazione delle tensioni di trazione (in corrispondenza della base e della sommità dei pannelli, agli estremi laterali dei pannelli stessi), ricavate dall'analisi strutturale. Inoltre risulta importante precisare che gli hold-down, anche se progettati per contrastare l'azione di trazione (sollevamento del pannello X-Lam) agente sul pannello X-Lam, risultano assorbire, comunque, una certa aliquota dell'azione di taglio agente alla base della parete (scorrimento del pannello X-Lam), e non risultano avere alcuna resistenza a compressione, a causa della nascita di fenomeni d'instabilità locali nella piastra metallica (che dopo essersi plasticizzata a causa dell'azione di trazione su di essa, quando l'azione risulta cambiare segno, diventando di compressione, ne risulta provocare un imbozzamento).

- ❖ **Connessioni a taglio (angolari, chiodi e viti)**, le quali risultano essere rappresentate, negli edifici realizzati mediante pannelli X-Lam, da angolari metallici, da viti a taglio e dalle giunzioni verticali tra i pannelli X-Lam. In particolare, le giunzioni verticali tra i pannelli X-Lam risultano essere modellate, generalmente, attraverso degli elementi (tipo link, frame, elementi bidimensionali) uniformemente distribuiti lungo l'altezza dei pannelli X-Lam, in corrispondenza del loro contatto, anche se risultano esistere software che risultano consentire di descrivere, le giunzioni tra i pannelli X-Lam, in maniera concentrata, definendogli un certo passo, lungo i bordi dei pannelli X-Lam stessi. Inoltre per quanto concerne le viti e le giunzioni verticali tra i pannelli X-Lam la strategia di distribuire uniformemente la loro rigidezza lungo il contatto tra i pannelli X-Lam stessi risulta essere una strategia vincente e realistica, dato che effettivamente essi risultano essere presenti ad intervalli regolari, ed in maniera ravvicinata tra di loro, lungo tutto il contatto tra i pannelli X-Lam. Però tale approccio, per quanto riguarda gli angolari metallici, può non risultare essere troppo realistico, a causa del maggiore interesse tra di essi, rispetto alle giunzioni precedenti, ed inoltre risulta essere lecito solamente nel caso in cui risulti essere assunta l'ipotesi che essi non lavorino anche a trazione. Comunque nella modellazione delle connessioni a taglio (angolari, viti, giunzioni verticali), sia che sia effettuata per mezzo di molle oppure che sia realizzata per mezzo di sconnessioni in corrispondenza del contatto laterale tra i pannelli X-Lam, lo svincolamento dovrà essere bilatero allo scorrimento, avente resistenza a compressione nulla (mentre la resistenza a trazione può non essere nulla), e con un comportamento elastico lineare perfettamente plastico. Infine, anche se gli angolari metallici risultano essere progettati per contrastare le azioni di taglio alla base della parete, realizzata mediante pannelli X-Lam, risultano assorbire, comunque, un'aliquota del carico di trazione, in relazione alla loro posizione lungo lo sviluppo del pannello X-Lam (più risultano essere vicini ai lati estremali e più trazione risultano assorbire naturalmente).

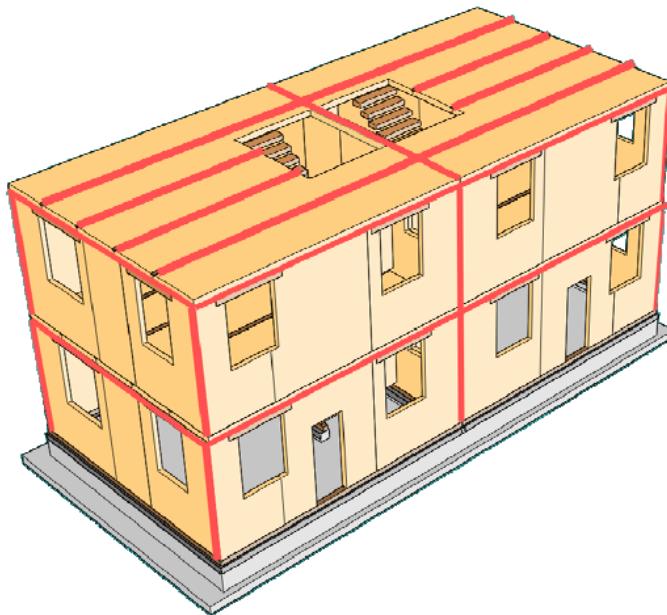
Per concludere, risulta importante evidenziare che siccome i solai d'interpiano, tra due pareti verticali, realizzati mediante pannelli X-Lam, risultano essere sollecitati principalmente da azioni di compressione

ortogonale al loro piano medio, e siccome la rigidezza dei pannelli X-Lam in direzione ortogonale alla loro fibratura risulta essere molto bassa, allora nella modellazione di tali solai risulta essere necessario tener conto di tale riduzione della loro rigidezza, e pertanto deve essere considerato tale loro contributo alla deformazione globale della struttura. In particolare, il solaio può essere modellato mediante elementi molla, di lunghezza pari allo spessore del solaio stesso, ed aventi rigidezza assiale proporzionale all'area d'influenza delle molle stesse, oppure può essere modellato mediante elementi bidimensionali, a cui risultino essere assegnate le proprietà meccaniche del pannello X-Lam. Nel caso di modellazione del solaio tramite molle, esse dovranno essere modellate come degli elementi monolateri, aventi resistenza a trazione nulla (dato che risulta trattarsi di contatto diretto legno-legno senza unioni meccaniche), e comportamento elastico lineare perfettamente plastico a compressione.

Per tener conto, nella modellazione, della deformabilità delle connessioni metalliche tra i pannelli X-Lam, e tra i pannelli X-Lam ed i solai d'interpiano, solitamente, viene utilizzato un approccio semplificato, attraverso il quale tali connessioni metalliche non risultino essere modellate direttamente, ma risultino essere modellate indirettamente, inglobandole nei pannelli X-Lam, definendo, in tal modo, un materiale fittizio, avente un modulo elastico tangenziale equivalente " $G_{eq}$ ", che risulti tener conto, appunto, sia della deformabilità a taglio del pannello X-Lam, sia della deformabilità a taglio delle connessioni metalliche stesse. Con tale approccio viene cercato, pertanto, di ottenere una modellazione che risulti essere in grado di rappresentare il più possibile la realtà fisica del problema reale, ed allo stesso tempo risulti essere funzionale e pratica nel calcolo strutturale, ossia nella ricerca delle sollecitazioni.

Risulta infine importante evidenziare come allo scopo di garantire il comportamento scatolare, all'edificio realizzato mediante pannelli X-Lam, risulti essere necessario che non intervengano, prima del collasso della struttura stessa, cedimenti per perdita di geometria locale o globale, ossia che la scatola strutturale non si apra, ma rimanga connessa. Ne risulta conseguire pertanto che alcune connessioni fra i diversi elementi strutturali debbano essere dotate di adeguate riserve di sovraresistenza, in maniera tale da rimanere sempre in campo elastico, evitando quindi eccessive deformazioni, in modo tale da consentire, in accordo con il criterio di "progettazione in capacità" ("gerarchia delle resistenze"), agli elementi, ed alle connessioni metalliche, a comportamento duttile di dissipare l'energia trasferita dal sisma. In particolare, le connessioni che debbono essere dotate di sovraresistenza risultano essere le seguenti:

- 1) Le connessioni metalliche fra i vari pannelli X-Lam costituenti il solaio, in modo tale da assicurare la pressoché totale assenza di scorrimento relativo tra di essi, e garantire l'ipotesi, per il solaio, di diaframma rigido;
- 2) Le connessioni metalliche fra il solaio e la sottostante parete, in modo tale che ad ogni piano risulti essere presente un diaframma rigido, al quale le sottostanti pareti risultino essere rigidamente connesse, e che quindi risulti comportarsi come una cintura di piano;
- 3) Le connessioni metalliche verticali fra le pareti (ortogonal) che risultino intersecarsi tra di loro, soprattutto agli spigoli dell'edificio, in maniera tale che la stabilità delle pareti stesse, e dell'intera scatola strutturale, risulti essere sempre garantita.



**Figura 3.113 Connessioni metalliche che in un edificio realizzato mediante pannelli X-Lam devono essere dotate di sovraresistenza (evidenziate in rosso) al fine di garantire il funzionamento scatolare strutturale [23].**

Le connessioni che, invece, risultano essere devolute alla dissipazione di energia, attraverso un comportamento duttile, e che pertanto debbano essere progettate, garantendo sufficienti riserve di resistenza, per le relative azioni di progetto, risultano essere le seguenti:

- 1) Le connessioni metalliche verticali fra i vari pannelli X-Lam costituenti le pareti (quando presenti);
- 2) Le connessioni metalliche a taglio (angolari) alla base delle pareti;
- 3) Le connessioni metalliche a sollevamento (hold-down) all'inizio ed alla fine di ciascuna parete, ed in corrispondenza delle aperture.

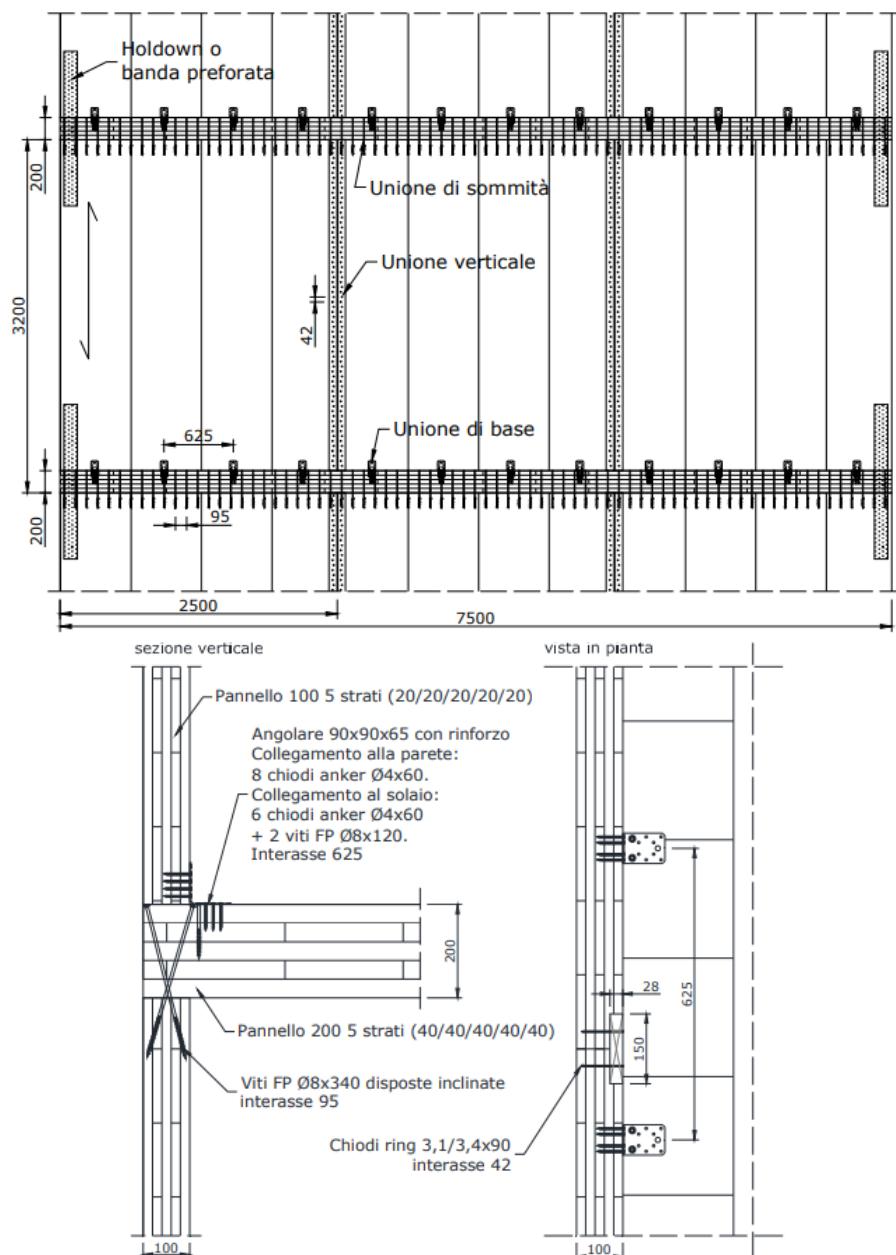
In accordo con il criterio di “progettazione in capacità” (“gerarchia delle resistenze”) risulta essere necessario che tali connessioni risultino essere progettate per resistere alle azioni sismiche di competenza, senza effettuare sovradimensionamenti, e pertanto risulta essere importante che la resistenza alle azioni orizzontali risulti essere maggiore ai piani bassi dell’edificio, e risulti diminuire ai piani alti dello stesso, proporzionalmente alla variazione in altezza del taglio di piano. Deve essere quindi evitato il sovradimensionamento delle unioni, o quantomeno risulta essere opportuno adottare un fattore di sovradimensionamento unico a tutti i piani, ossia risulta essere importante progettare in modo tale che, in linea teorica, a tutti i piani le unioni meccaniche risultino plasticizzarsi contemporaneamente.

Tutto ciò risulta essere importante sia al fine di garantire il necessario livello di duttilità, e di dissipazione, all’intero organismo strutturale, sia al fine di evitare il sovradimensionamento di tali connessioni metalliche, rispetto a quelle devolute al mantenimento del comportamento scatolare dell’intero edificio, e che per tale motivo debbono garantire una maggiore resistenza.

Di seguito, viene riportato un esempio, ripreso dal prof. Marco Pio Lauriola (in “Dispensa ad uso interno per gli Studenti del corso di Costruzioni in Legno” [3]), che risulti mostrare come venga applicato il principio di “progettazione in capacità” (o “gerarchia delle resistenze”) nel caso di una parete multipiano realizzata mediante l’unione di più pannelli X-Lam. In particolare, seguendo tale approccio, vengono progettati degli:

- **Elementi dissipativi**, che risultano essere ricondotti alle unioni verticali tra i pannelli X-Lam, ed all’unione dei pannelli X-Lam al solaio di base, e per i quali dovrebbe essere considerata la rigidezza ultima “ $k_u$ ”;
- **Elementi non dissipativi**, che risultano essere ricondotti ai pannelli X-Lam, ed all’unione dei pannelli X-Lam al solaio superiore. Nel dettaglio, i pannelli X-Lam dovranno essere considerati aventi un comportamento elastico lineare, mentre per l’unione dei pannelli X-Lam al solaio superiore dovrà essere considerata la rigidezza “ $k_{ser}$ ”, inoltre tali elementi non dissipativi dovranno essere progettati con una certa sovraresistenza, per far sì che non si plasticizzino, e pertanto risultino rimanere in campo elastico anche agli Stati Limite Ultimi.

Risulta importante evidenziare però come un edificio realizzato mediante pannelli X-Lam risulti presentare numerose unioni, tutte sollecitate in maniera diversa, pertanto, generalmente, nella usuale progettazione, molte unioni, anche se progettate come elementi dissipativi, in realtà risulteranno essere sovradimensionate, e mai sollecitate al massimo della loro capacità (cioè non risulteranno plasticizzarsi mai), mostrando quindi una certa rigidezza a taglio elastica “ $k_{ser}$ ” anche allo Stato Limite Ultimo sismico (SLV o SLC). Ne risulta conseguire che sia possibile, nella modellazione strutturale, effettuare una semplificazione ragionevole utilizzando, per tutte le unioni metalliche presenti nell’edificio, la relativa rigidezza a taglio elastica “ $k_{ser}$ ”, ottenendo conseguentemente un modello leggermente più rigido, e pertanto che risulti sottostimare il periodo proprio di vibrazione della struttura stessa, ma che, allo stesso tempo, risulti essere a favore di sicurezza nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita, dato che, grazie a tal modo di procedere, risultino ottenersi dei valori maggiori delle ordinate dello spettro di risposta di progetto,. Inoltre la modellazione delle unioni attraverso la rigidezza a taglio elastica “ $k_{ser}$ ” risulta essere comunque corretta per il calcolo degli spostamenti della struttura allo Stato Limite di Danno.



**Figura 3.114 Esempio di una parete multipiano realizzata mediante tre pannelli X-Lam [3].**

Per determinare, adesso, il modulo elastico tangenziale equivalente “ $G_{eq}$ ”, del materiale fittizio modellante la deformabilità a taglio del pannello X-Lam insieme alla deformabilità a taglio delle unioni metalliche, risulta necessario dover considerare tutte le rigidezze a taglio che risultino concorrere nel definire la rigidezza a taglio di interpiano, ossia:

- Rigidezze a taglio degli elementi metallici di unione;
- Rigidezza a taglio del pannello X-Lam.

Determinate, dunque, tutte le rigidezze a taglio dei sistemi di connessione, attraverso le relazioni per il calcolo del modulo di scorrimento “ $k_{ser}$ ” presenti in Normativa, risulta possibile determinare lo

spostamento orizzontale della parete, realizzata mediante più pannelli X-Lam, dovuto alle sole unioni metalliche, applicando il principio dei lavori virtuali, ed ottenendo la seguente relazione:

$$\delta_c = \frac{F}{K_{UB}} + n_{UV} \cdot \frac{h}{L} \cdot \frac{H}{K_{UV}} + \frac{F}{K_{US}} = F \cdot \left( \frac{1}{K_{UB}} + \frac{n_{UV} \cdot h^2}{L^2 \cdot K_{UV}} + \frac{1}{K_{US}} \right)$$

Dove:

- $\delta_c$  = spostamento orizzontale della parete dovuto alle sole connessioni metalliche;
- $F$  = forza orizzontale applicata alla parete;
- $K_{UB}$  = rigidezza complessiva a taglio dell'unione di base, presente alla base della parete;
- $K_{US}$  = rigidezza complessiva a taglio dell'unione superiore, presente in testa alla parete;
- $K_{UV}$  = rigidezza complessiva a taglio della singola unione verticale, presente tra due pannelli X-Lam affiancati, costituita da due file in serie di chiodi;
- $n_{UV}$  = numero complessivo delle unioni verticali di piano presenti in ciascun piano della parete;
- $h$  = altezza d'interpiano (cioè altezza della parete + spessore del solaio);
- $L$  = lunghezza della parete;
- $H = F \cdot h / L$ .

Invece lo spostamento orizzontale della parete, dovuto alla sola deformabilità a taglio del pannello X-Lam, risulta essere il seguente:

$$\delta_L = \frac{X \cdot F \cdot h}{G \cdot A} = 1,2 \cdot \frac{F \cdot h}{G \cdot b \cdot L}$$

Dove:

- $\delta_L$  = spostamento orizzontale della parete dovuto alla deformabilità a taglio del pannello X-Lam;
- $F$  = forza orizzontale applicata alla parete;
- $h$  = altezza d'interpiano;
- $L$  = lunghezza della parete;
- $b$  = spessore della parete;
- $G$  = modulo di elasticità tangenziale del pannello X-Lam.

Applicando, infine, il principio di sovrapposizione degli effetti, risulta possibile definire lo spostamento orizzontale complessivo della parete, come somma dei due contributi " $\delta_c$ " e " $\delta_L$ ":

$$\delta = \delta_c + \delta_L = F \cdot \left( \frac{1}{K_{UB}} + \frac{n_{UV} \cdot h^2}{L^2 \cdot K_{UV}} + \frac{1}{K_{US}} + 1,2 \cdot \frac{h}{G \cdot b \cdot L} \right)$$

A questo punto, il modulo di taglio equivalente “ $G_{eq}$ ” del materiale fittizio, comprendente la deformabilità a taglio sia del pannello X-Lam che delle unioni metalliche, risulta essere ottenuto, semplicemente, uguagliando lo spostamento orizzontale totale della parete “ $\delta$ ” con lo spostamento orizzontale, dovuto alla sua deformabilità a taglio, di un pannello costituito dal materiale fittizio, ed avente le stesse dimensioni della parete reale:

$$1,2 \cdot \frac{F \cdot h}{G_{eq} \cdot b \cdot L} = \delta = F \cdot \left( \frac{1}{K_{UB}} + \frac{n_{UV} \cdot h^2}{L^2 \cdot K_{UV}} + \frac{1}{K_{US}} + 1,2 \cdot \frac{h}{G \cdot b \cdot L} \right)$$

Da cui:

$$G_{eq} = \frac{\left( 1,2 \cdot \frac{h}{b \cdot L} \right)}{\left( \frac{1}{K_{UB}} + \frac{n_{UV} \cdot h^2}{L^2 \cdot K_{UV}} + \frac{1}{K_{US}} + 1,2 \cdot \frac{h}{G \cdot b \cdot L} \right)}$$

Tale valore di “ $G_{eq}$ ” dovrà essere poi incrementato del 10% per tener conto delle azioni istantanee, inoltre considerando correttamente la deformabilità a taglio delle unioni metalliche presenti nella parete, in relazione alla tipologia di connessioni metalliche presenti, il modulo di taglio equivalente “ $G_{eq}$ ” potrà anche ridursi di circa un ordine di grandezza rispetto al valore del modulo di taglio del pannello X-Lam, pertanto la deformabilità a taglio della parete, realizzata mediante più pannelli X-Lam, potrà aumentare anche di circa 10 volte rispetto alla deformabilità a taglio di una parete, realizzata mediante un unico pannello X-Lam, rigidamente connesso ai solai.

In definitiva, con tale tecnica risulta possibile modellare interi edifici, realizzati mediante pannelli X-Lam, semplicemente, tramite elementi bidimensionali, costituiti da un materiale fittizio, contenente intrinsecamente le proprietà di deformabilità a taglio sia del pannello X-Lam che delle connessioni metalliche.

In alternativa a tale approccio semplificato, risulta possibile conglobare, nel modulo di taglio equivalente “ $G_{eq}$ ” del materiale fittizio, la sola rigidità a taglio del pannello X-Lam e delle unioni verticali presenti nella parete, e modellare, a parte, la fascia del solaio d'interpiano tramite molle orizzontali, modellanti la deformabilità a taglio delle unioni metalliche presenti alla base ed alla testa del pannello X-Lam (la cui rigidità a taglio risulti dipendere dalle unioni metalliche orizzontali tra pannello X-Lam e solaio), e tramite molle verticali, modellanti la deformabilità a schiacciamento ortogonale alla fibratura del solaio stesso (la cui rigidità risulti dipendere dalla compressione ortogonale alla fibratura del solaio).

Il vantaggio di tale modo di procedere, più sofisticato rispetto al precedente, risulta essere quello di poter leggere facilmente le sollecitazioni alla base del pannello X-Lam, semplicemente, leggendo le reazioni delle molle orizzontali, in quanto, altrimenti, seguendo l'approccio precedente, le sollecitazioni alla base del pannello X-Lam risulterebbero essere determinate attraverso l'integrazione delle tensioni presenti negli elementi shell, alla base della parete.



**Figura 3.115** Esempio di una parete realizzata mediante quattro pannelli X-Lam modellata con l'approccio descritto sopra [3].

Infine, per entrambi gli approcci, i moduli elastici di Young del pannello X-Lam risultano essere calcolati attraverso la procedura esposta nel paragrafo precedente.

L'attuale campo di ricerca, riguardante lo studio del comportamento degli edifici realizzati mediante pannelli X-Lam, risulta fondarsi su modelli numerici, e prove sperimentali, finalizzate da un lato alla definizione di validi modelli strutturali da poter utilizzare nel calcolo strutturale, e dall'altro alla messa a punto di criteri di progettazione sismica per gli stessi edifici. In particolare, la modellazione numerica proposta finora, in letteratura scientifica, risulta presentarsi ancora abbastanza complessa, dato che per la modellazione del comportamento dei pannelli X-Lam risulta affidarsi ad elementi bidimensionali elastici, di tipo shell, connessi tra di loro mediante sistemi di connessione metallici modellati attraverso vincoli di tipo molla, o asta a comportamento non lineare, che non risultano essere affatto pratici, ai fini di un approccio professionale alla progettazione, ma che comunque risultano costituire la base per la definizione di eventuali modelli numerici semplificati. Inoltre, tanti lavori di ricercatori, risultano dimostrare come l'attuale ricerca, in tale campo, risulti muoversi sulla definizione del fattore di comportamento "q" da utilizzare, per tali sistemi a pannelli X-Lam, nelle analisi dinamiche lineari e non lineari, ed alla messa a punto di regole generali di progettazione, rispondenti al principio della "progettazione in capacità", per colmare le lacune presenti in ambito Normativo.

## 4 - Analisi del caso studio modellato

### 4.1 - Descrizione e concezione dell'organismo strutturale

La modellazione del caso studio, oggetto della seguente Tesi di Laurea, riguarda le strutture in elevazione di legno di una palazzina residenziale di nuova edificazione a tre piani, realizzata dal mio relatore Prof. Ing. Marco Pio Lauriola, nel Comune di Riva del Garda, in provincia di Trento. La struttura è stata realizzata come intervento di nuova edificazione, ed il progetto è stato effettuato sulla base della destinazione d'uso, delle caratteristiche geometriche del sito e delle azioni di progetto, nel rispetto della normativa vigente all'epoca della progettazione, in particolare rispettando le prescrizioni delle NTC08.

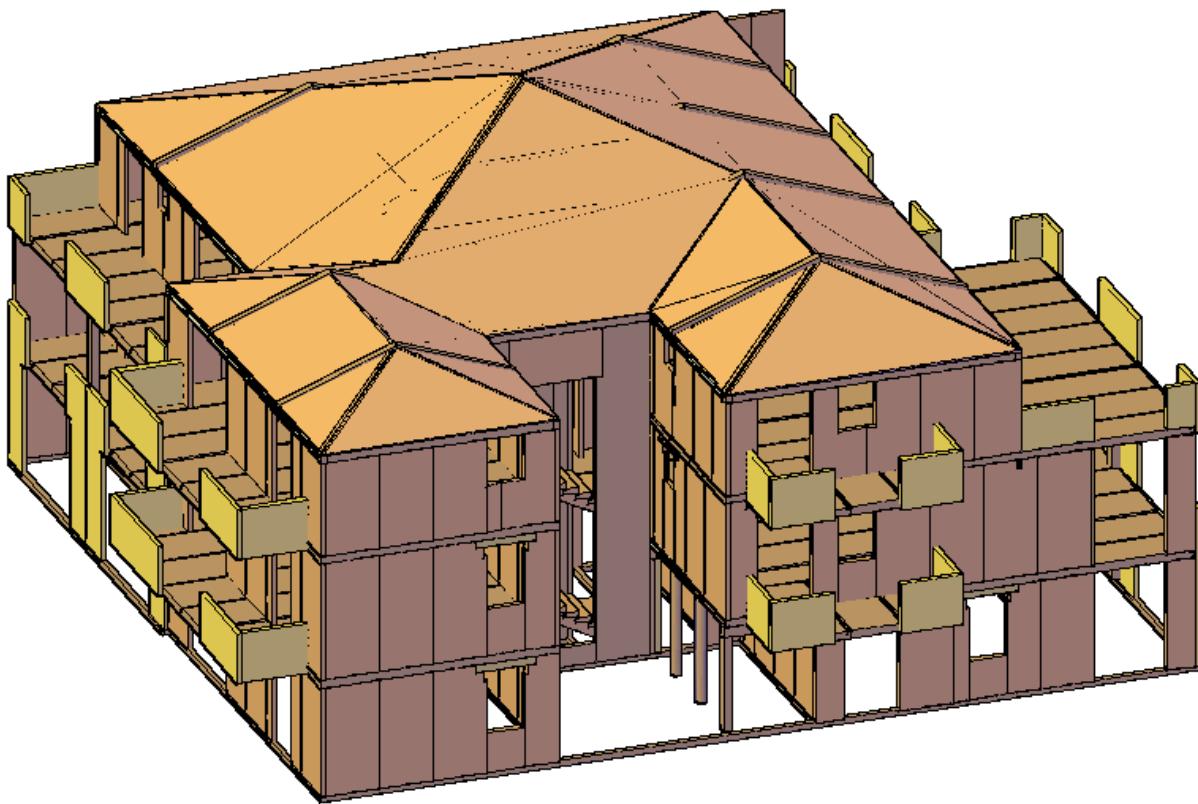


Figura 4.1 Disegno 3D della palazzina oggetto di studio realizzato mediante Autodesk AutoCAD.

L'edificio residenziale risulta essere composto, complessivamente, da tre piani, in cui al piano terreno risultano essere presenti due unità abitative di circa 125 mq ciascuna, il piano primo, accessibile dal piano terreno attraverso il blocco scala centrale, risulta essere adibito ad altrettante due unità abitative di dimensioni circa uguali a quelle del piano terreno, ed infine il piano secondo, accessibile dallo stesso blocco scala centrale, risulta essere destinato ad altrettante unità abitative di pari dimensioni a quelle sottostanti, sormontate da una copertura a padiglioni, con falde inclinate di circa 20°.

Le unità abitative del primo e del secondo piano risultano poi essere completate con delle terrazze, di varia metratura, esposte su tutte le facce dell'edificio.

L'altezza di colmo dell'edificio risulta essere pari a circa 11.40 m e le sue dimensioni in pianta risultano essere, al lordo dei muri perimetrali e delle terrazze, di circa 18.20 m sul lato corto (fronte Est ed Ovest), e di circa 19.75 m sul lato lungo (fronte Nord e Sud); ne consegue che, nel complesso, la conformazione planimetrica dell'edificio risulti essere piuttosto regolare ed inscrivibile a tutti i piani in un rettangolo, a parte alcune rientranze e sporgenze, come risulta possibile notare dalle seguenti piante planimetriche e prospetti:

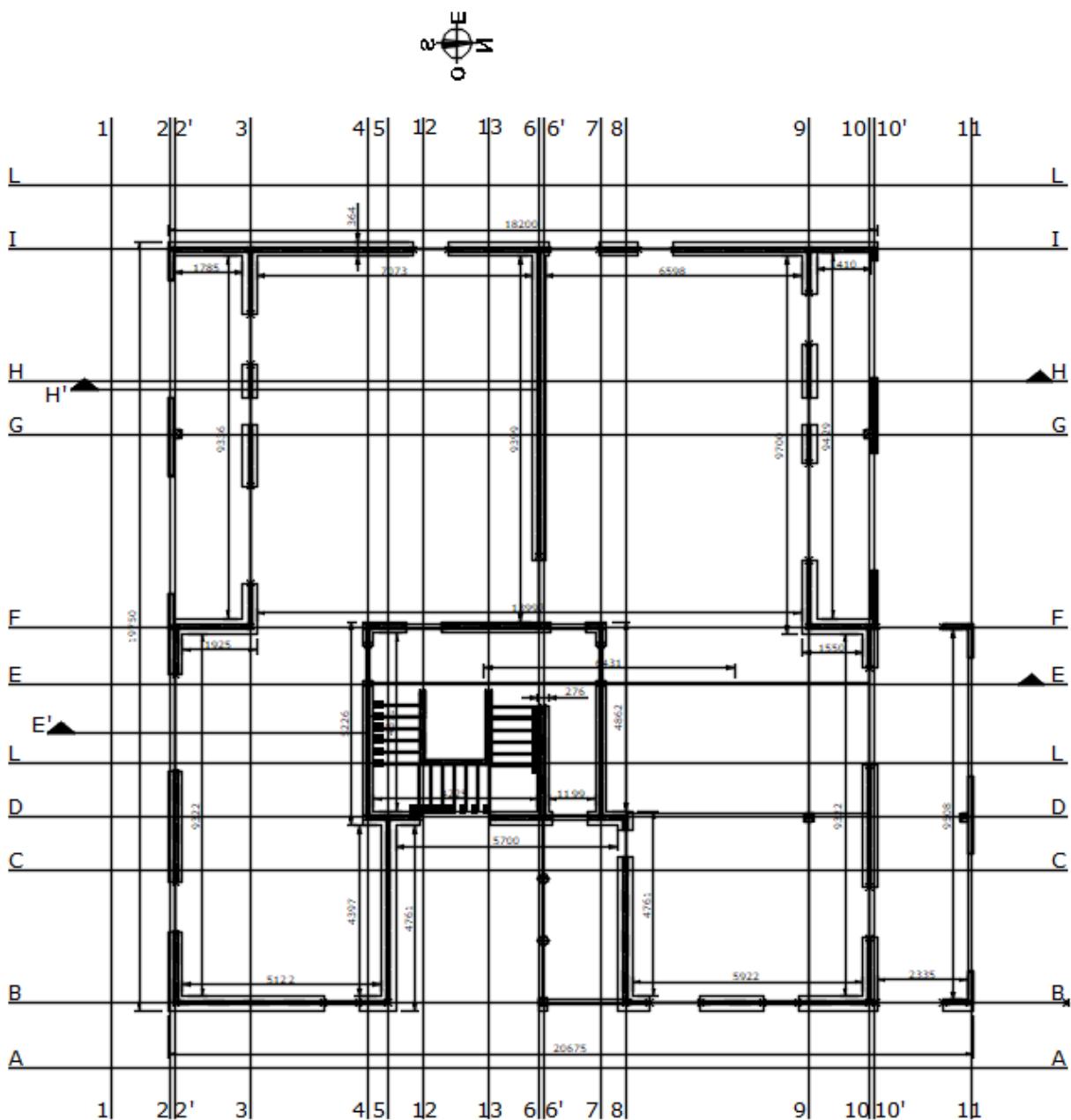
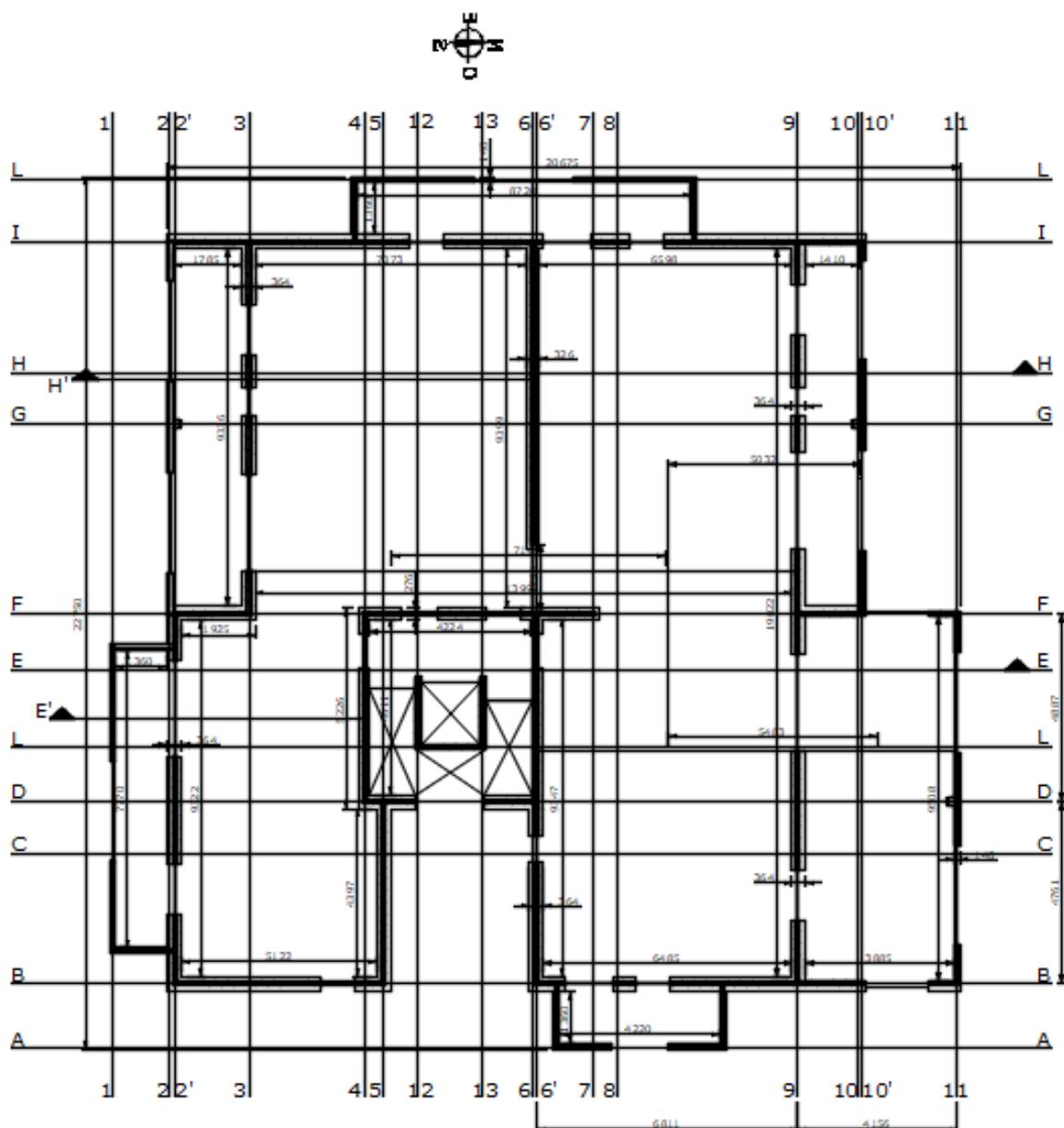
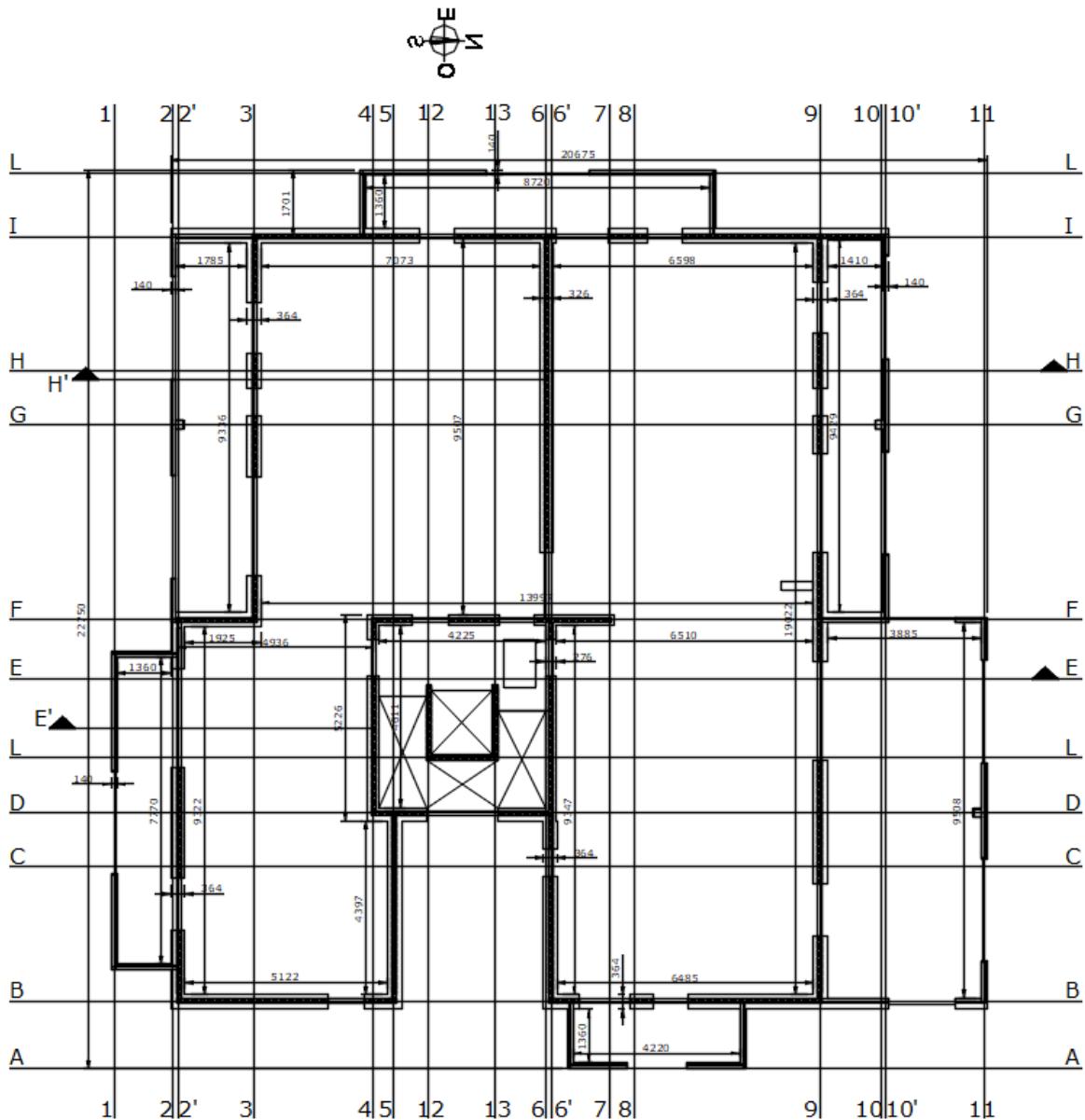


Figura 4.2 Pianta delle pareti del piano terra-pianta dei fili fissi.



*Figura 4.3 Pianta delle pareti del piano primo.*



*Figura 4.4 Pianta delle pareti del piano secondo.*



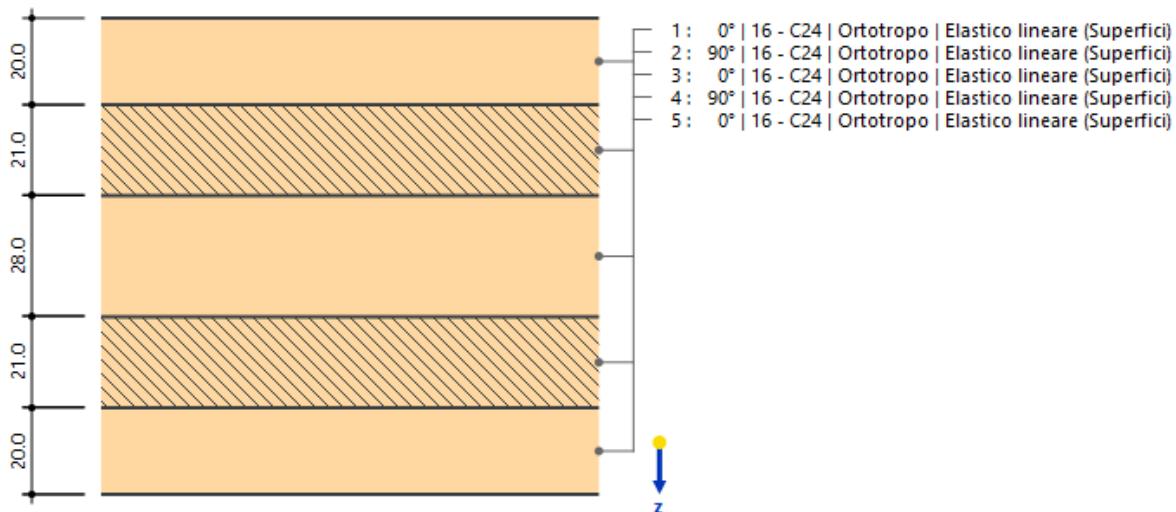
**Figura 4.5** Prospetto Ovest dell'edificio residenziale.



**Figura 4.6** Prospetto Nord dell'edificio residenziale.

La struttura in elevazione risulta essere costituita da pareti portanti realizzate attraverso pannelli di legno a strati incrociati (X-Lam), di spessore complessivo pari a 110 mm (20+21+28+21+20), costituiti da 5 strati di tavole di legno massiccio di classe C24, le quali risultano poggiare su un cordolo di larice di sezione 110x120 mm, il quale a sua volta risulta essere vincolato alle strutture portanti del piano interrato, realizzate in cemento armato, aventi la funzione di fondazione per la struttura in elevazione di legno, la cui modellazione non è stata oggetto della presente analisi.

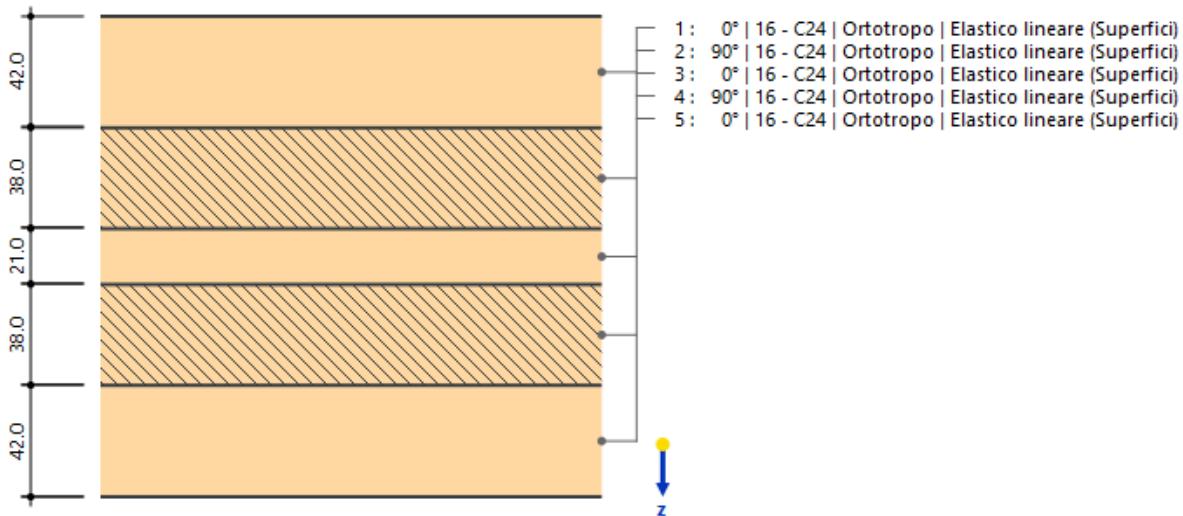
9 - Pareti X-Lam BBS\_110



**Figura 4.7 Stratigrafia delle pareti in pannelli X-Lam presenti nell'edificio residenziale.**

I solai del primo e del secondo piano risultano essere ancora realizzati mediante pannelli di legno massiccio a strati incrociati (X-Lam), però di spessore complessivo pari a 181 mm (42+38+21+38+42), costituiti da 5 strati di tavole di legno massiccio di classe C24.

10 - Solai X-Lam BBS\_181

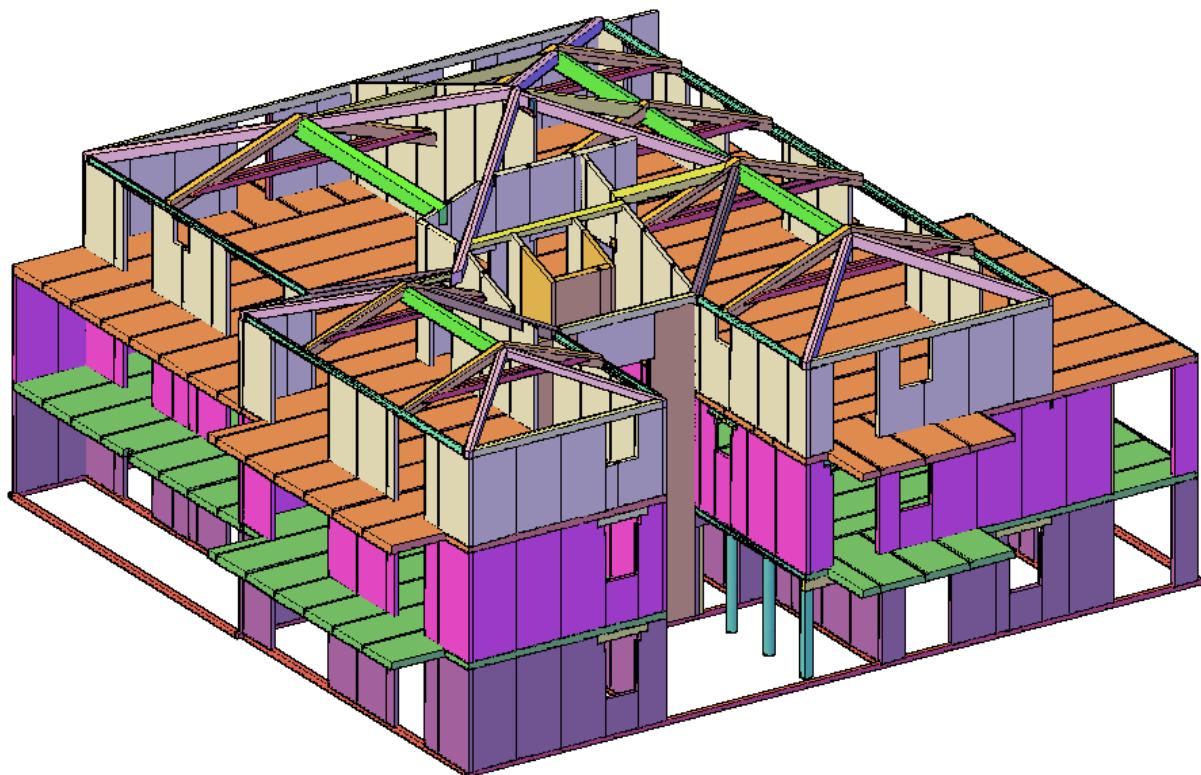


**Figura 4.8 Stratigrafia dei solai in pannelli X-Lam presenti nell'edificio residenziale.**

Al piano terreno, in corrispondenza del loggiato d'ingresso, risultano essere presenti tre pilastri in legno lamellare incollato di classe GL24c, di cui due aventi sezione quadrata 200x200 mm, e l'altro di sezione circolare di diametro 170 mm, dopodiché entrando nell'unità abitativa posta a Sud-Ovest risulta presentarsi un altro pilastro di sezione quadrata 200x200 mm, sempre in legno lamellare incollato di classe GL24c, ed infine altri due pilastri della stessa specie e dimensione di quest'ultimo si ritrovano a sostegno delle terrazze delle unità abitative del primo e del secondo piano, sempre poste a Sud-Ovest.

La struttura prevede anche travi in acciaio di classe S275, aventi profili IPE 180, HEA 120, UPN 180 ed angolari ad L 150x100x14, aventi per la maggior parte la funzione di architrave, e solamente gli ultimi la funzione di “alloggiamento” per le travi in legno della copertura, ed anche di “concatenamento” delle pareti dell’ultimo piano dell’edificio alla copertura, garantendo un comportamento scatolare alla struttura stessa (diaframma rigido di copertura). Oltre ai profili in acciaio aventi funzione di architrave, risultano essere presenti anche architravi realizzati in pannelli X-Lam di varie dimensioni, in relazione alle aperture presenti nelle pareti, la cui schematizzazione verrà discussa in seguito.

Risulta completare la struttura la copertura a padiglioni, con falde simmetriche inclinate di 20°, la quale risulta essere composta da travi di colmo in legno lamellare incollato di classe GL24c e GL24h, di varie sezioni (144x360 mm, 144x396 mm e 144x320), da capriate, costituite da puntoni e coppia di catene, sempre in legno lamellare incollato di classe GL24c, di dimensioni 190x280 mm (i puntoni) e 80x160 mm (la coppia di catene), ed infine da travetti in legno lamellare incollato GL24c, di sezione 100x160 mm.



*Figura 4.9 Elementi strutturali costituenti l’edificio residenziale oggetto di studio, disegnati con Autodesk AutoCAD.*

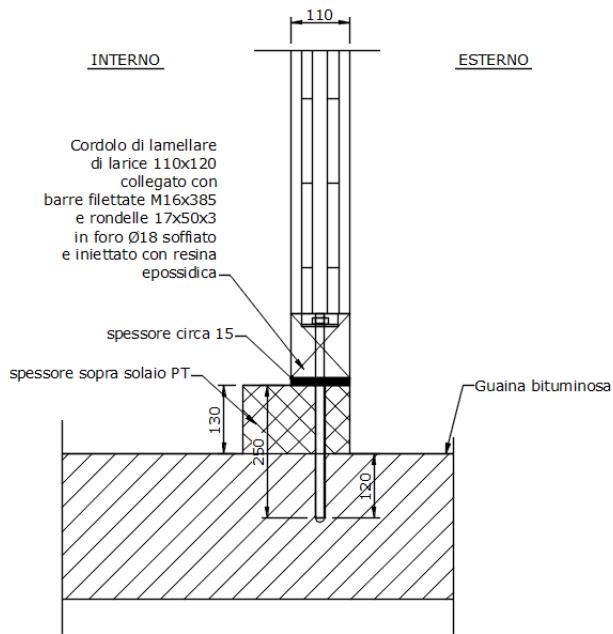
Come già ampiamente illustrato nel capitolo precedente, tale sistema risulta trarre origine dal pannello di legno massiccio a strati incrociati (X-Lam), ideato e sviluppato per la prima volta in Germania nella prima metà degli anni Novanta, e che risulta aver raggiunto, negli ultimi 15-20 anni un rapido e crescente sviluppo in tutta Europa, fino a diventare, allo stato attuale, probabilmente il sistema più utilizzato nella realizzazione di edifici a struttura di legno.

Il pannello a strati incrociati (X-Lam) risulta essere un prodotto formato dalla sovrapposizione di strati di tavole di legno massiccio, generalmente di abete di classe C24, di spessore variabile dai 15 ai 40 mm, che risultano essere giuntate in lunghezza, assemblate in strati, in numero dispari (3,5,7 strati), disposti ortogonalmente fra loro, ed infine incollati a freddo con colle poliuretaniche (senza rilascio di formaldeide) o con colle a base di melammina-urea-formaldeide (a basso rilascio di formaldeide). I pannelli così composti, aventi spessori variabili dai 70 ai circa 400 mm, risultano essere degli elementi costruttivi molto rigidi e resistenti, che pertanto possono essere utilizzati come elementi di parete e di solaio.

Un edificio realizzato mediante pannelli X-Lam risulta essere pertanto, concettualmente, una struttura scatolare in cui le pareti ed i solai risultano essere formati da diaframmi, costituiti da pannelli di legno massiccio, molto rigidi e resistenti, collegati fra di loro mediante collegamenti meccanici. Inoltre, dal punto di vista cantieristico, risulta essere un sistema molto veloce da realizzare, in quanto i pannelli X-Lam per le pareti ed i solai risultano essere prefabbricati in stabilimento, mediante taglio computerizzato con macchine a controllo numerico, arrivando in cantiere già pronti per il montaggio, in quanto già dotati di aperture per porte e finestre.

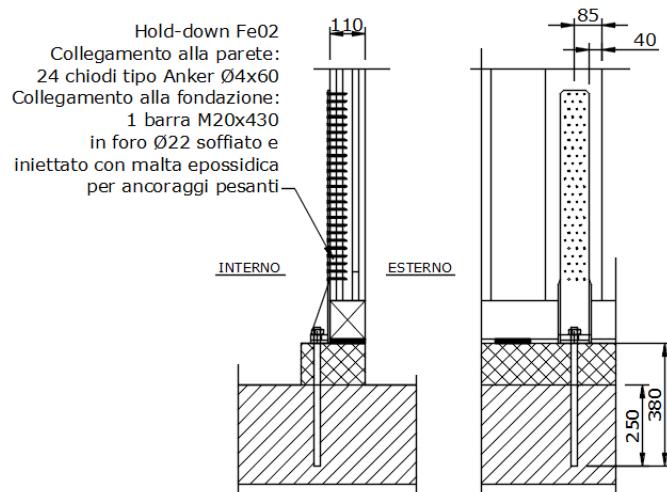
## **4.2 - Processo costruttivo dell'edificio residenziale**

Il processo costruttivo di tale edificio residenziale parte dal montaggio delle pareti X-Lam sopra il piano di fondazione, con l'accortezza di posizionare, sopra le strutture di fondazione, uno strato di guaina bituminosa, che deve necessariamente risvoltare sulla struttura di fondazione (e non sulla parete in legno) per evitare di creare delle trappole di umidità per le pareti X-Lam stesse. Inoltre viene posizionato, oltre alla guaina bituminosa, un ulteriore strato di gomma, utilizzato in tutte le zone di contatto fra le pareti ortogonali e fra pareti e solaio, avente la funzione di impedire il passaggio dell'aria attraverso le zone di contatto, ed avente anche la funzione di smorzatore acustico.



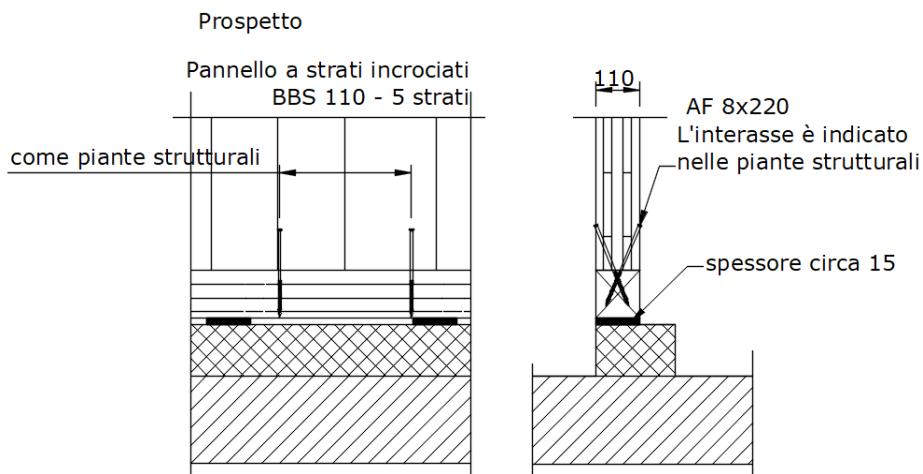
**Figura 4.10 Particolare dell'ancoraggio del cordolo di larice, di base della parete X-Lam, al cordolo in calcestruzzo armato di fondazione.**

Sopra la guaina bituminosa vengono pertanto posizionate le pareti X-Lam, e vengono collegate ai cordoli di fondazione mediante delle piastre metalliche angolari allungate di presidio al sollevamento delle pareti stesse, dette “hold-down”, le quali vengono posizioante in corrispondenza dei limiti estremi delle pareti X-Lam, ed in prossimità delle aperture, collegate alle pareti di legno mediante chiodi a rilievi tronco-conici, ed alle fondazioni in calcestruzzo armato attraverso delle barre filettate in acciaio, inserite in fori sigillati con malta epossidica.



**Figura 4.11 Particolare dell'ancoraggio della parete X-Lam del piano terra al cordolo in calcestruzzo armato di fondazione.**

La funzione di presidio allo scorrimento orizzontale delle pareti X-Lam viene svolta, invece, da un duplice collegamento realizzato mediante il posizionamento di un cordolo di legno massiccio di larice, collegato al cordolo di fondazione in calcestruzzo armato, mediante barre filettate, inserite in appositi fori sigillati attraverso una resina epossidica, sopra il quale vengono posizionate le pareti X-Lam, che verranno successivamente collegate al cordolo di larice mediante viti auto-foranti, inserite in posizione inclinata, sui due lati della parete X-Lam stessa.



**Figura 4.12 Particolare dell'ancoraggio della parete X-Lam del piano terra al cordolo in larice di base.**

Una volta realizzato il primo solaio dell'edificio, il processo costruttivo risulta ripetersi, ovvero il primo solaio risulta fare da piattaforma per la realizzazione dei piani successivi, però le modalità di collegamento risultano essere differenti rispetto al piano terra, in quanto come presidio al sollevamento delle pareti X-Lam soprastanti vengono utilizzate delle bande metalliche forate, collegate sul lato esterno delle pareti X-Lam perimetrali, mediante chiodi, sia alle pareti del piano inferiore che a quelle del piano superiore, mentre per le pareti X-Lam interne vengono utilizzati degli hold-down, dello stesso tipo di quelli utilizzati per il collegamento delle pareti X-Lam del piano terra con la fondazione, posti sopra e sotto il solaio, e collegati alle pareti X-Lam attraverso chiodi a rilievi tronco-conici e fra loro mediante un bullone.

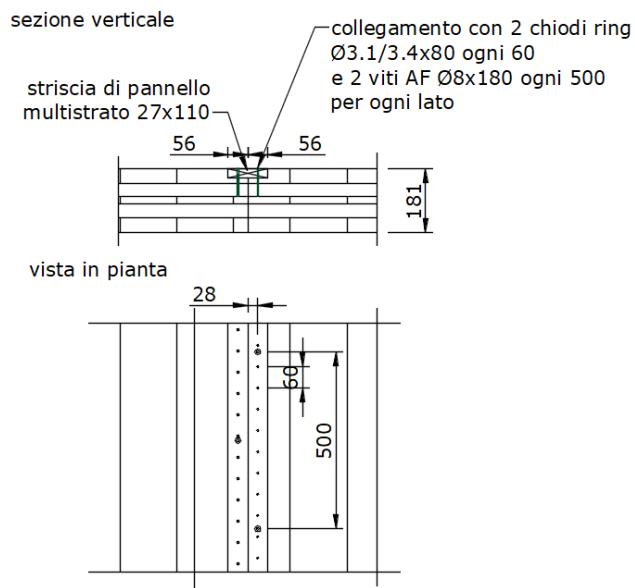


Figura 4.13 Particolare dell'unione chiodata orizzontale tra due pannelli X-Lam costituenti il solaio.

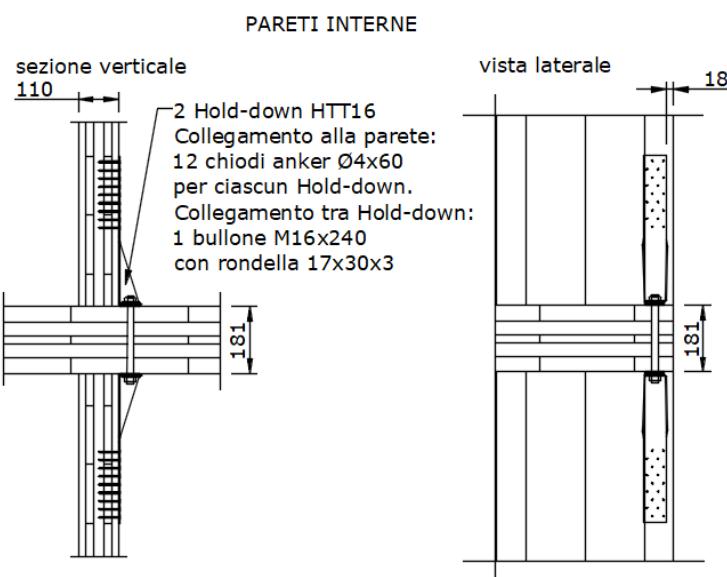
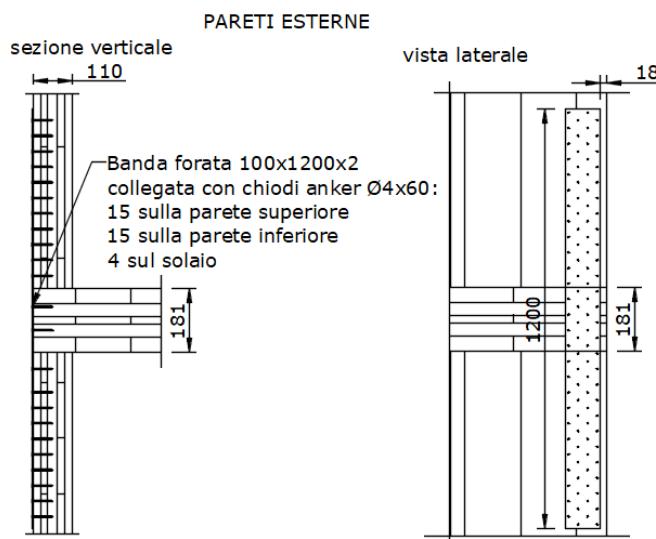
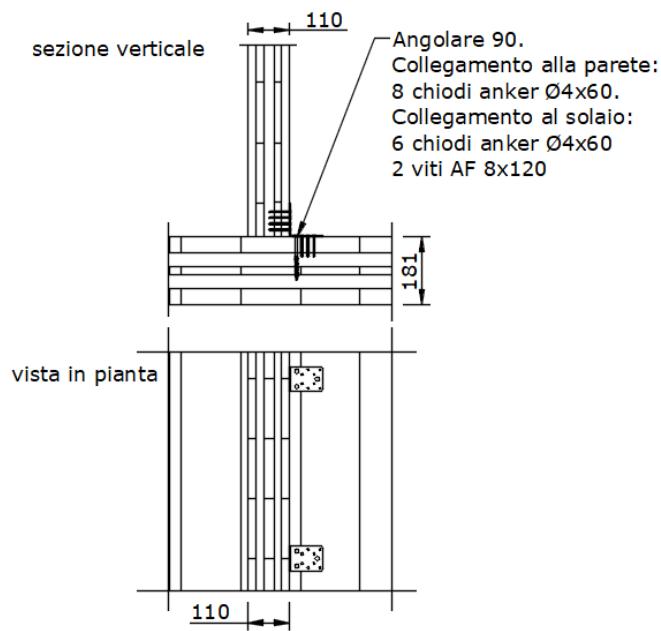


Figura 4.14 Particolare del presidio al sollevamento delle pareti X-Lam interne dei piani superiori.



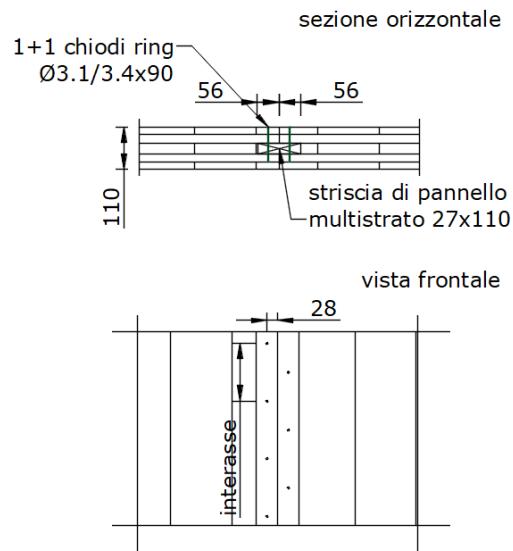
**Figura 4.15** Particolare del presidio al sollevamento delle pareti X-Lam esterne dei piani superiori.

Infine il presidio allo scorrimento orizzontale risulta essere svolto da angolari metallici collegati alle pareti X-Lam attraverso chiodi a rilievo tronco-conico, ed al solaio sempre mediante chiodi a rilievo tronco-conico e viti auto-foranti.



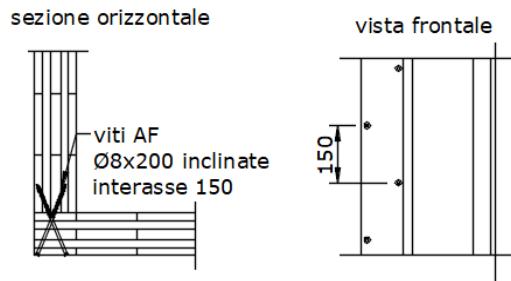
**Figura 4.16** Particolare presidio allo scorrimento orizzontale delle pareti X-Lam interne dei piani superiori.

Sia per esigenze di trasporto che strutturali, soprattutto per migliorare il livello di duttilità e di dissipazione di energia dell'intero organismo strutturale nei confronti delle azioni sismiche, le pareti risultano essere composte da più pannelli X-Lam, ciascuno di lunghezza massima di 1,25 m, collegati fra loro mediante giunti verticali, realizzati attraverso strisce di pannello multistrato a base di legno, inseriti in apposite fresature, realizzate sui bordi interni dei pannelli X-Lam, ed attraverso chiodi ad aderenza migliorata.



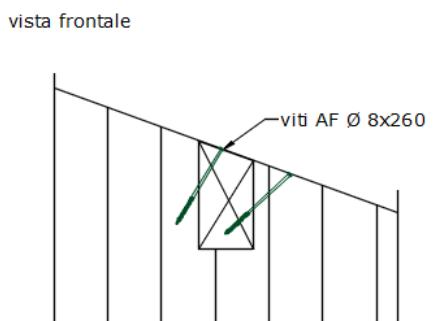
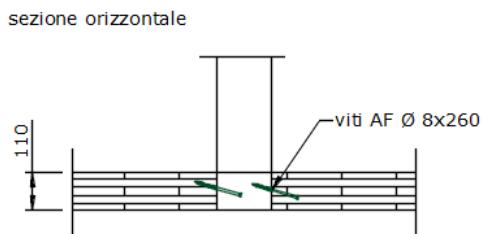
**Figura 4.17 Particolare giunto verticale fra pannelli X-Lam di parete.**

Il collegamento fra pareti ortogonali risulta essere effettuato attraverso viti auto-foranti, disposte ad interasse ravvicinato, per assicurare la realizzazione di un collegamento rigido, che consenta la realizzazione del comportamento scatolare alla struttura.

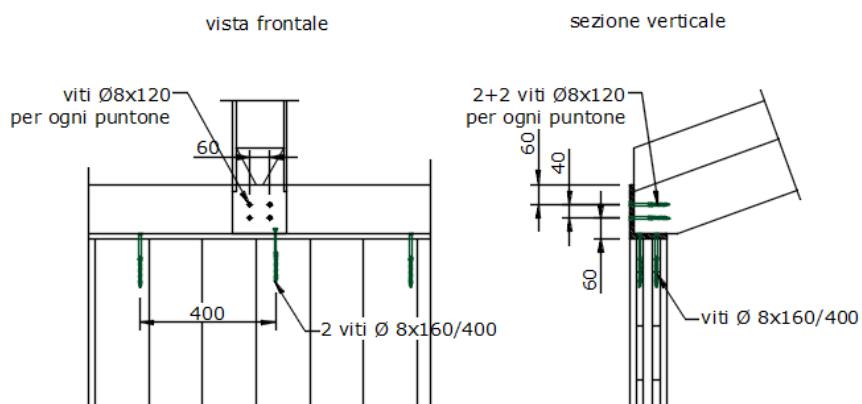


**Figura 4.18 Particolare collegamento verticale fra pareti ortogonali.**

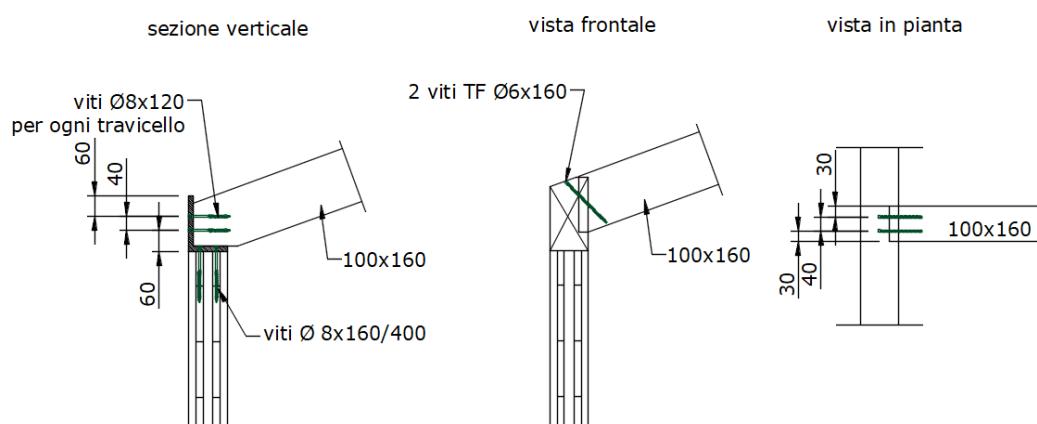
Una volta completato il montaggio delle pareti e dei solai, vengono successivamente posizionate le capriate e le travi di copertura, in legno lamellare incollato, collegate alle pareti sottostanti mediante l'utilizzo di viti auto-foranti.



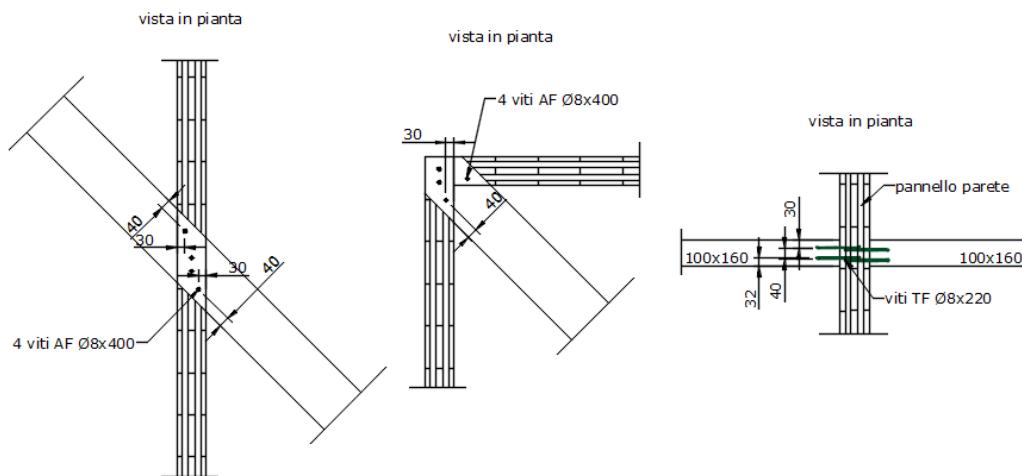
**Figura 4.19** Particolare collegamento delle travi di copertura con le pareti.



**Figura 4.20** Particolare collegamento dei puntoni delle capriate con le travi di bordo.



**Figura 4.21** Particolare collegamento dei travicelli con le travi di bordo.



**Figura 4.22 Particolare collegamento delle travi di copertura e dei travicelli con le pareti interne.**

### 4.3 - Caratteristiche dei materiali utilizzati

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali presenti nell'edificio residenziale, ed utilizzati nella modellazione dello stesso:

- **Legno lamellare incollato GL24c;** utilizzato per il cordolo di base, per gli architravi, pilastri, capriate e travetti di copertura.

Proprietà del materiale				
Descrizione	Simbolo	Valore		
<b>Proprietà base</b>				
Modulo di elasticità	E	11000.0	N/mm <sup>2</sup>	
Modulo di taglio	G	650.0	N/mm <sup>2</sup>	
Densità di massa	p	400.00	kg/m <sup>3</sup>	
Peso specifico	y	4.00	kN/m <sup>3</sup>	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	0.000005	1/°C	
<b>Resistenze</b>				
Resistenza caratteristica per flessione	f <sub>m,k</sub>	24.000	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza caratteristica per trazione	f <sub>t,0,k</sub>	17.000	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza caratteristica per trazione pe...	f <sub>t,90,k</sub>	0.500	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza caratteristica per compressio...	f <sub>c,0,k</sub>	21.500	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza caratteristica per compressio...	f <sub>c,90,k</sub>	2.500	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza caratteristica per taglio/torsi...	f <sub>v,k</sub>	3.500	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza a taglio per rotolamento	f <sub>r,k</sub>	1.200	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Moduli</b>				
Modulo di elasticità parallelo	E <sub>0,mean</sub>	11000.0	N/mm <sup>2</sup>	
Modulo di elasticità perpendicolare alla...	E <sub>90,mean</sub>	300.0	N/mm <sup>2</sup>	
Modulo di taglio	G <sub>mean</sub>	650.0	N/mm <sup>2</sup>	
Modulo di elasticità parallelo	E <sub>0,05</sub>	9100.0	N/mm <sup>2</sup>	
Modulo di elasticità perpendicolare	E <sub>90,05</sub>	250.0	N/mm <sup>2</sup>	
Modulo di taglio	G <sub>05</sub>	540.0	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Densità</b>				
Densità caratteristica	p <sub>k</sub>	365.00	kg/m <sup>3</sup>	
Densità media	p <sub>m</sub>	400.00	kg/m <sup>3</sup>	
<b>Ulteriori informazioni</b>				
Categoria del coefficiente		Legno lamellare incollato		

- **Legno lamellare incollato GL24h**; utilizzato per le travi di copertura di colmo, di dislupi e compluvi.

Proprietà del materiale			
Descrizione	Simbolo	Valore	
Proprietà base			
Modulo di elasticità	E	11500.0	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di taglio	G	650.0	N/mm <sup>2</sup>
Densità di massa	p	420.00	kg/m <sup>3</sup>
Peso specifico	y	4.20	kN/m <sup>3</sup>
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	0.000005	1/°C
Resistenze			
Resistenza caratteristica per flessione	f <sub>m,k</sub>	24.000	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica per trazione	f <sub>t,0,k</sub>	19.200	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica per trazione p...	f <sub>t,90,k</sub>	0.500	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica per compressio...	f <sub>c,0,k</sub>	24.000	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica per compressio...	f <sub>c,90,k</sub>	2.500	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica per taglio/torsi...	f <sub>v,k</sub>	3.500	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a taglio per rotolamento	f <sub>R,k</sub>	1.200	N/mm <sup>2</sup>
Moduli			
Modulo di elasticità parallelo	E <sub>0,mean</sub>	11500.0	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità perpendicolare alla...	E <sub>90,mean</sub>	300.0	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di taglio	G <sub>mean</sub>	650.0	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità parallelo	E <sub>0,05</sub>	9600.0	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità perpendicolare	E <sub>90,05</sub>	250.0	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di taglio	G <sub>05</sub>	540.0	N/mm <sup>2</sup>
Densità			
Densità caratteristica	p <sub>k</sub>	385.00	kg/m <sup>3</sup>
Densità media	p <sub>m</sub>	420.00	kg/m <sup>3</sup>
Ulteriori informazioni			
Categoria del coefficiente		Legno lamellare incollato	

- **Acciaio S275**; utilizzato per i profili IPE180, HEA 120, UPN 120 e angolari ad L 150x100.

Proprietà del materiale			
Descrizione	Simbolo	Valore	
Proprietà base			
Modulo di elasticità	E	210000.0	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di taglio	G	80769.2	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	v	0.300	--
Densità di massa	p	7850.00	kg/m <sup>3</sup>
Peso specifico	y	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	0.000012	1/°C
Resistenze			
Numero di intervalli di spessore	n	2	--
Intervallo di spessori nr. 1			
Spessore massimo	t <sub>max</sub>	40.0	mm
Tensione di snervamento	f <sub>y</sub>	275.000	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima	f <sub>u</sub>	430.000	N/mm <sup>2</sup>
Intervallo di spessori nr. 2			
Spessore massimo	t <sub>max</sub>	80.0	mm
Tensione di snervamento	f <sub>y</sub>	255.000	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima	f <sub>u</sub>	410.000	N/mm <sup>2</sup>
Proprietà della saldatura			
Coefficiente di correlazione	$\beta_w$	0.850	--

- **Legno massiccio di conifera C24**; utilizzato per comporre i pannelli di strati di tavole incrociati ed incollati (X-Lam).

Legno Massiccio   Properties			
Descrizione	Simbolo	Valore	
<b>Proprietà base</b>			
Modulo di elasticità	E	11000.0	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di taglio	G	690.0	N/mm <sup>2</sup>
Densità di massa	p	420.00	kg/m <sup>3</sup>
Peso specifico	y	4.20	kN/m <sup>3</sup>
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	0.000005	1/°C
<b>Resistenze</b>			
Resistenza caratteristica per flessione	f <sub>m,k</sub>	24.000	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica per trazione	f <sub>t,0,k</sub>	14.500	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica per trazione pe...	f <sub>t,90,k</sub>	0.400	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica per compressio...	f <sub>c,0,k</sub>	21.000	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica per compressio...	f <sub>c,90,k</sub>	2.500	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica per taglio/torsi...	f <sub>v,k</sub>	4.000	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a taglio per rotolamento	f <sub>R,k</sub>	0.800	N/mm <sup>2</sup>
<b>Moduli</b>			
Modulo di elasticità parallelo	E <sub>0,mean</sub>	11000.0	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità perpendicolare alla...	E <sub>90,mean</sub>	370.0	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di taglio	G <sub>mean</sub>	690.0	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità parallelo	E <sub>0,05</sub>	7400.0	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità perpendicolare	E <sub>90,05</sub>	247.9	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di taglio	G <sub>05</sub>	464.2	N/mm <sup>2</sup>
<b>Densità</b>			
Densità caratteristica	p <sub>k</sub>	350.00	kg/m <sup>3</sup>
Densità media	p <sub>m</sub>	420.00	kg/m <sup>3</sup>
<b>Ulteriori informazioni</b>			
Categoria del coefficiente	Legno massiccio		



# **5 - Modellazione della palazzina residenziale oggetto di studio**

## **5.1 - Perché utilizzare il software Dlubal RFEM 6 per modellare le strutture in pannelli portanti X-Lam**

Fin dal 1987, DLUBAL SOFTWARE risulta essersi occupata dello sviluppo di programmi di analisi, strutturale e dinamica, potenti e facili da usare. Nel 1990, la società risulta essersi trasferita nella sua sede attuale a Tiefenbach, nella Baviera Orientale.

Il software risulta contraddistinguersi dalla sua semplicità di utilizzo, infatti risulta essere stato progettato in modo tale che anche utenti con competenze informatiche di base risultino essere in grado di gestire il software con successo, dopo poco tempo. Ne risulta essere la dimostrazione il fatto che ad oggi risultino essere più di 7.000 i clienti soddisfatti in tutto il mondo, tra cui studi di ingegneria, imprese edili e luoghi di istruzione in diversi settori universitari.



**Figura 5.1** RFEM 6 della DLubal Software GmbH [26].

R-FEM risulta essere un programma di analisi agli elementi finiti (FEM), utilizzato per il calcolo di pareti, gusci, solidi e di strutture intelaiate, in particolare R-FEM risulta essere il programma fondamentale del software di analisi della Dlubal, comprendente al suo interno altri moduli complementari di progettazione.

Con tale programma risulta possibile determinare le forze interne, gli spostamenti generalizzati e le reazioni vincolari di piastre generiche, e strutture a guscio, con o senza elementi solidi ed aste.

R-FEM consente di ottenere anche dei moduli aggiuntivi specifici, detti “add-on”, relativi a tutti i materiali più importanti utilizzati nell’ambito dell’ingegneria strutturale, come il modulo relativo all'acciaio, quello relativo al calcestruzzo armato, poi relativo al legno, all'alluminio ed al vetro, che risultano consentire di verificare i vari elementi strutturali, non solo utilizzando la Normativa italiana, ma anche seguendo altre Normative estere.

A differenza della versione precedente, chiamata R-FEM 5, in cui i vari moduli aggiuntivi risultavano essere separati dal programma principale, nell’attuale versione R-FEM 6 tali “add-on” risultano essere direttamente presenti nel programma, e quindi a seconda dei materiali che devono essere modellati, e delle verifiche che devono essere eseguite, basta spuntare l’”add-on” specifico ed in automatico nel programma risultano apparire tutti i comandi per fare ciò che risulta essere richiesto. In particolare, attivando l’”add-on”, chiamato “analisi dinamica”, risulta possibile effettuare l’analisi dinamica con spettro di risposta della struttura, consentendo dunque di determinare le frequenze proprie della struttura, i suoi modi di vibrare, ed anche gli spettri di progetto (conformemente alla Normativa selezionata), permettendo dunque di eseguire la progettazione sismica della struttura stessa. Inoltre attivando l’”add-on”, chiamato “verifica”, e spuntando il materiale d’interesse, risulta possibile effettuare le verifiche d’interesse secondo le varie Normative, ed infine attivando, nel caso di struttura in legno, l’”add-on” per soluzioni speciali, chiamato “superfici multistrato”, risulta possibile modellare gli elementi a struttura stratificata, come ad esempio i pannelli X-Lam, motivo per il quale tale software risulti particolarmente adatto per la modellazione di edifici aventi struttura portante in pannelli X-Lam, come il caso in esame, in quanto risulta consentire di eseguire l’analisi delle frecce, ed il calcolo tensionale, delle superfici lamellari (multistrato).

Come dimostrato da Marco Rossi, nella sua Tesi di Laurea Magistrale dal titolo “Tecniche di modellazione e programmi FEM per strutture X-LAM, progettazione sismica secondo il criterio No Damage Design” ([21]), il software R-FEM risulta essere particolarmente adatto per la modellazione, agli elementi finiti, delle strutture realizzate mediante pannelli X-Lam, infatti dopo aver confrontato i risultati ottenuti dai vari modelli realizzati, di pareti, costituite da pannelli X-Lam, monopiano, multipiano, fino ad intero edificio tridimensionale, modellati mediante R-FEM, tramite SAP2000 ed infine attraverso MODEST, Marco Rossi risulta aver dimostrato l’attendibilità e la maggior accuratezza dei risultati ottenuti, dai vari modelli realizzati, utilizzando R-FEM, rispetto ai risultati ottenuti dagli altri programmi di modellazione, ed inoltre risulta aver messo in evidenza la sua semplicità e rapidità di modellazione, rispetto agli altri software utilizzati, coerentemente con le affermazioni riportate proprio dalla casa produttrice stessa, ossia la DLUBAL SOFTWARE. Proprio per tali ragioni, unitamente alla possibilità di poter modellare nel dettaglio, con R-FEM, i materiali ortotropi, potendo modificarne addirittura la loro matrice di rigidezza, e potendo modellare facilmente le connessioni metalliche, presenti nella struttura, definendole direttamente sulle superfici dei pannelli X-Lam stessi, la modellazione della palazzina residenziale oggetto di studio risulta essersi effettuata tramite il suddetto programma di modellazione.

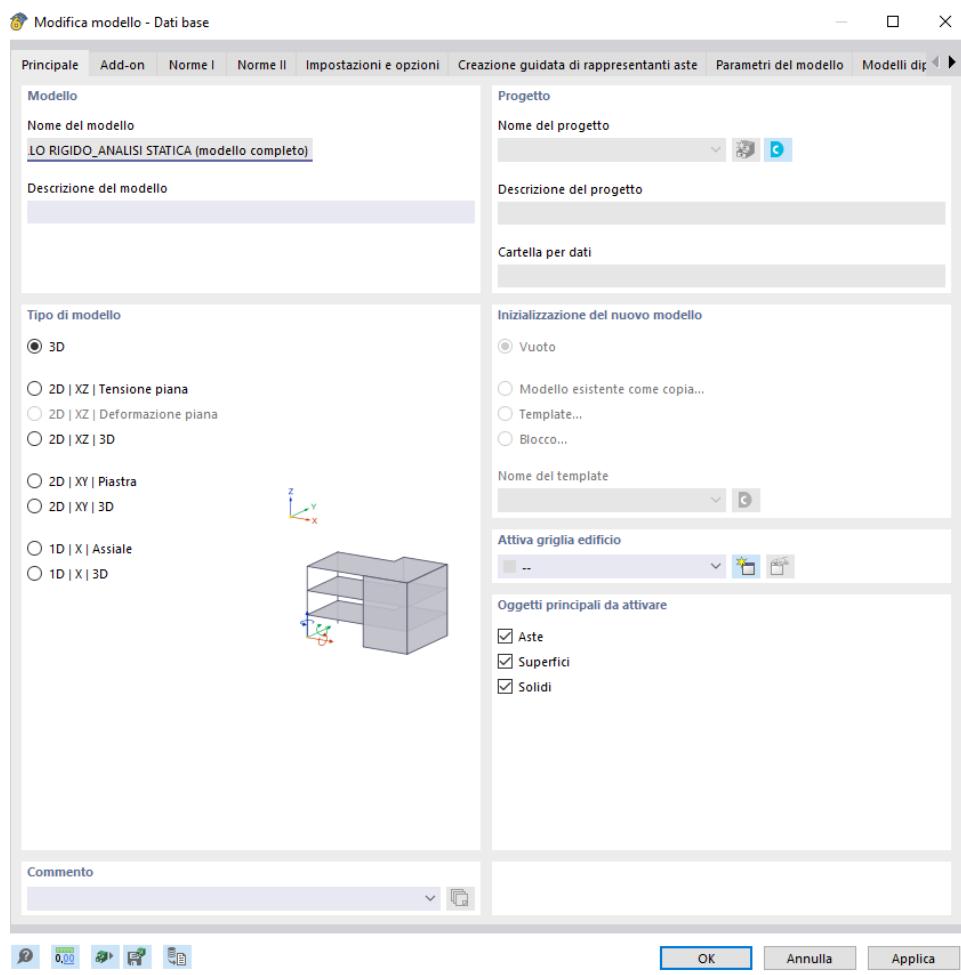
In particolare, la modellazione computazionale della palazzina residenziale multipiano, oggetto di studio, risulta essersi affrontata seguendo due metodologie diverse, che risultano essere le seguenti:

1. **METODO PIU' REALISTICO**, con il quale i pannelli X-Lam risultino essere modellati mediante le loro rigidezze effettive, e le giunzioni verticali ed orizzontali, tra i pannelli X-Lam costituenti le pareti ed i solai dell'edificio, risultino essere modellate inserendo, tra i pannelli X-Lam adiacenti e tra essi ed i solai, un vincolo interno con rilascio traslazionale (avente una certa rigidezza) e rotazionale, in quanto essendo i chiodi, e le viti, dei connettori metallici aventi rigidezza flessionale trascurabile, ed aventi una certa rigidezza a taglio (determinabile applicando le relazioni proposte dalla Normativa), allora la modellazione di essi doveva, necessariamente, passare attraverso un vincolo interno che consentisse la rotazione relativa tra i pannelli X-Lam, e ne impedisse la traslazione relativa, entro un certo valore limite (dato dal modulo di scorrimento " $k_{ser}$ ");
2. **METODO SEMPLIFICATO**, con il quale la parete, costituita da più pannelli X-Lam connessi tra di loro mediante giunzioni verticali e connessi al solaio mediante giunzioni orizzontali, risulti essere modellata definendo un materiale fittizio equivalente (apparente), avente un certo modulo di taglio equivalente " $G_{eq}$ ", in grado di approssimare la deformabilità a taglio del pannello X-Lam e delle connessioni verticali e orizzontali ivi presenti, ed avente anche dei moduli elastici equivalenti " $E_{eq,x}$ " e " $E_{eq,y}$ ", tali da rappresentare il comportamento ortotropo dei pannelli X-Lam, con lo scopo di simulare (approssimare) il reale comportamento della parete stessa.

## 5.2 - Modellazione della palazzina senza considerare l'effetto delle giunzioni meccaniche (modello "rigido")

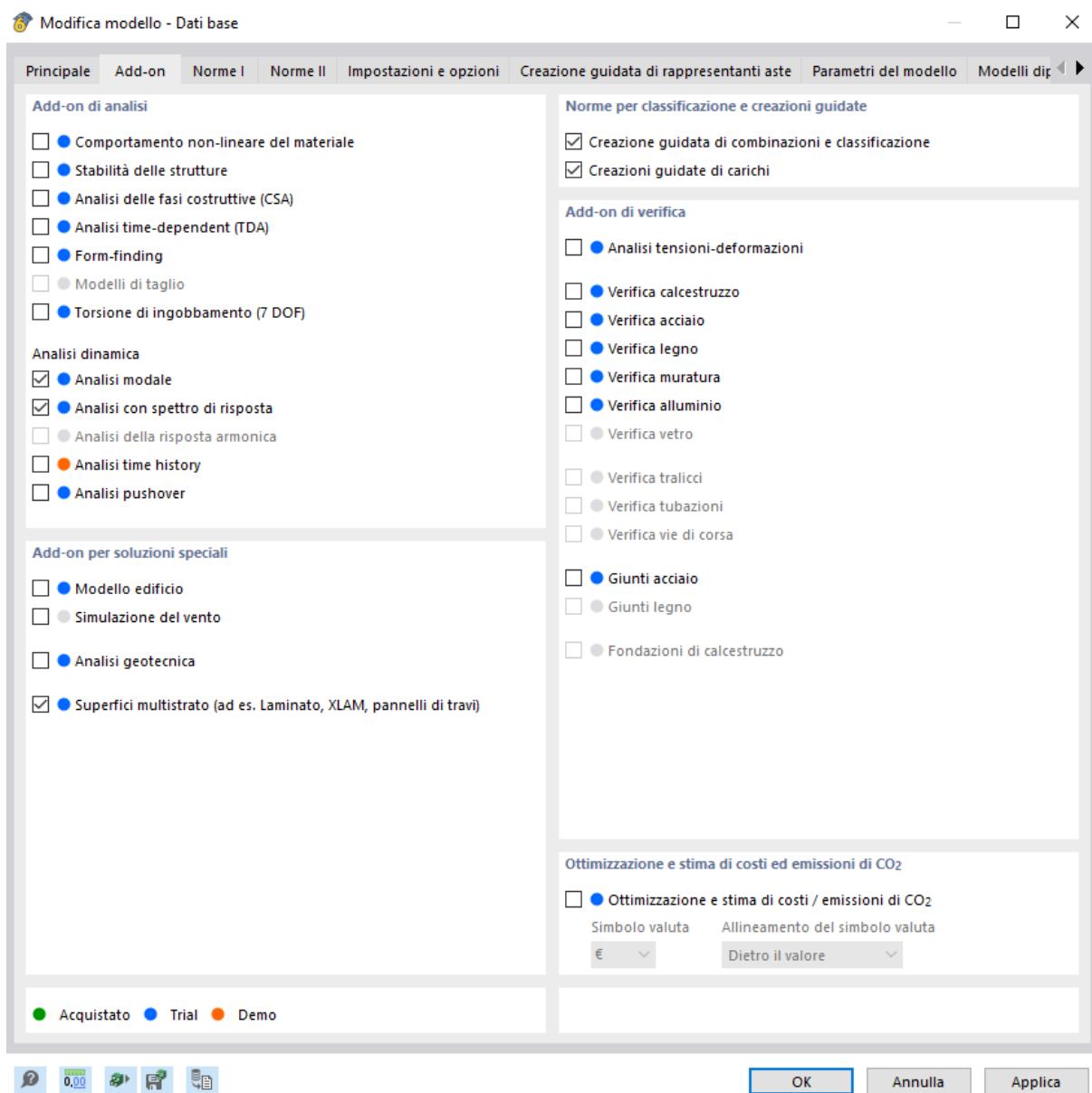
### 5.2.1 - Dati di input

La modellazione dell'edificio residenziale oggetto di studio, attraverso il software Dlubal R-FEM 6, risulta partire dalla definizione del “tipo di modello” che si vuole modellare, ed in particolare, nel caso in esame, risulta trattarsi di un “modello 3D”, pertanto viene spuntata tale casella:



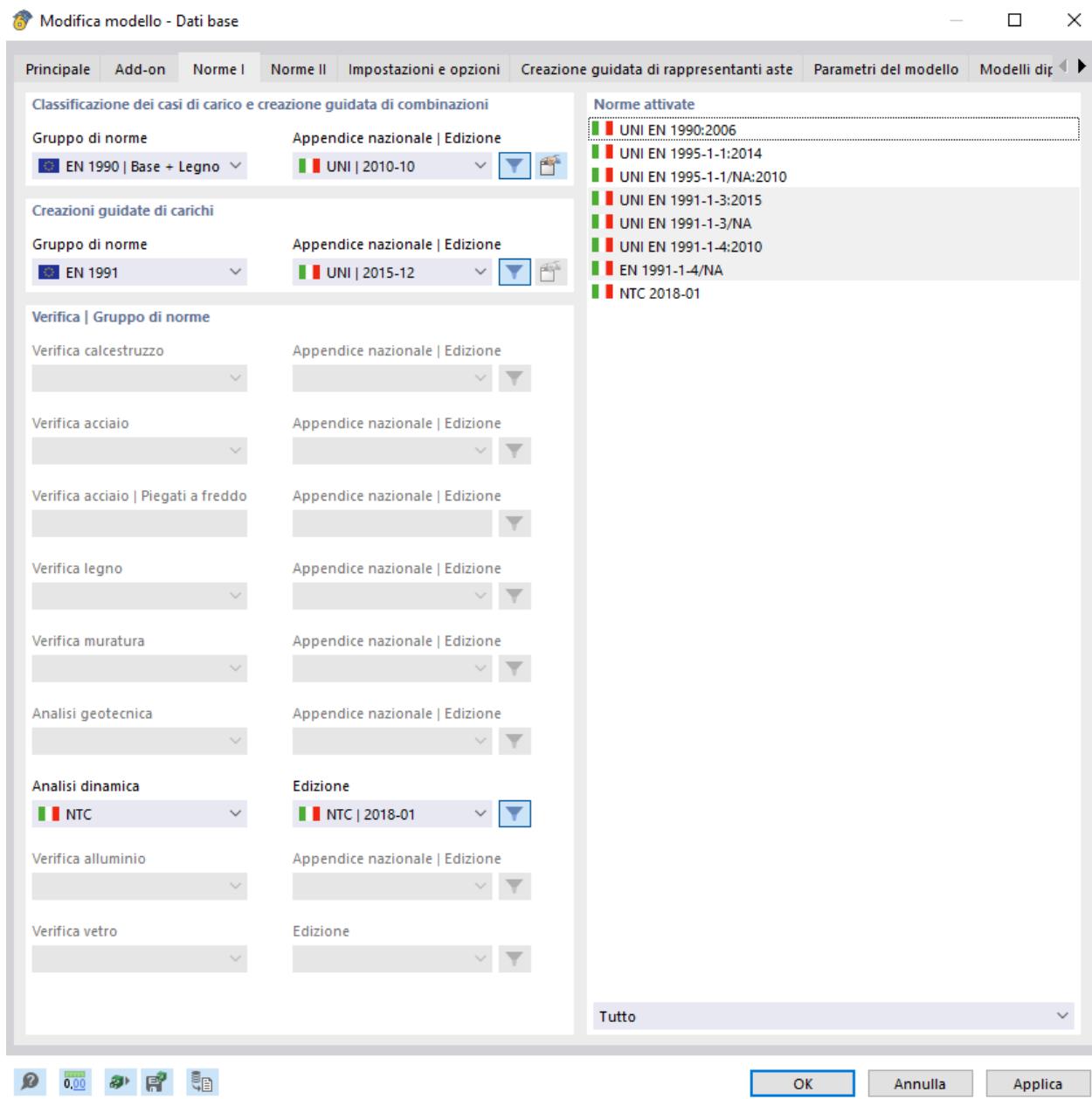
**Figura 5.2      Dati di base.**

Il passo successivo risulta essere quello di scegliere quale “add-on” attivare, in relazione al materiale con il quale risulta essere progettata la struttura da modellare, ed in funzione dell’analisi e delle verifiche che devono essere effettuate; nel caso in esame, trattandosi di una struttura realizzata mediante pannelli portanti X-Lam, ed essendo il tema della presente Tesi, l’analisi dinamica e sismica di tale struttura, vengono spuntate le seguenti caselle:



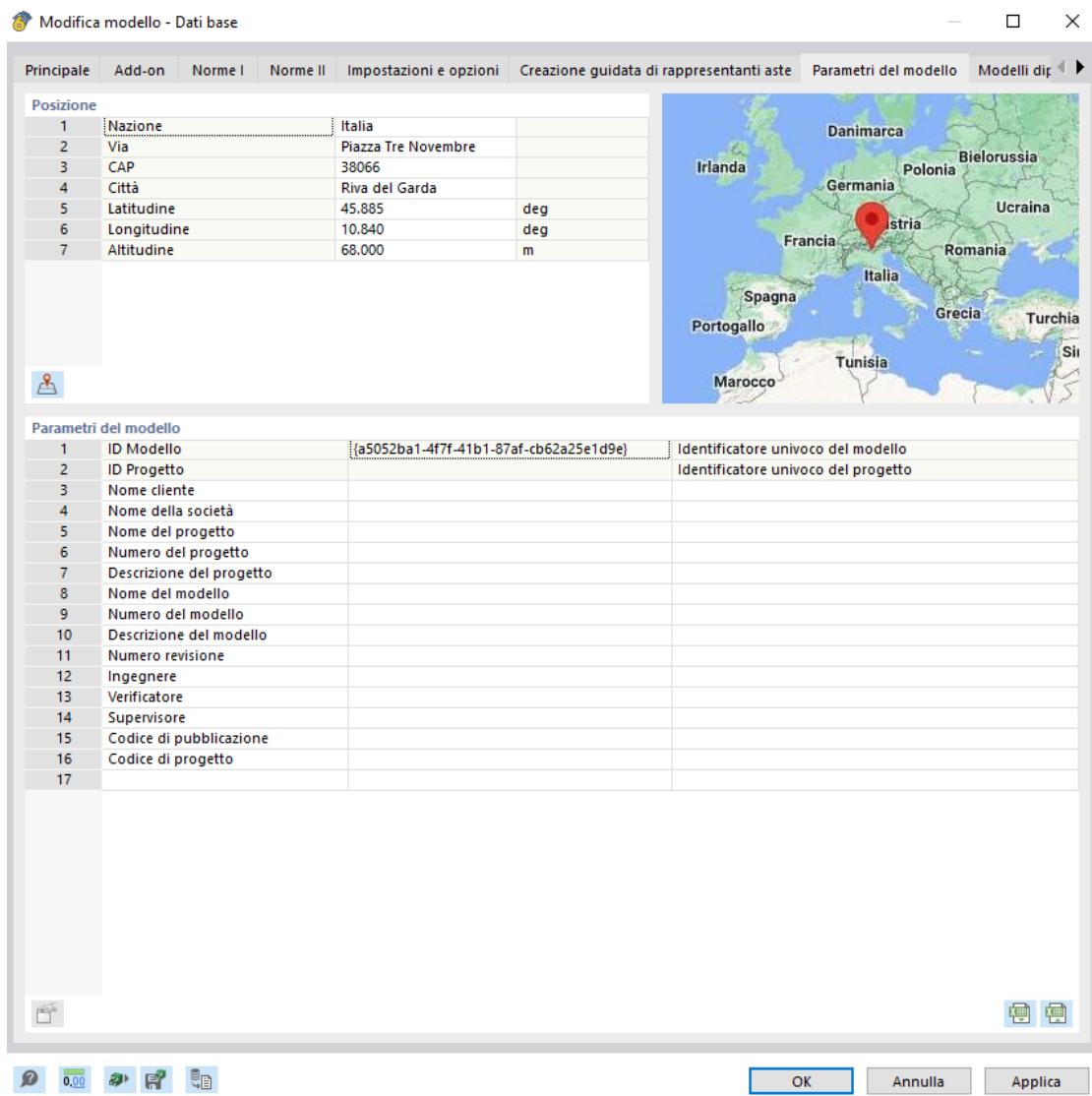
**Figura 5.3      Add-on.**

Dopodiché, in relazione agli “add-on” spuntati, il software richiede di scegliere quali Normative debbono essere considerate per le varie analisi e per le varie verifiche; in particolare, nel caso in esame, per tener conto di tutti i parametri che entrano in gioco nell’analisi degli elementi lignei, viene scelto come “Gruppo di norme” per la classificazione dei casi di carico la seguente Norma:



**Figura 5.4 Norme utilizzate.**

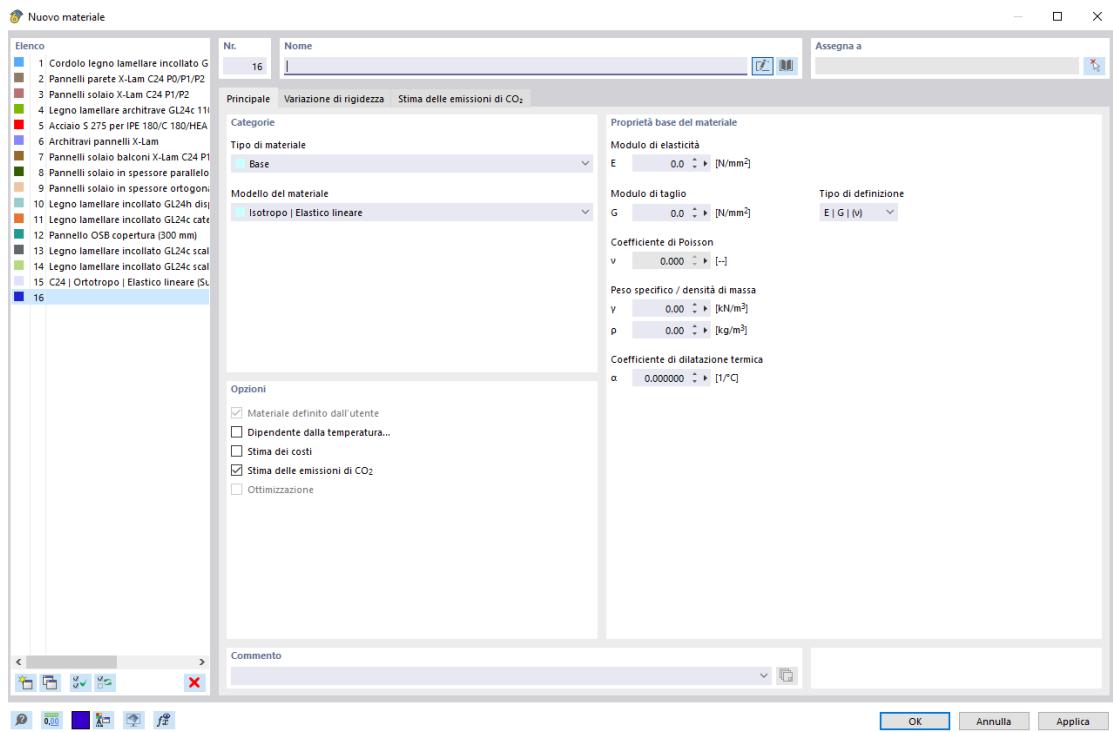
Infine, nella finestra “Parametri del modello” risulta possibile geolocalizzare il sito in cui la struttura verrà realizzata, in modo tale da consentire al programma di ricercarsi da sé tutti i parametri relativi al calcolo dell’azione della neve, del vento e del sisma (tale opzione non era presente nella versione precedente RFEM 5), che il programma utilizzerà successivamente nel caso in cui venga scelta la “creazione guidata dei carichi”, strada che però non è stata seguita per la determinazione del carico da neve e da vento, ma è stata preferito il calcolo manuale di tali azioni. La geolocalizzazione del sito risulta comunque servire al programma per tracciare gli spettri di risposta, nel caso in cui sia richiesta un’analisi dinamica con spettro di risposta, per eseguire la progettazione sismica, come nella modellazione in esame.



**Figura 5.5** *Parametri del modello.*

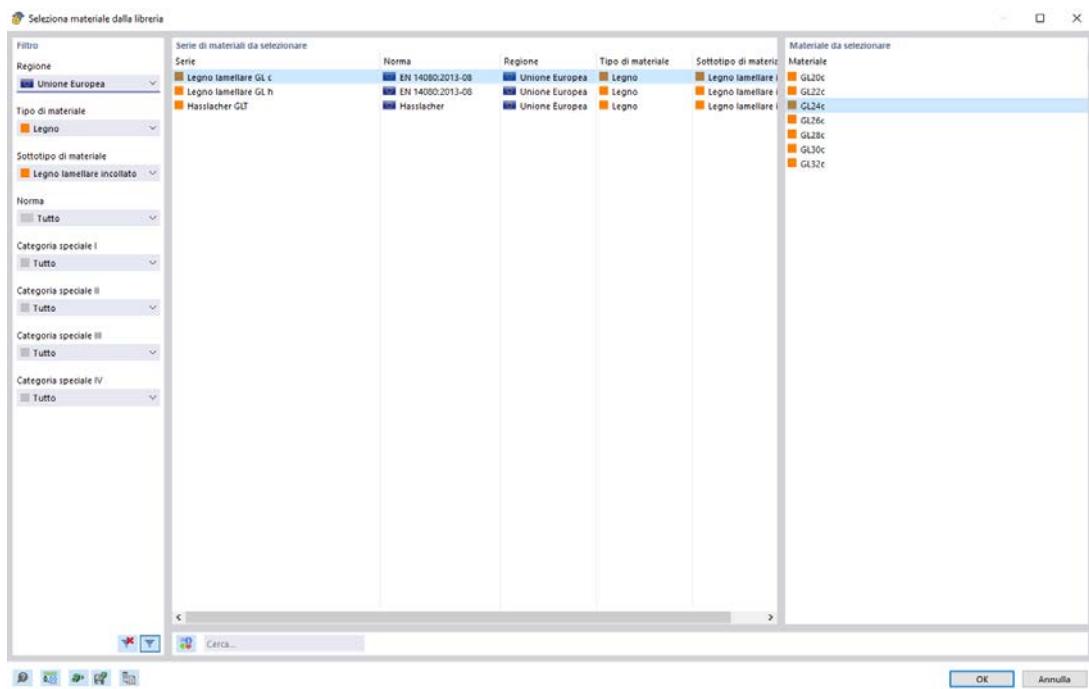
Fatto ciò, risulta possibile iniziare a modellare la struttura oggetto di studio, definendo, inizialmente i vari materiali, costituenti gli elementi strutturali che comporranno il modello, andandoli a ricercare direttamente nella vasta libreria di materiali presenti all'interno del software; pertanto occorre selezionare nel "Navigatore-Dati" la voce "Materiali" e poi cliccare su "Nuovo materiale".

## Modellazione palazzina oggetto di studio



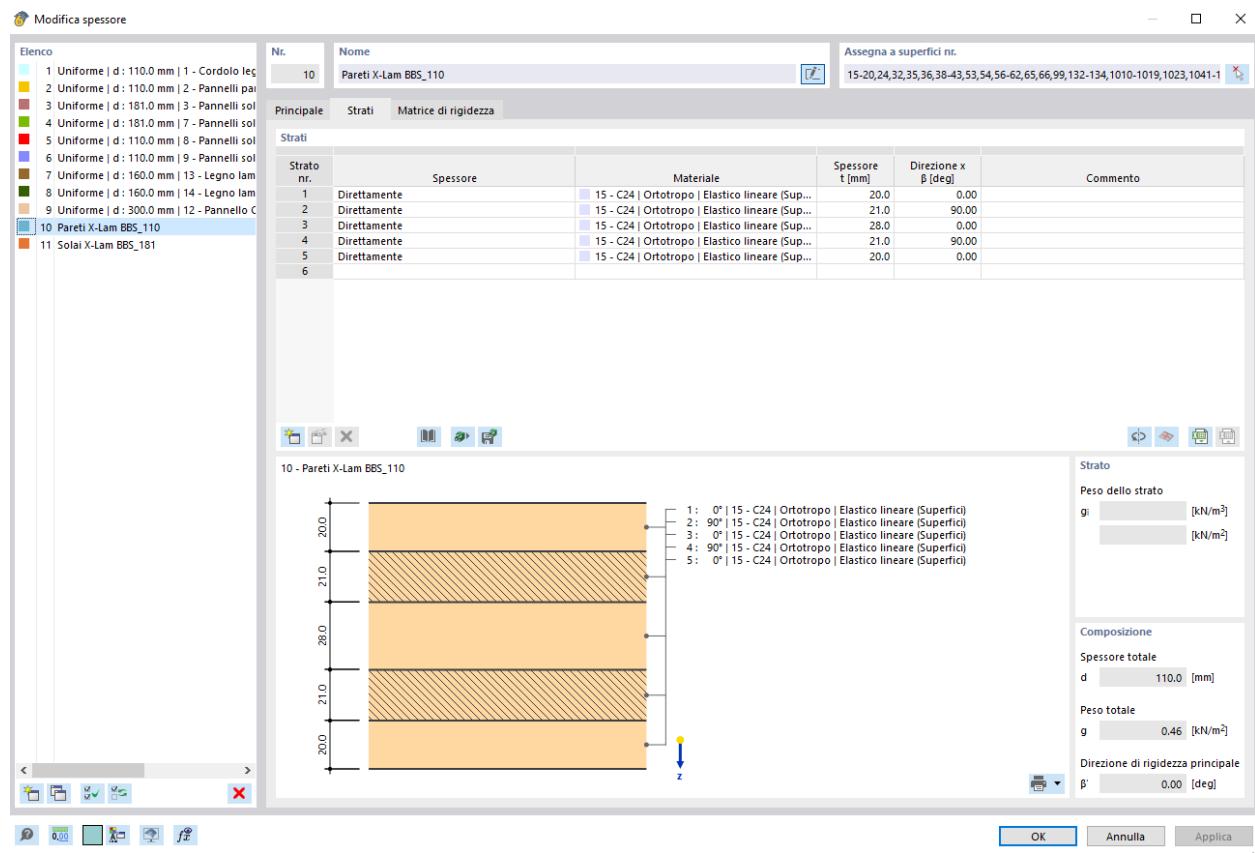
**Figura 5.6** Nuovo materiale.

Cliccando sull'icona [ ] sarà possibile poi accedere alla “Libreria dei materiali” e quindi ricercare il materiale che desideriamo, immettendo direttamente la sua specie e la sua classe di resistenza, oppure definirlo direttamente dall'utente:



**Figura 5.7** Selezione il materiale dalla libreria.

Le caratteristiche dei materiali utilizzati per realizzare il modello oggetto di studio, e selezionati direttamente da tale libreria, sono state riportate nel capitolo precedente; l'unico materiale che viene composto "a parte" risulta essere quello relativo al pannello X-Lam, per il quale, una volta scelto il suo spessore e la sua stratigrafia, viene composto "a strati", andando a definire lo spessore di ciascuno strato componente ed il materiale corrispondente, grazie all'"add-on" relativo alle "Superfici multistrato". Per fare ciò, quindi, dal "Navigatore dati", viene selezionata la voce "Spessori" e viene definita un'apposita stratigrafia per i vari pannelli X-Lam costituenti le pareti ed i solai, avendo l'accortezza di considerare, tra i vari "Modelli del materiale", il comportamento "Ortotropo-elastico lineare (Superfici)" delle varie tavole di legno massiccio di classe C24, costituenti i pannelli stessi, in modo tale da far sì che il programma consideri l'effettivo comportamento ortotropo dei pannelli X-Lam. Vengono riportate quindi, di seguito, le caratteristiche, in termini di stratigrafia e di rigidezza, dei vari pannelli X-Lam costituenti le pareti ed i solai:



**Figura 5.8** Definizione della stratigrafia dei pannelli X-Lam costituenti le pareti.

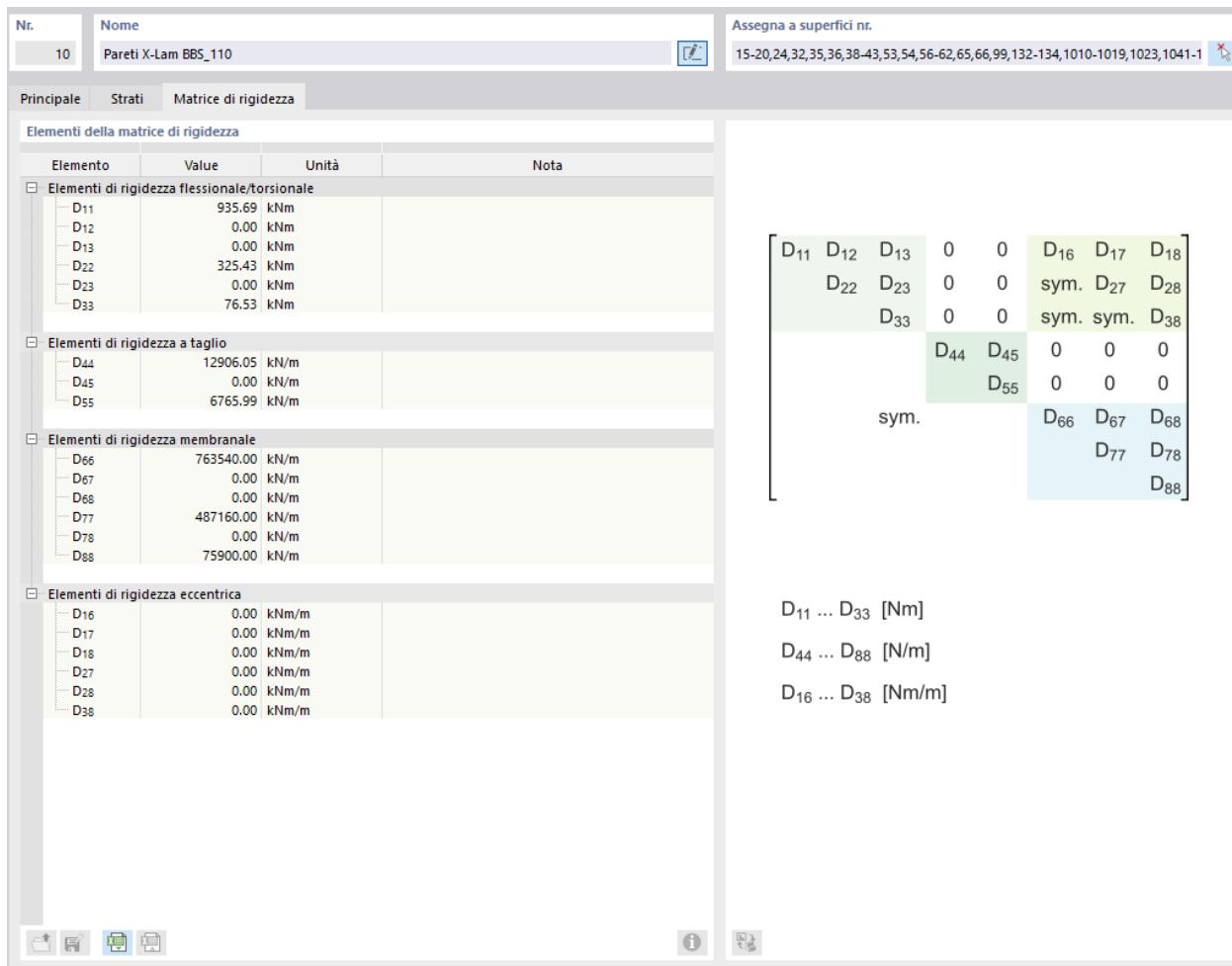


Figura 5.9 Matrice di rigidezza dei pannelli X-Lam costituenti le pareti.

Gli elementi che definiscono la matrice di rigidezza risultano essere così suddivisi e definiti:

- Elementi di rigidezza flessionale

$$D_{11} = \sum_{i=1}^5 E_i \cdot J_i + \sum_{i=1}^5 E_i \cdot A_i \cdot z_i^2 = 935.69 \text{ kNm}$$

$$D_{22} = \sum_{i=1}^5 E_i \cdot J_i + \sum_{i=1}^5 E_i \cdot A_i \cdot z_i^2 = 325.43 \text{ kNm}$$

- Elementi di rigidezza a taglio

$$D_{44} = \frac{\sum_{i=1}^5 G_i \cdot A_i}{X} = 12906.05 \text{ kN/m}$$

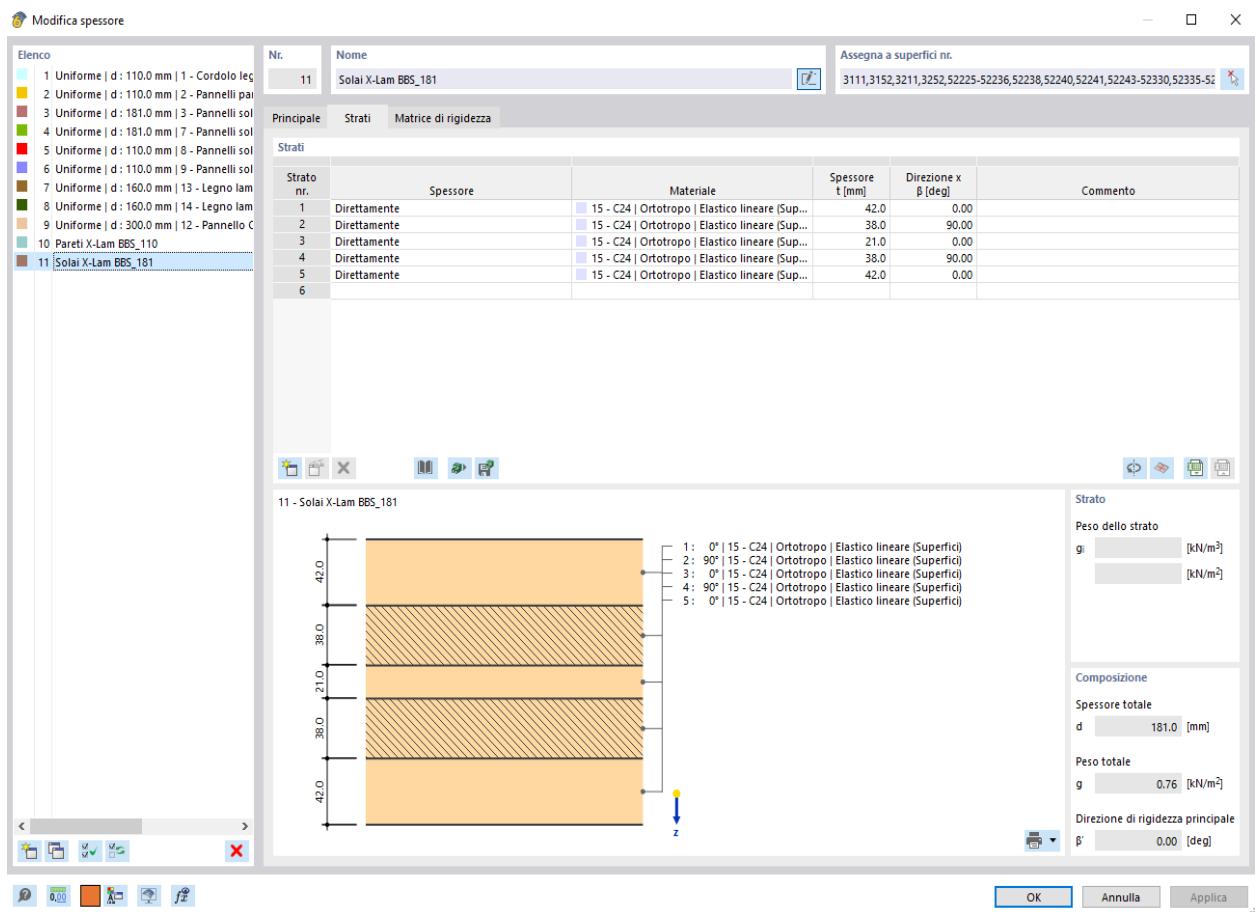
$$D_{55} = \frac{\sum_{i=1}^5 G_i \cdot A_i}{X} = 6765.99 \text{ kN/m}$$

Con:  $\chi = 4.5$  per pannelli X-Lam.

- Elementi di rigidezza membranale

$$D_{66} = \sum_{i=1}^5 E_i \cdot A_i = 763540.00 \text{ kN/m}$$

$$D_{77} = \sum_{i=1}^5 E_i \cdot A_i = 487160.00 \text{ kN/m}$$



**Figura 5.10** Definizione della stratigrafia dei pannelli X-Lam costituenti i solai.

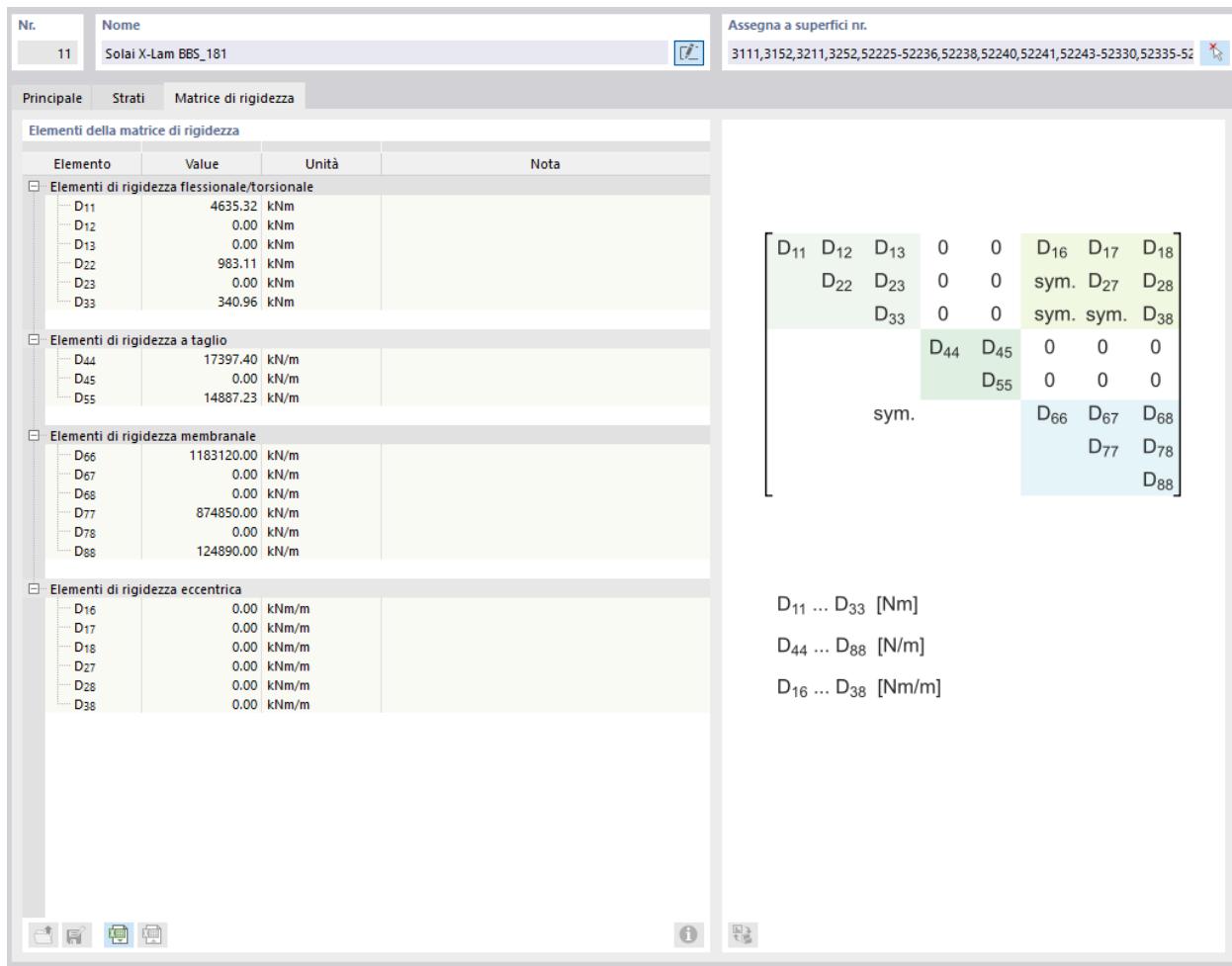


Figura 5.11 Matrice di rigidezza dei pannelli X-Lam costituenti i solai.

Gli elementi che definiscono la matrice di rigidezza risultano essere così suddivisi e definiti:

- Elementi di rigidezza flessionale

$$D_{11} = \sum_{i=1}^5 E_i \cdot J_i + \sum_{i=1}^5 E_i \cdot A_i \cdot z_i^2 = 4635.32 \text{ kNm}$$

$$D_{22} = \sum_{i=1}^5 E_i \cdot J_i + \sum_{i=1}^5 E_i \cdot A_i \cdot z_i^2 = 983.11 \text{ kNm}$$

- Elementi di rigidezza a taglio

$$D_{44} = \frac{\sum_{i=1}^5 G_i \cdot A_i}{I} = 17397.40 \text{ kN/m}$$

$$D_{55} = \frac{\sum_{i=1}^5 G_i \cdot A_i}{x} = 14887.23 \text{ kN/m}$$

Con:  $x = 4.5$  per pannelli X-Lam.

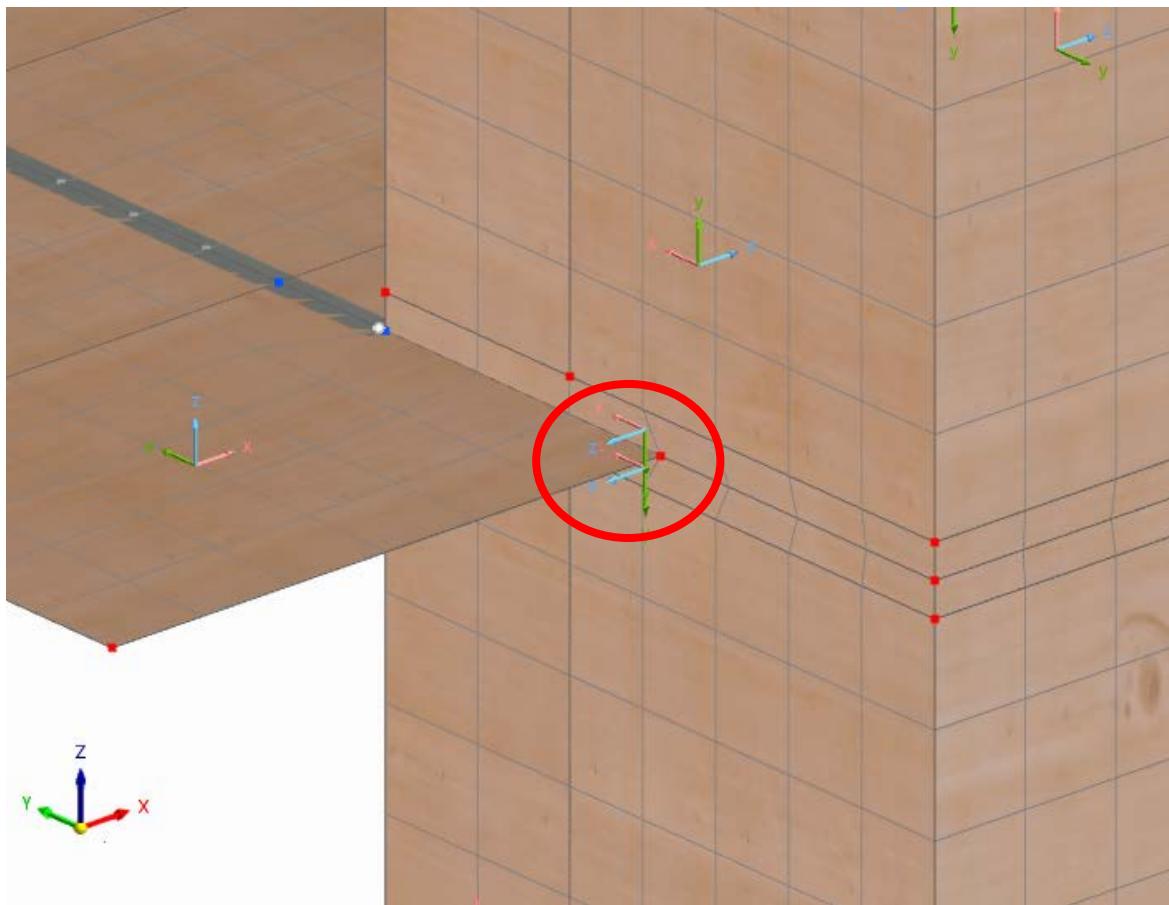
- Elementi di rigidezza membranale

$$D_{66} = \sum_{i=1}^5 E_i \cdot A_i = 1183120.00 \text{ kN/m}$$

$$D_{77} = \sum_{i=1}^5 E_i \cdot A_i = 874850.00 \text{ kN/m}$$

Inoltre per tener conto del ridotto modulo elastico fuori piano “ $E_z$ ” del legno, rispetto ai suoi moduli elasticci nel proprio piano, e quindi per considerare i possibili problemi di compressibilità ortogonale che i pannelli X-Lam costituenti il solaio, possano essere soggetti ogni qual volta che essi risultino essere “schiacciati” da pareti soprastanti e sottostanti, i solai vengono modellati nel proprio piano medio mediante delle shell orizzonatli, a cui vengono associate il materiale “a strati” relativo al pannello X-Lam di solaio sopra definito, ed in corrispondenza del perimetro dell’edificio, e ove siano presenti pareti soprastanti e sottostanti, attraverso delle shell verticali, a cui viene associato un materiale fittizio, avente una rigidezza “ $E_z$ ” reale ed una rigidezza “ $E_x$ ” equivalente, definita successivamente. Il motivo di tale strategia è stato dettato dall’impossibilità di poter definire una superficie “a strati” che definisse la stratigrafia del solaio per una shell messa in verticale, in quanto per una shell in verticale RFEM 6, definisce la sezione ad essa relativa che però risulta essere in orizzontale.

In particolare, nel modello in esame, siccome tutte le shell risultano avere gli assi locali “ $x$ ” ed “ $y$ ” giacenti nel loro piano, allora il materiale fittizio, rappresentante il pannello X-Lam di solaio nelle shell verticali, dovrà essere definito in due modi diversi, in funzione della posizione di tali shell verticali rispetto all’orditura dei pannelli X-Lam del solaio, e pertanto risulterà essere definito dai seguenti moduli elastici e di taglio.



**Figura 5.12** Assi locali per la shell verticale rappresentante il pannello X-Lam di solaio e posizionata ortogonalmente all'orditura dello stesso.

- Per le shell verticali dei pannelli X-Lam di solaio, ortogonali all'orditura del solaio stesso, si ha quindi che:

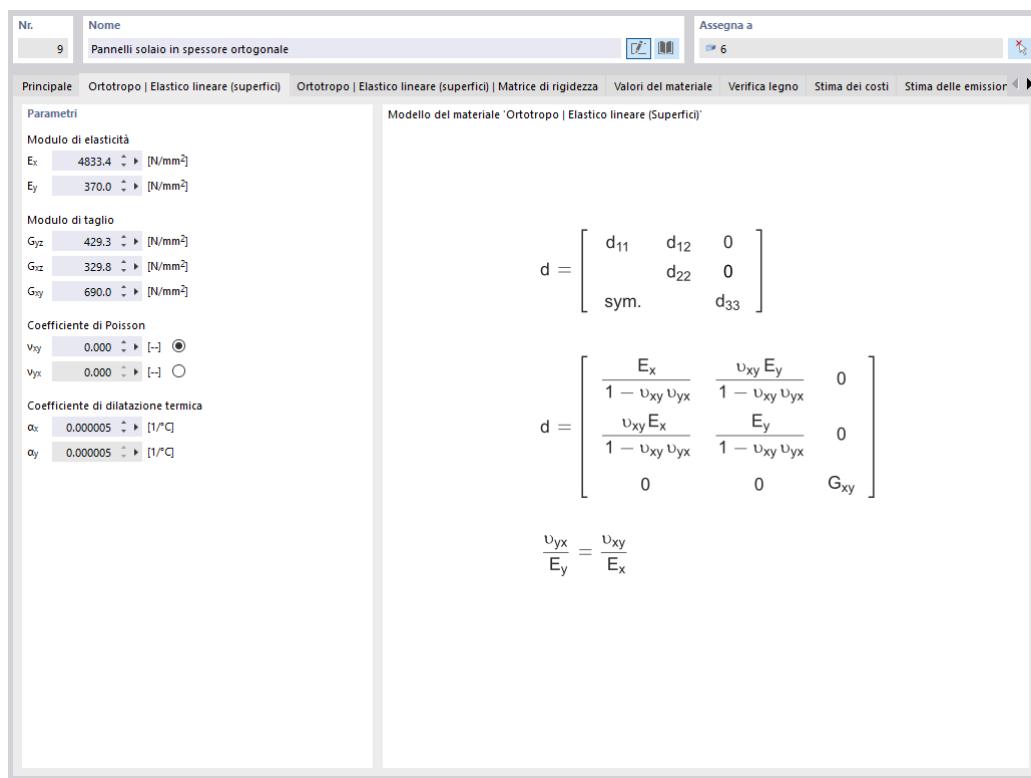
$$E_{x,app} = \frac{E_{0,mean} \cdot S_L + E_{90,mean} \cdot S_T}{S_L + S_T} = \frac{E_{0,mean} \cdot 76\text{mm} + E_{90,mean} \cdot 105\text{mm}}{76\text{mm} + 105\text{mm}} = 4833,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_y = 370 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$G_{yz,app} = \frac{G_{mean} \cdot S_T + G_{rol,mean} \cdot S_L}{S_T + S_L} = \frac{G_{mean} \cdot 105\text{mm} + G_{rol,mean} \cdot 76}{105\text{mm} + 76\text{mm}} = 429,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

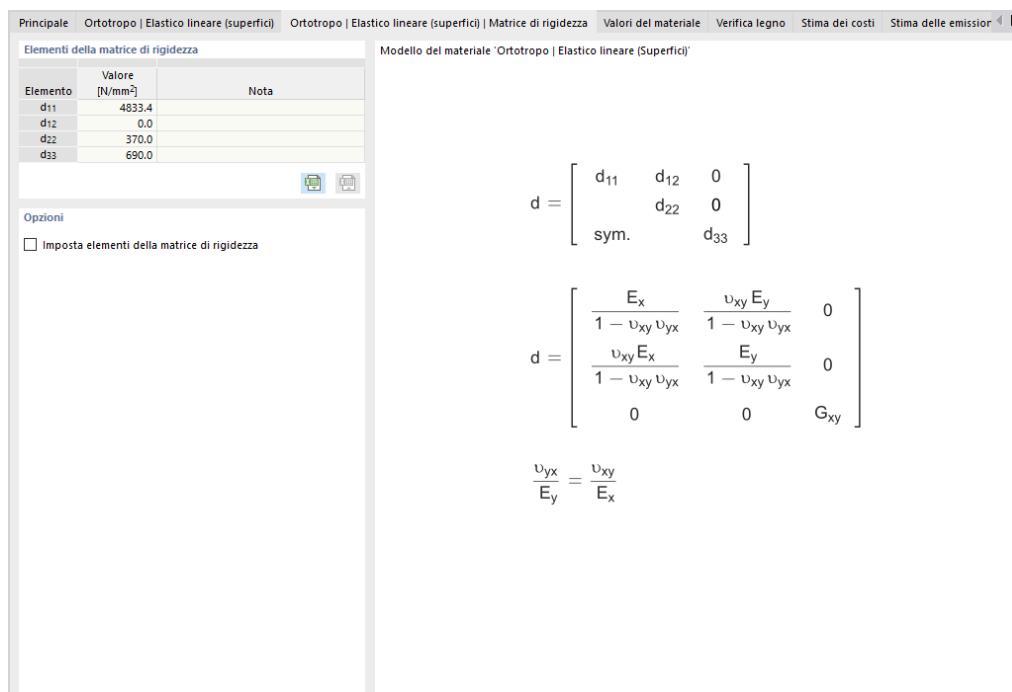
$$G_{xz,app} = \frac{G_{mean} \cdot S_T + G_{rol,mean} \cdot S_L}{S_T + S_L} = \frac{G_{mean} \cdot 76\text{mm} + G_{rol,mean} \cdot 105}{105\text{mm} + 76\text{mm}} = 329,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$G_{xy} = 690 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

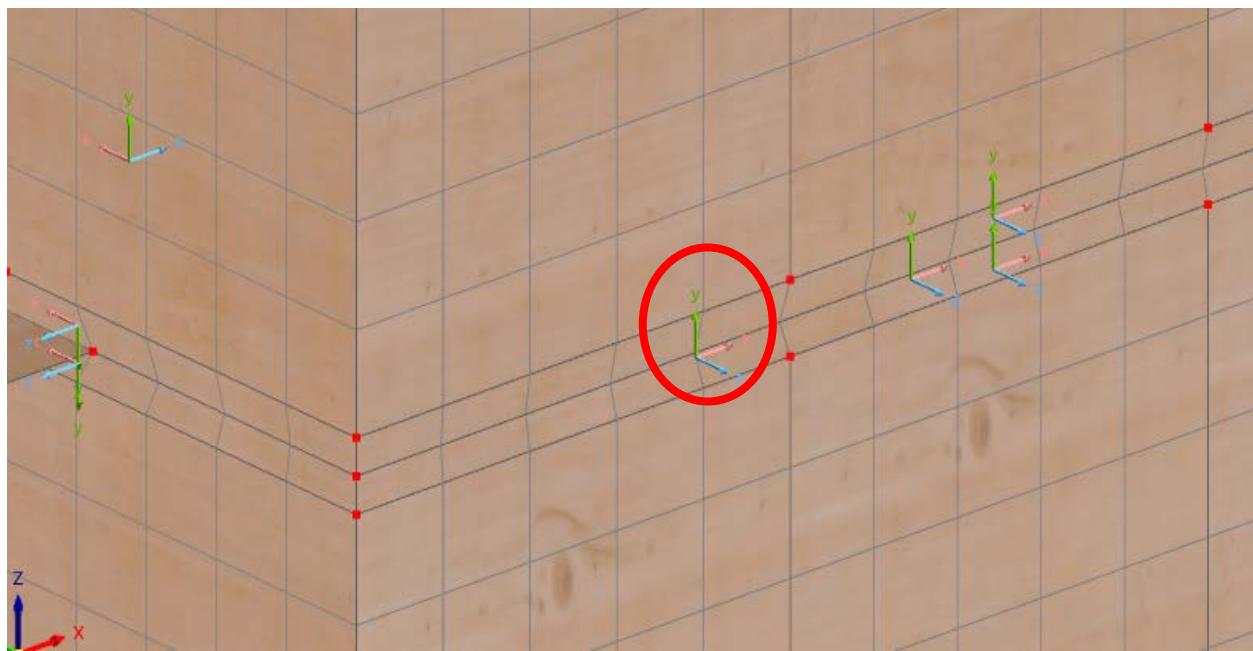


**Figura 5.13** Materiale fittizio per pannelli X-Lam di solaio su shell verticali ortogonali all'orditura del solaio.

Ne consegue che la matrice di rigidezza di tale materiale equivalente risulti essere la seguente:



**Figura 5.14** Matrice di rigidezza del materiale fittizio approssimante i pannelli X-Lam di solaio.



**Figura 5.15** Materiale fittizio per pannelli X-Lam di solaio su shell verticali parallele all'orditura del solaio.

- Per le shell verticali dei pannelli X-Lam di solaio, parallele all'orditura del solaio stesso, si ha invece che:

$$E_{x,app} = \frac{E_{0,mean} \cdot S_L + E_{90,mean} \cdot S_T}{S_L + S_T} = \frac{E_{0,mean} \cdot 105\text{mm} + E_{90,mean} \cdot 76\text{mm}}{76\text{mm} + 105\text{mm}} = 6536,6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_y = 370 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$G_{xz,app} = \frac{G_{mean} \cdot S_T + G_{rol,mean} \cdot S_L}{S_T + S_L} = \frac{G_{mean} \cdot 105\text{mm} + G_{rol,mean} \cdot 76}{105\text{mm} + 76\text{mm}} = 429,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$G_{yz,app} = \frac{G_{mean} \cdot S_T + G_{rol,mean} \cdot S_L}{S_T + S_L} = \frac{G_{mean} \cdot 76\text{mm} + G_{rol,mean} \cdot 105}{105\text{mm} + 76\text{mm}} = 329,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$G_{xy} = 690 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

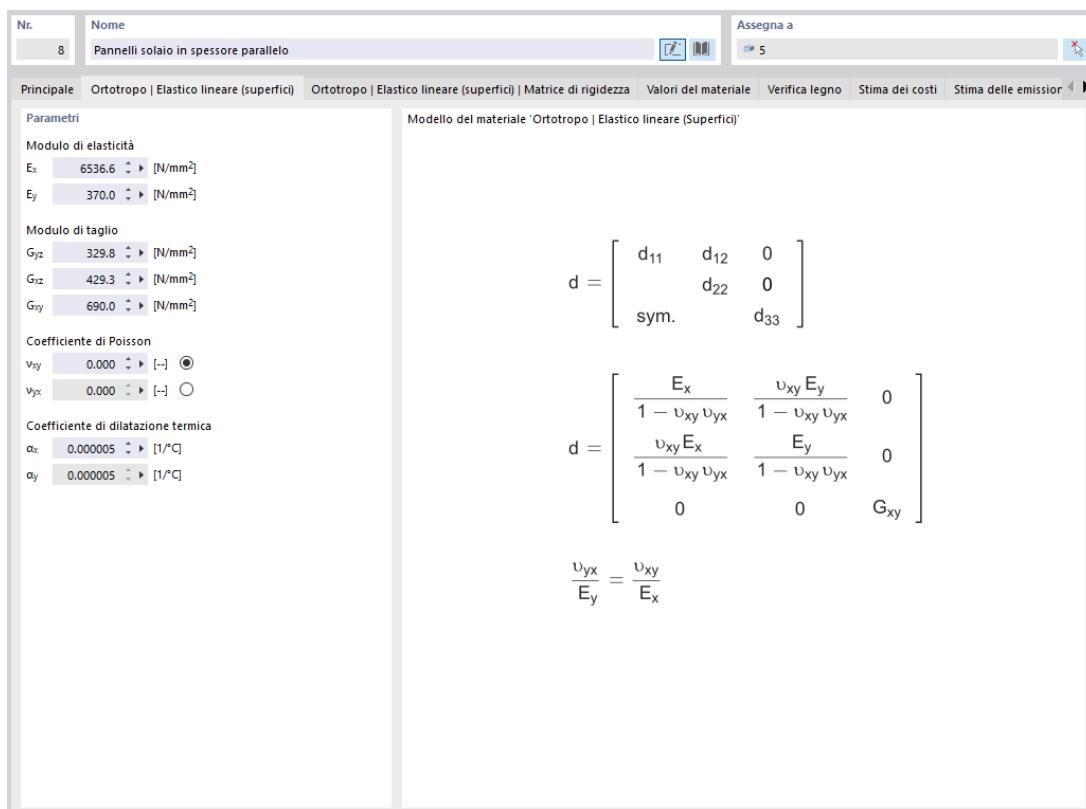


Figura 5.16 Materiale fittizio per pannelli X-Lam di solaio su shell verticali parallele all'orditura del solaio.

Ne consegue che la matrice di rigidezza di tale materiale equivalente risulti essere la seguente:

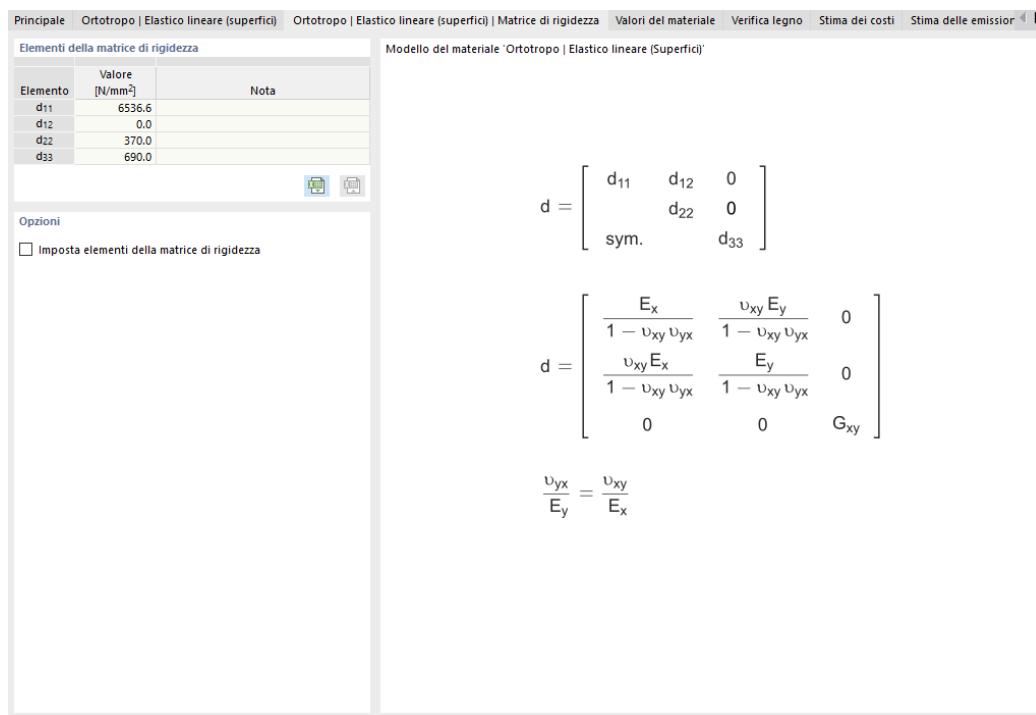
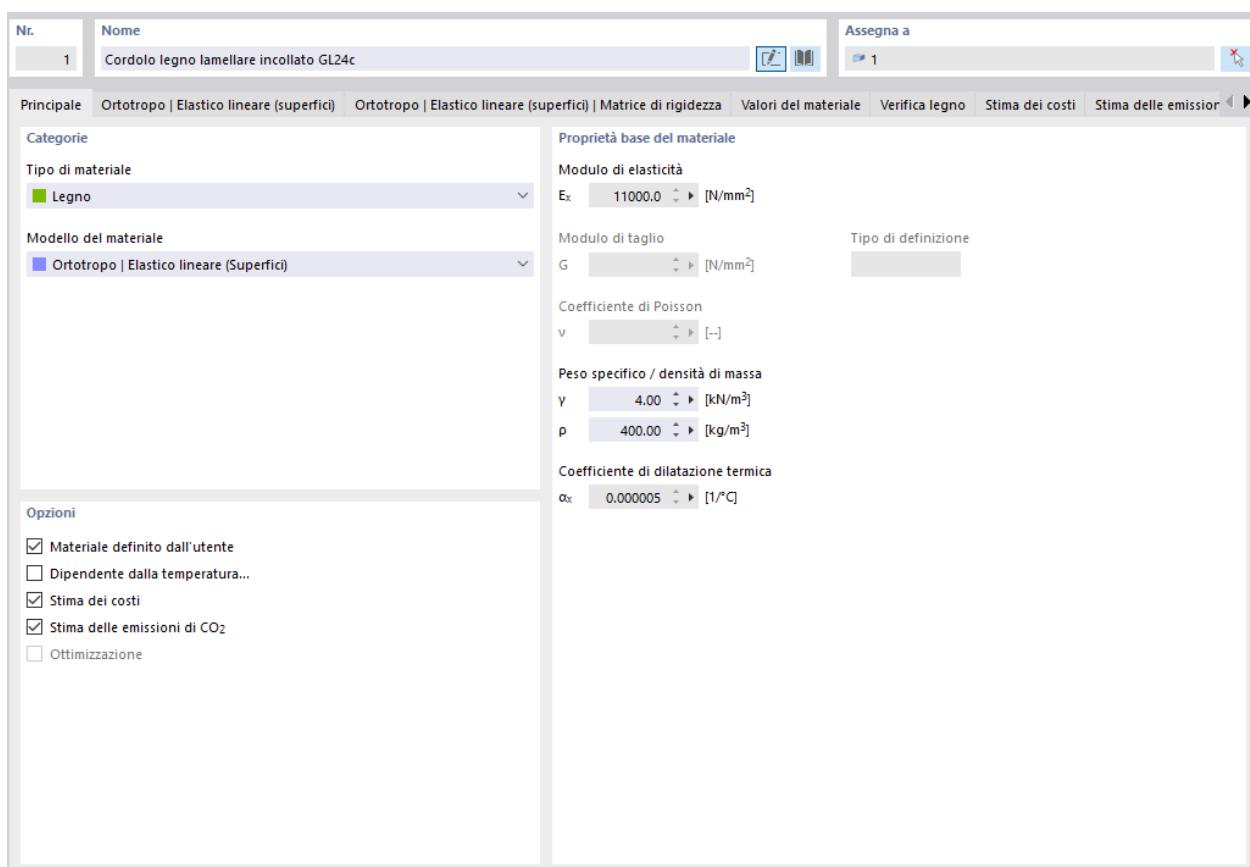


Figura 5.17 Matrice di rigidezza del materiale fittizio approssimante i pannelli X-Lam di solaio.

## 5.2.2 - Modellazione degli elementi strutturali

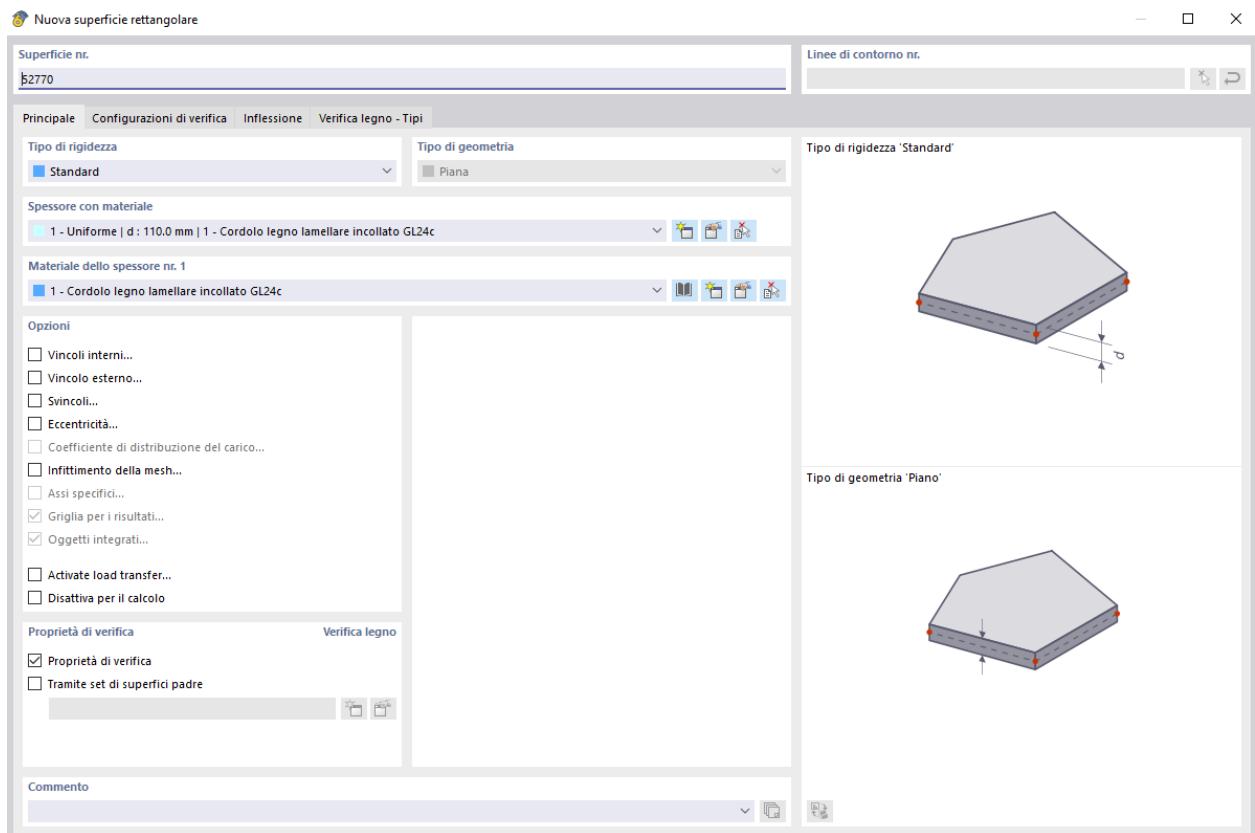
Definiti tutti i materiali che saranno presenti nel modello, risulta possibile adesso iniziare a modellare la palazzina residenziale, ed in particolare, tale modellazione procederà seguendo le fasi costruttive illustrate nel capitolo precedente, ossia la modellazione seguirà l'evolversi della realizzazione della struttura, come verrà costruita in cantiere, dunque partendo dalla definizione dei cordoli di base, poi delle pareti X-Lam di piano terra, poi del solaio del piano primo e così via, fino alla copertura.

Il cordolo di base in legno lamellare incollato di classe GL24c, di spessore 110 mm ed altezza 120 mm, è stato modellato come un elemento bidimensionale a comportamento “Ortotropo-Elastico lineare (Superfici)”, per tener in considerazione del suo comportamento reale.



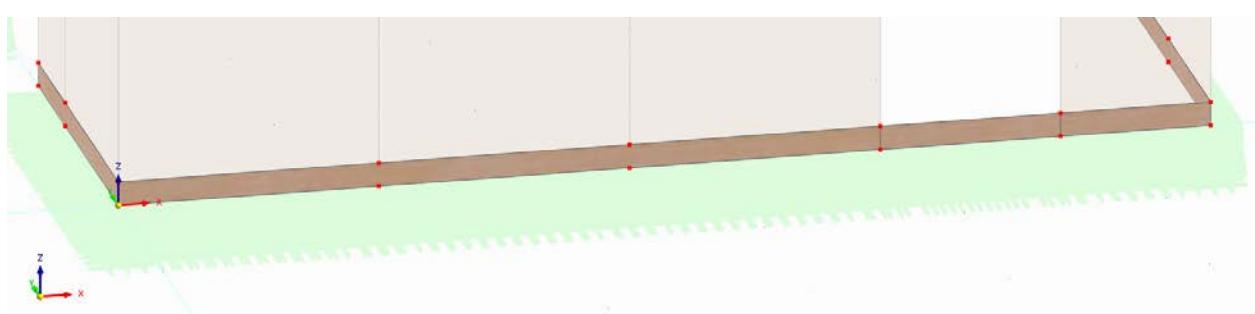
**Figura 5.18** Cordolo in legno lamellare incollato di classe GL24c.

Dopodiché, dal comando “Nuova superficie rettangolare” [ ] è stato selezionato il materiale corrispondente, precedentemente definito, e lo spessore di tale cordolo.



**Figura 5.19** Nuova superficie rettangolare.

Ne consegue che il cordolo di base risulterà essere definito da una shell rettangolare, di dimensioni pari a quelle che esso risulta avere in pianta, avente i nodi fisici in corrispondenza dei suoi vertici, e successivamente, come verrà illustrato in seguito, verrà “auto-meshato”, in maniera automatica direttamente dal software, in modo tale da suddividerlo in elementi finiti (shell) di dimensioni più piccole e più regolari, sempre mantenendo la forma rettangolare, ed al più triangolare.



**Figura 5.20** Cordolo di base modellato come unico elemento shell (i punti rossi sono i nodi fisici).

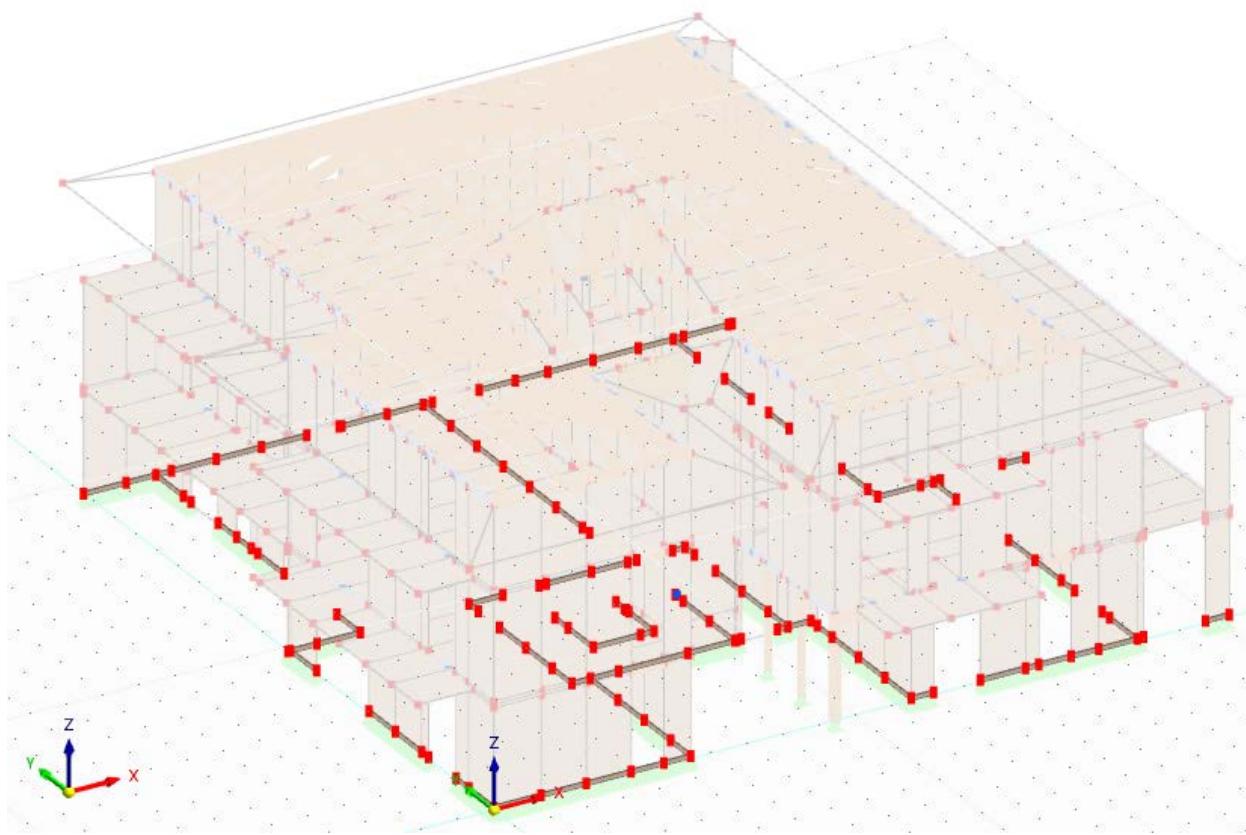
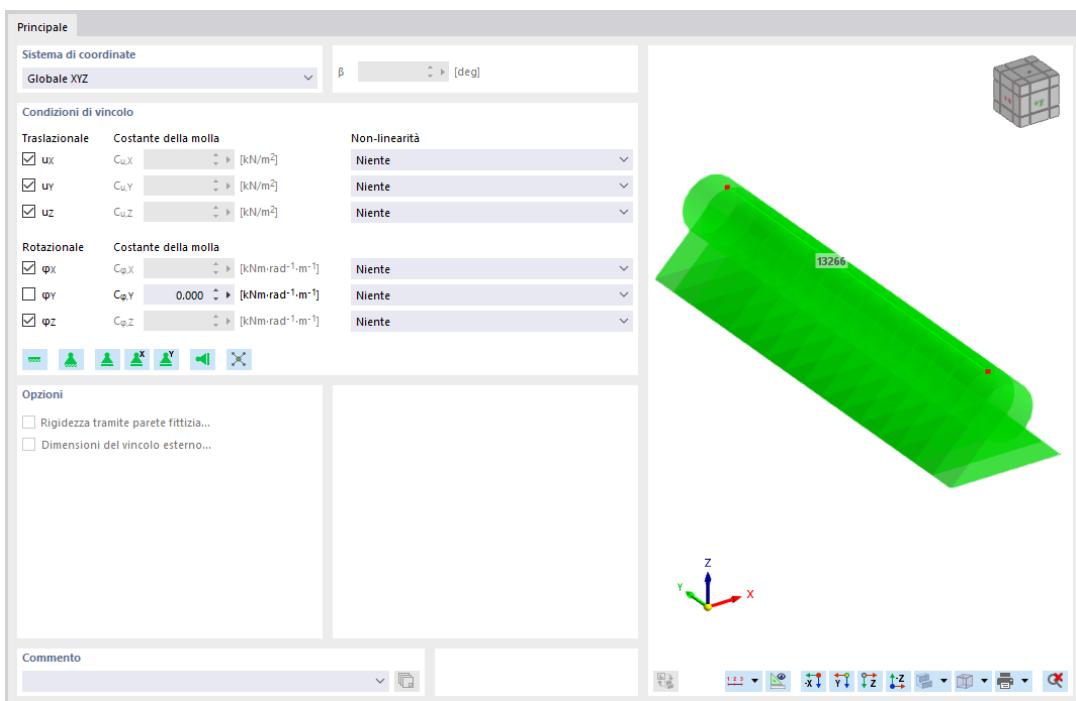


Figura 5.21 Cordolo di base modellato (i punti rossi sono i nodi fisici).

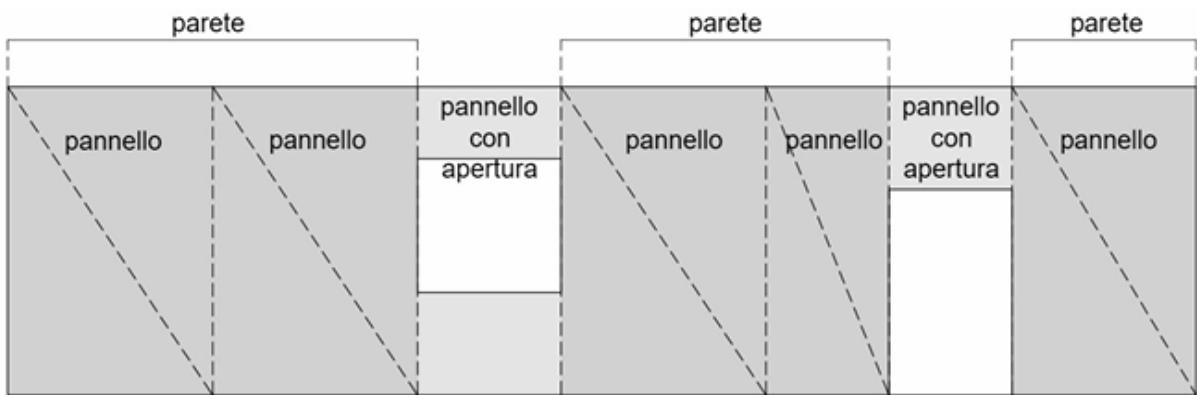
A questo punto, è stato possibile inserire i vincoli esterni, cui il cordolo in legno di base risulta essere soggetto; in particolare, in tale “modello rigido”, non si è tenuto conto delle rigidezze offerte dai vari collegamenti (unioni) metallici tra gli elementi strutturali, e tra essi e la fondazione, pertanto in tale modello, le barre filettate che collegano il cordolo di larice alla fondazione non sono state modellate con la loro rigidezza tagliante effettiva ma sono state approssimate a delle cerniere cilindriche ideali, in grado di consentire la rotazione del cordolo di legno attorno alla propria direzione principale, ed in grado di impedirne la traslazione in qualsiasi direzione, in quanto la loro rigidezza effettiva verrà tenuta di conto nel modello successivo, quello più rispondente alla realtà.

Fatta questa premessa, dal comando “Assegna vincolo esterno della linea” [ ] è stato scelto il vincolo corrispondente ad una cerniera cilindrica ad asse parallelo all’asse globale “X”, andando a rilasciare la rotazione “ $\phi_x$ ” attorno all’asse globale “X”, per i cordoli di base disposti nella direzione globale “X”, e corrispondente ad una cerniera cilindrica ad asse parallelo all’asse globale “Y”, andando a rilasciare la rotazione “ $\phi_y$ ” attorno all’asse globale “Y”, per i cordoli diretti nella direzione globale “Y”.



**Figura 5.22** Esempio di vincolo esterno di linea a cerniera cilindrica ad asse parallelo all'asse globale "Y".

Dopo aver modellato tutto il cordolo in legno di base, sono state modellate le pareti realizzate in pannelli X-Lam, e per far ciò è stata seguita la loro effettiva disposizione, come da elaborati tecnici esecutivi, gentilmente forniti dal mio relatore Prof. Ing. Marco Pio Lauriola. Inoltre, la modellazione di tutte le pareti della palazzina residenziale oggetto di studio, è stata eseguita riferendosi alle linee guida, per la modellazione delle strutture composte da pannelli X-Lam, contenute nel documento *"Orientamenti interpretativi in merito alle costruzioni in legno"* ([22]). In tale documento infatti vengono esplicitati i limiti dimensionali che devono avere le aperture, presenti nelle pareti, per poter considerare l'intera parete sismo-resistente oppure se debba essere considerata come due pareti separate, collegate per mezzo di una biella rappresentante l'architrave.



**Figura 5.23** Schema delle pareti componenti l'allineamento [22].

Nei riguardi delle strutture realizzate in pannelli X-Lam, il suddetto documento afferma che: "se la parete è formata da un unico pannello ed è presente un'apertura di piccole dimensioni (finestra), per assumere l'intera parete resistente alle azioni orizzontali, è sufficiente accertarsi che ciascuna delle due dimensioni dell'apertura ( $a$  e  $b$ ) non superi il minimo tra  $H/3$  ed  $L/3$  e l'apertura risulti sostanzialmente centrata rispetto alla parete; se la parete è formata da più pannelli ed è presente un'apertura, occorre accertarsi che essa possa lavorare in modo monolitico, verificando che il percorso delle azioni di trazione e di compressione, dovute alla sollecitazione di flessione nel piano della parete, sia chiuso (comportamento assimilabile a trave)."

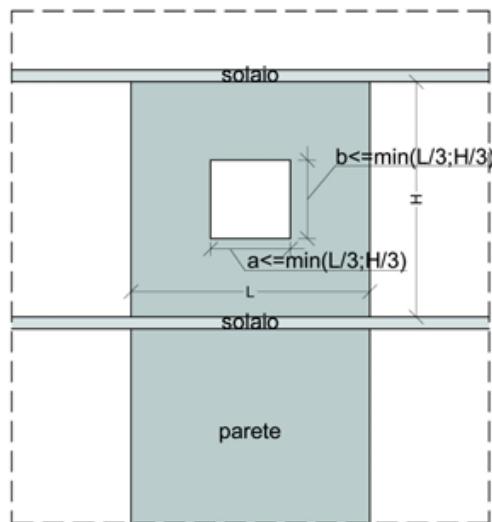


Figura 5.24 Parete con piccola apertura (finestra) [22].

"Qualora l'apertura sia una porta, si ritiene che, in generale, l'allineamento debba essere considerato come composto da due pareti vincolate in testa da un'asta tipo biella."

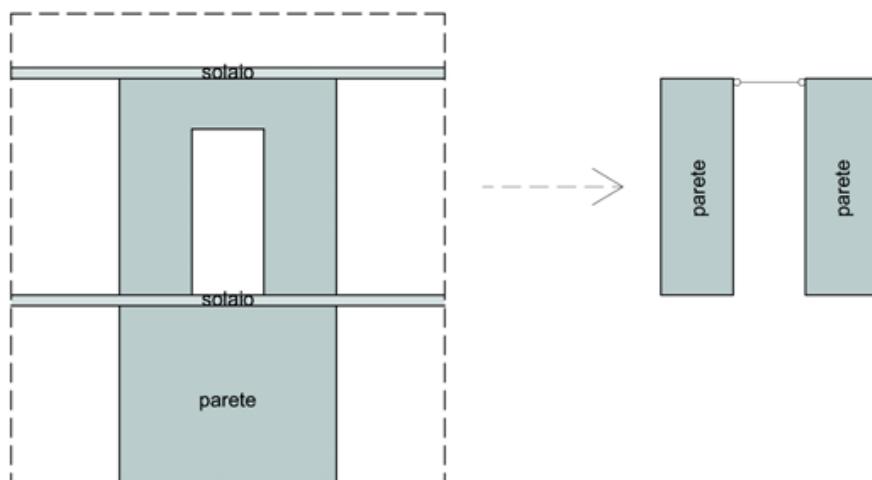
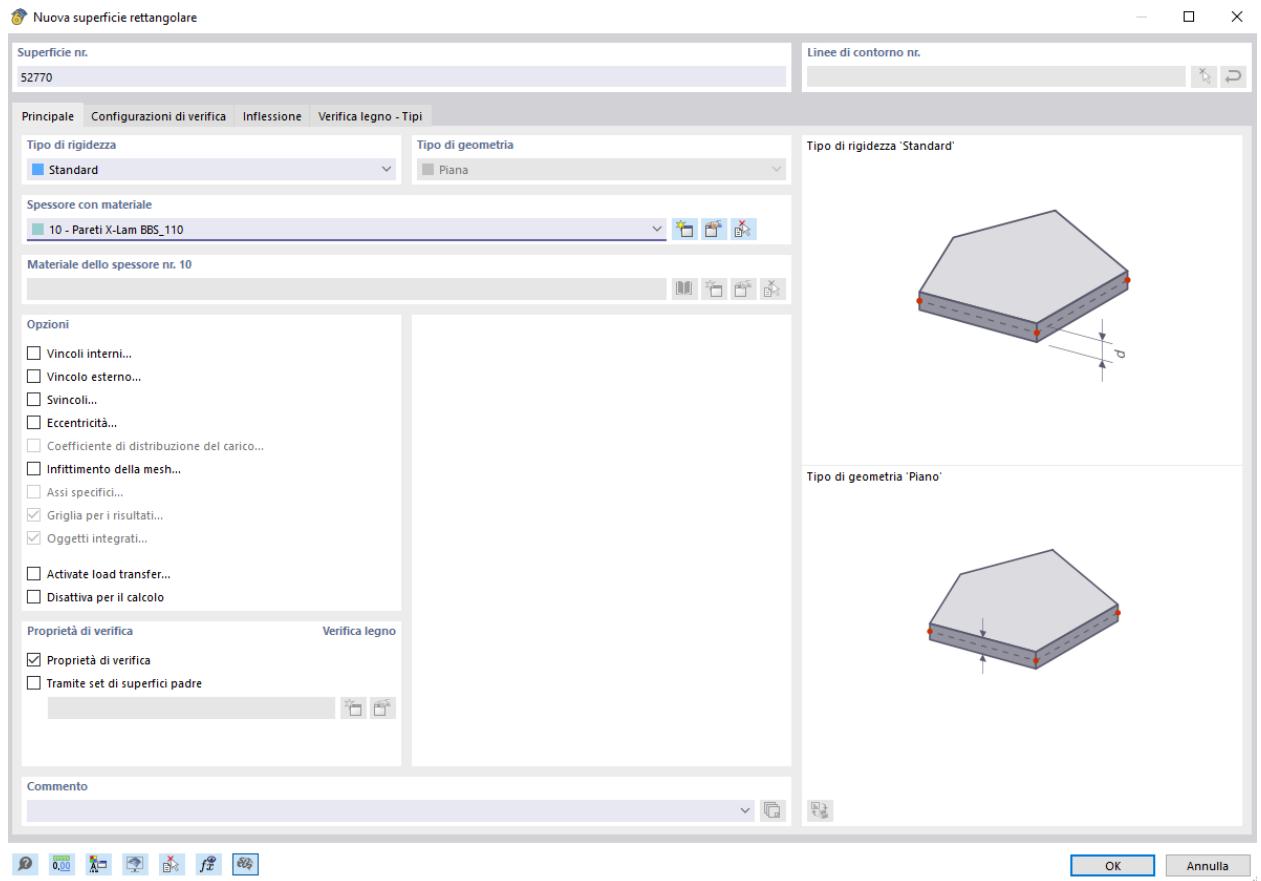


Figura 5.25 Parete con apertura (porta) [22].

Dunque dopo aver controllato i limiti dimensionali delle aperture presenti nelle varie pareti, per poter decidere come modellare le pareti contenente le aperture, è stata eseguita la loro modellazione andando, ancora una volta, sul comando “Nuova superficie rettangolare” [ ] e selezionando, questa volta, anziché la voce “Materiale dello spessore”, la voce “Spessore con materiale”, in quanto i pannelli X-Lam sono stati definiti, non come “Materiali”, ma come “Spessori”, dato che solamente con tale opzione è possibile definire un materiale “a strati”, come appunto sono i pannelli X-Lam.



**Figura 5.26** Nuova superficie rettangolare.

Le pareti sono state modellate come corpi bidimensionali “Ortotropi-Elastici lineari (Superfici)”, per tener conto del loro reale comportamento, come specificato precedentemente, andando a definire la stratigrafia dei pannelli X-Lam costituenti le pareti stesse, ed ancora sono state modellate tramite un'unica shell per parete, avente i nodi fisici in corrispondenza dei vertici della parete stessa, ricordando che le dimensioni standard di ciascun pannello X-Lam risultano essere di 1.25 m di larghezza e di 2.615 m di altezza, esclusi alcuni pannelli X-Lam speciali opportunamente ritagliati per completare gli spazi rimanenti e per realizzare le aperture presenti. Inoltre, in tale modello rigido tali pareti vengono rigidamente connesse al cordolo in legno di base, senza considerare la reale rigidezza tagliente delle connessioni metalliche ivi presenti, così come vengono rigidamente connessi tra di loro i pannelli X-Lam.

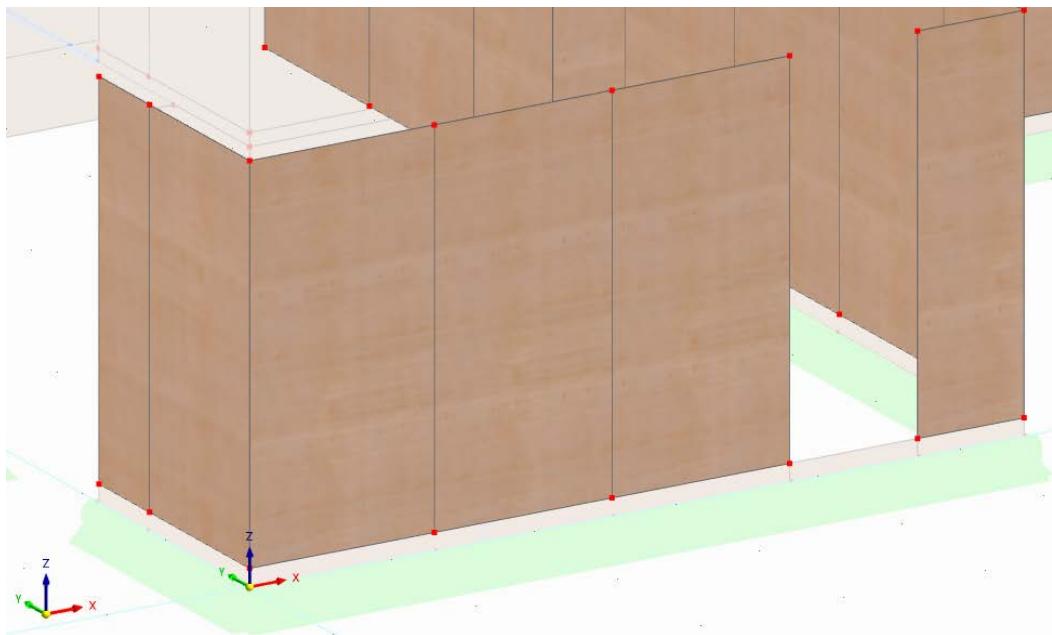


Figura 5.27 Modellazione di una parete tipo in pannelli X-Lam.

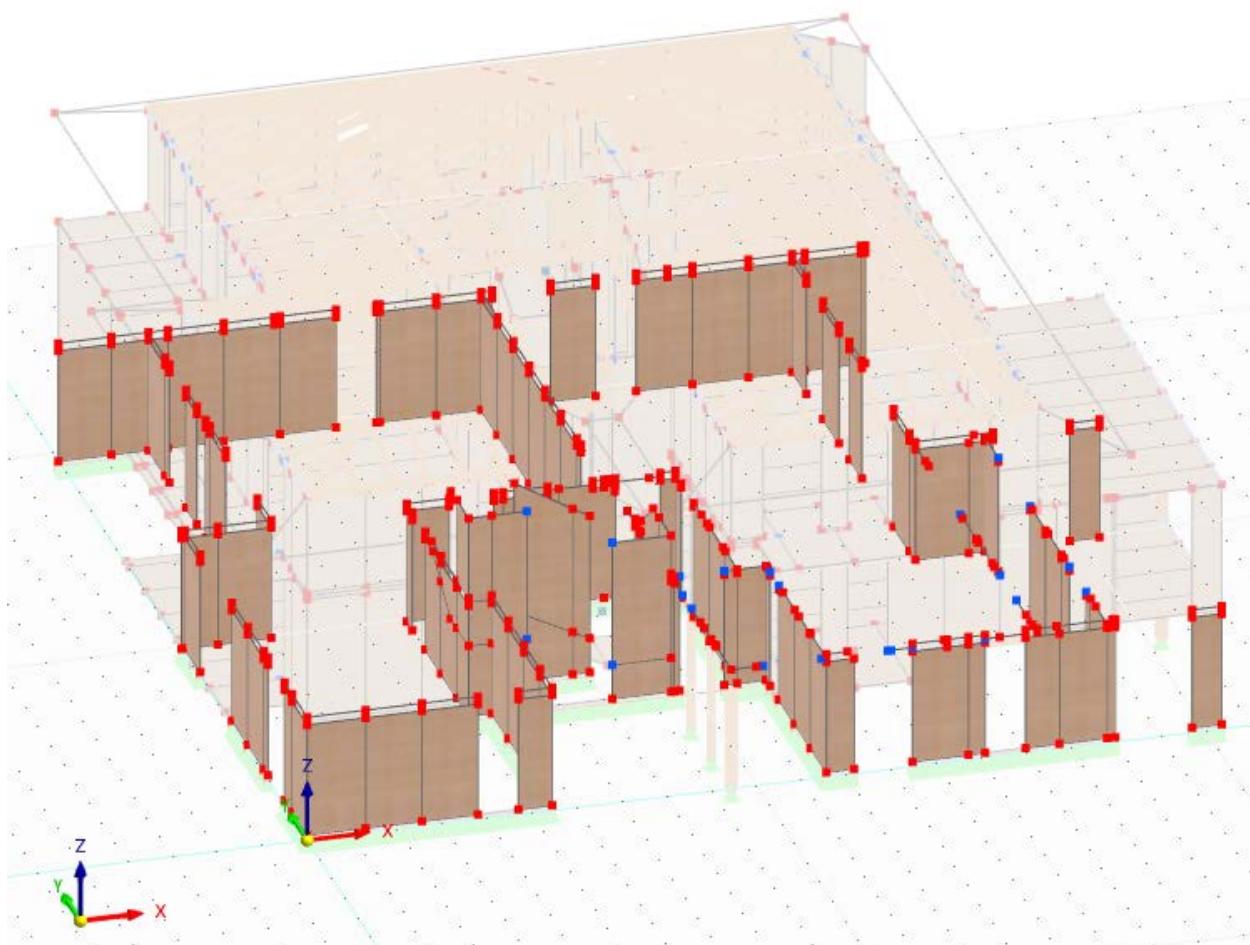
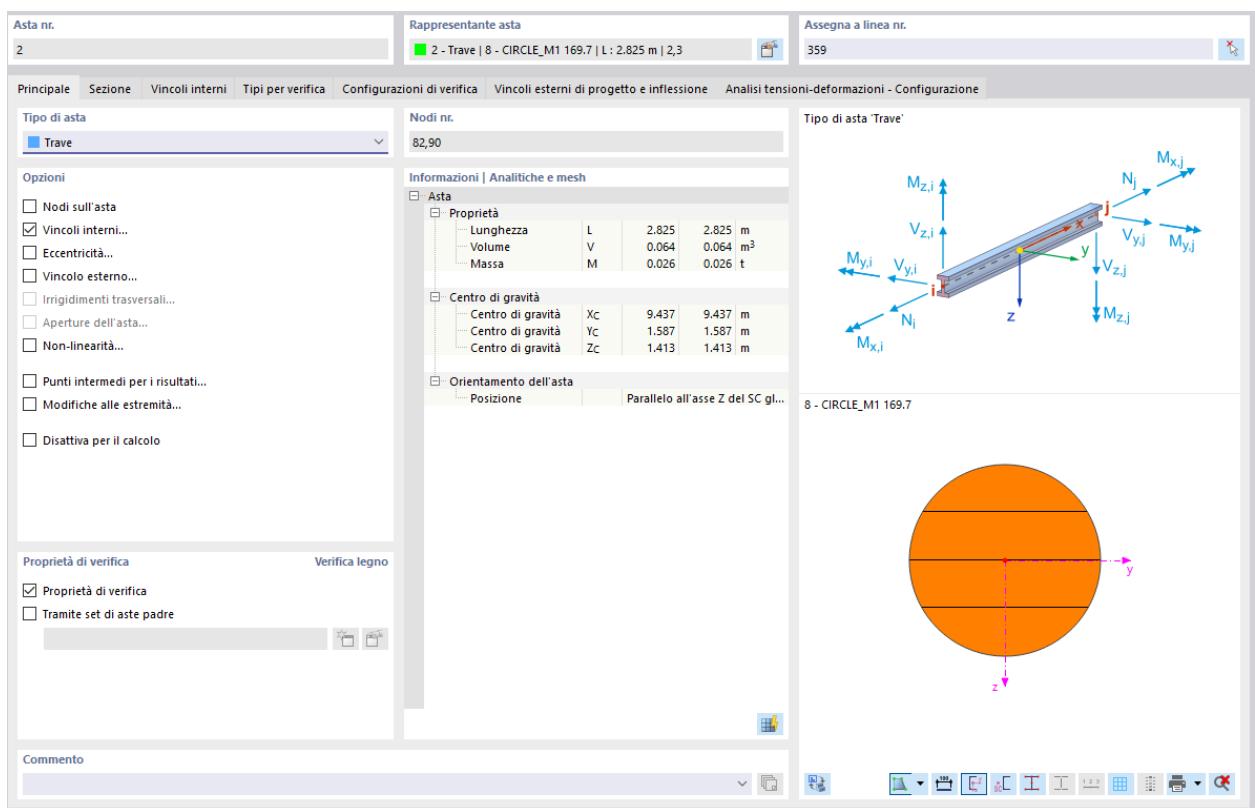


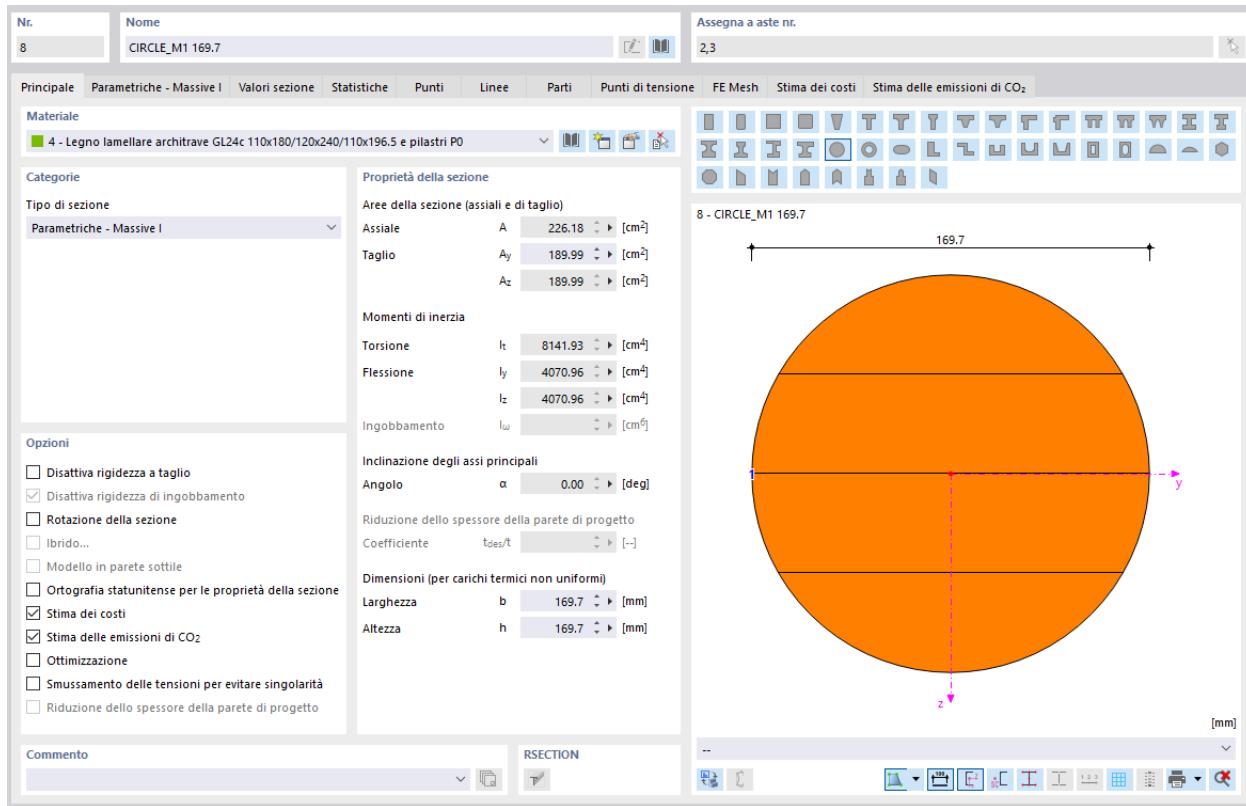
Figura 5.28 Modellazione delle pareti in pannelli X-Lam del piano terra.

La modellazione del piano terra si completa andando a modellare i pilastri in legno lamellare incollato, e tutti gli architravi e le travi in acciaio, in pannelli X-Lam ed in legno lamellare, ivi presenti. Tali elementi strutturali vengono modellati come elementi frame, essendo degli elementi strutturali monodimensionali snelli, pertanto per fare ciò, si seleziona il comando “Nuova asta singola” [  ], dopodichè scelto il “Tipo di asta”, tra i numerosi modelli presenti nel software, il materiale, e definita la sezione trasversale dell’elemento strutturale che vogliamo modellare, unitamente alla sua lunghezza, si definiscono i vincoli interni cui tale elemento strutturale risulta essere soggetto, dopo aver spuntato tra le “Opzioni”, la voce “Vincoli interni”. In particolare, i pilastri in legno lamellare incollato, presenti al piano terra, risultano essere di classe GL24c e risultano avere sia sezione circolare di diametro pari a 169.7 mm sia sezione quadrata di dimensione pari a 200 mm, e di altezza pari a 2.825 m, ma entrambe le tipologie di pilastro risultano essere staticamente delle bielle, pertanto risultano essere vincolate con la fondazione (vincolo esterno) e con l’elemento strutturale soprastante (vincolo interno) attraverso delle cerniere.

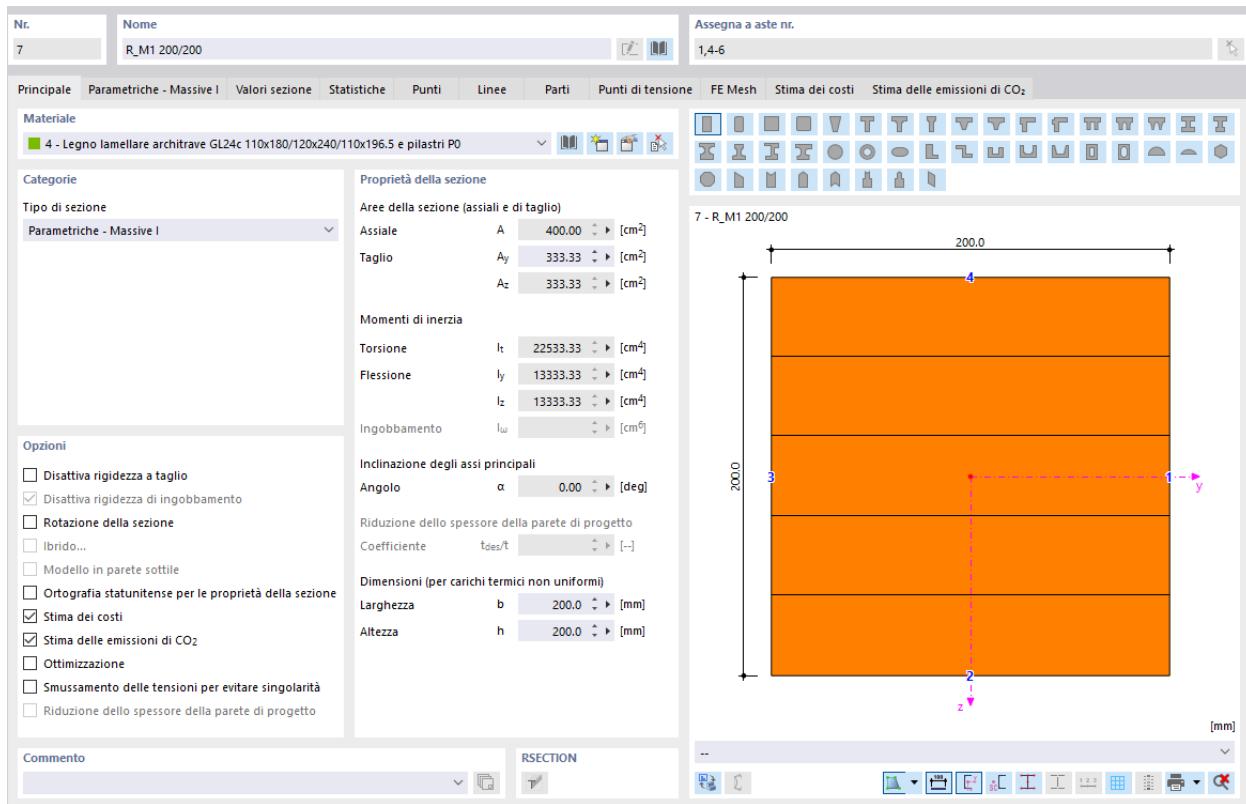


**Figura 5.29** Nuova asta singola.

## *Modellazione palazzina oggetto di studio*

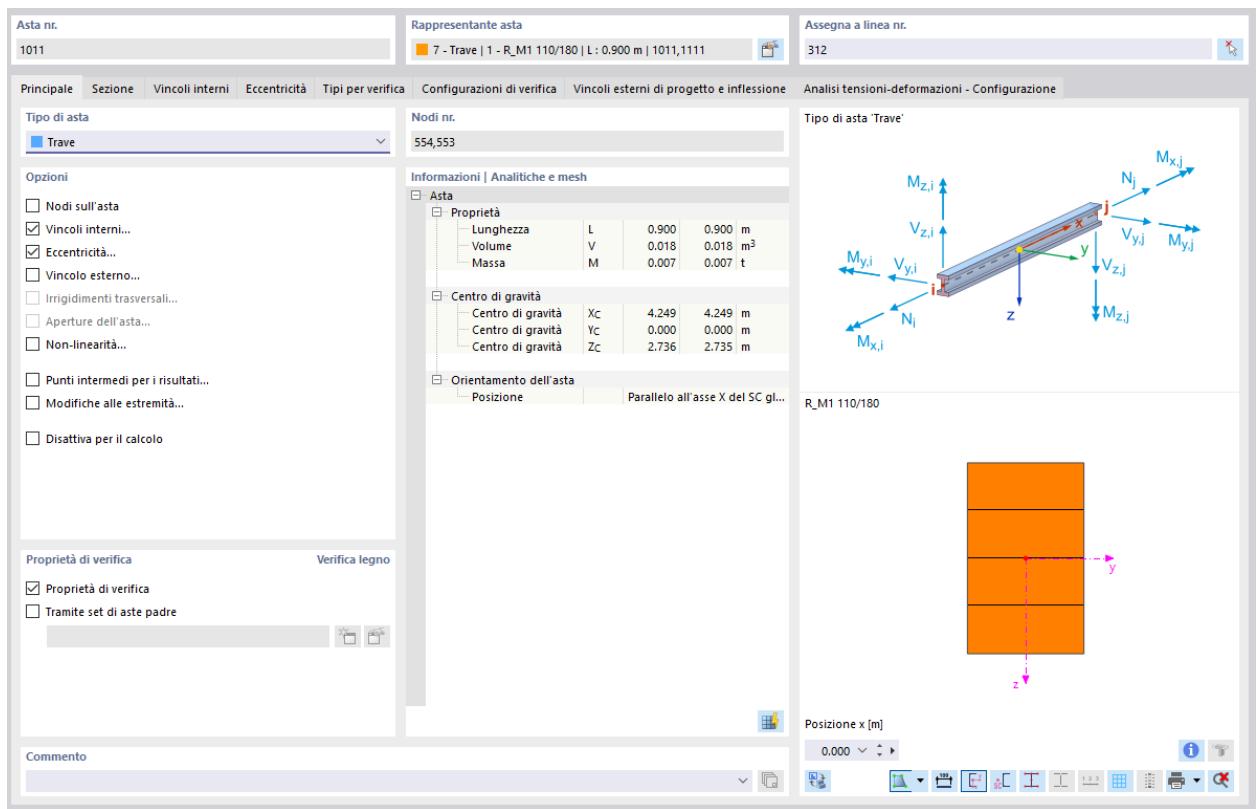


**Figura 5.30** Caratteristiche del pilastro a sezione circolare  $D=169.7\text{ mm}$  in legno lamellare GL24c.



**Figura 5.31 Caratteristiche del pilastro a sezione quadrata 200x200 mm in legno lamellare GL24c.**

Anche i vari architravi presenti risultano essere staticamente delle bielle, pertanto risultano essere vincolati ai loro estremi mediante delle cerniere, mentre le travi risultano avere lo schema statico di trave continua su più appoggi, inoltre sia per gli architravi che per le travi, tra le “Opzioni” viene spuntata anche la voce “Eccentricità”, che consente di abbassare l’estradosso degli architravi e delle travi fino al piano medio del solaio, per rendere il modello più gradevole dal punto di vista estetico. Vengono dunque riportate di seguito le sezioni trasversali, ed il materiale costituente, di tutti gli architravi e le travi, modellate tramite “Nuova asta singola”, al piano terra:



**Figura 5.32** Nuova asta singola.

## Modellazione palazzina oggetto di studio

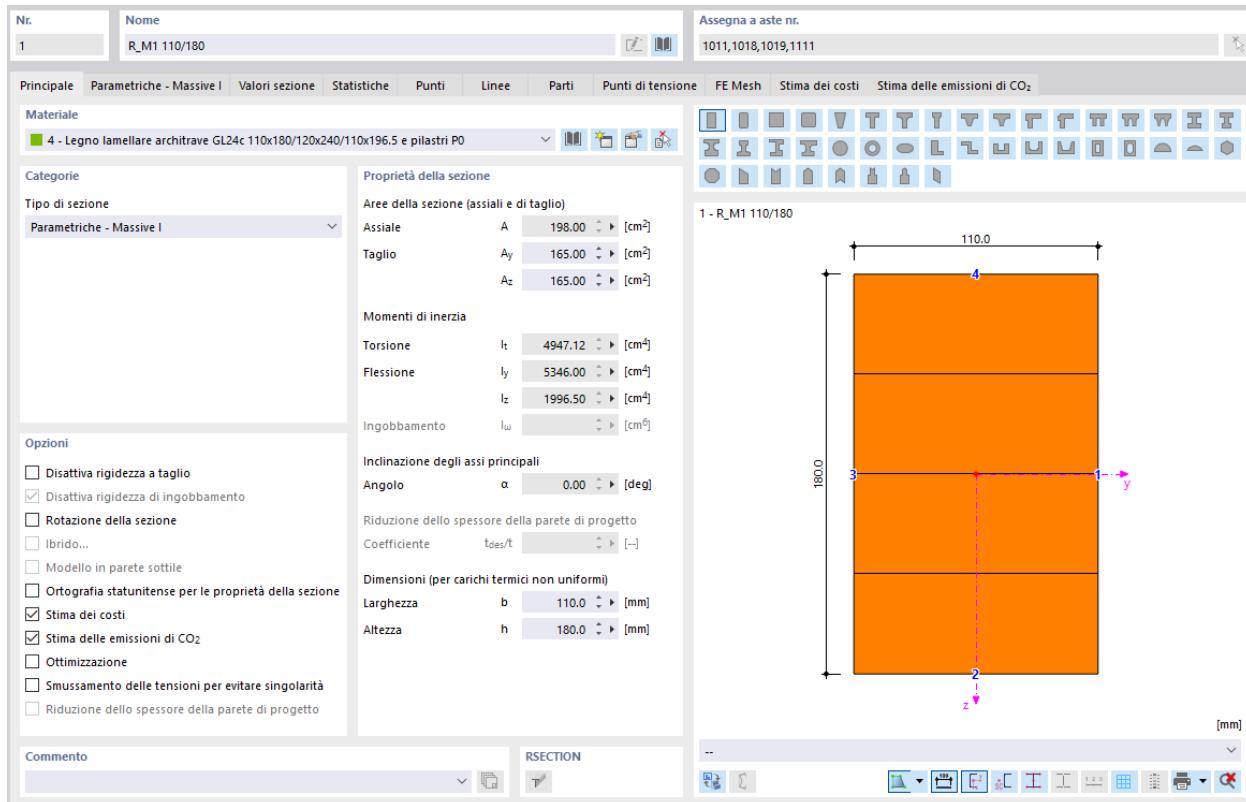


Figura 5.33 Caratteristiche dell'architrave di dimensioni 110x180 mm in legno lamellare GL24c.

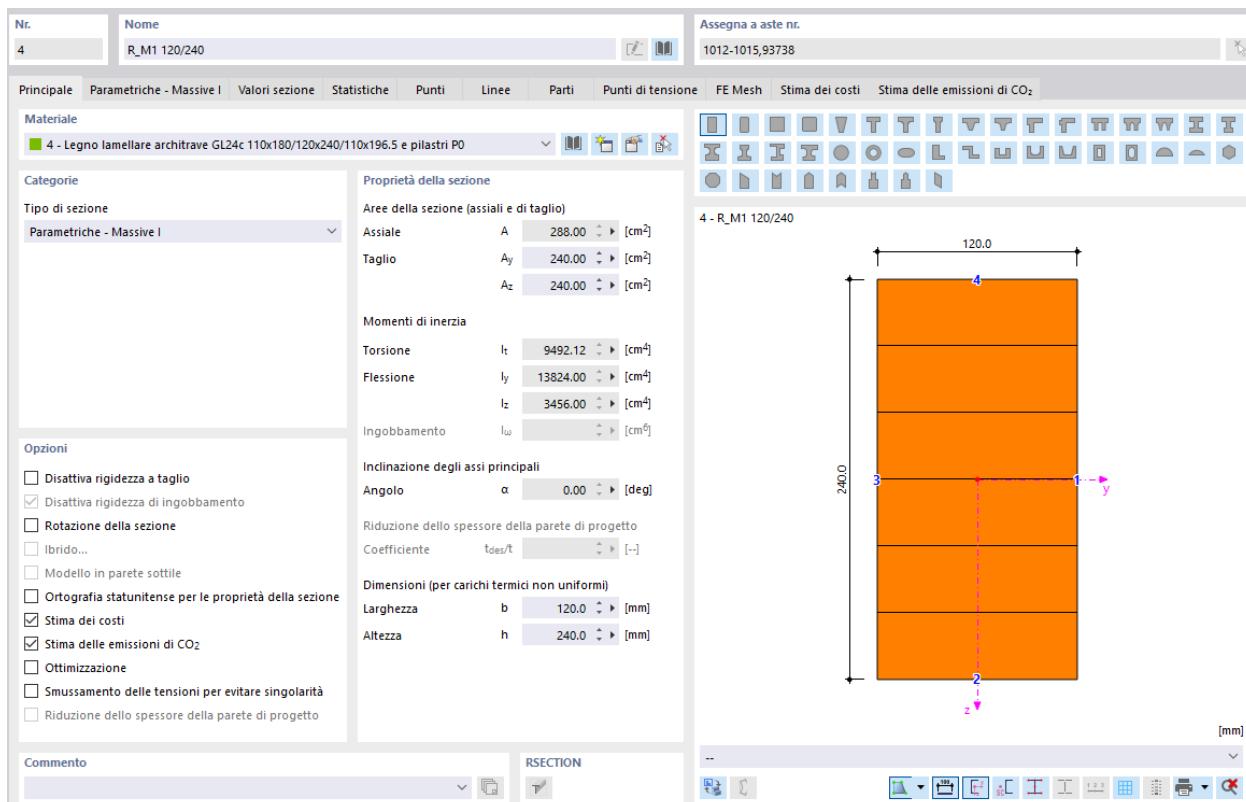
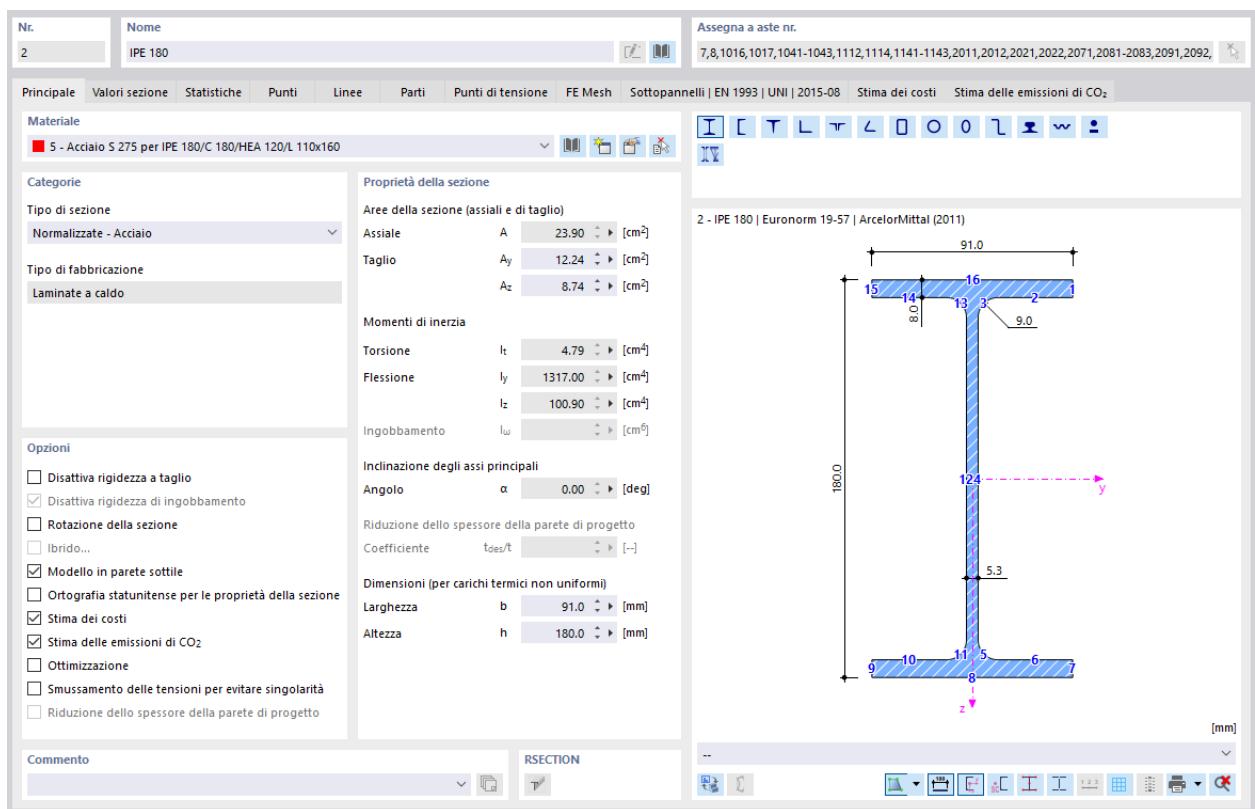
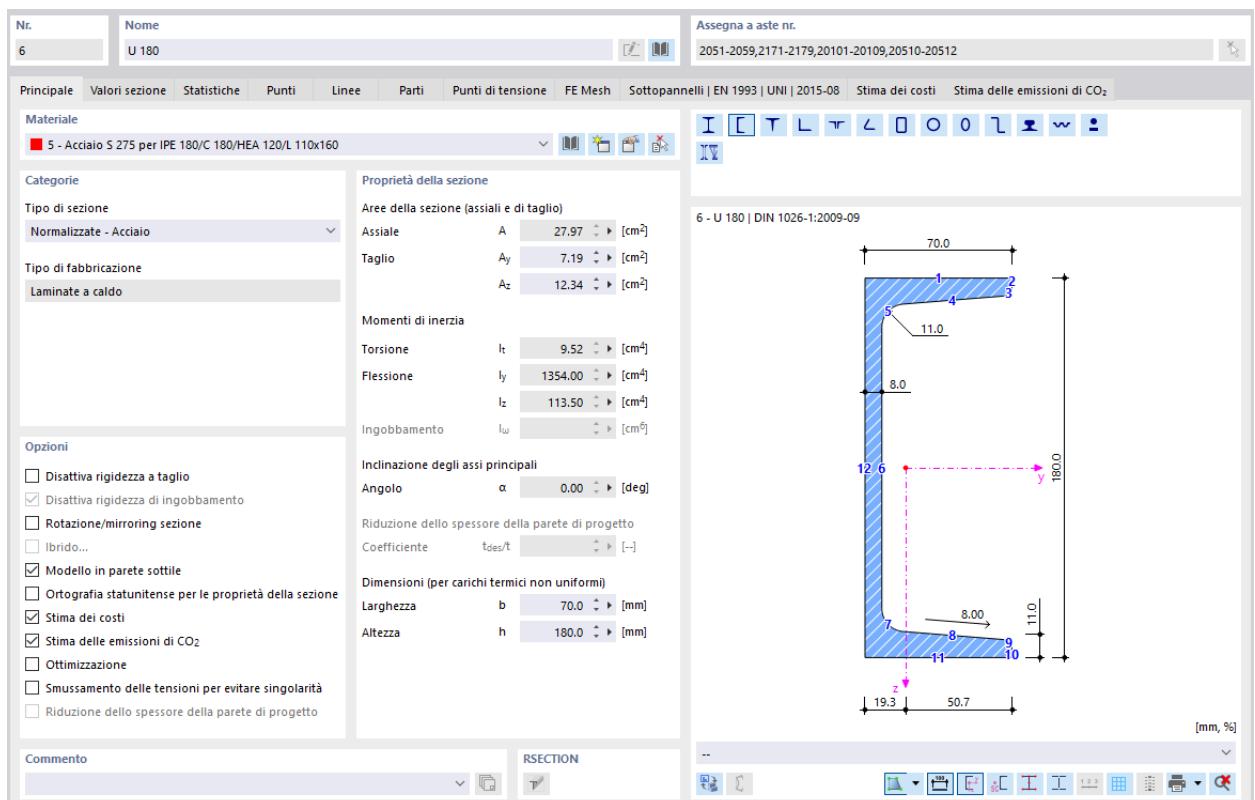


Figura 5.34 Caratteristiche dell'architrave di dimensioni 120x240 mm in legno lamellare GL24c.

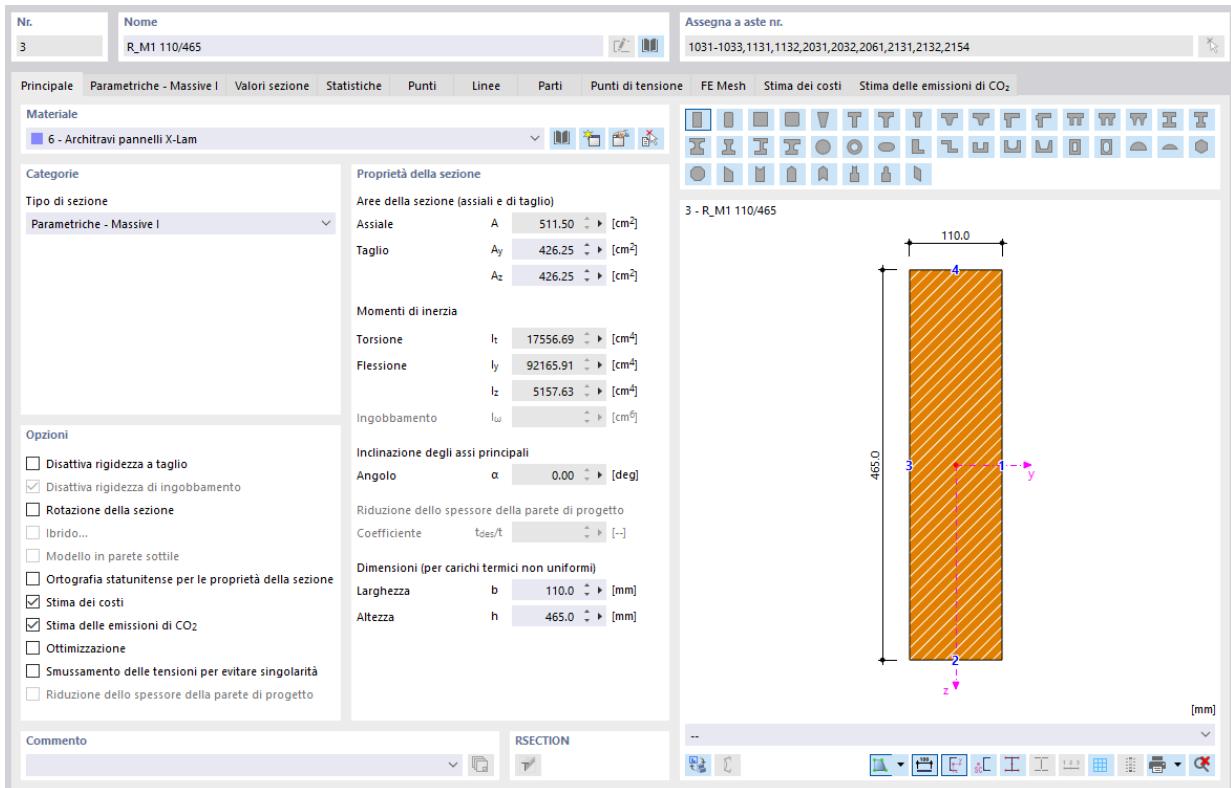


*Figura 5.35 Caratteristiche dell'architrave IPE180 in acciaio S275.*

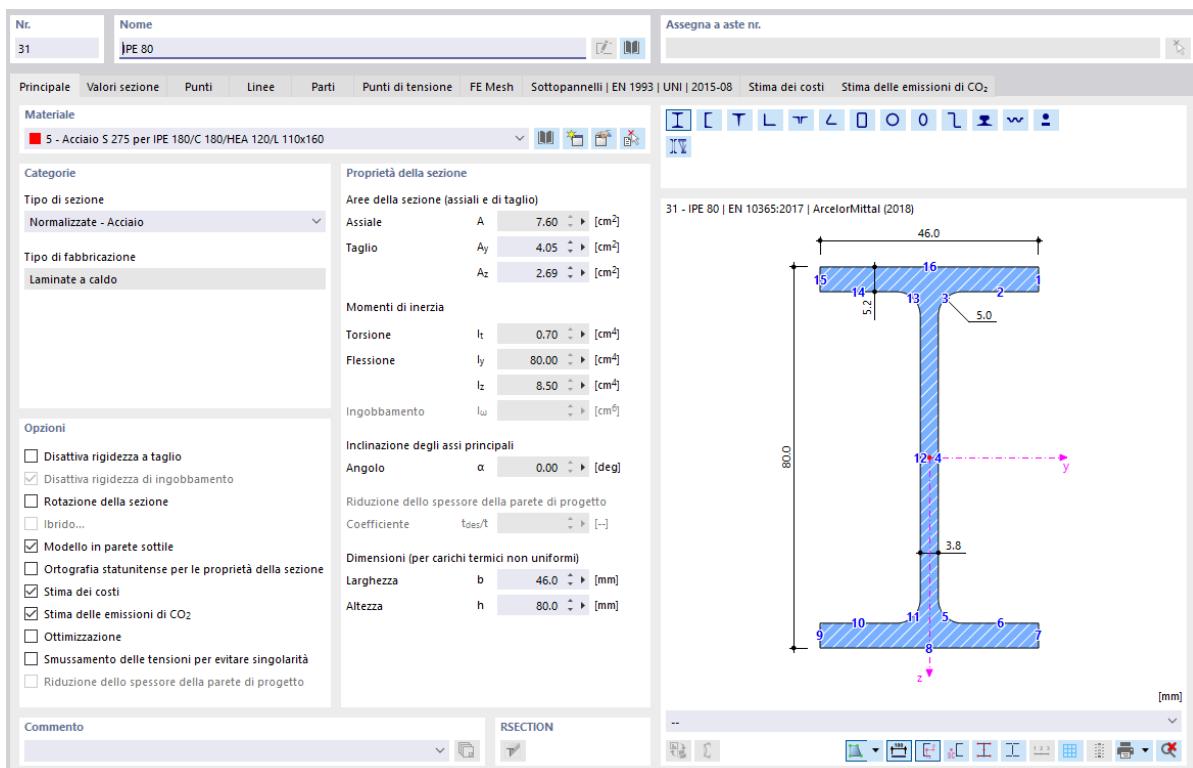


**Figura 5.36** Caratteristiche della trave UPN 180 in acciaio S275.

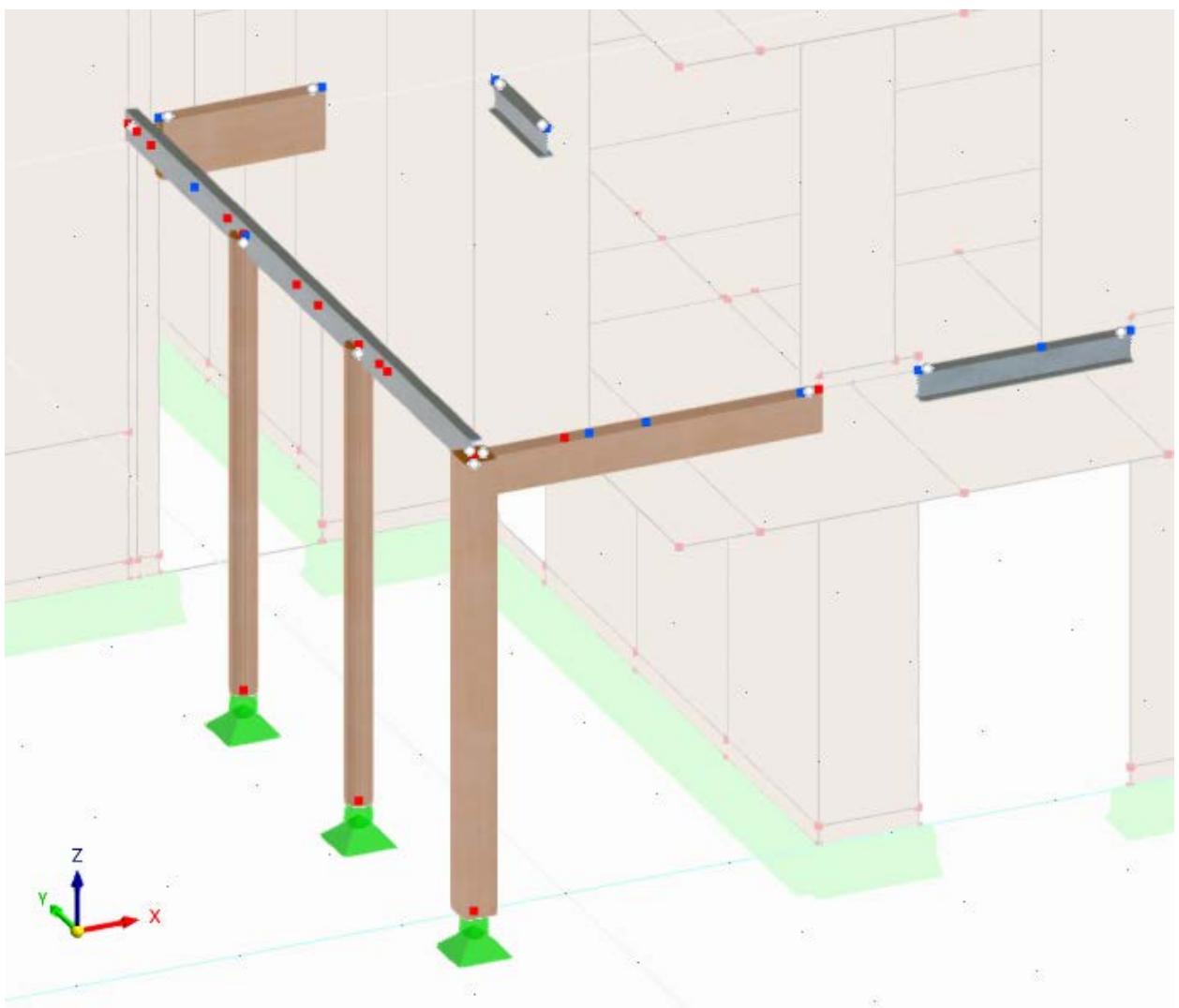
## Modellazione palazzina oggetto di studio



**Figura 5.37 Caratteristiche dell'architrave di dimensioni 110x465 mm in pannello X-Lam (modellato come materiale equivalente).**

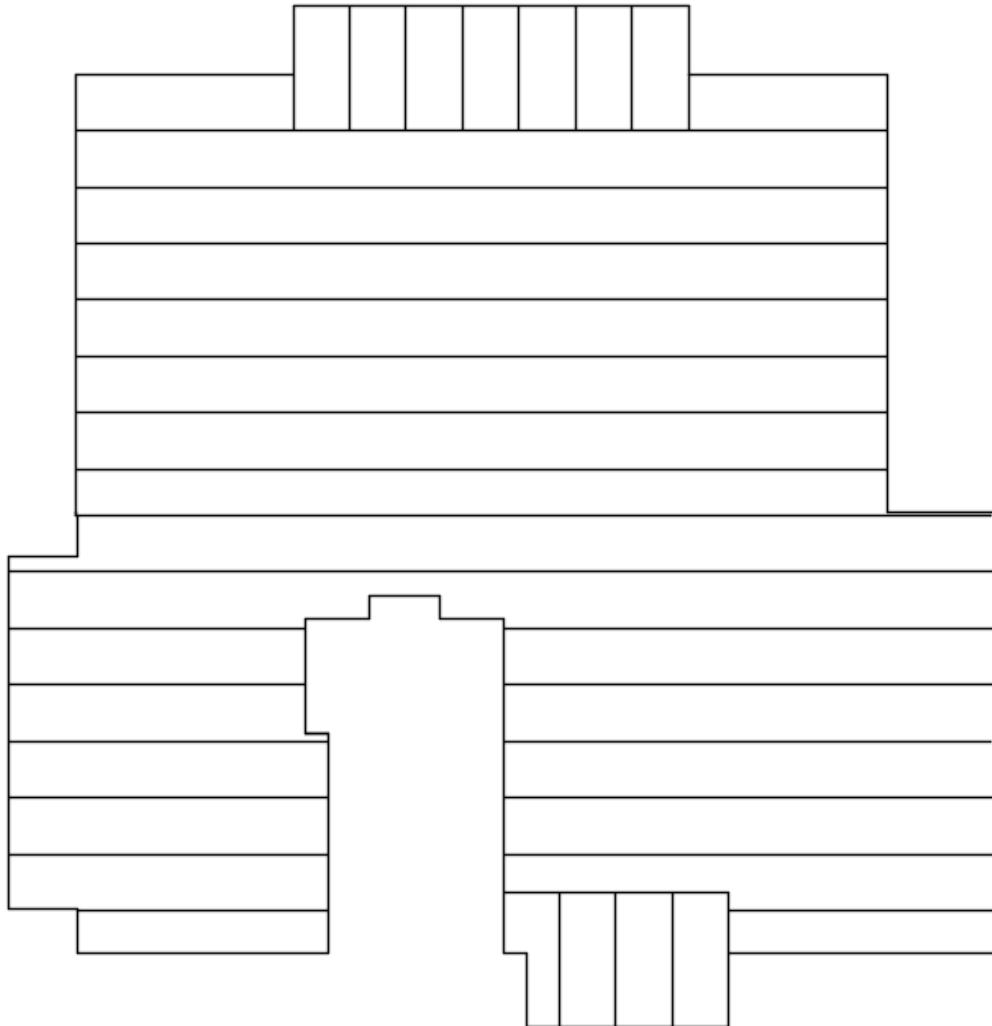


**Figura 5.38 Caratteristiche della trave HEA 120 in acciaio S275.**



**Figura 5.39** Modellazione dei pilastri in legno lamellare, della trave UPN 180, degli architravi IPE 180 ed in legno lamellare 120x140 mm.

Finita la modellazione del piano terra, è stata effettuata la modellazione del solaio del primo piano, seguendo l'effettiva disposizione dei pannelli X-Lam di solaio e la loro dimensione, come da elaborati tecnici esecutivi; in particolare, in tale modello rigido, i vari pannelli X-Lam di solaio, di larghezza pari a 1.25 m (ad esclusione di alcuni pezzi speciali opportunamente ritagliati per completare gli spazi rimanenti), sono stati rigidamente connessi tra di loro, tralasciando la reale rigidezza tagliente delle connessioni metalliche ivi presenti, e sono stati rigidamente connessi anche con la parete sottostante.



**Figura 5.40 Disposizione dei pannelli X-Lam di solaio.**

Inoltre, come specificato, nel precedente paragrafo, il solaio è stato modellato come un elemento bidimensionale a comportamento “Ortotropo-Elastico lineare (Superfici)” per tener conto del suo reale comportamento, andando a definire la stratigrafia dei vari pannelli X-Lam costituenti il solaio stesso. Ciò ha permesso di evitare di dover inserire un apposito vincolo di diaframma rigido di piano nel modello, in quanto, avendo considerato l’effettiva rigidezza dei pannelli X-Lam costituenti il solaio, il software risulta riconoscere, in automatico, la presenza di un orizzontamento rigido, come tra l’altro studi scientifici sul comportamento di tali tipologie strutturali risultano dimostrare [22]. In particolare, il solaio è stato modellato, in campata, nel suo piano medio, per considerare il suo comportamento a piastra, mentre agli appoggi, quindi in corrispondenza delle pareti sottostanti e soprastanti, nel suo spessore, per tener conto del suo ridotto modulo elastico fuori piano, e quindi per considerare i possibili fenomeni di schiacciamento cui può essere soggetto qualora risulti essere soggetto a compressione ortogonale al suo piano medio.

Per modellare il solaio come corpo bidimensionale, si utilizza ancora una volta il comando “Nuova superficie rettangolare” [ ] e si seleziona, come per le pareti, la voce “Spessore con materiale”, in

quanto i pannelli X-Lam sono stati definiti, non come "Materiali", ma come "Spessori", dato che solamente con tale opzione è possibile definire un materiale "a strati", come appunto sono i pannelli X-Lam.



Figura 5.41 Modellazione di una porzione del solaio in pannelli X-Lam.

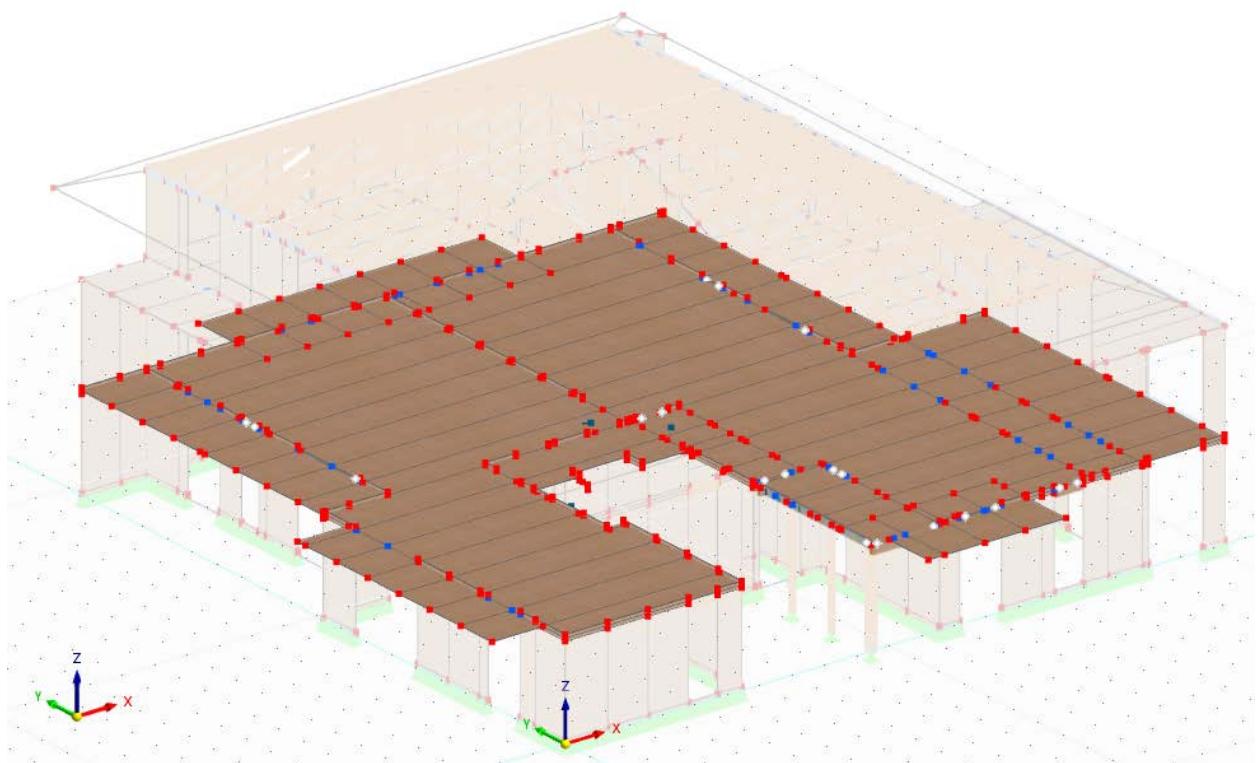
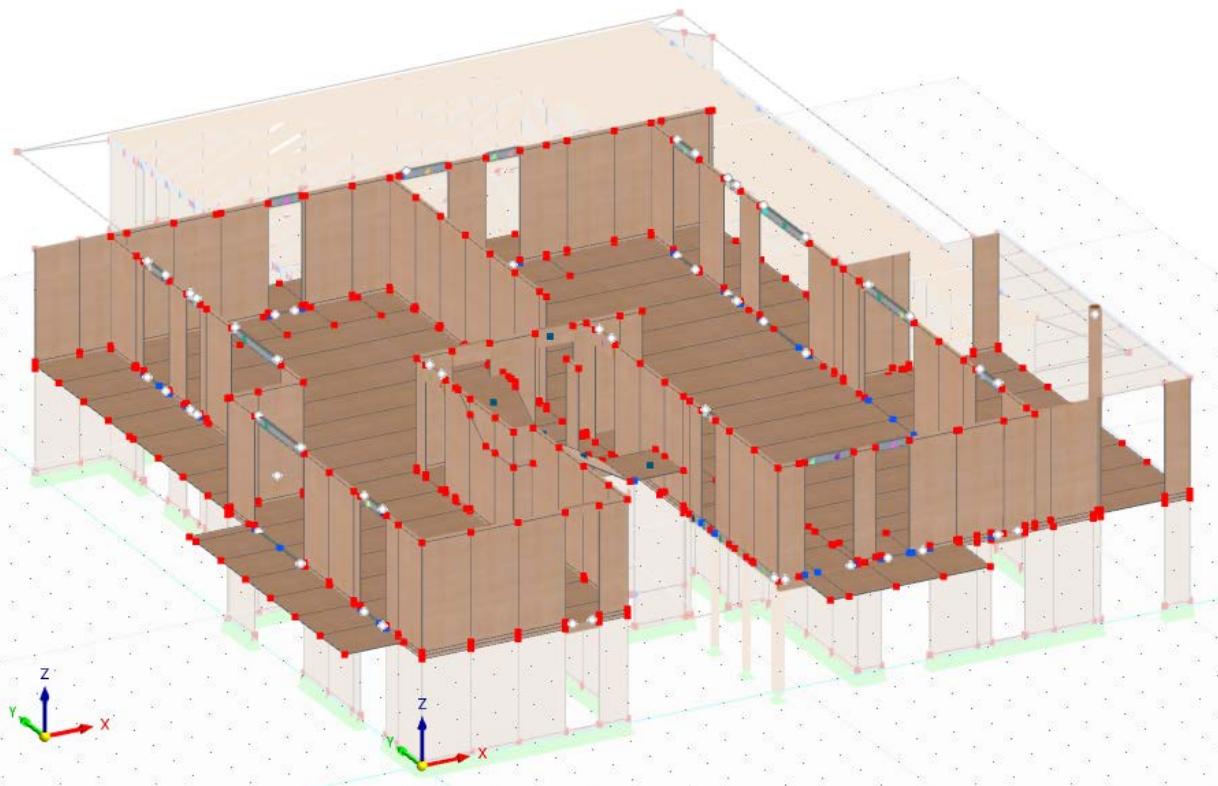


Figura 5.42 Modellazione del solaio in pannelli X-Lam.

Completata la modellazione del solaio di primo piano, è stata eseguita la modellazione del piano successivo, seguendo la stessa procedura effettuata per il piano terra, però con l'accortezza di considerare un'altezza delle pareti pari a 2.795 m.

La scelta di aver progettato le pareti dell'edificio residenziale, oggetto di studio, tramite pannelli X-Lam, di modulo 1.25 m, affiancati tra di loro, anziché realizzarle come pareti monolitiche su tutta la loro lunghezza, è stata dettata dal fatto di voler ottenere una struttura che, globalmente, fosse meno rigida rispetto ad una struttura monolitica. Inoltre un vantaggio che risulta ottenersi, utilizzando dei pannelli X-Lam di tali dimensioni, risulta essere legato alla loro trasportabilità, che può essere organizzata in maniera più funzionale ed economica, ed anche legato al minor scarto del materiale, in quanto gli scarti derivati dai tagli di alcuni pannelli X-Lam possono essere utilizzati per comporre altre pareti.



**Figura 5.43** Modellazione del primo piano.

Per modellare l'ultimo piano, viene eseguita la stessa procedura utilizzata per i piani precedenti, però adesso le dimensioni dei pannelli X-Lam costituenti le pareti risultano essere diverse, in quanto seguono e sostengono la copertura a padiglioni soprastante, avente un'inclinazione delle falde pari a 20°. Onde evitare di dover ripetere gli stessi ragionamenti già evidenziati per i piani precedenti, si preferisce riportare direttamente la modellazione dell'ultimo piano della palazzina residenziale oggetto di studio.



Figura 5.44 Modellazione del secondo piano.

Inoltre si riportano di seguito le disposizioni e le geometrie dei vari pannelli X-Lam modellati, costituenti tutte le pareti e tutti i solai dell'edificio residenziale, coerentemente agli elaborati tecnici esecutivi:

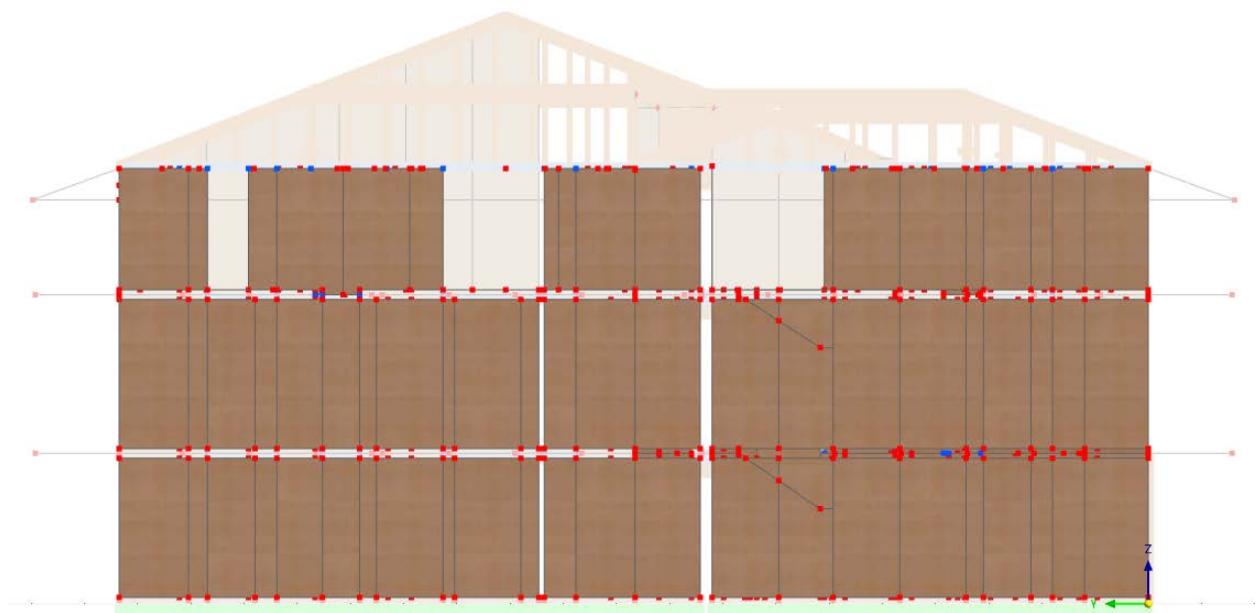


Figura 5.45 Disposizione dei pannelli X-Lam costituenti le pareti esterne della facciata Sud.

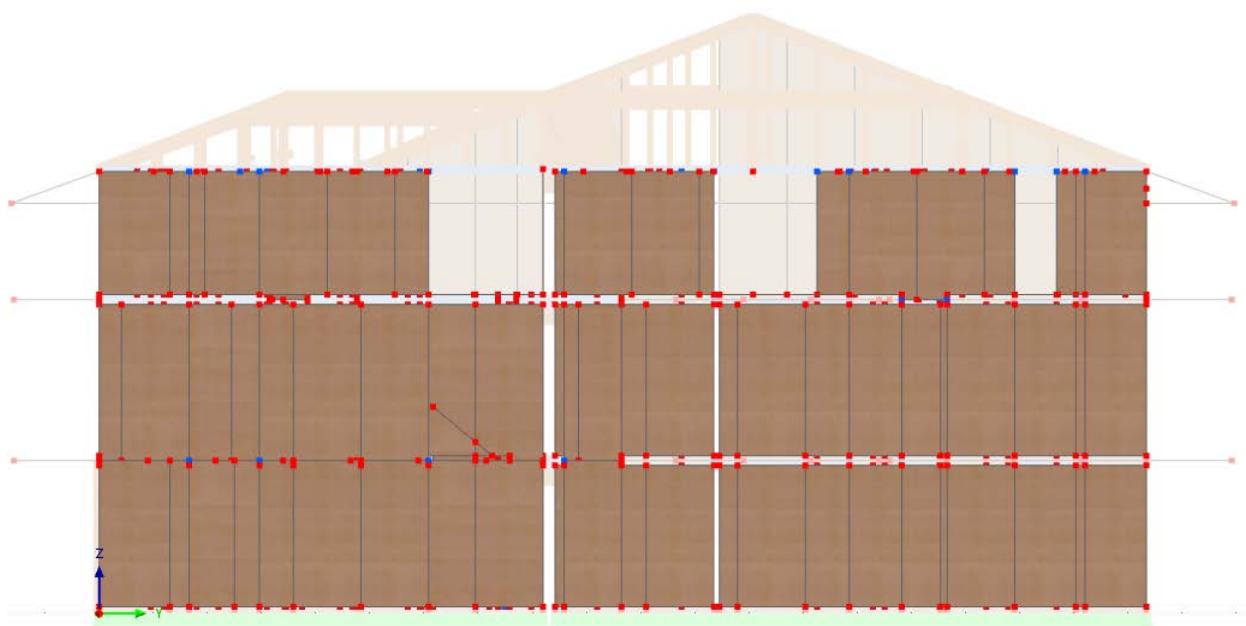


Figura 5.46 Disposizione dei pannelli X-Lam costituenti le pareti esterne della facciata Nord.

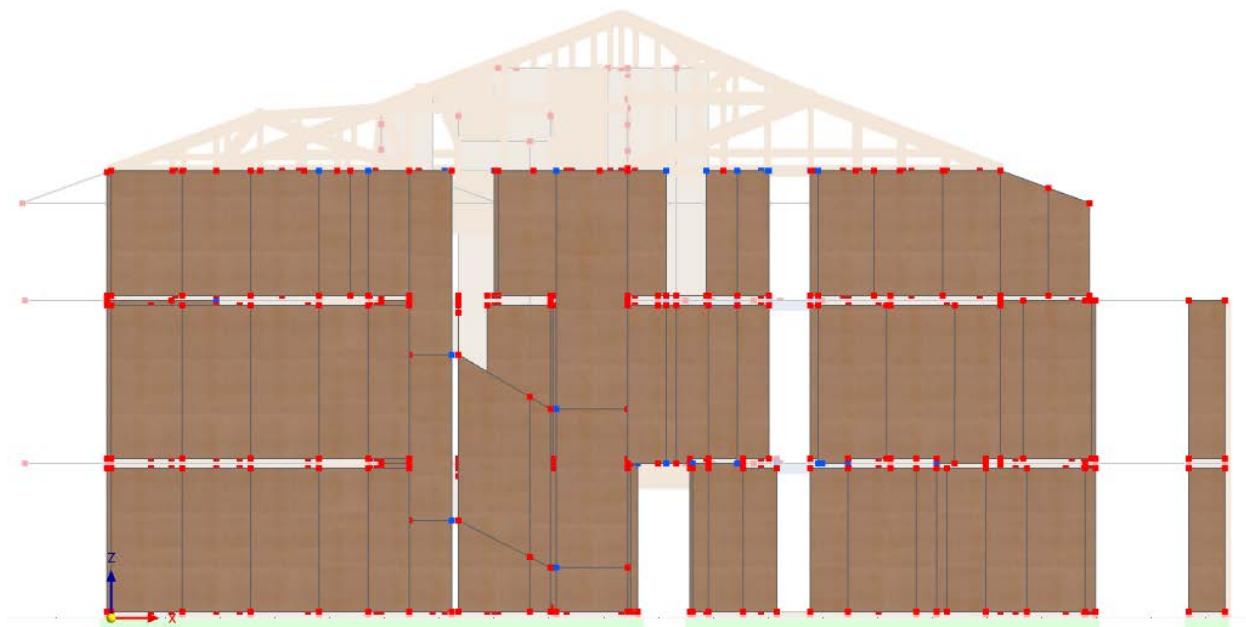


Figura 5.47 Disposizione dei pannelli X-Lam costituenti le pareti esterne della facciata Ovest.

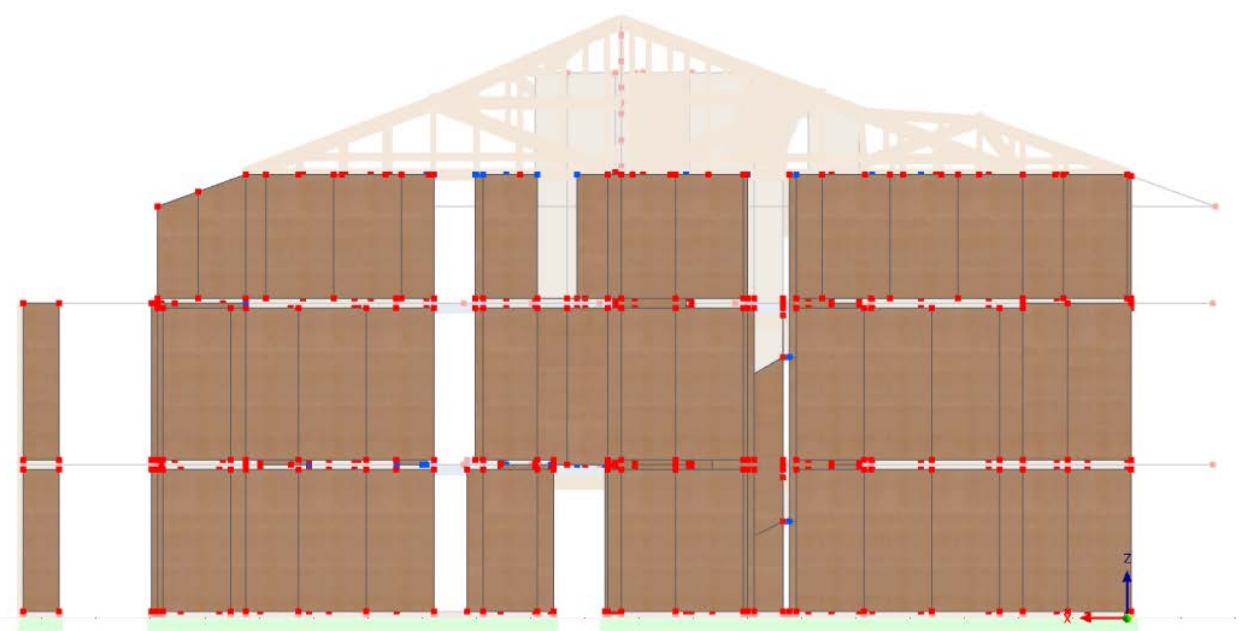


Figura 5.48 Disposizione dei pannelli X-Lam costituenti le pareti esterne della facciata Est.

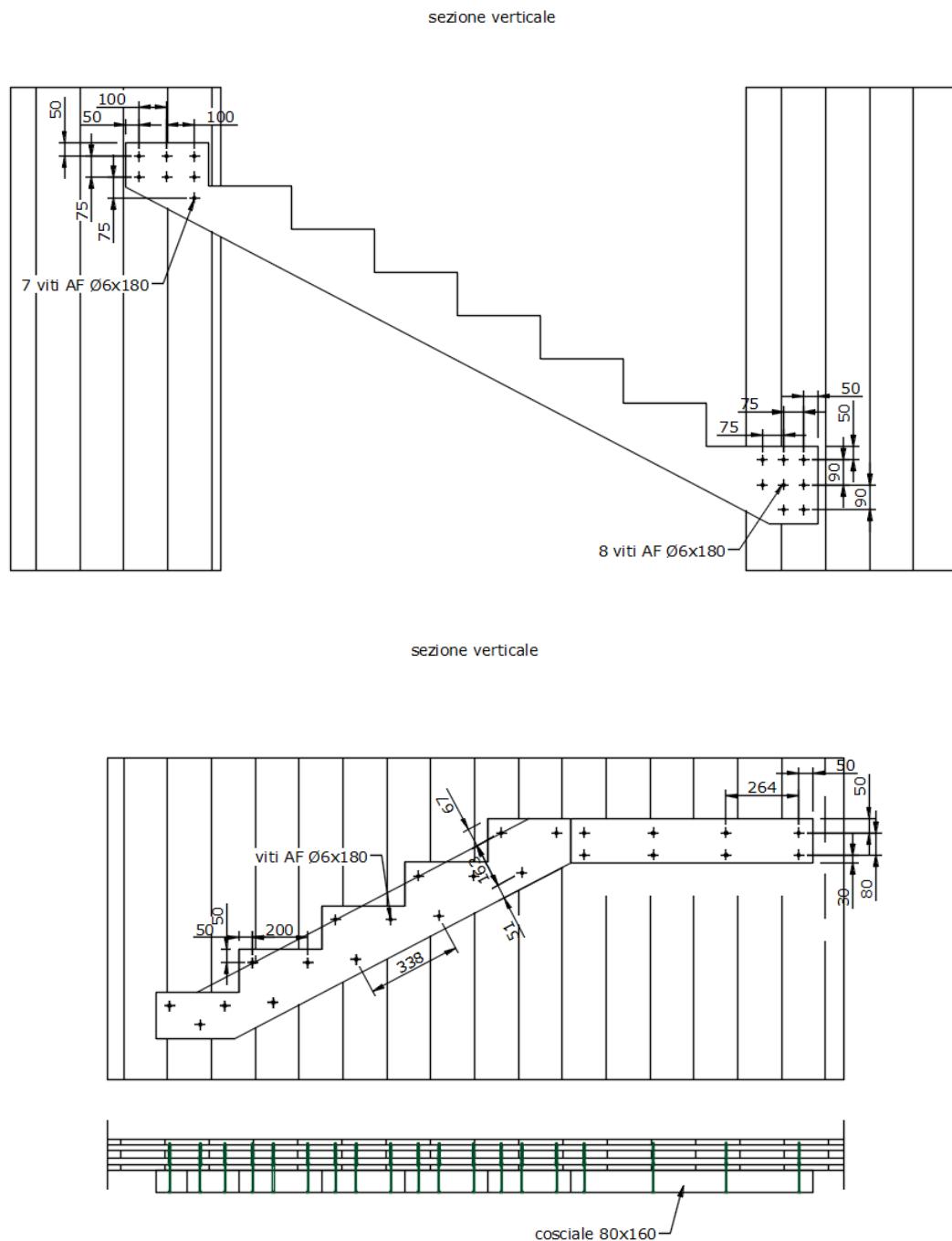


Figura 5.49 Disposizione dei pannelli X-Lam costituenti le pareti interne.



Figura 5.50 Disposizione dei pannelli X-Lam costituenti il solaio.

Completa la modellazione della struttura in elevazione, della palazzina residenziale oggetto di studio, il blocco vano scala, ed in particolare la scala viene modellata come un corpo bidimensionale a comportamento “Ortotropo-Elastico lineare (Superfici)”, in legno lamellare incollato di classe GL24c, rigidamente connesso al blocco scala realizzato in pannelli X-Lam, di spessore pari a quello delle altre pareti, nonostante essa venga realizzata mediante due cosciali inclinati in legno lamellare incollato di classe GL24c, opportunamente sagomati, a correre lungo lo sviluppo delle pareti del blocco vano scala, e mediante dei pannelli X-Lam, per i pianerottoli intermedi, e da tavole in legno lamellare incollato di classe GL24c, costituenti le pedate e le alzate, appoggiate ai cosciali stessi.



**Figura 5.51** Particolari della struttura portante della scala

Il motivo di tale scelta è stato dettato dalla necessità di avere una superficie su cui poter applicare i carichi permanenti non strutturali ed i sovraccarichi di categoria A, pertanto è stato scelto di approssimare la struttura reale della scala, realizzata per lo più da elementi monodimensionali anziché bidimensionali, come se fosse un corpo bidimensionale, avendo però l'accortezza di ottenere un corpo bidimensionale che avesse lo stesso peso strutturale della struttura reale della scala, e ciò è stato controllato andando a scegliere uno spessore del corpo bidimensionale tale da ottenere lo stesso peso strutturale della scala reale.

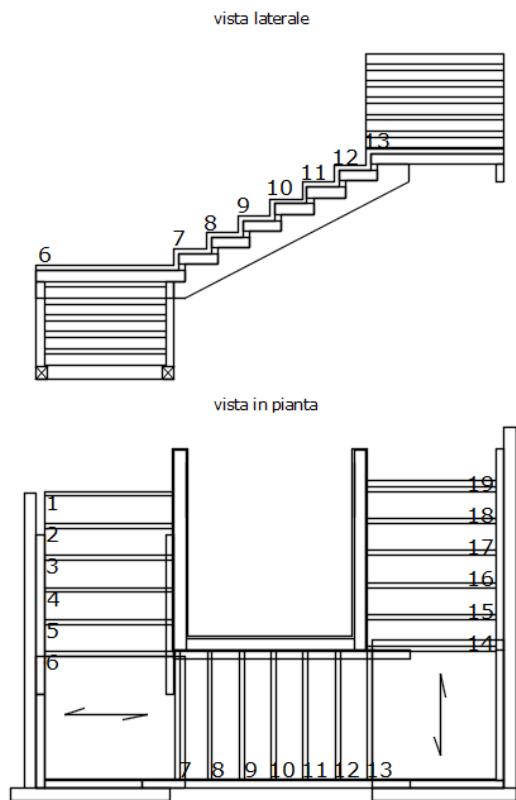


Figura 5.52     *Scala reale.*



Figura 5.53     *Scala modellata.*

Conclude la modellazione della struttura in elevazione, della palazzina residenziale oggetto di studio, l'inserimento di un "Link rigido" di tipo "Diaframma", in sommità delle pareti dell'ultimo piano, atto a simulare l'effetto di "coronamento" delle travi metalliche, di classe S275, aventi profilo ad L 150x100x14 mm, e delle travi in legno lamellare incollato di classe GL24c, di dimensioni 82x196 mm, poste sopra di esse. Infatti la scelta di inserire delle travi metalliche ed in legno lamellare incollato poste sopra la sommità delle pareti dell'ultimo piano è stata dettata dalla necessità di dover irrigidire e migliorare la connessione delle pareti dell'ultimo piano con gli elementi strutturali della copertura, in modo tale da limitarne la deformazione ed il collasso durante un evento sismico, nonché aumentare la resistenza complessiva della struttura, inoltre tale sistema di "coronamento" permette di supportare il peso della copertura dell'edificio e di ridistribuirlo uniformemente lungo la lunghezza della parete sottostante, riducendo così i punti di concentrazione di carico, ed infine aiuta a trasferire le sollecitazioni laterali, dovute ad un terremoto, alla struttura, riducendone il rischio di danni strutturali e crolli. Ne consegue che l'effetto complessivo di tali travi metalliche ed in legno lamellare poste in sommità delle pareti dell'ultimo piano risulti essere quello di conferire a quest'ultime un irrigidimento delle loro sommità, che quindi risulta prestarsi bene ad essere simulato attraverso un vincolo di tipo "Diaframma".

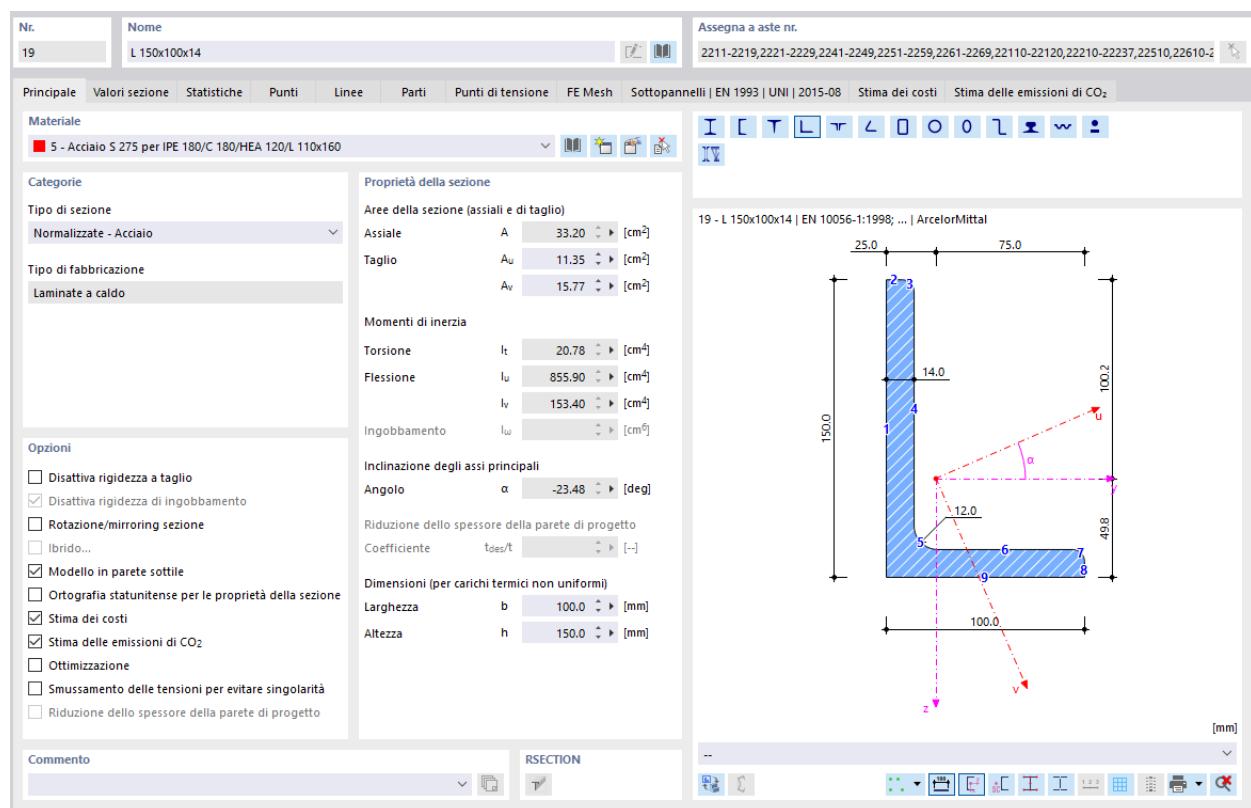
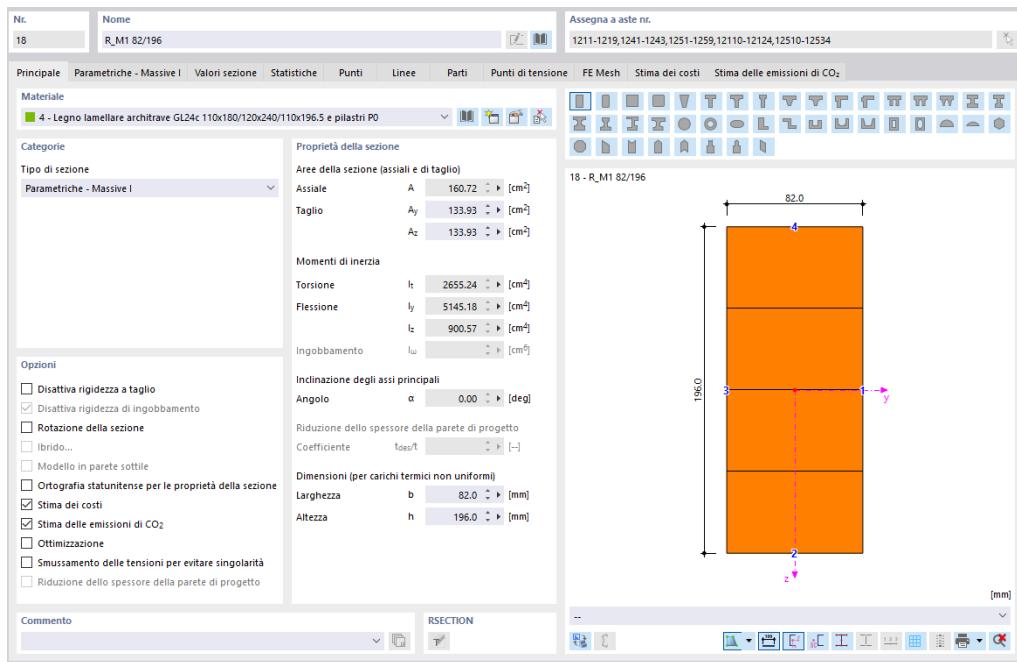
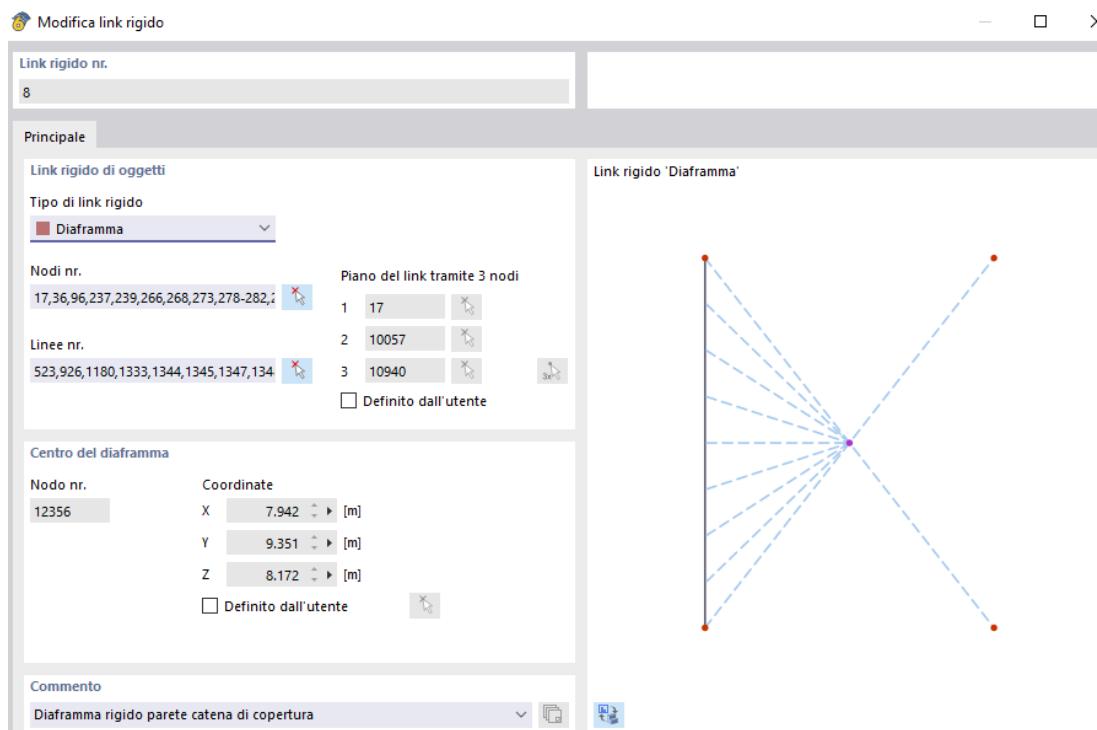


Figura 5.54 Angolare metallico di dimensioni L 150x100x14 mm.

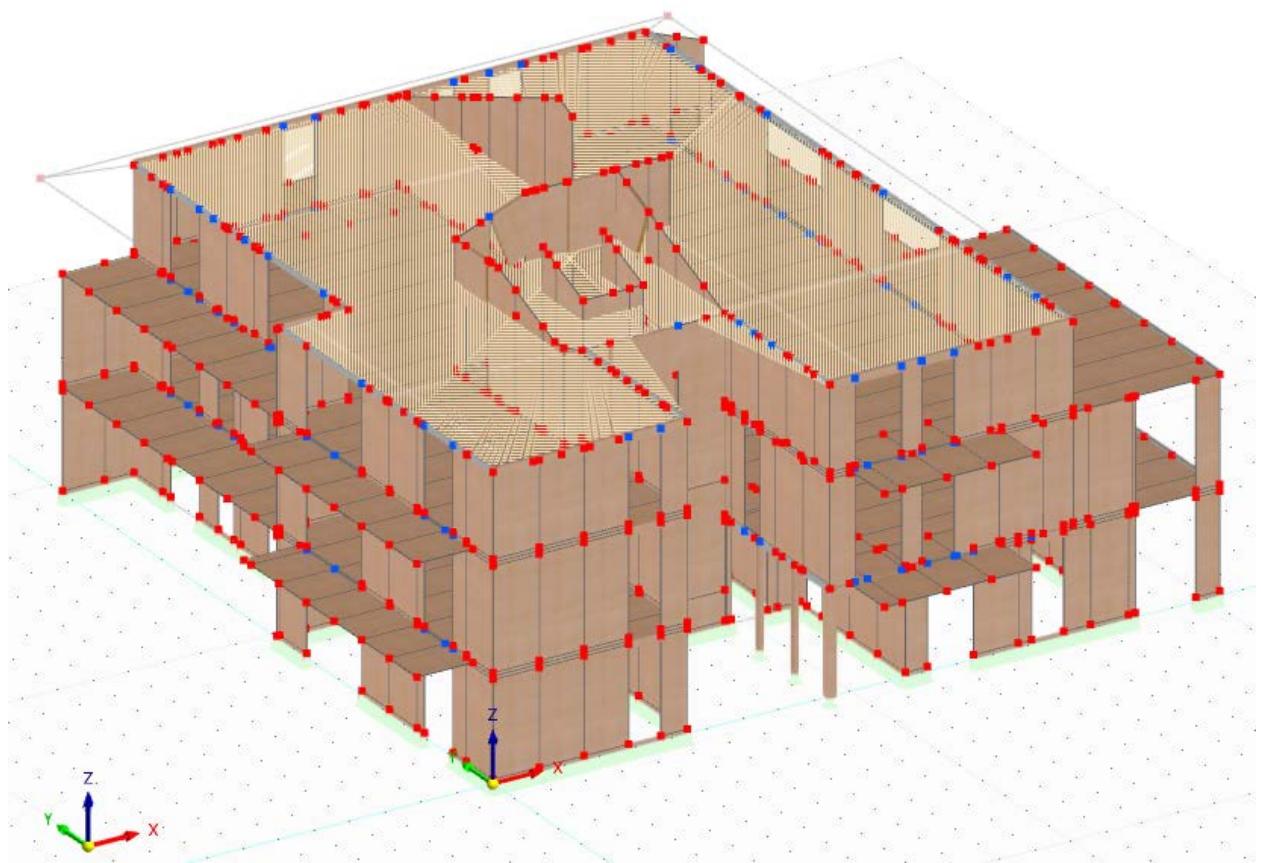


**Figura 5.55** Trave in legno lamellare di classe GL24c di dimensioni 82x196 mm.

Per poter inserire tale “Link rigido”, dal “Navigatore-Dati”, in “Oggetti speciali”, è stata selezionata la voce “Link rigidi”, ed è stato scelto il “Tipo di link rigido” tra quelli presenti all’interno del software (nel caso in esame di tipo “Diaframma”), unitamente alla definizione delle linee e dei nodi del modello su cui tale vincolo debba agire:

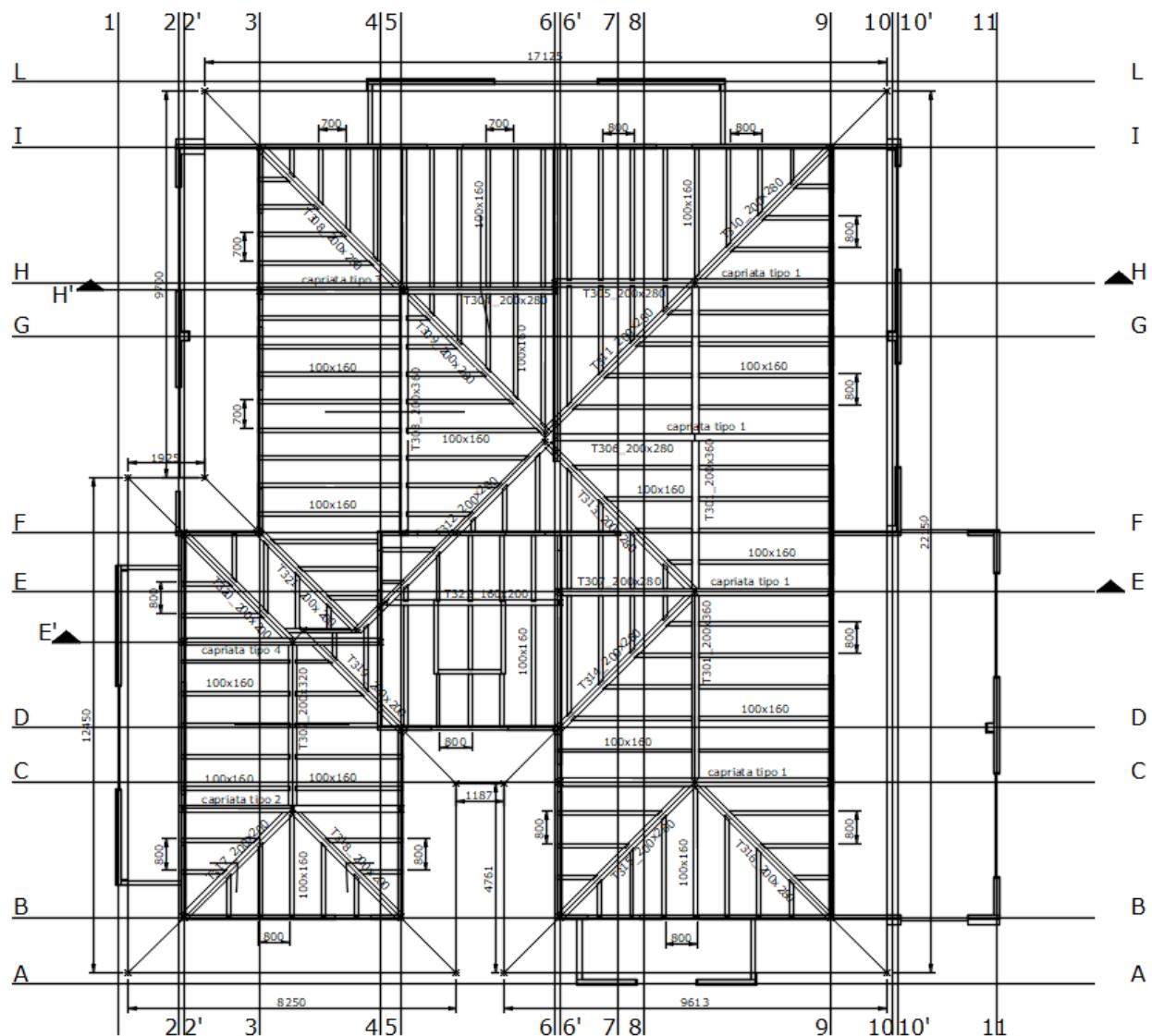


**Figura 5.56** Link rigido di tipo Diaframma.



**Figura 5.57** Link rigido di tipo Diaframma in sommità delle pareti dell'ultimo piano.

Terminata la modellazione della struttura in elevazione, è stata successivamente modellata la copertura a padiglioni poggiante su di essa, coerentemente con gli elaborati tecnici esecutivi, realizzata attraverso l'utilizzo di capriate, costituite da puntoni in legno lamellare di classe GL24h e da catene in legno lamellare di classe GL24c, di travi di colmo in legno lamellare di classe GL24c, di travi di displuvio e comopluvio in legno lamellare di classe GL24h ed infine da travetti in legno lamellare di classe GL24c. Essendo essi tutti elementi strutturali monodimensionali snelli, sono stati modellati come elementi frame, utilizzando ancora una volta il comando “Nuova asta singola” [ ], selezionando il materiale corrispondente, precedentemente definito, e scegliendone la sezione, unitamente alla definizione delle condizioni di vincolo agli estremi, coerentemente con il loro schema statico di travi doppiamente incornierate.



**Figura 5.58** Struttura della copertura a padiglioni in pianta.

La scelta di realizzare una copertura così articolata, avente una struttura "intelaiata" a travi inclinate di 20° rispetto all'orizzontale, è stata dettata dall'esigenza di alleggerirla il più possibile, date le sue elevate dimensioni in pianta (circa 375 mq), cosa che sarebbe stato impossibile da ottenere se la copertura fosse stata realizzata anch'essa mediante pannelli X-Lam, dato che il peso al metro quadrato sarebbe stato decisamente maggiore, inoltre l'utilizzo delle catene delle capriate è stato servito a contenere le spinte che altrimenti si sarebbero generate sulle pareti, provocandone il possibile ribaltamento verso l'esterno.

Di seguito vengono pertanto riportate le sezioni dei vari elementi strutturali costituenti la copertura a padiglioni:

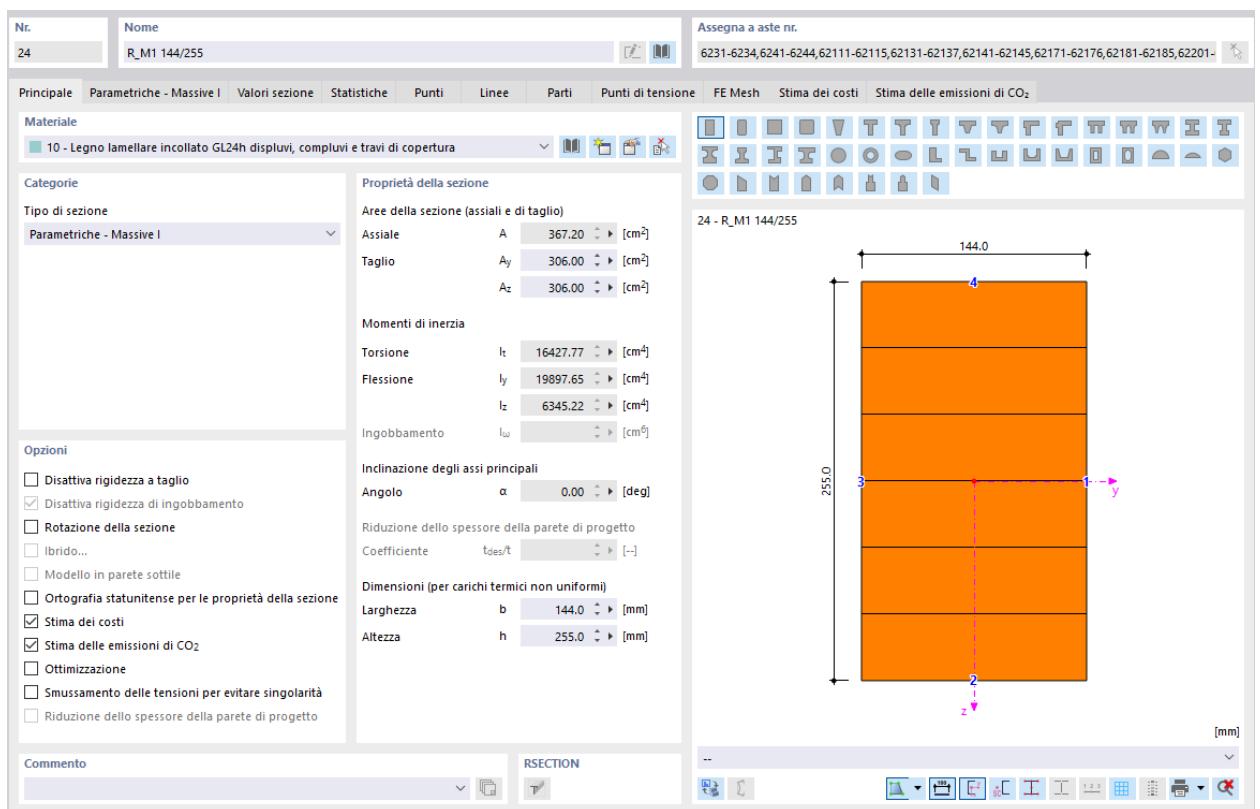


Figura 5.59 Trave di displuvio di dimensioni 144x255 mm in legno lamellare di classe GL24h.

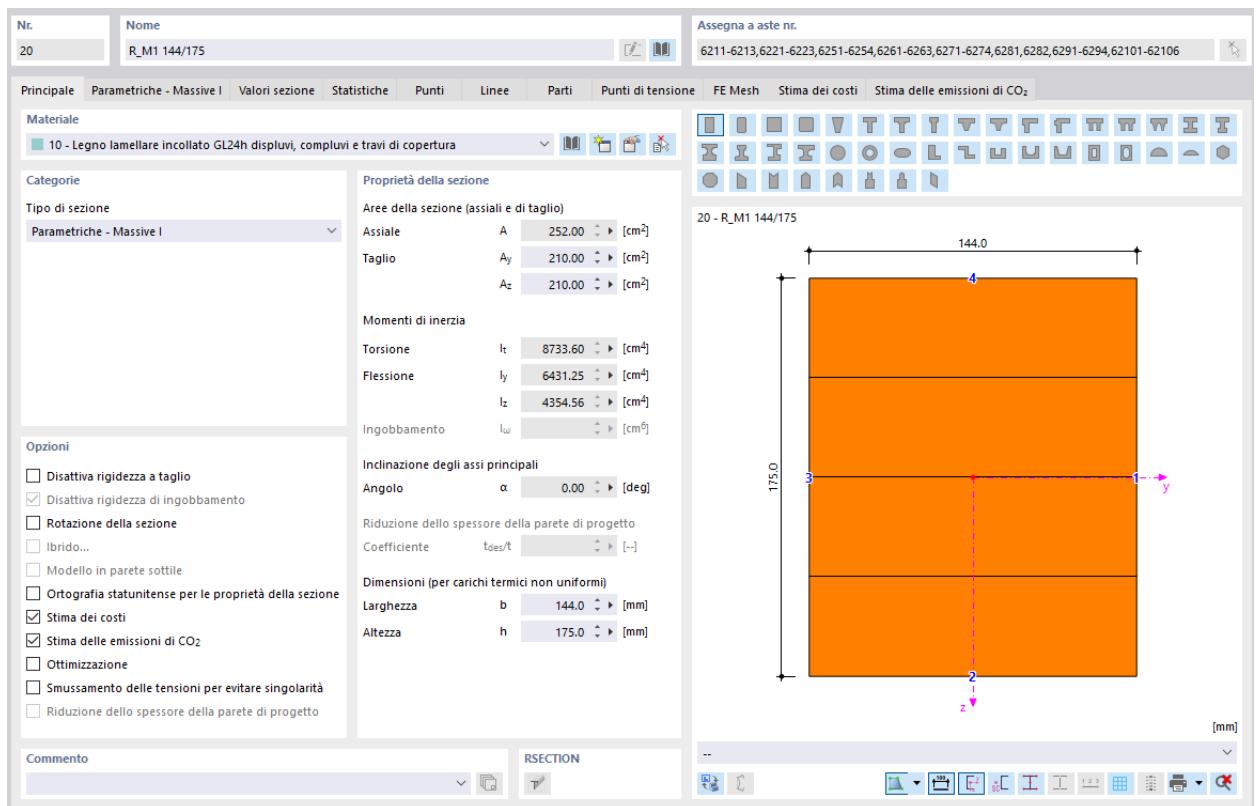


Figura 5.60 Trave di compluvio di dimensioni 144x175 mm in legno lamellare di classe GL24h.

## Modellazione palazzina oggetto di studio

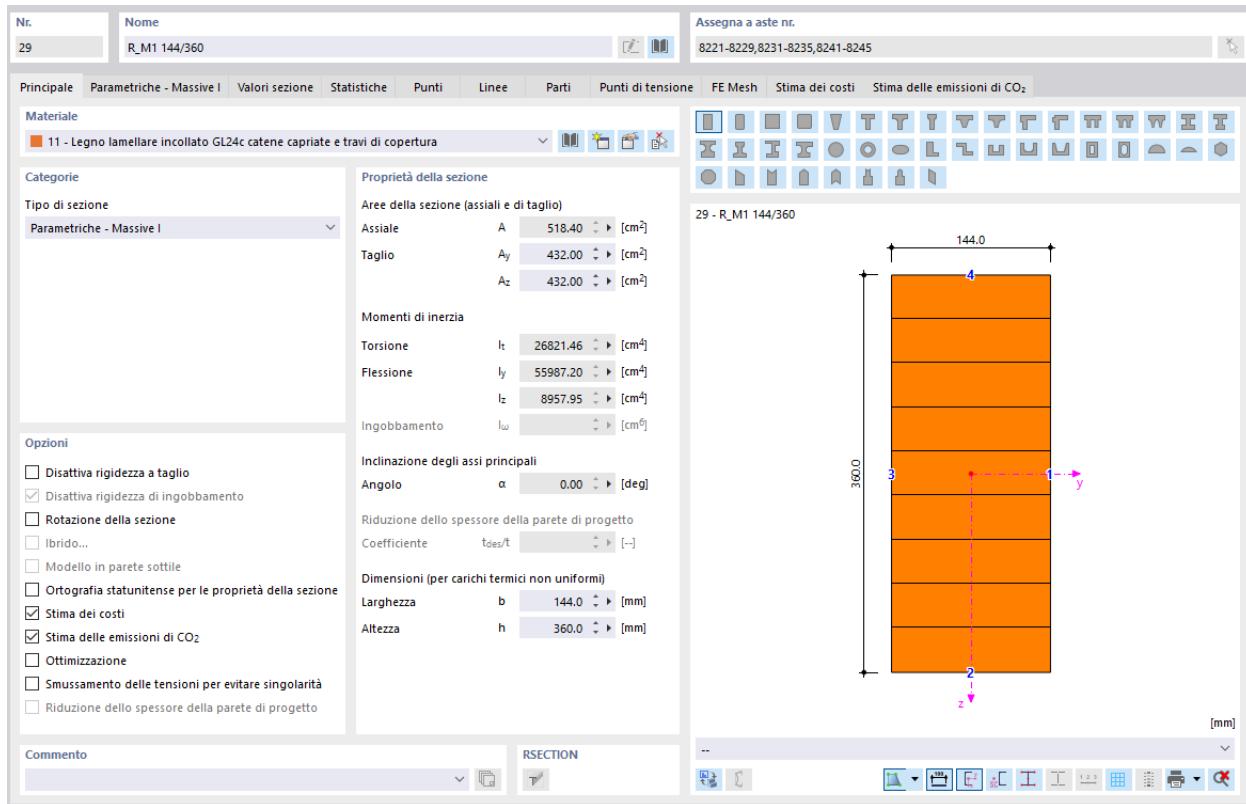


Figura 5.61 Trave di colmo di dimensioni 144x360 mm in legno lamellare di classe GL24c.

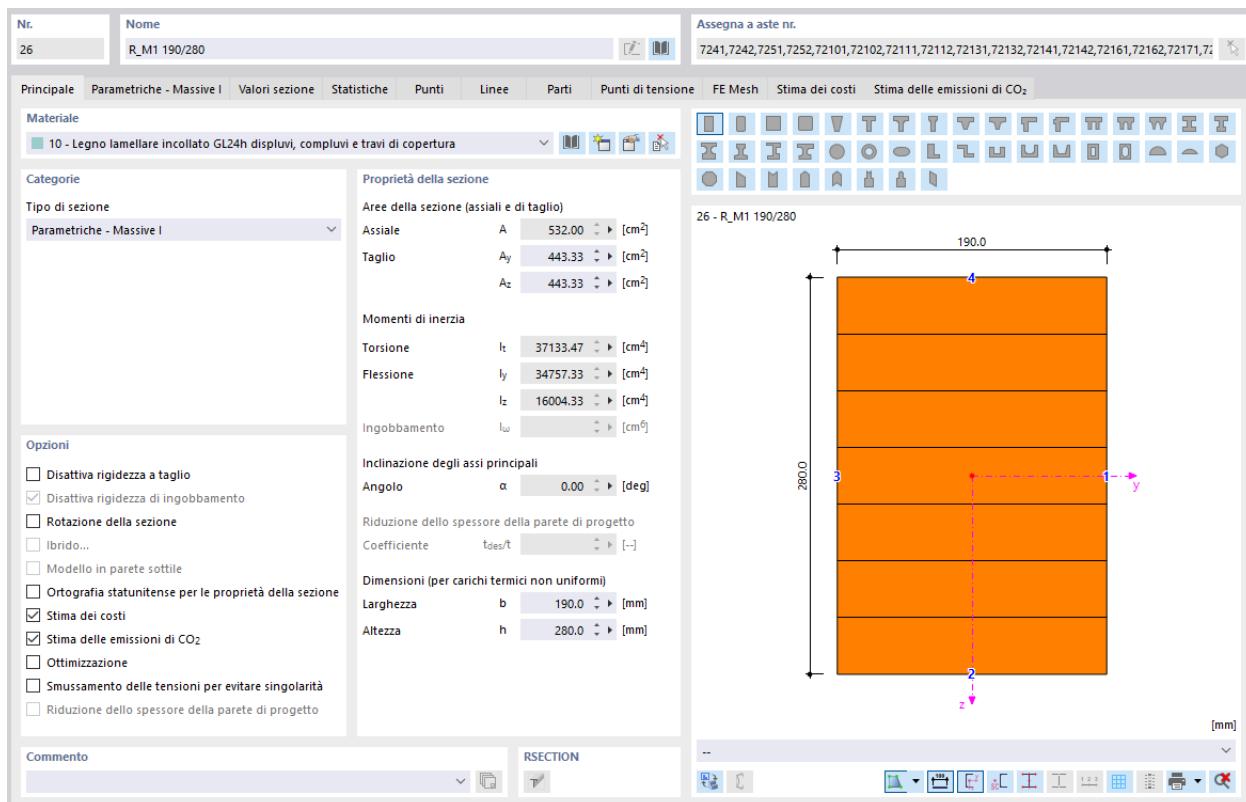


Figura 5.62 Puntone della capriata di dimensioni 190x280 mm in legno lamellare di classe GL24h.

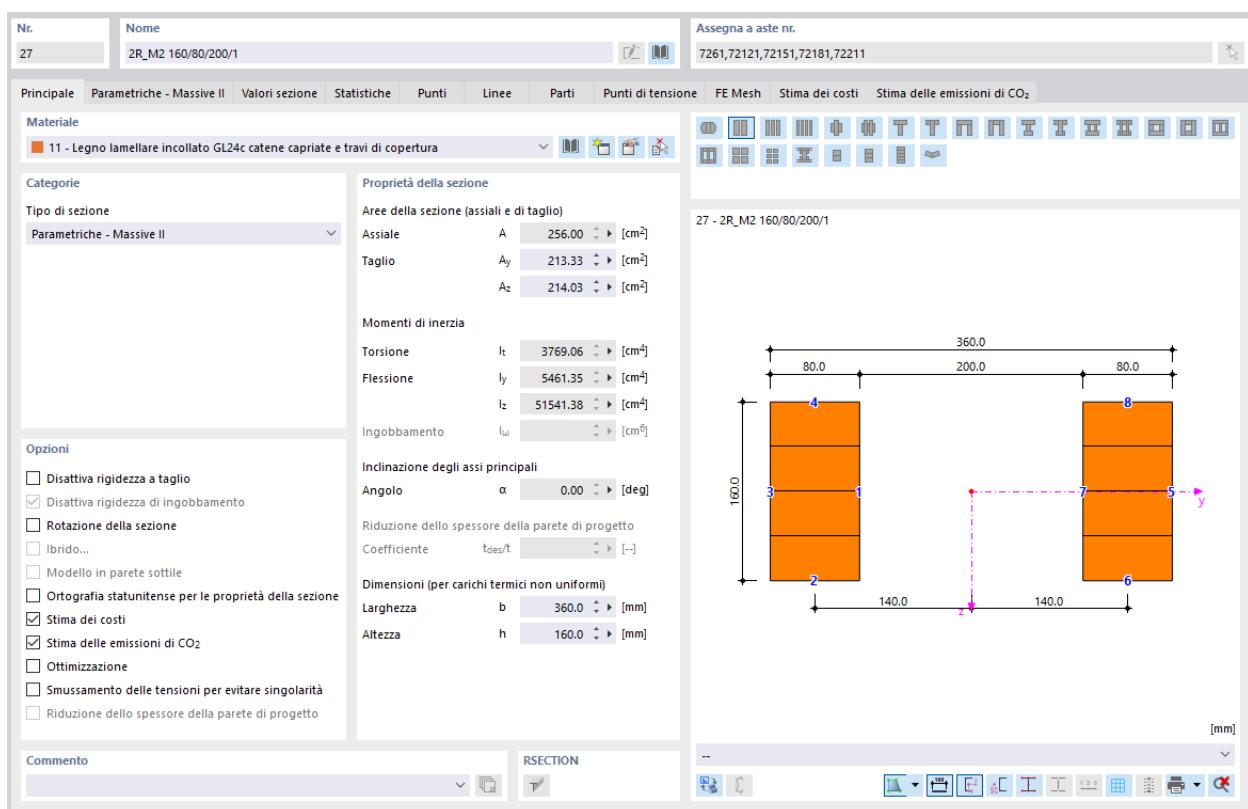


Figura 5.63 Catena della capriata di dimensioni doppie 80x160 mm in legno lamellare di classe GL24c.

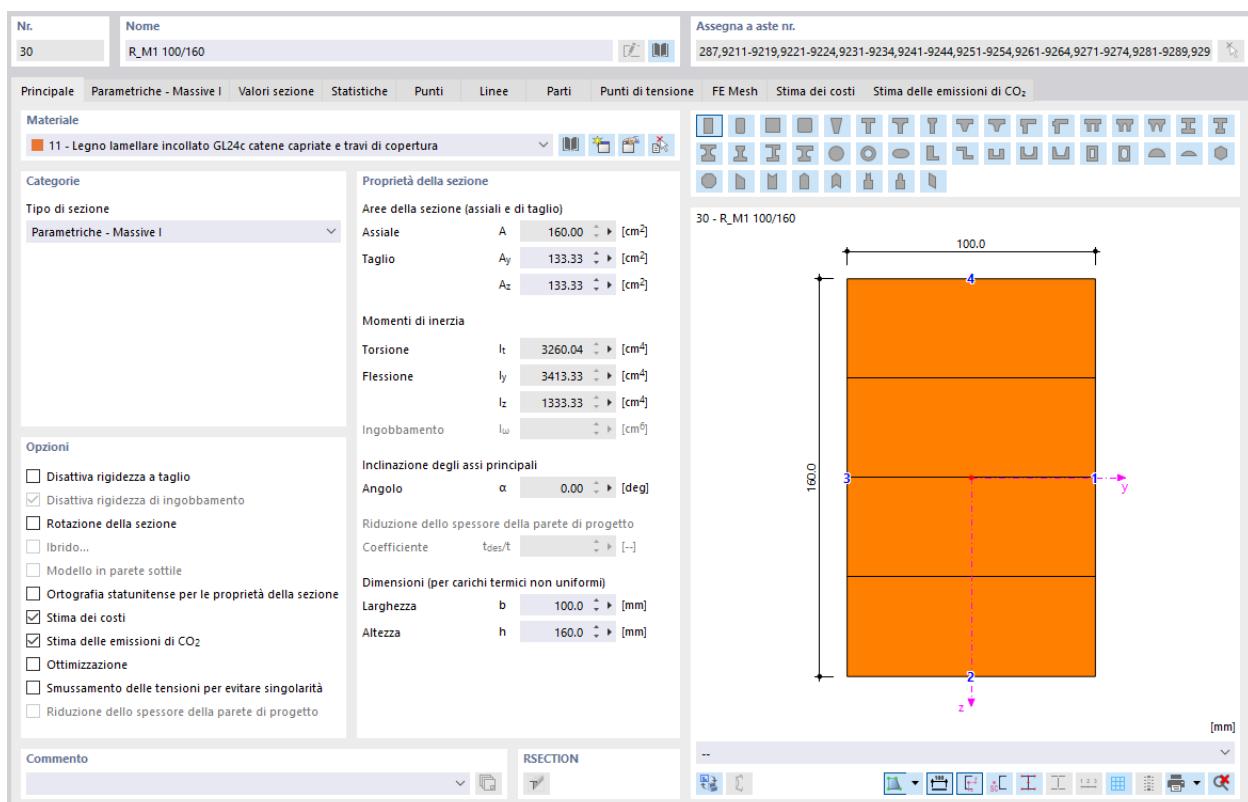


Figura 5.64 Travetto di dimensioni 100x160 mm in legno lamellare di classe GL24c.



Figura 5.65 Modellazione della capriata tipo.

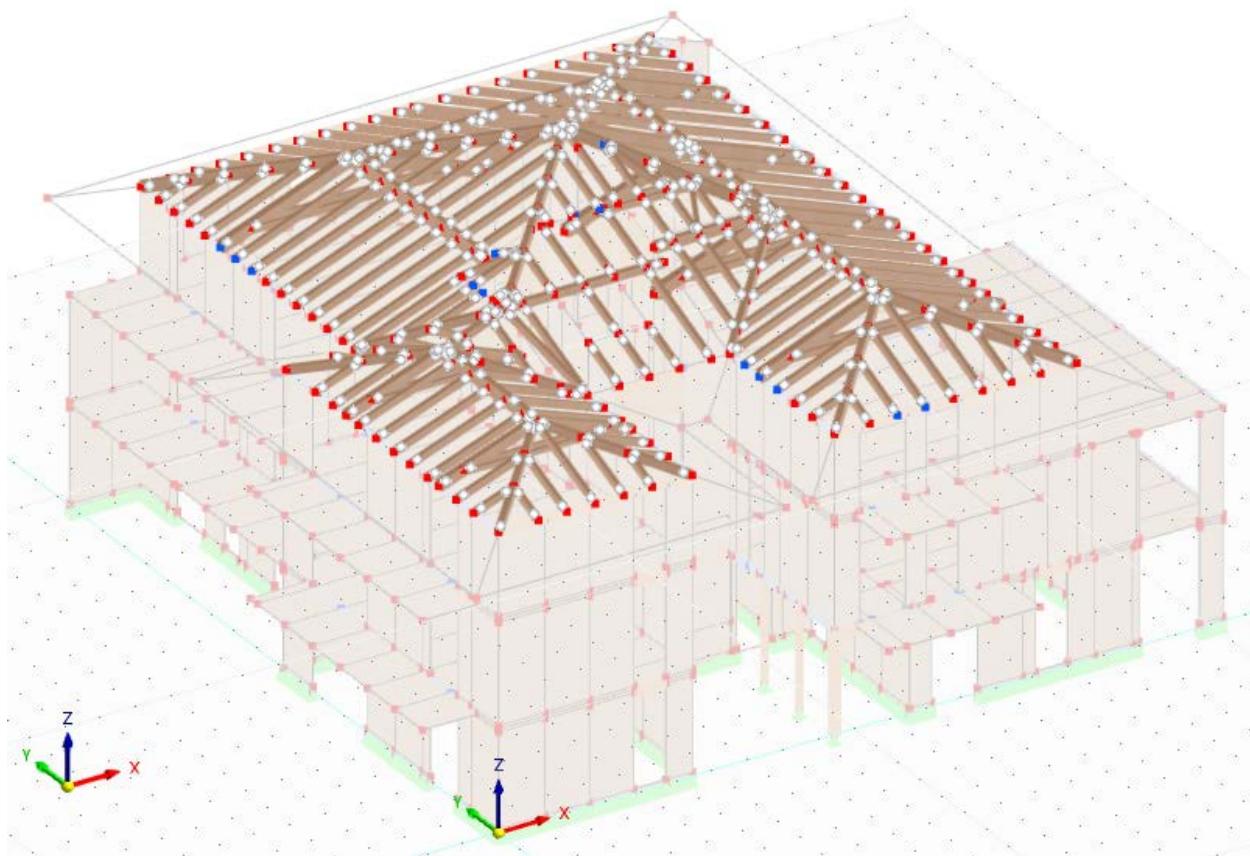


Figura 5.66 Modellazione della copertura a padiglioni.

Finita anche la modellazione della copertura, risulta dunque essere terminata la modellazione dell'intera palazzina residenziale, il cui modello completo risulta essere riportato di seguito:

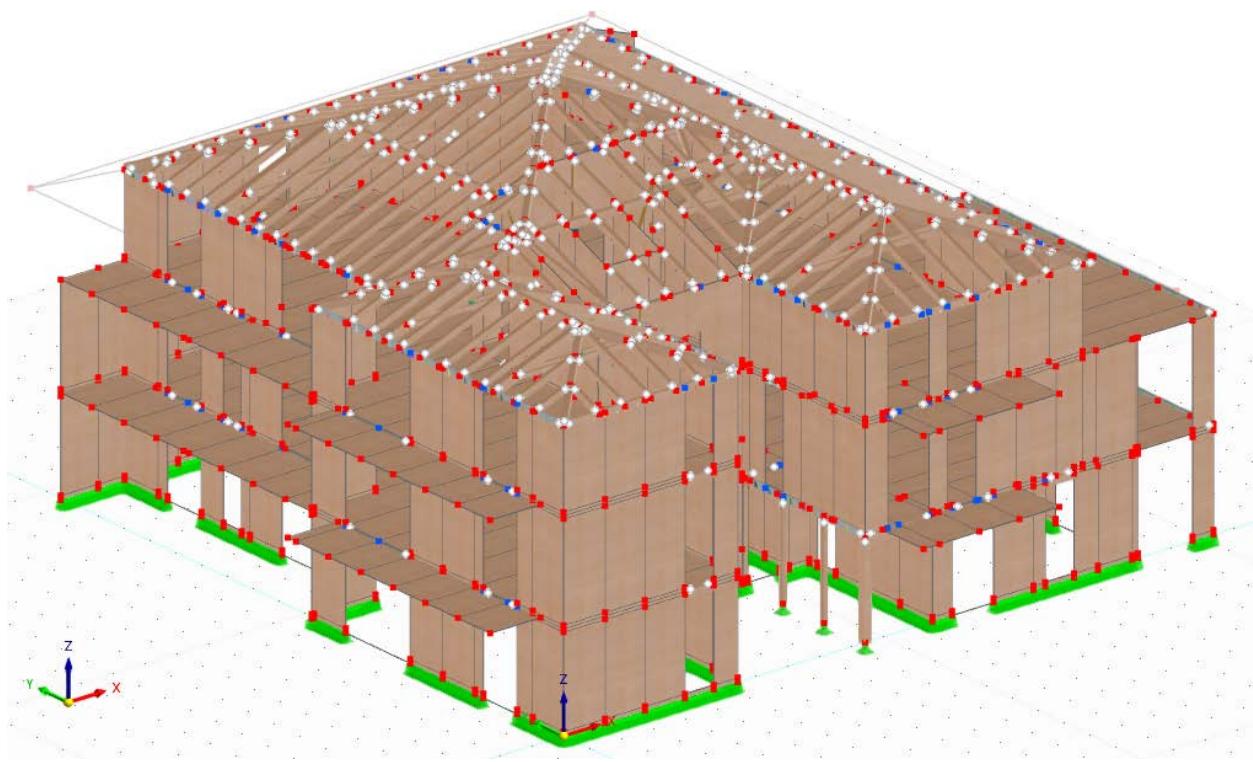


Figura 5.67 Modello completo della palazzina residenziale oggetto di studio (prospetto Sud-Ovest).

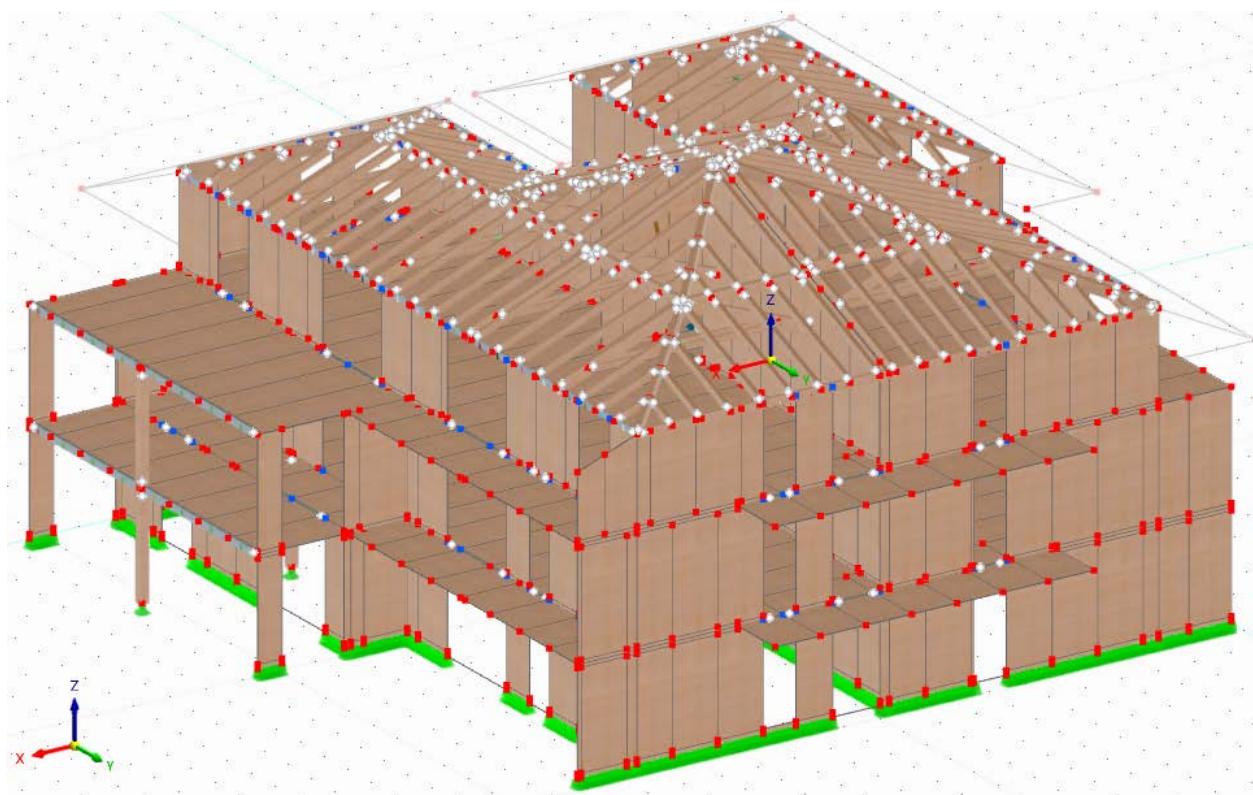


Figura 5.68 Modello completo della palazzina residenziale oggetto di studio (prospetto Nord-Est).



Figura 5.69      *Prospetto Sud.*

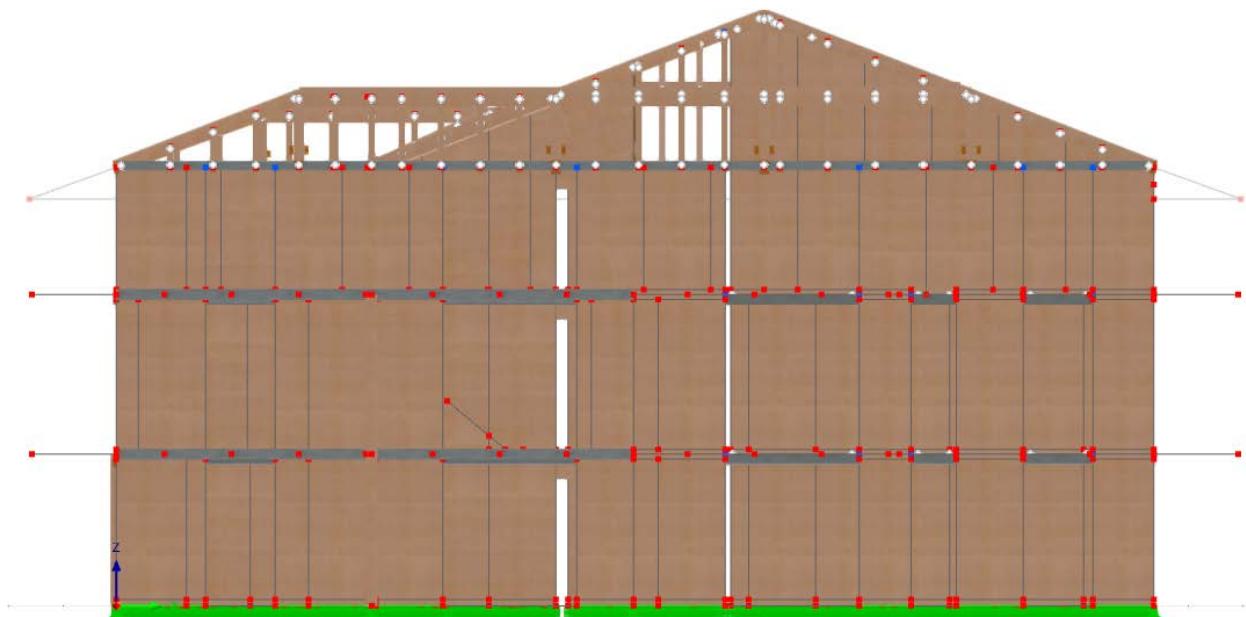


Figura 5.70      *Prospetto Nord.*

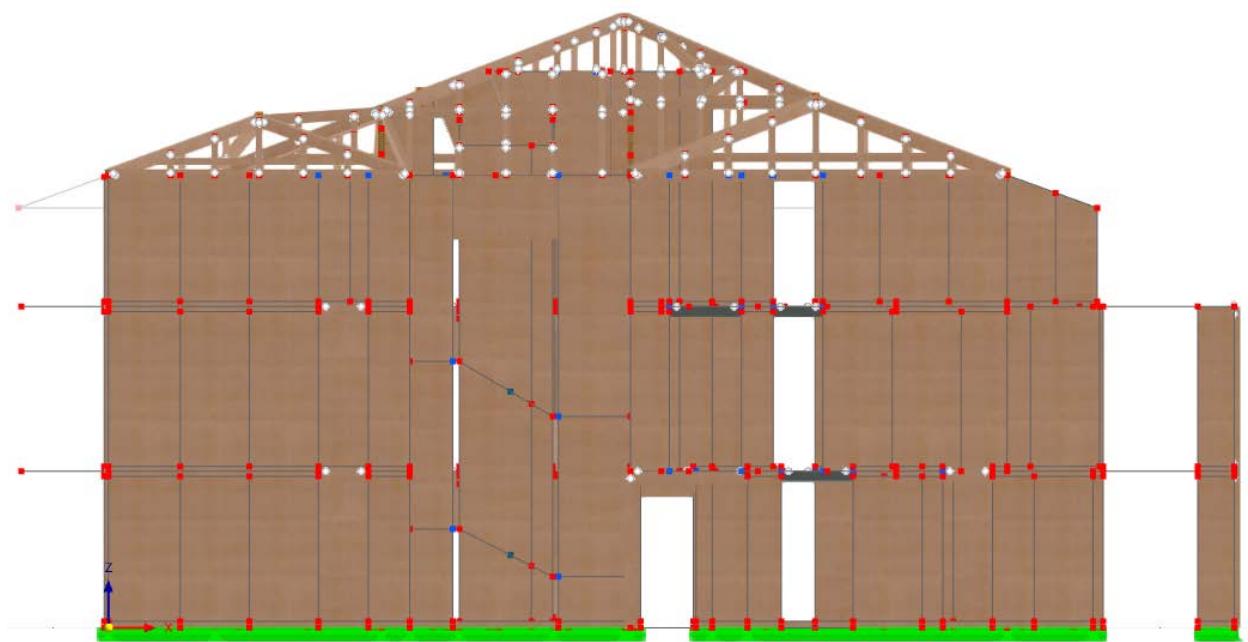


Figura 5.71 Prospetto Ovest.

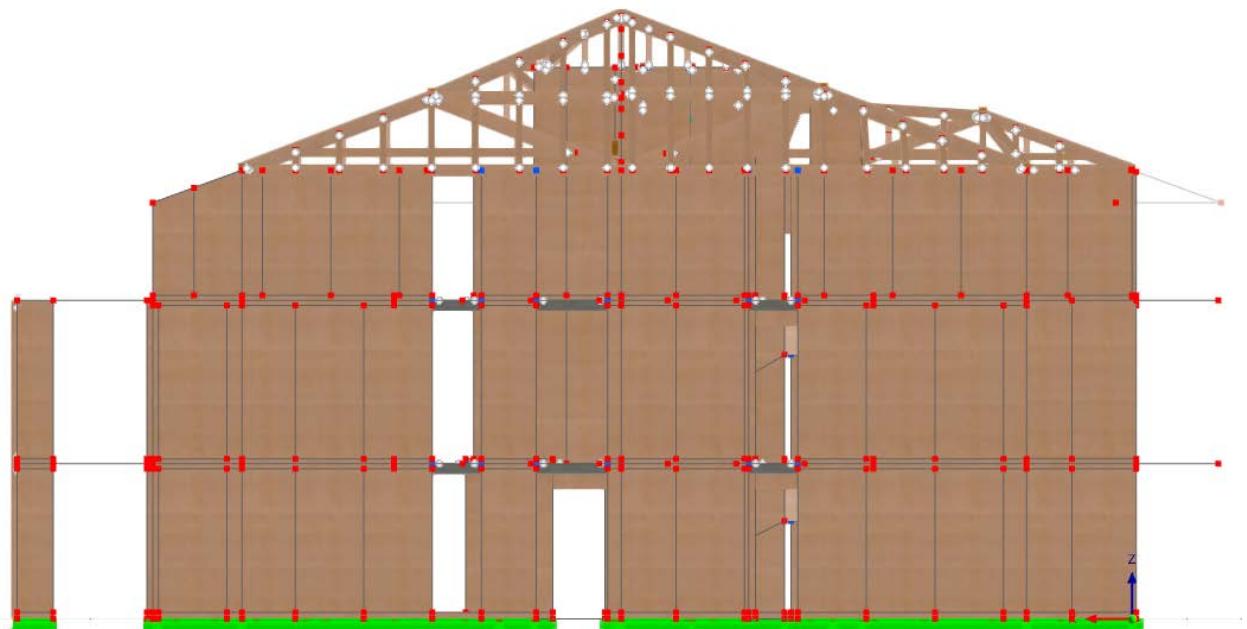
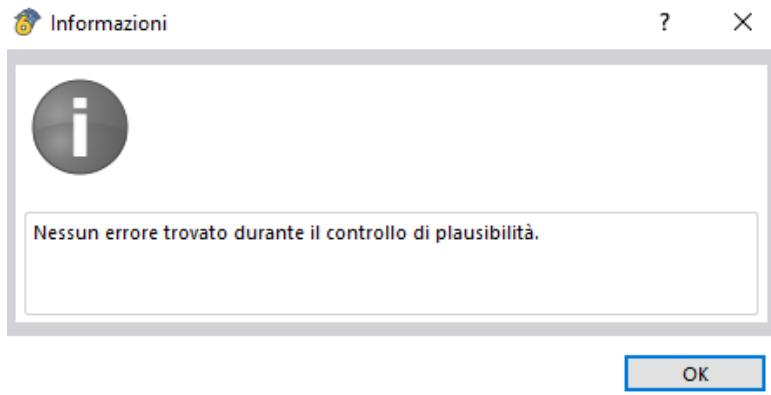


Figura 5.72 Prospetto Est.

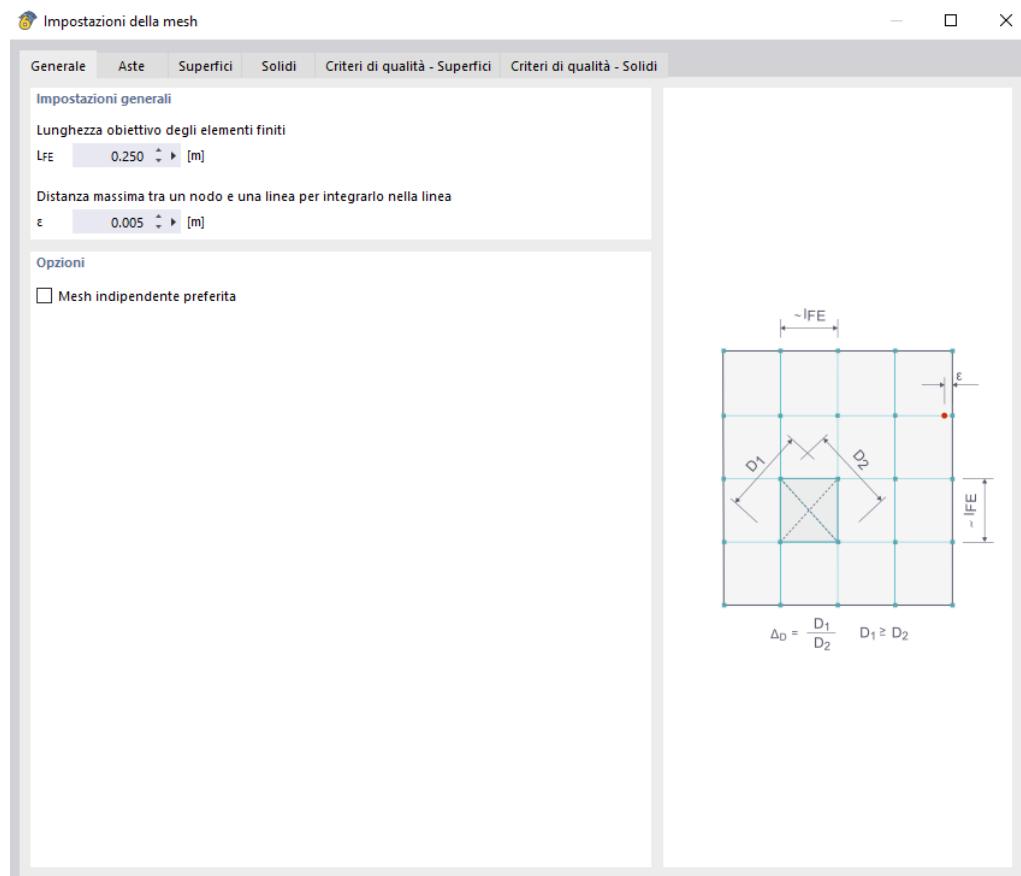
A questo punto, per controllare che il modello sia stato ben realizzato e che non presenti alcuna incongruenza, viene effettuato il “Controllo di plausibilità”, all’interno della barra degli “Strumenti” e viene lanciato tale controllo. Come si può notare dall’immagine sottostante, il modello risulta essere ben realizzato in quanto non presenta alcun errore.



**Figura 5.73** Controllo di plausibilità del modello.

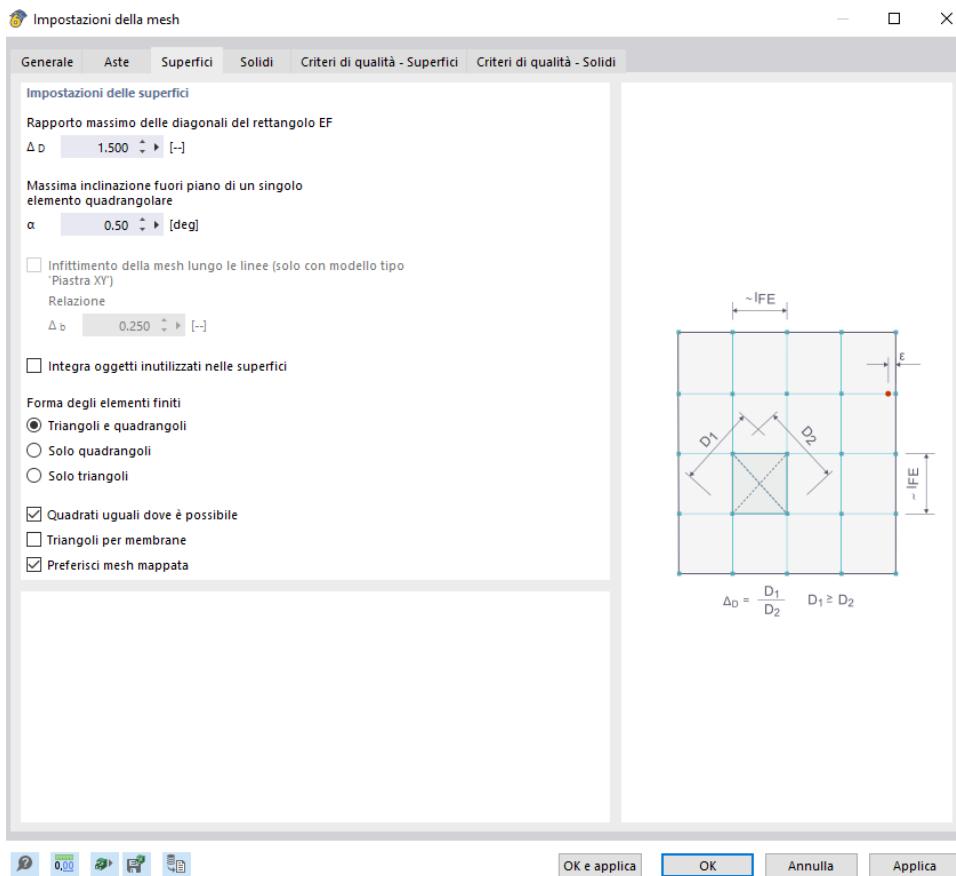
Inoltre sempre all’interno della barra degli “Strumenti” viene effettuato anche il “Controllo del modello” per verificare che non siano presenti “Nodi identici”, “Linee sovrapposte” ed “Aste sovrapposte”.

Fatto anche quest’ultimo controllo, risulta poi possibile eseguire l’”auto-mesh” in modo tale da suddividere i vari elementi strutturali modellati, in elementi finiti (FEM) di dimensioni minori, cercando di ottenere una “meshatura” il più regolare possibile, realizzata attraverso elementi finiti di forma quadrangolare, rettangolare od al più triangolare, qualora l’elemento finito quadrangolare risultasse troppo distorto. Dunque per ottenere l’”auto-meshatura”, eseguita direttamente dal software, sotto la voce “Calcola”, si seleziona “Impostazione della mesh”, dopodiché nella scheda corrispondente si indica la “Lunghezza obiettivo degli elementi finiti”, che nel caso in esame, essendo la maggior parte dei pannelli X-Lam di larghezza pari a 1.25 m, e considerando lo spessore dei pannelli X-Lam delle pareti (110 mm) e dei solai (181 mm), per evitare di appesantire troppo il calcolo, cioè per evitare di avere un onere computazionale troppo elevato, senza perdere affidabilità nei risultati, è stato deciso di adottare una lunghezza obiettivo degli elementi finiti pari a 250 mm.



**Figura 5.74** Impostazione della mesh.

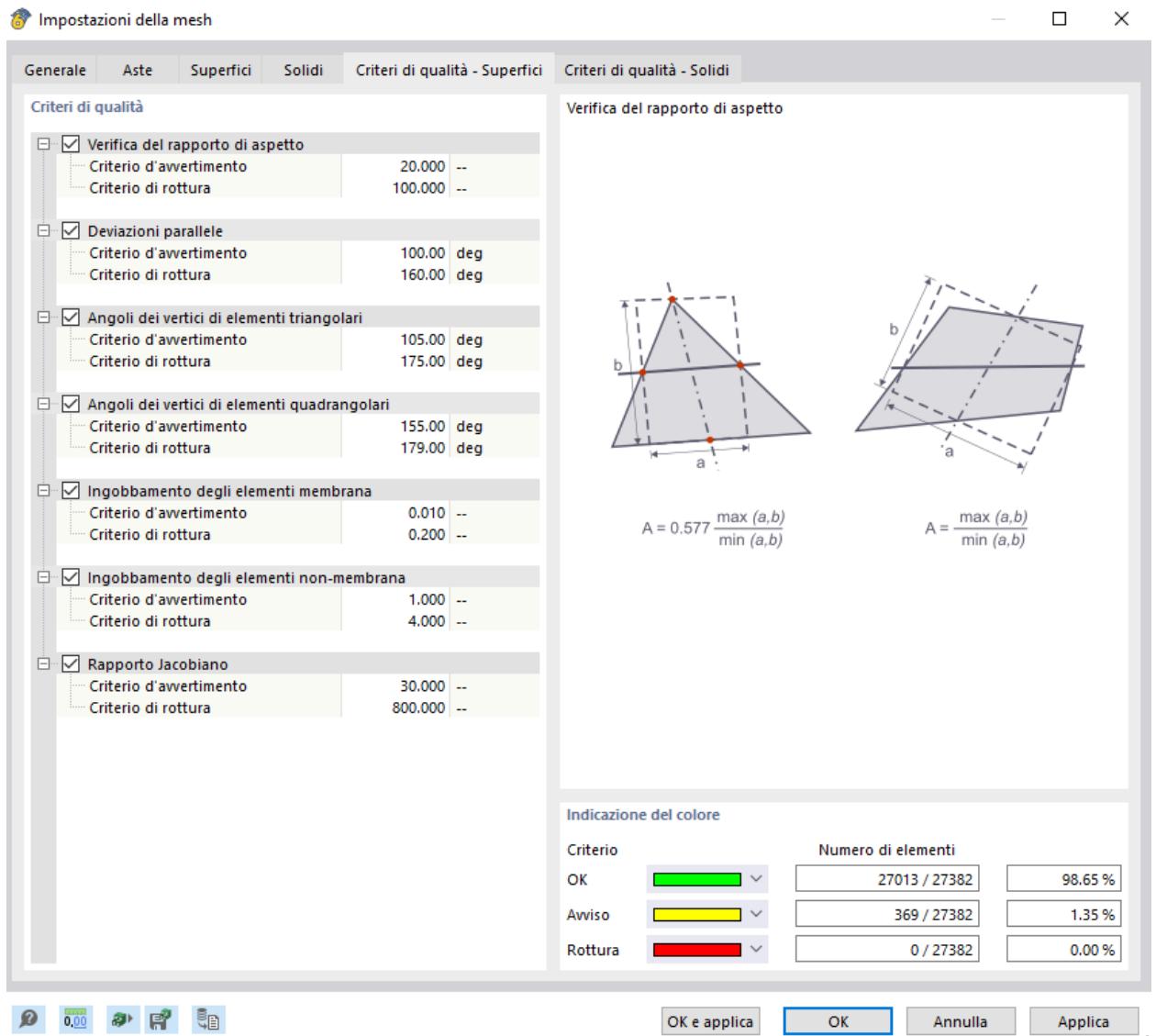
Dopodiché nella scheda relativa alle “Aste”, viene indicato il “Numero minimo di divisioni per i diagrammi dei risultati” nelle aste, ed eventualmente un’altra “Lunghezza obiettivo degli elementi finiti” per le stesse aste, mentre nella scheda relativa alle “Superfici” viene specificato il “Rapporto massimo delle diagonali dell’elemento finito rettangolare” che vogliamo che il software rispetti nella realizzazione dell’auto-mesh” tramite gli elementi finiti rettangolari, ed inoltre viene indicata anche la forma che vogliamo che gli elementi finiti debbano assumere (nel caso in esame, come specificato precedentemente, “Triangoli e quadrangoli”).



**Figura 5.75 Impostazione della mesh.**

Finita l'"Impostazione della mesh", sempre sotto la voce "Calcola", è stato selezionato il comando "Genera mesh", grazie al quale il software riesce ad eseguire l'"auto-mesh", coerentemente con le impostazioni compilate precedentemente. Inoltre dopo aver eseguito l'"auto-mesh", il software risulta eseguire in automatico un controllo sulla qualità dell'"auto-mesh" effettuata, andando a verificare alcuni "Criteri di qualità della mesh", e restituendo i risultati di tali verifiche in termini percentuali.

Si riportano di seguito i risultati di tali verifiche sulla qualità dell'"auto- mesh" realizzata dal software, e la relativa meshatura eseguita dell'intero modello:



**Figura 5.76 Criteri di qualità dell'“auto-mesh”.**

Come si può osservare dalla scheda soprastante, tutti i criteri risultano essere soddisfatti per circa il 99% degli elementi finiti generati dall’“auto-mesh”, mentre solamente l’1% degli elementi finiti presenta degli avvisi relativi alla loro forma, ma nessuno degli elementi finiti risulta rompersi a causa della loro distorsione-ingobbamento. Infatti come risulta possibile notare dalle immagini sottostanti, riproducenti l’“auto-mesh” dell’intero modello, la meshatura realizzata dal software, seguendo le impostazioni prescritte, risulta essere una mesh molto regolare e ben fatta.

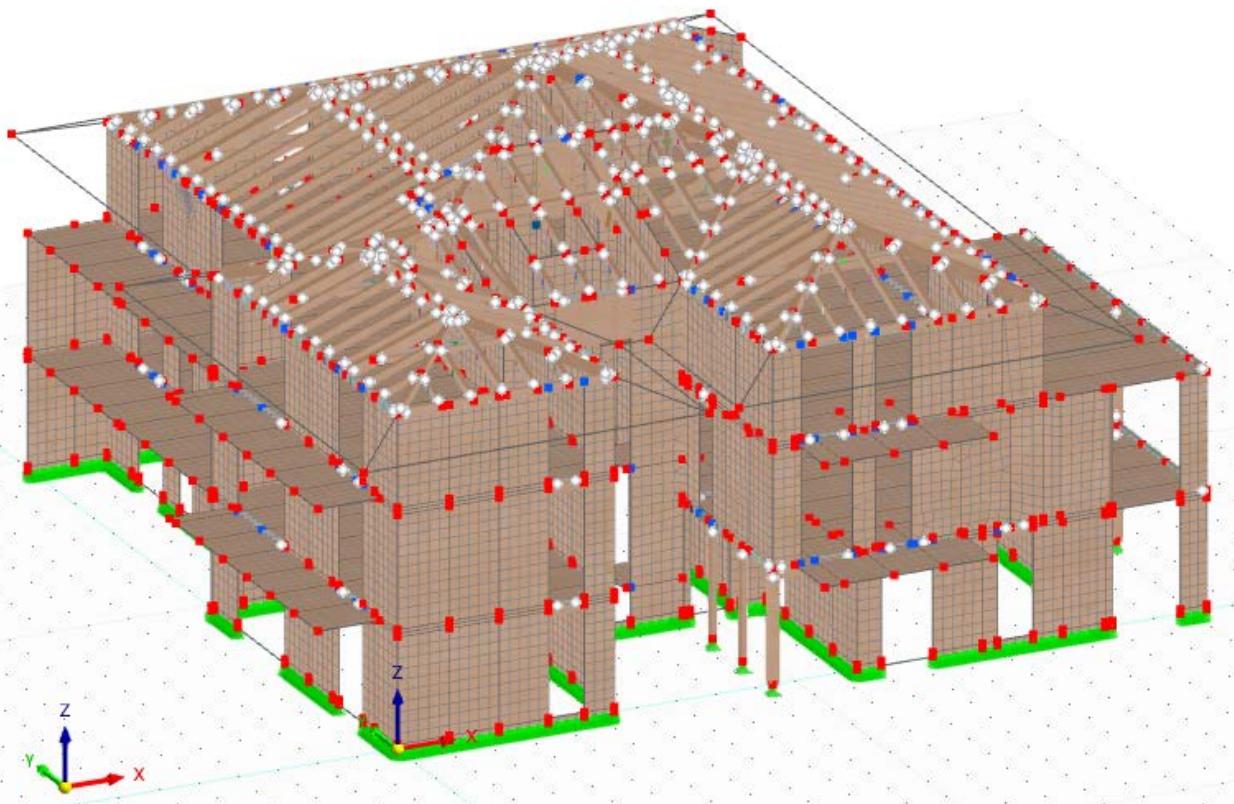


Figura 5.77 Auto-mesh dell'intero modello.

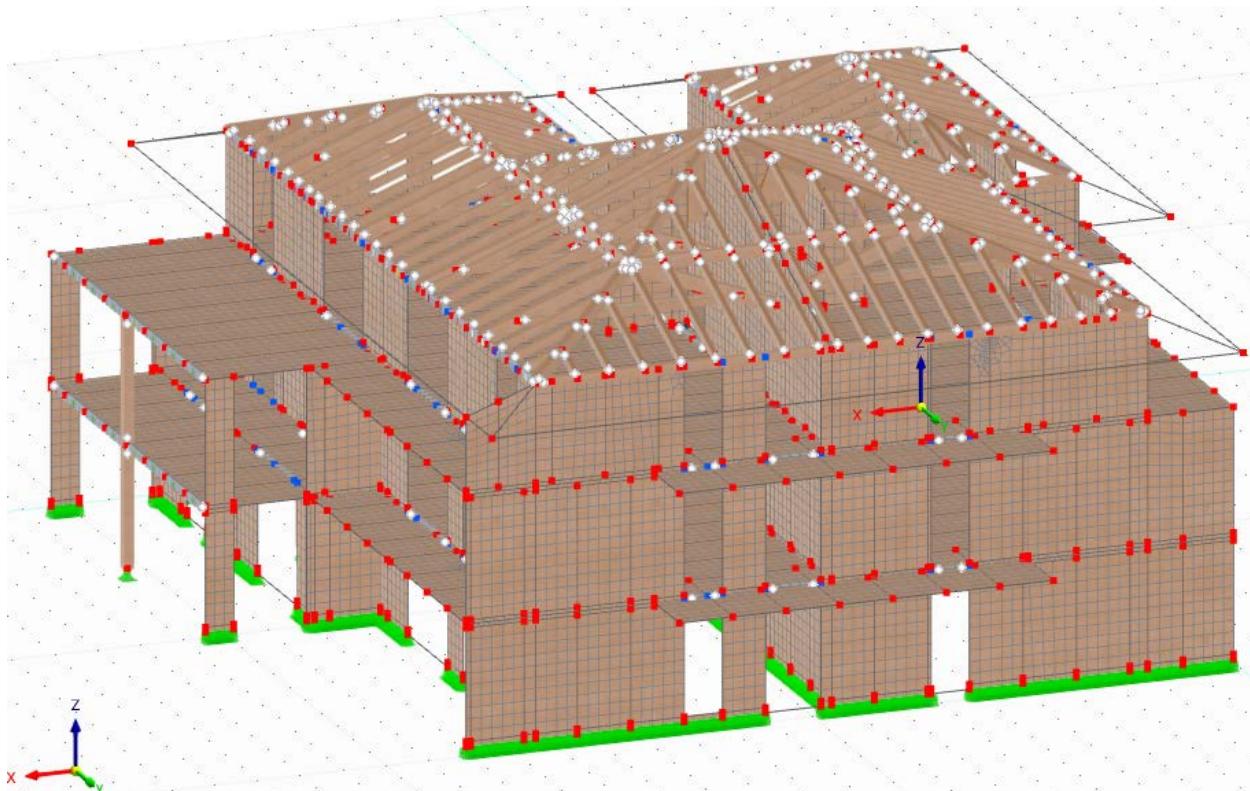


Figura 5.78 Auto-mesh dell'intero modello.

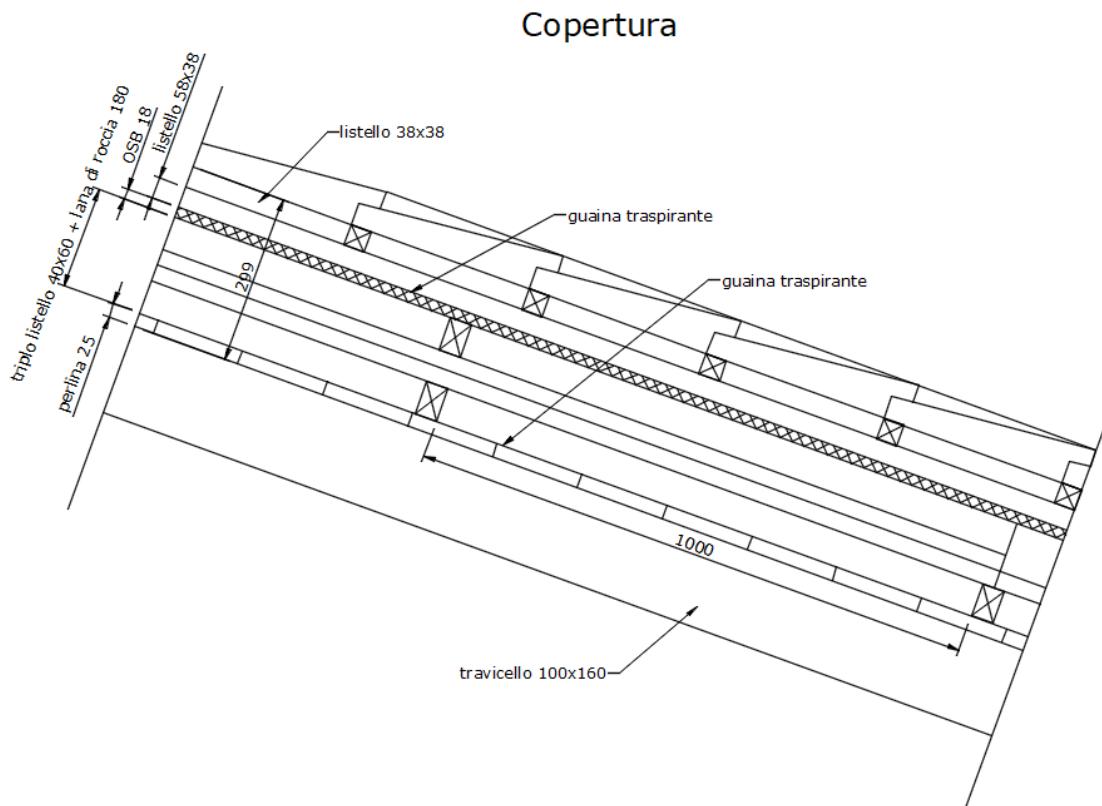
### 5.2.3 - Analisi dei carichi

Seguendo la definizione delle “Azioni sulle costruzioni” presente al §2.5.1.3 delle NTC18 [10], la palazzina residenziale oggetto di studio risulta essere pertanto soggetta sia a carichi statici verticali, quali i pesi permanenti strutturali ( $G_1$ ), i pesi permanenti non strutturali ( $G_2$ ), i sovraccarichi d’uso di categoria A ( $Q_{k,A}$ ), i sovraccarichi relativi alla manutenzione del tetto ( $Q_{k,H}$ ), ed al carico dovuto alla neve ( $Q_{k,N}$ ), sia a carichi statici equivalenti orizzontali quali l’azione esercitata dal vento ( $Q_{k,W}$ ), che a carichi dinamici orizzontali, come l’azione dovuta ad un evento sismico (E). In particolare, per la determinazione dei pesi “ $G_1$ ” e “ $G_2$ ” risulta essere necessaria la definizione dei pacchetti strutturali-architettonici dei vari elementi strutturali, mentre per la determinazione dei rimanenti carichi risulta possibile seguire le prescrizioni presenti al §3 delle NTC18 [10].

#### ***Carichi permanenti strutturali ( $G_1$ ) e non strutturali ( $G_2$ )***

Si riportano dunque di seguito i vari pacchetti architettonici-strutturali, gentilmente forniti dal mio relatore Prof. Ing. Marco Pio Lauriola, necessari per la determinazione dei carichi “ $G_1$ ” e “ $G_2$ ”:

- Copertura



**Figura 5.79      Pacchetto architettonico-strutturale della copertura.**

OGGETTO	COPERTURA	
Angolo di inclinazione falde	$\alpha$	20.00°
<b>Carichi permanenti strutturali (non modellati)</b>		kN/m <sup>2</sup>
Perlinato sp.= 2.5 cm ( $\gamma=4.50 \text{ kN/m}^3$ )	4.5*0.025	0.11
Guaina traspirante bituminosa		0.03
Triplo listello 4x6cm; i=104 cm ( $\gamma=4.50 \text{ kN/m}^3$ )	3*4.5*0.06*0.04/1.04	0.03
Lana di roccia sp.=18 cm ( $\gamma=1.00 \text{ kN/m}^3$ )	1*0.18	0.18
OSB sp.=1.8 cm ( $\gamma=6.00 \text{ kN/m}^3$ )	6*0.018	0.11
Guaina traspirante bituminosa		0.03
Listello 5.8x3.8cm; i=61 cm ( $\gamma=4.50 \text{ kN/m}^3$ )	4.5*0.038*0.058/0.61	0.02
<b>Totale permanenti strutturali (non modellati)</b>	<b>G<sub>1,cop</sub></b>	<b>0.55</b>
<b>Carichi permanenti non strutturali (non modellati)</b>		kN/m <sup>2</sup>
Guaina traspirante bituminosa		0.03
Listello portatègole 3.8x3.8cm; i=33.8 cm ( $\gamma=4.50 \text{ kN/m}^3$ )	4.5*0.038*0.038/0.338	0.02
Tegole portoghesi		0.45
<b>Totale permanenti non strutturali (non modellati)</b>	<b>G<sub>2,cop</sub></b>	<b>0.50</b>
<b>Sovraccarico per manutenzione della copertura cat.H</b>		kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale sovraccarico cat.H</b>	<b>Q<sub>k,H</sub></b>	<b>0.50</b>

- Solaio d'interpiano**

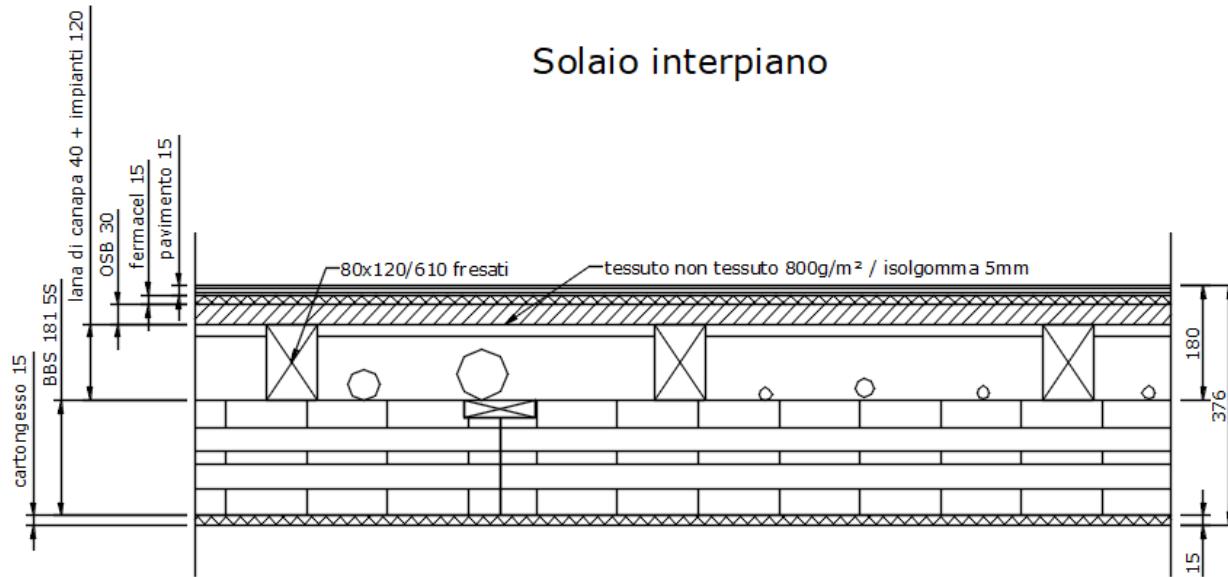
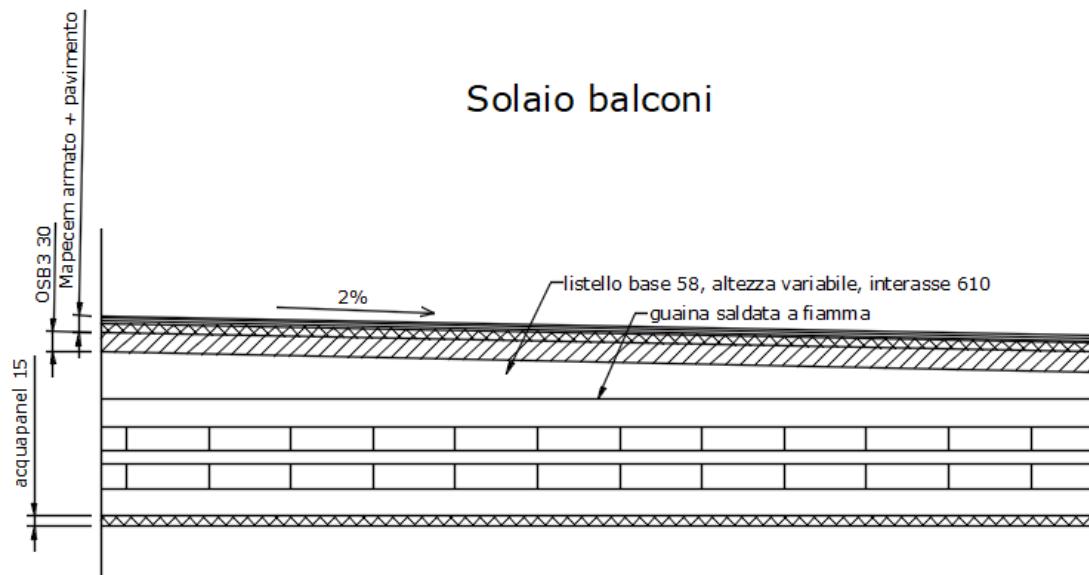


Figura 5.80 Pacchetto architettonico-strutturale del solaio d'interpiano.

OGGETTO	SOLAIO INTERPIANO	
<b>Carichi permanenti strutturali (non modellati)</b>		kN/m <sup>2</sup>
Cartongesso sp.= 1.5 cm ( $\gamma=12.0 \text{ kN/m}^3$ )	12.0*0.015	0.18
Lana di canapa sp.=12 cm ( $\gamma=0.40 \text{ kN/m}^3$ )	0.40*0.12	0.05
Travetto 8x12cm; i=61 cm ( $\gamma=4.50 \text{ kN/m}^3$ )	4.5*0.12*0.08/0.61	0.07
OSB sp.=3 cm ( $\gamma=6.00 \text{ kN/m}^3$ )	6*0.03	0.18
<b>Totale permanenti strutturali (non modellati)</b>	<b>G<sub>1,sol</sub></b>	<b>0.50</b>
<b>Carichi permanenti non strutturali (non modellati)</b>		kN/m <sup>2</sup>
Pannello gesso-fibra sp.=1.5 cm ( $\gamma=12.0 \text{ kN/m}^3$ )	12.0*0.015	0.18
Pavimento in legno sp.=1.5 cm		0.20
Tramezzi (4 lastre cartongesso sp. 1.25cm ciascuna + lana di roccia sp. 10cm; h=2.60 m)	(4*12.0*0.0125+1.0*0.1)*2.60	0.80
<b>Totale permanenti non strutturali (non modellati)</b>	<b>G<sub>2,sol</sub></b>	<b>1.20</b>
<b>Sovraccarico per attività domestiche e residenziali cat.A</b>		kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale sovraccarico cat.A</b>	<b>Q<sub>k,A</sub></b>	<b>2.00</b>

- *Balconi*



*Figura 5.81 Pacchetto architettonico-strutturale del solaio dei balconi.*

OGGETTO	BALCONI	
<b>Carichi permanenti strutturali (non modellati)</b>		kN/m <sup>2</sup>
Cartongesso sp.= 1.5 cm ( $\gamma=12.0 \text{ kN/m}^3$ )	12.0*0.015	0.18
Lana di canapa sp.=12 cm ( $\gamma=0.40 \text{ kN/m}^3$ )	0.40*0.12	0.05
Travetto 8x12cm; i=61 cm ( $\gamma=4.50 \text{ kN/m}^3$ )	4.5*0.12*0.08/0.61	0.07
OSB sp.=3 cm ( $\gamma=6.00 \text{ kN/m}^3$ )	6*0.03	0.18
<b>Totale permanenti strutturali (non modellati)</b>	<b>G<sub>1,sol</sub></b>	<b>0.50</b>
<b>Carichi permanenti non strutturali (non modellati)</b>		kN/m <sup>2</sup>
Pannello gesso-fibra sp.=1.5 cm ( $\gamma=12.0 \text{ kN/m}^3$ )	12.0*0.015	0.18
Pavimento in legno sp.=1.5 cm		0.20
Tramezzi (4 lastre cartongesso sp. 1.25cm ciascuna + lana di roccia sp. 10cm; h=2.60 m)	(4*12.0*0.0125+1.0*0.1)*2.60	0.80
<b>Totale permanenti non strutturali (non modellati)</b>	<b>G<sub>2,sol</sub></b>	<b>1.20</b>
<b>Sovraccarico per attività domestiche e residenziali cat.A</b>		kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale sovraccarico cat.A</b>	<b>Q<sub>k,A</sub></b>	<b>4.00</b>

- *Parete interna*

### Pareti interne

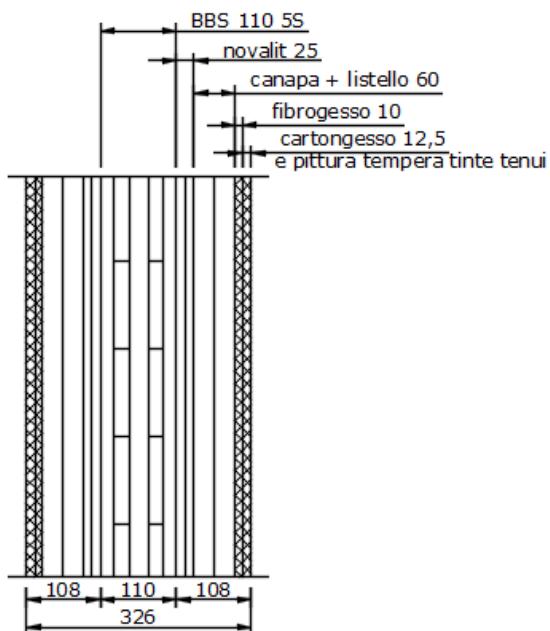


Figura 5.82 Pacchetto architettonico-strutturale delle pareti interne.

OGGETTO	PARETE INTERNA	
<b>Carichi permanenti strutturali (non modellati)</b>		kN/m <sup>2</sup>
Listello 4x6cm; i=60 cm ( $\gamma=4.50 \text{ kN/m}^3$ )	4.5*0.06*0.04/0.60	0.02
Listello 4x6cm; i=60 cm ( $\gamma=4.50 \text{ kN/m}^3$ )	4.5*0.06*0.04/0.60	0.02
<b>Totale permanenti strutturali (non modellati)</b>	<b>G<sub>1,par.int.</sub></b>	<b>0.05</b>
<b>Carichi permanenti non strutturali (non modellati)</b>		kN/m <sup>2</sup>
Cartongesso sp.= 1.25 cm ( $\gamma=12.0 \text{ kN/m}^3$ )	12.0*0.0125	0.15
Pannello gesso-fibra sp.=1.0 cm ( $\gamma=12.0 \text{ kN/m}^3$ )	12.0*0.01	0.12
Lana di canapa sp.=6 cm ( $\gamma=0.40 \text{ kN/m}^3$ )	0.40*0.06	0.02
Novalit sp.=2.5 cm ( $\gamma=3.0 \text{ kN/m}^3$ )	3.0*0.025	0.08
Novalit sp.=2.5 cm ( $\gamma=3.0 \text{ kN/m}^3$ )	3.0*0.025	0.08
Lana di canapa sp.=6 cm ( $\gamma=0.40 \text{ kN/m}^3$ )	0.40*0.06	0.02
Pannello gesso-fibra sp.=1.0 cm ( $\gamma=12.0 \text{ kN/m}^3$ )	12.0*0.01	0.12
Cartongesso sp.= 1.25 cm ( $\gamma=12.0 \text{ kN/m}^3$ )	12.0*0.0125	0.15
<b>Totale permanenti non strutturali (non modellati)</b>	<b>G<sub>2,par.int.</sub></b>	<b>0.75</b>

- Parete esterna

### Parete esterna

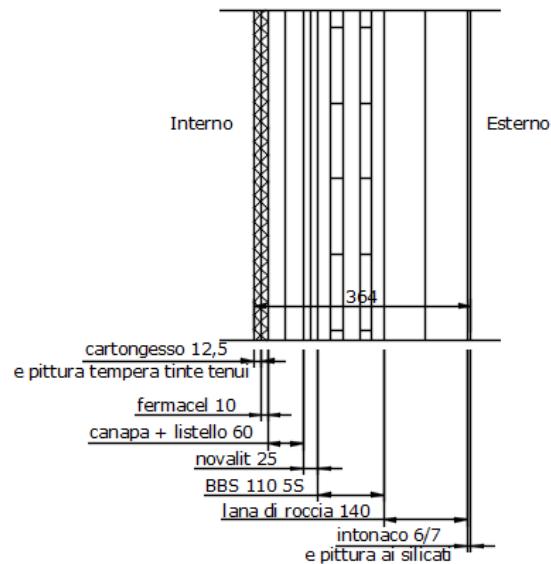


Figura 5.83 Pacchetto architettonico-strutturale delle pareti esterne.

OGGETTO	PARETE ESTERNA	
<b>Carichi permanenti strutturali (non modellati)</b>		kN/m <sup>2</sup>
Listello 4x6cm; i=60 cm ( $\gamma=4.50 \text{ kN/m}^3$ )	4.5*0.06*0.04/0.60	0.02
<b>Totale permanenti non strutturali (non modellati)</b>	<b>G<sub>1,par.est.</sub></b>	<b>0.05</b>
<b>Carichi permanenti non strutturali (non modellati)</b>		kN/m <sup>2</sup>
Cartongesso sp.= 1.25 cm ( $\gamma=12.0 \text{ kN/m}^3$ )	12.0*0.0125	0.15
Pannello gesso-fibra sp.=1.0 cm ( $\gamma=12.0 \text{ kN/m}^3$ )	12.0*0.01	0.12
Lana di canapa sp.=6 cm ( $\gamma=0.40 \text{ kN/m}^3$ )	0.40*0.06	0.02
Novalit sp.=2.5 cm ( $\gamma=3.0 \text{ kN/m}^3$ )	3.0*0.025	0.08
Lana di roccia sp.=14 cm ( $\gamma=1.00 \text{ kN/m}^3$ )	1*0.14	0.14
Intonaco sp.=6 mm ( $\gamma=20.0 \text{ kN/m}^3$ )	20.0*0.006	0.12
<b>Totale permanenti non strutturali (non modellati)</b>	<b>G<sub>2,par.est.</sub></b>	<b>0.65</b>

- Parete esterna

## Ascensore

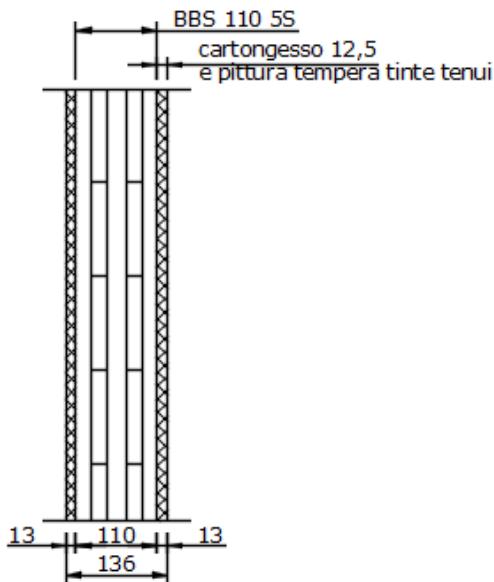
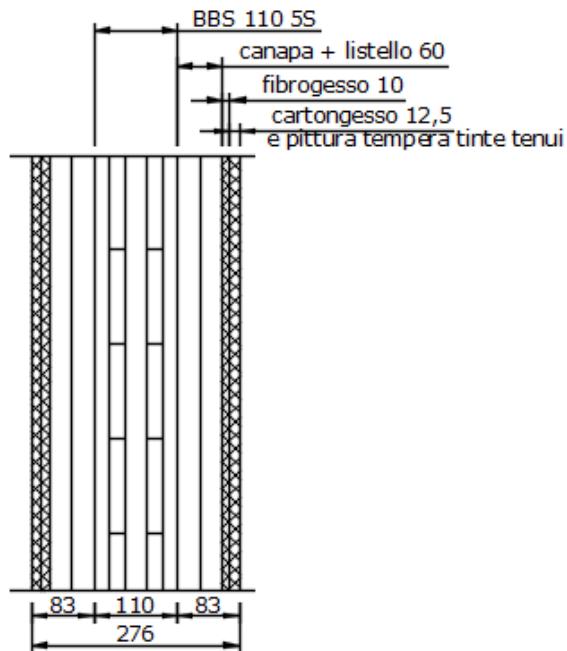


Figura 5.84 Pacchetto architettonico-strutturale delle pareti del vano ascensore.

OGGETTO	PARETE ASCENSORE	
<b>Carichi permanenti non strutturali (non modellati)</b>		kN/m <sup>2</sup>
Cartongesso sp.= 1.25 cm ( $\gamma=12.0 \text{ kN/m}^3$ )	12.0*0.0125	0.15
Cartongesso sp.= 1.25 cm ( $\gamma=12.0 \text{ kN/m}^3$ )	12.0*0.0125	0.15
<b>Totale permanenti non strutturali (non modellati)</b>	<b>G<sub>2,par.asc.</sub></b>	<b>0.30</b>

- Parete esterna

## Blocco scale



*Figura 5.85 Pacchetto architettonico-strutturale delle pareti del blocco scale.*

OGGETTO	PARETE BLOCCO SCALE	
<b>Carichi permanenti strutturali (non modellati)</b>		kN/m <sup>2</sup>
Listello 4x6cm; i=60 cm ( $\gamma=4.50 \text{ kN/m}^3$ )	4.5*0.06*0.04/0.60	0.02
Listello 4x6cm; i=60 cm ( $\gamma=4.50 \text{ kN/m}^3$ )	4.5*0.06*0.04/0.60	0.02
<b>Totale permanenti strutturali (non modellati)</b>	<b>G<sub>1,par.scal.</sub></b>	<b>0.05</b>
<b>Carichi permanenti non strutturali (non modellati)</b>		kN/m <sup>2</sup>
Cartongesso sp.= 1.25 cm ( $\gamma=12.0 \text{ kN/m}^3$ )	12.0*0.0125	0.15
Pannello gesso-fibra sp.=1.0 cm ( $\gamma=12.0 \text{ kN/m}^3$ )	12.0*0.01	0.12
Lana di canapa sp.=6 cm ( $\gamma=0.40 \text{ kN/m}^3$ )	0.40*0.06	0.02
Lana di canapa sp.=6 cm ( $\gamma=0.40 \text{ kN/m}^3$ )	0.40*0.06	0.02
Pannello gesso-fibra sp.=1.0 cm ( $\gamma=12.0 \text{ kN/m}^3$ )	12.0*0.01	0.12
Cartongesso sp.= 1.25 cm ( $\gamma=12.0 \text{ kN/m}^3$ )	12.0*0.0125	0.15
<b>Totale permanenti non strutturali (non modellati)</b>	<b>G<sub>2,par.scal.</sub></b>	<b>0.60</b>

- Scala

Scala

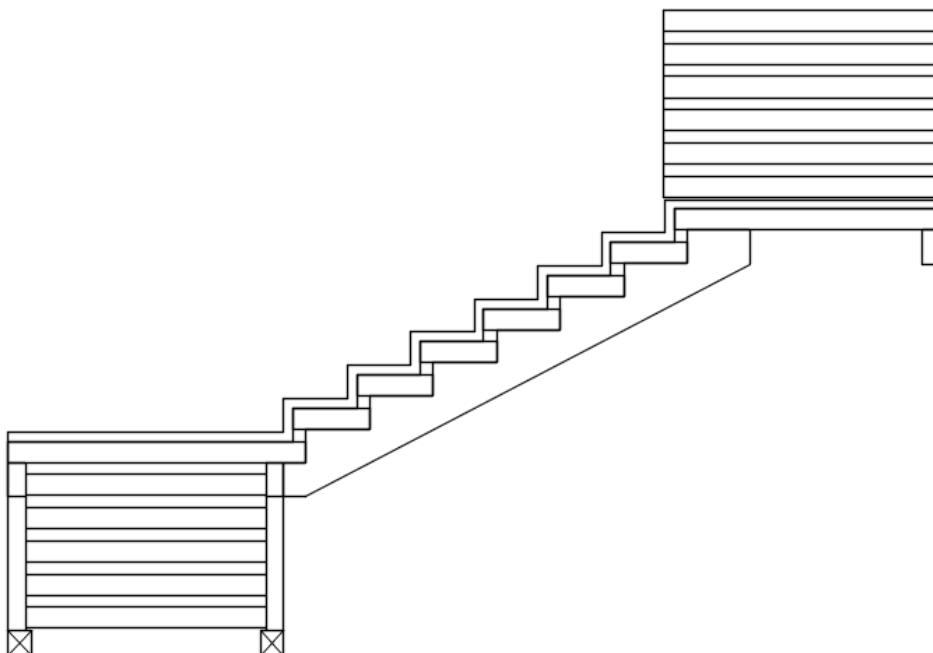


Figura 5.86 Pacchetto architettonico-strutturale delle scale.

OGGETTO	SCALA	
Carichi permanenti strutturali (modellati come peso equivalente)		kN/m <sup>2</sup>
Pedata 36x120cm; sp=10 cm ( $\gamma=4.50 \text{ kN/m}^3$ )	4.5*0.1	0.45
Alzata 6x6x120cm; i=30 cm ( $\gamma=4.50 \text{ kN/m}^3$ )	4.5*0.06*0.06/0.30	0.05
Cosciale 8x22cm; fascia influenza=60 cm ( $\gamma=4.50 \text{ kN/m}^3$ )	4.5*0.08*0.22/0.60	0.13
<b>Totale permanenti strutturali (modellati come peso equivalente)</b>	<b>G<sub>1,scal.</sub></b>	<b>0.65</b>
Carichi permanenti non strutturali (non modellati)		kN/m <sup>2</sup>
Pannello gesso-fibra sp.=1.5 cm ( $\gamma=12.0 \text{ kN/m}^3$ )	12.0*0.015	0.18
Marmo sp.= 3 cm ( $\gamma=27.0 \text{ kN/m}^3$ )	27*0.03	0.81
<b>Totale permanenti non strutturali (non modellati)</b>	<b>G<sub>2,scal.</sub></b>	<b>1.00</b>
Sovraccarico per attività domestiche e residenziali cat.A		kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale sovraccarico cat.A</b>	<b>Q<sub>k,A</sub></b>	<b>4.00</b>

- Infissi porte e finestre

OGGETTO	INFISSI PORTE FINESTRE	
Carichi permanenti non strutturali (non modellati)		kN/m <sup>2</sup>
Infissi in legno duro (6x6 cm)+vetro (6+6mm); ( $\gamma_{legno}=8 \text{ kN/m}^3$ ) ( $\gamma_{vetro}=25 \text{ kN/m}^3$ )		0.35
<b>Totale permanenti non strutturali (non modellati)</b>	<b><math>G_{2,infissi.est.}</math></b>	<b>0.35</b>

- Infissi vetrata blocco scale

OGGETTO	VETRATA BLOCCO SCALE	
Carichi permanenti non strutturali (non modellati)		kN/m <sup>2</sup>
Infissi in legno duro (10x10 cm)+vetro (10+10mm); ( $\gamma_{legno}=8 \text{ kN/m}^3$ ) ( $\gamma_{vetro}=25 \text{ kN/m}^3$ )		0.55
<b>Totale permanenti non strutturali (non modellati)</b>	<b><math>G_{2,vetrata}</math></b>	<b>0.55</b>

### Azione della neve ( $Q_{k,N}$ ) secondo §3.4 delle NTC18

La determinazione del carico da neve agente sulla copertura della palazzina residenziale oggetto di studio è stata effettuata riferendosi al §3.4 delle NTC18 [10], relativamente a “Copertura a due falde (o più)”, presente nella Circolare annessa alle NTC18, in quanto la copertura in esame risulta essere formata da tre blocchi, di cui una piramide centrale e due tronchi a padiglioni, tutti inclinati di 20° rispetto all’orizzontale. In particolare, come prescritto dalla Normativa, è stata considerata sia la condizione di assenza di vento, sia la condizione di presenza di vento, spirante in direzione X+/X- ed in direzione Y+/Y-. Inoltre è stato anche considerato il possibile accumulo di neve, nella zona di compluvio di copertura, come schematicamente riportato nella seguente figura:

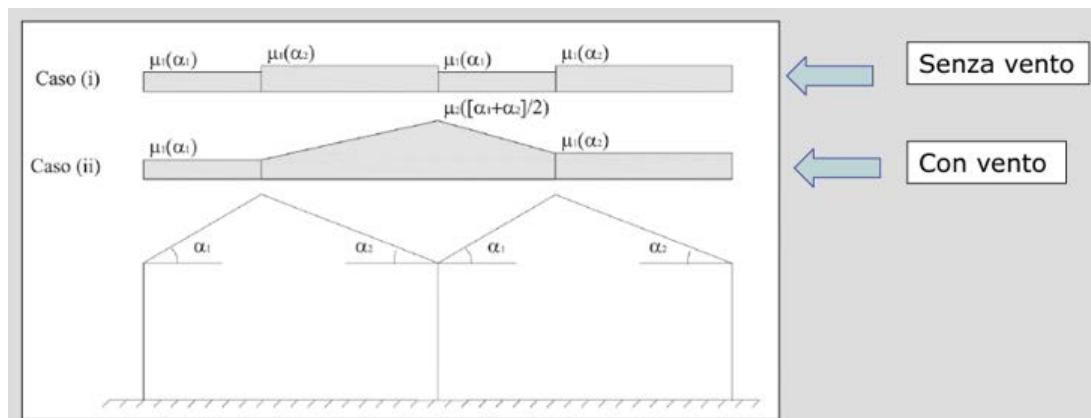
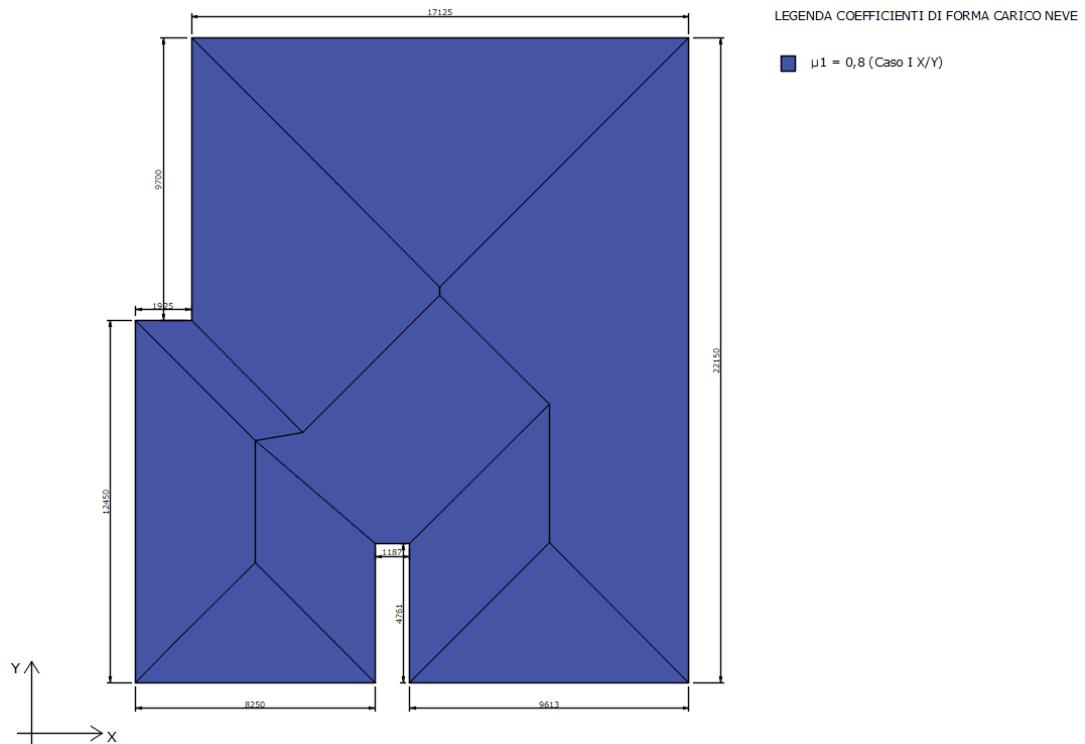


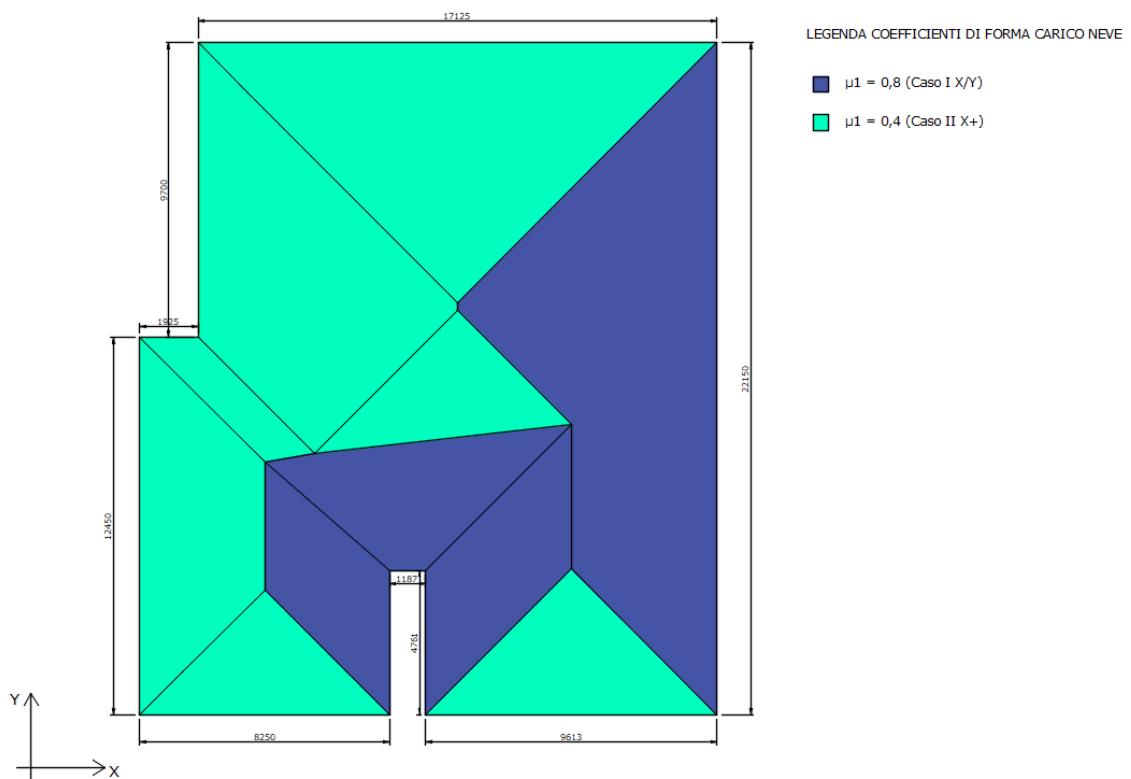
Figura 5.87 Coefficiente di forma per il carico da neve-Copertura a più falde [10].

Di seguito vengono riportate pertanto tutte le situazioni di progetto considerate, unitamente ai coefficienti di forma “ $\mu$ ” corrispondenti utilizzati, ed infine i calcoli eseguiti per la valutazione del carico da neve:

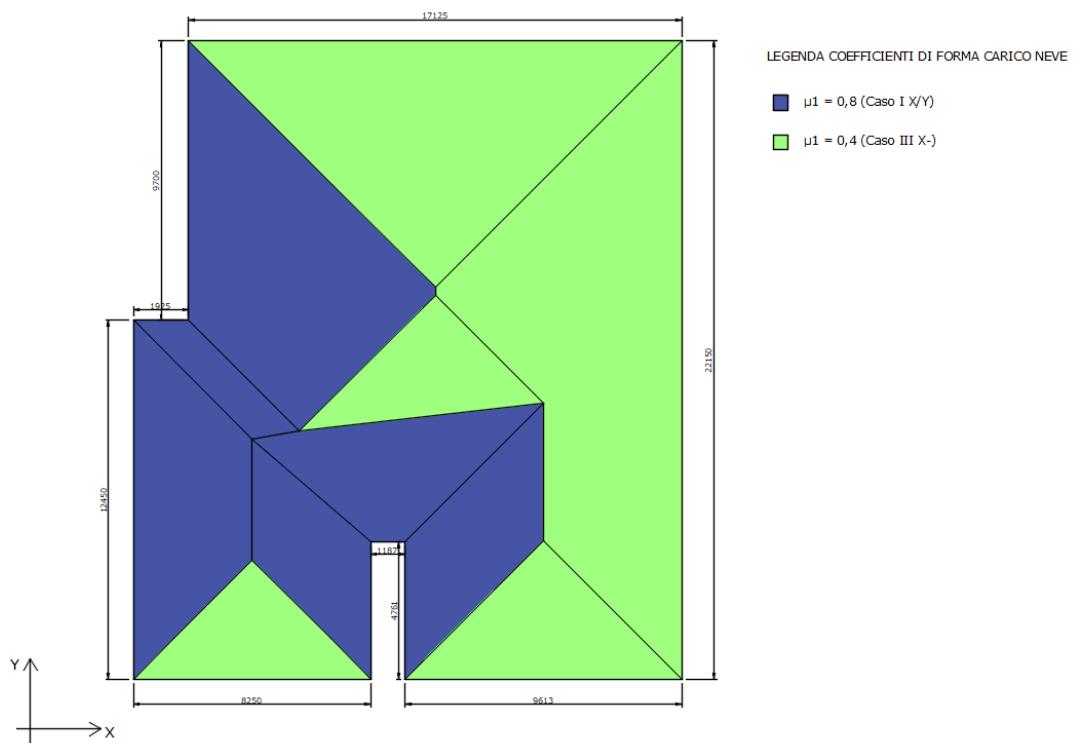
- **Assenza di vento**



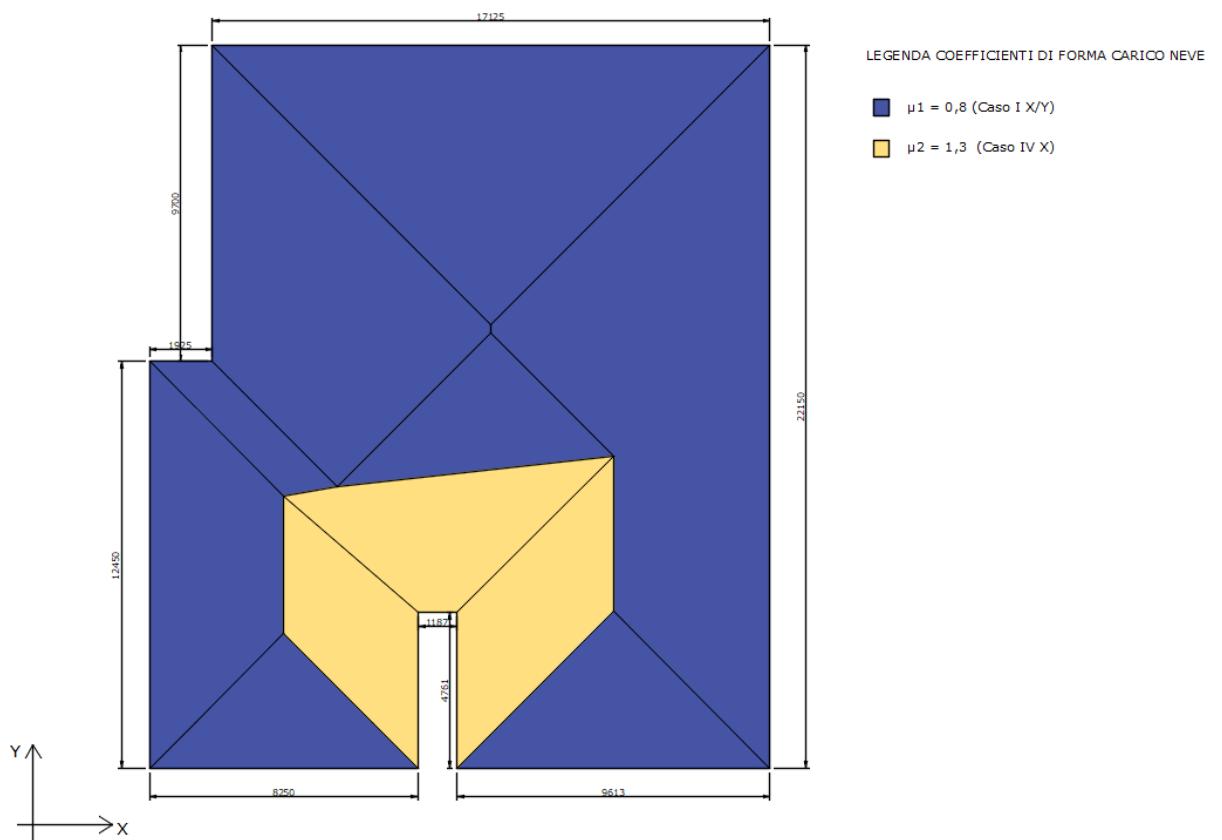
- **Vento in direzione X+**



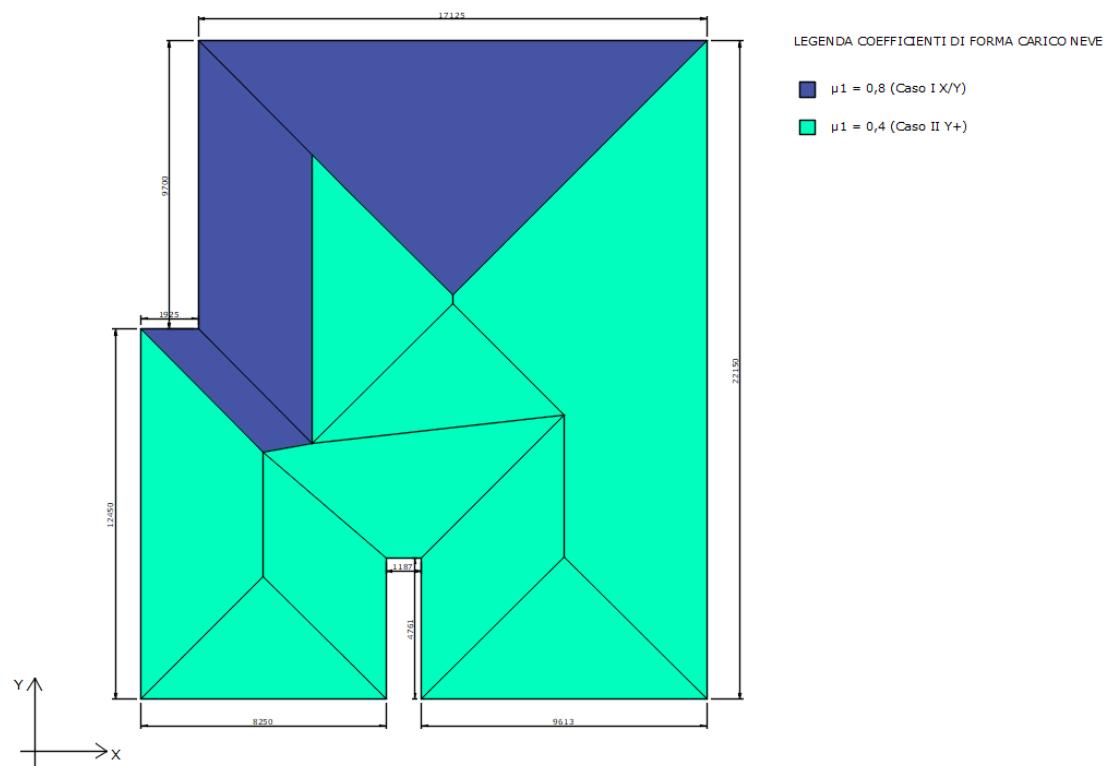
- Vento in direzione X-



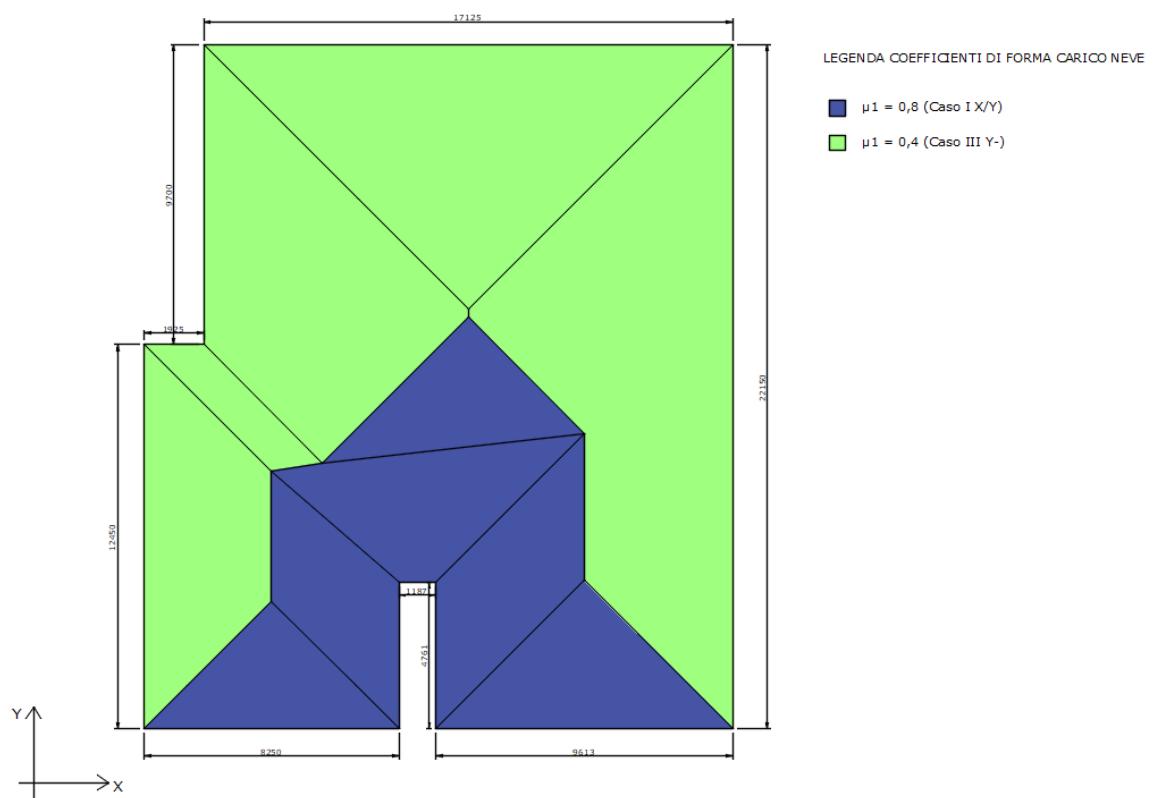
- Accumulo di neve nella zona di compluvio della copertura



- **Vento in direzione Y+**



- **Vento in direzione Y-**



CARICO DA NEVE (§ 3.4.3.3. NTC2018)			
$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$			
DATI INPUT	Località	Riva del Garda (TN)	
	ZONA I - Alpina		
	$a_s$	80	[m s.l.m]
	$q_{sk}$	1.5	[kN/m <sup>2</sup> ]
	$C_E$	1	[ $\cdot$ ]
	$C_t$	1	[ $\cdot$ ]
	$\alpha_1=\alpha_2$	20	[ $^{\circ}$ ]
VENTO DIREZIONE X	$\mu_1$ (CASO I X)	0.8	[ $\cdot$ ]
	0,5* $\mu_1$ (CASO II X+)	0.4	[ $\cdot$ ]
	0,5* $\mu_1$ (CASO III X-)	0.4	[ $\cdot$ ]
	$\mu_2$ (CASO IV X)	1.3	[ $\cdot$ ]
VENTO DIREZIONE Y	$\mu_1$ (CASO I Y)	0.8	[ $\cdot$ ]
	0,5* $\mu_1$ (CASO II Y+)	0.4	[ $\cdot$ ]
	0,5* $\mu_1$ (CASO III Y-)	0.4	[ $\cdot$ ]
VENTO DIREZIONE LUNGO X	$q_s$ (CASO I X)	1.2	[kN/m <sup>2</sup> ]
	$q_s$ (CASO II X+)	0.6	[kN/m <sup>2</sup> ]
	$q_s$ (CASO III X-)	0.6	[kN/m <sup>2</sup> ]
	$q_s$ (CASO IV X)	2.0	[kN/m <sup>2</sup> ]
VENTO DIREZIONE Y	$q_s$ (CASO I Y)	1.2	[kN/m <sup>2</sup> ]
	$q_s$ (CASO II Y+)	0.6	[kN/m <sup>2</sup> ]
	$q_s$ (CASO III Y-)	0.6	[kN/m <sup>2</sup> ]

### Azione del vento ( $Q_{k,w}$ ) secondo §3.3 delle NTC18

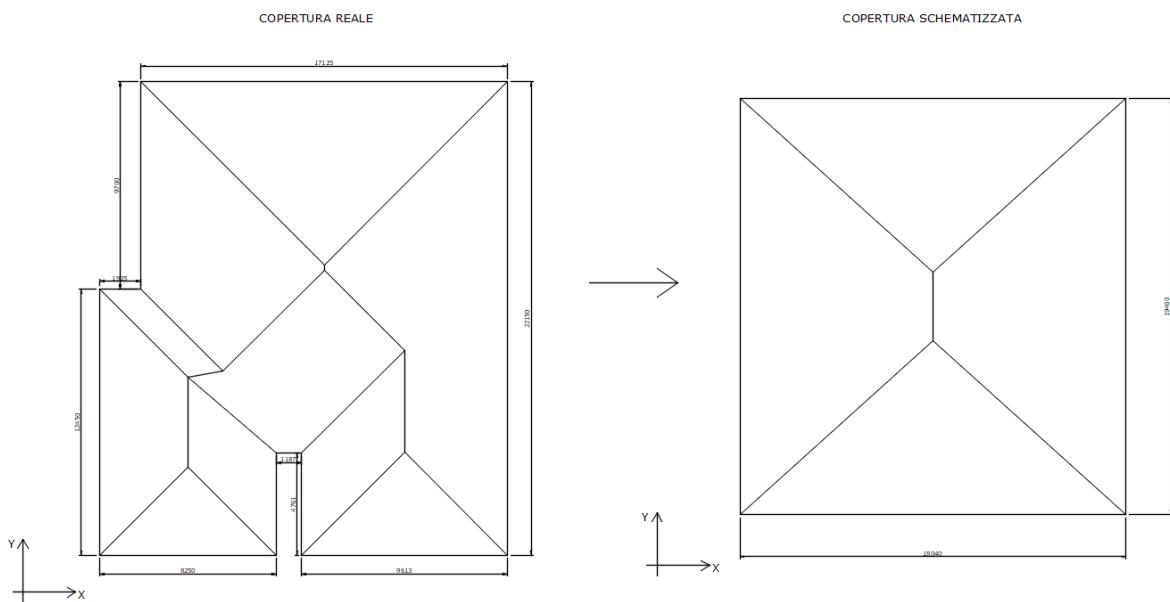
La determinazione della pressione esercitata dal vento sulle pareti e sulla copertura della palazzina residenziale oggetto di studio è stata effettuata riferendosi al §3.3 delle NTC18 [10], insieme alle "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" CNR-DT 207 R1/2018 [13].

In particolare, avendo la palazzina residenziale una geometria irregolare in pianta, seguendo le prescrizioni presenti al §H.4.1 della CNR-DT 207 R1/2018 [13], è stato deciso di approssimare la forma irregolare in pianta della struttura, ad un rettangolo di lati pari a 18.04 m in direzione "X" e pari a 19.46 m in direzione "Y", dato che la rientranza presente nella struttura risultava essere maggiore della limitazione, presente sempre al §H.4.1 della CNR-DT 207 R1/2018 [13], per poter schematizzare la pianta dell'edificio attraverso gli schemi presenti in tale paragrafo. Inoltre anche la forma della copertura risulta essere irregolare e tale da non ritrovare uno schema apposito sia nelle NTC18 [10] che nella CNR-DT 207 R1/2018 [13], pertanto è stato scelto di approssimare la forma della copertura allo schema che ne rappresentasse meglio la sua effettiva interazione con il vento, e per tale motivo lo schema adottato per

la copertura è stato quello di una copertura a padiglioni; ne consegue che i vari coefficienti di pressione esterni "c<sub>p,e</sub>" siano stati valutati riferendosi al §C3.3.8.1.5 della Circolare annessa alle NTC18 [10].

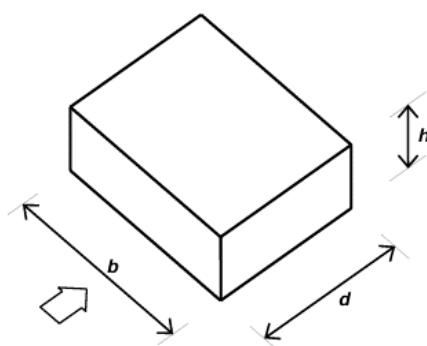
Infine per la determinazione delle pressioni esercitate dal vento sulle pareti e sulla copertura dell'edificio residenziale, schematizzato come un parallelepipedo di dimensioni 18.04x19.46 m ed altezza di colmo pari a 11.40 m, avente una copertura a padiglioni, è stato considerato il vento spirante sia in direzione X+/X- che in direzione Y+/Y-.

Si riportano pertanto di seguito tutti i dati di input, ed i calcoli effettuati:



*Figura 5.88 Schematizzazione della copertura.*

VENTO DIREZIONE X	$b_2$	19.46	[m]
	$2h$	22.8	[m]
	$e$	19.46	[m]
	$b_1$	4.76	[m]
	$d_1$	3.88	[m]
	EDIFICIO SCHEMATIZZABILE COME RETTANGOLARE		
VENTO DIREZIONE Y	$b_2$	18.04	[m]
	$2h$	22.8	[m]
	$e$	18.04	[m]
	$b_1$	4.76	[m]
	$d_1$	3.88	[m]
	EDIFICIO SCHEMATIZZABILE COME RETTANGOLARE		



*Figura 5.89 Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare [13].*

EDIFICI A PIANTA RETTANGOLARE						
VENTO DIREZIONE X	b	19.46	[m]			
	d	18.04	[m]			
	h/d	0.63	[ - ]			
VENTO DIREZIONE Y	b	18.04	[m]			
	d	19.46	[m]			
	h/d	0.59	[ - ]			
AZIONI NORMALI ALLE SUPERFICI DELLA COSTRUZIONE						
$p = q_r \cdot C_e (z_e = h_{colmo}) \cdot C_p \cdot C_d$						
PARETI LATERALI EDIFICIO						
EDIFICIO TOZZO						
Altezza di riferimento	$z_e$	11.4	[m]			
$C_{pe,x}$	SOPRAVENTO	LATERALI	SOTTOVENTO			
	0.763	-0.9	-0.426			
$C_{pe,y}$	0.759	-0.9	-0.417			
$p_x (X+/X-) [kN/m^2]$	0.558	-0.658	-0.312			
$p_y (Y+/Y-) [kN/m^2]$	0.555	-0.658	-0.305			
COPERTURA A PADIGLIONI						
Inclinazione falde						
20 [°]						
Altezza di riferimento	$z_e$	11.4	[m]			
$C_{pe,x}$	SOPRAVENTO	LATERALI	SOTTOVENTO			
	-0.533	-0.867	-0.533			
$C_{pe,y}$	0.267					
	-0.933	-0.867	-0.400			
Profondità fascia di copertura per $C_{pe,y}$			Profondità fascia di copertura per $C_{pe,y}$			
SOPRAVENTO			SOTTOVENTO			
9.02 [m]			10.44 [m]			
$p_x (X+/X-) [kN/m^2]$	-0.390	-0.634	-0.390			
$p_y (Y+/Y-) [kN/m^2]$	0.195					
$p_y (Y+/Y-) [kN/m^2]$	-0.683	-0.634	-0.293			
Profondità fascia di copertura per $p_{,y}$			Profondità fascia di copertura per $p_{,y}$			
SOPRAVENTO			SOTTOVENTO			
9.02 [m]			10.44 [m]			
COSTRUZIONE STAGNA $C_{p,i}$						
0 [ - ]						

AZIONI TANGENTI ALLE SUPERFICI DELLA COSTRUZIONE			
$w_f = q_r \cdot c_e (z_e = h_{colmo}) \cdot c_f$			
SUPERFICIE MOLTO SCABRA	$c_f$	0.04	[ $\cdot$ ]
$p_f$		0.029	[kN/m <sup>2</sup> ]

### 5.2.4 - Inserimento dei carichi nel modello

Dopo aver definito tutti i carichi statici, verticali ed orizzontali, cui la struttura risulta essere soggetta, dal comando “Nuovo caso di carico” [  ], viene aperta una scheda di “Base”, nella quale risulta possibile decidere quale Norma il software debba seguire per classificare i carichi come “Azioni”, e per creare le successive combinazioni di carico, in relazione alla “Situazione di progetto” (Stato Limite Ultimo oppure Stato Limite di Esercizio) desiderata.

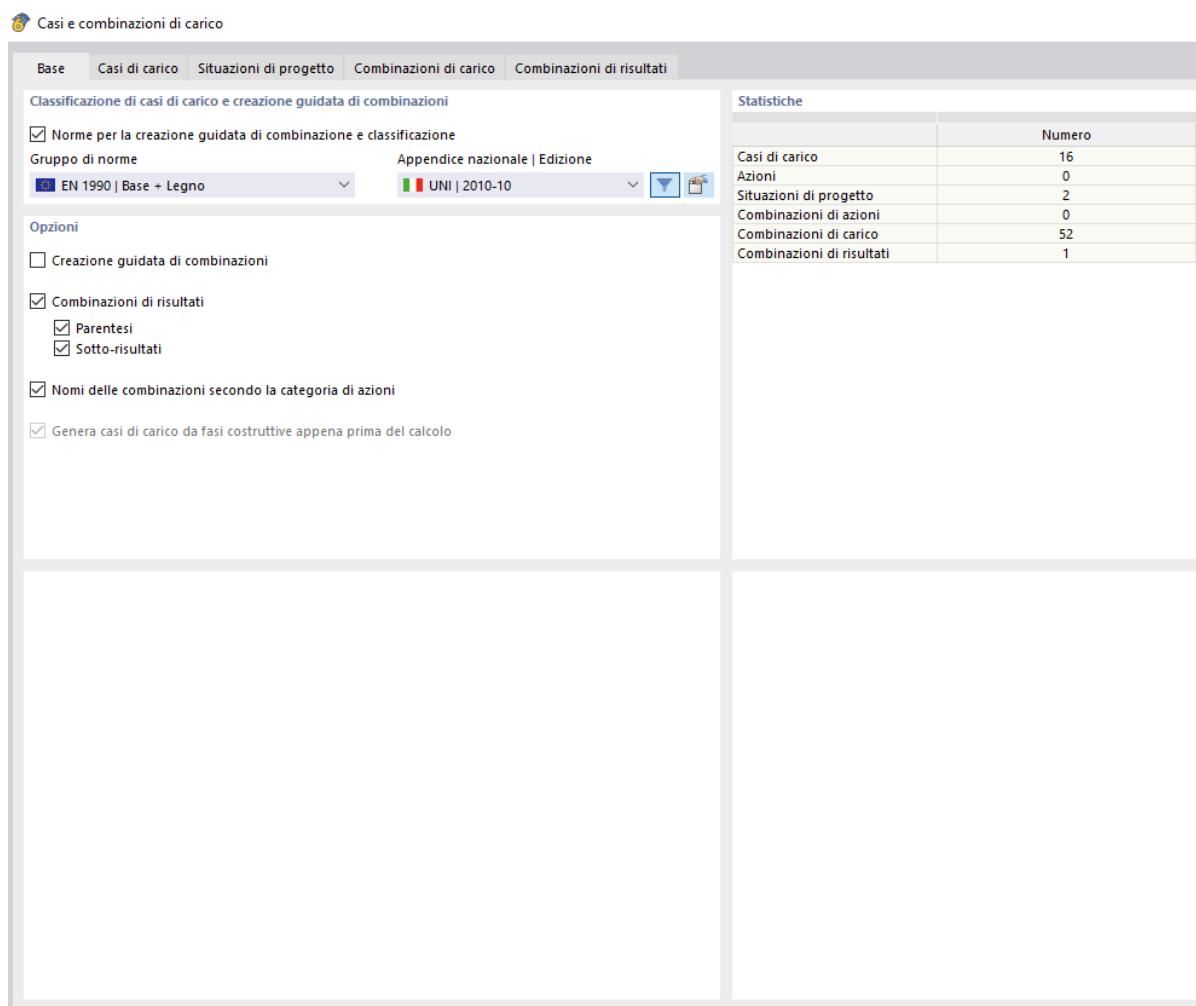
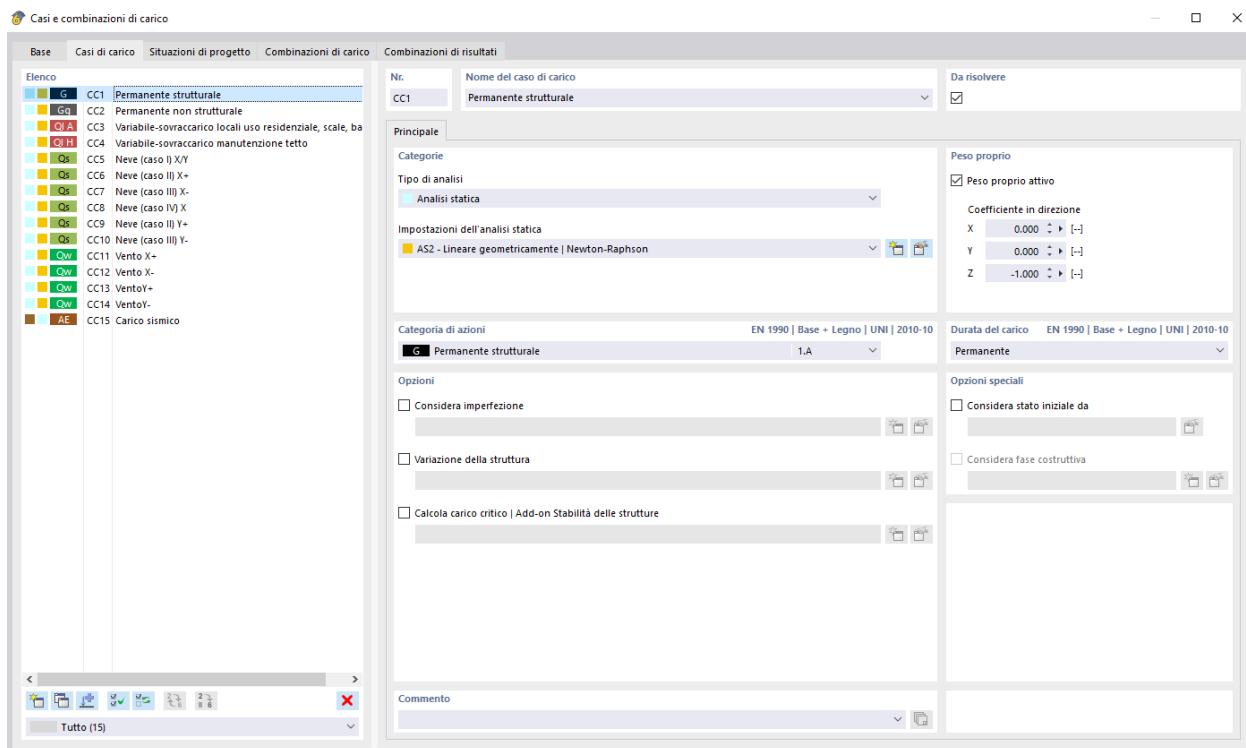


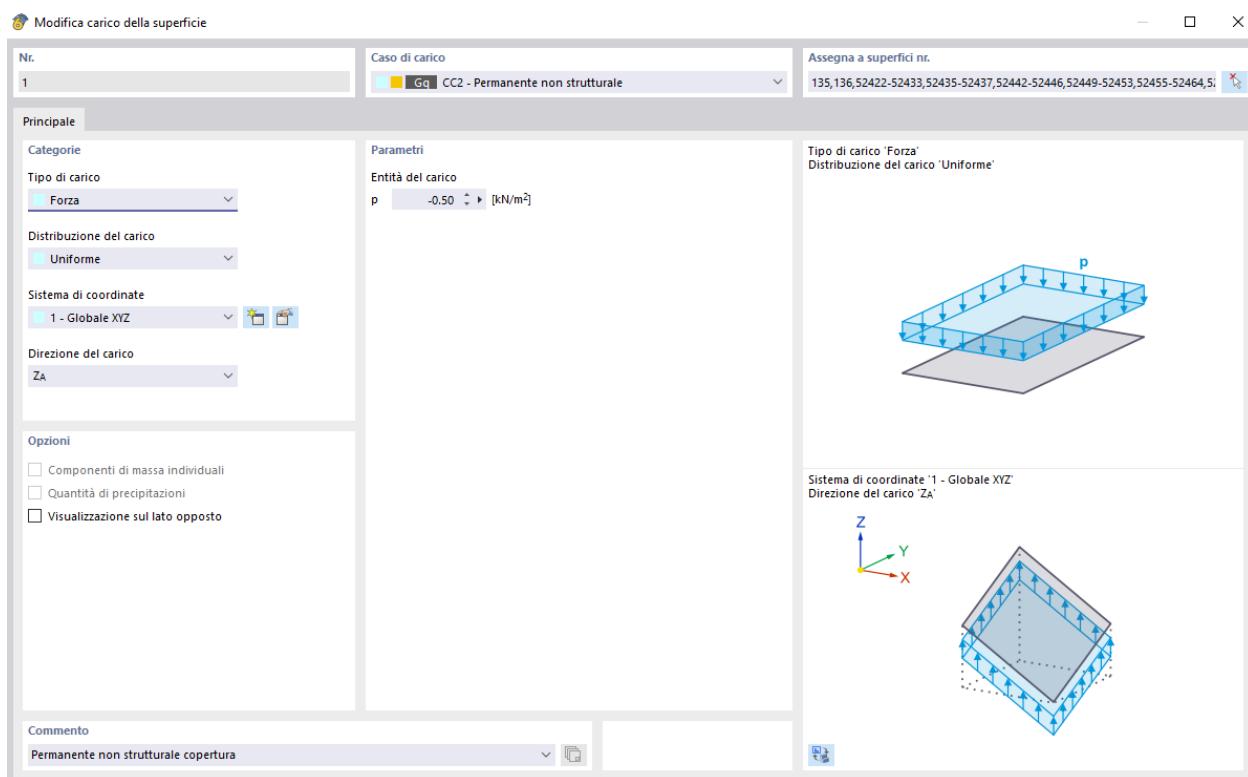
Figura 5.90 Casi e combinazioni di carico.

Nella scheda successiva, chiamata “Casi di carico”, risulta poi possibile definire il caso di carico (CC), cioè la tipologia di carico, cui il carico, da dover inserire nel modello, risulti appartenere, e sempre nella stessa scheda risulta possibile scegliere il “Tipo di analisi” che vogliamo che il software esegua, relativamente al caso di carico definito, ed inoltre risulta possibile associare il caso di carico (CC) definito alla sua corrispondente “Azione”, coerentemente con la Normativa selezionata precedentemente.



**Figura 5.91 Casi e combinazioni di carico.**

Definiti tutti i casi di carico (CC) cui la struttura risulta essere soggetta, risulta poi possibile andare ad applicare i carichi, appartenenti ai vari “CC”, sui vari componenti strutturali del modello, selezionando l’elemento strutturale che si vuole caricare ed andando sul comando “Nuovo carico della linea” [ ], oppure “Nuovo carico dell’asta” [ ] o “Nuovo carico della superficie” [ ], in relazione alla tipologia dell’elemento strutturale da caricare, ossia in relazione al fatto che se sia una corpo monodimensionale oppure bidimensionale. Comunque qualunque sia il comando selezionato, tra quelli precedentemente citati, il software risulta richiedere quale “CC” dover considerare, ossia richiede a quale “CC”, il carico da definire, appartenga, poi richiede il “Tipo di carico”, la “Distribuzione di carico”, l’“Entità del carico” ed infine rispetto a quale sistema di riferimento sia definito tale carico:



**Figura 5.92 Casi e combinazioni di carico.**

Nel caso in cui vi sia la necessità di dover inserire un carico superficiale in zone del modello in cui non sia presente alcun elemento strutturale modellato, come nel caso dell'applicazione del carico superficiale permanente non strutturale agente sulla copertura, essendo essa composta da elementi monodimensionali, oppure nel caso dell'applicazione del carico da vento in corrispondenza delle aperture presenti, per evitare di dover trasformare manualmente, valutando le relative fasce d'influenza degli elementi strutturali, tali carichi superficiali in carichi lineari, agenti sugli elementi strutturali modellati limitrofi, RFEM 6 consente di definire delle "Superfici di trasferimento del carico", non dotate di rigidezza, ma aventi lo scopo di ripartire, appunto, il carico di superficie, cui risultano essere soggette, in un carico di linea, sugli elementi contornanti la superficie stessa, facendo scegliere all'utente il modo con il quale il software debba ripartire il carico di superficie in carico di linea.

E' stato dunque deciso di utilizzare tale strategia andando a definire tali "Superfici di trasferimento del carico" in copertura, tra gli elementi monodimensionali modellati, ed in corrispondenza di tutte le aperture presenti nelle pareti esterne, e per fare ciò, dal comando "Nuova superficie poligonale" [ ], sotto la voce "Tipo di rigidezza" è stato selezionato "Trasferimento del carico", e nella scheda successiva è stata poi scelta la "Direzione di trasferimento del carico" e la "Distribuzione del carico", in quanto il software richiede in quali direzioni vogliamo che il carico superficiale sia trasformato in carico di linea, e quindi su quali linee, contornanti la superficie stessa, debba essere applicato il carico di linea

## Modellazione palazzina oggetto di studio

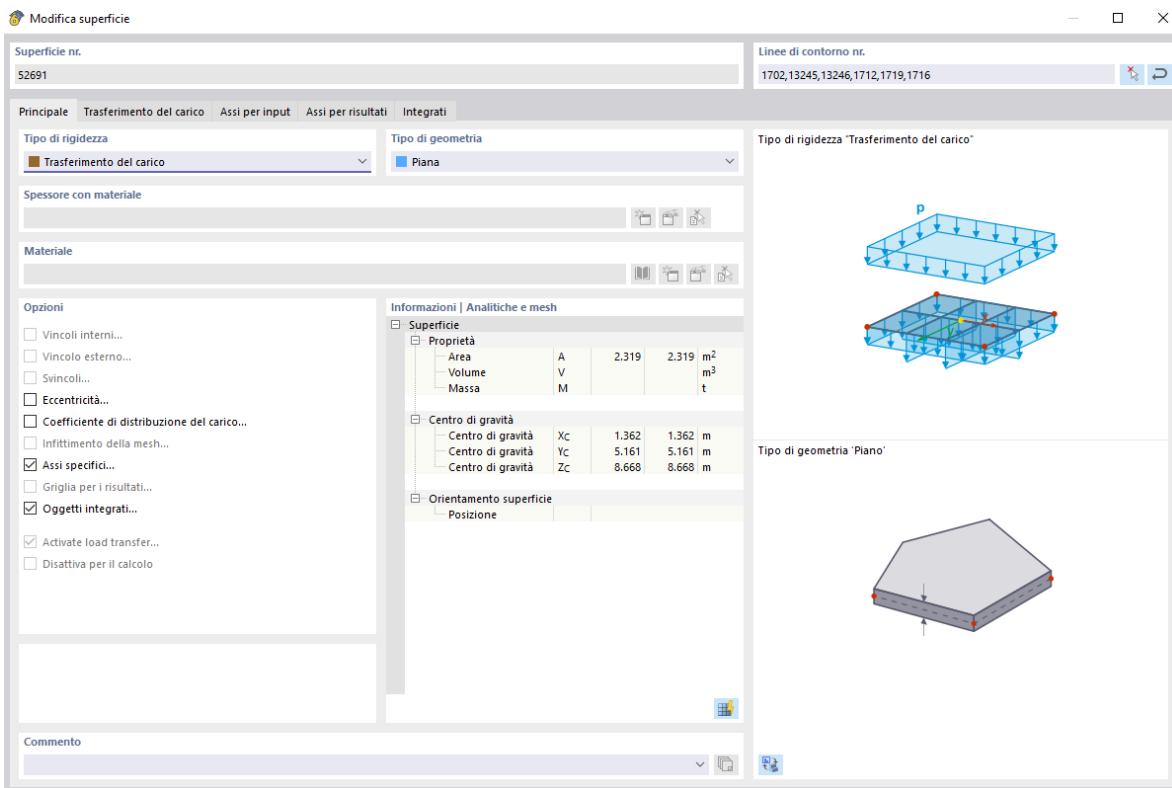


Figura 5.93 Trasferimento del carico per la copertura.

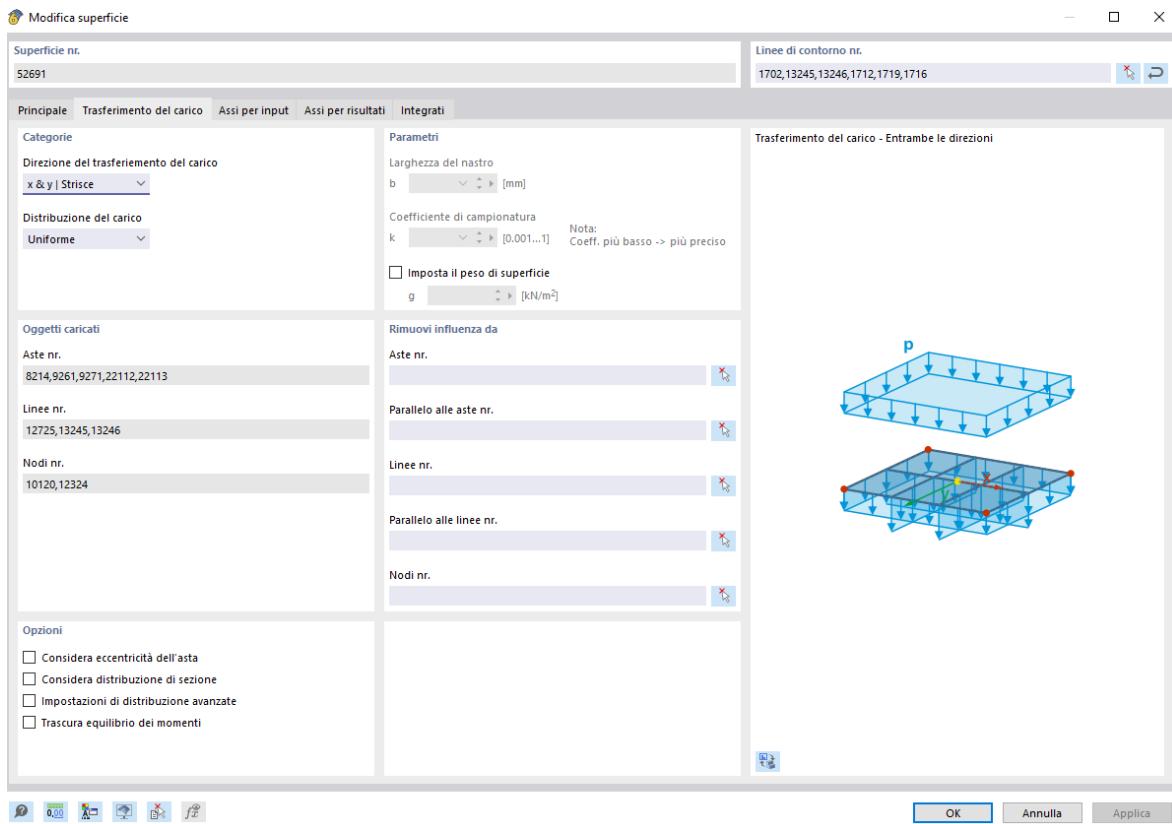
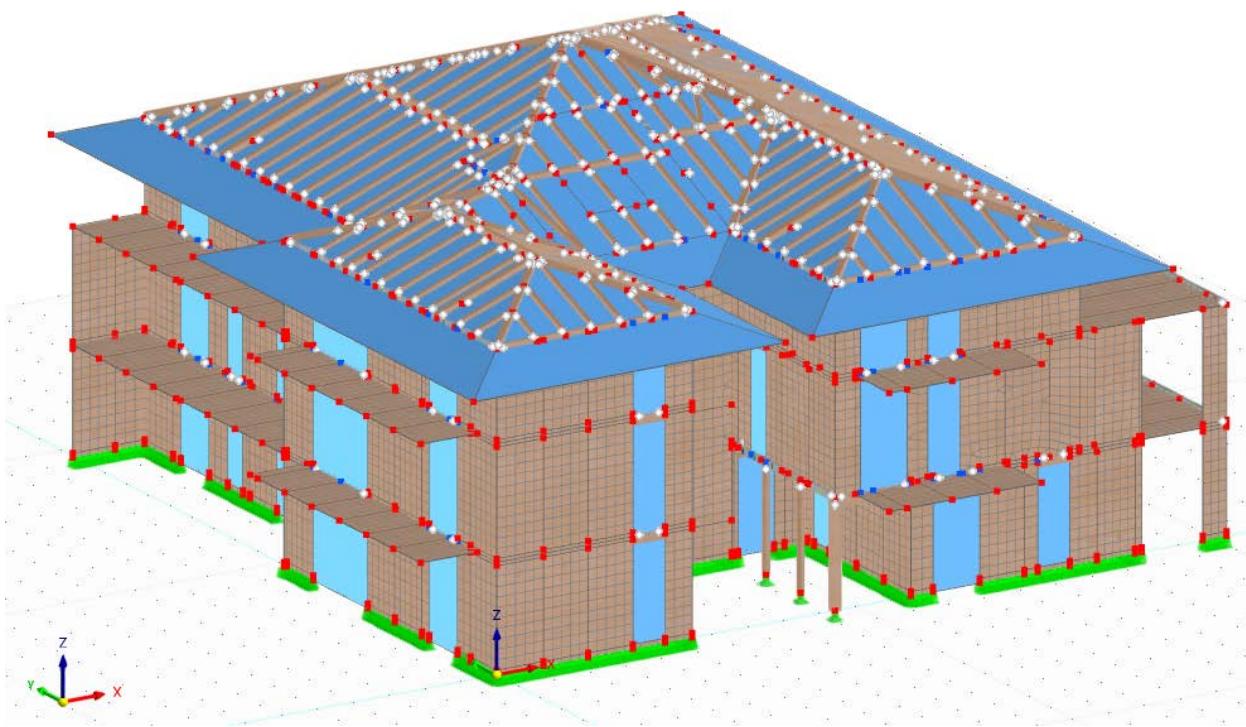


Figura 5.94 Trasferimento del carico per la copertura.



**Figura 5.95** Modello completato con le superfici di trasferimento del carico (in colore azzurro).

Con tale ultimo accorgimento risulta quindi possibile inserire tutti i carichi statici, verticali ed orizzontali, cui la struttura risulta essere soggetta.

### 5.2.5 - Combinazione dei carichi statici

RFEM 6 consente di creare automaticamente tutte le combinazioni di carico possibili, in relazione ai casi di carico (CC) definiti, ed ai carichi ad essi appartenenti, nel rispetto della "Situazione di progetto" (SLU o SLE) desiderata, conformemente alla Normativa di riferimento selezionata, però, per avere maggior controllo sui risultati calcolati dal software, si è deciso di definire manualmente tutte le combinazioni di carico d'interesse, relativamente allo Stato Limite Ultimo, nel rispetto del §2.5.3 delle NTC18 [10].

In particolare, per quanto riguarda i carichi variabili “ $Q_k$ ” è stato scelto, di volta in volta, un carico variabile di base (dominante) tra il carico dovuto al sovraccarico d'uso di cat.A “ $Q_{k,A}$ ”, il carico dovuto alla manutenzione della copertura cat.H “ $Q_{k,H}$ ”, il carico dovuto al peso della neve “ $Q_{k,N}$ ”, ed il carico dovuto alla pressione del vento “ $Q_{k,W}$ ”, ed i rimanenti come carichi variabili di accompagnamento (secondari), agenti contemporaneamente a quello di base, avendo l'accortezza di non considerare mai agenti contemporaneamente “ $Q_{k,H}$ ”, con “ $Q_{k,N}$ ” e “ $Q_{k,W}$ ”.

Si riporta dunque di seguito lo schema di tutte le combinazioni di carico considerate, unitamente ai coefficienti parziali per le azioni ed ai coefficienti di combinazione, conformemente a quanto prescritto dalla Normativa nei §2.5.2 e §2.6.1 delle NTC18 [10].

COEFFICIENTI:	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2}$	$\gamma_{Q1}$	$\gamma_{Q2} * \Psi_{02}$	$\gamma_{Q3} * \Psi_{03}$
	1.3	1.5	1.5		
		Cat.A	Cat.H	Neve	Vento
	$\gamma_{Qj} * \Psi_{0j}$	1.05	0	0.75	0.9

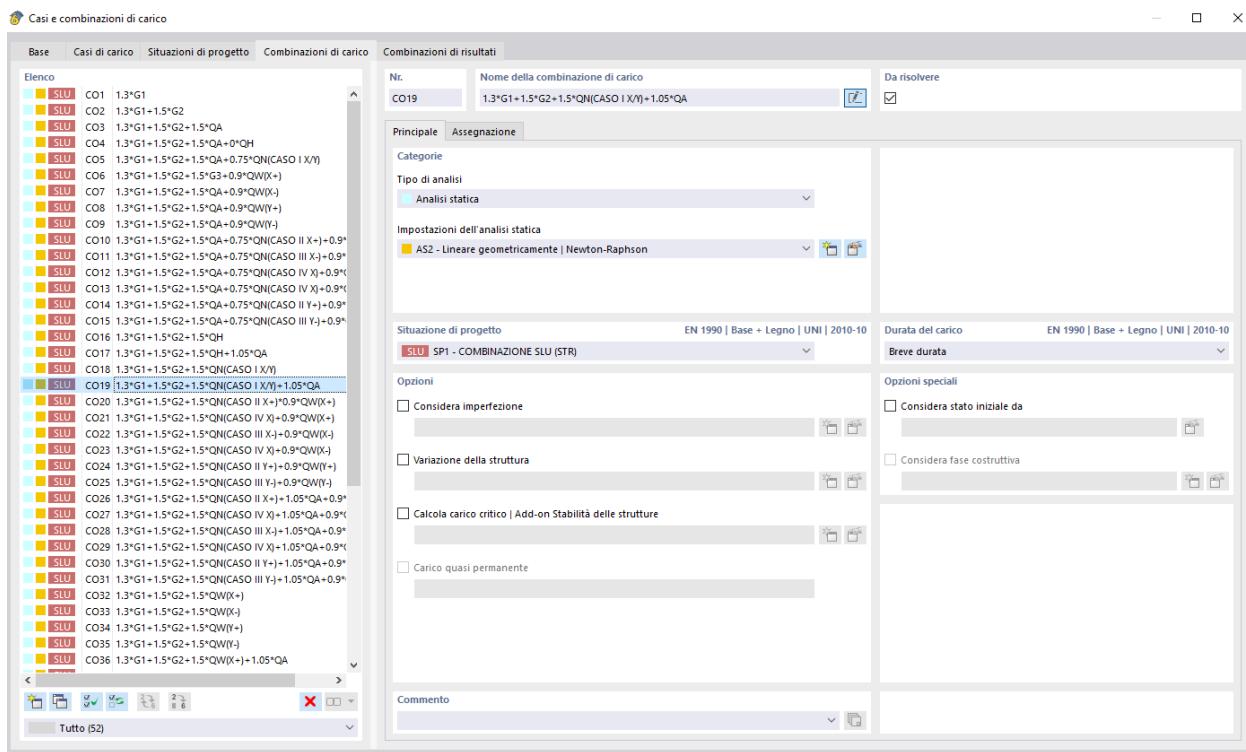
COMBO	AZIONI PERMANENTI		AZIONI VARIABILI		
PERMANENTI	G1				
	G1	G2			
$Q_A$ DOMINANTE	G1	G2	$Q_A$		
	G1	G2	$Q_A$	$Q_H$	
	G1	G2	$Q_A$	$Q_N$ (CASO I X/Y)	
	G1	G2	$Q_A$	$Q_W$ (X+)	
	G1	G2	$Q_A$	$Q_W$ (X-)	
	G1	G2	$Q_A$	$Q_W$ (Y+)	
	G1	G2	$Q_A$	$Q_W$ (Y-)	
	G1	G2	$Q_A$	$Q_N$ (CASO II X+)	$Q_W$ (X+)
	G1	G2	$Q_A$	$Q_N$ (CASO III X-)	$Q_W$ (X-)
	G1	G2	$Q_A$	$Q_N$ (CASO IV X)	$Q_W$ (X+)
	G1	G2	$Q_A$	$Q_N$ (CASO IV X)	$Q_W$ (X-)
	G1	G2	$Q_A$	$Q_N$ (CASO II Y+)	$Q_W$ (Y+)
	G1	G2	$Q_A$	$Q_N$ (CASO III Y-)	$Q_W$ (Y-)
$Q_H$	G1	G2	$Q_H$		
	G1	G2	$Q_H$	$Q_A$	
	G1	G2	$Q_N$ (CASO I X/Y)		
	G1	G2	$Q_N$ (CASO I X/Y)		
	G1	G2	$Q_N$ (CASO II X+)		
	G1	G2	$Q_N$ (CASO IV X)		
	G1	G2	$Q_N$ (CASO III X-)		
	G1	G2	$Q_N$ (CASO IV X)		
	G1	G2	$Q_N$ (CASO II Y+)		
	G1	G2	$Q_N$ (CASO III Y-)		
	G1	G2	$Q_N$ (CASO II X+)		
	G1	G2	$Q_N$ (CASO IV X)		
$Q_N$ DOMINANTE	G1	G2	$Q_N$ (CASO III X-)		
	G1	G2	$Q_N$ (CASO IV X)		
	G1	G2	$Q_N$ (CASO IV X)		
	G1	G2	$Q_N$ (CASO II Y+)		
	G1	G2	$Q_N$ (CASO III Y-)		
	G1	G2	$Q_N$ (CASO II X+)		
	G1	G2	$Q_N$ (CASO IV X)		
	G1	G2	$Q_N$ (CASO III X-)		
	G1	G2	$Q_N$ (CASO IV X)		
	G1	G2	$Q_N$ (CASO II Y+)		
	G1	G2	$Q_N$ (CASO III Y-)		

Q <sub>w</sub> DOMINANTE	G1	G2	Q <sub>w</sub> (X+)		
	G1	G2	Q <sub>w</sub> (X-)		
	G1	G2	Q <sub>w</sub> (Y+)		
	G1	G2	Q <sub>w</sub> (Y-)		
	G1	G2	Q <sub>w</sub> (X+)	Q <sub>A</sub>	
	G1	G2	Q <sub>w</sub> (X-)	Q <sub>A</sub>	
	G1	G2	Q <sub>w</sub> (Y+)	Q <sub>A</sub>	
	G1	G2	Q <sub>w</sub> (Y-)	Q <sub>A</sub>	
	G1	G2	Q <sub>w</sub> (X+)	Q <sub>N</sub> (CASO II X+)	
	G1	G2	Q <sub>w</sub> (X+)	Q <sub>N</sub> (CASO IV X)	
	G1	G2	Q <sub>w</sub> (X-)	Q <sub>N</sub> (CASO III X-)	
	G1	G2	Q <sub>w</sub> (X-)	Q <sub>N</sub> (CASO IV X)	
	G1	G2	Q <sub>w</sub> (Y+)	Q <sub>N</sub> (CASO II Y+)	
	G1	G2	Q <sub>w</sub> (Y-)	Q <sub>N</sub> (CASO III Y-)	
	G1	G2	Q <sub>w</sub> (X+)	Q <sub>A</sub>	Q <sub>N</sub> (CASO II X+)
	G1	G2	Q <sub>w</sub> (X+)	Q <sub>A</sub>	Q <sub>N</sub> (CASO IV X)
	G1	G2	Q <sub>w</sub> (X-)	Q <sub>A</sub>	Q <sub>N</sub> (CASO III X-)
	G1	G2	Q <sub>w</sub> (X-)	Q <sub>A</sub>	Q <sub>N</sub> (CASO IV X)
	G1	G2	Q <sub>w</sub> (Y+)	Q <sub>A</sub>	Q <sub>N</sub> (CASO II Y+)
	G1	G2	Q <sub>w</sub> (Y-)	Q <sub>A</sub>	Q <sub>N</sub> (CASO III Y-)

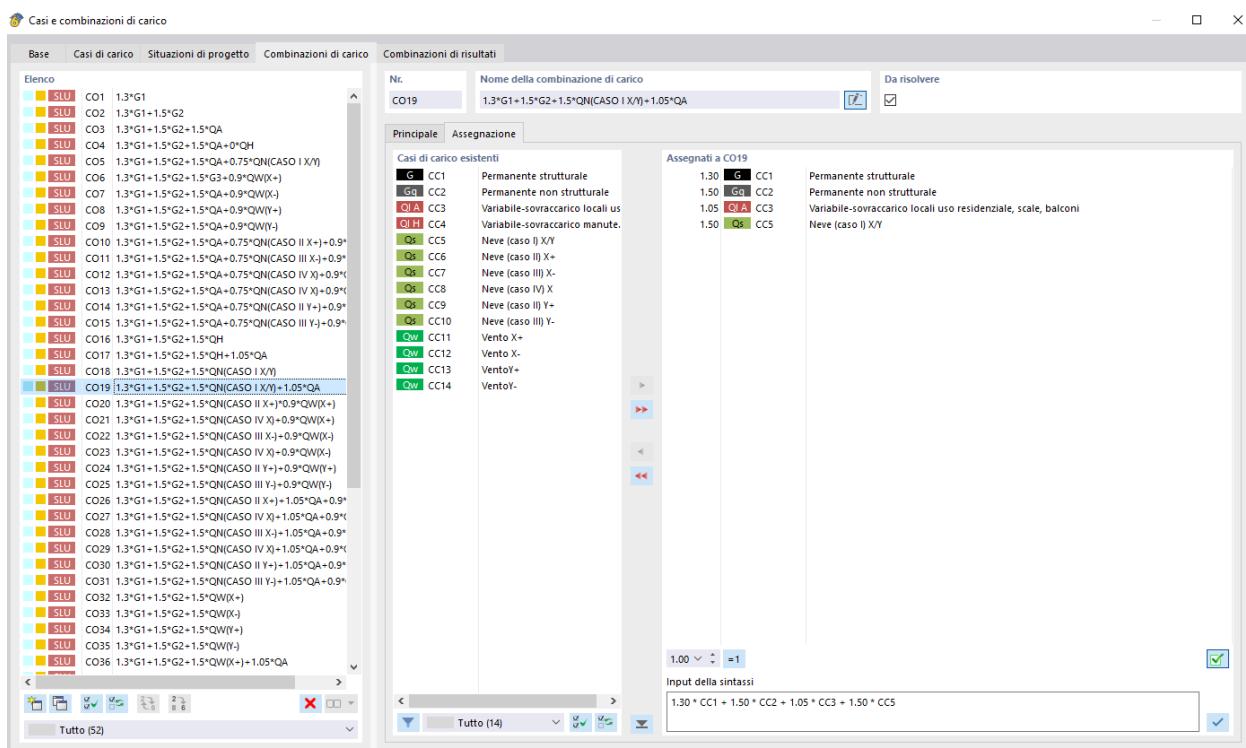
Fatto ciò, vengono successivamente inserite manualmente su RFEM 6, tutte e 51 le combinazioni di carico statiche considerate, pertanto dal comando “Modifica caso di carico” [  ], nella scheda “Situazioni di progetto”, viene selezionato il “Tipo di situazione di progetto” desiderato (SLU o SLE), fra quelle prescritte dalla Normativa di riferimento selezionata, dopodichè nella scheda successiva, chiamata “Combinazioni di carico” il software richiede di scegliere il “Tipo di analisi” che esso debba eseguire, per la relativa combinazione di carico definita, poi risulta richiedere di specificare a che “Situazione di progetto” appartenga tale combinazione di carico definita, e la “Durata del carico”, dato che quest’ultima informazione risulta essere determinante per la definizione del coefficiente di modifica “ $k_{mod}$ ” della resistenza di progetto degli elementi lignei, a causa del loro comportamento fortemente reologico.

Infine nella scheda “Assegnazione” risulta possibile definire le varie combinazioni di carico considerate, combinando i vari casi di carico precedentemente definiti, con i relativi coefficienti parziali delle azioni e dei coefficienti di combinazione.

## Modellazione palazzina oggetto di studio



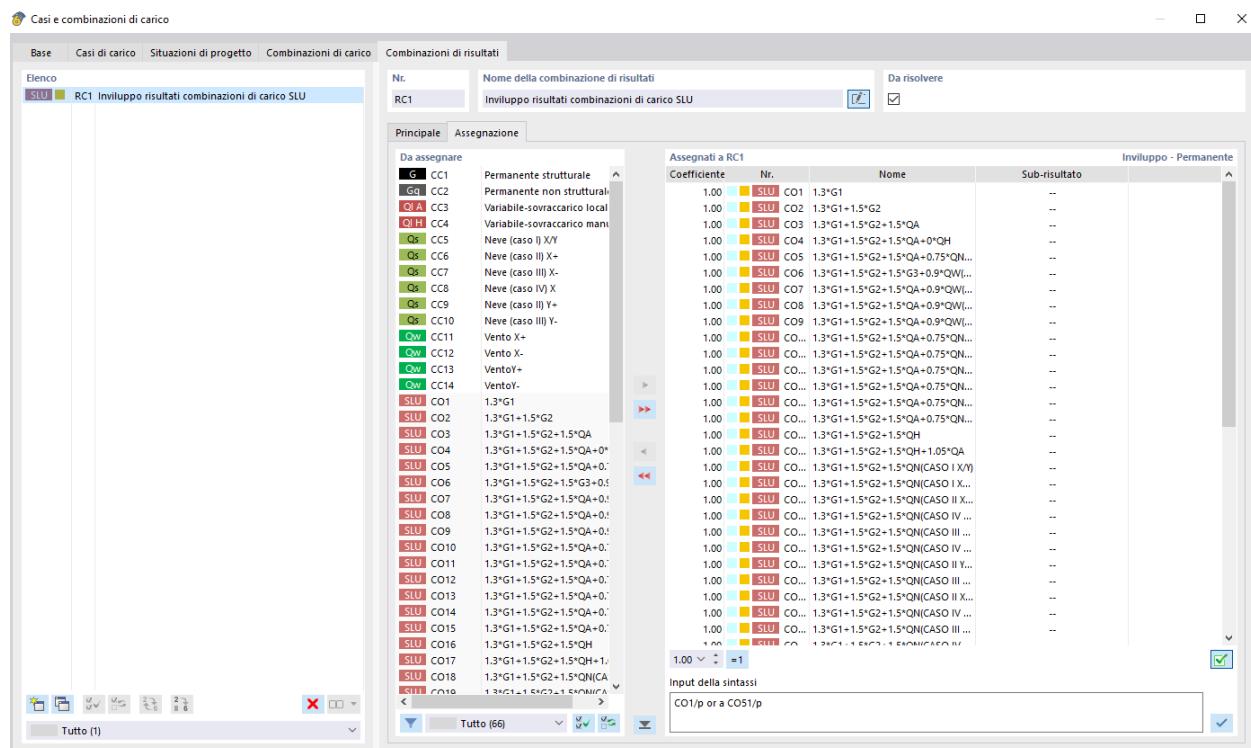
**Figura 5.96** Combinazioni di carico manuali.



**Figura 5.97** Combinazioni di carico manuali.

In conclusione RFEM 6 consente anche di combinare i risultati dei vari casi di carico (CC), e delle varie combinazioni di carico (CO), e per fare ciò, nella scheda “Combinazioni di risultati” il software richiede di selezionare la “Situazione di progetto”, a cui debba fare riferimento per la combinazione dei risultati, ed il

“Tipo di combinazione” desiderato (Generale, Inviluppo o Sovraposizione) , ed infine nella scheda “Assegnazione” risulta possibile selezionare tutti i casi di carico (CC) e le combinazioni di carico (CO) per le quali si desideri avere la loro combinazione dei risultati.



**Figura 5.98      Combinazioni di risultati.**

### 5.2.6 - Analisi modale

RFEM 6 consente di eseguire l’analisi sismica della struttura in esame attraverso il “metodo dello spettro di risposta multimodale”, pertanto prima di lanciare, sul software, l’”analisi lineare dinamica” (o “analisi modale con spettro di risposta”), occorre eseguire un’analisi modale, grazie alla quale risulti possibile osservare quali modi di vibrare insorgano nella struttura, quali siano i loro periodi (o le loro frequenze), e quale sia la loro massa partecipante, in modo tale da capire quali siano i modi di vibrare significativi della struttura e quali invece possano essere trascurati, coerentemente con quanto prescritto al §7.3.3.1 delle NTC18 [10]:

*“L’analisi lineare dinamica consiste:*

- *nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);*
- *nel calcolo degli effetti dell’azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;*
- *nella combinazione di questi effetti.*

*Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%.”*

Inoltre, come citato al §2.5.3 delle NTC18 [10]:

*“Gli effetti dell’azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:”*

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

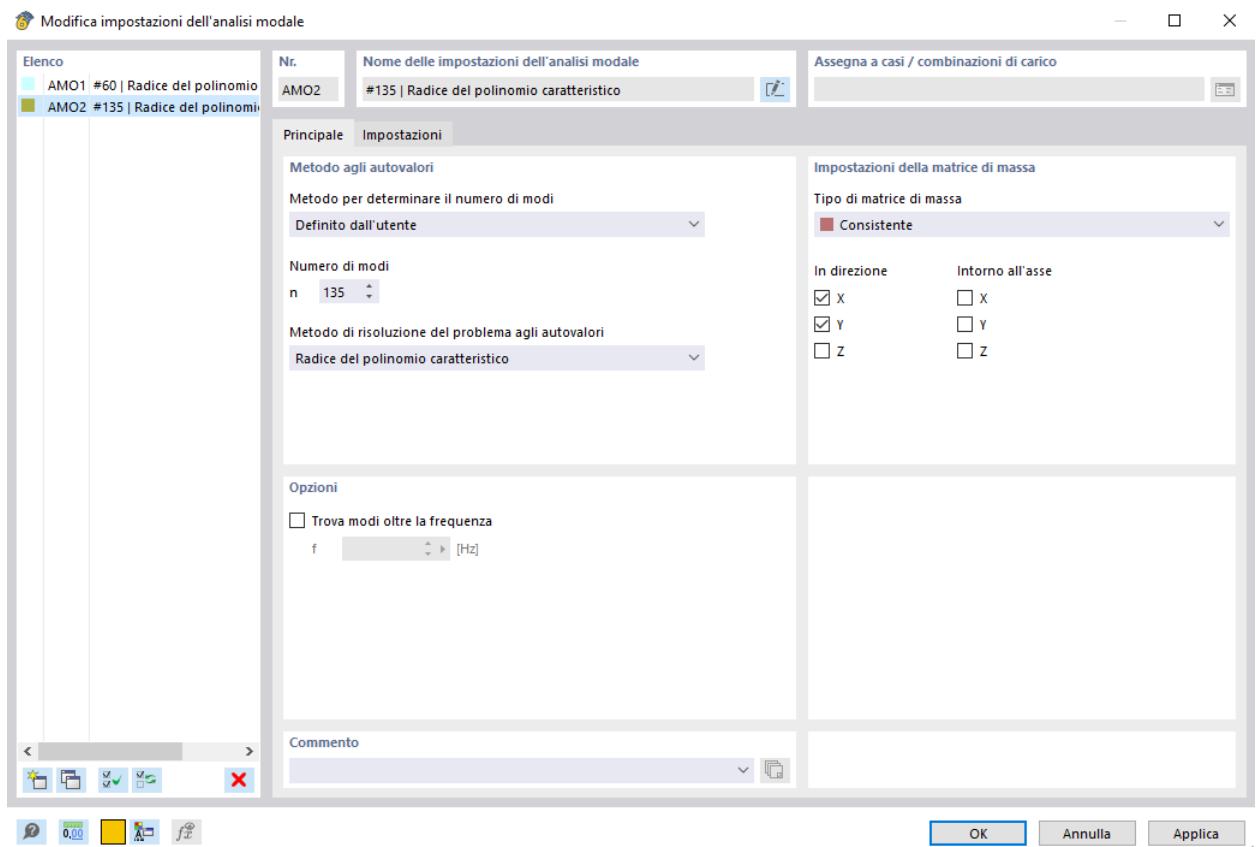
**Tabella 5.1** Valori dei coefficienti di combinazione [10].

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Osservando i valori dei coefficienti di combinazione “ $\Psi_{2j}$ ” risulta facile capire come l’azione del sovraccarico di cat.H, l’azione della neve e l’azione del vento, nel caso in esame, non entrino in gioco nella definizione della massa sismica della struttura, ossia nella definizione della massa della struttura sulla quale valutare l’effetto dell’azione sismica.

Detto ciò, per eseguire l’analisi modale della palazzina residenziale oggetto di studio, dal comando “Nuovo caso di carico” [  ], viene definito il caso di carico (CC) “Analisi modale”, selezionando nel “Tipo di analisi”, appunto “Analisi modale”, e definendo l’”Impostazione dell’analisi modale” tra quelle proposte

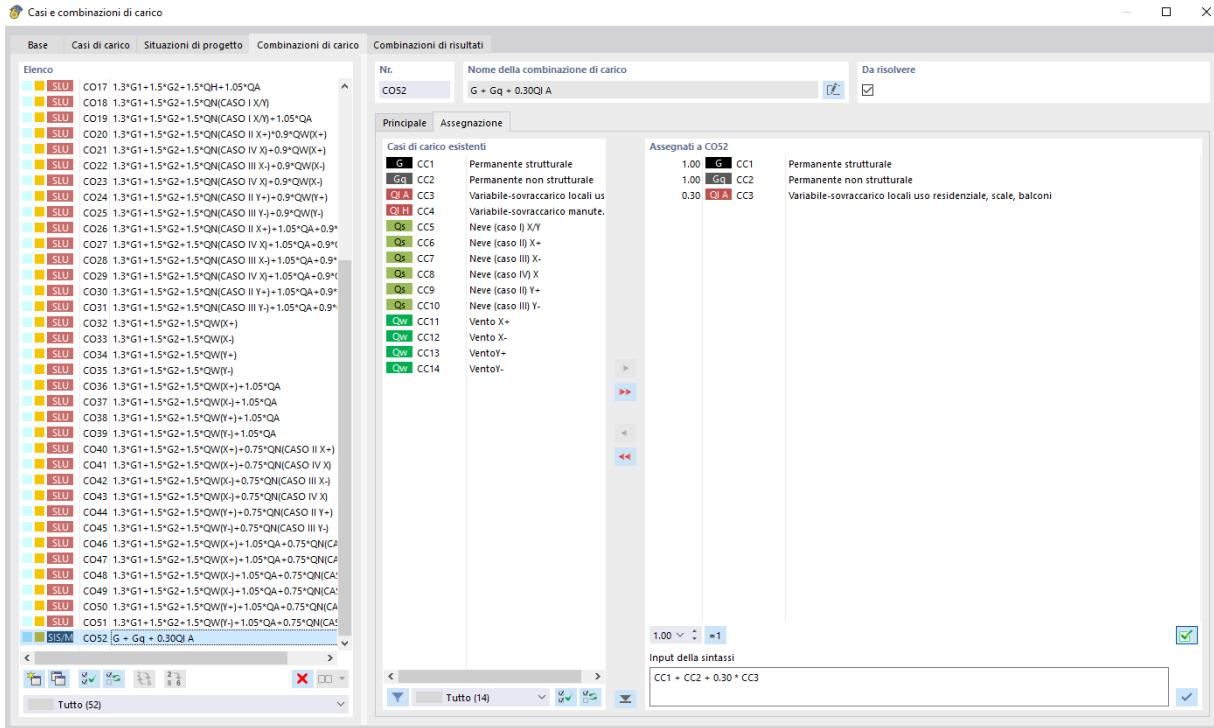
dal software, grazie alla quale risulta possibile scegliere il metodo con il quale il software debba calcolare il numero dei modi di vibrare, ed anche il metodo con il quale il software debba risolvere il problema degli autovalori per determinare i modi di vibrare della struttura.



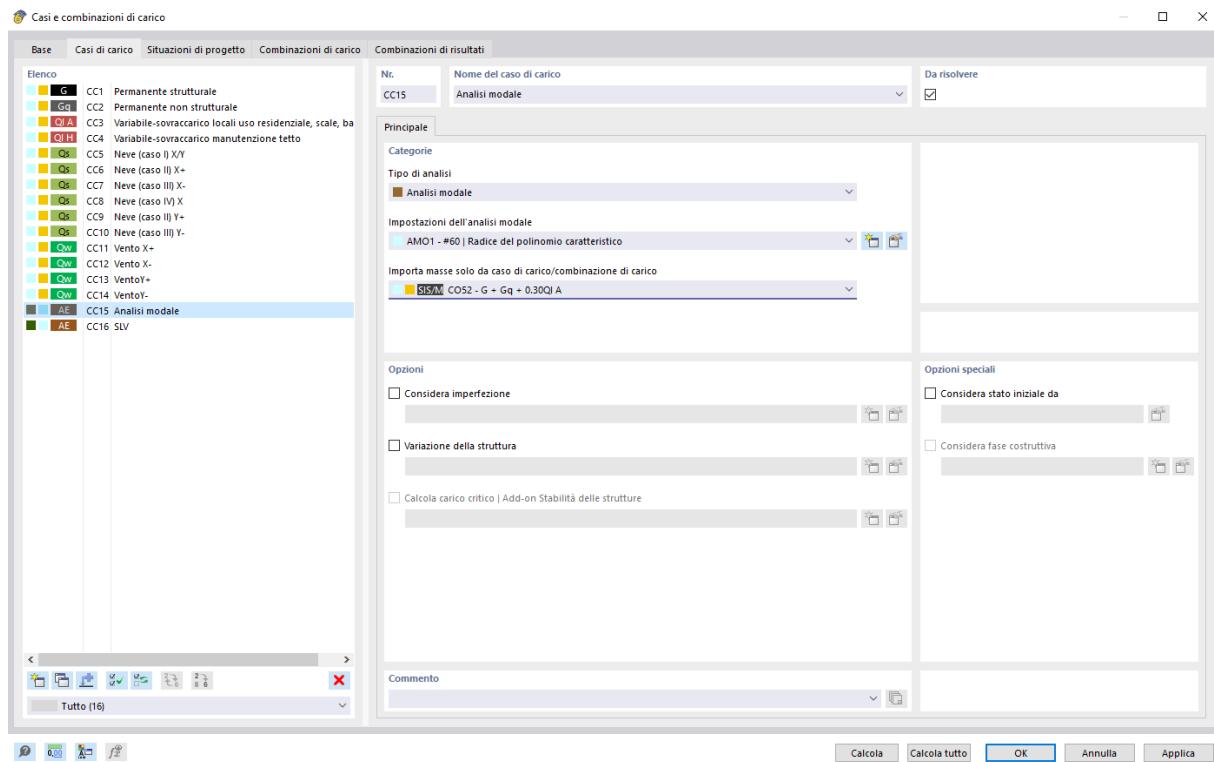
**Figura 5.99      Impostazione dell'analisi modale.**

Infine, coerentemente con quanto prescritto al §2.5.3 delle NTC18 [10], il software richiede da quale caso di carico (CC), o combinazione di carico (CO), debba importare le masse, per valutare gli effetti dell'azione sismica su ciascun modo di vibrare individuato, pertanto è stata definita un'apposita combinazione di carico per la determinazione della massa sismica in esame:

## Modellazione palazzina oggetto di studio



**Figura 5.100 Massa sismica.**



**Figura 5.101 Analisi modale.**

Lanciando l'analisi modale, cliccando su "Calcola", dopo vari tentativi, al fine di raggiungere il limite minimo sul numero di modi di vibrare da dover considerare imposto da Normativa, è stato osservato che, per raggiungere almeno l'85% di massa partecipante totale in tutte e due le direzioni principali "X" e "Y",

risultava essere necessario dover considerare circa 135 modi di vibrare, ed il motivo di ciò è stato dovuto all'articolata modellazione della copertura, che risultava aver fatto insorgere tantissimi modi di vibrare "locali", propri dei vari elementi strutturali della copertura, quali travetti, travi di displuvio e compluvio e capriate, aventi pochissima massa partecipante (ma che dovevano essere considerati comunque per arrivare alla soglia minima), facendo esplodere il costo computazionale da parte del software e quindi i relativi tempi di calcolo. Per tale motivo, al fine di avere un numero di modi di vibrare significativi decisamente minore, quindi per ridurre il costo computazionale da parte del software ed i relativi tempi di calcolo, è stato deciso, su consiglio del mio relatore Prof. Ing. Marco Pio Lauriola, di semplificare la modellazione della copertura e dell'ultimo piano della palazzina residenziale oggetto di studio, realizzando una copertura piana, con poche travi e con un'altezza dell'ultimo piano intermedia tra la sua altezza minima e la sua altezza di colmo, avendo l'accortezza però di riportare tutti i carichi strutturali di copertura, in tal caso, non modellati, in modo tale da considerare la stesse masse e rigidezze del modello precedente.

Il vantaggio di operare in tal senso risulta essere quello di arrivare ad avere pochi modi di vibrare significativi da dover considerare, dunque un onere computazionale decisamente più basso da parte del software e dei relativi tempi di calcolo, ed inoltre tale strategia non risulta pregiudicare la correttezza del modello, in quanto risultano essere valutate correttamente le masse e le rigidezze in gioco, e pertanto le differenze nei risultati risultano essere trascurabili.

### ***Modello modificato***

In seguito a quanto sopra scritto, vengono riportate di seguito le modifiche apportate al modello della palazzina residenziale oggetto di studio, il quale risulterà essere il modello di riferimento da qui in avanti:

$$1) \quad h_{secondo\ piano} = \frac{(h_{min} + h_{colmo})}{2} = 3.50\ m;$$

- 2) Copertura piana;
- 3) Modifica dei carichi permanenti strutturali in copertura.

Inoltre per evitare inutili ripetizioni di procedura di modellazione viene riportato direttamente il modello modificato, in quanto per fare tali modifiche viene utilizzata la stessa procedura descritta nei paragrafi precedenti.

OGGETTO	COPERTURA	
Angolo di inclinazione falde	$\alpha$	0.00°
<b>Carichi permanenti strutturali (non modellati)</b>		kN/m <sup>2</sup>
Perlinato sp.= 2.5 cm ( $\gamma=4.50 \text{ kN/m}^3$ )	4.5*0.025	0.11
Guaina traspirante bituminosa		0.03
Triplo listello 4x6cm; $i=104 \text{ cm}$ ( $\gamma=4.50 \text{ kN/m}^3$ )	3*4.5*0.06*0.04/1.04	0.03
Lana di roccia sp.=18 cm ( $\gamma=1.00 \text{ kN/m}^3$ )	1*0.18	0.18
OSB sp.=1.8 cm ( $\gamma=6.00 \text{ kN/m}^3$ )	6*0.018	0.11
Guaina traspirante bituminosa		0.03
Listello 5.8x3.8cm; $i=61 \text{ cm}$ ( $\gamma=4.50 \text{ kN/m}^3$ )	4.5*0.038*0.058/0.61	0.02
Travicelli 10x16cm; $i=80 \text{ cm}$ ( $\gamma=4.50 \text{ kN/m}^3$ )	4.5*0.1*0.16/0.80	0.09
Travi 20x28cm; $i_{\text{medio}}=220 \text{ cm}$ ( $\gamma=4.50 \text{ kN/m}^3$ )	4.5*0.2*0.28/2.20	0.11
<b>Totale permanenti strutturali (non modellati)</b>	<b>G<sub>1,cop</sub></b>	<b>0.75</b>

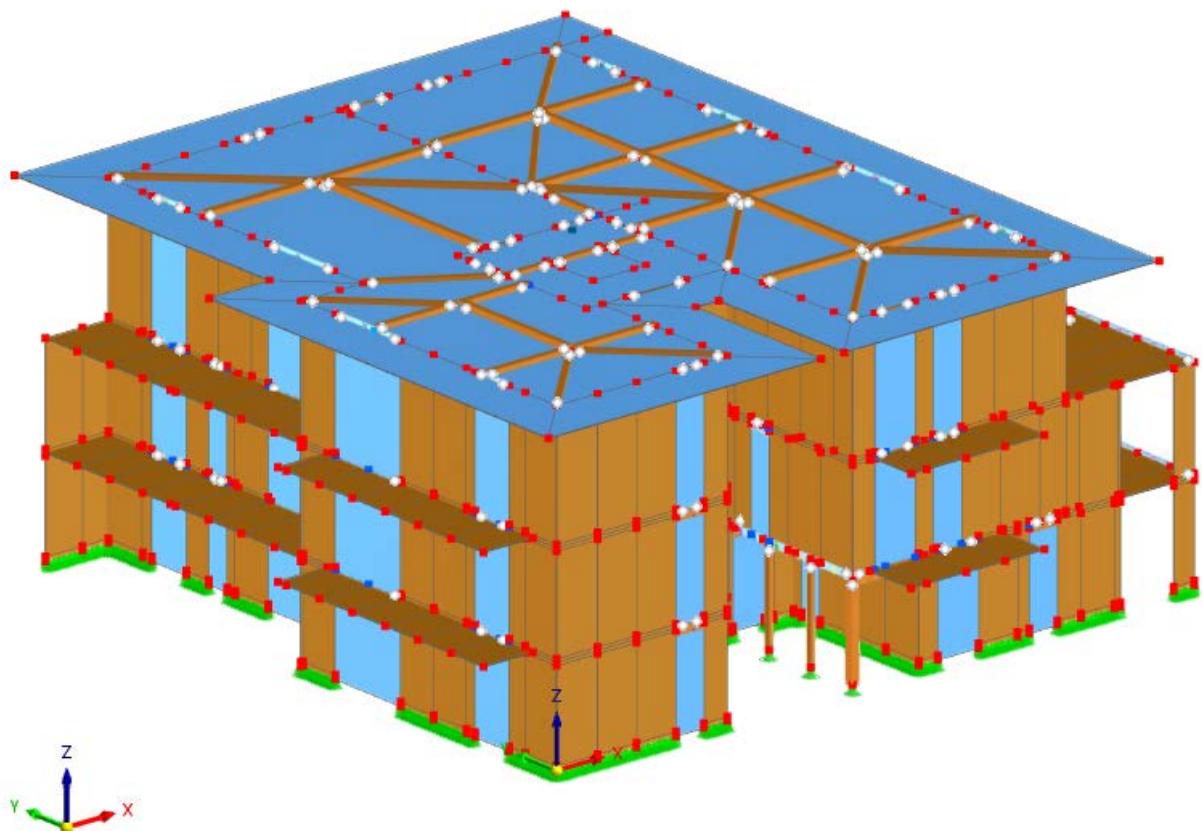
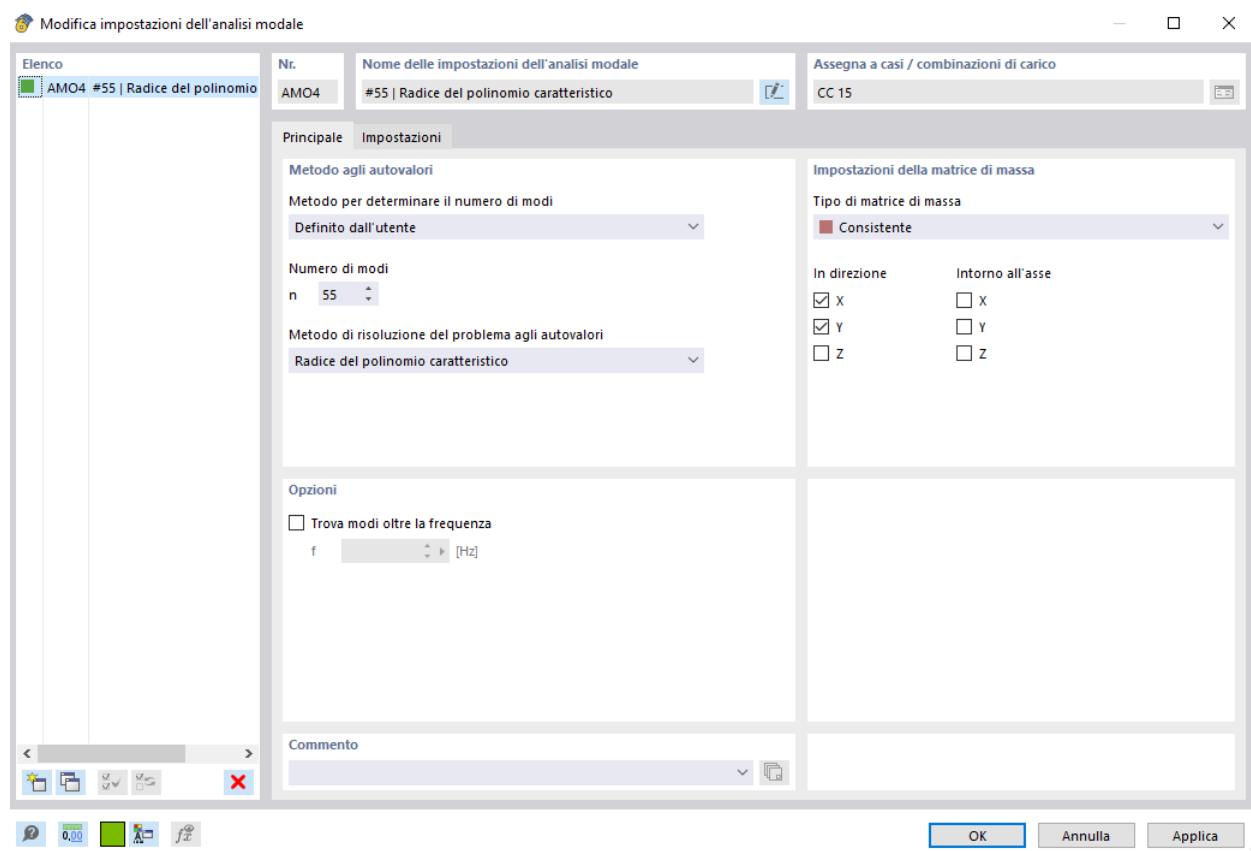


Figura 5.102 Modello modificato.

Grazie a tali modifiche apportate al modello, lanciando l'analisi modale, risulta possibile osservare come sia necessario dover considerare 55 modi di vibrare della struttura per superare il 95% di massa partecipante in entrambe le direzioni principali "X" e "Y", e la volontà di aver raggiunto tale soglia di massa partecipante, superiore al limite minimo imposto da Normativa, è stata dettata dalla necessità di non volersi "perdere" nessun modo di vibrare avente massa partecipante superiore o uguale al 5%, dato che se ci fossimo fermati alla soglia minima dell'85%, non sarebbe stata assicurata la presenza di tutti i modi di vibrare aventi massa partecipante superiore al 5%, invece così facendo siamo certi che i rimanenti modi di vibrare non considerati avranno sicuramente massa partecipante inferiore al 5%, e quindi legittimati a non doverli considerare.



**Figura 5.103 Impostazione dell'analisi modale.**

Vengono riportati di seguito i modi di vibrare della struttura considerati:



42	111.9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
43	185.0	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000
44	485.2	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000
45	178.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
46	244.1	0.000	0.001	0.000	0.003	0.001	0.000
47	179.7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
48	384.2	0.000	0.001	0.000	0.004	0.000	0.000
49	301.3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50	463.4	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.001
51	382.2	0.000	0.001	0.000	0.002	0.000	0.001
52	549.6	0.000	0.002	0.000	0.002	0.000	0.001
53	812.5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
54	827.7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
55	473.3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
$\Sigma$	217264.9	0.970	0.958	0.000	0.859	0.887	0.957

A questo punto, fra i 55 modi di vibrare considerati, ne sono stati selezionati solamente 6, ossia il numero minimo di modi di vibrare, aventi massa partecipante maggiore, per arrivare alla soglia minima dell'85% in entrambe le direzioni "X" e "Y".

La selezione di tali modi di vibrare, fra tutti quelli considerati, può essere effettuata direttamente su RFEM 6, una volta definito un caso di carico (CC) da far analizzare al software mediante un "Tipo di analisi", del tipo "Analisi con spettro di risposta", infatti facendo ciò appare una scheda, chiamata "Selezione dei modi", che consente di filtrare tutti i modi di vibrare considerati, in relazione alla loro massa partecipante, facendo scegliere all'utente la soglia sulla massa partecipante da dover considerare per eseguire tale filtro.

Nel caso in esame, sono stati considerati tutti i modi di vibrare aventi massa partecipante superiore al 3% perché considerando solamente quelli aventi massa partecipante superiore al 5% non saremmo stati in grado di arrivare alla soglia minima dell'85% in entrambi le direzioni "X" e "Y".

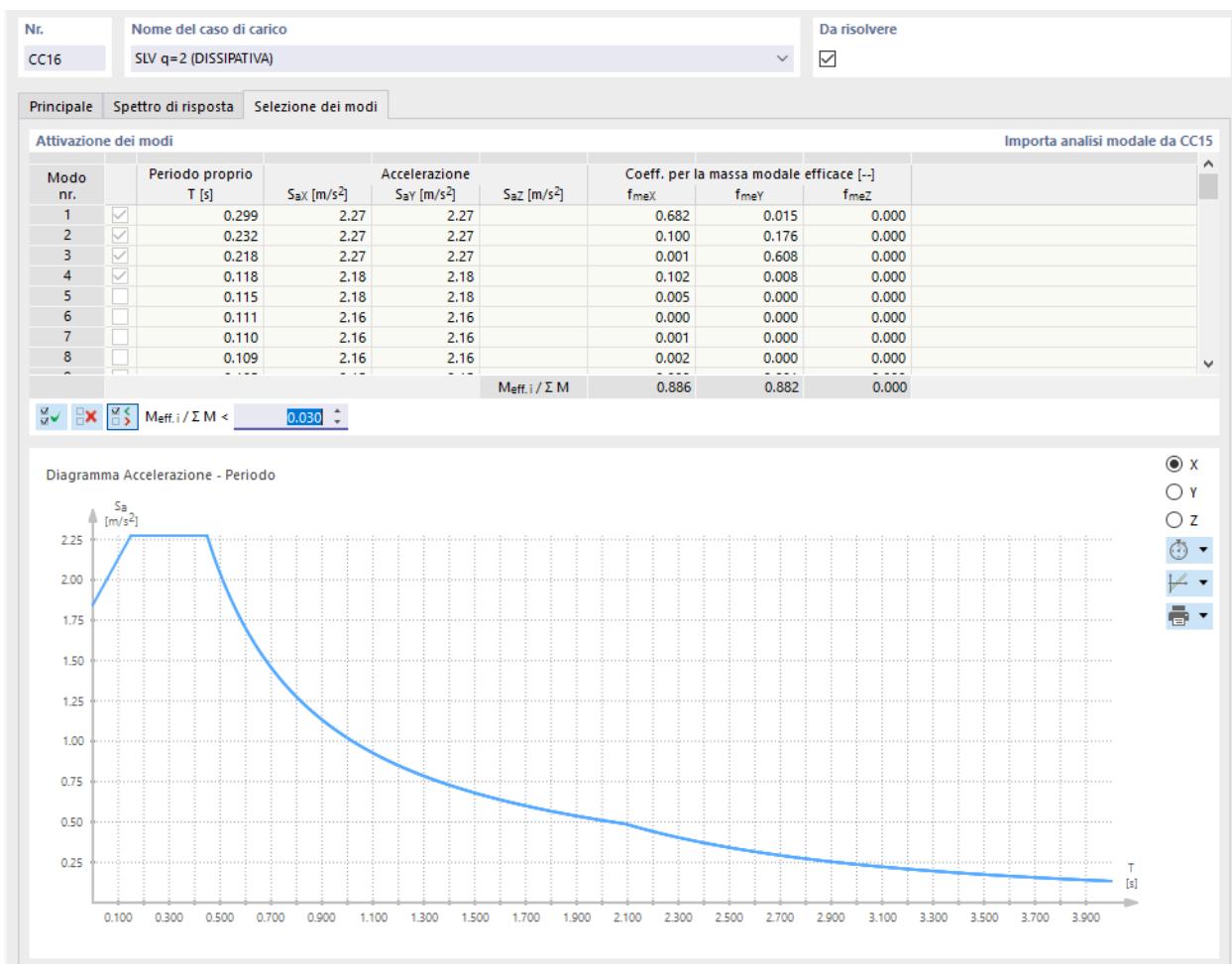


Figura 5.104 Selezione dei modi di vibrare.

Infine dall'analisi modale, analizzando i modi di vibrare della struttura aventi massa partecipante maggiore, si osserva che risultano essere i primi 3 modi di vibrare della struttura, e di essi il primo modo di vibrare, avente un periodo di 0.299 s, risulti essere, per la maggior parte, traslazione in direzione "X", il secondo modo di vibrare, avente un periodo di 0.232 s, risulti essere per lo più torsionale attorno all'asse "Z", ed il terzo modo di vibrare, avente un periodo di 0.218 s, risulti essere per la maggior parte traslazionale in direzione "Y".

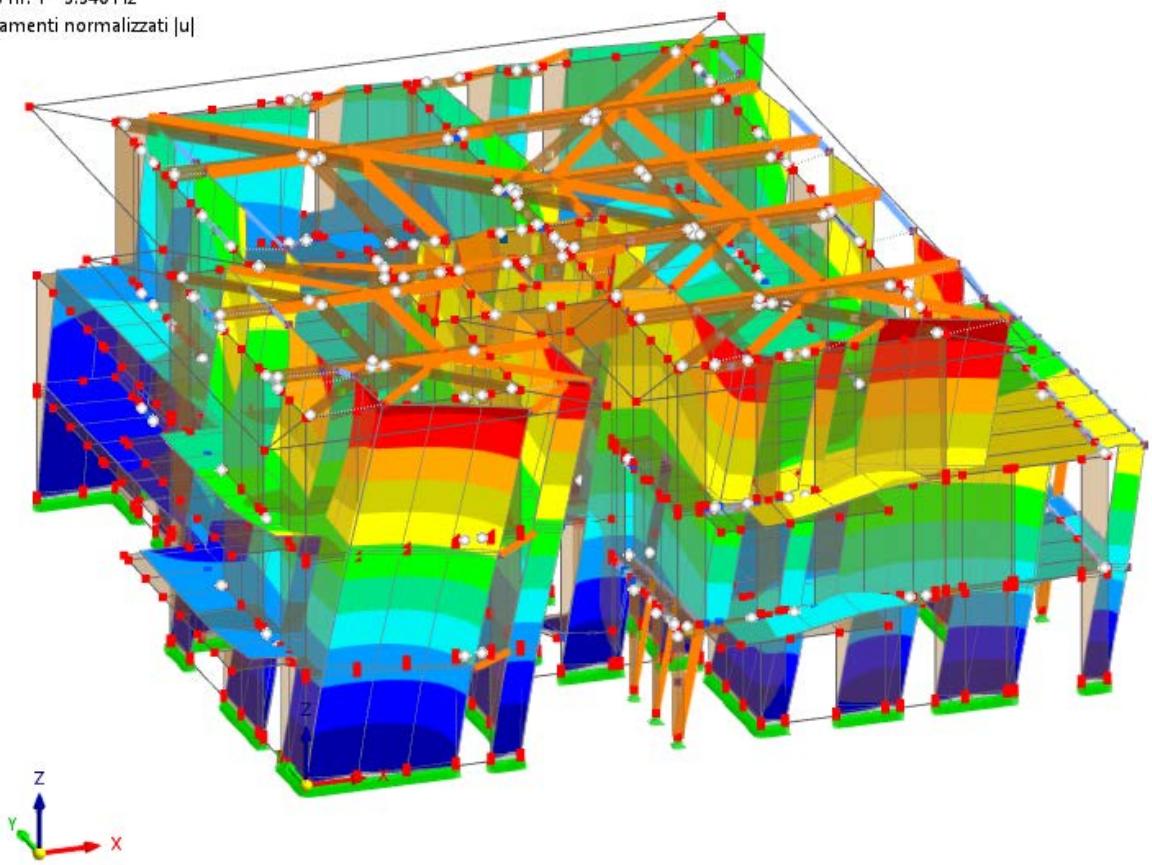
Modo nr.	Autovalore $\lambda$ [1/s <sup>2</sup> ]	Frequenza angolare $\omega$ [rad/s]	Frequenza naturale f [Hz]	Periodo proprio T [s]
1	440.337	20.984	3.340	0.299
2	733.084	27.076	4.309	0.232
3	833.250	28.866	4.594	0.218

CC15 - Analisi modale

Analisi modale

Modo nr. 1 - 3.340 Hz

Spostamenti normalizzati  $|u|$



CC15 - Analisi modale

Analisi modale

Modo nr. 1 - 3.340 Hz

Spostamenti normalizzati  $|u|$

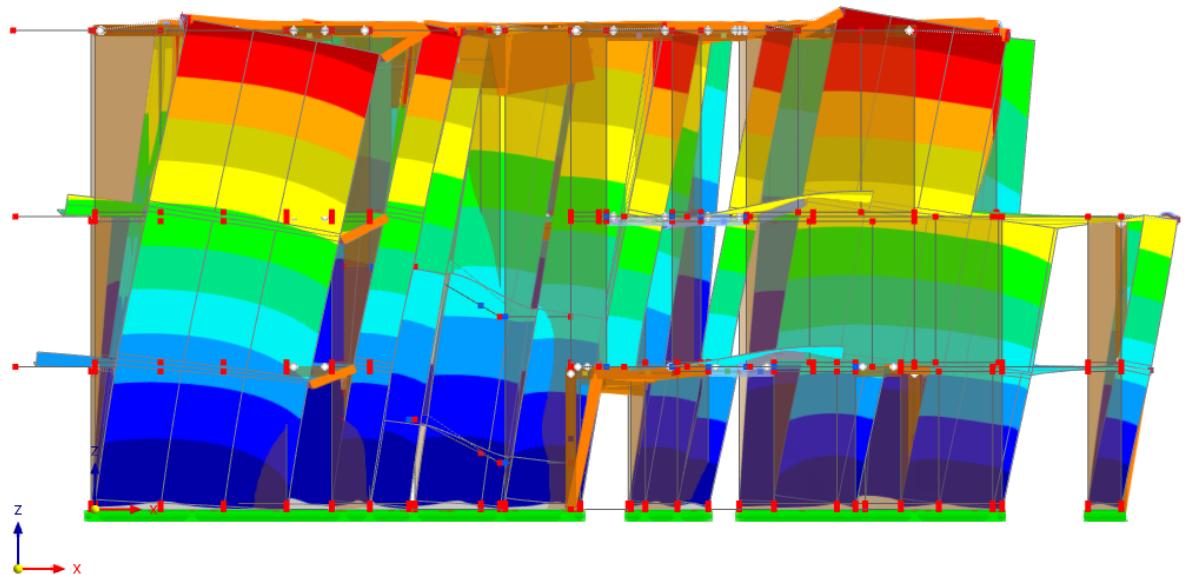


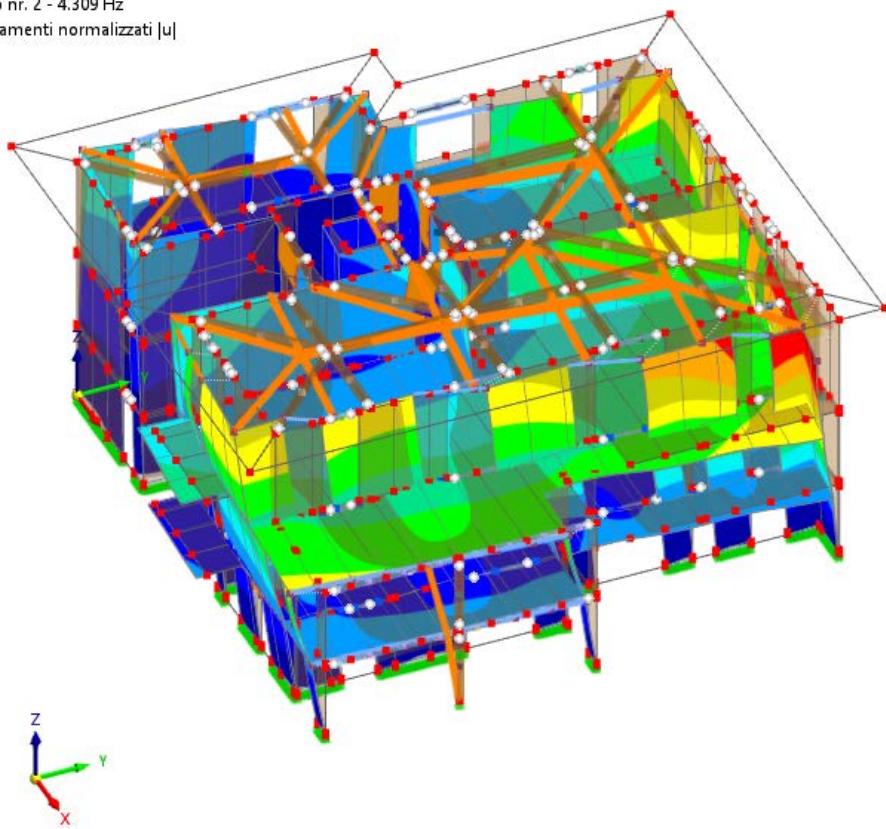
Figura 5.105 Primo modo di vibrare modello rigido ( $T=0.299$  s).

CC15 - Analisi modale

Analisi modale

Modo nr. 2 - 4.309 Hz

Spostamenti normalizzati  $|u|$



CC15 - Analisi modale

Analisi modale

Modo nr. 2 - 4.309 Hz

Spostamenti normalizzati  $|u|$

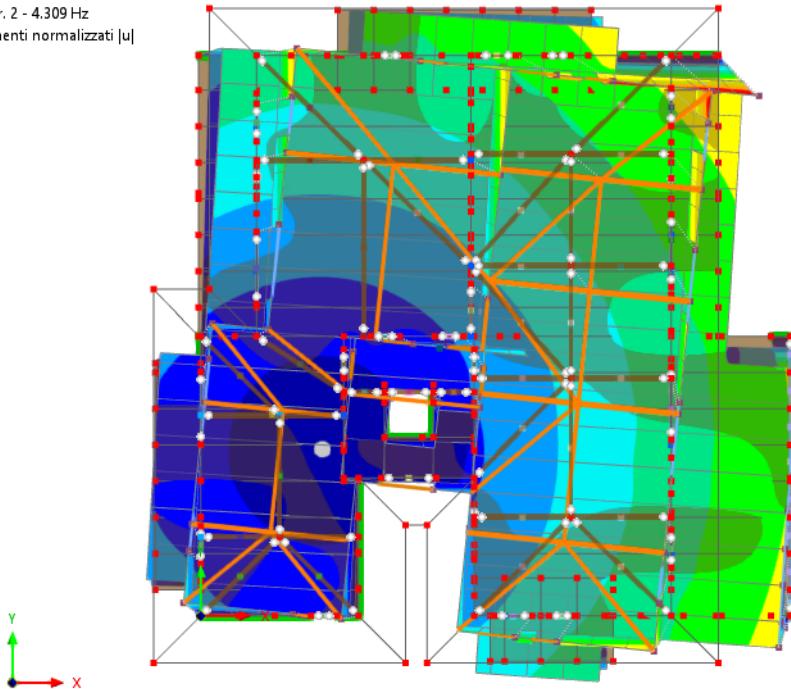
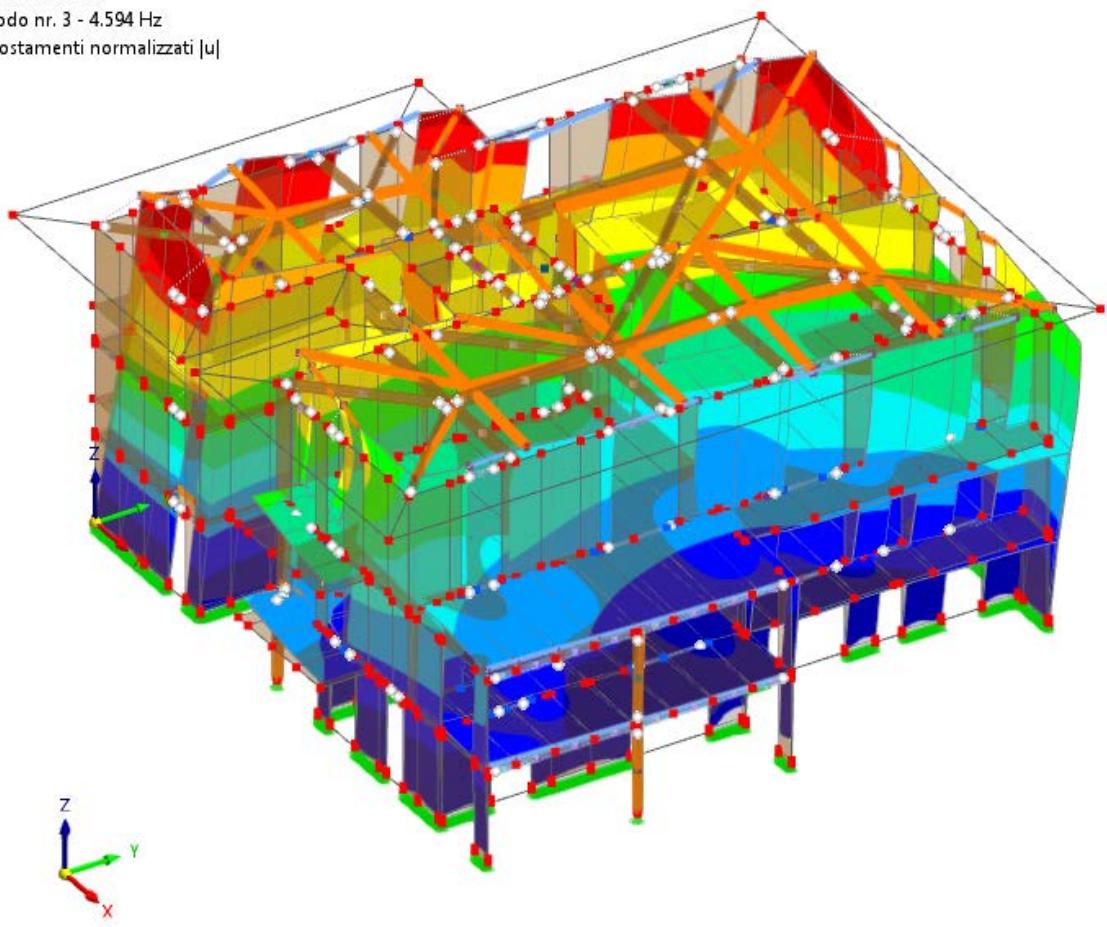


Figura 5.106 Secondo modo di vibrare modello rigido ( $T=0.232$  s).

CC15 - Analisi modale  
Analisi modale  
Modo nr. 3 - 4.594 Hz  
Spostamenti normalizzati  $|u|$



CC15 - Analisi modale  
Analisi modale  
Modo nr. 3 - 4.594 Hz  
Spostamenti normalizzati  $|u|$

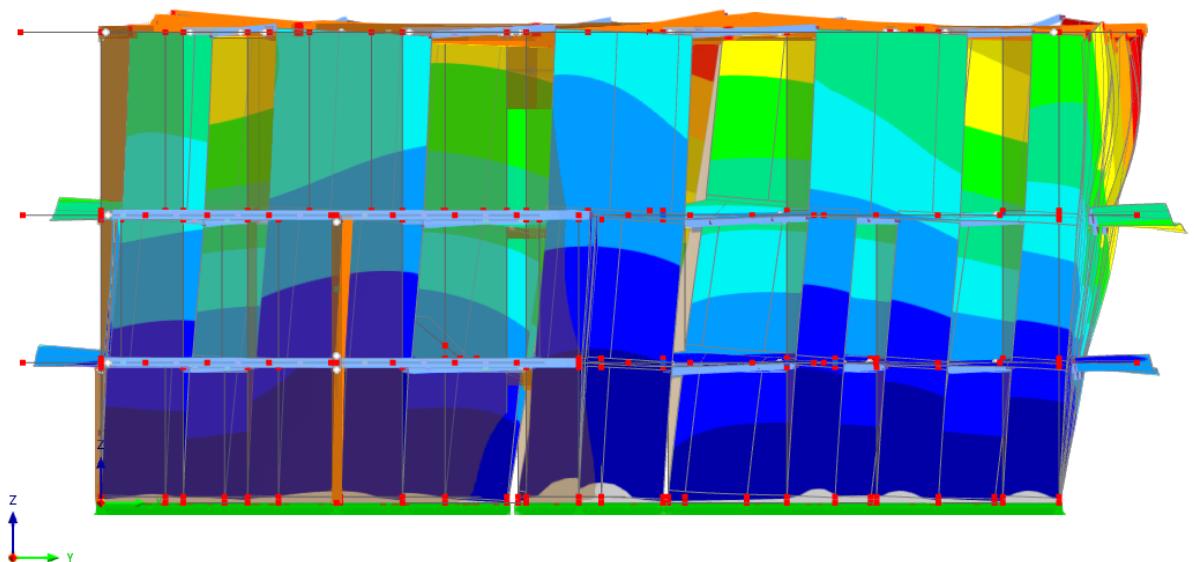


Figura 5.107 Terzo modo di vibrare modello rigido ( $T=0.218$  s).

## 5.2.7 - Analisi sismica

Per la sovrastruttura di legno le sollecitazioni sismiche taglienti e di sollevamento, agenti su ogni parete della palazzina residenziale oggetto di studio, sono state calcolate mediante un "analisi lineare dinamica", come specificato nel paragrafo precedente, effettuata attraverso RFEM 6, il quale ripartisce il taglio sismico di piano, fra le varie pareti, in relazione alla loro rigidezza. Inoltre, sempre attraverso RFEM 6, sono stati considerati gli effetti torsionali dell'azione sismica, calcolati sommando, all'eccentricità effettiva tra baricentro delle masse (punto in cui è applicata l'azione sismica) e baricentro delle rigidezze, un'eccentricità accidentale, calcolata spostando il baricentro delle masse, di ogni piano, in ogni direzione considerata di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica stessa, come previsto nelle NTC18 [10] e nell.E.C.8 [12].

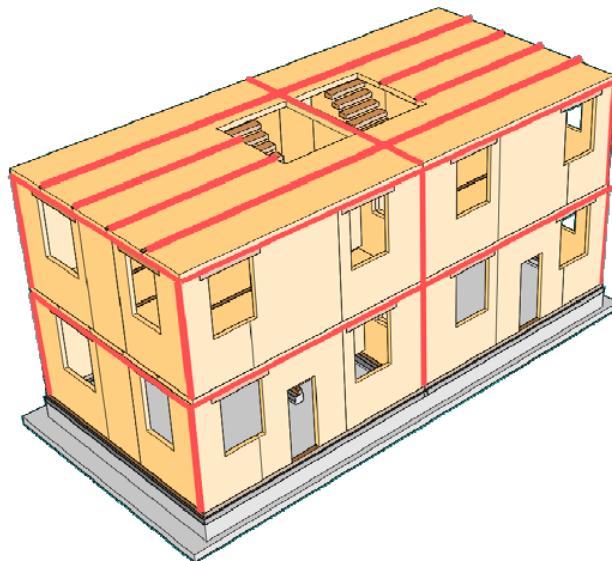
Allo scopo di garantire il comportamento scatolare dell'intero organismo strutturale risulta necessario che non intervengano prima dei cedimenti per perdita di geometria locale o globale della struttura, ossia che la scatola strutturale non si apra ma resti connessa.

A tale scopo alcune connessioni fra i diversi elementi strutturali dovranno necessariamente essere dotate di adeguate riserve di sovraresistenza, in maniera tale da rimanere sempre in campo elastico, evitando eccessive deformazioni, in modo tale da consentire, in accordo con il criterio della "progettazione in capacità" (o "gerarchia delle resistenze"), agli elementi ed alle connessioni aventi comportamento duttile di dissipare l'energia trasferita, alla struttura, dal sisma. In particolare, le connessioni che dovranno essere dotate di adeguate riserve di sovraresistenza risultano essere:

- La connessione fra i pannelli X-Lam costituenti il solaio, in modo tale da assicurare la pressoché totale assenza di scorrimento relativo fra di essi, e garantire l'ipotesi di diaframma rigido di piano;
- La connessione fra solaio e sottostante parete, in modo tale che ad ogni piano vi sia un diaframma rigido al quale le sottostanti pareti risultino essere rigidamente connesse, e che quindi risulti fare da "cintura di piano";
- La connessione verticale fra pareti che risultino intersecarsi fra di loro, ed in particolare agli spigoli dell'edificio, in maniera tale che la stabilità delle pareti stesse e dell'intera scatola strutturale risulti essere sempre garantita.

Gli elementi che invece risultano essere devoluti alla dissipazione di energia, attraverso un loro comportamento duttile, e che pertanto devono essere progettati, garantendo sufficienti riserve di duttilità, per le varie azioni di progetto, risultano essere:

- Le connessioni verticali fra i pannelli X-Lam di parete (quando presenti);
- Le connessioni a taglio, alla base delle pareti;
- Le connessioni devolute al contrasto del sollevamento delle pareti (hold-down), che devono essere presenti all'inizio, ed alla fine di ciascuna parete ed in corrispondenza delle aperture.



**Figura 5.108** Connessioni che devono essere dotate di sovraresistenza [23].

**Tabella 5.2** Individuazione delle zone dissipative e non dissipative per le diverse tipologie strutturali [22].

rif. tab. 1	Tipologia strutturale	CD	Zone non dissipative (elementi fragili)	Zone dissipative (elementi duttili)
1 4	Sistema a telaio leggero (sistema Platform Frame o Light Frame)	A	Connessioni tra telaio e rivestimento nei solai. Collegamenti tra solaio e pareti sottostanti. Collegamenti tra pareti ortogonali. Pannelli di rivestimento e elementi lignei del telaio di pareti e solai. Collegamenti di presidio allo scorrimento alla base delle pareti. Collegamenti di presidio al sollevamento alle estremità delle pareti.	Connessioni tra telaio e rivestimento nelle pareti.
		B	Connessioni tra telaio e rivestimento nei solai. Collegamenti tra solaio e pareti sottostanti. Collegamenti tra pareti ortogonali. Pannelli di rivestimento, unioni interne al solaio e elementi lignei del telaio di pareti e solai.	Connessioni tra telaio e rivestimento nelle pareti. Collegamenti di presidio allo scorrimento alla base delle pareti. Collegamenti di presidio al sollevamento alle estremità delle pareti. <sup>1</sup>
2 6 10 11		B	Tutti gli elementi lignei	Tutti gli elementi di collegamento a gambo cilindrico.
5	Sistema a pannelli di legno massiccio a strati incrociati o compensato di tavole (X-Lam o CLT)	B	Tutti i pannelli parete e solaio. collegamenti tra pannelli solaio. Collegamenti tra solaio e pareti sottostanti. Collegamenti tra pareti ortogonali.	Collegamenti di presidio allo scorrimento alla base delle pareti. Collegamenti di presidio al sollevamento alle estremità delle pareti. Collegamenti verticali tra pannelli parete adiacenti se presenti.
3	Telai resistenti a momento	A	Tutti gli elementi lignei.	Unioni ad alta duttilità, ovvero sistemi speciali che prevedono l'unione trave-pilastro progettata specificatamente per ottenere alti livelli di duttilità.

In accordo con il criterio della “progettazione in capacità” (o “gerarchia delle resistenze”) risulta essere necessario, dunque, che tali elementi dissipativi siano progettati per resistere alle azioni sismiche di competenza, senza effettuare sovradimensionamenti. Ne consegue che risulta essere importante che la loro resistenza alle azioni sismiche sia maggiore ai piani bassi (dove l’effetto dell’azione sismica risulti essere maggiore) e diminuisca ai piani alti (dove l’effetto dell’azione sismica risulti essere minore), proporzionalmente alla variazione in altezza del taglio di piano, ossia risulta necessario progettare in modo tale che, in linea teorica, a tutti i piani le unioni risultino plasticizzarsi contemporaneamente.

Tale accorgimento risulta essere importante sia al fine di garantire il necessario livello di duttilità e di dissipazione energetica all’intero organismo strutturale, sia al fine di evitare sovradimensionamenti di tali connessioni rispetto a quelle devolute al mantenimento del comportamento scatolare della struttura, e che per tale motivo devono garantire maggiore resistenza.

Il §7.3.1 delle NTC18 [10], definisce le tipologie strutturali ammesse in zona sismica ed i corrispondenti valori di base del “fattore di comportamento” (ex “fattore di struttura”) “ $q_0$ ”, ossia del fattore da utilizzare nella progettazione per ridurre le forze ottenute da un’analisi lineare, tenendo conto della risposta non lineare della struttura, in funzione del materiale, del sistema strutturale e del procedimento di progettazione adottato, dividendo le tipologie strutturali ammesse in due “Classi di duttilità”, ovvero in strutture aventi una media capacità di dissipazione energetica (CD “B”) ed in strutture aventi una elevata capacità di dissipazione energetica (CD “A”).

**Tabella 5.3** *Valori massimi del valore di base “ $q_0$ ” del fattore di comportamento allo SLV [10].*

Tipologia strutturale	Fattore di comportamento $q_0$		
	CD “A”	CD “B”	$q_{ND}$
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni. Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati.	3,0	2,0	1,5
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico.	4,0	2,5	1,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0	1,5
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni.	-	2,5	1,5
Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti. Strutture cosiddette miste, ovvero con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti.			
Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre tipologie strutturali.	-	1,5	1,0

Come si evince dalla Tabella soprastante, per struttura a pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni, come nel caso in esame, la Normativa propone un valore di base del fattore di comportamento, in Classi di duttilità media (CD “B”), pari a:

$$q_0 = 2.5$$

Inoltre, la Normativa prescrive che: “Il limite superiore  $q_{lim}$  del fattore di comportamento relativo allo SLV è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R$$

dove:

- $q_0$  è il valore di base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II in dipendenza della Classe di Duttilità, della tipologia strutturale, del coefficiente di cui al § 7.9.2.1 e del rapporto  $a_1/a_0$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione; la scelta di  $q_0$  deve essere esplicitamente giustificata;
- $K_R$  è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.”

Nel caso in esame, la palazzina residenziale oggetto di studio non risulta essere regolare in altezza, per cui risulta che:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R = 2.5 \cdot 0.8 = 2$$

La determinazione dell'azione sismica è stata eseguita riferendosi al §3.2 delle NTC18 [10], nel quale le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi Stati Limite (SL) considerati, vengono definite a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito in cui la costruzione verrà edificata.

Innanzitutto occorre definire la vita nominale della costruzione “ $V_N$ ”, nel caso in esame, pari a 50 anni, e il suo coefficiente d'uso “ $C_U$ ”, pari ad 1, essendo la palazzina residenziale in esame ricadente nella classe d'uso II; ne consegue che il periodo di riferimento “ $V_R$ ” in relazione al quale valutare l'azione sismica sulla costruzione in esame risulti essere pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni}$$

Dopodiché i parametri caratterizzanti la “pericolosità sismica di base” del sito in cui sorgerà la costruzione in esame, quali:

- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

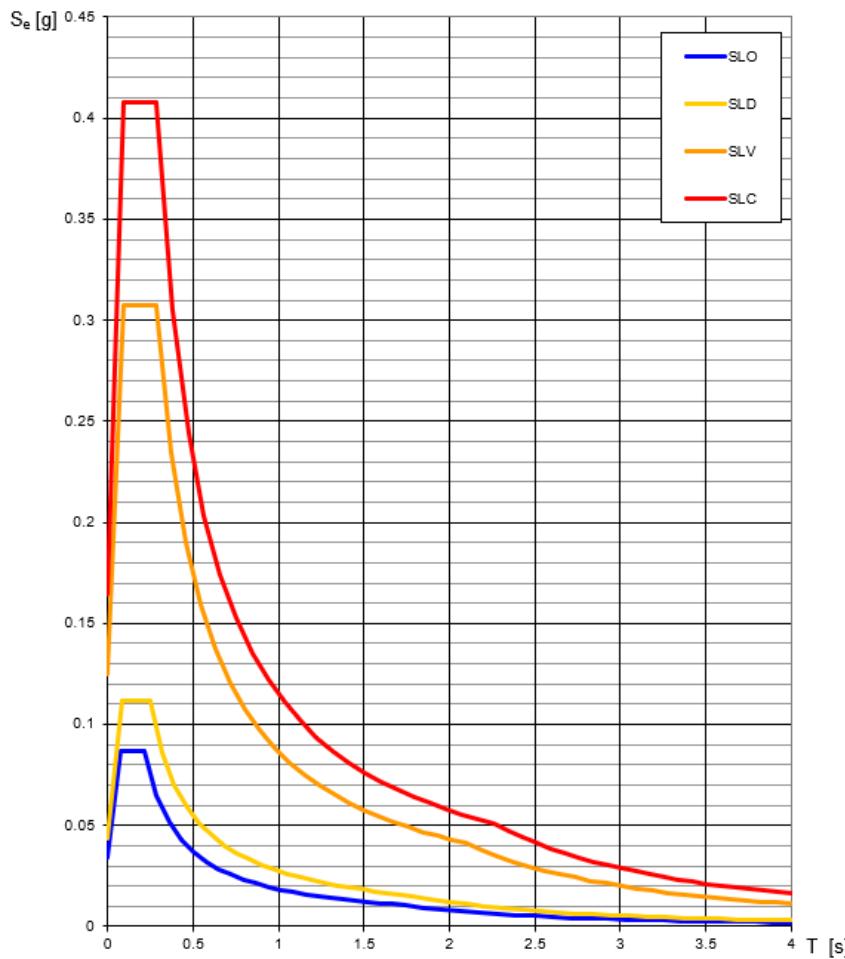
Saranno determinati mediante il foglio elettronico “Spettri – NTC ver. 1.0.3” disponibile sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, a partire dalle coordinate geografiche ED50 del sito, che risultano essere le seguenti (località “Riva del Garda”):

*LONGITUDINE: 10.84000°;*

*LATITUDINE: 45.88500°.*

**Tabella 5.4** Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascun SL.

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	30	0.034	2.565	0.213
SLD	50	0.044	2.536	0.245
SLV	475	0.125	2.465	0.281
SLC	975	0.165	2.476	0.281



**Figura 5.109** Spettri di risposta elasticici per i diversi Stati Limite.

Al §3.2.3.5 delle NTC18 [10], la Normativa afferma che: *"Qualora le verifiche agli stati limite di danno, di salvaguardia della vita e di prevenzione al collasso non vengano effettuate tra mite l'uso di opportune storie temporali del moto del terreno ed analisi non lineari dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle costruzioni le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tenga conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio di vibrazione a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di risposta di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1). Per valutare la domanda verrà utilizzato tale spettro, nel caso di analisi non lineare statica ponendo  $\eta = 1$ , nel caso di analisi lineare, statica o dinamica con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule [3.2.2] (per le componenti orizzontali) e nelle formule [3.2.8] (per le componenti verticali)  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di comportamento definito nel Capitolo 7 (Tabella 7.3.1)".*

Nel caso in esame, siamo in presenza di un sottosuolo di categoria C e di una categoria topografica T1, pertanto con tutti tali parametri definiti risulta possibile estrarre gli spettri di progetto desiderati:

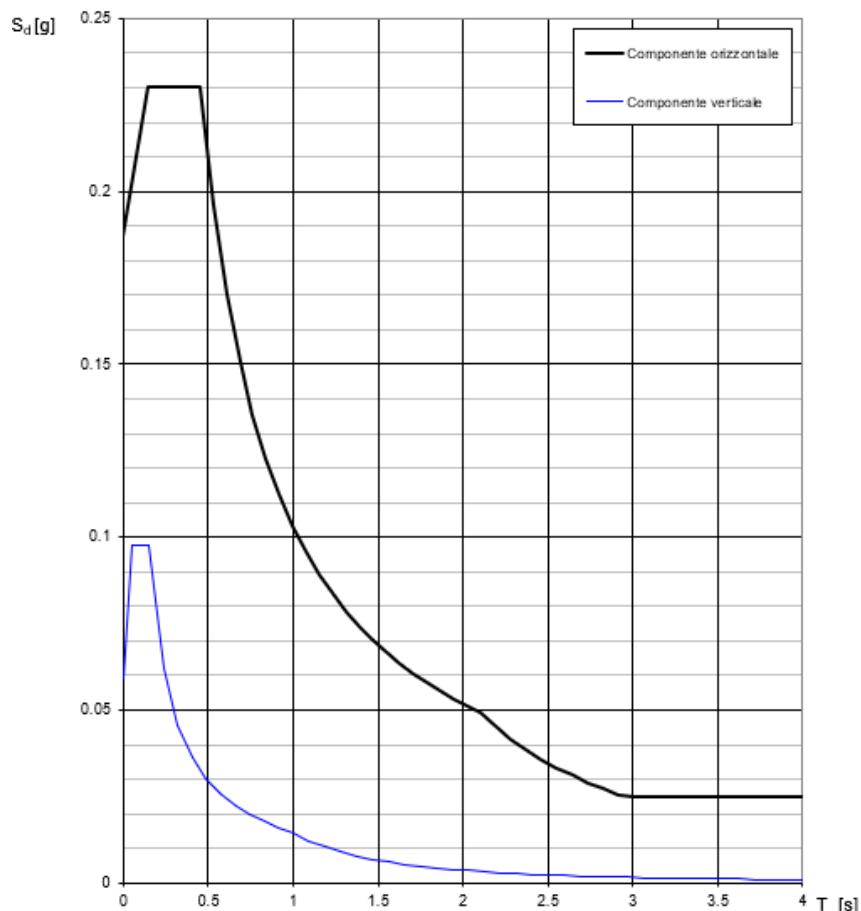


Figura 5.110 Spettri di progetto (componente orizzontale e verticale) per SLV.

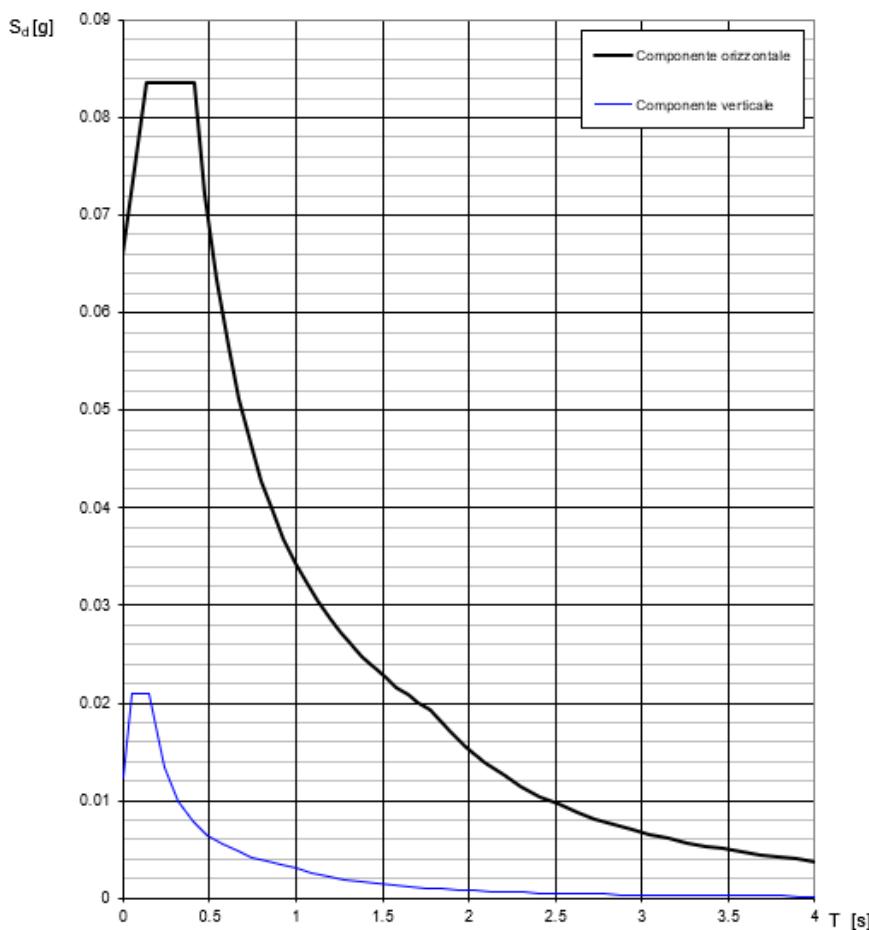


Figura 5.111 Spettri elastic (componente orizzontale e verticale) per SLD.

Come già specificato, l'analisi sismica della struttura viene effettuata mediante un'analisi lineare dinamica con spettro di risposta di progetto, ed in particolare, RFEM 6, riesce a determinare sia gli spettri elastic che di progetto, dopo aver inserito i parametri per la definizione della "pericolosità sismica del sito"; è proprio per tale motivo che sono stati valutati precedentemente attraverso il foglio elettronico "Spettri – NTC ver. 1.0.3". Per fare ciò occorre dunque andare sul comando "Nuovo caso di carico" [ ], e definire come caso di carico (CC) lo spettro di progetto relativo allo Stato Limite desiderato, selezionando in "Tipo di analisi", "Analisi con spettro di risposta", dopodiché in "Impostazioni dell'analisi spettrale", il software consente all'utente di scegliere quale "Metodo di combinazione modale" il software debba seguire per combinare le varie risposte modali, e consente anche all'utente di scegliere in che modo il software debba combinare le componenti sismiche direzionali, coerentemente con le prescrizioni presenti al §7.3.5 delle NTC18 [10].

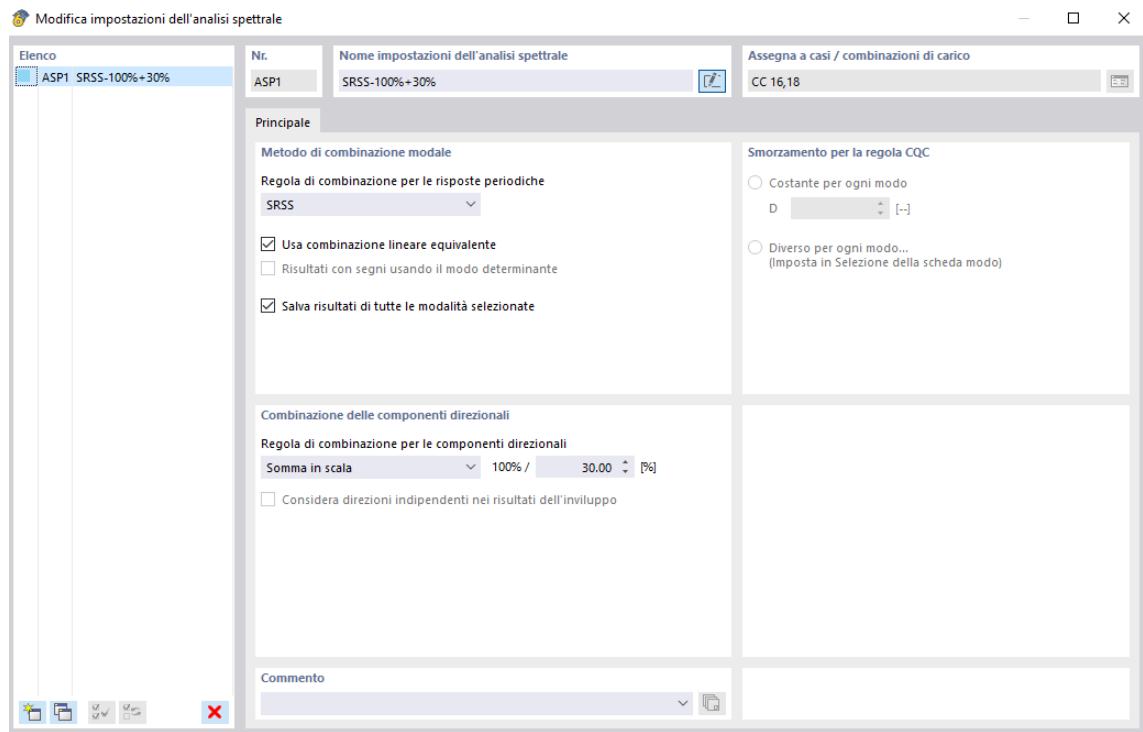


Figura 5.112 Impostazione dell'analisi spettrale.

Inoltre il software risulta richiedere da quale caso di carico (CC) dover importare l'analisi modale per effettuare l'"Analisi con spettro di risposta", e richiede anche se si vogliono o meno considerare gli "Effetti torsionali accidentali", facendo scegliere all'utente l'entità dell'eccentricità da dover considerare.

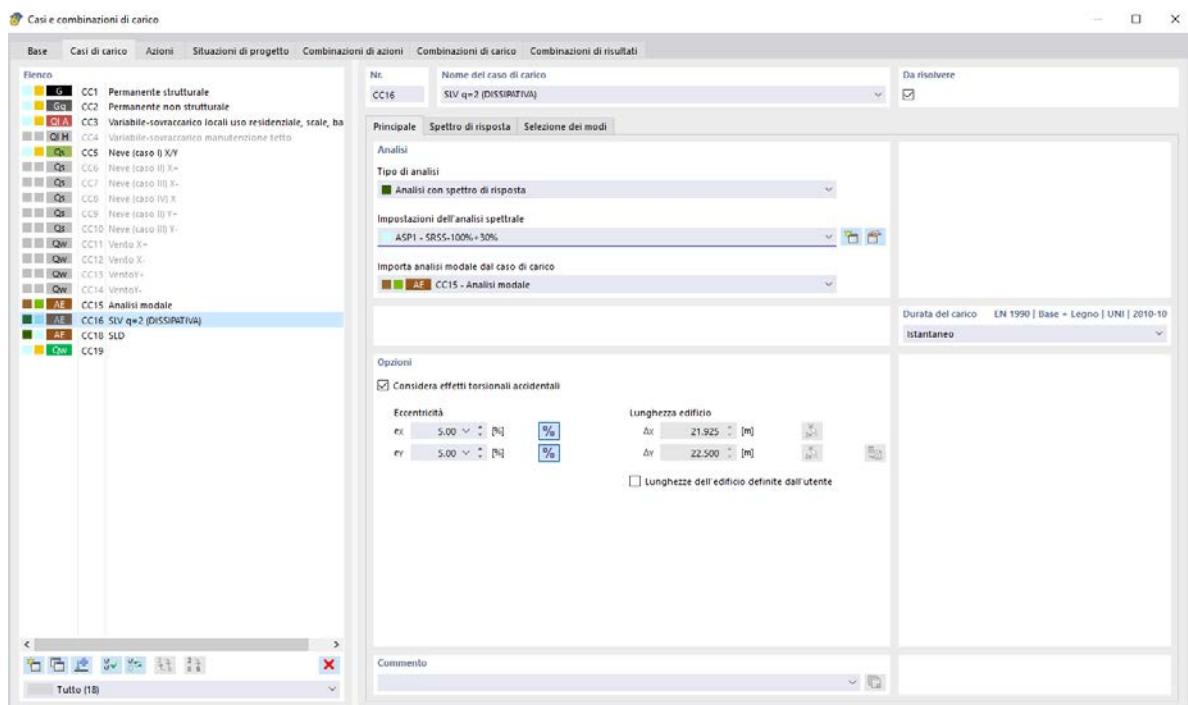


Figura 5.113 Impostazione dell'analisi spettrale.

Infine nella scheda “Spettro di risposta” risulta possibile definire lo spettro di risposta di progetto, nelle direzioni desiderate, scegliendo il modo con il quale il software debba valutare lo spettro di risposta, ossia se debba seguire la Normativa selezionata oppure altro. Nel caso in esame si decide di far determinare al software gli spettri di risposta “Secondo norma-NTC18”, andando ad indicare il tipo di spettro desiderato, la categoria di sottosuolo in esame, che è la “C”, la zona topografica, che è “T1”, il fattore di comportamento, che è “2”, ed i parametri precedentemente definiti relativi alla “pericolosità sismica del sito”, avendo l'accortezza di trasformare “ $a_g$ ” in “m/s<sup>2</sup>”, dato che l'unità di misura dell'accelerazione su RFEM 6 è stata impostata in “m/s<sup>2</sup>”, mentre il valore estratto dal foglio elettronico “Spettri – NTC ver. 1.0.3” risulta essere normalizzata rispetto all'accelerazione gravitazionale “g”.

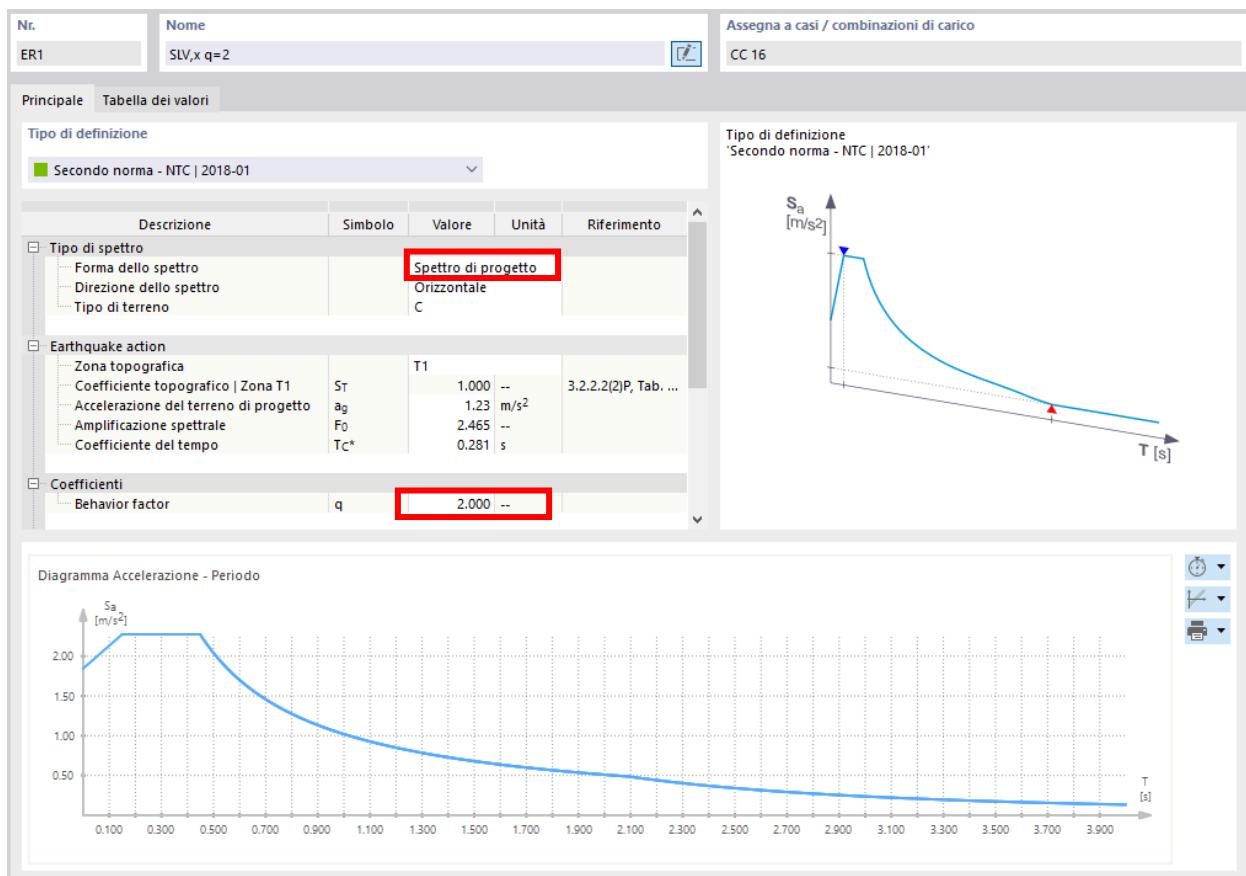
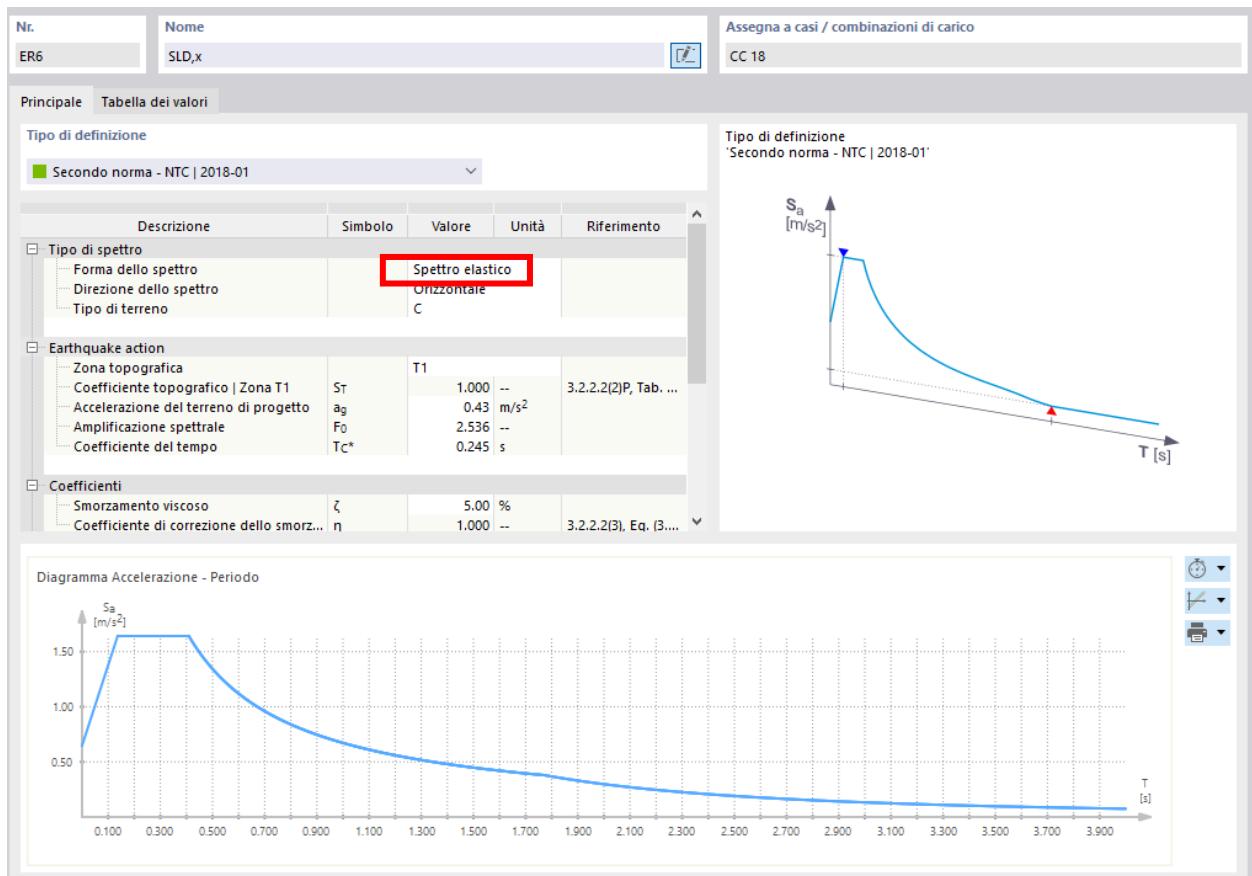


Figura 5.114 Spettro di progetto SLV



**Figura 5.115 Spettro elastico SLD.**

In particolare, RFEM 6, dopo aver definito il caso di carico (CC), di cui sopra, in automatico risulta effettuare l'analisi spettrale, andando a calcolarsi i risultati relativi allo spettro in direzione "X" definito, combinando le relative risposte modali tramite il metodo di combinazione definito (SRSS), poi andando a calcolarsi i risultati relativi allo spettro in direzione "Y" definito, combinando ancora le relative risposte modali tramite il metodo di combinazione definito (SRSS), dopodiché risulta combinare tali risultati secondo la "Regola di combinazione delle componenti direzionali" dell'azione sismica, precedentemente definita ( $100\%E_x + 30\%E_y$  e  $30\%E_x + 100\%E_y$ ), ed infine ne fa l'involuppo. Comunque il software da la possibilità anche di riuscire a vedere tutti i risultati intermedi che esegue prima di effettuare l'involuppo finale.

Di conseguenza, per poter ottenere i risultati dovuti alla "Combinazione sismica", come definita al §2.5.3 delle NTC18 [10]:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Risulta necessario dover combinare i risultati dell'analisi spettrale, su scritti, con quelli dei rimanenti carichi in gioco nella "Combinazione sismica", andando a definire una "Combinazione di risultati", del tipo "Generale", definendo come "Situazione di progetto", quella relativa all'analisi sismica che desideriamo,

ed infine assegnando i carichi, i cui risultati, debbano essere combinati con quelli dell'analisi spettrale, come da "Combinazione sismica".

Per fare tutto quanto detto sopra, occorre dunque andare su "Nuovo caso di carico" [], e nella scheda "Base", spuntare le seguenti caselle:

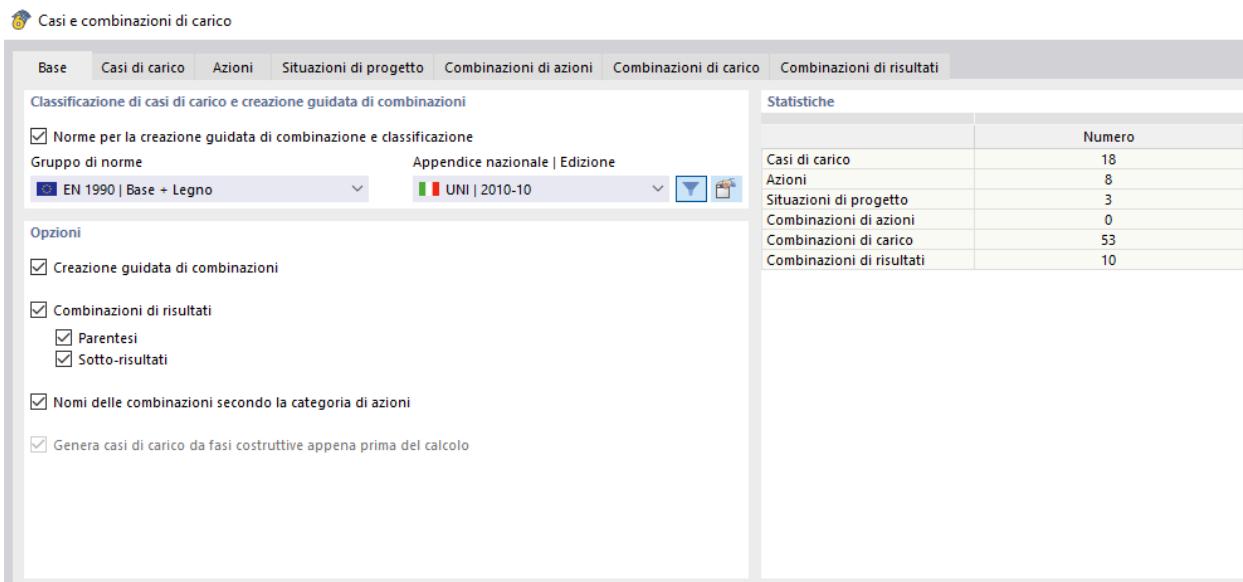
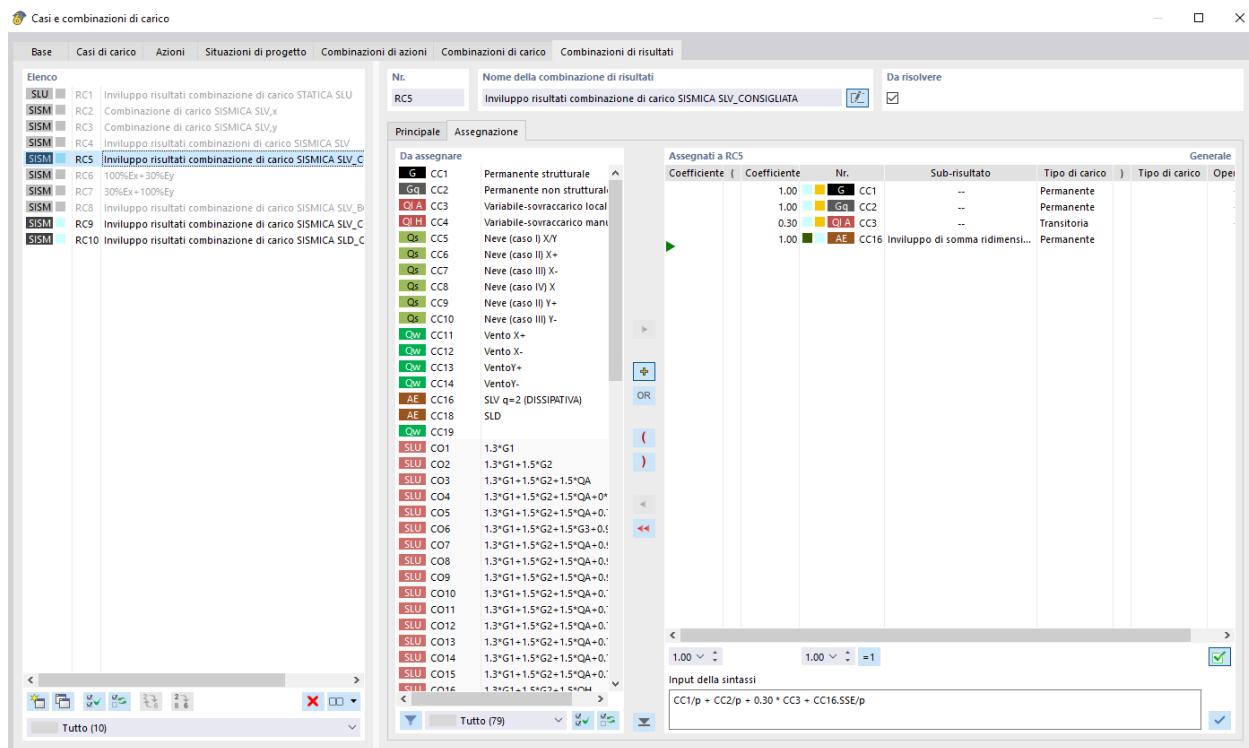


Figura 5.116    **Base.**

Dopodiché nella scheda "Situazioni di progetto", selezionare il "Tipo di situazione di progetto" desiderato, fra quelli offerti dal software, in relazione alla Normativa selezionata, ed in "Creazione guidata di combinazioni" selezionare "Combinazioni di risultati", infine nella scheda "Combinazioni di risultati", selezionare la "situazione di progetto" desiderata, il "Tipo di combinazione" voluto, nel seguente caso, di tipo "Generale, ed infine nella scheda "Assegnazione" selezionare i casi di carico (CC), di cui si voglia combinare i risultati con quelli dovuti all'analisi spettrale, inserendo i coefficienti di combinazione propri della "Combinazione sismica", ed avendo l'accortezza di selezionare come "Sub-risultato" dell'analisi spettrale "Inviluppo di somma ridimensionato", e considerare i carichi variabili presenti in tale combinazione come "Tipo di carico" "Transitoria."



**Figura 5.117** Combinazione di risultati.

### 5.2.8 - Interpretazione dei risultati

Per riuscire ad interpretare i risultati che il software ci fornisce, in maniera corretta, occorre capire come il software “ragioni”, in particolare, per quanto concerne le forze interne presenti nelle superfici, simboleggiate con lettere minuscole, occorre evidenziare il fatto che i momenti flettenti “ $m_x$ ” e “ $m_y$ ” risultano essere relativi alle direzioni degli assi locali della superficie, ovvero risultano essere riferiti alle direzioni in cui vengono create le tensioni normali corrispondenti, coerentemente con le convenzioni relative ai corpi bidimensionali. Dunque il momento flettente “ $m_x$ ” risulta inflettere le fibre dirette lungo l’asse locale “x” mentre il momento flettente “ $m_y$ ” risulta inflettere le fibre dirette lungo l’asse locale “y”.

Negli elementi monodimensionali invece vale la convenzione utilizzata per la trave, per la quale il momento flettente “ $M_x$ ” risulti far inflettere l’elemento monodimensionale attorno al suo asse locale “x”, ed il momento flettente “ $M_y$ ” risulti far inflettere l’elemento monodimensionale attorno al suo asse locale “y”.

La figura seguente risulta mostrare simbolicamente le forze interne di base e le tensioni in un elemento bidimensionale:

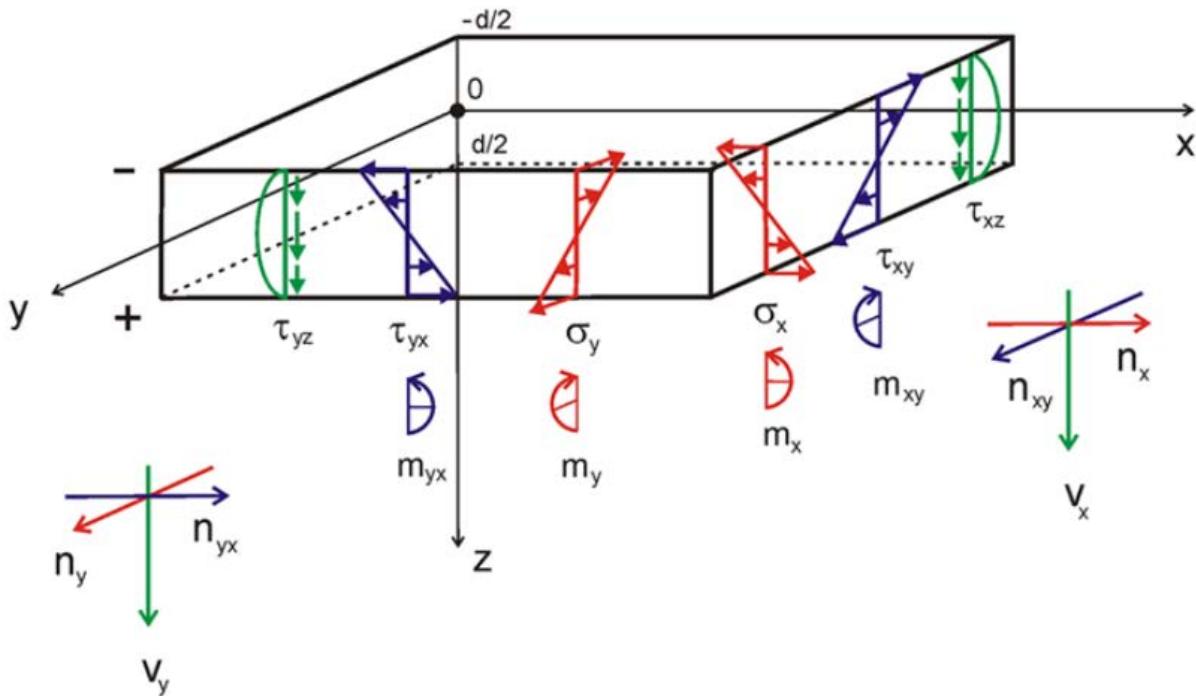


Figura 5.118 Forze interne alle superfici [29].

I segni algebrici risultano indicare il lato dell'elemento bidimensionale su cui risulta essere agire la forza interna o il momento: se l'asse "Z" globale risulta essere diretto verso il basso, le forze interne positive ed i momenti risultano generare tensioni di trazione sul lato positivo dell'elemento bidimensionale (cioè in direzione dell'asse positivo "z" della superficie). Le forze interne negative ed i momenti risultano invece determinare tensioni di compressione sul lato positivo dell'elemento bidimensionale.

Per quanto riguarda invece i "risultati di linea", cioè relativi alle linee presenti nel modello, come ad esempio le reazioni vincolari, risultano essere correlati al sistema di assi locale delle linee, anche se risulta possibile cambiare il sistema di riferimento, da "Locale" a "Globale", per ottenere i risultati. In particolare, i risultati relativi alle reazioni vincolari mostrano le forze ed i momenti che risultano essere introdotti nel vincolo esterno della linea, ovvero che il vincolo esterno risulta "sentire", e quindi non risultano essere le "azioni" che il vincolo esercita sull'elemento ad esso vincolato. Ne consegue che per quanto riguarda i segni, la tabella dei risultati delle reazioni vincolari non risulta mostrare le forze di reazione o i momenti da parte del vincolo esterno, ma risulta mostrare le azioni che il vincolo riceve, inoltre i segni risultano derivare dalla direzione degli assi globali "X,Y,Z", dunque se l'asse globale "Z" risulta essere diretto verso il basso, il caso di carico dovuto al "peso proprio" della struttura risulta produrre una forza vincolare globale positiva "pz". In poche parole, le forze del vincolo esterno risultano rappresentare i carichi agenti in fondazione.

Contrariamente ai risultati rappresentati nelle tavole, i vettori 'Reazioni vincolari' nel grafico risultano rappresentare invece le forze di reazione ed i momenti da parte dei vincoli esterni, le cui componenti risultano essere visualizzate dalla dimensione e dalla direzione dei vettori. Un momento vincolare positivo risulta agire in senso orario attorno al rispettivo asse positivo.

Infine le forze vincolari esercitate dagli “svincoli di linea” risultano essere correlate al sistema di assi locale delle linee, pertanto i segni delle forze introdotte risultano essere date dalle direzioni degli assi vincolari locali.

### **5.2.9 - Validazione del modello**

Prima di “lanciare” l’analisi sul software per ottenere i risultati voluti, occorre dover validare il modello realizzato in modo tale da poter essere sicuri che i risultati ottenuti dal software risultino essere affidabili, pertanto per fare ciò viene eseguito un doppio controllo, uno di tipo “statico” ed uno di tipo “dinamico”, ovvero viene eseguito un calcolo manualmente atto a determinare la reazione vincolare della struttura in seguito ad una determinata combinazione di carico prescelta, e viene confrontato tale calcolo con quello ottenuto dal software, e poi viene eseguito un ulteriore calcolo manualmente atto a determinare il taglio sismico alla base della struttura, ed esso viene confrontato con il taglio sismico alla base rilasciato dal software.

#### ***Controllo sulle reazioni vincolari del modello (controllo di tipo statico)***

Si decide di considerare la combinazione di carico indicata in RFEM 6 con l’acronimo “CO19” corrispondente alla combinazione di carico agli SLU con il carico da neve di base (dominante) ed il sovraccarico d’uso di cat.A di accompagnamento (secondario).

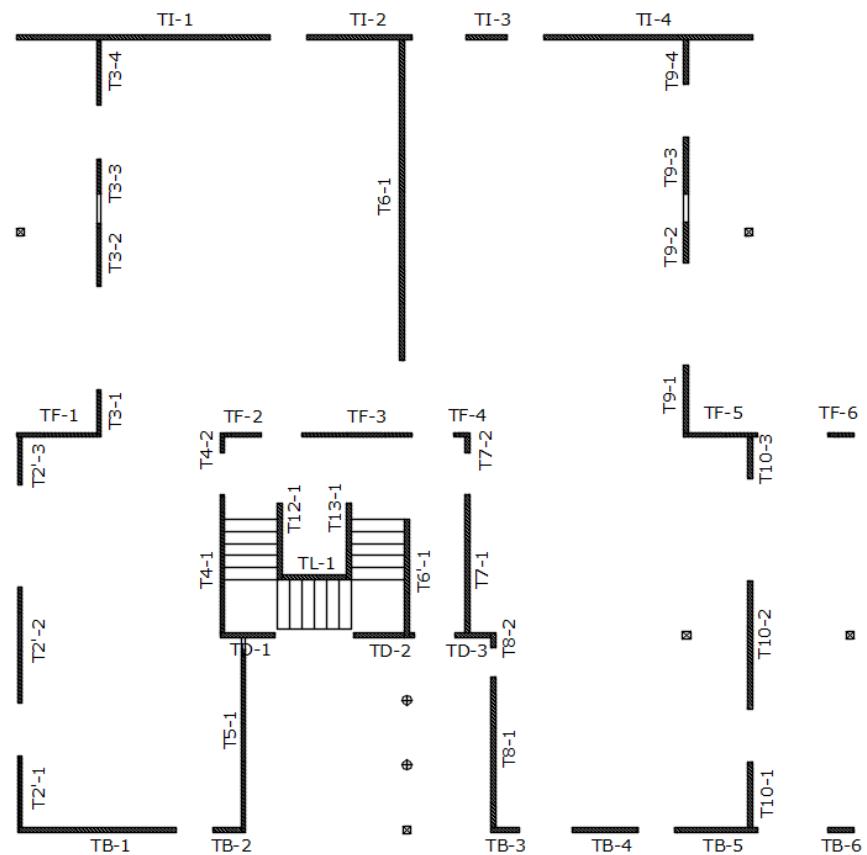
##### **Calcolo manuale:**

Per eseguire il calcolo manualmente, per prima cosa sono state numerate le varie pareti componenti il modello, ed inoltre per semplicità, in tale calcolo manuale sono stati considerati, come elementi strutturali, solamente le pareti ed i solai, dunque escludendo la scala, i pilastri, tutti i tipi di travi e di architravi. Ne consegue che anche il modello dovrà essere adattato a tale situazione in quanto altrimenti il confronto dei risultati perderebbe di senso, dato che si tratterebbe di voler confrontare due situazioni diverse tra loro, e pertanto sarebbe un errore se trovassimo risultati simili tra di loro.

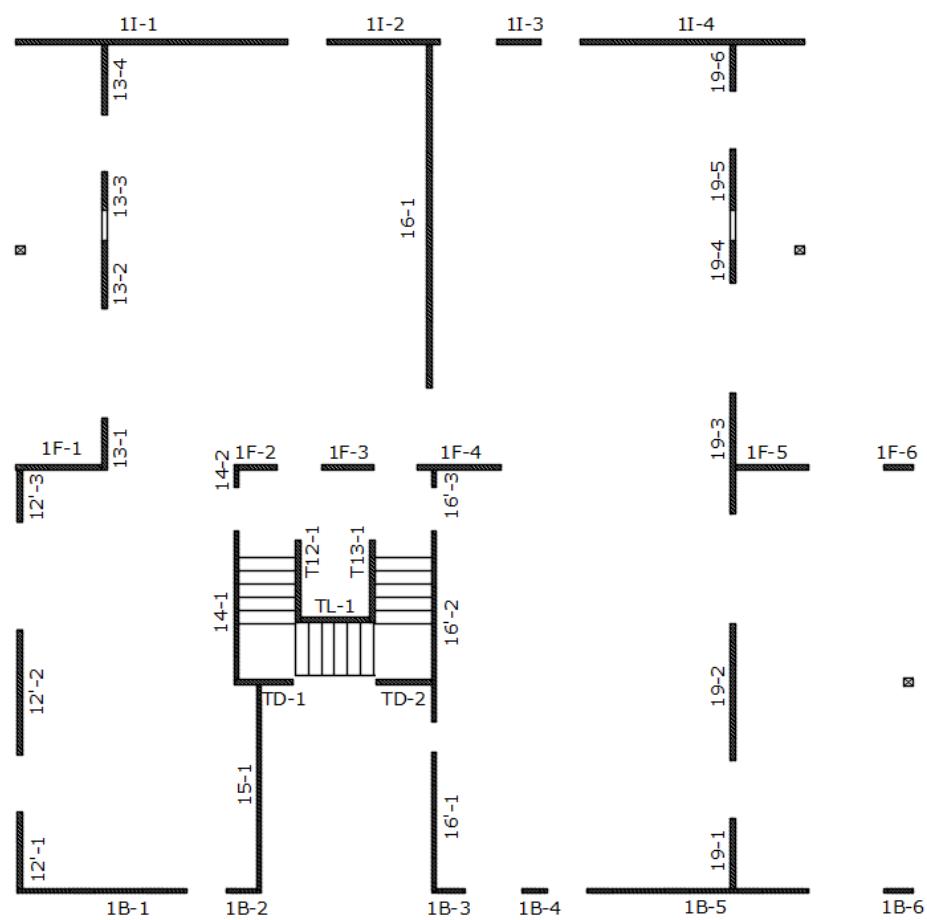
Detto ciò, il calcolo manuale è stato eseguito a partire dai valori dei carichi “ $G_1$ ” e “ $G_2$ ” precedentemente definiti, e considerando il peso specifico dei materiali costituenti gli elementi strutturali, dopodiché calcolando l’area di ciascun elemento strutturale è stato possibile determinarsi i pesi relativi a ciascun elemento strutturale ed alla fine sommarli tra di loro, unitamente al carico dovuto alla neve ed a quello dovuto al sovraccarico d’uso di cat.A, preventivamente moltiplicato per il corrispondente coefficiente di combinazione.

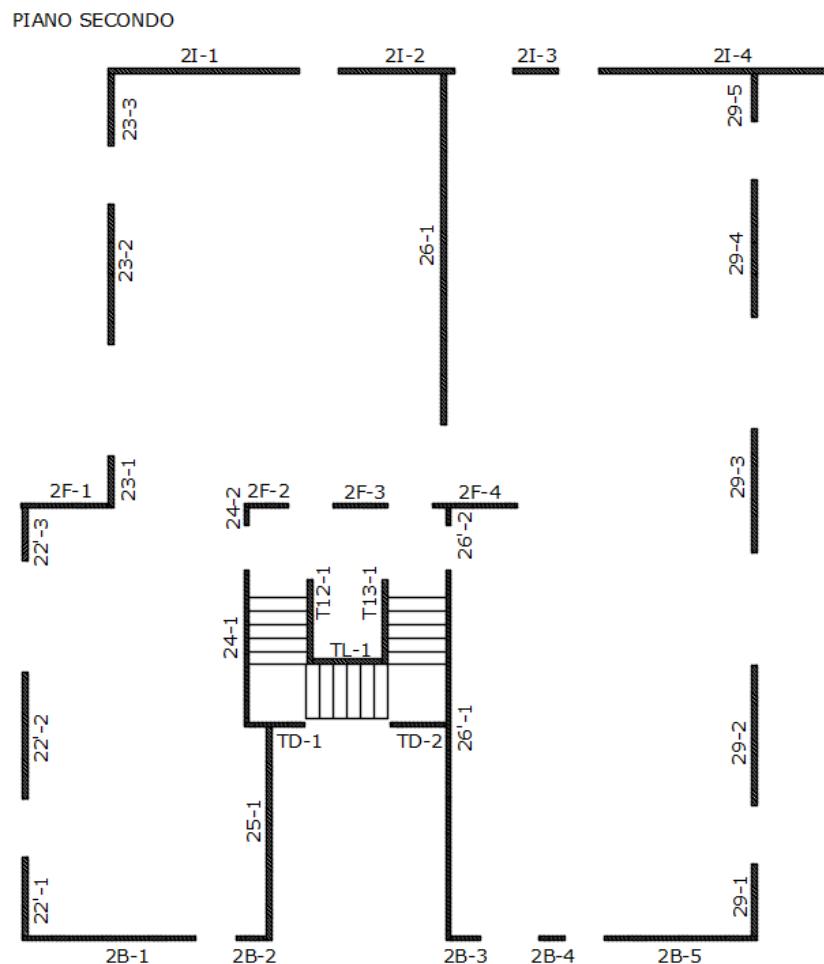
Si riportano di seguito gli elaborati grafici indicanti le numerazioni delle pareti e successivamente il risultato del calcolo effettuato manualmente, mentre il tabulato di tutti i calcoli intermedi viene riportato nell’Allegato A:

PIANO TERRA



PIANO PRIMO





**Figura 5.119 Nomenclatura delle pareti dei piani terra, primo e secondo.**

VALIDAZIONE STATICÀ COMBINAZIONE SLU CC19					
COEFFICIENTI					
$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2}$	$\gamma_{Q1}$	$\gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02}$	$\gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03}$	
1.3	1.5	1.5	<b>RISULTANTE: <math>\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,N} + \gamma_{Q1} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k,A}</math></b>		
				<b>7537.528</b>	<b>kN</b>
Cat.A		Cat.H	Neve	Vento	
$\gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0j}$		1.05	0	0.75	0.9

#### Calcolo automatico:

Come precedentemente specificato, al fine di poter confrontare i risultati ottenuti vi è la necessità di dover partire da due “oggetti” pressoché uguali, pertanto non avendo considerato nel calcolo manuale tutte le travi, i pilastri, gli architravi e la scala, occorre dover trovare un modo per far sì che anche il modello non “senta” tali elementi strutturali, non considerati nel calcolo manuale, perché altrimenti software valuterebbe autonomamente il peso dell’elemento strutturale a partire dal peso proprio del materiale che gli è stato assegnato. Ne consegue che per evitare che il software conteggi anche gli elementi strutturali

non considerati nel calcolo manuale, sono state modificate le proprietà dei loro materiali costituenti, andando ad imporgli un peso specifico nullo, cosicché, per il software, tali elementi strutturali non entrino in gioco nel peso complessivo del modello.

Si riporta di seguito, la reazione vincolare alla base restituita dal software:

	Analisi statica	Panoramica	
	Descrizione	Valore	Unità
<b>Somma dei carichi e delle forze vincolari</b>			
	Somma dei carichi in X	0.00	kN
	Somma delle forze vincolari in X	0.00	kN
	Somma dei carichi in Y	0.00	kN
	Somma delle forze vincolari in Y	0.00	kN
	Somma dei carichi in Z	-7574.47	kN
	Somma delle forze vincolari in Z	-7574.47	kN

Come si può osservare, la differenza tra i due risultati ottenuti risulta essere minore dell'0.15%.

### ***Controllo sulla massa sismica e sul taglio sismico alla base (controllo di tipo dinamico)***

#### Calcolo manuale:

Fermo restando le osservazioni riportate nel “Calcolo manuale” precedente, per valutare la massa sismica, occorre riferirsi, come specificato al §2.5.3 delle NTC18 [10], alla seguente combinazione:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Pertanto, risulta possibile riutilizzare i valori presenti nella tabella contenuta nell’Allegato A, avendo però l’accortezza di non considerare il peso della neve in copertura, e di dividere il peso risultante per l’accelerazione di gravità, in modo tale da ottenere appunto la “massa sismica”.

Si riporta di seguito il valore della massa sismica ottenuta manualmente:

VALIDAZIONE DINAMICA COMBINAZIONE SLV				
$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2}$	$\Psi_{21}$	$\Psi_{22}$	$\Psi_{23}$
-	-			
<b>RISULTANTE: <math>G_1+G_2+\Psi_2 \cdot Q_{k,A}</math></b>			<b>3979.693</b>	<b>kN</b>
Cat.A	Cat.H	Neve	Vento	
$\Psi_{2j}$	0.3	0	0	
<b>MASSA SISMICA</b>		<b>397969</b>	<b>kg</b>	

Dopodiché per valutare manualmente il taglio sismico alla base della struttura in direzione “X”, prendendo il valore del periodo “T” del primo modo di vibrare (quello avente massa partecipante maggiore) in direzione “X”, ottenuto dall’analisi modale attraverso RFEM 6, per il modello sul quale siano stati preventivamente “congelati” tutti gli elementi strutturali non considerati nel calcolo manuale, viene valutato lo spettro di progetto (con  $q=2$ ) corrispondente a tale periodo, ed infine viene moltiplicata la massa sismica precedentemente calcolata per tale valore. In questo modo è come se stessimo considerando l’intera struttura (quindi 100% di massa partecipante) oscillare, in seguito allo spettro di progetto, tutta come il primo modo di vibrare, in direzione “X”, che avendo il comportamento “a mensola” risulta essere anche quello che apporta maggiore contributo al taglio sismico alla base, pertanto ci dobbiamo aspettare che, con il calcolo automatico, in cui la massa partecipante della struttura risulti essere ripartita anche nei modi di vibrare di ordine superiore (che avendo deformate intrecciate risultano apportare poco contributo al taglio sismico alla base rispetto alla massa che risultano eccitare), lo stesso taglio alla base abbia un valore minore.

Si riporta di seguito il valore del taglio sismico alla base in direzione “X” calcolato manualmente:

T <sub>1</sub>	0.380	s
S <sub>d</sub> (T <sub>1</sub> )	2.31	m/s <sup>2</sup>
Taglio sismico,x alla base	919.309	kN

La stessa procedura è stata seguita per determinare manualmente il taglio sismico alla base in direzione “Y”, avendo l’accortezza però di considerare il periodo “T” del primo modo di vibrare (quello avente massa partecipante maggiore) in direzione “Y”:

T <sub>1</sub>	0.326	s
S <sub>d</sub> (T <sub>1</sub> )	2.31	m/s <sup>2</sup>
Taglio sismico,y alla base	919.309	kN

#### Calcolo automatico:

Si riportano di seguito i valori del taglio sismico alla base in direzione “X” ed “Y” ottenuti da RFEM 6, per mezzo di integrazioni dei tagli alla base su ciascuna parete, in seguito all’analisi spettrale, definita come caso si carico (CC) “SLV”:

TAGLIO SISMICO,x ALLA BASE RFEM 6 (kN)
843.402

TAGLIO SISMICO,y ALLA BASE RFEM 6 (kN)
800.535

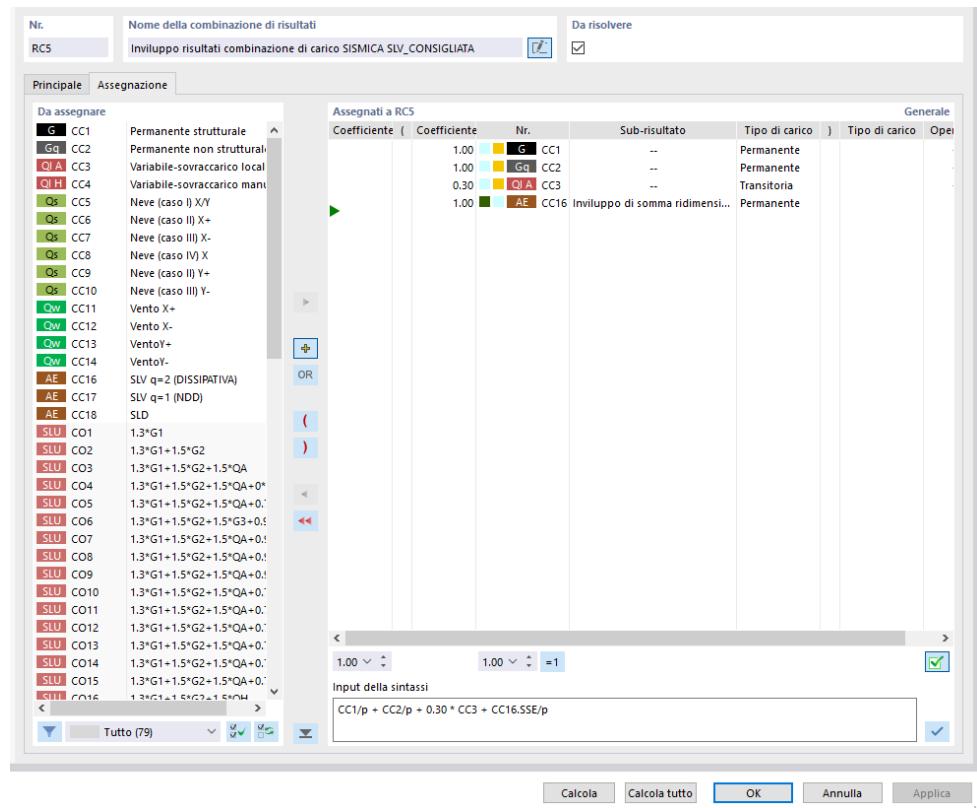
Come si può osservare, la differenza tra il taglio sismico alla base in direzione “X” calcolato manualmente ed ottenuto dal software risulta essere di circa l’8%, mentre la stessa differenza, in direzione “Y”, risulta essere di circa il 13%. Tali differenze percentuali risultano essere ampiamente giustificate da quanto precedentemente detto, ed inoltre risultano essere percentuali del tutto attendibili secondo l’esperienza del mio relatore Prof. Ing. Marco Po Lauriola.

Tutti i controlli svolti precedentemente risultano aver dato esito positivo, confermando l’adeguatezza e la correttezza del modello realizzato, e pertanto non verranno fatti in seguito ulteriori controlli di validazione.

### **5.2.10 - *Risultati dinamici***

Si riportano di seguito i risultati dinamici, in termini di spostamenti generalizzati dovuti alla combinazione sismica “SLD”, per l’intero edificio, e di taglio sismico alla base (nel piano della parete) dovuto alla combinazione sismica “SLV”, per una parete rappresentativa di tutte le pareti presenti nel modello, quale la “TB1” (vedi nomenclatura al paragrafo precedente), ottenuti da RFEM 6, mediante la “Combinazione di risultati” (RC).

Per fare ciò, in RFEM 6, dopo aver creato la “Combinazione di risultati” (RC) desiderata, come spiegato nei paragrafi precedenti, si clicca su “Calcola”:



**Figura 5.120 Combinazione di risultati.**

I risultati ottenuti possono poi essere esportati su foglio elettronico, e pertanto gestiti autonomamente dall'utente.

Per quanto riguarda gli spostamenti generalizzati dovuti all'azione sismica allo "SLD", dell'intero edificio, siccome gli impalcati risultano essere approssimabili a dei diaframmi rigidi di piano, data la loro elevata rigidezza nel loro piano, gli spostamenti generalizzati massimi saranno da ricercarsi nei vertici estremi dell'edificio, ovvero in corrispondenza dei suoi spigoli.

- **Spostamenti generalizzati dovuti alla combinazione sismica allo SLD**

COMBINAZIONE SISMICA SLD				
	Piano	h [mm]	$d_{x,max}$ [mm]	$\Delta_{x,max}$ [mm]
DIREZIONE X	P.0	-	-	-
	P.1	2826	2	2
	P.2	2976	4.9	2.9
	Copertura	3656	8.6	3.7
DIREZIONE Y				
	Piano	h [mm]	$d_{y,max}$ [mm]	$\Delta_{y,max}$ [mm]
	P.0	-	-	-
	P.1	2826	1.2	1.2
	P.2	2976	2.8	1.6

DIREZIONE $r=\sqrt{(X^2+Y^2)}$	Copertura	3656	4.5	1.7
	Piano	h [mm]	$d_{r,\max}$ [mm]	$\Delta_{r,\max}$ [mm]
	P.0	-	-	-
	P.1	2826	<b>2.3</b>	<b>2.3</b>
	P.2	2976	<b>5.6</b>	<b>3.3</b>
	Copertura	3656	<b>9.7</b>	<b>4.1</b>

- Taglio sismico alla base nella parete "TB1" dovuto alla combinazione sismica allo SLV

COMBINAZIONE SISMICA SLV					
TB-1 (PANNELLO I)					
base [m]	$p_{x,\max}$ [kN/m]	$p_{x,\min}$ [kN/m]	$p_{x,\text{medio+}}$ [kN/m]	$p_{x,\text{medio-}}$ [kN/m]	
1.299	39.650	-41.441	34.361	-36.235	
$V_{x,\max}$ [kN]					
44.63					
$V_{x,\min}$ [kN]					
-47.07					
TB-1 (PANNELLO II)					
base [m]	$p_{x,\max}$ [kN/m]	$p_{x,\min}$ [kN/m]	$p_{x,\text{medio+}}$ [kN/m]	$p_{x,\text{medio-}}$ [kN/m]	
1.250	39.650	-41.441	29.819	-37.886	
$V_{x,\max}$ [kN]					
37.27					
$V_{x,\min}$ [kN]					
-47.36					
TB-1 (PANNELLO III)					
base [m]	$p_{x,\max}$ [kN/m]	$p_{x,\min}$ [kN/m]	$p_{x,\text{medio+}}$ [kN/m]	$p_{x,\text{medio-}}$ [kN/m]	
1.250	34.195	-36.187	13.196	-25.146	
$V_{x,\max}$ [kN]					
16.50					
$V_{x,\min}$ [kN]					
-31.43					
TB-1					
$V_{x,\max}$ [kN]					
25.90					
$V_{x,\min}$ [kN]					
-33.13					

Viene riportato infine il grafico del taglio sismico alla base, relativo alla parete “TB1”, estratto da RFEM 6, e per fare ciò, una volta lanciata l’analisi, e spuntato il comando “Mostra risultati” [ ] occorre selezionare le linee del modello per le quali si desideri ottenere i grafici dei risultati voluti, dopodiché dal comando “Diagrammi dei risultati per linee selezionate” [ ], risulta possibile scegliere il tipo di output desiderato da dover far graficizzare al software, poi risulta possibile scegliere il “Tipo di analisi” con la quale il software debba calcolare i risultati voluti, ed infine risulta possibile scegliere la “Combinazione di risultati” (CR) di cui si desideri il grafico. Ne consegue che per graficizzare il taglio sismico alla base, della parete “TB1”, sia necessario selezionare la “Combinazione di risultati” (CR) relativa alla “Combinazione sismica SLV”, ed infine sia necessario selezionare la voce “Risultati su vincoli esterni delle linee”:

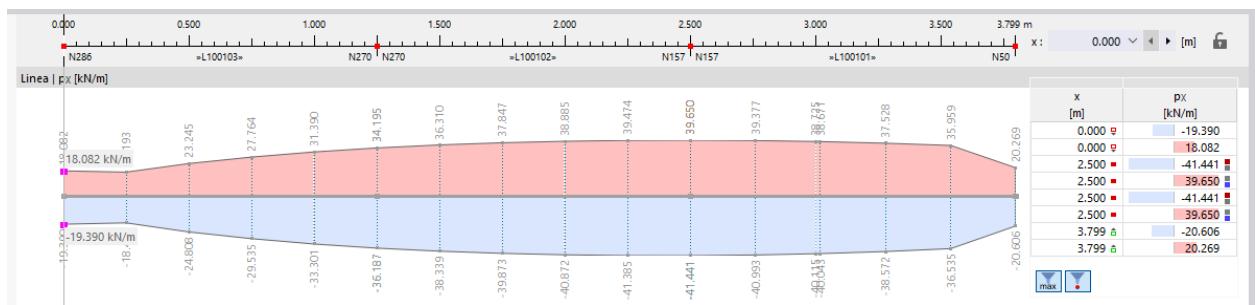


Figura 5.121 Diagramma del taglio sismico alla base della parete TB1.

Per concludere, a titolo di esempio, viene riportato anche il grafico del momento flettente “ $m_x$ ”, in direzione dell’orditura dei pannelli X-Lam componenti i solai, per un pannello X-Lam di solaio tipo, soggetto alla “Combinazione SLU” con sovraccarico d’uso di cat.A come carico variabile di base. Siccome i risultati grafici sulle superfici vengono riportate, in RFEM 6, mediante isobande, oppure isolinee, allora per rendere più comprensibili i risultati ottenuti, occorre selezionare il comando “Nuova sezione di risultati” [ ], e tracciare il piano, mediante la definizione di 3 punti, nel quale si desideri ottenere il grafico dei risultati voluti, dopodiché dal comando “Diagrammi di risultati per le sezioni di risultati selezionate” [ ] risulta possibile ottenere il grafico voluto.

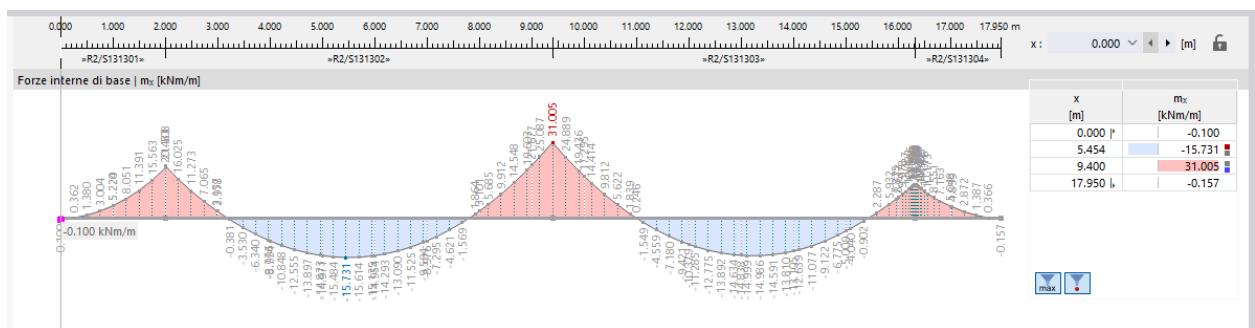


Figura 5.122 Diagramma del momento flettente di un pannello X-Lam tipo di solaio.

Come si osserva dal grafico, il momento flettente “ $m_x$ ” in direzione dell’orditura del pannello X-Lam di solaio tipo risulta essere fedele al momento flettente di una trave continua su più appoggi, ed avente due sbalzi alle sue estremità.



## **5.3 - Modellazione della palazzina considerando l'effetto delle unioni meccaniche (modello “realistico”)**

### **5.3.1 - Valutazione delle rigidezze delle unioni meccaniche**

La modellazione di una struttura di legno non può prescindere dalla corretta modellazione delle sue unioni meccaniche che, con la loro deformabilità, risultano influire sensibilmente sulla deformabilità della struttura stessa, e sui parametri dinamici dell'intero edificio.

AI §4.4.2 le NTC18 [10] prescrivono che: *“L’analisi della struttura si può effettuare assumendo un comportamento elastico lineare dei materiali e dei collegamenti considerando i valori pertinenti (medi o caratteristici) del modulo elastico dei materiali e della rigidità delle unioni, in funzione dello stato limite e del tipo di verifica considerati. I calcoli devono essere svolti usando appropriate schematizzazioni e, se necessario, supportati da prove. Lo schema adottato deve essere sufficientemente accurato per simulare con ragionevole precisione il comportamento strutturale della costruzione, anche in relazione alle modalità costruttive previste [...]. In presenza di giunti meccanici si deve, di regola, considerare l’influenza della deformabilità degli stessi.”*

Inoltre al §7.7.4 le NTC18 [10] indicano che: *“Nell’analisi della struttura si deve tener conto, di regola, della deformabilità dei collegamenti. Si devono utilizzare i valori di modulo elastico per “azioni istantanee”, ricavati a partire dai valori medi di modulo elastico degli elementi resistenti.”*

Quest’ultima prescrizione può essere soddisfatta semplicemente incrementando del 10% i moduli di elasticità e le rigidezze dei materiali.

Vengono inserite adesso nel modello le unioni meccaniche presenti tra i pannelli X-Lam e tra essi e la fondazione, della palazzina residenziale oggetto di studio, come da elaborati tecnici esecutivi, gentilmente forniti dal mio relatore Prof. Ing. Marco Pio Lauriola, al fine di valutarne gli effetti, in termini dinamici, sul modello stesso. In particolare, come scelta progettuale, è stato deciso di non modellare le connessioni atte a contrastare il sollevamento delle pareti (hold-down), in quanto esse verrebbero dimensionate a parte, per integrazione diretta delle sollecitazioni di trazione presenti alle base dei pannelli X-Lam stessi. Ne consegue che le connessioni inserite nel modello risultino avere tutte la funzione di contrastare gli sforzi taglienti generati dai carichi orizzontali, e quindi di contrastare lo scorrimento alla base dei pannelli X-Lam, e lo scorrimento relativo verticale tra pannelli X-Lam adiacenti, come ampiamente illustrato al capitolo 3 della presente Tesi.

Per prima cosa, occorre pertanto determinare le rigidezze taglienti offerte da tali unioni meccaniche, schematizzandole come molle in parallelo o in serie, in relazione al loro comportamento, e quindi in funzione della tipologia di unione esaminata, ricordando che la:

1) Rigidezza totale "K<sub>tot</sub>" di molle disposte in serie, viene valutata attraverso la seguente relazione:

$$\frac{1}{K_{\text{tot}}} = \sum_i \frac{1}{k_i}$$

2) Rigidezza totale "K<sub>tot</sub>" di molle disposte in parallelo, viene valutata attraverso la seguente relazione:

$$K_{\text{tot}} = \sum_i k_i$$

In particolare, secondo il criterio della “progettazione in capacità” (o “gerarchia delle resistenze”) si dovrebbero utilizzare valori della rigidezza tagliante, delle connessioni meccaniche, diversi in relazione al funzionamento che si vorrebbe attribuire alla connessione stessa. Infatti, come spiegato nei paragrafi precedenti, nella “progettazione in capacità” si fa distinzione fra gli elementi dissipativi e quelli non dissipativi, facendo in modo che la rottura della struttura avvenga per collasso degli elementi duttili, e ciò risulta essere perseguitibile andando a progettare gli elementi fragili con una certa sovraresistenza, come indicato al §7.2.2 delle NTC18 [10].

Gli elementi dissipativi delle pareti risultano essere le unioni verticali chiodate, pertanto per esse si dovrebbe utilizzare la loro rigidezza ultima “k<sub>u</sub>”, mentre gli elementi non dissipativi risultano essere i pannelli X-Lam stessi, le unioni chiodate tra i pannelli ed i solai, le unioni chiodate tra pannelli X-Lam ortogonali tra di loro e le unioni chiodate tra i pannelli X-Lam di solaio. Ne consegue che per le unioni vitate e chiodate, non dissipative, si debba considerare la loro rigidezza di servizio “k<sub>ser</sub>”, mentre per i pannelli X-Lam si debba considerare il comportamento elastico lineare delle tavole di legno loro costituenti, in quanto, dovendo essere progettati con sovraresistenza, rimarranno sempre in campo elastico.

Per quanto riguarda invece le unioni chiodate, dissipative, per le quali, in linea teorica, si dovrebbe utilizzare la loro rigidezza ultima “k<sub>u</sub>”, succede, nella realtà, avendo a che fare sempre con un numero elevato di unioni, ognuna sollecitata in modo diverso, che molte unioni chiodate, anche se considerate dissipative, risultino essere sovradimensionate per le sollecitazioni cui risultano essere soggette, e quindi non risultino mai essere impegnate al massimo della loro capacità. Ciò risulta significare che, durante uno Stato Limite Ultimo Sismico, esse risultino lavorare con la loro rigidezza “k<sub>ser</sub>”, anziché con la loro rigidezza “k<sub>u</sub>”.

Ne consegue che risulti possibile effettuare una semplificazione ragionevole, andando a modellare tutte le unioni meccaniche, comprese quelle dissipative, con il rispettivo “k<sub>ser</sub>”, ottenendo un modello leggermente più rigido, che sottostimi, inevitabilmente, il periodo proprio della struttura reale, ma al tempo stesso risulti essere a favore di sicurezza nei confronti dello “SLV”, dato che ad un periodo più basso risulti corrispondere un’ordinata spettrale maggiore, mentre per lo “SLD” non risulta commettersi alcuna

semplificazione in quanto per tale Stato Limite la struttura risulta rimanere in campo elastico, e quindi tutte le unioni meccaniche risultano lavorare con la loro effettiva rigidezza "k<sub>ser</sub>".

Si riporta di seguito la tabella presente nell'Eurocodice EN1995-1 [11], nella quale risulta definito il calcolo per valutare "k<sub>ser</sub>", riferito al singolo piano di taglio (sezione resistente) del singolo mezzo di unione:

**Tabella 2.5 Modulo di scorrimento di servizio per unioni meccaniche con connettori a gambo cilindrico [3].**

Tipo del mezzo di unione	Legno - legno Pannello- legno Acciaio - legno
Spinotti, bulloni, viti, chiodi con preforatura	$K_{ser} = \rho_m^{1,5} \cdot \frac{d}{23}$
Chiodi (senza preforatura)	$K_{ser} = \rho_m^{1,5} \cdot \frac{d^{0,8}}{30}$
Per unioni acciaio-legno e calcestruzzo-legno moltiplicare per 2 la formula e utilizzare $\rho_m$ del legno. Per unioni fra legni di massa volumica diversa $\rho_{m,1}$ e $\rho_{m,2}$ utilizzare nelle formule $\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1} \cdot \rho_{m,2}}$	

Con:

- $\rho_m$  = massa volumica (densità) media del legno espressa in [kg/m<sup>3</sup>];
- d = diametro dell'elemento di collegamento meccanico espresso in [mm];
- K<sub>ser</sub> = modulo di scorrimento espresso in [N/mm].

Di seguito vengono invece riportate le descrizioni e le schematizzazioni delle varie unioni meccaniche modellate, presenti nella palazzina residenziale oggetto di studio, unitamente ai metodi di calcolo per determinarne la rigidezza tagliente, e quella da dover assegnare a RFEM 6, mentre i relativi calcoli risultano essere riportati nell'Allegato B:

- Collegamento cordolo in legno di base con la fondazione**

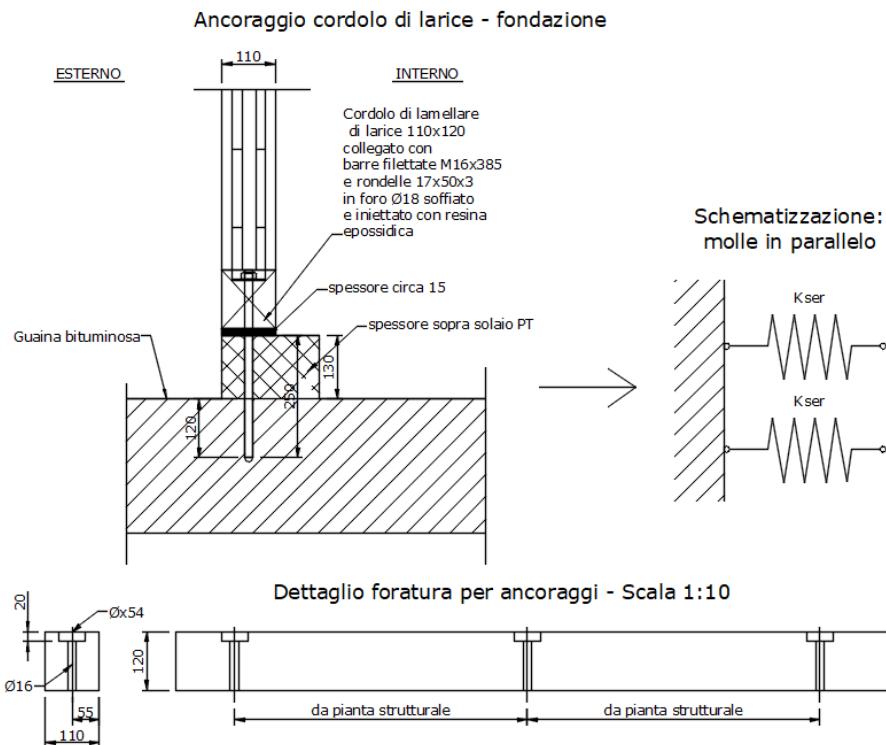


Figura 5.123 Particolare collegamento cordolo in legno di base con la fondazione.

Il collegamento tra il cordolo in legno di base con il cordolo di fondazione risulta avvenire per mezzo di barre filettate M16x385, disposte ad un passo come riportato in Allegato B, aventi un unico piano di taglio, ed il loro comportamento può essere assimilato a quello di molle disposte in parallelo, pertanto la rigidezza totale tagliante offerta da tale unione, relativamente ad una parete, risulta essere data da:

$$K_{\text{unione}} = 2 \cdot n^{\circ}_{\text{barre}} \cdot k_{\text{ser}}$$

Dopodiché su RFEM 6 dovrà essere inserita, come rilascio traslazionale al vincolo di linea, la rigidezza totale di tale unione “ $K_{\text{unione}}$ ” distribuita sulla lunghezza dell’unione stessa, ossia sulla lunghezza su cui risultano agire le barre filettate:

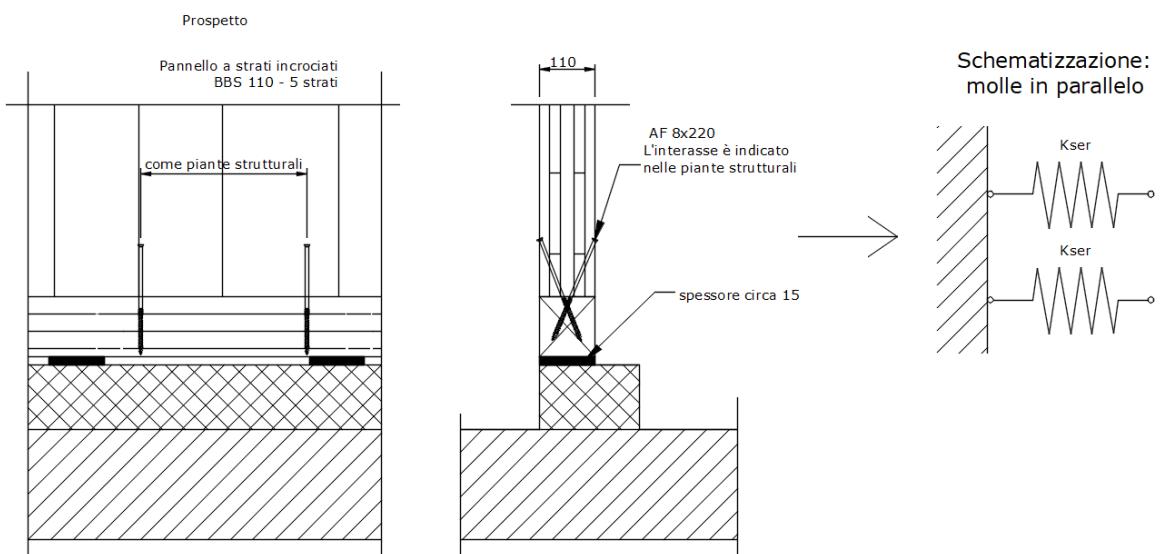
$$K_{\text{unione\_RFEM}} = \frac{K_{\text{unione}}}{L_{\text{unione}}}$$

Con:

- $L_{\text{unione}}$  = lunghezza su cui risultano essere applicate le barre filettate.

- Collegamento pannelli X-Lam al cordolo in legno di base**

Collegamento pannelli X-Lam cordolo di legno di base

**Figura 5.124 Particolare collegamento pannelli X-Lam al cordolo in legno di base.**

Il collegamento tra i pannelli X-Lam ed il cordolo in legno di base risulta avvenire per mezzo di viti AF Ø 8x220 inclinate, disposte ad un passo come riportato in Allegato B, aventi un unico piano di taglio, ed il loro comportamento può essere assimilato ancora a quello di molle disposte in parallelo, pertanto la rigidezza totale tagliante offerta da tale unione, relativamente ad una parete, risulta essere data da:

$$K_{\text{unione}} = n^{\circ} \text{viti} \cdot k_{\text{ser}}$$

Ne consegue che su RFEM 6 dovrà essere inserita, come rilascio traslazionale al vincolo di linea, la rigidezza totale di tale unione “ $K_{\text{unione}}$ ” distribuita sulla lunghezza dell’unione stessa, ossia sulla lunghezza su cui risultano agire le viti:

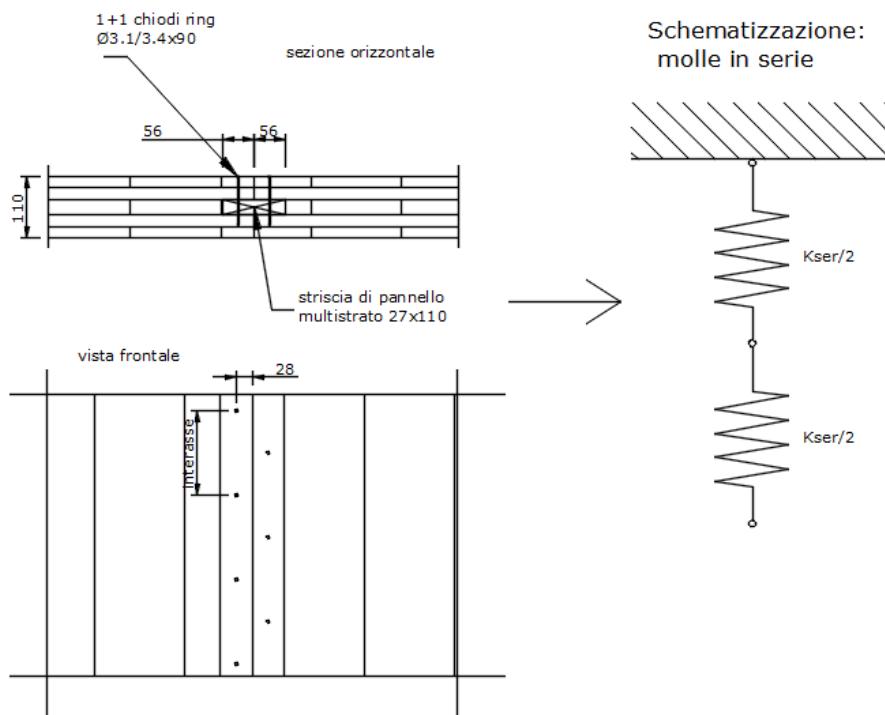
$$K_{\text{unione RFEM}} = \frac{K_{\text{unione}}}{L_{\text{unione}}}$$

Con:

- $L_{\text{unione}}$  = lunghezza su cui risultano essere applicate le viti.

- Collegamento verticale tra pannelli X-Lam di parete adiacenti**

Collegamento fra pannelli X-Lam adiacenti



**Figura 5.125 Particolare collegamento verticale tra pannelli X-Lam di parete adiacenti.**

Il collegamento verticale tra i pannelli X-Lam di parete adiacenti risulta avvenire per mezzo di due file, una per pannello, di chiodi ring  $\varnothing 3.4 \times 90$ , disposti in maniera alternata ad un passo come riportato in Allegato B, aventi due piani di taglio, ed il loro comportamento può essere assimilato a quello di molle disposte in serie, pertanto la rigidezza totale tagliante offerta da tale unione, relativamente ad una unione verticale, risulta essere data da:

$$K_{\text{unione}} = 2 \cdot n^{\circ}_{\text{chiodi}} \cdot \frac{k_{\text{ser}}}{2}$$

Con:

- $n^{\circ}_{\text{chiodi}}$  = numero di chiodi presenti su una fila.

Ne consegue che su RFEM 6 dovrà essere inserita, come rilascio traslazionale al vincolo di linea, la rigidezza totale di tale unione “ $K_{\text{unione}}$ ” distribuita sulla lunghezza dell’unione stessa, ossia sulla lunghezza su cui risultano agire i chiodi:

$$K_{\text{unione\_RFEM}} = \frac{K_{\text{unione}}}{L_{\text{unione}}}$$

Con:

- $L_{unione}$  = lunghezza su cui risultano essere applicati i chiodi.
- **Collegamento tra pannelli X-Lam e solaio di sommità**

Collegamento fra pannelli X-Lam e solaio di sommità

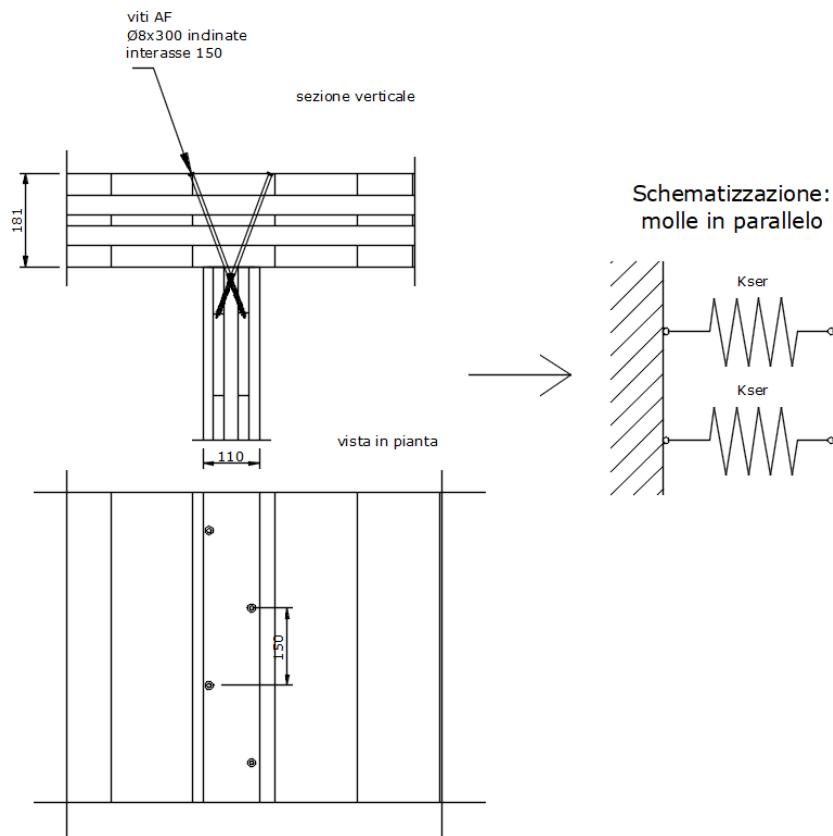


Figura 5.126 Particolare collegamento tra pannelli X-Lam e solaio di sommità.

Il collegamento tra i pannelli X-Lam ed il solaio di sommità risulta avvenire per mezzo di viti AF Ø8x300 inclinate, disposte in maniera alternata ad un passo come riportato in Allegato B, aventi un unico piano di taglio, ed il loro comportamento può essere assimilato a quello di molle disposte in parallelo, pertanto la rigidezza totale tagliante offerta da tale unione, relativamente ad una parete, risulta essere data da:

$$K_{unione} = n^o_{viti} \cdot k_{ser}$$

Ne consegue che su RFEM 6 dovrà essere inserita, come rilascio traslazionale al vincolo di linea, la rigidezza totale di tale unione “ $K_{unione}$ ” distribuita sulla lunghezza dell’unione stessa, ossia sulla lunghezza su cui risultano agire le viti:

$$K_{unione\_RFEM} = \frac{K_{unione}}{L_{unione}}$$

Con:

- $L_{unione}$  = lunghezza su cui risultano essere applicate le viti.
- **Collegamento tra pannelli X-Lam tra loro ortogonali**

Collegamento fra pareti X-Lam tra loro ortogonali

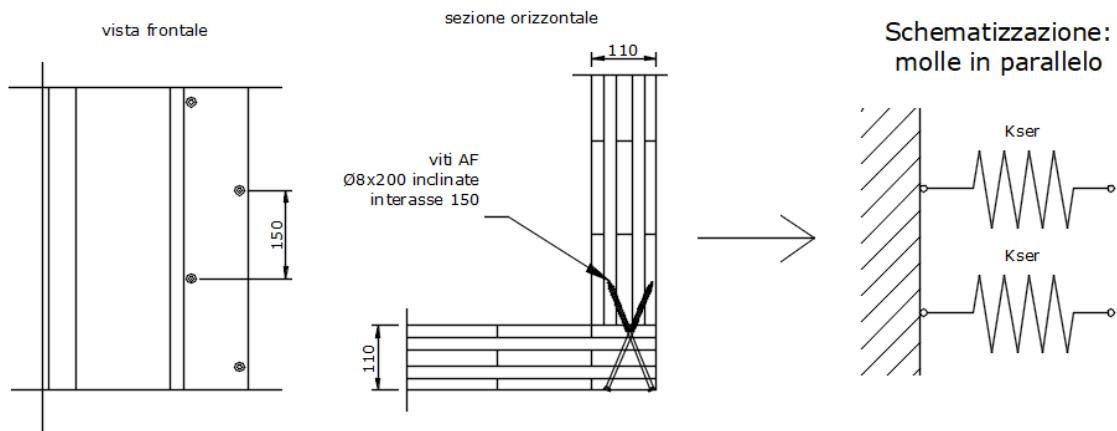


Figura 5.127 Particolare collegamento fra pannelli X-Lam tra loro ortogonali.

Il collegamento fra i pannelli X-Lam tra loro ortogonali risulta avvenire per mezzo di viti AF Ø8x200 inclinate, disposte in maniera alternata ad un passo come riportato in Allegato B, aventi un unico piano di taglio, ed il loro comportamento può essere assimilato a quello di molle disposte in parallelo, pertanto la rigidezza totale tagliante offerta da tale unione, relativamente ad uno spigolo, risulta essere data da:

$$K_{unione} = n^o_{viti} \cdot k_{ser}$$

Ne consegue che su RFEM 6 dovrà essere inserita, come rilascio traslazionale al vincolo di linea, la rigidezza totale di tale unione “ $K_{unione}$ ” distribuita sulla lunghezza dell’unione stessa, ossia sulla lunghezza su cui risultano agire le viti:

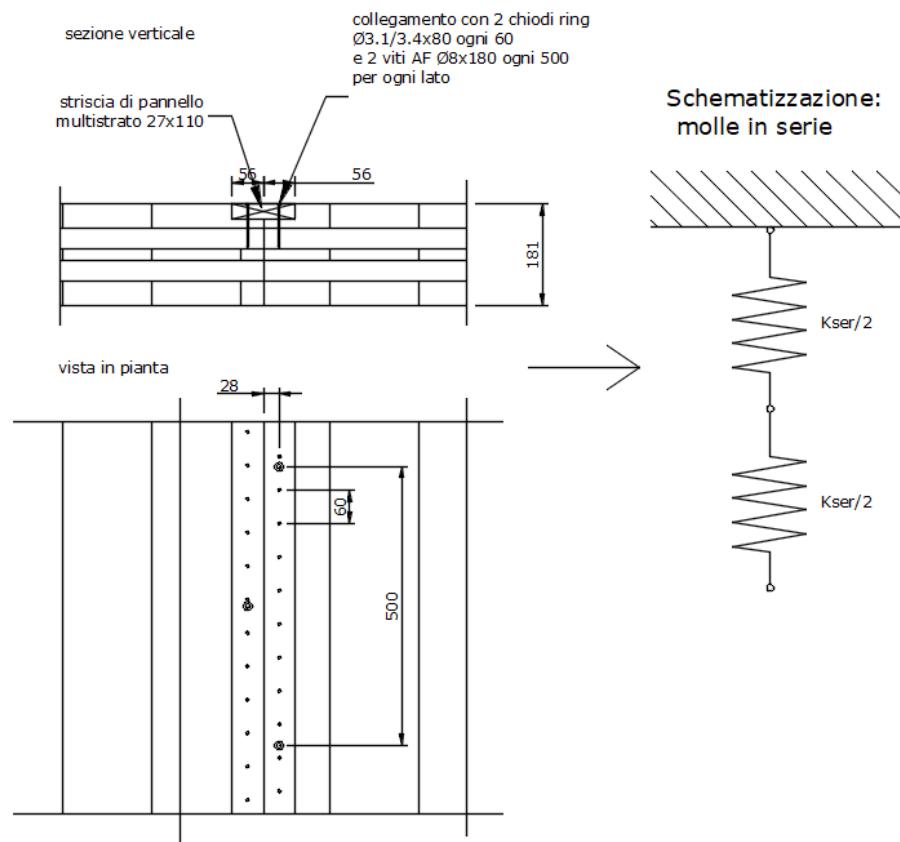
$$K_{unione\_RFEM} = \frac{K_{unione}}{L_{unione}}$$

Con:

- $L_{unione}$  = lunghezza su cui risultano essere applicate le viti.

- Collegamento orizzontale tra pannelli X-Lam di solaio adiacenti**

Collegamento fra pannelli X-Lam adiacenti

**Figura 5.128 Particolare collegamento orizzontale tra pannelli X-Lam di solaio adiacenti.**

Il collegamento orizzontale tra i pannelli X-Lam di solaio adiacenti risulta avvenire per mezzo di due file, una per pannello, di chiodi ring  $\varnothing 3.4 \times 80$ , disposti in maniera alternata ad un passo come riportato in Allegato B, e da viti AF  $\varnothing 8 \times 180$ , disposte sempre in maniera alternata ad un passo come riportato in Allegato B, aventi, ciascuna tipologia di unione, un unico piano di taglio, ed il loro comportamento può essere assimilato a quello di molle disposte in serie (l'unione chiodata) e di molle disposte in parallelo (l'unione vitata), pertanto la rigidezza totale tagliante offerta da tale unione, relativamente ad una unione orizzontale, risulta essere data da:

$$K_{\text{unione}} = n^{\circ}_{\text{chiodi}} \cdot \frac{k_{\text{ser}}}{2} + n^{\circ}_{\text{viti}} \cdot k_{\text{ser}}$$

Con:

- $n^{\circ}_{\text{chiodi}}$  = numero di chiodi presenti su una fila.

Ne consegue che su RFEM 6 dovrà essere inserita, come rilascio traslazionale al vincolo di linea, la rigidezza totale di tale unione “ $K_{unione}$ ” distribuita sulla lunghezza dell’unione stessa, ossia sulla lunghezza su cui risultano agire i chiodi e le viti:

$$K_{unione\_RFEM} = \frac{K_{unione}}{L_{unione}}$$

Con:

- $L_{unione}$  = lunghezza su cui risultano essere applicati i chiodi e le viti.

- **Collegamento tra pannelli X-Lam e solaio di base**

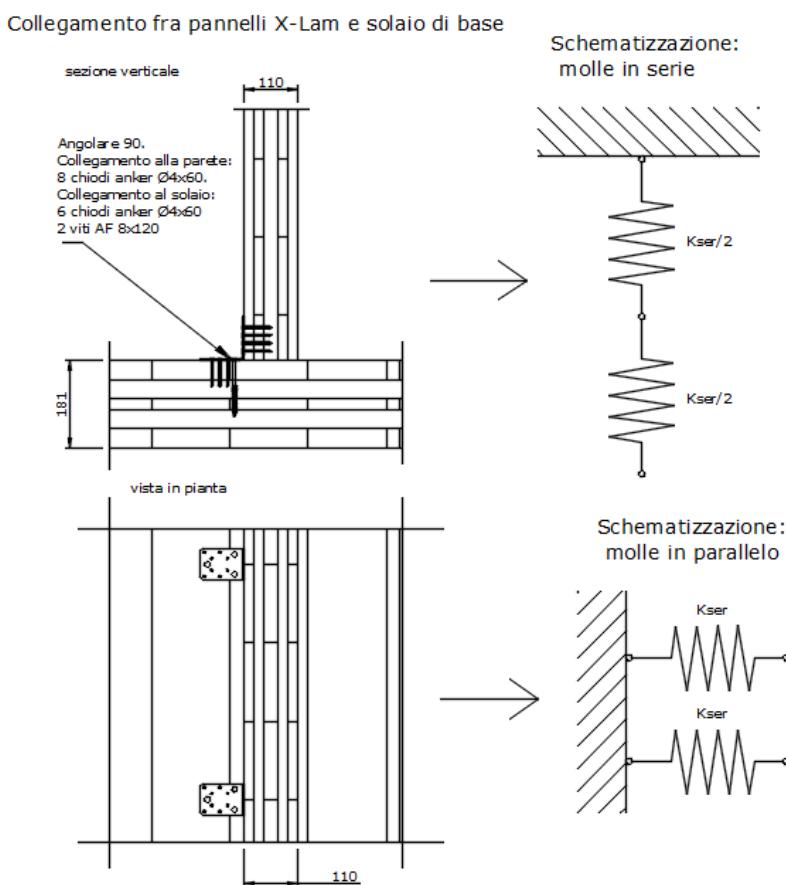


Figura 5.129 Particolare collegamento tra pannelli X-Lam e solaio di base.

Il collegamento fra i pannelli X-Lam ed il solaio di base risulta avvenire per mezzo di angolari metallici a 90°, collegati alla parete mediante 8 chiodi anker Ø4x60, e collegati al solaio mediante 6 chiodi anker Ø4x60 e 2 viti AF Ø8x120, disposti ad un passo come riportato in Allegato B, aventi, ciascuna tipologia di unione, un unico piano di taglio. Essendo gli angolari metallici dotati di 2 gruppi in serie di 8 chiodi superiori e di 6 chiodi e 2 viti inferiori, allora il loro comportamento può essere assimilato a quello di molle

disposte in serie (l'unione chiodata + l'unione vitata) e di molle disposte in parallelo (gli angolari), pertanto la rigidezza totale tagliante offerta da tale unione, relativamente ad una parete, risulta essere data da:

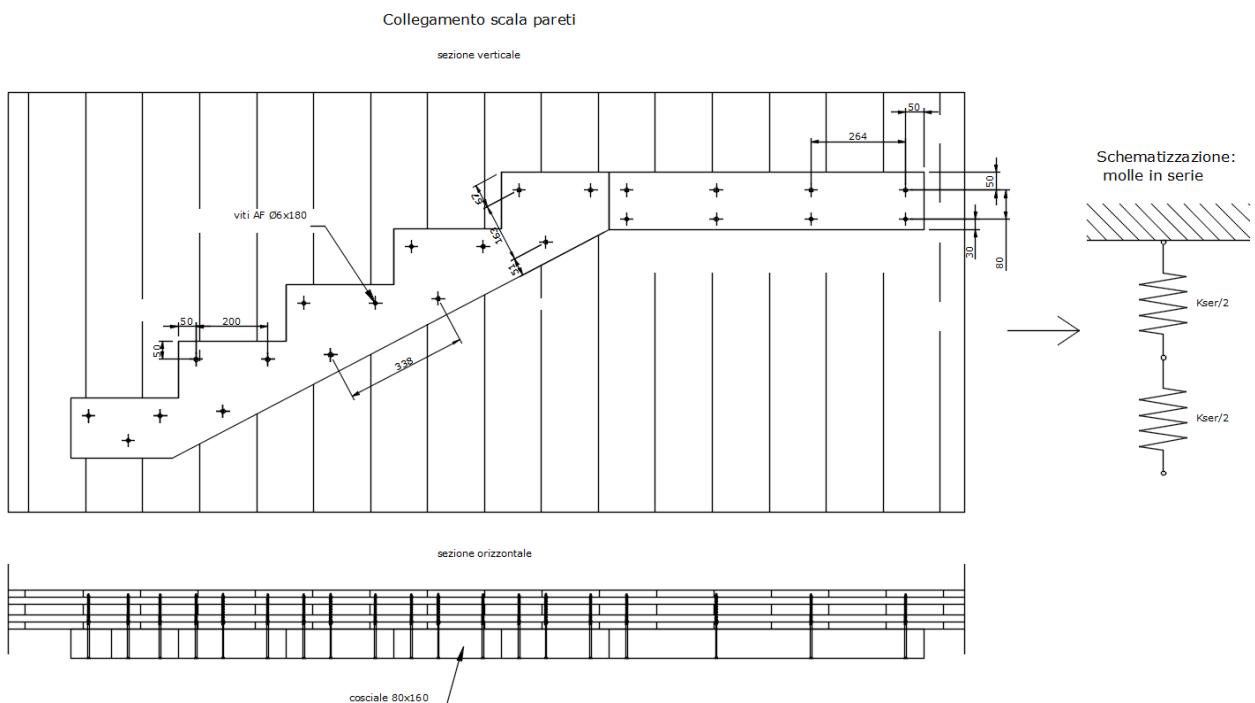
$$K_{\text{unione}} = \frac{[(2 \cdot n^{\circ}_{\text{chiodi\_inf}} \cdot k_{\text{ser}} + 2 \cdot n^{\circ}_{\text{viti\_inf}} \cdot k_{\text{ser}}) + 2 \cdot n^{\circ}_{\text{chiodi\_sup}} \cdot k_{\text{ser}}]}{[(2 \cdot n^{\circ}_{\text{chiodi\_inf}} \cdot k_{\text{ser}} + 2 \cdot n^{\circ}_{\text{viti\_inf}} \cdot k_{\text{ser}}) + 2 \cdot n^{\circ}_{\text{chiodi\_sup}} \cdot k_{\text{ser}}]} \cdot n^{\circ}_{\text{angolari}}$$

Ne consegue che su RFEM 6 dovrà essere inserita, come rilascio traslazionale al vincolo di linea, la rigidezza totale di tale unione "K<sub>unione</sub>" distribuita sulla lunghezza dell'unione stessa, ossia sulla lunghezza su cui risultano agire gli angolari:

$$K_{\text{unione\_RFEM}} = \frac{K_{\text{unione}}}{L_{\text{unione}}}$$

Con:

- L<sub>unione</sub> = lunghezza su cui risultano essere applicati gli angolari.
- **Collegamento tra scala e pareti**



**Figura 5.130 Particolare collegamento tra scala e pareti.**

Il collegamento tra la scala e le pareti risulta avvenire per mezzo di due file di viti AF Ø6x180, disposte in maniera alternata ad un passo come riportato in Allegato B, aventi un unico piano di taglio, ed il loro comportamento può essere assimilato a quello di molle disposte in serie, pertanto la rigidezza totale tagliante offerta da tale unione, relativamente ad un cosciale, risulta essere data da:

$$K_{\text{unione}} = n^{\circ}_{\text{viti}} \cdot \frac{k_{\text{ser}}}{2}$$

Con:

- $n^{\circ}_{\text{viti}}$  = numero di viti presenti su una fila.

Ne consegue che su RFEM 6 dovrà essere inserita, come rilascio traslazionale al vincolo di linea, la rigidezza totale di tale unione “ $K_{\text{unione}}$ ” distribuita sulla lunghezza dell’unione stessa, ossia sulla lunghezza su cui risultano agire le viti:

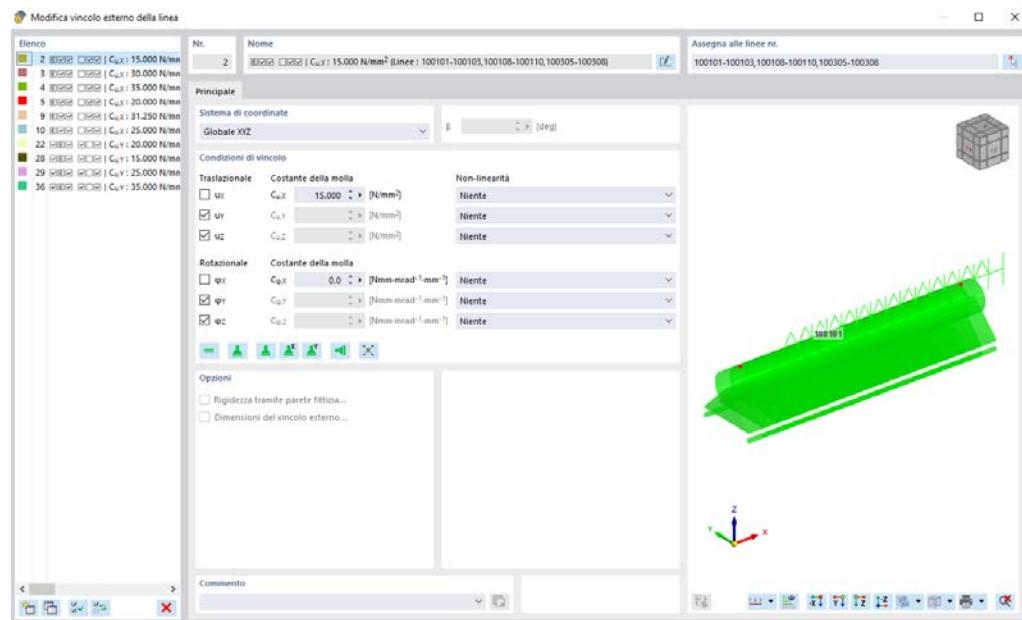
$$K_{\text{unione\_RFEM}} = \frac{K_{\text{unione}}}{L_{\text{unione}}}$$

Con:

- $L_{\text{unione}}$  = lunghezza su cui risultano essere applicate le viti.

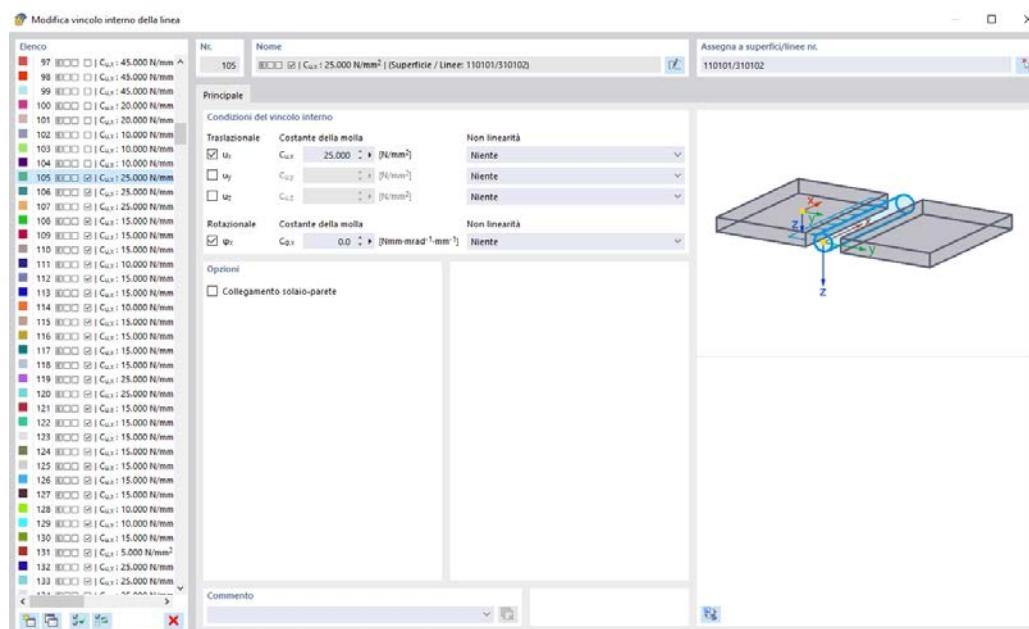
### **5.3.2 - Modellazione delle unioni meccaniche su RFEM 6**

Terminato il calcolo di tutte le rigidezze taglienti delle unioni meccaniche presenti nella palazzina residenziale oggetto di studio, per facilitare la loro modellazione in RFEM 6 è stato deciso di raggrupparle in 6 range di valori di rigidezza, come mostrato nell’Allegato B, dopodiché per il loro inserimento nel software è stato necessario selezionare nel “Navigatore-Dati”, la voce “Tipi per linee”, e successivamente “Vincoli esterni delle linee”, per modellare il collegamento tra il cordolo in legno di base e la fondazione, e “Vincoli interni delle linee”, per modellare i restanti collegamenti meccanici presenti. Dunque selezionando “Vincoli esterni delle linee”, RFEM 6 consente all’utente di scegliere il rilascio traslazionale o rotazionale desiderato da dover impostare al vincolo esterno di linea, pertanto lungo tutto il perimetro di base del modello è stato inserito il rilascio traslazionale corrispondente al collegamento tra il cordolo in legno di base e la fondazione (per i lati del perimetro di base paralleli all’asse globale “X” è stato imposto il rilascio traslazionale “ux”, mentre per i lati del perimetro di base paralleli all’asse globale “Y” è stato imposto il rilascio traslazionale “uy”), unitamente alle rigidezze taglienti relative, calcolate precedentemente.



**Figura 5.131 Rilascio traslazionale dei vincoli esterni di linea.**

Alla stessa maniera, selezionando “Vincoli interni delle linee”, RFEM 6 consente, ancora una volta, all’utente di scegliere il rilascio traslazionale o rotazionale desiderato, da dover impostare al vincolo interno di linea, pertanto lungo tutte le linee di connessione tra i pannelli X-Lam del modello è stato inserito il rilascio traslazionale corrispondente al collegamento preso in esame (per tutte le connessioni è stato imposto il rilascio traslazionale “ $u_x$ ”, in quanto per i vincoli interni di linea RFEM 6 si riferisce sempre al sistema locale, avente l’asse “ $x$ ” coincidente con la linea sulla quale viene imposto il vincolo interno), unitamente alle rigidezze taglienti relative, calcolate precedentemente.



**Figura 5.132 Rilascio traslazionale dei vincoli interni di linea.**

Vengono riportate di seguito una parete del modello con tutte le unioni meccaniche modellate, ed il modello completo di tutte le unioni meccaniche presenti:

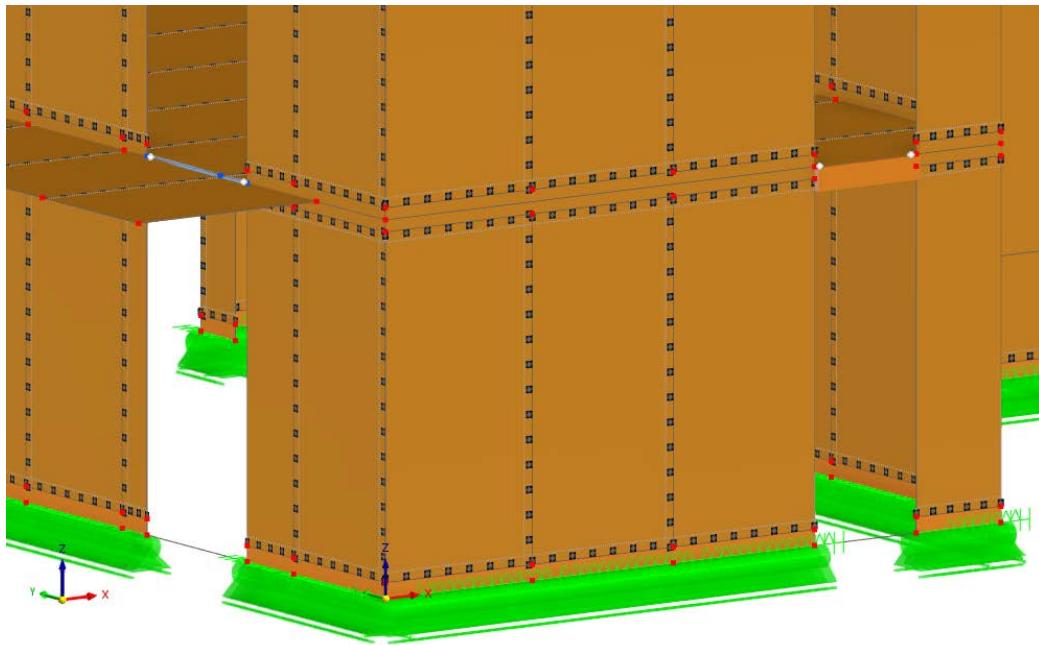


Figura 5.133 Parete con unioni meccaniche modellate.

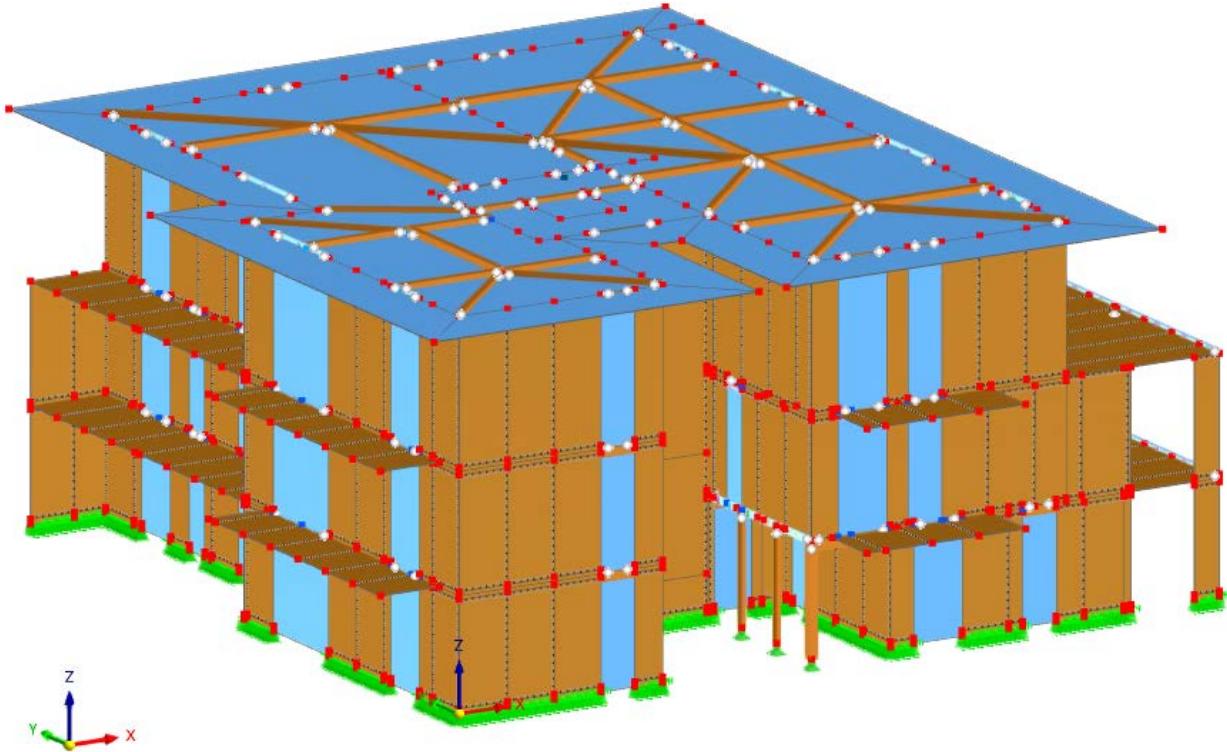


Figura 5.134 Modello completo con unioni meccaniche modellate.

### 5.3.3 - Risultati dinamici

Per osservare l'effetto, in termini dinamici, che tali unioni meccaniche risultino apportare al modello "rigido" precedentemente realizzato, è stata rieseguita un'analisi lineare dinamica del nuovo modello, e pertanto, per evitare inutili ripetizioni di procedure già illustrate nei paragrafi precedenti, vengono riportati di seguito i risultati dinamici, in termini di modi di vibrare, spostamenti generalizzati dovuti alla combinazione sismica "SLD", per l'intero edificio, e di taglio sismico alla base (nel piano della parete) dovuto alla combinazione sismica "SLV", per la stessa parete campionata nel modello precedente, ossia la "TB1" (vedi nomenclatura al paragrafo precedente), ottenuti da RFEM 6, mediante la "Combinazione di risultati" (RC).

- Modi di vibrare e periodi propri

Per questo nuovo modello, nell'eseguire l'analisi modale al fine di ottenere una massa partecipante superiore al 95% in entrambe le direzioni principali "X" e "Y" (per i motivi già spiegati nei paragrafi precedenti), è stato necessario dover considerare 60 modi di vibrare, che risultano essere i seguenti:

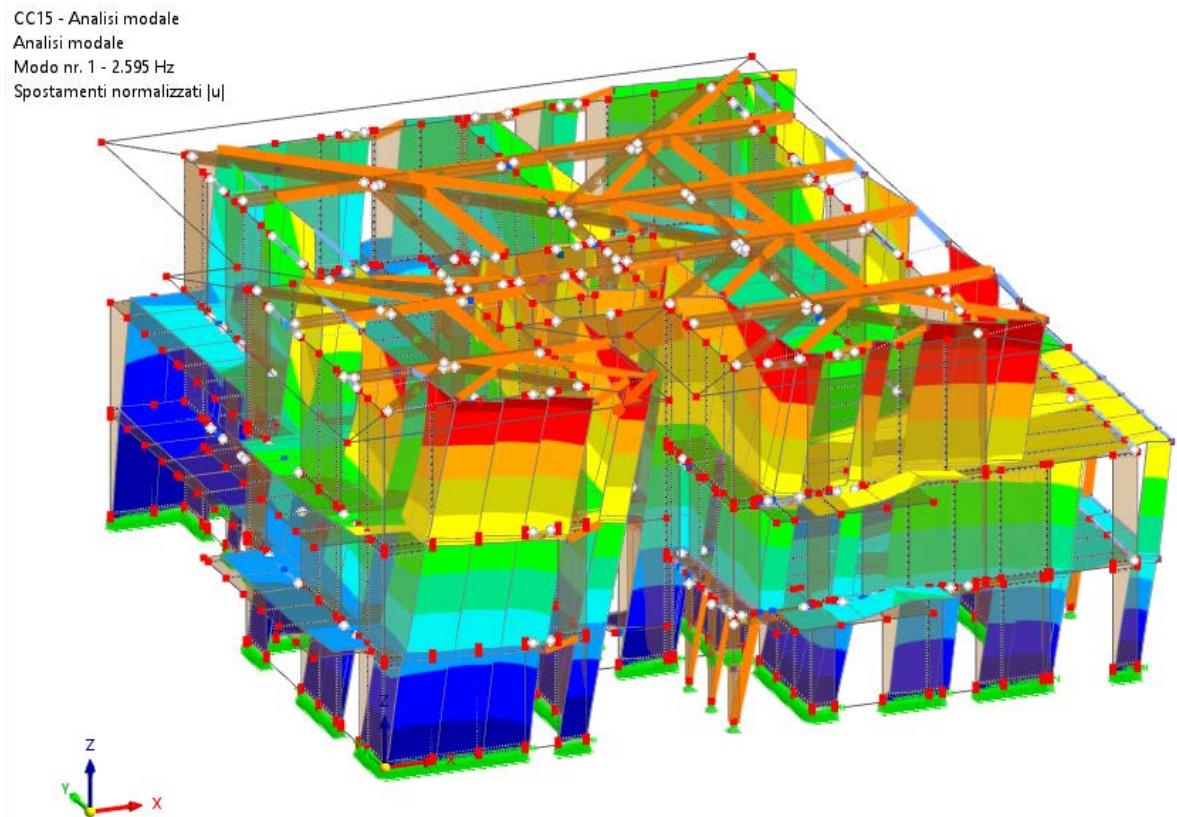
Modo nr.	Massa modale	Coeff. per massa modale efficace - Direz. traslazionale [--]			Coeff. per massa modale efficace - Direz. rotazionale [--]		
		Mi [kg]	fmeX	fmeY	fmeZ	fmφX	fmφY
1	79809.8	0.710	0.028	0.000	0.006	0.166	0.072
2	69052.7	0.071	0.618	0.000	0.142	0.016	0.109
3	55216.1	0.028	0.157	0.000	0.046	0.008	0.632
4	715.9	0.053	0.005	0.000	0.012	0.243	0.006
5	561.6	0.046	0.001	0.000	0.006	0.206	0.005
6	13371.4	0.025	0.055	0.000	0.231	0.098	0.039
7	269.6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.001
8	283.8	0.000	0.000	0.000	0.002	0.001	0.000
9	527.0	0.000	0.002	0.000	0.008	0.000	0.001
10	460.3	0.000	0.001	0.000	0.004	0.000	0.000
11	330.2	0.000	0.007	0.000	0.027	0.002	0.000
12	240.0	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000
13	2927.1	0.005	0.061	0.000	0.274	0.015	0.013
14	294.9	0.000	0.002	0.000	0.008	0.001	0.000
15	453.9	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000
16	451.9	0.000	0.001	0.000	0.007	0.000	0.000
17	4053.9	0.000	0.006	0.000	0.035	0.000	0.064
18	243.3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000
19	496.8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
20	244.0	0.001	0.000	0.000	0.000	0.003	0.001
21	455.9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
22	527.4	0.005	0.001	0.000	0.002	0.017	0.002
23	381.6	0.004	0.000	0.000	0.001	0.018	0.000

24	306.4	0.002	0.000	0.000	0.000	0.007	0.002
25	332.9	0.006	0.000	0.000	0.000	0.024	0.000
26	333.5	0.009	0.001	0.000	0.002	0.031	0.000
27	359.5	0.001	0.000	0.000	0.003	0.003	0.000
28	770.0	0.002	0.003	0.000	0.008	0.010	0.002
29	504.7	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.001
30	479.3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000
31	588.1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000
32	599.4	0.000	0.001	0.000	0.004	0.001	0.001
33	1397.8	0.001	0.000	0.000	0.001	0.005	0.000
34	282.3	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000
35	1172.3	0.000	0.001	0.000	0.002	0.000	0.001
36	5698.7	0.000	0.009	0.000	0.014	0.001	0.003
37	566.0	0.000	0.001	0.000	0.003	0.000	0.001
38	893.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
39	256.3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40	866.2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
41	147.4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
42	584.9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
43	644.6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
44	429.7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
45	282.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
46	193.4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
47	8373.8	0.001	0.001	0.000	0.003	0.005	0.000
48	185.3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
49	11383.9	0.000	0.007	0.000	0.018	0.001	0.009
50	300.4	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000
51	183.6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
52	131.8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
53	1561.4	0.000	0.005	0.000	0.016	0.000	0.004
54	252.5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
55	551.7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
56	416.9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
57	347.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
58	748.4	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000
59	616.9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
60	202.5	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000
$\Sigma$	274313.8	0.974	0.976	0.000	0.894	0.890	0.974

Dopodiché, di questi 60 modi di vibrare ne sono stati selezionati solamente 6, ovvero il numero minimo necessario per raggiungere l'85% di massa partecipante in entrambe le direzioni principali "X" e "Y", con i quali è stata eseguita l'analisi lineare dinamica, per determinare la risposta sismica del modello agli Stati Limite "SLV" e "SLD".

Si riportano di seguito i primi 3 modi di vibrare del modello, ossia quelli aventi maggior massa partecipante:

Modo nr.	Autovalore $\lambda$ [1/s <sup>2</sup> ]	Frequenza angolare $\omega$ [rad/s]	Frequenza naturale f [Hz]	Periodo proprio T [s]
1	265.819	16.304	2.595	0.385
2	361.218	19.006	3.025	0.331
3	423.129	20.570	3.274	0.305



CC15 - Analisi modale  
Analisi modale  
Modo nr. 1 - 2.595 Hz  
Spostamenti normalizzati  $|u|$

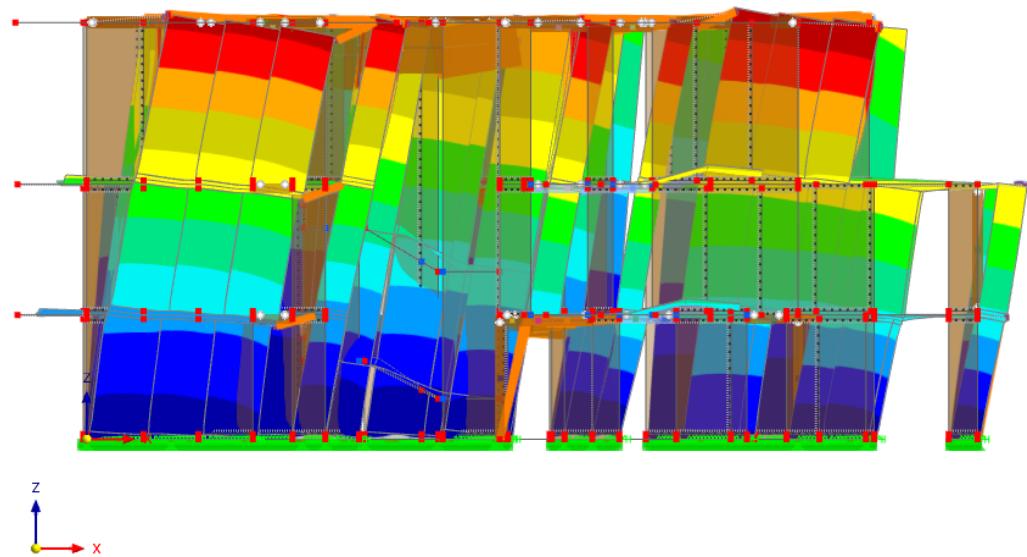
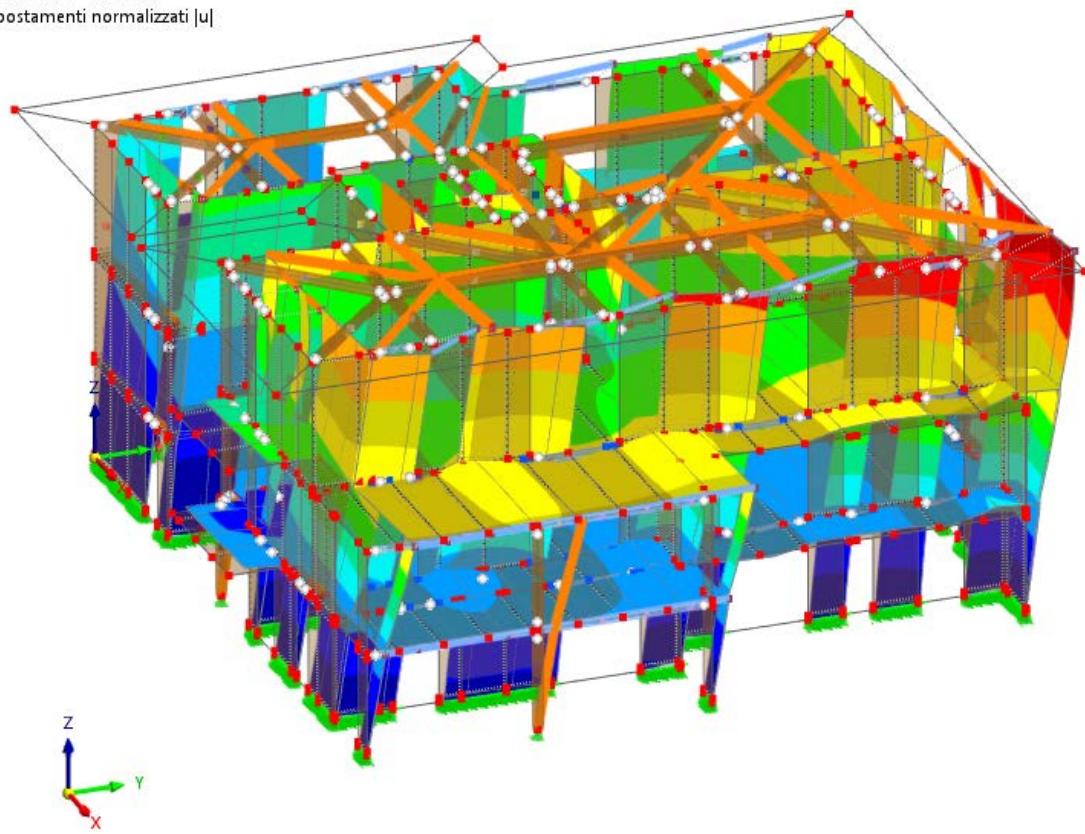


Figura 5.135 Primo modo di vibrare modello realistico ( $T=0.385$  s).

CC15 - Analisi modale  
Analisi modale  
Modo nr. 2 - 3.025 Hz  
Spostamenti normalizzati  $|u|$



CC15 - Analisi modale  
Analisi modale  
Modo nr. 2 - 3.025 Hz  
Spostamenti normalizzati |u|

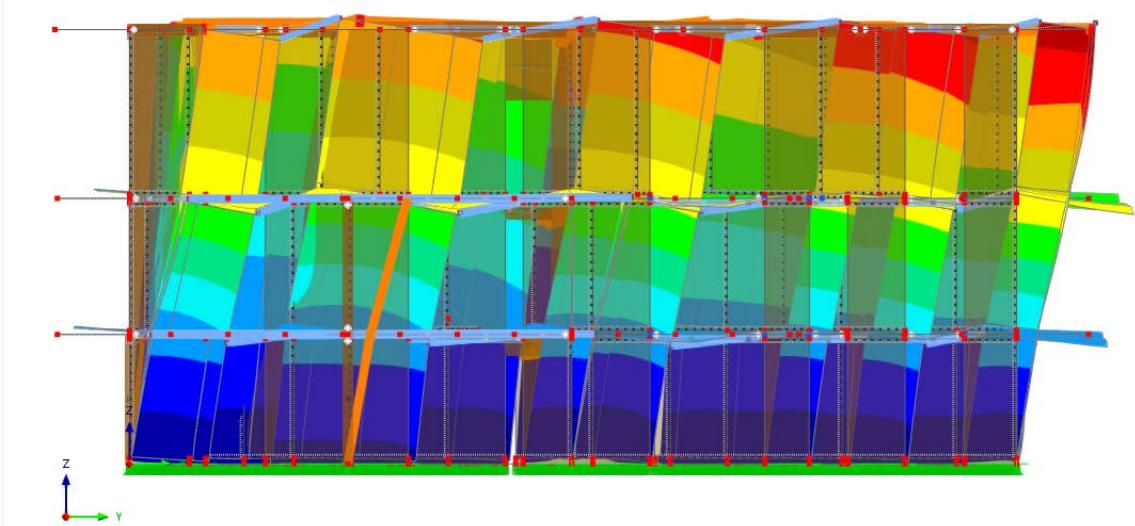
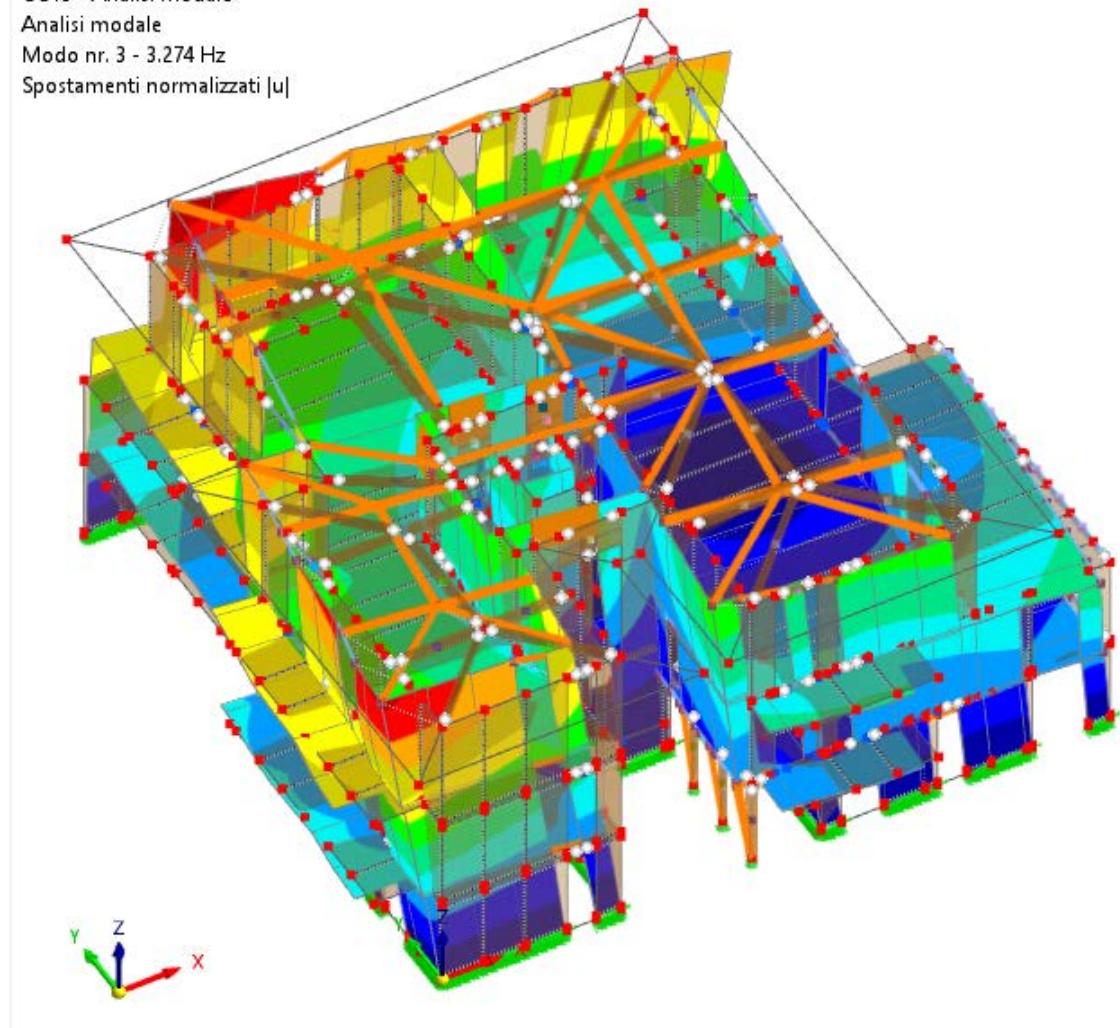
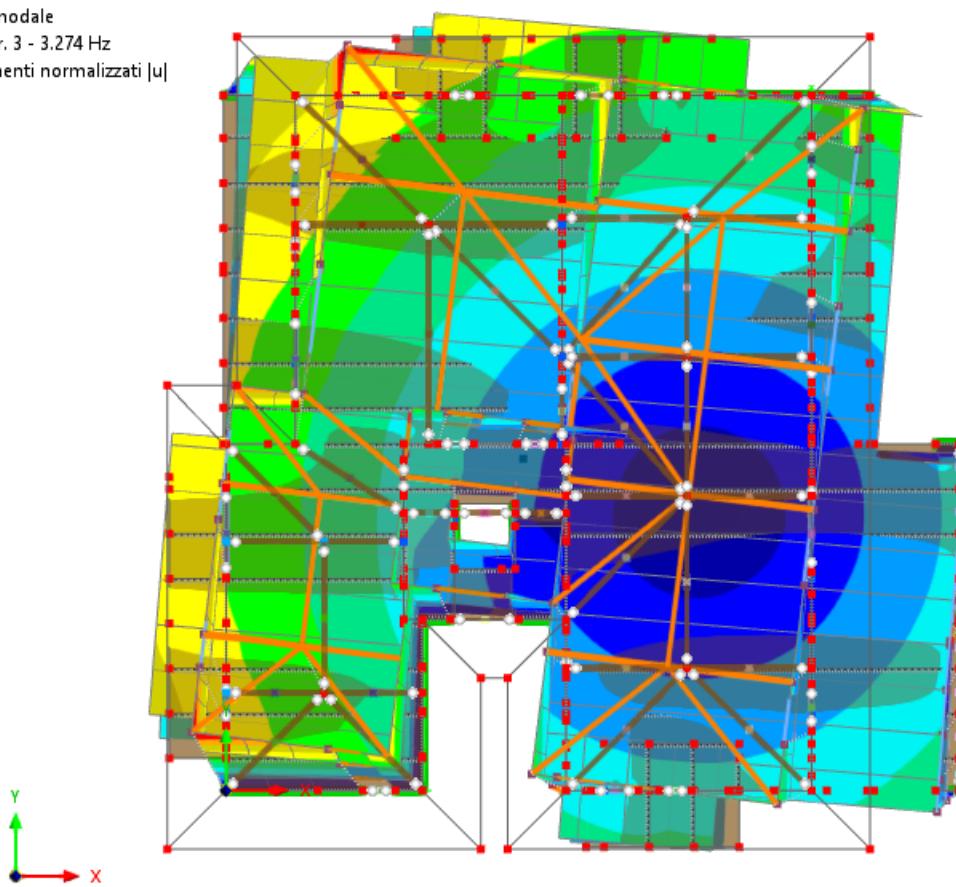


Figura 5.136 Secondo modo di vibrare modello realistico ( $T=0.331$  s).

CC15 - Analisi modale  
Analisi modale  
Modo nr. 3 - 3.274 Hz  
Spostamenti normalizzati |u|



CC15 - Analisi modale  
 Analisi modale  
 Modo nr. 3 - 3.274 Hz  
 Spostamenti normalizzati [μ]



**Figura 5.137** Terzo modo di vibrare modello realistico ( $T=0.305$  s).

Dai risultati ottenuti dall'analisi modale effettuata attraverso RFEM 6 si evince che l'inserimento delle unioni meccaniche nel modello risulta aver prodotto una maggiore deformabilità del modello stesso, infatti il primo modo di vibrare, principalmente traslazionale in direzione "X", risulta avere un periodo proprio "T" incrementato di circa il 30% rispetto a quello corrispondente del modello "rigido", il secondo modo di vibrare, principalmente traslazionale in direzione "Y", risulta aver un periodo proprio "T" incrementato di circa il 52% rispetto a quello corrispondente del modello "rigido" ed infine il terzo modo di vibrare, principalmente torsionale attorno all'asse "Z", risulta avere un periodo proprio "T" incrementato di circa il 32% rispetto a quello corrispondente del modello "rigido". Inoltre si osserva che il secondo modo di vibrare, che nel modello "rigido" risultava essere principalmente torsionale attorno all'asse "Z", nel nuovo modello risulta essere principalmente traslazionale in direzione "Y", ne consegue che l'inserimento delle unioni meccaniche nel modello, oltre a rendere il modello più deformabile nella sua globalità, ne modifichi anche i modi di vibrare, incrementando maggiormente la deformabilità del modo di vibrare in direzione "Y" rispetto all'incremento di deformabilità che risulta apportare al modo di vibrare torsionale attorno all'asse "Z", mentre il modo di vibrare in direzione "X" risulta rimanere il modo di vibrare più deformabile.

Da quanto evidenziato dall'analisi modale, risulta logico aspettarsi un incremento degli spostamenti generalizzati allo "SLD" ed una riduzione delle sollecitazioni sismiche allo "SLV", dato che ad un incremento del periodo "T" risulta corrispondere una riduzione delle ordinate spettrali.

- Spostamenti generalizzati dovuti alla combinazione sismica allo SLD**

		COMBINAZIONE SISMICA SLD			
		Piano	h [mm]	d <sub>x,max</sub> [mm]	Δ <sub>x,max</sub> [mm]
DIREZIONE X	P.0		-	-	-
	P.1		2826	3.7	3.7
	P.2		2976	8.2	4.5
	Copertura		3656	13.7	5.5
DIREZIONE Y	Piano	h [mm]	d <sub>y,max</sub> [mm]	Δ <sub>y,max</sub> [mm]	
	P.0	-	-	-	-
	P.1	2826	1.7	1.7	
	P.2	2976	3.8	2.1	
DIREZIONE r=√(X <sup>2</sup> +Y <sup>2</sup> )	Piano	h [mm]	d <sub>r,max</sub> [mm]	Δ <sub>r,max</sub> [mm]	
	P.0	-	-	-	-
	P.1	2826	4.1	4.1	
	P.2	2976	9.0	5.0	
	Copertura	3656	14.9	5.9	

Come è possibile osservare dai risultati ottenuti tramite RFEM 6, l'introduzione delle unioni meccaniche nel modello risulta aver incrementato gli spostamenti generalizzati dovuti allo "SLD" rispetto al modello "rigido", infatti lo spostamento generalizzato del solaio di piano primo risulta incrementarsi di circa il 78%, rispetto al corrispondente spostamento ottenuto nel modello "rigido", quello del solaio di piano secondo risulta incrementarsi di circa il 61%, rispetto al corrispondente spostamento ottenuto nel modello "rigido", ed infine lo spostamento generalizzato della copertura risulta incrementarsi di circa il 54%, sempre rispetto al corrispondente spostamento ottenuto nel modello "rigido". Tali risultati risultano essere coerenti con le previsioni effettuate, precedentemente, in seguito ai risultati forniti dall'analisi modale.

- **Taglio sismico alla base nella parete “TB1” dovuto alla combinazione sismica allo SLV**

COMBINAZIONE SISMICA SLV					
TB-1 (PANNELLO I)					
base [m]	$p_{x,max}$ [kN/m]	$p_{x,min}$ [kN/m]	$p_{x,medio+}$ [kN/m]	$p_{x,medio-}$ [kN/m]	
1.299	8.154	-8.455	7.258	-5.764	
$V_{x,max}$ [kN]					
		9.43			
$V_{x,min}$ [kN]					
		-7.49			
TB-1 (PANNELLO II)					
base [m]	$p_{x,max}$ [kN/m]	$p_{x,min}$ [kN/m]	$p_{x,medio+}$ [kN/m]	$p_{x,medio-}$ [kN/m]	
1.250	9.931	-10.327	8.383	-9.200	
$V_{x,max}$ [kN]					
		10.48			
$V_{x,min}$ [kN]					
		-11.50			
TB-1 (PANNELLO III)					
base [m]	$p_{x,max}$ [kN/m]	$p_{x,min}$ [kN/m]	$p_{x,medio+}$ [kN/m]	$p_{x,medio-}$ [kN/m]	
1.250	10.230	-10.650	8.554	-10.165	
$V_{x,max}$ [kN]					
		10.69			
$V_{x,min}$ [kN]					
		-12.71			
TB-1					
$V_{x,max}$ [kN]					
		8.05			
$V_{x,min}$ [kN]					
		-8.34			

Viene riportato di seguito il diagramma del taglio sismico alla base, nel piano della parete, relativo allo “SLV”, riferito alla parete “TB1”, ottenuto attraverso RFEM 6:

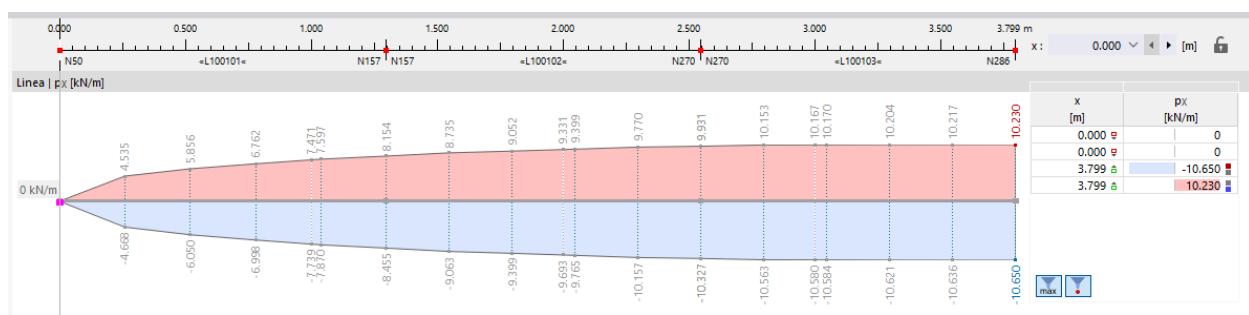


Figura 5.138 Diagramma del taglio sismico alla base della parete TB1.

Dalla tabella soprastante si evince che, in seguito all'introduzione delle unioni meccaniche nel modello, il taglio sismico alla base dovuto allo “SLV”, nella parete TB1, risulti ridursi di circa il 75% rispetto al corrispondente taglio sismico ottenuto nel modello “rigido”, coerentemente con quanto previsto in seguito ai risultati ottenuti dall'analisi modale.

## **5.4 - Modellazione della palazzina attraverso il “Metodo delle rigidezze equivalenti” (modello a “rigidezze equivalenti”)**

### **5.4.1 - Calcolo delle rigidezze equivalenti**

Si vogliono adesso modellare le unioni meccaniche presenti nella palazzina residenziale oggetto di studio attraverso il “Metodo delle rigidezze equivalenti”, ampiamente illustrato al capitolo 3 della presenti Tesi, con il quale risulti essere definito un materiale fittizio “equivalente” che inglobi in sé sia le rigidezze dei pannelli X-Lam che quelle delle unioni meccaniche ivi presenti, ossia con il quale le rigidezze delle unioni meccaniche risultino essere “spalmate” all’interno del materiale costituente i pannelli X-Lam, al fine di creare un materiale fittizio “equivalente” che riesca a simulare efficacemente il comportamento reale di una parete X-Lam dotata di unioni meccaniche.

Il motivo per il quale possa essere preferito tale metodo di modellazione rispetto alla modellazione precedente, con la quale venivano modellate tutte le unioni meccaniche presenti, risiede sostanzialmente nella velocità di modellazione dell’edificio stesso, che con tale metodo si acquista, in quanto una parete composta da più pannelli X-Lam, collegati tra di loro e con i solai soprastanti e sottostanti, con tale metodo risulta essere modellata semplicemente come un’unica parete di materiale fittizio “equivalente”, senza quindi dover andare a suddividere la parete in più pannelli X-Lam ed assegnare alle linee comuni tutti gli svincoli di linea a cui attribuire tutti i rilasci traslazionali relativi, dunque il risparmio di tempo risulta essere notevole. Inoltre ne consegue che con tale metodo di modellazione alternativo, i pannelli X-Lam non risulteranno essere più modellati in RFEM 6 come materiali “a strati”, ma saranno modellati come semplici materiali ortotropi aventi dei moduli elastici longitudinali e tangenziali equivalenti.

L’obiettivo, quindi, risulta essere quello di vedere quanto i risultati ottenuti con tale metodo di modellazione alternativo si discostino dai risultati più “realistici” ottenuti con la modellazione effettiva delle unioni meccaniche.

Evitando inutili ripetizioni, già illustrate al capitolo 3 della presente Tesi, vengono riportate semplicemente le formule attraverso le quali sono stati calcolati i moduli elastici longitudinali e tangenziali del materiale fittizio “equivalente”, atto a simulare la contemporanea deformabilità dei pannelli X-Lam e delle unioni meccaniche ivi presenti:

- Moduli elasticci longitudinali e tangenziali apparenti ed equivalenti per le pareti**

$$E_{x,app} = \frac{E_{0,mean} \cdot S_L + E_{90,mean} \cdot S_T}{S_L + S_T} = \frac{E_{0,mean} \cdot 68mm + E_{90,mean} \cdot 42mm}{68mm + 42mm} = 6941.27 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{y,app} = \frac{E_{0,mean} \cdot S_L + E_{90,mean} \cdot S_T}{S_L + S_T} = \frac{E_{0,mean} \cdot 42mm + E_{90,mean} \cdot 68mm}{68mm + 42mm} = 4428.73 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_z = 370 \frac{N}{mm^2}$$

$$G_{yz,app} = \frac{G_{mean} \cdot S_T + G_{rol,mean} \cdot S_L}{S_T + S_L} = \frac{G_{mean} \cdot 42mm + G_{rol,mean} \cdot 68}{42mm + 68mm} = 306.11 \frac{N}{mm^2}$$

$$G_{xz,app} = \frac{G_{mean} \cdot S_T + G_{rol,mean} \cdot S_L}{S_T + S_L} = \frac{G_{mean} \cdot 68mm + G_{rol,mean} \cdot 42}{42mm + 68mm} = 452.89 \frac{N}{mm^2}$$

$$G_{eq} = \frac{\left(1,2 \cdot \frac{h}{b \cdot L}\right)}{\left(\frac{1}{K_{UB}} + \frac{n_{UV} \cdot h^2}{L^2 \cdot K_{UV}} + \frac{1}{K_{US}} + 1,2 \cdot \frac{h}{G \cdot b \cdot L}\right)}$$

Dove:

- $K_{UB}$  = rigidezza complessiva a taglio dell'unione di base, presente alla base della parete;
- $K_{US}$  = rigidezza complessiva a taglio dell'unione superiore, presente in testa alla parete;
- $K_{UV}$  = rigidezza complessiva a taglio della singola unione verticale, presente tra due pannelli X-Lam affiancati, costituita da due file in serie di chiodi;
- $n_{UV}$  = numero complessivo delle unioni verticali di piano presenti in ciascun piano della parete;
- $h$  = altezza d'interpiano (cioè altezza della parete + spessore del solaio);
- $L$  = lunghezza della parete.

I valori del modulo di taglio equivalente “ $G_{eq}$ ” calcolati per le varie pareti del modello sono riportati nell’Allegato C.

- **Moduli elastici longitudinali e tangenziali apparenti ed equivalenti per i solai**

$$E_{x,app} = \frac{E_{0,mean} \cdot S_L + E_{90,mean} \cdot S_T}{S_L + S_T} = \frac{E_{0,mean} \cdot 105mm + E_{90,mean} \cdot 76mm}{76mm + 105mm} = 6536.57 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{y,app} = \frac{E_{0,mean} \cdot S_L + E_{90,mean} \cdot S_T}{S_L + S_T} = \frac{E_{0,mean} \cdot 76mm + E_{90,mean} \cdot 105mm}{76mm + 105mm} = 4833.42 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_z = 370 \frac{N}{mm^2}$$

$$G_{xz,app} = \frac{G_{mean} \cdot S_T + G_{rol,mean} \cdot S_L}{S_T + S_L} = \frac{G_{mean} \cdot 105mm + G_{rol,mean} \cdot 76}{105mm + 76mm} = 429,25 \frac{N}{mm^2}$$

$$G_{yz,app} = \frac{G_{mean} \cdot S_T + G_{rol,mean} \cdot S_L}{S_T + S_L} = \frac{G_{mean} \cdot 76mm + G_{rol,mean} \cdot 105}{105mm + 76mm} = 329,75 \frac{N}{mm^2}$$

$$G_{eq} = \frac{\left(1,2 \cdot \frac{L_{sol.}}{s_{sol.} \cdot B_{sol.}}\right)}{\left(\frac{n_{U0} \cdot L_{sol.}^2}{B_{sol.}^2 \cdot K_{U0}} + 1,2 \cdot \frac{L_{sol.}}{G \cdot B_{sol.} \cdot s_{sol.}}\right)}$$

Con:

- $K_{U0}$  = rigidezza complessiva a taglio della singola unione orizzontale, presente tra due pannelli X-Lam affiancati, costituita da due file in serie di chiodi;
- $n_{U0}$  = numero complessivo delle unioni orizzontali di piano presenti in ciascuna porzione di solaio;
- $B_{sol.}$  = larghezza della porzione di solaio considerata;
- $L_{sol.}$  = lunghezza della porzione di solaio considerata;
- $s_{sol.}$  = spessore del solaio.

I valori del modulo di taglio equivalente “ $G_{eq}$ ” calcolati per le varie porzioni dei solai del modello sono riportati nell’Allegato C.

### 5.4.2 - Inserimento delle rigidezze equivalenti su RFEM 6

Terminato il calcolo di tutte le rigidezze equivalenti “ $G_{eq}$ ”, per facilitare il loro inserimento in RFEM 6 è stato deciso di raggrupparle in pochi range di valori di rigidezza, come mostrato nell’Allegato C, dopodiché per inserire i moduli elastici longitudinali e tangenziali, apparenti ed equivalenti, sul software è stato necessario andare a modificare le caratteristiche dei materiali costituenti il modello, pertanto vi è stata la necessità di andare su “Navigatore-Dati”, selezionare “Materiali”, dopodiché di creare dei nuovi materiali, cliccando su “Nuovo materiale”, poi andando su “Opzioni” e cliccando su “Materiale definito dall’utente”, uno per ogni parete e solaio del modello, ed inserire a ciascuno di essi le proprietà equivalenti precedentemente calcolate, avendo l’accortezza di impostare come “Modello del materiale”, “Ortotropo Elastico lineare (Superfici)”, in modo tale da consentire al software di considerare il reale comportamento ortotropo dei pannelli X-Lam (anche se il metodo più corretto per modellare i pannelli X-Lam risulta essere quello effettuato nei modelli precedenti, andando a definire il materiale “a strati”).

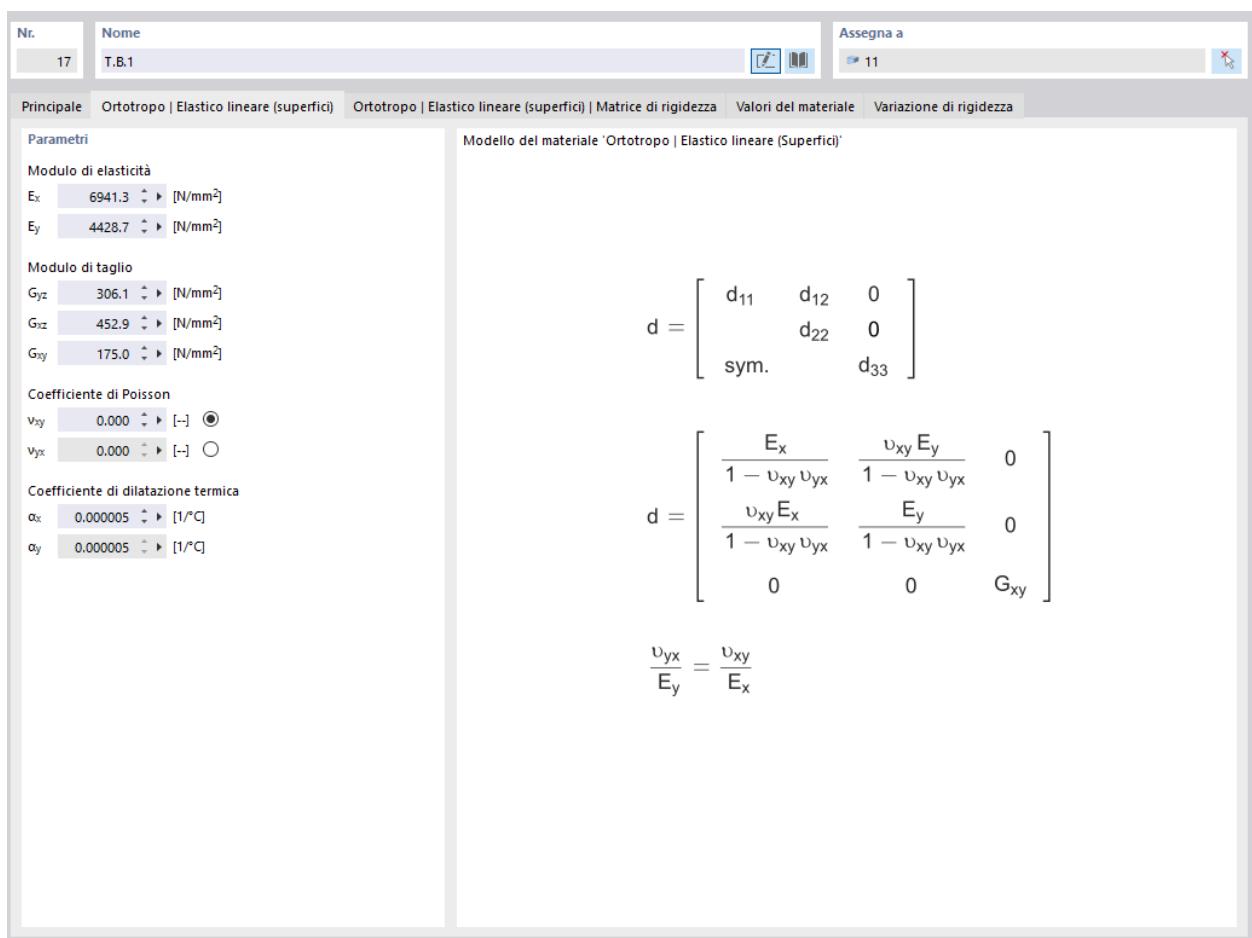
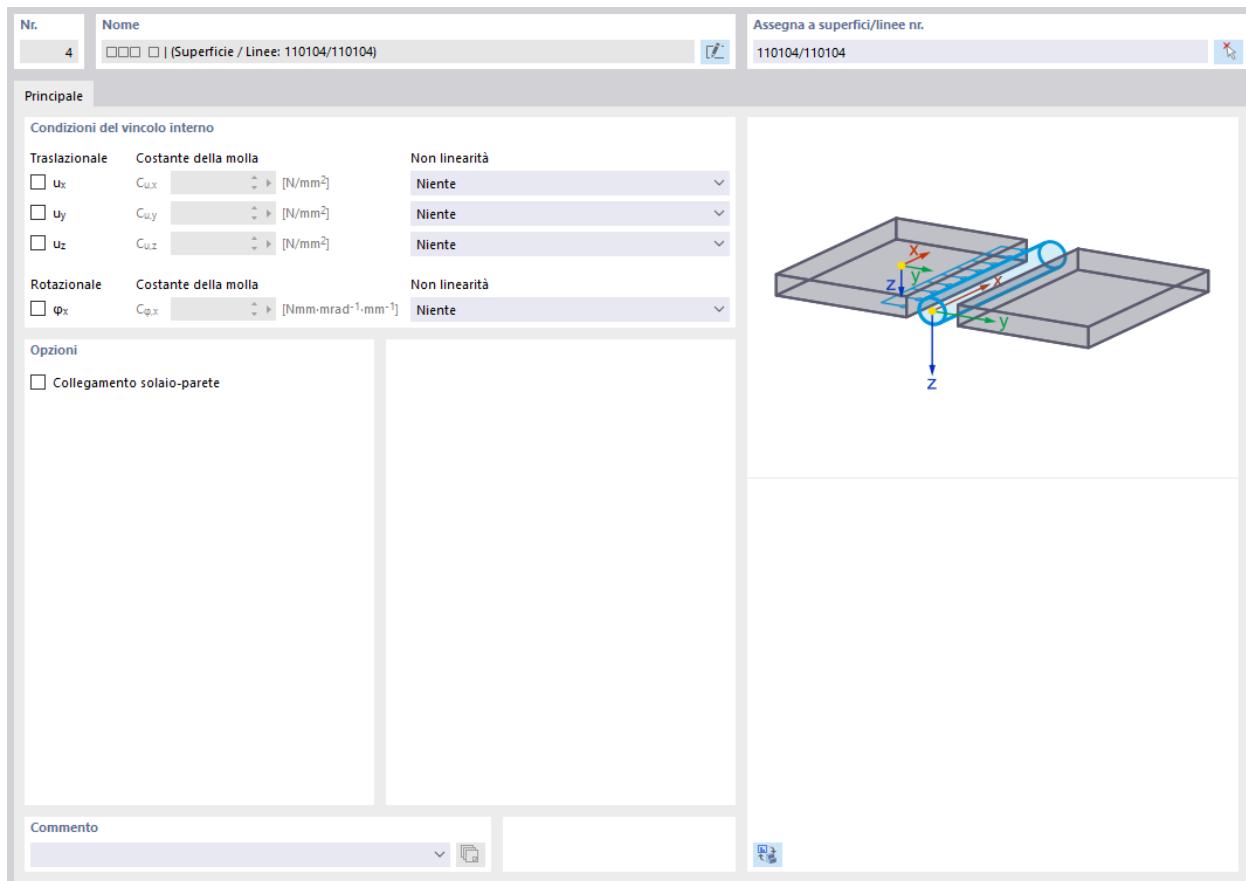


Figura 5.139 Esempio di una parete modellata attraverso i moduli elastici apparenti ed equivalenti.

Inoltre siccome tra i vari pannelli X-Lam risultano essere già stati inseriti, da modello precedente, i vincoli interni di linea, allora invece che eliminarli del tutto dal modello, essendo adesso la parete costituita da un unico materiale, e quindi non influenzata dalla presenza dei vari pannelli X-Lam effettivamente presenti, si decide di “bloccarli”, andando ad annullare il rilascio traslazionale “ $u_x$ ” precedentemente imposto. Il

motivo di ciò è dovuto al fatto che così facendo risulti essere più speditiva la determinazione delle varie sollecitazioni trasmesse tra i vari pannelli X-Lam, in quanto essendoci già presente un vincolo interno di linea tra di essi basterà andare a visualizzare i risultati tabulati relativi ai “Vincoli interni di linea” che RFEM 6 ci restituisce. Invece i vincoli esterni delle linee si decide di lasciarli tali e quali al modello precedente.



**Figura 5.140 Esempio di un vincolo interno di linea bloccato.**

### 5.4.3 - Risultati dinamici

Per osservare l'effetto, in termini dinamici, che tali rigidezze equivalenti risultino apportare al modello “rigido” inizialmente realizzato, è stata rieseguita un’analisi lineare dinamica del nuovo modello, e pertanto, per evitare inutili ripetizioni di procedure già illustrate nei paragrafi precedenti, vengono riportati di seguito i risultati dinamici, in termini di modi di vibrare, spostamenti generalizzati dovuti alla combinazione sismica “SLD”, per l’intero edificio, e di taglio sismico alla base (nel piano della parete) dovuto alla combinazione sismica “SLV”, per la stessa parete campionata nel modello precedente, ossia la “TB1” (vedi nomenclatura al paragrafo precedente), ottenuti da RFEM 6, mediante la “Combinazione di risultati” (RC).

- Modi di vibrare e periodi propri**

Per questo nuovo modello, nell'eseguire l'analisi modale al fine di ottenere una massa partecipante superiore al 95% in entrambe le direzioni principali "X" e "Y" (per i motivi già spiegati nei paragrafi precedenti), è stato necessario dover considerare 16 modi di vibrare, che risultano essere i seguenti:

Modo nr.	Massa modale	Coeff. per massa modale efficace - Direz. traslazionale [-]			Coeff. per massa modale efficace - Direz. rotazionale [-]		
		Mi [kg]	fmeX	fmeY	fmeZ	fmφX	fmφY
1	104552.2	0.520	0.283	0.000	0.056	0.102	0.028
2	119990.2	0.306	0.502	0.000	0.107	0.064	0.013
3	63057.7	0.005	0.032	0.000	0.019	0.000	0.802
4	74388.9	0.091	0.002	0.000	0.019	0.535	0.003
5	65456.7	0.008	0.099	0.000	0.506	0.042	0.008
6	59107.9	0.008	0.022	0.000	0.100	0.033	0.060
7	30064.8	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.024
8	1281.2	0.022	0.000	0.000	0.001	0.063	0.001
9	443.8	0.006	0.000	0.000	0.001	0.018	0.000
10	309.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000
11	324.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000
12	386.5	0.000	0.002	0.000	0.003	0.000	0.001
13	3392.7	0.001	0.013	0.000	0.023	0.004	0.007
14	351.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	237.8	0.000	0.002	0.000	0.005	0.001	0.000
16	13303.0	0.000	0.006	0.000	0.016	0.000	0.007
$\Sigma$	536647.6	0.968	0.963	0.000	0.859	0.865	0.954

Dopodiché, di questi 16 modi di vibrare ne sono stati selezionati solamente 4, ovvero il numero minimo necessario per raggiungere l'85% di massa partecipante in entrambe le direzioni principali "X" e "Y", con i quali è stata eseguita l'analisi lineare dinamica, per determinare la risposta sismica del modello agli Stati Limite "SLV" e "SLD".

Si riportano di seguito i primi 3 modi di vibrare del modello, ossia quelli aventi maggior massa partecipante:

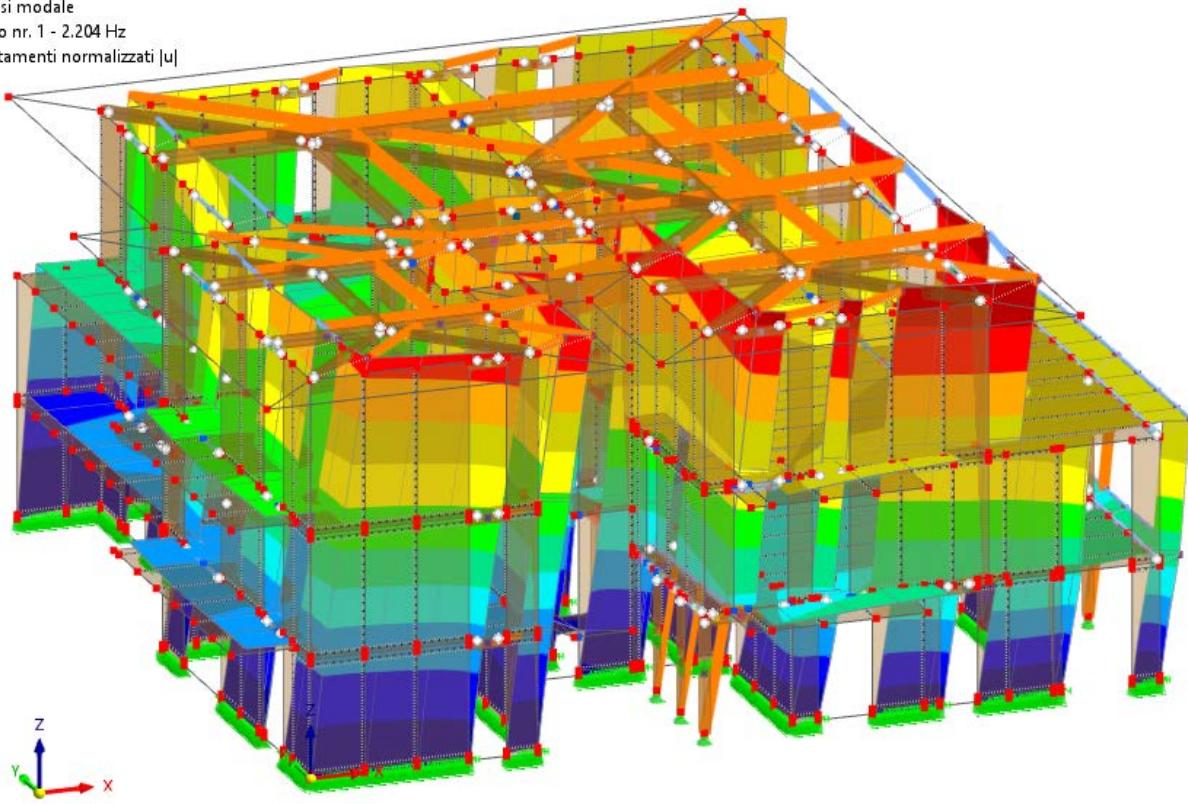
Modo nr.	Autovalore $\lambda$ [ $1/s^2$ ]	Frequenza angolare $\omega$ [rad/s]	Frequenza naturale f [Hz]	Periodo proprio T [s]
1	191.704	13.846	2.204	0.454
2	204.169	14.289	2.274	0.440
3	273.285	16.531	2.631	0.380

CC15 - Analisi modale

Analisi modale

Modo nr. 1 - 2.204 Hz

Spostamenti normalizzati |u|



CC15 - Analisi modale

Analisi modale

Modo nr. 1 - 2.204 Hz

Spostamenti normalizzati |u|

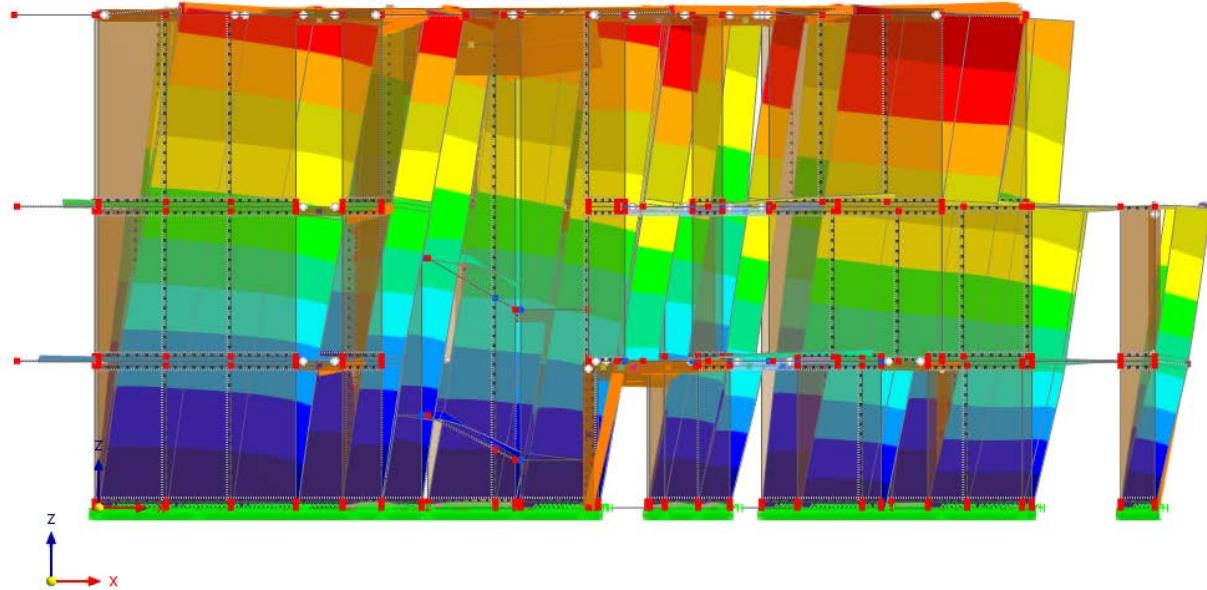
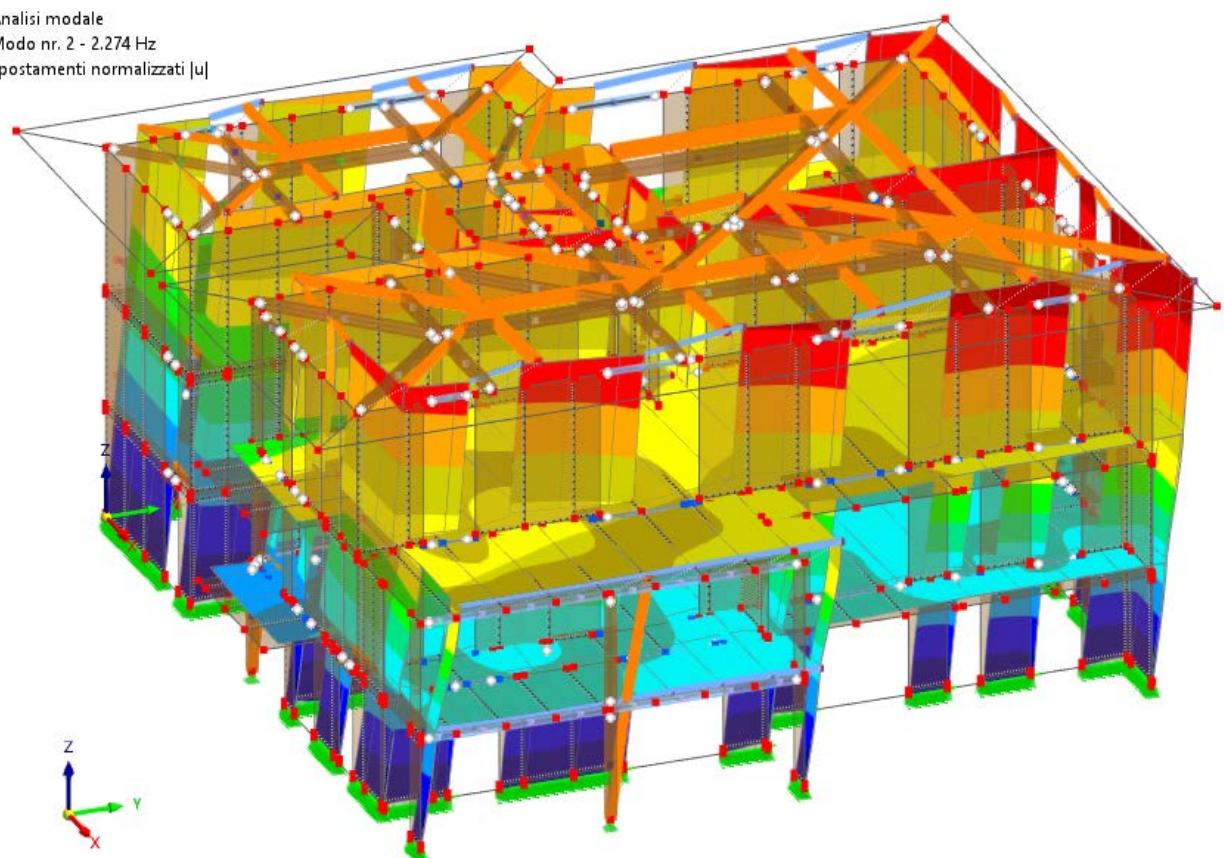
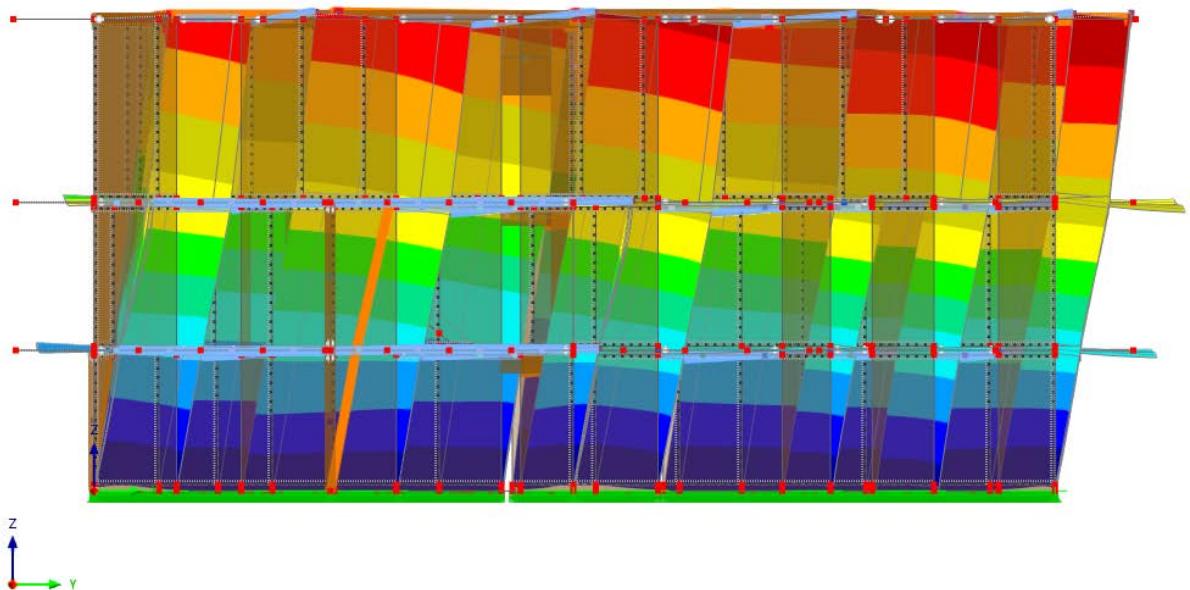


Figura 5.141 Primo modo di vibrare modello rigidezze equivalenti ( $T=0.454$  s).

CC15 - Analisi modale  
 Analisi modale  
 Modo nr. 2 - 2.274 Hz  
 Spostamenti normalizzati  $|u|$

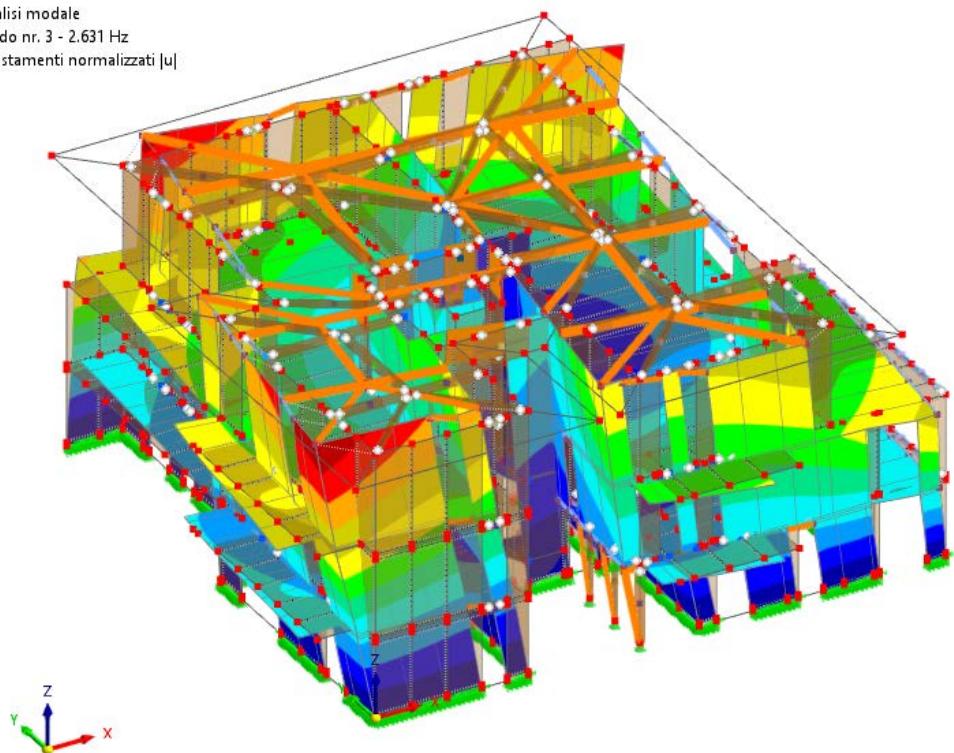


CC15 - Analisi modale  
 Analisi modale  
 Modo nr. 2 - 2.274 Hz  
 Spostamenti normalizzati  $|u|$



**Figura 5.142** Secondo modo di vibrare modello rigidezze equivalenti ( $T=0.440$  s).

CC15 - Analisi modale  
Analisi modale  
Modo nr. 3 - 2.631 Hz  
Spostamenti normalizzati  $|u|$



CC15 - Analisi modale  
Analisi modale  
Modo nr. 3 - 2.631 Hz  
Spostamenti normalizzati  $|u|$

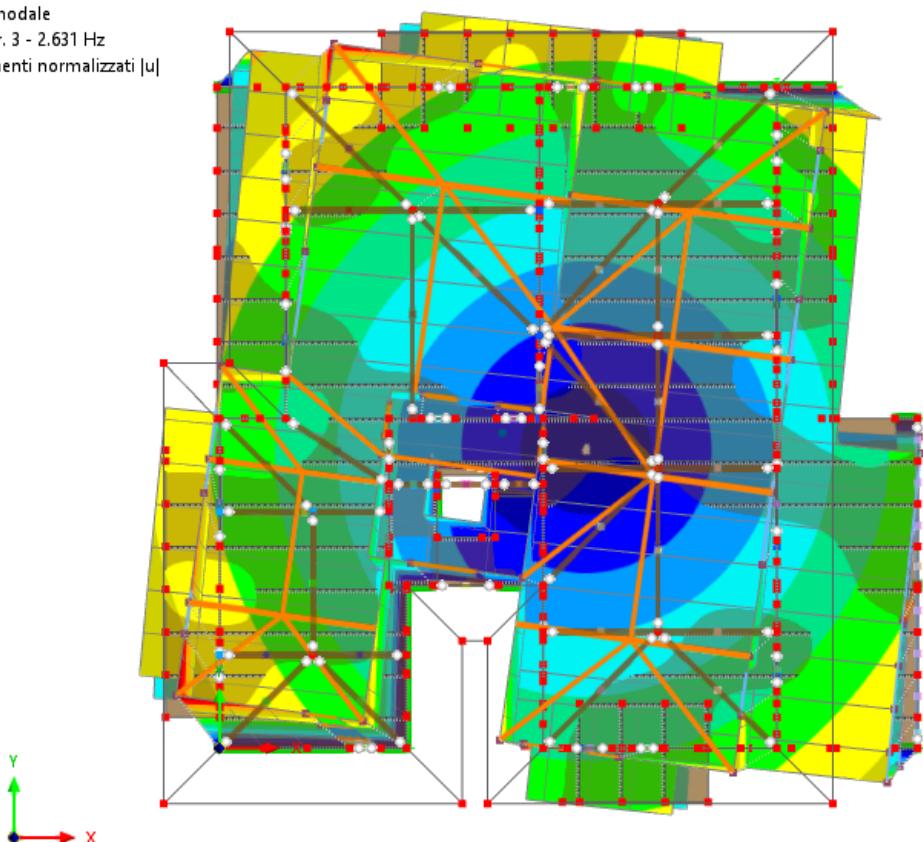


Figura 5.143 Terzo modo di vibrare modello rigidezze equivalenti ( $T=0.380$  s).

Dai risultati ottenuti dall'analisi modale effettuata attraverso RFEM 6 si evince che la modellazione attraverso il "Metodo delle rigidezze equivalenti" risulti aver prodotto una maggiore deformabilità del modello stesso sia rispetto al modello "rigido" che rispetto al modello "realistico", in quanto il primo modo di vibrare, principalmente traslazionale in direzione "X", risulti avere un periodo proprio "T" incrementato di circa il 18% rispetto a quello corrispondente al modello "realistico" e di circa il 52% rispetto al modello "rigido", il secondo modo di vibrare, principalmente traslazionale in direzione "Y", risulti avere un periodo proprio "T" incrementato di circa il 33% rispetto a quello corrispondente al modello "realistico" e di circa il "202%" rispetto al modello "rigido", ed infine il terzo modo di vibrare, principalmente torsionale attorno all'asse "Z", risulti avere un periodo proprio "T" incrementato di circa il 25% rispetto a quello corrispondente al modello "realistico" e di circa il "64%" rispetto al modello "rigido". Inoltre si osserva che i modi di vibrare ottenuti risultino essere coerenti con quelli ottenuti dall'analisi modale effettuata sul modello "realistico", anche se la modellazione attraverso il "Metodo delle rigidezze equivalenti" risulti aver reso il modello più deformabile nella sua globalità, e risulti aver ridotto la differenza di massa partecipante relativa ai vari modi di vibrare, in quanto il primo modo di vibrare risulti avere una massa partecipante in direzione "X" non troppo distante da quella in direzione "Y", così come il secondo modo di vibrare, dunque l'effetto complessivo risulta essere quello di una più omogeneizzazione dei modi di vibrare, in termini di massa partecipante.

Da quanto evidenziato dall'analisi modale, risulta logico aspettarsi un incremento degli spostamenti generalizzati allo "SLD" ed una riduzione delle sollecitazioni sismiche allo "SLV", dato che ad un incremento del periodo "T" risulta corrispondere una riduzione delle ordinate spettrali, rispetto ai risultati ottenuti dai modelli precedentemente analizzati.

- Spostamenti generalizzati dovuti alla combinazione sismica allo SLD**

COMBINAZIONE SISMICA SLD				
	Piano	h [mm]	d <sub>x,max</sub> [mm]	Δ <sub>x,max</sub> [mm]
DIREZIONE X	P.0	-	-	-
	P.1	2826	3.6	3.6
	P.2	2976	8.3	4.7
	Copertura	3656	13.6	5.3
DIREZIONE Y	Piano	h [mm]	d <sub>y,max</sub> [mm]	Δ <sub>y,max</sub> [mm]
	P.0	-	-	-
	P.1	2826	2.7	2.7
	P.2	2976	5.9	3.2
DIREZIONE $r=\sqrt{(X^2+Y^2)}$	Piano	h [mm]	d <sub>r,max</sub> [mm]	Δ <sub>r,max</sub> [mm]
	P.0	-	-	-
	P.1	2826	<b>4.5</b>	<b>4.5</b>
	P.2	2976	<b>10.2</b>	<b>5.7</b>
	Copertura	3656	<b>16.3</b>	<b>6.1</b>

Come è possibile osservare dai risultati ottenuti tramite RFEM 6, la modellazione attraverso il “Metodo delle rigidezze equivalenti” risulta aver incrementato gli spostamenti generalizzati dovuti allo “SLD” rispetto sia al modello “rigido” che al modello “realistico”, infatti lo spostamento generalizzato del solaio di piano primo risulta incrementarsi di circa il 10% rispetto al corrispondente spostamento ottenuto nel modello “realistico” e di circa il 96% rispetto al modello “rigido”, quello del solaio di piano secondo risulta incrementarsi di circa il 13% rispetto al corrispondente spostamento ottenuto nel modello “realistico” e di circa il 82% rispetto al modello “rigido”, ed infine lo spostamento generalizzato della copertura risulta incrementarsi di circa il 10% sempre rispetto al corrispondente spostamento ottenuto nel modello “realistico” e di circa il 68% rispetto al modello “rigido”. Tali risultati risultano essere coerenti con le previsioni effettuate, precedentemente, in seguito ai risultati forniti dall’analisi modale.

- **Taglio sismico alla base nella parete “TB1” dovuto alla combinazione sismica allo SLV**

COMBINAZIONE SISMICA SLV					
TB-1 (PANNELLO I)					
base [m]	$p_{x,max}$ [kN/m]	$p_{x,min}$ [kN/m]	$p_{x,medio+}$ [kN/m]	$p_{x,medio-}$ [kN/m]	
1.299	7.378	-7.703	6.580	-4.954	
$V_{x,max}$ [kN]					
8.55					
$V_{x,min}$ [kN]					
-6.44					
TB-1 (PANNELLO II)					
base [m]	$p_{x,max}$ [kN/m]	$p_{x,min}$ [kN/m]	$p_{x,medio+}$ [kN/m]	$p_{x,medio-}$ [kN/m]	
1.250	8.983	-9.398	7.653	-8.349	
$V_{x,max}$ [kN]					
9.57					
$V_{x,min}$ [kN]					
-10.44					
TB-1 (PANNELLO III)					
base [m]	$p_{x,max}$ [kN/m]	$p_{x,min}$ [kN/m]	$p_{x,medio+}$ [kN/m]	$p_{x,medio-}$ [kN/m]	
1.250	9.104	-9.533	7.553	-9.044	
$V_{x,max}$ [kN]					
9.44					
$V_{x,min}$ [kN]					
-11.31					
TB-1					
$V_{x,max}$ [kN]					
7.25					
$V_{x,min}$ [kN]					
-7.42					

Viene riportato di seguito il diagramma del taglio sismico alla base, nel piano della parete, relativo allo “SLV”, riferito alla parete “TB1”, ottenuto attraverso RFEM 6:

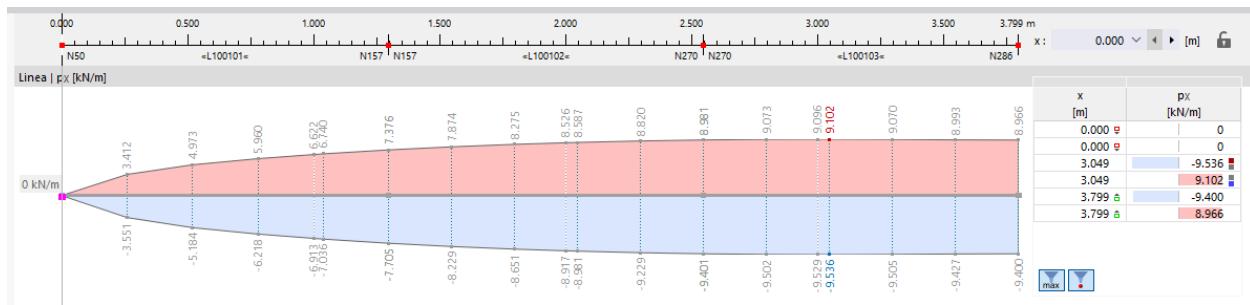


Figura 5.144 Diagramma del taglio sismico alla base della parete TB1.

Dalla tabella soprastante si evince che, in seguito alla modellazione attraverso il “Metodo delle rigidezze equivalenti”, il taglio sismico alla base dovuto allo “SLV”, nella parete TB1, risulti ridursi di circa l’11% rispetto al corrispondente taglio sismico ottenuto nel modello “realistico” e di circa il 78% rispetto al modello “rigido”, coerentemente con quanto previsto in seguito ai risultati ottenuti dall’analisi modale. Inoltre si può notare l’assoluta coerenza, in termini di diagramma del taglio, fra i risultati ottenuti nel modello “realistico” e quelli ottenuti nel modello “con rigidezze equivalenti”.

## 6 - Confronto dei risultati ottenuti

Vengono riportati di seguito i confronti dei risultati dinamici ottenuti nelle varie modellazioni analizzate:

- Confronto dei periodi propri dei primi 3 modi di vibrare

CONFRONTO DEI RISULTATI OTTENUTI			
PERIODI PROPRI DEI PRIMI 3 MODI DI VIBRARE			
I° MODO TRASLAZIONALE DIRETTO SECONDO L' ASSE X			
MODELLO	T [s]	incremento $\Delta T$ [%]	
		rispetto modello "RIGIDO"	rispetto modello "REALISTICO"
"RIGIDO"	0.299	-	-
"REALISTICO"	0.385	29	-
"RIGIDEZZE EQUIVALENTI"	0.454	52	18
I° MODO TRASLAZIONALE DIRETTO SECONDO L' ASSE Y			
MODELLO	T [s]	incremento $\Delta T$ [%]	
		rispetto modello "RIGIDO"	rispetto modello "REALISTICO"
"RIGIDO"	0.218	-	-
"REALISTICO"	0.331	52	-
"RIGIDEZZE EQUIVALENTI"	0.44	102	33
I° MODO TORSIONALE ATTORNO L'ASSE "Z"			
MODELLO	T [s]	incremento $\Delta T$ [%]	
		rispetto modello "RIGIDO"	rispetto modello "REALISTICO"
"RIGIDO"	0.232	-	-
"REALISTICO"	0.305	31	-
"RIGIDEZZE EQUIVALENTI"	0.38	64	25

- Confronto degli spostamenti generalizzati d'interpiano dovuti allo "SLD"

CONFRONTO DEI RISULTATI OTTENUTI						
SPOSTAMENTI GENERALIZZATI D'INTERPIANO DOVUTI ALLA COMBINAZIONE "SLD"						
SPOSTAMENTO GENERALIZZATO DI P.1						
MODELLO	$d_{r,max}$ [mm]	$\Delta_{r,max}$ [mm]	incremento $\Delta_d$ [%]			
			rispetto "RIGIDO"		rispetto "REALISTICO"	
			$d_{r,max}$	$\Delta_{r,max}$	$d_{r,max}$	$\Delta_{r,max}$
"RIGIDO"	2.3	2.3	-	-	-	-
"REALISTICO"	4.1	4.1	75	75	-	-
"RIGIDEZZE EQUIVALENTI"	4.5	4.5	93	93	11	11
SPOSTAMENTO GENERALIZZATO DI P.2						
MODELLO	$d_{r,max}$ [mm]	$\Delta_{r,max}$ [mm]	incremento $\Delta_d$ [%]			
			rispetto "RIGIDO"		rispetto "REALISTICO"	
			$d_{r,max}$	$\Delta_{r,max}$	$d_{r,max}$	$\Delta_{r,max}$
"RIGIDO"	5.6	3.3	-	-	-	-
"REALISTICO"	9.0	5.0	60	50	-	-
"RIGIDEZZE EQUIVALENTI"	10.2	5.7	80	72	13	15
SPOSTAMENTO GENERALIZZATO DI COPERTURA						
MODELLO	$d_{r,max}$ [mm]	$\Delta_{r,max}$ [mm]	incremento $\Delta_d$ [%]			
			rispetto "RIGIDO"		rispetto "REALISTICO"	
			$d_{r,max}$	$\Delta_{r,max}$	$d_{r,max}$	$\Delta_{r,max}$
"RIGIDO"	9.7	4.1	-	-	-	-
"REALISTICO"	14.9	5.9	53	44	-	-
"RIGIDEZZE EQUIVALENTI"	16.3	6.1	67	50	9	4

- Confronto dei tagli sismici alla base della parete TB.1 dovuti allo "SLV"

CONFRONTO DEI RISULTATI OTTENUTI				
TAGLIO SISMICO ALLA BASE DOVUTO ALLA COMBINAZIONE "SLV"				
PARETE CAMPIONE TB.1				
MODELLO	$V_{x,max}$ [kN]	riduzione $\Delta V_x$ [%]		
		rispetto modello "RIGIDO"		rispetto modello "REALISTICO"
"RIGIDO"	33.13	-		-
"REALISTICO"	8.34	-75		-
"RIGIDEZZE EQUIVALENTI"	7.42	-78		-11

# Conclusioni

In questo lavoro di Tesi, è stato posto l'obiettivo di studiare il materiale X-Lam, e le rispettive connessioni meccaniche, a livello computazionale e la relativa risposta dinamica in seguito al sisma. A tale scopo è stato utilizzato il programma agli elementi finiti Dlubal-RFEM 6 al fine di modellare una palazzina residenziale multipiano realizzata in pannelli portanti X-Lam dal mio relatore Prof. Ing. Marco Pio Lauriola.

Dopo una prima fase in cui è stato introdotto il materiale X-Lam dal punto di vista teorico, e le connessioni meccaniche ivi utilizzate, è stato realizzato un primo modello agli elementi finiti, attraverso il software su scritto, con il quale il materiale X-Lam è stato modellato con le sue effettive proprietà di rigidezza, ma senza considerare l'effetto delle unioni meccaniche presenti nella palazzina residenziale oggetto di studio, detto modello "rigido", ed è stato sottoposto al sisma di progetto corrispondente al sito in cui la struttura è stata realizzata, al fine di valutarne la sua risposta dinamica in termini di periodi propri dei suoi modi di vibrare principali, di spostamenti d'interpiano generalizzati e di taglio sismico alla base, relativamente ad una parete campione, rappresentativa di tutte le pareti presenti, indicata con l'acronimo "TB1".

Successivamente sono state introdotte le connessioni meccaniche presenti nella palazzina residenziale oggetto di studio, andandole a modellare in RFEM 6 come svincoli di linea dotate di una certa rigidezza traslazionale, dipendente dalla tipologia di unione considerata, ottenendo il cosiddetto modello "realistico", ed ancora è stato sottoposto il nuovo modello al sisma di progetto, in modo tale da valutare gli effetti delle unioni meccaniche sulla risposta dinamica del modello stesso, sempre in termini di periodi propri dei suoi modi di vibrare principali, di spostamenti d'interpiano generalizzati e di taglio sismico alla base della stessa parete "TB1".

Infine è stato utilizzato il "Metodo delle rigidezze equivalenti" per simulare l'effetto delle unioni meccaniche, presenti nella palazzina residenziale oggetto di studio, sulla risposta dinamica del modello, ottenendo il cosiddetto modello a "rigidezze equivalenti", al fine di determinarne le differenze con i risultati ottenuti con il modello precedente.

Dal confronto dei risultati dinamici ottenuti mediante RFEM 6 emerge che l'inserimento delle unioni meccaniche nel modello porta a renderlo più deformabile, cosa dimostrata dall'analisi modale, grazie alla quale risulta evidenziarsi un incremento del periodo proprio del primo modo di vibrare traslazionale in direzione "X", del modello "realistico" rispetto a quello "rigido", di circa il 29%, e di circa il 52% del modello a "rigidezze equivalenti" rispetto a quello "rigido", con incrementi percentuali ancora maggiori per gli altri due modi di vibrare principali, traslazionale in direzione "Y" e torsionale attorno all'asse "Z".

L'incremento di deformabilità dei modelli consideranti l'effetto delle unioni meccaniche presenti nell'edificio, rispetto al modello "rigido", coerentemente con i risultati ottenuti dall'analisi modale, risulta evidenziarsi maggiormente confrontando i risultati relativi agli spostamenti generalizzati d'interpiano

dovuti alla combinazione sismica “SLD”, per i quali si evince un incremento di spostamento d’interpiano massimo del modello “reale” rispetto a quello “rigido” di circa il 75%, relativamente al piano primo, e di circa il 93% del modello a “rigidezze equivalenti” rispetto a quello “rigido”, sempre relativamente al piano primo, diminuendo per i piani successivi, ma rimanendo comunque molto alti.

Come conseguenza di ciò, coerentemente con la teoria, confrontando i risultati relativi al taglio sismico alla base dovuto alla combinazione sismica “SLV”, per la parete campionata “TB1”, risulta evidenziarsi una notevole riduzione del taglio sismico alla base dopo l’introduzione delle unioni meccaniche nel modello, infatti passando dal modello “rigido” al modello “realistico” vi è una riduzione di circa il 75%, e passando dal modello “rigido” a quello a “rigidezze equivalenti” una riduzione di circa il 78%.

Infine confrontando i risultati dinamici ottenuti tra il modello “realistico” ed il modello a “rigidezze equivalenti” risulta evidenziarsi una maggiore deformabilità del secondo modello, con differenze percentuali massime del 33% sul periodo proprio del secondo modo di vibrare, quello traslazionale in direzione “Y”, ma allo stesso tempo con differenze percentuali nettamente più basse, relativamente agli spostamenti d’interpiano dovuti alla combinazione sismica “SLD”, per i quali risulta evidenziarsi un incremento massimo del 13%, e per quanto concerne il taglio sismico alla base dovuto alla combinazione sismica “SLV”, della parete analizzata “TB1”, una riduzione di circa l’11%.

Ne consegue che il primo effetto che risulta evidenziarsi, ridistribuendo le rigidezze delle unioni meccaniche sulle varie pareti X-Lam costituenti l’edificio, ossia adottando il “Metodo delle rigidezze equivalenti”, risulti essere una riduzione della rigidezza complessiva del modello, che risulti comportare un inevitabile aumento degli spostamenti d’interpiano della struttura stessa, consentendo dunque di poter lavorare a favore di sicurezza nei confronti della verifica allo “Stato Limite di Danno” (SLD), però d’altro canto risulti comportare una inevitabile sottostima delle azioni sismiche agenti sulla struttura, dato che, aumentando il periodo proprio della struttura, risulti diminuire l’ordinata dello spettro di progetto in accelerazione, portando a lavorare a sfavore di sicurezza nei confronti dello “Stato Limite di Salvaguardia alla Vita” (SLV).

Per concludere, dai risultati riscontrati nel seguente lavoro di Tesi, risulta possibile affermare che la modellazione di una struttura realizzata con pannelli portanti X-Lam non possa prescindere dalla corretta modellazione delle sue unioni meccaniche che, con la loro deformabilità, risultino influire sensibilmente sulla deformabilità della struttura stessa e sui parametri dinamici dell’intero edificio, ciononostante utilizzando il metodo più speditivo, quale “Metodo delle rigidezze equivalenti”, risulti possibile modellare la struttura più velocemente, ottenendo dei risultati non troppo distanti da quelli ottenuti con il metodo più realistico, ossia modellando localmente tutte le unioni meccaniche presenti nella struttura, però ricordando che i risultati così ottenuti risultino essere a sfavore di sicurezza dei confronti dello “Stato Limite di Salvaguardia della vita”, di una percentuale media di circa l’11%.

# Bibliografia

- [1] **A.A.V.V.**, 2009, "Linee guida per l'edilizia in legno in Toscana", Centro stampa Giunta Regionale Toscana
- [2] **A.A.V.V.**, "Edifici a struttura di legno. Progettazione e realizzazione", FLA ASSOLEGNO, Studiodeda
- [3] **Marco Pio Lauriola**, 2023, "Dispensa ad uso interno per gli Studenti del corso di Costruzioni in Legno "
- [4] **A.A.V.V.**, 2018, "Istruzione per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno", CNR DT 206-R1/2018
- [5] **Maurizio Piazza, Roberto Tomasi, Roberto Modena**, 2005, "Strutture in legno", Biblioteca Tecnica Hoepli, Ulrico Hoepli Editore S.p.A.
- [6] **Marco Ballerini**, "Sistemi di connessioni. Connessioni a gambo cilindrico", Promo\_Legno
- [7] **Andrea Bernasconi, Gerhard Schickhofer, Gianluigi Traetta**, 2005, "I prodotti di legno per la costruzione", Promo\_Legno
- [8] **Andrea Bernasconi**, 2010, "Il materiale X-Lam. Caratteristiche e prestazioni", Promo\_Legno
- [9] **Andrea Bernasconi**, 2011, "Il calcolo dell'X-Lam. Basi, normative, progettazione, applicazione", Promo\_Legno
- [10] **Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti**, Decreto 17 Gennaio 2018, "Norme Tecniche per le costruzioni"
- [11] **Eurocodice 5, UNI EN1995:2014**, "Progettazione delle strutture di legno. Parte 1-1: Regole generali. Regole comuni e regole per gli edifici"
- [12] **Eurocodice 8, UNI EN1995:2014**, "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1:Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici"
- [13] **CNR-DT 207 R1/2018**, "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"
- [14] **Gerhard Schickhofer, Andrea Bernasconi, Gianluigi Traetta**, "Costruzioni di edifici in legno", Promo\_Legno
- [15] **Maurizio Follesa, Marco Pio Lauriola, Mario Moschi**, 2011, "Durabilità e manutenzione delle strutture di legno", Ticom S.r.l., Studiodeda
- [16] **Cristiano Loss, Marco Luchetti, Maurizio Piazza, Mauro Andreolli**, 2013, "Indicazioni per la progettazione e la direzione lavori di edifici in legno in zona sismica", Assolegno-FederlegnoArredo
- [17] **A.A.V.V.**, 2017, "Appunti per le costruzioni in legno: normative, progettazione e buone pratiche di cantiere", Assolegno-FederlegnoArredo
- [18] **A.A.V.V.**, "Edifici in legno. Catalogo di particolari costruttivi", Assolegno-FederlegnoArredo
- [19] **Roberto Tomasi**, 2009, "Connessioni e collegamenti: principi ed applicazioni", Promo\_Legno
- [20] **Bruno Calderoni, Costantino Giubileo, Antonio Sandoli**, 2013, "Criteri di progettazione strutturale di edifici in legno a pannelli X-Lam", RELUIS

- [21] **Ario Ceccotti, Maurizio Follesa, Marco Pio Lauriola**, “Quale fattore di struttura per gli edifici multipiano a struttura di legno con pannelli a strati incrociati?”
- [22] **A.A.V.V.**, 2021, “Orientamenti interpretativi in merito alle costruzioni in legno”, Regione Toscana, Settore Sismica
- [23] **Marco Rossi**, 2018, “Tecniche di modellazione e programmi FEM per strutture X-LAM, progettazione sismica secondo il criterio No Damage Design”
- [24] **Ario Ceccotti, Maurizio Follesa, Marco Pio Lauriola**, “La sperimentazione sismica sulle costruzioni di legno: attualità e prospettive”
- [25] **Maurizio Follesa**, “Progettazione sismica delle strutture di legno”, Promo\_Legno
- [26] **Joachim Blass, Peter Fellmoser**, “Design of solid wood panels with cross layers”, University of Karlsruhe
- [27] **Joachim Blass, Peter Fellmoser**, 2004, “Influence of rolling shear modulus on strength and stiffness of structural bonded timber elements”, University of Karlsruhe
- [28] **A.A.V.V.**, 2014, “RFEM 5. Manuale di descrizione del programma”, Dlubal Software GmbH
- [29] **A.A.V.V.**, 2024, “Manuale online di RFEM 6”, Dlubal Software GmbH

## ***Bibliografia non citata***

1. **Guglielmo Giordano**, 1999, "Tecnica delle costruzioni in legno", *Biblioteca Tecnica Hoepli*, Ulrico Hoepli Editore S.p.A.
2. **Enrico Ravagnan**, 2014, "Edifici in legno a struttura portante con pannelli X-Lam", *GRAFIL S.r.l.*
3. **Stefano Cascio**, 2015, "Solai X-Lam", *GRAFIL S.r.l.*
4. **Monica Lerda, Enrico Ravagnan**, 2016, "I nodi strutturali negli edifici di legno a pannelli X-Lam", *GRAFIL S.r.l.*
5. **Andrea Costa**, 2018, "Pratica strutturale: edifici in legno realizzati in X-Lam. Dalla progettazione al collaudo", *Progettazione Tecniche e Materiali*, Maggioli Editore S.p.A.
6. **Santi Maria Cascone, Laura Nigro**, 2014, "Progettare in X-LAM. Risvolti tecnici e compositivi in zona sismica", *EDA-Quaderni di architettura*, ARACNE editrice S.r.l.
7. **Agostino Presutti, Pierluigi Evangelista**, 2014, "Edifici multipiano in legno a pannelli in X-Lam. Progettazione e procedimenti costruttivi", *Dario Flaccovio Editore S.r.l.*
8. **Ioannis P. Christovasilis, Lorenzo Riparbelli**, 2018, "Principi di progetto di pannelli strutturali X-Lam", *SINTESI Di CALCOLO STRUTTURALE*, Maggioli Editore S.p.A



# Allegato A

Viene riportato di seguito il tabulato di tutti i calcoli effettuati manualmente per la validazione “statica” del modello:

**Tabella A.1** *Validazione statica del modello.*

VALIDAZIONE STATICÀ DEL MODELLO								
ELEMENTO	BASE [m]	ALTEZZA [m]	SPESSORE [m]	$G_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$G_1$ [kN]	$G_2$ [kN]	$Q_{k,A}$ [kN]	$Q_N$ [kN]
TB-1	3.799	2.615	0.11	0.51	5.07	6.46	0	0
VETRATA	0.9	2.615	0.06	0	0.00	0.82	0	0
TB-2	0.749	2.615	0.11	0.51	1.00	1.27	0	0
TB-3	0.613	2.615	0.11	0.51	0.82	1.04	0	0
VETRATA	1.3	2.615	0.06	0	0.00	1.19	0	0
TB-4	1.618	2.615	0.11	0.51	2.16	2.75	0	0
VETRATA	0.9	2.615	0.06	0	0.00	0.82	0	0
TB-5	2.003	2.615	0.11	0.51	2.67	3.40	0	0
TB-6	0.66	2.615	0.11	0.51	0.88	1.12	0	0
TD-1	1.288	9.49	0.1	0.51	6.23	7.95	0	0
VETRATA	1.908	9.49	0.1	0	0.00	9.96	0	0
TD-2	1.437	9.49	0.1	0.51	6.95	8.86	0	0
VETRATA	1.0	9.49	0.06	0	0.00	3.32	0	0
TD-3	0.926	2.615	0.11	0.51	1.23	1.57	0	0
TF-1	1.946	2.615	0.11	0.51	2.60	3.31	0	0
TF-2	0.938	2.615	0.11	0.51	1.25	1.47	0	0
TF-3	2.7	2.615	0.11	0.51	3.60	4.24	0	0
TF-4	0.338	2.615	0.11	0.51	0.45	0.53	0	0
TF-5	1.736	2.615	0.11	0.51	2.32	2.95	0	0
TF-6	0.66	2.615	0.11	0.51	0.88	1.12	0	0
TI-1	6.175	2.615	0.11	0.51	8.24	10.50	0	0
VETRATA	0.9	2.615	0.06	0	0.00	0.82	0	0
TI-2	2.575	2.615	0.11	0.51	3.43	4.38	0	0
VETRATA	1.3	2.615	0.06	0	0.00	1.19	0	0
TI-3	1	2.615	0.11	0.51	1.33	1.70	0	0
VETRATA	0.9	2.615	0.06	0	0.00	0.82	0	0
TI-4	5.1	2.615	0.11	0.51	6.80	8.67	0	0
TL-1	1.685	9.49	0.11	0.51	8.16	4.80	0	0
T2'-1	1.799	2.615	0.11	0.51	2.40	3.06	0	0
VETRATA	1.3	2.615	0.06	0	0.00	1.19	0	0
T2'-2	2.825	2.615	0.11	0.51	3.77	4.80	0	0
VETRATA	2.5	2.615	0.06	0	0.00	2.29	0	0
T2'-3	1.224	2.615	0.11	0.51	1.63	2.08	0	0

## Allegato A

T3-1	1.113	2.615	0.11	0.51	1.48	1.89	0	0
VETRATA	2.5	2.615	0.06	0	0.00	2.29	0	0
T3-2	1.563	2.615	0.11	0.51	2.08	2.66	0	0
VETRATA	0.7	2.615	0.06	0	0.00	0.64	0	0
T3-3	1.661	2.615	0.11	0.51	2.22	2.82	0	0
VETRATA	1.3	2.615	0.06	0	0.00	1.19	0	0
T3-4	1.661	2.615	0.11	0.51	2.22	2.82	0	0
T4-1	3.438	2.615	0.11	0.51	4.59	5.39	0	0
T4-2	0.449	2.615	0.11	0.51	0.60	0.70	0	0
T5-1	4.761	2.615	0.11	0.51	6.35	8.09	0	0
T6-1	7.891	2.615	0.11	0.51	10.52	15.48	0	0
T6'-1	2.823	2.615	0.11	0.51	3.76	4.43	0	0
T7-1	3.438	2.615	0.11	0.51	4.59	5.39	0	0
T7-2	0.449	2.615	0.11	0.51	0.60	0.70	0	0
T8-1	3.749	2.615	0.11	0.51	5.00	6.37	0	0
T8-2	0.312	2.615	0.11	0.51	0.42	0.53	0	0
T9-1	1.707	2.615	0.11	0.51	2.28	2.90	0	0
VETRATA	2.5	2.615	0.06	0	0.00	2.29	0	0
T9-2	0.97	2.615	0.11	0.51	1.29	1.65	0	0
VETRATA	0.7	2.615	0.06	0	0.00	0.64	0	0
T9-3	1.39	2.615	0.11	0.51	1.85	2.36	0	0
VETRATA	1.3	2.615	0.06	0	0.00	1.19	0	0
T9-4	1.133	2.615	0.11	0.51	1.51	1.93	0	0
T10-1	1.662	2.615	0.11	0.51	2.22	2.82	0	0
VETRATA	1.3	2.615	0.06	0	0.00	1.19	0	0
T10-2	3.125	2.615	0.11	0.51	4.17	5.31	0	0
VETRATA	2.5	2.615	0.06	0	0.00	2.29	0	0
T10-3	1.061	2.615	0.11	0.51	1.42	1.80	0	0
T12-1	1.815	9.49	0.11	0.51	8.78	5.17	0	0
T13-1	1.685	9.49	0.11	0.51	8.16	4.80	0	0
SOLAIO P.1	Area [m <sup>2</sup> ]	261.35	0.181	1.26	329.30	313.62	522.7	0
	Area [m <sup>2</sup> ]	125.5	0.181	1.26	158.13	150.60	502	0
1B-1	3.799	2.795	0.11	0.51	5.42	6.90	0	0
VETRATA	0.9	2.795	0.06	0	0.00	0.88	0	0
1B-2	0.749	2.795	0.11	0.51	1.07	1.36	0	0
1B-3	0.705	2.795	0.11	0.51	1.00	1.28	0	0
VETRATA	1.3	2.795	0.06	0	0.00	1.27	0	0
1B-4	0.575	2.795	0.11	0.51	0.82	1.04	0	0
VETRATA	0.9	2.795	0.06	0	0.00	0.88	0	0
1B-5	5.067	2.795	0.11	0.51	7.22	9.21	0	0
1B-6	0.66	2.795	0.11	0.51	0.94	1.20	0	0
1F-1	1.946	2.795	0.11	0.51	2.77	3.54	0	0
1F-2	0.938	2.795	0.11	0.51	1.34	1.57	0	0
1F-3	1.2	2.795	0.11	0.51	1.71	2.01	0	0
1F-4	1.893	2.795	0.11	0.51	2.70	3.17	0	0

1F-5	1.736	2.795	0.11	0.51	2.47	3.15	0	0
1F-6	0.66	2.795	0.11	0.51	0.94	1.20	0	0
1I-1	6.175	2.795	0.11	0.51	8.80	11.22	0	0
VETRATA	0.9	2.795	0.06	0	0.00	0.88	0	0
1I-2	2.575	2.795	0.11	0.51	3.67	4.68	0	0
VETRATA	1.3	2.795	0.06	0	0.00	1.27	0	0
1I-3	1	2.795	0.11	0.51	1.43	1.82	0	0
VETRATA	0.9	2.795	0.06	0	0.00	0.88	0	0
1I-4	5.1	2.795	0.11	0.51	7.27	9.27	0	0
12'-1	1.799	2.795	0.11	0.51	2.56	3.27	0	0
VETRATA	1.3	2.795	0.06	0	0.00	1.27	0	0
12'-2	2.825	2.795	0.11	0.51	4.03	5.13	0	0
VETRATA	2.5	2.795	0.06	0	0.00	2.45	0	0
12'-3	1.224	2.795	0.11	0.51	1.74	2.22	0	0
13-1	1.113	2.795	0.11	0.51	1.59	2.02	0	0
VETRATA	2.5	2.795	0.06	0	0.00	2.45	0	0
13-2	1.563	2.795	0.11	0.51	2.23	2.84	0	0
VETRATA	0.7	2.795	0.06	0	0.00	0.68	0	0
13-3	1.661	2.795	0.11	0.51	2.37	3.02	0	0
VETRATA	1.3	2.795	0.06	0	0.00	1.27	0	0
13-4	1.661	2.795	0.11	0.51	2.37	3.02	0	0
14-1	3.438	2.795	0.11	0.51	4.90	5.77	0	0
14-2	0.449	2.795	0.11	0.51	0.64	0.75	0	0
15-1	4.761	2.795	0.11	0.51	6.79	8.65	0	0
16-1	7.891	2.795	0.11	0.51	11.25	16.54	0	0
16'-1	3.149	2.795	0.11	0.51	4.49	5.72	0	0
16'-2	4.35	2.795	0.11	0.51	6.20	7.29	0	0
16'-3	0.449	2.795	0.11	0.51	0.64	0.75	0	0
19-1	1.662	2.795	0.11	0.51	2.37	3.02	0	0
VETRATA	1.3	2.795	0.06	0	0.00	1.27	0	0
19-2	3.125	2.795	0.11	0.51	4.45	5.68	0	0
VETRATA	2.5	2.795	0.06	0	0.00	2.45	0	0
19-3	2.768	2.795	0.11	0.51	3.95	5.03	0	0
VETRATA	2.5	2.795	0.06	0	0.00	2.45	0	0
19-4	0.97	2.795	0.11	0.51	1.38	1.76	0	0
VETRATA	0.7	2.795	0.06	0	0.00	0.68	0	0
19-5	1.39	2.795	0.11	0.51	1.98	2.53	0	0
VETRATA	1.3	2.795	0.06	0	0.00	1.27	0	0
19-6	1.133	2.795	0.11	0.51	1.62	2.06	0	0
SOLAIO P.2	Area [m <sup>2</sup> ]	261.35	0.181	1.26	329.301	313.62	522.7	0
	Area [m <sup>2</sup> ]	125.5	0.181	1.26	158.13	150.6	502	0
2B-1	3.799	3.6	0.11	0.51	6.97	8.89	0	0
VETRATA	0.9	3.6	0.06	0	0.00	1.13	0	0
2B-2	0.749	3.6	0.11	0.51	1.38	1.75	0	0
2B-3	0.705	3.6	0.11	0.51	1.29	1.65	0	0

## Allegato A

VETRATA	1.3	3.6	0.06	0	0.00	1.64	0	0
2B-4	0.575	3.6	0.11	0.51	1.06	1.35	0	0
VETRATA	0.9	3.6	0.06	0	0.00	1.13	0	0
2B-5	3.331	3.6	0.11	0.51	6.12	7.79	0	0
2F-1	1.946	3.6	0.11	0.51	3.57	4.55	0	0
2F-2	0.938	3.6	0.11	0.51	1.72	2.03	0	0
2F-3	1.2	3.6	0.11	0.51	2.20	2.59	0	0
2F-4	1.893	3.6	0.11	0.51	3.48	4.09	0	0
2I-1	4.174	3.6	0.11	0.51	7.66	9.77	0	0
VETRATA	0.9	3.6	0.06	0	0.00	1.13	0	0
2I-2	2.575	3.6	0.11	0.51	4.73	6.03	0	0
VETRATA	1.3	3.6	0.06	0	0.00	1.64	0	0
2I-3	1	3.6	0.11	0.51	1.84	2.34	0	0
VETRATA	0.9	3.6	0.06	0	0.00	1.13	0	0
2I-4	5.1	3.6	0.11	0.51	9.36	11.93	0	0
22'-1	1.799	3.6	0.11	0.51	3.30	4.21	0	0
VETRATA	1.3	3.6	0.06	0	0.00	1.64	0	0
22'-2	2.825	3.6	0.11	0.51	5.19	6.61	0	0
VETRATA	2.5	3.6	0.06	0	0.00	3.15	0	0
22'-3	1.224	3.6	0.11	0.51	2.25	2.86	0	0
23-1	1.113	3.6	0.11	0.51	2.04	2.60	0	0
VETRATA	2.5	3.6	0.06	0	0.00	3.15	0	0
23-2	3.125	3.6	0.11	0.51	5.74	7.31	0	0
VETRATA	1.3	3.6	0.06	0	0.00	1.64	0	0
23-3	1.661	3.6	0.11	0.51	3.05	3.89	0	0
24-1	3.438	3.6	0.11	0.51	6.31	7.43	0	0
24-2	0.449	3.6	0.11	0.51	0.82	0.97	0	0
25-1	4.761	3.6	0.11	0.51	8.74	11.14	0	0
26-1	7.891	3.6	0.11	0.51	14.49	21.31	0	0
26'-1	8.199	3.6	0.11	0.51	15.05	19.19	0	0
26'-2	0.449	3.6	0.11	0.51	0.82	0.97	0	0
29-1	1.662	3.6	0.11	0.51	3.05	3.89	0	0
VETRATA	1.3	3.6	0.06	0	0.00	1.64	0	0
29-2	3.125	3.6	0.11	0.51	5.74	7.31	0	0
VETRATA	2.5	3.6	0.06	0	0.00	3.15	0	0
29-3	2.768	3.6	0.11	0.51	5.08	6.48	0	0
VETRATA	2.5	3.6	0.06	0	0.00	3.15	0	0
29-4	3.06	3.6	0.11	0.51	5.62	7.16	0	0
VETRATA	1.3	3.6	0.06	0	0.00	1.64	0	0
29-5	1.133	3.6	0.11	0.51	2.08	2.65	0	0
COPERTURA	Area [m <sup>2</sup> ]	372.66	0.181	0.75	279.495	186.33	0	447.192
			0.181					

# Allegato B

Viene riportato di seguito il tabulato di tutte le rigidezze taglienti calcolate, delle unioni meccaniche presenti nel modello:

**Tabella B.1 Rigidità taglienti delle unioni meccaniche.**

PARE TE	ESTRE MI	MEZZO DI UNIONE	LUNGHE ZZA [mm]	ALTEZZ A [mm]	DISPOSI ZIONE	PASSO [mm]	K <sub>ser</sub> [N/mm ]	K <sub>unione</sub> [N/m m]	K <sub>unione,RF</sub> EM [N/mm <sup>2</sup> ]	K <sub>unione,RFEM_u sati</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	
TB-1	cordolo- fondazio ne	Barra filettata M16	3799	2615	in parallelo	650	11227	65117	17.14	15.00	
TB-1	parete- cordolo	Vite AF φ8			in parallelo	70	2994	16256	42.79	45.00	
TB-1	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.4			due file in serie	30	764	66597	25.47	25.00	
TB-1	parete- solaio	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	75745	19.94	20.00	
TB-1	pannelli ortogona li	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	52094	19.92	20.00	
TB-2	cordolo- fondazio ne	Barra filettata M16	749	2615	in parallelo	350	11227	23577	31.48	30.00	
TB-2	parete- cordolo	Vite AF φ8			in parallelo	70	2994	32035	42.77	45.00	
TB-2	parete- solaio	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	14969	19.99	20.00	
TB-2	pannelli ortogona li	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	50896	19.46	20.00	
TB-3	cordolo- fondazio ne	Barra filettata M16	613	2615	in parallelo	300	11227	22454	36.63	35.00	
TB-3	parete- cordolo	Vite AF φ8			in parallelo	70	2994	26945	43.96	45.00	
TB-3	parete- solaio	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	11976	19.54	20.00	
TB-3	pannelli ortogona li	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	50896	19.46	20.00	
TB-4	cordolo- fondazio ne	Barra filettata M16	1618	2615	in parallelo	500	11227	33681	20.82	20.00	
TB-4	parete-	Vite AF			in	160	2994	29939	18.50	20.00	

## Allegato B

	<i>cordolo</i>	$\varphi 8$			<i>parallelo</i>						
TB-4	<i>pannello</i> - <i>pannello</i>	<i>Chiodi</i> <i>ring <math>\varphi 3.4</math></i>			<i>due file in</i> <i>serie</i>	30	764	66444	25.41	25.00	
TB-4	<i>parete-</i> <i>solaio</i>	<i>Vite AF</i> $\varphi 8$			<i>in</i> <i>parallelo</i>	150	2994	32933	20.35	20.00	
TB-5	<i>cordolo-</i> <i>fondazio</i> <i>ne</i>	<i>Barra</i> <i>filettata</i> <i>M16</i>	2003	2615	<i>in</i> <i>parallelo</i>	650	11227	33681	16.82	15.00	
TB-5	<i>parete-</i> <i>cordolo</i>	<i>Vite AF</i> $\varphi 8$			<i>in</i> <i>parallelo</i>	70	2994	86823	43.35	45.00	
TB-5	<i>pannello</i> - <i>pannello</i>	<i>Chiodi</i> <i>ring <math>\varphi 3.4</math></i>			<i>due file in</i> <i>serie</i>	50	764	39714	15.19	15.00	
TB-5	<i>parete-</i> <i>solaio</i>	<i>Vite AF</i> $\varphi 8$			<i>in</i> <i>parallelo</i>	150	2994	38921	19.43	20.00	
TB-5	<i>pannelli</i> <i>ortogona</i> <i>li</i>	<i>Vite AF</i> $\varphi 8$			<i>in</i> <i>parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00	
TB-6	<i>cordolo-</i> <i>fondazio</i> <i>ne</i>	<i>Barra</i> <i>filettata</i> <i>M16</i>	660	2615	<i>in</i> <i>parallelo</i>	300	11227	22454	34.02	35.00	
TB-6	<i>parete-</i> <i>cordolo</i>	<i>Vite AF</i> $\varphi 8$			<i>in</i> <i>parallelo</i>	160	2994	11976	18.14	20.00	
TB-6	<i>parete-</i> <i>solaio</i>	<i>Vite AF</i> $\varphi 8$			<i>in</i> <i>parallelo</i>	150	2994	11976	18.14	20.00	
TD-1	<i>cordolo-</i> <i>fondazio</i> <i>ne</i>	<i>Barra</i> <i>filettata</i> <i>M16</i>	1288	2615	<i>in</i> <i>parallelo</i>	350	11227	44908	34.87	35.00	
TD-1	<i>parete-</i> <i>cordolo</i>	<i>Vite AF</i> $\varphi 8$			<i>in</i> <i>parallelo</i>	70	2994	53890	41.84	40.00	
TD-1	<i>parete-</i> <i>solaio</i>	<i>Vite AF</i> $\varphi 8$			<i>in</i> <i>parallelo</i>	150	2994	26945	20.92	20.00	
TD-1	<i>pannelli</i> <i>ortogona</i> <i>li</i>	<i>Vite AF</i> $\varphi 8$			<i>in</i> <i>parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00	
TD-2	<i>cordolo-</i> <i>fondazio</i> <i>ne</i>	<i>Barra</i> <i>filettata</i> <i>M16</i>	1437	2615	<i>in</i> <i>parallelo</i>	350	11227	44908	31.25	30.00	
TD-2	<i>parete-</i> <i>cordolo</i>	<i>Vite AF</i> $\varphi 8$			<i>in</i> <i>parallelo</i>	70	2994	62872	43.75	45.00	
TD-2	<i>pannello</i> - <i>pannello</i>	<i>Chiodi</i> <i>ring <math>\varphi 3.4</math></i>			<i>due file in</i> <i>serie</i>	50	764	39714	15.19	15.00	
TD-2	<i>parete-</i> <i>solaio</i>	<i>Vite AF</i> $\varphi 8$			<i>in</i> <i>parallelo</i>	150	2994	29939	20.83	20.00	
TD-2	<i>pannelli</i> <i>ortogona</i> <i>li</i>	<i>Vite AF</i> $\varphi 8$			<i>in</i> <i>parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00	
TD-3	<i>cordolo-</i>	<i>Barra</i>	926	2615	<i>in</i>	450	11227	22454	24.25	25.00	

	fondazio ne	filettata M16			<i>parallelo</i>						
TD-3	parete- cordolo	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	70	2994	38921	42.03	40.00	
TD-3	parete- solaio	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	17963	19.40	20.00	
TD-3	pannelli ortogona li	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00	
TF-1	cordolo- fondazio ne	Barra filettata M16	1946	2615	<i>in parallelo</i>	400	11227	56135	28.85	30.00	
TF-1	parete- cordolo	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	70	2994	83829	43.08	45.00	
TF-1	pannello - pannello	Chiodi ring $\varphi 3.4$			due file in serie	100	764	19857	7.59	10.00	
TF-1	parete- solaio	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	38921	20.00	29.00	
TF-1	pannelli ortogona li	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00	
TF-2	cordolo- fondazio ne	Barra filettata M16	938	2615	<i>in parallelo</i>	400	11227	22454	23.94	25.00	
TF-2	parete- cordolo	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	160	2994	17963	19.15	20.00	
TF-2	parete- solaio	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	17963	19.15	20.00	
TF-2	pannelli ortogona li	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00	
TF-3	cordolo- fondazio ne	Barra filettata M16	2700	2615	<i>in parallelo</i>	650	11227	44908	16.63	15.00	
TF-3	parete- cordolo	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	160	2994	50896	18.85	20.00	
TF-3	pannello - pannello	Chiodi ring $\varphi 3.4$			due file in serie	50	764	39714	15.19	15.00	
TF-3	parete- solaio	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	53890	19.96	20.00	
TF-4	cordolo- fondazio ne	Barra filettata M16	338	2615	<i>in parallelo</i>	300	11227	11227	33.22	35.00	
TF-4	parete- cordolo	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	160	2994	5988	17.72	20.00	
TF-4	parete- solaio	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	5988	17.72	20.00	

Allegato B

TF-4	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00	
TF-5	<i>cordolo-fondazione</i>	Barra filettata M16	1736	2615	<i>in parallelo</i>	550	11227	33681	19.40	20.00	
TF-5	<i>parete-cordolo</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	70	2994	74847	43.11	45.00	
TF-5	<i>pannello - pannello</i>	Chiodi ring φ3.4			<i>due file in serie</i>	100	764	19857	7.59	10.00	
TF-5	<i>parete-solaio</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	35927	20.70	20.00	
TF-5	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00	
TF-6	<i>cordolo-fondazione</i>	Barra filettata M16	660	2615	<i>in parallelo</i>	300	11227	22454	34.02	35.00	
TF-6	<i>parete-cordolo</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	250	2994	8982	13.61	15.00	
TF-6	<i>parete-solaio</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	11976	18.14	20.00	
TI-1	<i>cordolo-fondazione</i>	Barra filettata M16	6175	2615	<i>in parallelo</i>	600	11227	11227 1	18.18	20.00	
TI-1	<i>parete-cordolo</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	160	2994	11676 2	18.91	20.00	
TI-1	<i>pannello - pannello</i>	Chiodi ring φ3.4			<i>due file in serie</i>	50	764	39714	15.19	15.00	
TI-1	<i>parete-solaio</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	12275 0	19.88	20.00	
TI-1	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00	
TI-2	<i>cordolo-fondazione</i>	Barra filettata M16	2575	2615	<i>in parallelo</i>	600	11227	44908	17.44	20.00	
TI-2	<i>parete-cordolo</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	160	2994	47902	18.60	20.00	
TI-2	<i>pannello - pannello</i>	Chiodi ring φ3.4			<i>due file in serie</i>	30	764	66444	25.41	25.00	
TI-2	<i>parete-solaio</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	50896	19.77	20.00	
TI-2	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00	
TI-3	<i>cordolo-</i>	Barra	1000	2615	<i>in</i>	450	11227	22454	22.45	25.00	

	<i>fondazio ne</i>	<i>filettata M16</i>			<i>parallelo</i>							
<i>TI-3</i>	<i>parete- cordolo</i>	<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	70	2994	41914	41.91	40.00		
<i>TI-3</i>	<i>parete- solaio</i>	<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	20957	20.96	20.00		
<i>TI-4</i>	<i>cordolo- fondazio ne</i>	<i>Barra filettata M16</i>			<i>in parallelo</i>	600	11227	10104 4	19.81	20.00		
<i>TI-4</i>	<i>parete- cordolo</i>	<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	160	2994	95805	18.79	20.00		
<i>TI-4</i>	<i>pannello - pannello</i>	<i>Chiodi ring φ3.4</i>			<i>due file in serie</i>	50	764	39714	15.19	15.00		
<i>TI-4</i>	<i>parete- solaio</i>	<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	10179 2	19.96	20.00		
<i>TI-4</i>	<i>pannelli ortogona li</i>	<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00		
<i>TL-1</i>	<i>cordolo- fondazio ne</i>	<i>Barra filettata M16</i>			<i>in parallelo</i>	500	11227	33681	19.99	20.00		
<i>TL-1</i>	<i>parete- cordolo</i>	<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	160	2994	32933	19.54	20.00		
<i>TL-1</i>	<i>pannello - pannello</i>	<i>Chiodi ring φ3.4</i>			<i>due file in serie</i>	50	764	39714	15.19	15.00		
<i>TL-1</i>	<i>parete- solaio</i>	<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	32933	19.54	20.00		
<i>TL-1</i>	<i>pannelli ortogona li</i>	<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00		
<i>T2'-1</i>	<i>cordolo- fondazio ne</i>	<i>Barra filettata M16</i>			<i>in parallelo</i>	550	11227	33681	18.72	20.00		
<i>T2'-1</i>	<i>parete- cordolo</i>	<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	160	2994	32933	18.31	20.00		
<i>T2'-1</i>	<i>pannello - pannello</i>	<i>Chiodi ring φ3.4</i>			<i>due file in serie</i>	50	764	39714	15.19	15.00		
<i>T2'-1</i>	<i>parete- solaio</i>	<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	35927	19.97	20.00		
<i>T2'-1</i>	<i>pannelli ortogona li</i>	<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00		
<i>T2'-2</i>	<i>cordolo- fondazio ne</i>	<i>Barra filettata M16</i>			<i>in parallelo</i>	550	11227	56135	19.87	20.00		
<i>T2'-2</i>	<i>parete- cordolo</i>	<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	70	2994	11975 6	42.39	40.00		

Allegato B

T2'-2	<i>pannello</i> - <i>pannello</i>	<i>Chiodi</i> <i>ring φ3.4</i>			<i>due file in</i> <i>serie</i>	100	764	19857	7.59	10.00	
T2'-2	<i>parete-</i> <i>solaio</i>	<i>Vite AF</i> <i>φ8</i>			<i>in</i> <i>parallelo</i>	150	2994	56884	20.14	20.00	
T2'-3	<i>cordolo-</i> <i>fondazio</i> <i>ne</i>	<i>Barra</i> <i>filettata</i> <i>M16</i>			<i>in</i> <i>parallelo</i>	550	11227	22454	18.34	20.00	
T2'-3	<i>parete-</i> <i>cordolo</i>	<i>Vite AF</i> <i>φ8</i>			<i>in</i> <i>parallelo</i>	70	2994	50896	41.58	40.00	
T2'-3	<i>parete-</i> <i>solaio</i>	<i>Vite AF</i> <i>φ8</i>			<i>in</i> <i>parallelo</i>	150	2994	23951	19.57	20.00	
T2'-3	<i>pannelli</i> <i>ortogona</i> <i>li</i>	<i>Vite AF</i> <i>φ8</i>			<i>in</i> <i>parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00	
T3-1	<i>cordolo-</i> <i>fondazio</i> <i>ne</i>	<i>Barra</i> <i>filettata</i> <i>M16</i>			<i>in</i> <i>parallelo</i>	500	11227	22454	20.17	20.00	
T3-1	<i>parete-</i> <i>cordolo</i>	<i>Vite AF</i> <i>φ8</i>			<i>in</i> <i>parallelo</i>	160	2994	20957	18.83	20.00	
T3-1	<i>parete-</i> <i>solaio</i>	<i>Vite AF</i> <i>φ8</i>			<i>in</i> <i>parallelo</i>	150	2994	20957	18.83	20.00	
T3-1	<i>pannelli</i> <i>ortogona</i> <i>li</i>	<i>Vite AF</i> <i>φ8</i>			<i>in</i> <i>parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00	
T3-2	<i>cordolo-</i> <i>fondazio</i> <i>ne</i>	<i>Barra</i> <i>filettata</i> <i>M16</i>			<i>in</i> <i>parallelo</i>	500	11227	33681	21.55	20.00	
T3-2	<i>parete-</i> <i>cordolo</i>	<i>Vite AF</i> <i>φ8</i>			<i>in</i> <i>parallelo</i>	70	2994	65866	42.14	40.00	
T3-2	<i>pannello</i> - <i>pannello</i>	<i>Chiodi</i> <i>ring φ3.4</i>			<i>due file in</i> <i>serie</i>	50	764	39714	15.19	15.00	
T3-2	<i>parete-</i> <i>solaio</i>	<i>Vite AF</i> <i>φ8</i>			<i>in</i> <i>parallelo</i>	150	2994	29939	19.15	20.00	
T3-3	<i>cordolo-</i> <i>fondazio</i> <i>ne</i>	<i>Barra</i> <i>filettata</i> <i>M16</i>			<i>in</i> <i>parallelo</i>	500	11227	33681	20.28	20.00	
T3-3	<i>parete-</i> <i>cordolo</i>	<i>Vite AF</i> <i>φ8</i>			<i>in</i> <i>parallelo</i>	70	2994	71853	43.26	45.00	
T3-3	<i>parete-</i> <i>solaio</i>	<i>Vite AF</i> <i>φ8</i>			<i>in</i> <i>parallelo</i>	150	2994	32933	19.83	20.00	
T3-4	<i>cordolo-</i> <i>fondazio</i> <i>ne</i>	<i>Barra</i> <i>filettata</i> <i>M16</i>			<i>in</i> <i>parallelo</i>	500	11227	33681	20.28	20.00	
T3-4	<i>parete-</i> <i>cordolo</i>	<i>Vite AF</i> <i>φ8</i>			<i>in</i> <i>parallelo</i>	160	2994	29939	18.02	20.00	
T3-4	<i>pannello</i> - <i>pannello</i>	<i>Chiodi</i> <i>ring φ3.4</i>			<i>due file in</i> <i>serie</i>	150	764	12983	4.96	5.00	

T3-4	parete-solaio	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	32933	19.83	20.00	
T3-4	pannelli ortogonali	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	50896	19.46	20.00	
T4-1	cordolo-fondazione	Barra filettata M16	3438	2615	in parallelo	650	11227	56135	16.33	15.00	
T4-1	parete-cordolo	Vite AF φ8			in parallelo	70	2994	14670	42.67	40.00	
T4-1	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.4			due file in serie	30	764	66444	25.41	25.00	
T4-1	parete-solaio	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	68860	20.03	20.00	
T4-1	pannelli ortogonali	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	50896	19.46	20.00	
T4-2	cordolo-fondazione	Barra filettata M16	449	2615	in parallelo	400	11227	11227	25.00	25.00	
T4-2	parete-cordolo	Vite AF φ8			in parallelo	70	2994	17963	40.01	40.00	
T4-2	parete-solaio	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	8982	20.00	20.00	
T4-2	pannelli ortogonali	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	50896	19.46	20.00	
T5-1	cordolo-fondazione	Barra filettata M16	4761	2615	in parallelo	650	11227	78590	16.51	15.00	
T5-1	parete-cordolo	Vite AF φ8			in parallelo	70	2994	20358	42.76	40.00	
T5-1	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.4			due file in serie	50	764	39714	15.19	15.00	
T5-1	parete-solaio	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	95805	20.12	20.00	
T5-1	pannelli ortogonali	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	50896	19.46	20.00	
T6-1	cordolo-fondazione	Barra filettata M16	7891	2615	in parallelo	600	11227	14595	18.50	20.00	
T6-1	parete-cordolo	Vite AF φ8			in parallelo	160	2994	14670	18.59	20.00	
T6-1	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.4			due file in serie	100	764	19857	7.59	10.00	
T6-1	parete-	Vite AF			in	150	2994	15867	20.11	20.00	

Allegato B

	<i>solaio</i>	$\varphi 8$			<i>parallelo</i>			<i>6</i>			
T6-1	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00	
T6'-1	<i>cordolo-fondazione</i>	Barra filettata M16	2823	2615	<i>in parallelo</i>	550	11227	56135	19.89	20.00	
T6'-1	<i>parete-cordolo</i>	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	70	2994	11975 6	42.42	40.00	
T6'-1	<i>pannello - pannello</i>	Chiodi ring $\varphi 3.4$			<i>due file in serie</i>	30	764	66444	25.41	25.00	
T6'-1	<i>parete-solaio</i>	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	56884	20.15	20.00	
T6'-1	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00	
T7-1	<i>cordolo-fondazione</i>	Barra filettata M16	3438	2615	<i>in parallelo</i>	650	11227	56135	16.33	15.00	
T7-1	<i>parete-cordolo</i>	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	70	2994	14670 1	42.67	40.00	
T7-1	<i>pannello - pannello</i>	Chiodi ring $\varphi 3.4$			<i>due file in serie</i>	50	764	39714	15.19	15.00	
T7-1	<i>parete-solaio</i>	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	68860	20.03	20.00	
T7-1	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00	
T7-2	<i>cordolo-fondazione</i>	Barra filettata M16	449	2615	<i>in parallelo</i>	650	11227	11227	25.00	25.00	
T7-2	<i>parete-cordolo</i>	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	70	2994	17963	40.01	40.00	
T7-2	<i>parete-solaio</i>	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	8982	20.00	20.00	
T7-2	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00	
T8-1	<i>cordolo-fondazione</i>	Barra filettata M16	3749	2615	<i>in parallelo</i>	500	11227	78590	20.96	20.00	
T8-1	<i>parete-cordolo</i>	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	70	2994	16167 0	43.12	45.00	
T8-1	<i>pannello - pannello</i>	Chiodi ring $\varphi 3.4$			<i>due file in serie</i>	50	764	39714	15.19	15.00	
T8-1	<i>parete-solaio</i>	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	74847	19.96	20.00	

T8-1	pannelli ortogonali	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	150	2994	50896	19.46	20.00	
T8-2	cordolo-fondazione	Barra filettata M16	312	2615	in parallelo	300	11227	11227	35.98	35.00	
T8-2	parete-cordolo	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	70	2994	11976	38.38	40.00	
T8-2	parete-solaio	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	150	2994	5988	19.19	20.00	
T8-2	pannelli ortogonali	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	150	2994	50896	19.46	20.00	
T9-1	cordolo-fondazione	Barra filettata M16	1707	2615	in parallelo	500	11227	33681	19.73	20.00	
T9-1	parete-cordolo	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	160	2994	32933	19.29	20.00	
T9-1	pannello - pannello	Chiodi ring $\varphi 3.4$			due file in serie	150	764	12983	4.96	5.00	
T9-1	parete-solaio	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	150	2994	32933	19.29	20.00	
T9-1	pannelli ortogonali	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	150	2994	50896	19.46	20.00	
T9-2	cordolo-fondazione	Barra filettata M16	970	2615	in parallelo	400	11227	22454	23.15	25.00	
T9-2	parete-cordolo	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	70	2994	41914	43.21	45.00	
T9-2	parete-solaio	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	150	2994	17963	18.52	20.00	
T9-3	cordolo-fondazione	Barra filettata M16	1390	2615	in parallelo	600	11227	22454	16.15	15.00	
T9-3	parete-cordolo	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	70	2994	59878	43.08	45.00	
T9-3	parete-solaio	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	150	2994	26945	19.38	20.00	
T9-4	cordolo-fondazione	Barra filettata M16	1133	2615	in parallelo	500	11227	22454	19.82	20.00	
T9-4	parete-cordolo	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	160	2994	20957	18.50	20.00	
T9-4	parete-solaio	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	150	2994	23951	21.14	20.00	
T9-4	pannelli ortogonali	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	150	2994	50896	19.46	20.00	

Allegato B

T10-1	cordolo-fondazione	Barra filettata M16	1662	2615	<i>in parallelo</i>	500	11227	33681	20.27	20.00	
T10-1	parete-cordolo	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	160	2994	29939	18.01	20.00	
T10-1	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.4			<i>due file in serie</i>	50	764	39714	15.19	15.00	
T10-1	parete-solaio	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	32933	19.82	20.00	
T10-1	pannelli ortogonali	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00	
T10-2	cordolo-fondazione	Barra filettata M16	3125	2615	<i>in parallelo</i>	600	11227	56135	17.96	20.00	
T10-2	parete-cordolo	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	70	2994	13472	43.11	45.00	
T10-2	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.4			<i>due file in serie</i>	150	764	12983	4.96	5.00	
T10-2	parete-solaio	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	62872	20.12	20.00	
T10-3	cordolo-fondazione	Barra filettata M16	1061	2615	<i>in parallelo</i>	500	11227	22454	21.16	20.00	
T10-3	parete-cordolo	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	70	2994	44908	42.33	40.00	
T10-3	parete-solaio	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	20957	19.75	20.00	
T10-3	pannelli ortogonali	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00	
T12-1	cordolo-fondazione	Barra filettata M16	1815	2615	<i>in parallelo</i>	550	11227	33681	18.56	20.00	
T12-1	parete-cordolo	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	160	2994	32933	18.14	20.00	
T12-1	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.4			<i>due file in serie</i>	30	764	66444	25.41	25.00	
T12-1	parete-solaio	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	35927	19.79	20.00	
T12-1	pannelli ortogonali	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00	
T13-1	cordolo-fondazione	Barra filettata M16	1815	2615	<i>in parallelo</i>	550	11227	33681	18.56	20.00	
T13-1	parete-	Vite AF			<i>in</i>	250	2994	20957	11.55	10.00	

	<i>cordolo</i>	$\varphi 8$			<i>parallelo</i>						
T13-1	<i>pannello</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 3.4</math></i>			<i>due file in serie</i>	30	764	66444	25.41	25.00	
	-				<i>in parallelo</i>	150	2994	35927	19.79	20.00	
T13-1	<i>parete-solaio</i>	<i>Vite AF <math>\varphi 8</math></i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	50896	19.46	20.00	
T13-1	<i>pannelli ortogonali</i>	<i>Vite AF <math>\varphi 8</math></i>									
1S-1	<i>pannello</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 3.4</math></i>	5448	-	<i>due file in serie</i>	60	764	34749	18.47	20.00	
	-				<i>in parallelo</i>	250	2994	65866			
1S-1	<i>pannello</i>	<i>Vite AF <math>\varphi 8</math></i>									
1S-2	<i>pannello</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 3.4</math></i>	2881	-	<i>due file in serie</i>	60	764	18329	18.83	20.00	
	-				<i>in parallelo</i>	250	2994	35927			
1S-2	<i>pannello</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 3.4</math></i>	1165	-	<i>due file in serie</i>	60	764	7255	37.07	35.00	
	-				<i>in parallelo</i>	100	2994	35927			
1S-2	<i>pannello</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 3.4</math></i>									
1S-3	<i>pannello</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 3.4</math></i>	2881	-	<i>due file in serie</i>	60	764	18329	18.83	20.00	
	-				<i>in parallelo</i>	250	2994	35927			
1S-3	<i>pannello</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 3.4</math></i>	1250	-	<i>due file in serie</i>	60	764	8019	37.55	40.00	
	-				<i>in parallelo</i>	100	2994	38921			
1S-3	<i>pannello</i>	<i>Vite AF <math>\varphi 8</math></i>									
1S-4	<i>pannello</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 3.4</math></i>	2881	-	<i>due file in serie</i>	60	764	18329	18.83	20.00	
	-				<i>in parallelo</i>	250	2994	35927			
1S-4	<i>pannello</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 3.4</math></i>	1250	-	<i>due file in serie</i>	60	764	8019	37.55	40.00	
	-				<i>in parallelo</i>	100	2994	38921			
1S-4	<i>pannello</i>	<i>Vite AF <math>\varphi 8</math></i>									
1S-5	<i>pannello</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 3.4</math></i>	1305	-	<i>due file in serie</i>	60	764	8401	36.26	35.00	
	-				<i>in parallelo</i>	100	2994	38921			
1S-5	<i>pannello</i>	<i>Vite AF <math>\varphi 8</math></i>									
1S-5	<i>pannello</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 3.4</math></i>	1250	-	<i>due file in serie</i>	60	764	8019	37.55	40.00	
	-				<i>in parallelo</i>	100	2994	38921			
1S-5	<i>pannello</i>	<i>Vite AF <math>\varphi 8</math></i>									
1S-6	<i>pannello</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 3.4</math></i>	5934	-	<i>due file in serie</i>	60	764	37804	18.48	20.00	
	-				<i>in parallelo</i>	250	2994	71853			
1S-6	<i>pannello</i>	<i>Vite AF <math>\varphi 8</math></i>									

## Allegato B

1S-7	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.5	6969	-	due file in serie	60	764	44296	18.38	20.00	
1S-7		Vite AF φ9			in parallelo	250	2994	83829			
1S-8	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.5	10849	-	due file in serie	60	764	69117	18.24	20.00	
1S-8		Vite AF φ9			in parallelo	250	2994	12873			
1S-9	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.6	6969	-	due file in serie	60	764	44296	18.38	20.00	
1S-9		Vite AF φ10			in parallelo	250	2994	83829			
1S-10	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.7	10849	-	due file in serie	60	764	69117	18.24	20.00	
1S-10		Vite AF φ11			in parallelo	250	2994	12873			
1S-11	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.8	6969	-	due file in serie	60	764	44296	18.38	20.00	
1S-11		Vite AF φ12			in parallelo	250	2994	83829			
1S-12	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.9	10849	-	due file in serie	60	764	69117	18.24	20.00	
1S-12		Vite AF φ13			in parallelo	250	2994	12873			
1S-13	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.10	6457	-	due file in serie	60	764	41241	18.44	20.00	
1S-13		Vite AF φ14			in parallelo	250	2994	77841			
1S-14	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.11	10849	-	due file in serie	60	764	69117	18.24	20.00	
1S-14		Vite AF φ15			in parallelo	250	2994	12873			
1S-15	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.12	6457	-	due file in serie	60	764	41241	18.44	20.00	
1S-15		Vite AF φ16			in parallelo	250	2994	77841			
1S-16	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.13	10849	-	due file in serie	60	764	69117	18.24	20.00	
1S-16		Vite AF φ17			in parallelo	250	2994	12873			
1S-17	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.14	21807	-	due file in serie	60	764	13861	18.30	20.00	
1S-17		Vite AF φ18			in parallelo	250	2994	26046			
1S-18	pannello	Chiodi	20307	-	due file in	60	764	12906	18.30	20.00	

	- pannello	ring $\varphi 3.15$			serie			9			
1S-18		Vite AF $\varphi 19$			in parallelo	250	2994	24250 5			
1S-19	pannello - pannello	Chiodi ring $\varphi 3.16$	17840	-	due file in serie	60	764	11341 3	18.27	20.00	
1S-19		Vite AF $\varphi 20$			in parallelo	250	2994	21256 6			
1S-20	pannello - pannello	Chiodi ring $\varphi 3.17$	17840	-	due file in serie	60	764	11341 3	18.27	20.00	
1S-20		Vite AF $\varphi 21$			in parallelo	250	2994	21256 6			
1S-21	pannello - pannello	Chiodi ring $\varphi 3.18$	17840	-	due file in serie	60	764	11341 3	18.27	20.00	
1S-21		Vite AF $\varphi 22$			in parallelo	250	2994	21256 6			
1S-22	pannello - pannello	Chiodi ring $\varphi 3.19$	17840	-	due file in serie	60	764	11341 3	18.27	20.00	
1S-22		Vite AF $\varphi 23$			in parallelo	250	2994	21256 6			
1S-23	pannello - pannello	Chiodi ring $\varphi 3.20$	17840	-	due file in serie	60	764	11341 3	18.27	20.00	
1S-23		Vite AF $\varphi 24$			in parallelo	250	2994	21256 6			
1S-24	pannello - pannello	Chiodi ring $\varphi 3.21$	17840	-	due file in serie	60	764	11341 3	18.27	20.00	
1S-24		Vite AF $\varphi 25$			in parallelo	250	2994	21256 6			
1S-26	pannello - pannello	Chiodi ring $\varphi 3.4$	4690	-	due file in serie	60	764	29785	18.48	20.00	
1S-26		Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	250	2994	56884			
1S-26	pannello - pannello	Chiodi ring $\varphi 3.4$	1140	-	due file in serie	60	764	7255	35.25	35.00	
1S-26		Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	100	2994	32933			
1S-27	pannello - pannello	Chiodi ring $\varphi 3.4$	2716	-	due file in serie	60	764	17184	18.45	20.00	
1S-27		Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	250	2994	32933			
1S-27	pannello - pannello	Chiodi ring $\varphi 3.4$	1250	-	due file in serie	60	764	8019	37.55	40.00	
1S-27		Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	100	2994	38921			

Allegato B

1S-28	pannello -	Chiodi ring φ3.4	2716	-	due file in serie	60	764	17184	18.45	20.00	
1S-28	pannello -	Vite AF φ8			in parallelo	250	2994	32933			
1S-28	pannello -	Chiodi ring φ3.4	1250	-	due file in serie	60	764	8019	37.55	40.00	
1S-28		Vite AF φ8			in parallelo	100	2994	38921			
1S-29	pannello -	Chiodi ring φ3.4	2716	-	due file in serie	60	764	17184	18.45	20.00	
1S-29		Vite AF φ8			in parallelo	250	2994	32933			
1S-29	pannello -	Chiodi ring φ3.4	1250	-	due file in serie	60	764	8019	37.55	40.00	
1S-29		Vite AF φ8			in parallelo	100	2994	38921			
1S-30	pannello -	Chiodi ring φ3.4	2716	-	due file in serie	60	764	17184	18.45	20.00	
1S-30		Vite AF φ8			in parallelo	250	2994	32933			
1S-30	pannello -	Chiodi ring φ3.4	1250	-	due file in serie	60	764	8019	37.55	40.00	
1S-30		Vite AF φ8			in parallelo	100	2994	38921			
1S-31	pannello -	Chiodi ring φ3.4	2716	-	due file in serie	60	764	17184	18.45	20.00	
1S-31		Vite AF φ8			in parallelo	250	2994	32933			
1S-31	pannello -	Chiodi ring φ3.4	1250	-	due file in serie	60	764	8019	37.55	40.00	
1S-31		Vite AF φ8			in parallelo	100	2994	38921			
1S-32	pannello -	Chiodi ring φ3.4	2716	-	due file in serie	60	764	17184	18.45	20.00	
1S-32		Vite AF φ8			in parallelo	250	2994	32933			
1S-32	pannello -	Chiodi ring φ3.4	1250	-	due file in serie	60	764	8019	37.55	40.00	
1S-32		Vite AF φ8			in parallelo	100	2994	38921			
1S-33	pannello -	Chiodi ring φ3.4	1195	-	due file in serie	60	764	7637	36.46	35.00	
1S-33		Vite AF φ8			in parallelo	100	2994	35927			
1S-33	pannello -	Chiodi ring φ3.4	1250	-	due file in serie	60	764	8019	37.55	40.00	
1S-33		Vite AF φ8			in parallelo	100	2994	38921			
1S-34	pannello -	Chiodi ring	4345	-	due file in serie	60	764	27494	18.04	20.00	

	<i>pannello</i>	<i>φ3.21</i>			<i>in parallelo</i>	250	2994	50896			
1S-34		<i>Vite AF φ25</i>									
1B-1	<i>parete-solaio base</i>	<i>Chiodi ring φ4.0</i>	3799	2795	<i>in serie</i>	370	1740	85854	22.60	20.00	
1B-1		<i>Vite AF φ8</i>					5988				
1B-1	<i>pannello - pannello</i>	<i>Chiodi ring φ3.4</i>			<i>due file in serie</i>	50	764	42768	15.30	15.00	
1B-1	<i>parete-solaio sommità</i>	<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	74847	19.70	20.00	
1B-1	<i>pannelli ortogonali</i>	<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	56884	20.35	20.00	
1B-2	<i>parete-solaio base</i>	<i>Chiodi ring φ4.0</i>		2795	<i>in serie</i>	370	1740	17171	22.93	20.00	
1B-2		<i>Vite AF φ8</i>					5988				
1B-2	<i>parete-solaio sommità</i>	<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	14969	19.99	20.00	
1B-2	<i>pannelli ortogonali</i>	<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	56884	20.35	20.00	
1B-3	<i>parete-solaio base</i>	<i>Chiodi ring φ4.0</i>	705	2795	<i>in serie</i>	350	1740	17171	24.36	25.00	
1B-3		<i>Vite AF φ8</i>					5988				
1B-3	<i>parete-solaio sommità</i>	<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	14969	21.23	20.00	
1B-3	<i>pannelli ortogonali</i>	<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	56884	20.35	20.00	
1B-4	<i>parete-solaio base</i>	<i>Chiodi ring φ4.0</i>	575	2795	<i>in serie</i>	500	1740	8585	14.93	15.00	
1B-4		<i>Vite AF φ8</i>					5988				
1B-4	<i>parete-solaio sommità</i>	<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	11976	20.83	20.00	
1B-5	<i>parete-solaio base</i>	<i>Chiodi ring φ4.0</i>	5067	2795	<i>in serie</i>	400	1740	11161 1	22.03	20.00	
1B-5		<i>Vite AF φ8</i>					5988				
1B-5	<i>pannello -</i>	<i>Chiodi ring φ3.4</i>			<i>due file in serie</i>	20	764	10692 1	38.25	40.00	

Allegato B

	<i>pannello</i>										
1B-5	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	10179 2	20.09	20.00	
1B-5	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	56884	20.35	20.00	
1B-6	<i>parete-solaio base</i>	Chiodi ring φ4.0	660	2795	<i>in serie</i>	300	1740	17171	26.02	25.00	
1B-6		Vite AF φ8					5988				
1B-6	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	11976	18.14	20.00	
1F-1	<i>parete-solaio base</i>	Chiodi ring φ4.0	1946	2795	<i>in serie</i>	600	1740	25756	13.24	15.00	
1F-1		Vite AF φ8					5988				
1F-1	<i>pannello - pannello</i>	Chiodi ring φ3.4			<i>due file in serie</i>	150	764	14511	5.19	5.00	
1F-1	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	38921	20.00	20.00	
1F-1	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	56884	20.35	20.00	
1F-2	<i>parete-solaio base</i>	Chiodi ring φ4.0	938	2795	<i>in serie</i>	450	1740	17171	18.31	20.00	
1F-2		Vite AF φ8					5988				
1F-2	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	17963	19.15	20.00	
1F-2	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	56884	20.35	20.00	
1F-3	<i>parete-solaio base</i>	Chiodi ring φ4.0	1200	2795	<i>in serie</i>	550	1740	17171	14.31	15.00	
1F-3		Vite AF φ8					5988				
1F-3	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	23951	19.96	20.00	
1F-4	<i>parete-solaio base</i>	Chiodi ring φ4.0	1893	2795	<i>in serie</i>	370	1740	42927	22.68	25.00	
1F-4		Vite AF φ8					5988				
1F-4	<i>pannello -</i>	Chiodi ring φ3.4			<i>due file in serie</i>	150	764	14511	5.19	5.00	

	<i>pannello</i>										
1F-4	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	38921	20.56	20.00	
1F-4	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	56884	20.35	20.00	
1F-5	<i>parete-solaio base</i>	Chiodi ring φ4.0	1736	2795	<i>in serie</i>	850	1740	17171	9.89	10.00	
1F-5		Vite AF φ8					5988				
1F-5	<i>pannello - pannello</i>	Chiodi ring φ3.4			<i>due file in serie</i>	150	764	14511	5.19	5.00	
1F-5	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	35927	20.70	20.00	
1F-5	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	56884	20.35	20.00	
1F-6	<i>parete-solaio base</i>	Chiodi ring φ4.0	660	2795	<i>in serie</i>	320	1740	17171	26.02	25.00	
1F-6		Vite AF φ8					5988				
1F-6	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	11976	18.14	20.00	
II-1	<i>parete-solaio base</i>	Chiodi ring φ4.0	6175	2795	<i>in serie</i>	650	1740	85854	13.90	15.00	
II-1		Vite AF φ8					5988				
II-1	<i>pannello - pannello</i>	Chiodi ring φ3.4			<i>due file in serie</i>	100	764	21384	7.65	10.00	
II-1	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	122750	19.88	20.00	
II-1	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	56884	20.35	20.00	
II-2	<i>parete-solaio base</i>	Chiodi ring φ4.0	2575	2795	<i>in serie</i>	800	1740	25756	10.00	10.00	
II-2		Vite AF φ8					5988				
II-2	<i>pannello - pannello</i>	Chiodi ring φ3.4			<i>due file in serie</i>	50	764	42768	15.30	15.00	
II-2	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	50896	19.77	20.00	

Allegato B

1I-2	pannelli ortogona li	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	150	2994	56884	20.35	20.00	
1I-3	parete- solaio base	Chiodi ring $\varphi 4.0$	1000	2795	in serie	450	1740	17171	17.17	15.00	
1I-3		Vite AF $\varphi 8$					5988				
1I-3	parete- solaio sommità	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	150	2994	20957	20.96	20.00	
1I-4	parete- solaio base	Chiodi ring $\varphi 4.0$	5100	2795	in serie	700	1740	60098	11.78	10.00	
1I-4		Vite AF $\varphi 8$					5988				
1I-4	pannello - pannello	Chiodi ring $\varphi 3.4$			due file in serie	50	764	42768	15.30	15.00	
1I-4	parete- solaio sommità	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	150	2994	10179	19.96	20.00	
1I-4	pannelli ortogona li	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	150	2994	56884	20.35	20.00	
12'-1	parete- solaio base	Chiodi ring $\varphi 4.0$	1799	2795	in serie	550	1740	25756	14.32	15.00	
12'-1		Vite AF $\varphi 8$					5988				
12'-1	pannello - pannello	Chiodi ring $\varphi 3.4$			due file in serie	100	764	21384	7.65	10.00	
12'-1	parete- solaio sommità	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	150	2994	35927	19.97	20.00	
12'-1	pannelli ortogona li	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	150	2994	56884	20.35	20.00	
12'-2	parete- solaio base	Chiodi ring $\varphi 4.0$	2825	2795	in serie	700	1740	34342	12.16	10.00	
12'-2		Vite AF $\varphi 8$					5988				
12'-2	pannello - pannello	Chiodi ring $\varphi 3.4$			due file in serie	150	764	14511	5.19	5.00	
12'-2	parete- solaio sommità	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	150	2994	56884	20.14	20.00	
12'-3	parete- solaio base	Chiodi ring $\varphi 4.0$	1224	2795	in serie	600	1740	17171	14.03	15.00	
12'-3		Vite AF $\varphi 8$					5988				

12'-3	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	23951	19.57	20.00	
12'-3	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	56884	20.35	20.00	
13-1	<i>parete-solaio</i>	<i>Chiodi ring φ4.0</i>	1113	2795	<i>in serie</i>	500	1740	17171	15.43	15.00	
13-1	<i>base</i>	Vite AF φ8					5988				
13-1	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	20957	18.83	20.00	
13-1	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	56884	20.35	20.00	
13-2	<i>parete-solaio</i>	<i>Chiodi ring φ4.0</i>	1563	2795	<i>in serie</i>	500	1740	25756	16.48	15.00	
13-2	<i>base</i>	Vite AF φ8					5988				
13-2	<i>pannello - pannello</i>	<i>Chiodi ring φ3.4</i>			<i>due file in serie</i>	100	764	21384	7.65	10.00	
13-2	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	29939	19.15	20.00	
13-3	<i>parete-solaio</i>	<i>Chiodi ring φ4.0</i>	1661	2795	<i>in serie</i>	800	1740	17171	10.34	10.00	
13-3	<i>base</i>	Vite AF φ8					5988				
13-3	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	32933	19.83	20.00	
13-4	<i>parete-solaio</i>	<i>Chiodi ring φ4.0</i>	1661	2795	<i>in serie</i>	950	1740	17171	10.34	10.00	
13-4	<i>base</i>	Vite AF φ8					5988				
13-4	<i>pannello - pannello</i>	<i>Chiodi ring φ3.4</i>			<i>due file in serie</i>	150	764	14511	5.19	5.00	
13-4	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	32933	19.83	20.00	
13-4	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	56884	20.35	20.00	
14-1	<i>parete-solaio</i>	<i>Chiodi ring φ4.0</i>			<i>in serie</i>	650	1740	42927	12.49	10.00	
14-1	<i>base</i>	Vite AF φ8					5988				

## Allegato B

14-1	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.4			due file in serie	150	764	14511	5.19	5.00	
14-1	parete- solaio sommità	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	68860	20.03	20.00	
14-1	pannelli ortogona li	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	56884	20.35	20.00	
14-2	parete- solaio	Chiodi ring φ4.0	449	2795	in serie	400	1740	8585	19.12	20.00	
14-2	base	Vite AF φ8					5988				
14-2	parete- solaio sommità	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	8982	20.00	20.00	
14-2	pannelli ortogona li	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	56884	20.35	20.00	
15-1	parete- solaio	Chiodi ring φ4.0	4761	2795	in serie	650	1740	60098	12.62	10.00	
15-1	base	Vite AF φ8					5988				
15-1	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.4			due file in serie	150	764	14511	5.19	5.00	
15-1	parete- solaio sommità	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	95805	20.12	20.00	
15-1	pannelli ortogona li	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	56884	20.35	20.00	
16-1	parete- solaio	Chiodi ring φ4.0	7891	2795	in serie	650	1740	10302	13.06	10.00	
16-1	base	Vite AF φ8					5988				
16-1	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.4			due file in serie	150	764	14511	5.19	5.00	
16-1	parete- solaio sommità	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	15867	20.11	20.00	
16-1	pannelli ortogona li	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	56884	20.35	20.00	
16'-1	parete- solaio	Chiodi ring φ4.0	3149	2795	in serie	600	1740	42927	13.63	10.00	
16'-1	base	Vite AF φ8					5988				
16'-1	pannello	Chiodi			due file in	150	764	14511	5.19	5.00	

	- pannello	ring φ3.4			serie						
16'-1	parete- solaio sommità	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	62872	19.97	20.00	
16'-1	pannelli ortogona- li	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	56884	20.35	20.00	
16'-2	parete- solaio base	Chiodi ring φ4.0			in serie	600	1740	60098	13.82	15.00	
16'-2		Vite AF φ8					5988				
16'-2	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.4			due file in serie	150	764	14511	5.19	5.00	
16'-2	parete- solaio sommità	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	86823	19.96	20.00	
16'-2	pannelli ortogona- li	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	56884	20.35	20.00	
16'-3	parete- solaio base	Chiodi ring φ4.0			in serie	200	1740	17171	38.24	40.00	
16'-3		Vite AF φ8					5988				
16'-3	parete- solaio sommità	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	8982	20.00	20.00	
16'-3	pannelli ortogona- li	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	56884	20.35	20.00	
19-1	parete- solaio base	Chiodi ring φ4.0			in serie	400	1740	34342	20.66	20.00	
19-1		Vite AF φ8					5988				
19-1	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.4			due file in serie	100	764	21384	7.65	10.00	
19-1	parete- solaio sommità	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	32933	19.82	20.00	
19-1	pannelli ortogona- li	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	56884	20.35	20.00	
19-2	parete- solaio base	Chiodi ring φ4.0			in serie	770	1740	34342	10.99	10.00	
19-2		Vite AF φ8					5988				
19-2	pannello -	Chiodi ring φ3.4			due file in serie	50	764	42768	15.30	15.00	

Allegato B

	<i>pannello</i>										
19-2	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	62872	20.12	20.00	
19-3	<i>parete-solaio base</i>	Chiodi ring φ4.0	2768	2795	<i>in serie</i>	370	1740	60098	21.71	20.00	
19-3		Vite AF φ8					5988				
19-3	<i>pannello - pannello</i>	Chiodi ring φ3.4			<i>due file in serie</i>	50	764	42768	15.30	15.00	
19-3	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	53890	19.47	20.00	
19-3	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	56884	20.35	20.00	
19-4	<i>parete-solaio base</i>	Chiodi ring φ4.0	970	2795	<i>in serie</i>	450	1740	17171	17.70	20.00	
19-4		Vite AF φ8					5988				
19-4	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	17963	18.52	20.00	
19-5	<i>parete-solaio base</i>	Chiodi ring φ4.0	1390	2795	<i>in serie</i>	650	1740	17171	12.35	10.00	
19-5		Vite AF φ8					5988				
19-5	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	26945	19.38	20.00	
19-6	<i>parete-solaio base</i>	Chiodi ring φ4.0	1133	2795	<i>in serie</i>	550	1740	17171	15.16	15.00	
19-6		Vite AF φ8					5988				
19-6	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	23951	21.14	20.00	
19-6	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	56884	20.35	20.00	
112-1	<i>parete-solaio base</i>	Chiodi ring φ4.0	620	2795	<i>in serie</i>	300	1740	17171	27.69	30.00	
112-1		Vite AF φ8					5988				
112-1	<i>pannello - pannello</i>	Chiodi ring φ3.4			<i>due file in serie</i>	100	764	21384	7.65	10.00	
112-1	<i>parete-solaio</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	11976	19.32	20.00	

	<i>sommità</i>										
113-1	<i>parete-solaio</i> <i>base</i>	<i>Chiodi ring φ4.0</i>	620	2795	<i>in serie</i>	300	1740	17171	27.69	30.00	
113-1		<i>Vite AF φ8</i>					5988				
113-1	<i>pannello - pannello</i>	<i>Chiodi ring φ3.4</i>			<i>due file in serie</i>	100	764	21384	7.65	10.00	
113-1		<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	11976	19.32	20.00	
2S-1	<i>pannello - pannello</i>	<i>Chiodi ring φ3.4</i>	5448	-	<i>due file in serie</i>	60	764	34749	18.47	20.00	
2S-1		<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	250	2994	65866			
2S-2	<i>pannello - pannello</i>	<i>Chiodi ring φ3.4</i>	2881	-	<i>due file in serie</i>	60	764	18329	18.83	20.00	
2S-2		<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	250	2994	35927			
2S-2	<i>pannello - pannello</i>	<i>Chiodi ring φ3.4</i>	1165	-	<i>due file in serie</i>	60	764	7255	37.07	35.00	
2S-2		<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	100	2994	35927			
2S-3	<i>pannello - pannello</i>	<i>Chiodi ring φ3.4</i>	2881	-	<i>due file in serie</i>	60	764	18329	18.83	20.00	
2S-3		<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	250	2994	35927			
2S-3	<i>pannello - pannello</i>	<i>Chiodi ring φ3.4</i>	1250	-	<i>due file in serie</i>	60	764	8019	37.55	40.00	
2S-3		<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	100	2994	38921			
2S-4	<i>pannello - pannello</i>	<i>Chiodi ring φ3.4</i>	2881	-	<i>due file in serie</i>	60	764	18329	18.83	20.00	
2S-4		<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	250	2994	35927			
2S-4	<i>pannello - pannello</i>	<i>Chiodi ring φ3.4</i>	1250	-	<i>due file in serie</i>	60	764	8019	37.55	40.00	
2S-4		<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	100	2994	38921			
2S-5	<i>pannello - pannello</i>	<i>Chiodi ring φ3.4</i>	1305	-	<i>due file in serie</i>	60	764	8401	36.26	35.00	
2S-5		<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	100	2994	38921			
2S-5	<i>pannello - pannello</i>	<i>Chiodi ring φ3.4</i>	1250	-	<i>due file in serie</i>	60	764	8019	37.55	40.00	
2S-5		<i>Vite AF φ8</i>			<i>in parallelo</i>	100	2994	38921			
2S-6	<i>pannello -</i>	<i>Chiodi ring φ3.4</i>	5934	-	<i>due file in serie</i>	60	764	37804	18.48	20.00	

2S-6	pannello	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	250	2994	71853			
2S-7	pannello -	Chiodi ring $\varphi 3.5$	6969	-	due file in serie	60	764	44296	18.38	20.00	
2S-7		Vite AF $\varphi 9$			in parallelo	250	2994	83829			
2S-8	pannello -	Chiodi ring $\varphi 3.5$	10849	-	due file in serie	60	764	69117	18.24	20.00	
2S-8		Vite AF $\varphi 9$			in parallelo	250	2994	12873 7			
2S-9	pannello -	Chiodi ring $\varphi 3.6$	6969	-	due file in serie	60	764	44296	18.38	20.00	
2S-9		Vite AF $\varphi 10$			in parallelo	250	2994	83829			
2S-10	pannello -	Chiodi ring $\varphi 3.7$	10849	-	due file in serie	60	764	69117	18.24	20.00	
2S-10		Vite AF $\varphi 11$			in parallelo	250	2994	12873 7			
2S-11	pannello -	Chiodi ring $\varphi 3.8$	6969	-	due file in serie	60	764	44296	18.38	20.00	
2S-11		Vite AF $\varphi 12$			in parallelo	250	2994	83829			
2S-12	pannello -	Chiodi ring $\varphi 3.9$	10849	-	due file in serie	60	764	69117	18.24	20.00	
2S-12		Vite AF $\varphi 13$			in parallelo	250	2994	12873 7			
2S-13	pannello -	Chiodi ring $\varphi 3.10$	6457	-	due file in serie	60	764	41241	18.44	20.00	
2S-13		Vite AF $\varphi 14$			in parallelo	250	2994	77841			
2S-14	pannello -	Chiodi ring $\varphi 3.11$	10849	-	due file in serie	60	764	69117	18.24	20.00	
2S-14		Vite AF $\varphi 15$			in parallelo	250	2994	12873 7			
2S-15	pannello -	Chiodi ring $\varphi 3.12$	6457	-	due file in serie	60	764	41241	18.44	20.00	
2S-15		Vite AF $\varphi 16$			in parallelo	250	2994	77841			
2S-16	pannello -	Chiodi ring $\varphi 3.13$	10849	-	due file in serie	60	764	69117	18.24	20.00	
2S-16		Vite AF $\varphi 17$			in parallelo	250	2994	12873 7			
2S-17	pannello	Chiodi ring $\varphi 3.14$	21807	-	due file in serie	60	764	13861 6	18.30	20.00	

2S-17		Vite AF φ18			in parallelo	250	2994	26046 9			
2S-18	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.15	20307	-	due file in serie	60	764	12906 9	18.30	20.00	
2S-18		Vite AF φ19			in parallelo	250	2994	24250 5			
2S-19	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.16	17840	-	due file in serie	60	764	11341 3	18.27	20.00	
2S-19		Vite AF φ20			in parallelo	250	2994	21256 6			
2S-20	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.17	17840	-	due file in serie	60	764	11341 3	18.27	20.00	
2S-20		Vite AF φ21			in parallelo	250	2994	21256 6			
2S-21	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.18	17840	-	due file in serie	60	764	11341 3	18.27	20.00	
2S-21		Vite AF φ22			in parallelo	250	2994	21256 6			
2S-22	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.19	17840	-	due file in serie	60	764	11341 3	18.27	20.00	
2S-22		Vite AF φ23			in parallelo	250	2994	21256 6			
2S-23	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.20	17840	-	due file in serie	60	764	11341 3	18.27	20.00	
2S-23		Vite AF φ24			in parallelo	250	2994	21256 6			
2S-24	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.21	17840	-	due file in serie	60	764	11341 3	18.27	20.00	
2S-24		Vite AF φ25			in parallelo	250	2994	21256 6			
2S-26	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.4	4690	-	due file in serie	60	764	29785	18.48	20.00	
2S-26		Vite AF φ8			in parallelo	250	2994	56884			
2S-26	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.4	1140	-	due file in serie	60	764	7255	35.25	35.00	
2S-26		Vite AF φ8			in parallelo	100	2994	32933			
2S-27	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.4	2716	-	due file in serie	60	764	17184	18.45	20.00	
2S-27		Vite AF φ8			in parallelo	250	2994	32933			

Allegato B

2S-27	pannello -	Chiodi ring φ3.4	1250	-	due file in serie	60	764	8019	37.55	40.00	
2S-27	pannello -	Vite AF φ8			in parallelo	100	2994	38921			
2S-28	pannello -	Chiodi ring φ3.4	2716	-	due file in serie	60	764	17184	18.45	20.00	
2S-28		Vite AF φ8			in parallelo	250	2994	32933			
2S-28	pannello -	Chiodi ring φ3.4	1250	-	due file in serie	60	764	8019	37.55	40.00	
2S-28		Vite AF φ8			in parallelo	100	2994	38921			
2S-29	pannello -	Chiodi ring φ3.4	2716	-	due file in serie	60	764	17184	18.45	20.00	
2S-29		Vite AF φ8			in parallelo	250	2994	32933			
2S-29	pannello -	Chiodi ring φ3.4	1250	-	due file in serie	60	764	8019	37.55	40.00	
2S-29		Vite AF φ8			in parallelo	100	2994	38921			
2S-30	pannello -	Chiodi ring φ3.4	2716	-	due file in serie	60	764	17184	18.45	20.00	
2S-30		Vite AF φ8			in parallelo	250	2994	32933			
2S-30	pannello -	Chiodi ring φ3.4	1250	-	due file in serie	60	764	8019	37.55	40.00	
2S-30		Vite AF φ8			in parallelo	100	2994	38921			
2S-31	pannello -	Chiodi ring φ3.4	2716	-	due file in serie	60	764	17184	18.45	20.00	
2S-31		Vite AF φ8			in parallelo	250	2994	32933			
2S-31	pannello -	Chiodi ring φ3.4	1250	-	due file in serie	60	764	8019	37.55	40.00	
2S-31		Vite AF φ8			in parallelo	100	2994	38921			
2S-32	pannello -	Chiodi ring φ3.4	2716	-	due file in serie	60	764	17184	18.45	20.00	
2S-32		Vite AF φ8			in parallelo	250	2994	32933			
2S-32	pannello -	Chiodi ring φ3.4	1250	-	due file in serie	60	764	8019	37.55	40.00	
2S-32		Vite AF φ8			in parallelo	100	2994	38921			
2S-33	pannello -	Chiodi ring φ3.4	1195	-	due file in serie	60	764	7637	36.46	35.00	
2S-33		Vite AF φ8			in parallelo	100	2994	35927			
2S-33	pannello -	Chiodi ring φ3.4	1250	-	due file in serie	60	764	8019	37.55	40.00	

2S-33	pannello	Vite AF φ8			in parallelo	100	2994	38921			
2S-34	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.21	4345	-	due file in serie	60	764	27494	18.04	20.00	
2S-34		Vite AF φ25			in parallelo	250	2994	50896			
2B-1	parete- solaio base	Chiodi ring φ4.0	3799	2230	in serie	370	1740	85854	22.60	25.00	
2B-1		Vite AF φ8					5988				
2B-1	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.4			due file in serie	50	764	34368	15.41	15.00	
2B-1	parete- solaio sommità	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	74847	19.70	20.00	
2B-1	pannelli ortogonali	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	44908	20.14	20.00	
2B-2	parete- solaio base	Chiodi ring φ4.0		2230	in serie	370	1740	17171	22.93	25.00	
2B-2		Vite AF φ8					5988				
2B-2	parete- solaio sommità	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	14969	19.99	20.00	
2B-2	pannelli ortogonali	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	44908	20.14	20.00	
2B-3	parete- solaio base	Chiodi ring φ4.0	705	2230	in serie	350	1740	17171	24.36	25.00	
2B-3		Vite AF φ8					5988				
2B-3	parete- solaio sommità	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	14969	21.23	20.00	
2B-3	pannelli ortogonali	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	44908	20.14	20.00	
2B-4	parete- solaio base	Chiodi ring φ4.0	575	2230	in serie	500	1740	8585	14.93	15.00	
2B-4		Vite AF φ8					5988				
2B-4	parete- solaio sommità	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	11976	20.83	20.00	
2B-5	parete- solaio	Chiodi ring φ4.0	3331	2230	in serie	400	1740	68684	20.62	20.00	

Allegato B

2B-5	base	Vite AF φ8				5988				
2B-5	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.4		due file in serie	50	764	34368	15.41	15.00	
2B-5	parete- solaio sommità	Vite AF φ8		in parallelo	150	2994	65866	19.77	20.00	
2B-5	pannelli ortogona li	Vite AF φ8		in parallelo	150	2994	44908	20.14	20.00	
2F-1	parete- solaio	Chiodi ring φ4.0	1946	2230	in serie	600	1740	25756	13.24	15.00
2F-1	base	Vite AF φ8				5988				
2F-1	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.4		due file in serie	150	764	11456	5.14	5.00	
2F-1	parete- solaio sommità	Vite AF φ8		in parallelo	150	2994	38921	20.00	20.00	
2F-1	pannelli ortogona li	Vite AF φ8		in parallelo	150	2994	44908	20.14	20.00	
2F-2	parete- solaio	Chiodi ring φ4.0	938	3549	in serie	450	1740	17171	18.31	20.00
2F-2	base	Vite AF φ8				5988				
2F-2	parete- solaio sommità	Vite AF φ8		in parallelo	150	2994	17963	19.15	20.00	
2F-2	pannelli ortogona li	Vite AF φ8		in parallelo	150	2994	71853	20.25	20.00	
2F-3	parete- solaio	Chiodi ring φ4.0	1200	4232	in serie	550	1740	17171	14.31	15.00
2F-3	base	Vite AF φ8				5988				
2F-3	parete- solaio sommità	Vite AF φ8		in parallelo	150	2994	23951	19.96	20.00	
2F-4	parete- solaio	Chiodi ring φ4.0	1893	4232	in serie	600	1740	25756	13.61	15.00
2F-4	base	Vite AF φ8				5988				
2F-4	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.4		due file in serie	150	764	21384	5.05	5.00	
2F-4	parete- solaio	Vite AF φ8		in parallelo	150	2994	38921	20.56	20.00	

	<i>sommità</i>										
2F-4	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	83829	19.81	20.00	
2I-1	<i>parete-solaio base</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 4.0</math></i>	4174	2230	<i>in serie</i>	650	1740	51513	12.34	15.00	
2I-1		Vite AF $\varphi 8$					5988				
2I-1	<i>pannello - pannello</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 3.4</math></i>			<i>due file in serie</i>	50	764	34368	15.41	15.00	
2I-1	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	83829	20.08	20.00	
2I-1	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	44908	20.14	20.00	
2I-2	<i>parete-solaio base</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 4.0</math></i>	2575	2230	<i>in serie</i>	800	1740	25756	10.00	10.00	
2I-2		Vite AF $\varphi 8$					5988				
2I-2	<i>pannello - pannello</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 3.4</math></i>			<i>due file in serie</i>	50	764	34368	15.41	15.00	
2I-2	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	50896	19.77	20.00	
2I-2	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	44908	20.14	20.00	
2I-3	<i>parete-solaio base</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 4.0</math></i>	1000	2230	<i>in serie</i>	450	1740	17171	17.17	15.00	
2I-3		Vite AF $\varphi 8$					5988				
2I-3	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	20957	20.96	20.00	
2I-4	<i>parete-solaio base</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 4.0</math></i>	5100	2230	<i>in serie</i>	700	1740	60098	11.78	10.00	
2I-4		Vite AF $\varphi 8$					5988				
2I-4	<i>pannello - pannello</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 3.4</math></i>			<i>due file in serie</i>	50	764	34368	15.41	15.00	
2I-4	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	10179	19.96	20.00	
2I-4	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF $\varphi 8$			<i>in parallelo</i>	150	2994	44908	20.14	20.00	

Allegato B

22'-1	parete-solaio base	Chiodi ring φ4.0 Vite AF φ8	1799	2230	in serie	550	1740	25756	14.32	15.00	
22'-1							5988				
22'-1	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.4			due file in serie	150	764	11456	5.14	5.00	
22'-1	parete-solaio sommità	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	35927	19.97	20.00	
22'-1	pannelli ortogonali	Vite AF φ8	2825	2230	in parallelo	150	2994	44908	20.14	20.00	
22'-2	parete-solaio base	Chiodi ring φ4.0 Vite AF φ8				700	1740	34342	12.16	10.00	
22'-2							5988				
22'-2	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.4			due file in serie	150	764	11456	5.14	5.00	
22'-2	parete-solaio sommità	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	56884	20.14	20.00	
22'-3	parete-solaio base	Chiodi ring φ4.0 Vite AF φ8	1224	2230	in serie	600	1740	17171	14.03	15.00	
22'-3							5988				
22'-3	parete-solaio sommità	Vite AF φ8			in parallelo	100	2994	35927	29.35	30.00	
22'-3	pannelli ortogonali	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	44908	20.14	20.00	
23-1	parete-solaio base	Chiodi ring φ4.0 Vite AF φ8	1113	2230	in serie	500	1740	17171	15.43	15.00	
23-1							5988				
23-1	parete-solaio sommità	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	20957	18.83	20.00	
23-1	pannelli ortogonali	Vite AF φ8			in parallelo	150	2994	44908	20.14	20.00	
23-2	parete-solaio base	Chiodi ring φ4.0 Vite AF φ8	3125	2230	in serie	500	1740	51513	16.48	15.00	
23-2							5988				
23-2	pannello - pannello	Chiodi ring φ3.4			due file in serie	150	764	11456	5.14	5.00	

23-2	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	62872	20.12	20.00	
23-3	<i>parete-solaio base</i>	Chiodi ring φ4.0	1661	2230	<i>in serie</i>	950	1740	17171	10.34	10.00	
23-3		Vite AF φ8					5988				
23-3	<i>pannello - pannello</i>	Chiodi ring φ3.4			<i>due file in serie</i>	150	764	11456	5.14	5.00	
23-3	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8	3438	3229	<i>in parallelo</i>	150	2994	32933	19.83	20.00	
23-3	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	44908	20.14	20.00	
24-1	<i>parete-solaio base</i>	Chiodi ring φ4.0			<i>in serie</i>	650	1740	42927	12.49	10.00	
24-1		Vite AF φ8					5988				
24-1	<i>pannello - pannello</i>	Chiodi ring φ3.4	449	3509	<i>due file in serie</i>	150	764	16802	5.20	5.00	
24-1	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	68860	20.03	20.00	
24-1	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	65866	20.40	20.00	
24-2	<i>parete-solaio base</i>	Chiodi ring φ4.0	4761	2230	<i>in serie</i>	400	1740	8585	19.12	20.00	
24-2		Vite AF φ8					5988				
24-2	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	8982	20.00	20.00	
24-2	<i>pannelli ortogonali</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	68860	19.62	20.00	
25-1	<i>parete-solaio base</i>	Chiodi ring φ4.0	4761	2230	<i>in serie</i>	650	1740	60098	12.62	15.00	
25-1		Vite AF φ8					5988				
25-1	<i>pannello - pannello</i>	Chiodi ring φ3.4			<i>due file in serie</i>	150	764	11456	5.14	5.00	
25-1	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8			<i>in parallelo</i>	150	2994	95805	20.12	20.00	

Allegato B

25-1	pannelli ortogonali	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	150	2994	44908	20.14	20.00	
26-1	parete-solaio base	Chiodi ring $\varphi 4.0$	7891	4850	in serie	650	1740	10302 5	13.06	15.00	
26-1		Vite AF $\varphi 8$					5988				
26-1	pannello - pannello	Chiodi ring $\varphi 3.4$			due file in serie	150	764	24439	5.04	5.00	
26-1	parete-solaio sommità	Vite AF $\varphi 8$	8199	2230	in parallelo	150	2994	15867 6	20.11	20.00	
26-1		pannelli ortogonali					2994	95805	19.75	20.00	
26'-1	parete-solaio base	Chiodi ring $\varphi 4.0$	8199	2230	in serie	650	1740	11161 1	13.61	15.00	
26'-1		Vite AF $\varphi 8$					5988				
26'-1	pannello - pannello	Chiodi ring $\varphi 3.4$			due file in serie	150	764	11456	5.14	5.00	
26'-1	parete-solaio sommità	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	150	2994	16466 4	20.08	20.00	
26'-1		pannelli ortogonali					2994	44908	20.14	20.00	
26'-2	parete-solaio base	Chiodi ring $\varphi 4.0$	449	4192	in serie	200	1740	17171	38.24	40.00	
26'-2		Vite AF $\varphi 8$					5988				
26'-2	parete-solaio sommità	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	150	2994	8982	20.00	20.00	
26'-2	pannelli ortogonali	Vite AF $\varphi 8$					2994	83829	20.00	20.00	
29-1	parete-solaio base	Chiodi ring $\varphi 4.0$	1662	2230	in serie	400	1740	34342	20.66	20.00	
29-1		Vite AF $\varphi 8$					5988				
29-1	pannello - pannello	Chiodi ring $\varphi 3.4$			due file in serie	150	764	11456	5.14	5.00	
29-1	parete-solaio sommità	Vite AF $\varphi 8$			in parallelo	150	2994	32933	19.82	20.00	
29-1		pannelli	Vite AF				150	2994	44908	20.14	20.00

	<i>ortogonali</i>	$\varphi 8$			<i>parallelo</i>						
29-2	<i>parete-solaio base</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 4.0</math></i>	3125	2230	<i>in serie</i>	770	1740	34342	10.99	10.00	
29-2		<i>Vite AF <math>\varphi 8</math></i>					5988				
29-2	<i>pannello - pannello</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 3.4</math></i>			<i>due file in serie</i>	50	764	34368	15.41	15.00	
29-2	<i>parete-solaio sommità</i>	<i>Vite AF <math>\varphi 8</math></i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	62872	20.12	20.00	
29-2	<i>pannelli ortogonali</i>	<i>Vite AF <math>\varphi 8</math></i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	44908	20.14	20.00	
29-3	<i>parete-solaio base</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 4.0</math></i>	2768	2230	<i>in serie</i>	670	1740	34342	12.41	10.00	
29-3		<i>Vite AF <math>\varphi 8</math></i>					5988				
29-3	<i>pannello - pannello</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 3.4</math></i>			<i>due file in serie</i>	50	764	34368	15.41	15.00	
29-3	<i>parete-solaio sommità</i>	<i>Vite AF <math>\varphi 8</math></i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	53890	19.47	20.00	
29-3	<i>pannelli ortogonali</i>	<i>Vite AF <math>\varphi 8</math></i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	44908	20.14	20.00	
29-4	<i>parete-solaio base</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 4.0</math></i>	3060	2230	<i>in serie</i>	700	1740	34342	11.22	10.00	
29-4		<i>Vite AF <math>\varphi 8</math></i>					5988				
29-4	<i>pannello - pannello</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 3.4</math></i>			<i>due file in serie</i>	150	764	11456	5.14	5.00	
29-4	<i>parete-solaio sommità</i>	<i>Vite AF <math>\varphi 8</math></i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	59878	19.57	20.00	
29-5	<i>parete-solaio base</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 4.0</math></i>	1133	2230	<i>in serie</i>	550	1740	17171	15.16	15.00	
29-5		<i>Vite AF <math>\varphi 8</math></i>					5988				
29-5	<i>parete-solaio sommità</i>	<i>Vite AF <math>\varphi 8</math></i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	23951	21.14	20.00	
29-5	<i>pannelli ortogonali</i>	<i>Vite AF <math>\varphi 8</math></i>			<i>in parallelo</i>	150	2994	44908	20.14	20.00	
112-1	<i>parete-solaio</i>	<i>Chiodi ring <math>\varphi 4.0</math></i>	620	3450	<i>in serie</i>	300	1740	17171	27.69	30.00	

## Allegato B

112-1	<i>base</i>	Vite AF φ8					5988				
112-1	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8		<i>in parallelo</i>	150	2994	11976	19.32	20.00		
113-1	<i>parete-solaio base</i>	<i>Chiodi ring φ4.0</i>	620	3450	<i>in serie</i>	300	1740	17171	27.69	30.00	
113-1		Vite AF φ8					5988				
113-1	<i>parete-solaio sommità</i>	Vite AF φ8		<i>in parallelo</i>	150	2994	11976	19.32	20.00		
SCAL A	<i>cosciale</i>	Vite AF φ6	1660	-	<i>due file in serie</i>	330	2245	5614	3.38	5.00	
SCAL A	<i>cosciale</i>	Vite AF φ6	1405	-	<i>due file in serie</i>	260	2245	5614	4.00	5.00	
SCAL A	<i>cosciale</i>	Vite AF φ6	1305	-	<i>due file in serie</i>	260	2245	5614	4.30	5.00	
SCAL A	<i>cosciale</i>	Vite AF φ6	1890	-	<i>due file in serie</i>	260	2245	7859	4.16	5.00	
SCAL A	<i>cosciale</i>	Vite AF φ6	1305	-	<i>due file in serie</i>	260	2245	5614	4.30	5.00	
SCAL A	<i>cosciale</i>	Vite AF φ6	1405	-	<i>due file in serie</i>	260	2245	5614	4.00	5.00	
SCAL A	<i>cosciale</i>	Vite AF φ6	1850	-	<i>due file in serie</i>	330	2245	5614	3.03	5.00	
SCAL A	<i>cosciale</i>	Vite AF φ6	1550	-	<i>due file in serie</i>	330	2245	4491	2.90	5.00	
SCAL A	<i>cosciale</i>	Vite AF φ6	1405	-	<i>due file in serie</i>	260	2245	5614	4.00	5.00	
SCAL A	<i>cosciale</i>	Vite AF φ6	1305	-	<i>due file in serie</i>	260	2245	5614	4.30	5.00	
SCAL A	<i>cosciale</i>	Vite AF φ6	1950	-	<i>due file in serie</i>	260	2245	7859	4.03	5.00	
SCAL A	<i>cosciale</i>	Vite AF φ6	1305	-	<i>due file in serie</i>	260	2245	5614	4.30	5.00	
SCAL A	<i>cosciale</i>	Vite AF φ6	1405	-	<i>due file in serie</i>	260	2245	5614	4.00	5.00	
SCAL A	<i>cosciale</i>	Vite AF φ6	1830	-	<i>due file in serie</i>	330	2245	5614	3.07	5.00	

# Allegato C

Viene riportato di seguito il tabulato di tutte le rigidezze taglienti equivalenti calcolate nel modello:

**Tabella C.1 Rigidezze taglienti equivalenti.**

PAR ETE	$h_{interpiano}$ [mm]	$L_{parete}$ [mm]	$b_{parete}$ [mm]	$n_{UV}$ [-]	$G$ [N/m m]	$K_{UB}$ [N/mm]	$K_{UV}$ [N/mm]	$K_{UV,orto}$ [N/mm]	$K_{US}$ [N/mm]	$G_{eq.}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{eq.,RFEM}$ usati [N/mm <sup>2</sup> ]
TB-1	2735	3799	110	2	690	162568	66597	-	75745	169.62	175
TB-2	2735	749	110	0	690	32035	0	-	14969	255.76	275
TB-3	2735	613	110	0	690	26945	0	-	11976	254.62	275
TB-4	2735	1618	110	1	690	29939	66444	-	32933	138.13	150
TB-5	2735	2003	110	1	690	86823	39714	-	38921	140.86	150
TB-6	2735	660	110	0	690	11976	0	-	11976	194.42	225
TD-1	9370	1288	110	0	690	53890	0	-	26945	464.96	500
TD-2	9370	1437	110	0	690	62872	0	-	29939	466.76	500
TD-3	2735	926	110	0	690	38921	0	-	17963	251.61	275
TF-1	2735	1946	110	1	690	83829	19857	-	38921	96.24	100
TF-2	2735	938	110	0	690	17963	0	-	17963	202.04	225
TF-3	2735	2700	110	2	690	50896	39714	-	53890	104.35	100
TF-4	2735	338	110	0	690	5988	0	-	5988	191.09	200
TF-5	2735	1736	110	1	690	74847	19857	-	35927	89.94	100
TF-6	2735	660	110	0	690	8982	0	-	11976	173.63	200
TI-1	2735	6175	110	4	690	116762	39714	-	122750	111.15	125
TI-2	2735	2575	110	2	690	47902	66444	-	50896	126.95	150
TI-3	2735	1000	110	0	690	41914	0	-	20957	259.86	275
TI-4	2735	5100	110	4	690	95805	39714	-	101792	101.38	100
TL-1	9370	1685	110	1	690	32933	39714	-	32933	65.42	75
T2'-1	2735	1799	110	1	690	32933	39714	50896	35927	103.60	100
T2'-2	2735	2825	110	2	690	119756	19857	-	56884	77.86	75
T2'-3	2735	1224	110	0	690	50896	0	50896	23951	209.46	225
T3-1	2735	1113	110	0	690	20957	0	50896	20957	174.15	200
T3-2	2735	1563	110	1	690	65866	39714	-	29939	124.48	125
T3-3	2735	1661	110	0	690	71853	0	-	32933	255.46	275
T3-4	2735	1661	110	1	690	29939	12983	50896	32933	56.44	50
T4-1	2735	3438	110	2	690	146701	66444	50896	68860	119.52	125
T4-2	2735	449	110	0	690	17963	0	50896	8982	234.84	250
T5-1	2735	4761	110	3	690	203585	39714	50896	95805	70.69	75
T6-1	2735	7891	110	6	690	146701	19857	50896	158676	50.72	50
T6'-1	2735	2823	110	2	690	119756	66444	50896	56884	118.56	125
T7-1	2735	3438	110	2	690	146701	39714	50896	68860	101.58	100

## Allegato C

T7-2	2735	449	110	0	690	17963	0	50896	8982	234.84	250
T8-1	2735	3749	110	2	690	161670	39714	50896	74847	102.65	100
T8-2	2735	312	110	0	690	11976	0	50896	5988	233.95	250
T9-1	2735	1707	110	1	690	32933	12983	50896	32933	57.60	50
T9-2	2735	970	110	0	690	41914	0	-	17963	247.85	275
T9-3	2735	1390	110	0	690	59878	0	-	26945	252.76	275
T9-4	2735	1133	110	0	690	20957	0	50896	23951	178.80	200
T10-1	2735	1662	110	1	690	29939	39714	50896	32933	101.07	100
T10-2	2735	3125	110	2	690	134725	12983	-	62872	61.53	50
T10-3	2735	1061	110	0	690	44908	0	50896	20957	215.67	225
T12-1	9370	1815	110	1	690	32933	66444	50896	35927	100.46	100
T13-1	2735	1815	110	1	690	20957	66444	50896	35927	107.30	100
1S-1;1S-15	6969	7148	181	6	690	0	128125	-	0	119.96	125
1S-2;1S-5	2881	4805	181	4	690	0	54256	-	0	123.20	125
1S-7;1S-16	10849	7148	181	6	690	0	197854	-	0	119.17	125
1S-17;1S-18	21807	2500	181	2	690	0	399084	-	0	124.33	125
1S-19;1S-34	17840	9700	181	7	690	0	325979	-	0	135.02	125
1S-27;1S-33	2716	8750	181	7	690	0	50117	-	0	125.18	125
1B-1	2976	3799	110	2	690	85854	42768	-	74847	129.31	125
1B-2	2976	749	110	0	690	17171	0	-	14969	230.73	250
1B-3	2976	705	110	0	690	17171	0	-	14969	240.12	250
1B-4	2976	575	110	0	690	8585	0	-	11976	200.36	225
1B-5	2976	5067	110	4	690	111611	106921	-	101792	156.37	150
1B-6	2976	660	110	0	690	17171	0	-	11976	230.91	250
1F-1	2976	1946	110	1	690	25756	14511	-	38921	66.77	75
1F-2	2976	938	110	0	690	17171	0	-	17963	210.96	225
1F-3	2976	1200	110	0	690	17171	0	-	23951	194.36	200
1F-4	2976	1893	110	1	690	42927	14511	-	38921	70.24	75
1F-5	2976	1736	110	1	690	17171	14511	56884	35927	56.11	50
1F-6	2976	660	110	0	690	17171	0	-	11976	230.91	250

11-1	2976	6175	110	4	690	85854	21384	-	122750	74.20	75
11-2	2976	2575	110	2	690	25756	42768	-	50896	90.57	100
11-3	2976	1000	110	0	690	17171	0	-	20957	212.18	225
11-4	2976	5100	110	4	690	60098	42768	-	101792	94.26	100
12'-1	2976	1799	110	1	690	25756	21384	-	35927	81.74	75
12'-2	2976	2825	110	2	690	34342	14511	-	56884	53.13	50
12'-3	2976	1224	110	0	690	17171	0	56884	23951	170.02	175
13-1	2976	1113	110	0	690	17171	0	56884	20957	175.92	175
13-2	2976	1563	110	1	690	25756	21384	-	29939	76.40	75
13-3	2976	1661	110	0	690	17171	0	-	32933	167.16	175
13-4	2976	1661	110	1	690	17171	14511	56884	32933	54.94	50
14-1	2976	3438	110	2	690	42927	14511	56884	68860	54.79	50
14-2	2976	449	110	0	690	8585	0	56884	8982	206.48	225
15-1	2976	4761	110	3	690	60098	14511	56884	95805	44.60	50
16-1	2976	7891	110	6	690	103025	14511	56884	158676	41.83	50
16'-1	2976	3149	110	2	690	42927	14511	56884	62872	52.92	50
16'-2	2976	4350	110	3	690	60098	14511	-	86823	54.98	50
16'-3	2976	449	110	0	690	17171	0	56884	8982	247.67	275
19-1	2976	1662	110	1	690	34342	21384	56884	32933	76.51	75
19-2	2976	3125	110	2	690	34342	42768	-	62872	101.36	100
19-3	2976	2768	110	2	690	60098	42768	-	53890	110.39	125
19-4	2976	970	110	0	690	17171	0	-	17963	206.08	225
19-5	2976	1390	110	0	690	17171	0	-	26945	180.78	200
19-6	2976	1133	110	0	690	17171	0	56884	23951	180.11	200
2S- 1;2S- 15	6969.00	7148.00	181.00	6.00	690.0	0.00	128124. 90	-	0.00	119.96	125
2S- 2;2S- 5	2881.00	4805.00	181.00	4.00	690.0	0.00	54256.0 5	-	0.00	123.20	125
2S- 7;2S- 16	10849.00	7148.00	181.00	6.00	690.0	0.00	197854. 27	-	0.00	119.17	125
2S- 17;2 S-18	21807.00	2500.00	181.00	2.00	690.0	0.00	399084. 28	-	0.00	124.33	125
2S- 19;2 S-34	17840.00	9700.00	181.00	7.00	690.0	0.00	325979. 16	-	0.00	135.02	125
2S- 27;2 S-33	2716.00	8750.00	181.00	7.00	690.0	0.00	50116.5 7	-	0.00	125.18	125
2B-1	2411	3799	110	2	690	85854	34368	-	74847	118.39	125
2B-2	2411	749	110	0	690	17171	0	-	14969	199.60	225
2B-3	2411	705	110	0	690	17171	0	-	14969	208.29	225
2B-4	2411	575	110	0	690	8585	0	-	11976	171.79	175
2B-5	2411	3331	110	2	690	68684	34368	-	65866	110.17	125

## Allegato C

2F-1	2411	1946	110	1	690	25756	11456	-	38921	61.97	50
2F-2	3730	938	110	0	690	17171	0	-	17963	245.40	275
2F-3	4413	1200	110	0	690	17171	0	-	23951	253.70	275
2F-4	4413	1893	110	1	690	25756	21384	-	38921	71.53	75
2I-1	2411	4174	110	3	690	51513	34368	-	83829	90.54	100
2I-2	2411	2575	110	2	690	25756	34368	-	50896	82.18	75
2I-3	2411	1000	110	0	690	17171	0	-	20957	182.56	200
2I-4	2411	5100	110	4	690	60098	34368	-	101792	86.03	100
22'-1	2411	1799	110	1	690	25756	11456	-	35927	59.76	50
22'-2	2411	2825	110	2	690	34342	11456	-	56884	49.69	50
22'-3	2411	1224	110	0	690	17171	0	44908	35927	154.06	175
23-1	2411	1113	110	0	690	17171	0	44908	20957	145.45	150
23-2	2411	3125	110	2	690	51513	11456	-	62872	55.58	50
23-3	2411	1661	110	1	690	17171	11456	44908	32933	49.84	50
24-1	3410	3438	110	2	690	42927	16802	65866	68860	58.24	50
24-2	3690	449	110	0	690	8585	0	68860	8982	240.83	275
25-1	2411	4761	110	3	690	60098	11456	44908	95805	37.64	25
26-1	5031	7891	110	6	690	103025	24439	95805	158676	51.02	50
26'-1	2411	8199	110	6	690	111611	11456	44908	164664	36.77	25
26'-2	4373	449	110	0	690	17171	0	83829	8982	316.70	350
29-1	2411	1662	110	1	690	34342	11456	44908	32933	54.88	50
29-2	2411	3125	110	2	690	34342	34368	-	62872	91.62	100
29-3	2411	2768	110	2	690	34342	34368	-	53890	89.98	100
29-4	2411	3060	110	2	690	34342	11456	-	59878	51.57	50
29-5	2411	1133	110	0	690	17171	0	44908	23951	148.90	150