CITTÀ METROPOLITANA DI BOLOGNA

AREA SERVIZI TERRITORIALI METROPOLITANI

.....

SERVIZIO EDILIZIA SCOLASTICA ed ISTITUZIONALE

.....

U.O. Edilizia Scolastica

COMUNE DI BOLOGNA

.....

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DEL POLO DINAMICO

Via Zacconi, Bologna

PROGETTO ESECUTIVO

IMPORTO DI PROGETTO:	€ 8.500.000,00
PROPRIETÀ:	CITTÀ METROPOLITANA DI BOLOGNA
Responsabile Unico del Procedimento:	ing. M. Biagetti
Progettista generale ed architettonico	arch. M. D'Oria
Elaborazioni grafiche	ing. F. Casadei
Collaboratori	ing. L. Prandstraller, geom. A. Bolognesi, geom. R. Marchesini
Progetto strutturale	S.A.P. Studio Associato di Progettazione
	ing. F. Malaguti, ing. P. Parma
Progetto impianti e antincendio	ing. S. Dalmonte

oggetto:	RISPOSTE ALLA RICHIESTA DI INTEGRAZIONI DELL'UFFICIO SISMICO DEL COMUNE DI BOLOGNA	tavola n°:	RI 01
		Scala elaborato:	
		Cod. PBM: 2018EDSCON05	
		Data: Novembre 2019	Rev: 0/2019

PROGETTO STRUTTURE

S.A.P. Studio Associato di Progettazione
Via Dante,11 – 40016 – San Giorgio di Piano (BO)
Tel. 051893797 – fax. 0516631032 – e_mail info@studiosap.it

In base alle leggi vigenti dei diritti d'autore è vietata la copia o la riproduzione, anche parziale, di questo elaborato senza esplicita preventiva autorizzazione, ogni diritto è espressamente riservato ed esclusivo.

Facendo seguito alla richiesta di integrazioni e chiarimenti dell'Ufficio competente per il rilascio delle Autorizzazioni in materia sismica per la realizzazione del Polo Dinamico da parte della Città Metropolitana, con la presente siamo a rispondere, nel modo più esaustivo possibile, all'elenco inviatoci.
Nel seguito si riportano le risposte ai 49 quesiti posti di cui alcune in formato grafico che vengono allegate e che costituiscono parte integrante al presente documento.
Visto come alcune richieste fossero ripetute per le varie unità strutturali che compongono l'intero intervento si è ritenuto di accorparle con considerazioni di carattere generale ovvero, laddove la risposta poneva delle singolarità, approfondendo la risposta localmente. In questo modo abbiamo ritenuto di fornire un quadro più snello ed esauriente.
Sperando di avere fornito le risposte in modo adeguato ed esauriente e rimanendo a Vostra disposizione per ogni eventuale ulteriore chiarimento, l'occasione è propizia per formulare i più distinti saluti.

Ing. Francesca Malaguti
Ing. Paolo Parma

1. Si chiede di verificare che il giunto calcolato sia compatibile con quanto richiesto al paragrafo 7.2.1 delle NTC 2018

Il punto 7.2.1 delle NTC 2018 riportano, per quanto riguarda la distanza tra due unità strutturali attigue, precise prescrizioni da seguire al fine di non avere problemi di martellamento allo SLV. Si riporta integralmente quanto riferito dalla norma in merito alla distanza da rispettare:

"La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare) e tenendo conto, laddove significativo, dello spostamento relativo delle fondazioni delle due costruzioni contigue, secondo quanto indicato ai §§ 3.2.4.1, 3.2.4.2 e 7.3.5;

La distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non potrà in ogni caso essere inferiore a 1/100 della quota dei punti considerati, misurata dallo spiccato della fondazione o dalla sommità della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, moltiplicata per $2a_gS/g \leq 1$*."*

Tale verifica è stata condotta in modo esaustivo al capitolo 8 "Verifica dimensioni giunti" dell'elaborato ST-R 01 "Relazione generale – Relazione materiali – Piano di manutenzione" in cui, per ogni zona di separazione tra due unità strutturali attigue, sono riportati i valori massimi e minimi degli spostamenti assoluti con la somma nel caso peggiore (opposizione di fase). Tutti i giunti prevedono una dimensione pari a 160 mm per cui si ha margine per evitare il martellamento.

Al fine di rassicurare si riporta anche la verifica soddisfatta del secondo comma ovvero che la distanza prevista è ampiamente maggiore di quella minima. I parametri sismici di sito vengono determinati attraverso quanto previsto in assenza di RSL considerando un terreno di tipo C (l'analisi della RSL e dei relativi spettri evidenzia che questa operazione risulta lecita) da cui si ha, per lo SLV, che a_g/g = 0,191 ed S = 1,425. Considerando che la distanza del giunto è pari a 160 mm, si opera in modo inverso per vedere l'altezza massima degli edifici attigui che rispondono al dettame. Si trova che $H_{max} = 100\ d_g/(2\ S\ a_g/g\ 100)$ = 29,39 m: la dimensione del giunto previsto soddisfa, a prescindere dagli spostamenti calcolati, il fronteggiarsi di due edifici di altezza fino a 29,39 m, valore molto superiore a quelli in fase di progetto.

2. Si chiede di allegare la relazione geologica che dovrà contenere indicazioni su quali spettri siamo stati adottati per definire lo spettro relativo alla RSL. Si chiede inoltre di indicare come e se lo spettro sia stato scalato e se si riferisce ad una Vr di 75 anni, relativa ad una classe d'uso III;
3. L'adozione dello spettro ottenuto attraverso l'analisi di risposta sismica locale, può, a seconda del periodo della struttura, risultare meno cautelativo di uno spettro relativo ad un suolo C. Si chiede di identificare le ordinate spettrali considerate nel calcolo in relazione ai periodi della struttura più significativi.

Essendo le due domande fortemente interconnesse, per facilità di lettura si risponde in modo unitario.
Come riportato all'interno della Relazione di calcolo e della Relazione geologica, quest'ultima a firma del Dott. Geol. Alberto Filelfi, per la ricostruzione del profilo sismostratigrafico sono state eseguite prove geofisiche in sito consistenti in una MASW (sismica attiva) ed in una misura del rumore ambientale (sismica passiva). Il diagramma con riportate le velocità delle onde di taglio nei primo 30 ml di profondità è riportato Figura 1.

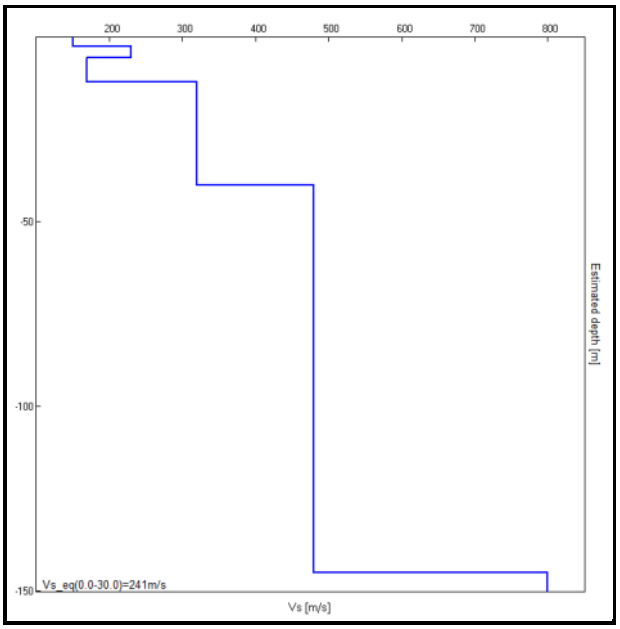


Figura 1: andamento delle v_s con la profondità

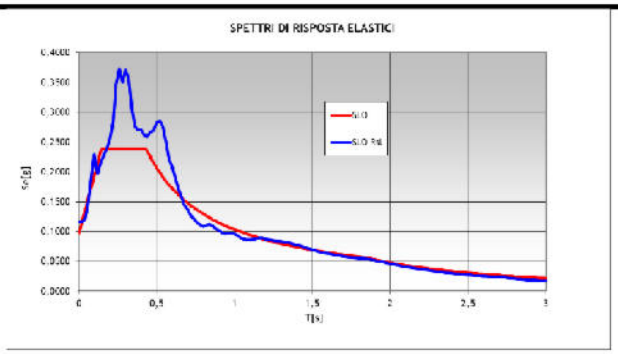
Dal diagramma risulta che la velocità equivalente V_{s30} di propagazione delle onde di taglio, entro i primi 30 ml di profondità riferita al piano campagna della misura, risulta $Vs_{eq(0\div30)}$ = 241 m/s(± 15%).
Di conseguenza, anche considerando l'errore massimo di misura in eccesso, si ottiene un valore di velocità pari a 204 m/s che colloca il sito in questione nella Categoria di sottosuolo C (Tab. 3.2.II delle NTC018) ovvero *"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s)"*.
Tuttavia è evidente, all'interno del diagramma delle velocità, la presenza di un'inversione (presente nella parte superiore) che non permette di considerare valida per il sito tale categoria. Anche per questo (oltre all'importanza della costruzione) si è reso necessario predisporre una specifica analisi di Risposta Sismica Locale (RSL) per il sito in questione al fine della definizione delle azioni sismiche di progetto. Tale analisi è

stata predisposta in virtù di quanto riportato al Paragrafo 3.2.2 delle NTC2018 *"ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel Paragrafo 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S"*.

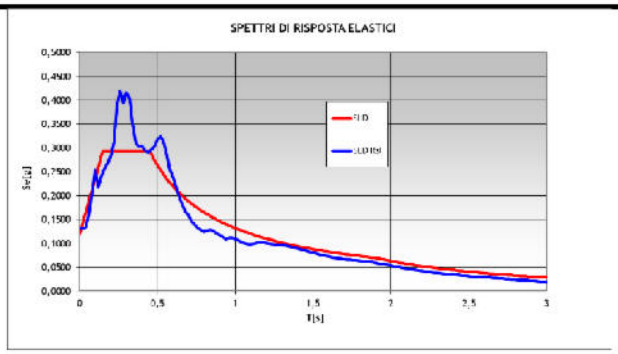
Lo studio è stato realizzato utilizzando come input degli specifici accelerogrammi "spettro-compatibili", ovvero compatibili con gli spettri delle NTC, riferiti ad una Vr di 75 anni, relativa ad una Classe d'uso III, successivamente "scalati" ovvero riportati al valore dell'accelerazione definito per il sito in questione e per ciascun Stato Limite considerato.

I 7 accellerogrammi utilizzati (numero minimo richiesto dalla Normativa) sono stati scelti da un data-base di terremoti registrati nazionali e mondiali (banca dati European Strong-motion Data-base) sono riportati all'interno della Relazione Geologica.

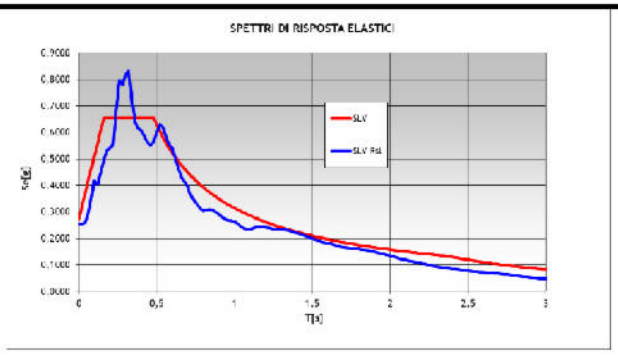
Pertanto, nel seguito, vengono riportati, per ciascun Stato Limite considerato (SLO-SLD-SLV-SLC), i diagrammi sovrapposti degli Spettri di risposta ottenuti con i riferimenti normativi (curva rossa) e attraverso la RSL (curva blu).



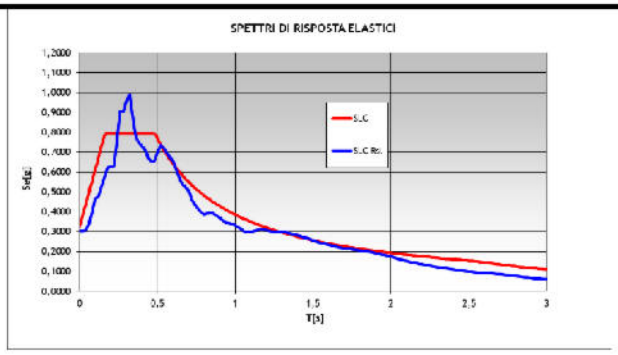
Spettri di risposta allo SLO



Spettri di risposta allo SLD



Spettri di risposta allo SLV



Spettri di risposta allo SLC

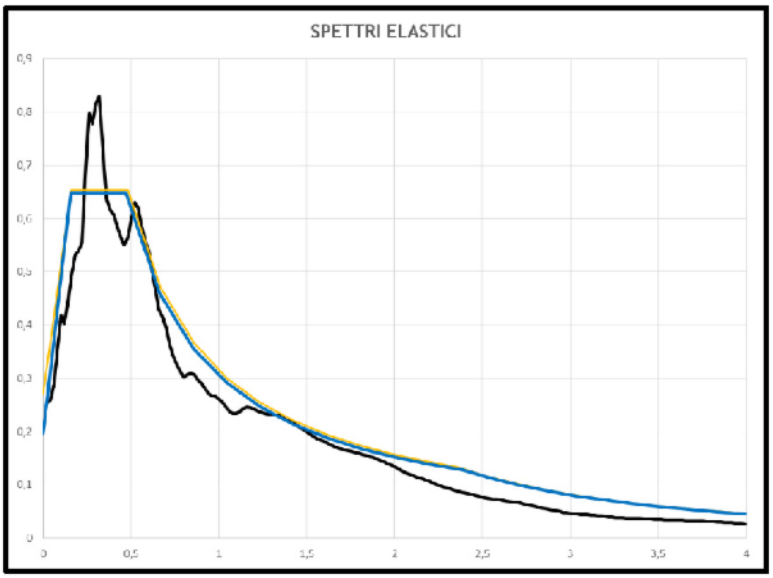
Dai diagrammi riportati emergono due considerazioni importanti.

La prima è che tutti gli spettri ottenuti dalla RSL non risultano normalizzati, ovvero il software che ha realizzato l'analisi ha fornito i valori di spettro in modo puntuale non standardizzando la curva per renderla compatibile con la curva dello spettro fornito dalla Normativa.

Di seguito si riportano sovrapposti, relativamente allo SLV, lo spettro "puntuale" fornito dalla RSL (curva nera) e il corrispondente spettro normalizzato (curva blu); ai due viene aggiunto lo spettro di normativa (curva gialla) per Categoria di sottosuolo C (che risulta l'unico riferimento in nostro possesso anche se vista

la presenza dell'inversione nel diagramma delle V_{s30} tale Categoria non può essere ritenuta valida e risulta necessario eseguire studi specifici quali appunto la risposta sismica locale).

Come si può vedere lo spettro normalizzato risulta sostanzialmente coincidente con quello di Normativa riferito ad una categoria di sottosuolo C che, come detto, risulta l'unico riferimento in nostro possesso ma che è privo di validità in quanto l'inversione nel diagramma delle V_{s30} non permette di utilizzarlo per definire lo spettro di risposta delle azioni sismiche.



La seconda considerazione nasce dall'osservazione che, per tutti gli Stati Limite considerati, gli Spettri ottenuti dalla RSL risultano essere molto simili a quelli di normativa per valori di periodi superiori ad 1-1,5 sec (periodi particolarmente alti), mentre per valori di periodo inferiori ad 1 sec si possono osservare due situazioni differenti a seconda dello Stato Limite considerato.

Per gli spettri valutati allo SLO e SDL lo spettro ottenuto dalla RSL è sempre coincidente o superiore a quello di normativa.

Per gli spettri valutati allo SLV e SLC, si trovano picchi di amplificazione in cui lo spettro della RSL è notevolmente superiore a quello di Normativa per periodi tra i 0,2÷0,35 sec (periodi a cui si attestano la maggior parte degli edifici residenziali di 2-5 piani), mentre per periodi inferiori a 0,15÷0,2 sec e compresi tra 0,35÷1,0 sec lo spettro della RSL è leggermente inferiore a quello di Normativa.

Come meglio specificato nel seguito per le diverse Unità Strutturali (US), in cui è stata divisa la struttura complessiva, l'analisi modale ha messo in evidenza come ciascuna struttura sia caratterizzata da un numero ristretto di modi principali (che complessivamente fanno vibrare una percentuale di massa superiore al 85% del totale) a ciascuno dei quali è collegato un valore di periodo.

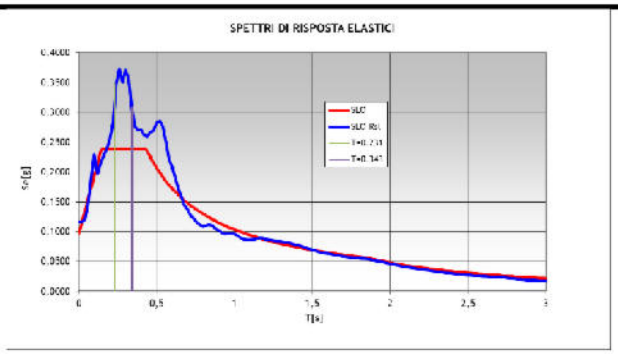
Pertanto per ogni unità strutturale è possibile definire un intervallo di valori di periodo (più o meno "largo" a seconda dei casi) all'interno del quale si trova il periodo fondamentale della struttura.

Ne consegue che valutare quale spettro risulti maggiormente cautelativo è operazione difficile, in quanto non si è in presenza di un unico valore di ascissa (periodo) con cui determinare il corrispondente valore di ordinata su ciascuno dei due spettri (RSL e Normativa); al contrario si è in presenza di un intervallo di valori in ascissa a cui corrisponde un intervallo di valori in ordinata che possono essere maggiori o minori su ciascuno dei due diagrammi a seconda dei casi.

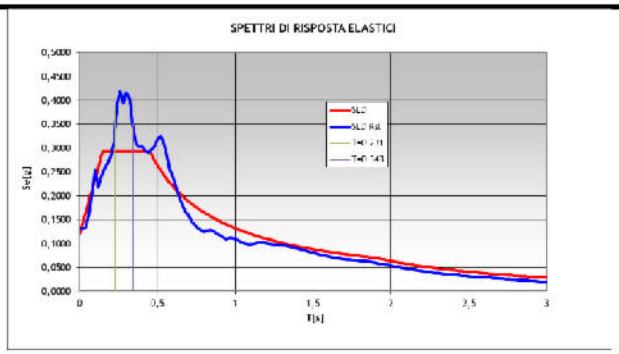
Tuttavia, come detto in precedenza, la presenza dell'inversione nel diagramma delle V_{s30} rende necessaria (ed obbligatoria) l'esecuzione dell'analisi di Risposta Sismica Locale e la conseguente adozione degli spettri di risposta che ne derivano per la determinazione delle azioni sismiche di progetto (opzione oltretutto indicata dalle NTC2018 come preferenziale rispetto al metodo semplificato che si basa sulle V_{s30}).
Nel seguito, analizzando le singole US, viene comunque dimostrato come la scelta di adottare lo spettro ottenuto attraverso l'analisi di risposta sismica locale sia più cautelativa rispetto allo spettro di Normativa relativo ad una Categoria C, nelle maggioranza dei casi.

US01

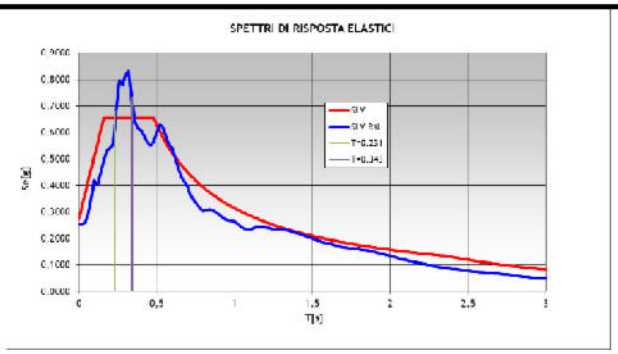
All'interno della Relazione di calcolo relativa all'Unita Strutturale US 01 sono riportate le tabelle relative ai risultati dell'analisi sismica, eseguita con il metodo dell'analisi dinamica lineare. In esse si nota che, per tutte le combinazioni di carico con azione sismica considerate, i modi di vibrare fondamentali della struttura risultano essere i primi 3. Infatti per ciascun caso di carico i primi tre modi "eccitano" una percentuale della massa complessiva superiore al 85% stabilito dalla Normativa in entrambe le direzioni fondamentali x e y. A ciascuno di tali modi, per ogni combinazione di carico, è associato un valore proprio di periodo, per cui dalla tabelle si può vedere che il periodo fondamentale della struttura varia da un minimo di 0,231 sec. ad un massimo di 0,343 sec. Di seguito su riportano, per ciascun Stato Limite considerato (SLO-SLD-SLV-SLC), sovrapposti i due spettri di risposta (quello di Normativa relativo ad sottosuolo di categoria C e quello ottenuto dallo studio di Risposta Sismica Locale). All'interno dei diagrammi si evidenzia l'intervallo di periodi compreso tra i valori 0,231 sec. e 0,343 sec. facendo vedere come all'interno di quei valori di periodo in cui è contenuto il periodo fondamentale della struttura, le ordinate dello spettro di risposta ottenuto dalla RSL siano maggiori di quello dello spettro di Normativa per ogni Stato Limite considerato e pertanto la scelta di utilizzare il primo per determinare l'azione sismica di progetto sia stata cautelativa.



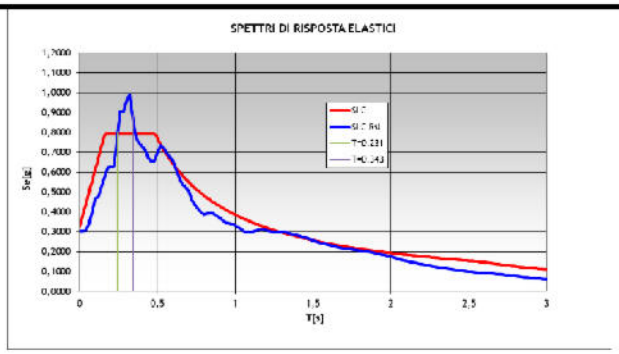
Spettri di risposta allo SLO



Spettri di risposta allo SLD



Spettri di risposta allo SLV



Spettri di risposta allo SLC

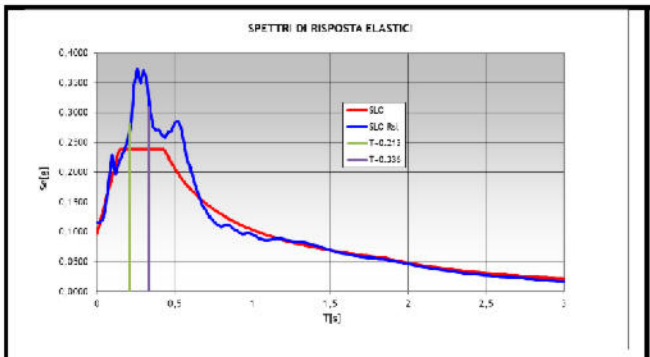
US02-L

All'interno della Relazione di calcolo relativa all'Unita Strutturale US 02-L sono riportate le tabelle relative ai risultati dell'analisi sismica, eseguita con il metodo dell'analisi dinamica lineare. In esse si nota che, per tutte le combinazioni di carico con azione sismica considerate, i modi di vibrare fondamentali della struttura risultano essere 4 (in particolare i modi 1, 2, 4, 5).

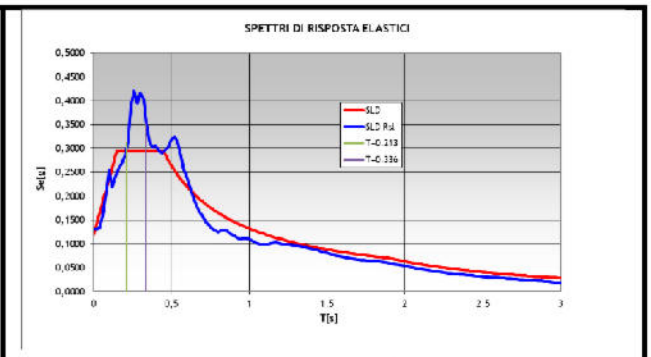
Infatti per ciascun caso di carico tali modi "eccitano" una percentuale della massa complessiva superiore al 85% stabilito dalla Normativa in entrambe le direzioni fondamentali x e y.

A ciascuno di tali modi, per ogni combinazione di carico, è associato un valore proprio di periodo, per cui dalla tabelle si può vedere che il periodo fondamentale della struttura varia da un minimo di 0,213 sec. ad un massimo di 0,336 sec.

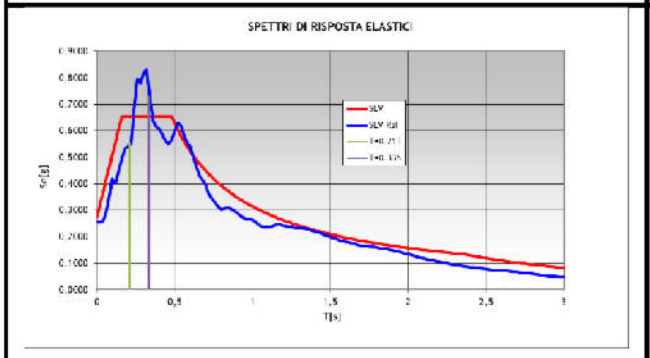
Di seguito si riportano, per ciascun Stato Limite considerato (SLO-SLD-SLV-SLC), sovrapposti i due spettri di risposta (quello di Normativa relativo ad sottosuolo di categoria C e quello ottenuto dallo studio di Risposta Sismica Locale). All'interno dei diagrammi si evidenzia l'intervallo di periodi compreso tra i valori 0,213 sec. e 0,336 sec.



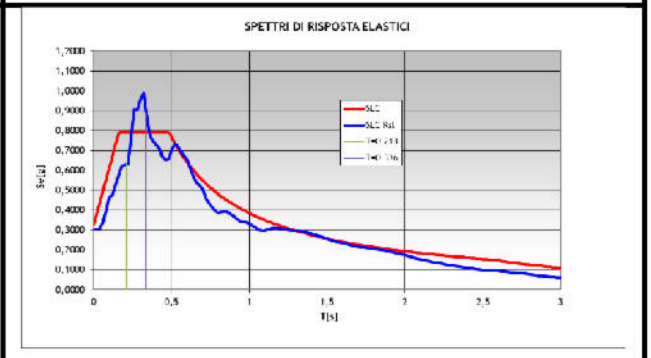
Spettri di risposta allo SLO



Spettri di risposta allo SLD



Spettri di risposta allo SLV



Spettri di risposta allo SLC

In questo caso si evidenzia come per lo SLO e SLD nell'intervallo di valori di periodo in cui è contenuto il periodo fondamentale della struttura le ordinate dello spettro di risposta ottenuto dalla RSL siano maggiori di quello dello spettro di Normativa per ogni Stato Limite considerato e pertanto la scelta di utilizzare il primo per determinare l'azione sismica di progetto sia stata cautelativa.

Per lo SLV e SLC invece la valutazione su quale dei due spettri risulti più cautelativo non è univoca in quanto appare evidente che nella parte destra dell'intervallo di interesse lo spettro della RSL risulta oltremodo cautelativo rispetto a quello di Normativa, mentre nella parte sinistra lo spettro più cautelativo risulta quest'ultimo.

Tuttavia occorre ribadire quanto già riportato in precedenza, ovvero l'impossibilità di definire con esattezza un valore univoco del periodo fondamentale della struttura all'interno dell'intervallo identificato (e di conseguenza valutare in modo univoco quale spettro risulti cautelativo) e soprattutto l'impossibilità di utilizzare lo spettro di Normativa per terreno C stante la presenza di un'inversione nel diagramma delle V_{s30}.

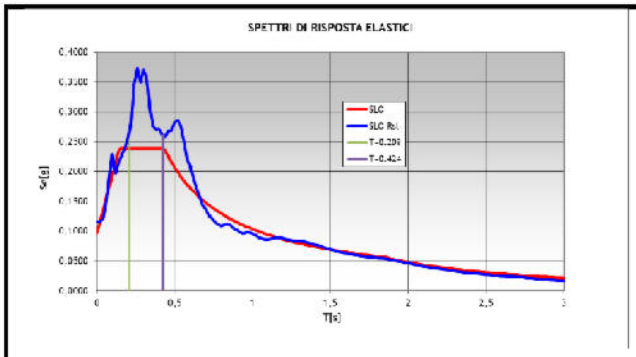
US02-S

All'interno della Relazione di calcolo relativa all'Unita Strutturale US02-S sono riportate le tabelle relative ai risultati dell'analisi sismica, eseguita con il metodo dell'analisi dinamica lineare. In esse si nota che, per tutte le combinazioni di carico con azione sismica considerate, i modi di vibrare fondamentali della struttura risultano essere sostanzialmente 6 (in particolare i modi 13, 14, 15, 16, 20, 21).

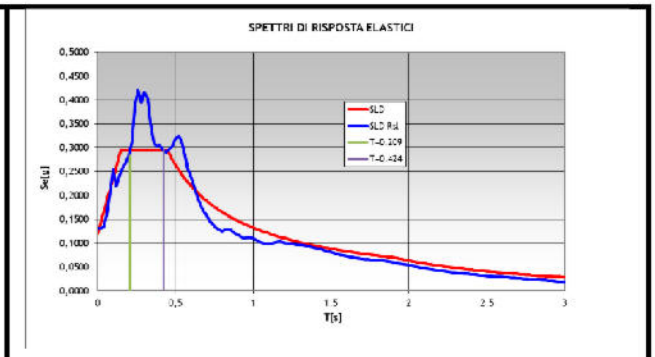
Infatti per ciascun caso di carico tali modi "eccitano" una percentuale della massa complessiva pari a circa il 70% del totale in entrambe le direzioni fondamentali x e y, valore inferiore al 85% stabilito dalla Normativa che però viene raggiunto sommando la massa "eccitata" da altri modi che però singolarmente fanno vibrare percentuali ridotte di massa e quindi risultano meno significativi rispetto a quelli considerati.

A ciascuno di tali modi, per ogni combinazione di carico, è associato un valore proprio di periodo, per cui dalla tabelle si può vedere che il periodo fondamentale della struttura varia da un minimo di 0,209 sec. ad un massimo di 0,424 sec.

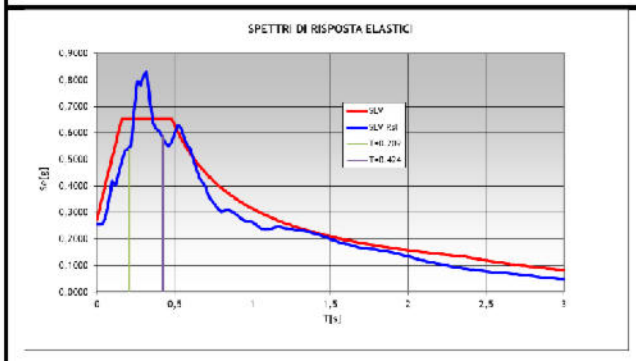
Di seguito si riportano, per ciascun Stato Limite considerato (SLO-SLD-SLV-SLC), sovrapposti i due spettri di risposta (quello di Normativa relativo ad sottosuolo di categoria C e quello ottenuto dallo studio di Risposta Sismica Locale). All'interno dei diagrammi si evidenzia l'intervallo di periodi compreso tra i valori 0,209 sec. e 0,424 sec.



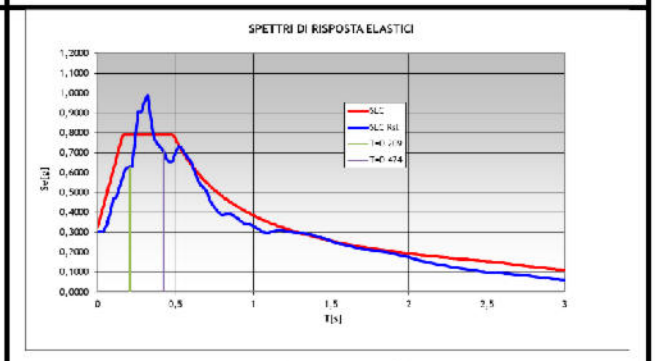
Spettri di risposta allo SLO



Spettri di risposta allo SLD



Spettri di risposta allo SLV

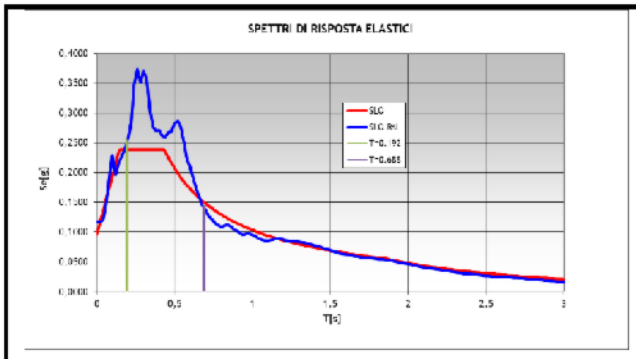


Spettri di risposta allo SLC

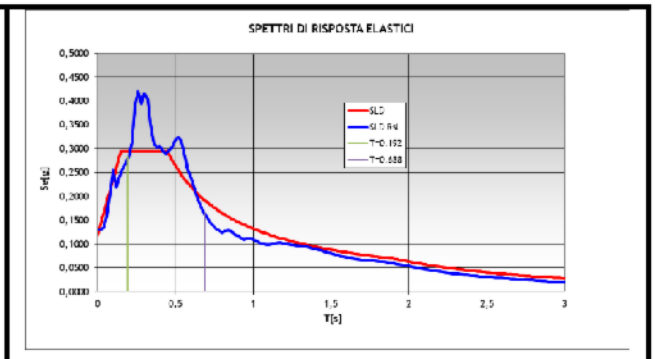
In questo caso si evidenzia come per lo SLO e SLD nell'intervallo di valori di periodo in cui è contenuto il periodo fondamentale della struttura le ordinate dello spettro di risposta ottenuto dalla RSL siano maggiori di quello dello spettro di Normativa per ogni Stato Limite considerato e pertanto la scelta di utilizzare il primo per determinare l'azione sismica di progetto sia stata cautelativa.
Per lo SLV e SLC invece la valutazione su quale dei due spettri risulti più cautelativo non è univoca in quanto appare evidente che nella parte centrale dell'intervallo di interesse lo spettro della RSL risulta oltremodo cautelativo rispetto a quello di Normativa, mentre nelle due parti laterali lo spettro più cautelativo risulta quest'ultimo.
Tuttavia occorre ribadire quanto già riportato in precedenza, ovvero l'impossibilità di definire con esattezza un valore univoco del periodo fondamentale della struttura all'interno dell'intervallo identificato (e di conseguenza valutare in modo univoco quale spettro risulti cautelativo) e soprattutto l'impossibilità di utilizzare lo spettro di Normativa per terreno C stante la presenza di un'inversione nel diagramma delle V_{s30}.

US03-L

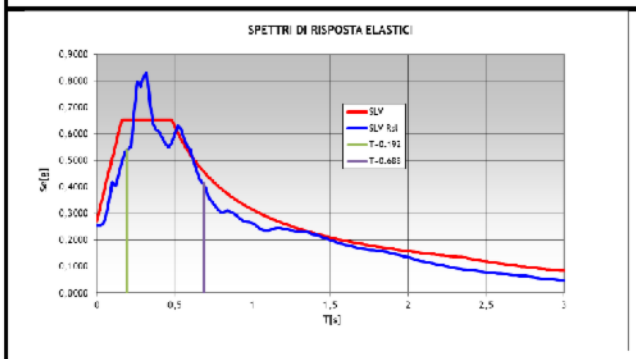
All'interno della Relazione di calcolo relativa all'Unita Strutturale US03-L sono riportate le tabelle relative ai risultati dell'analisi sismica, eseguita con il metodo dell'analisi dinamica lineare. In esse si nota che, per tutte le combinazioni di carico con azione sismica considerate, i modi di vibrare fondamentali della struttura risultano essere sostanzialmente 3 (in particolare i modi 1, 3, 4).
Infatti per ciascun caso di carico tali modi "eccitano" una percentuale della massa complessiva superiore al 85% stabilito dalla Normativa in entrambe le direzioni fondamentali x e y.
A ciascuno di tali modi, per ogni combinazione di carico, è associato un valore proprio di periodo, per cui dalla tabelle si può vedere che il periodo fondamentale della struttura varia da un minimo di 0,192 sec. ad un massimo di 0,688 sec.
Di seguito si riportano, per ciascun Stato Limite considerato (SLO-SLD-SLV-SLC), sovrapposti i due spettri di risposta (quello di Normativa relativo ad sottosuolo di categoria C e quello ottenuto dallo studio di Risposta Sismica Locale). All'interno dei diagrammi si evidenzia l'intervallo di periodi compreso tra i valori 0,192 sec. e 0,688 sec.



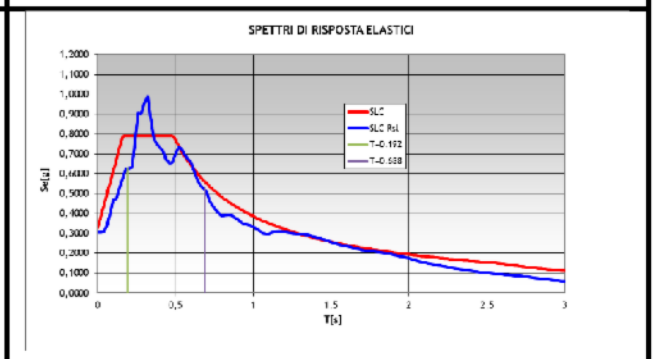
Spettri di risposta allo SLO



Spettri di risposta allo SLD



Spettri di risposta allo SLV



Spettri di risposta allo SLC

In questo caso si evidenzia come per lo SLO e SLD nell'intervallo di valori di periodo in cui è contenuto il periodo fondamentale della struttura le ordinate dello spettro di risposta ottenuto dalla RSL siano sostanzialmente sempre maggiori di quello dello spettro di Normativa per ogni Stato Limite considerato e pertanto la scelta di utilizzare il primo per determinare l'azione sismica di progetto sia stata cautelativa.

Per lo SLV e SLC invece la valutazione su quale dei due spettri risulti più cautelativo non è univoca in quanto appare evidente che nella parte centrale dell'intervallo di interesse lo spettro della RSL risulta oltremodo cautelativo rispetto a quello di Normativa, mentre nelle due parti laterali lo spettro più cautelativo risulta quest'ultimo.

Tuttavia occorre ribadire quanto già riportato in precedenza, ovvero l'impossibilità di definire con esattezza un valore univoco del periodo fondamentale della struttura all'interno dell'intervallo identificato (e di conseguenza valutare in modo univoco quale spettro risulti cautelativo) e soprattutto l'impossibilità di utilizzare lo spettro di Normativa per terreno C stante la presenza di un'inversione nel diagramma delle V_{s30}.

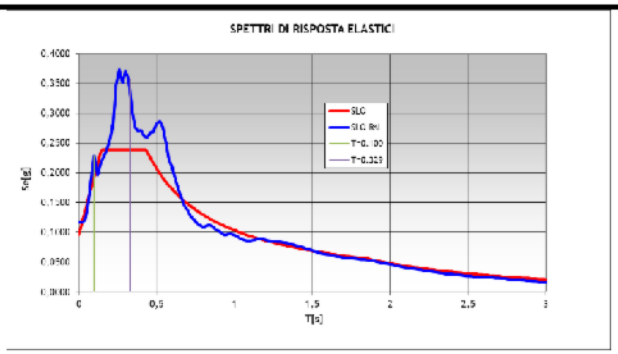
US03-S

All'interno della Relazione di calcolo relativa all'Unita Strutturale US03-S sono riportate le tabelle relative ai risultati dell'analisi sismica, eseguita con il metodo dell'analisi dinamica lineare. In esse si nota che, per tutte le combinazioni di carico con azione sismica considerate, i modi di vibrare fondamentali della struttura risultano essere sostanzialmente 5 (in particolare i modi 9, 18, 19, 20, 21).

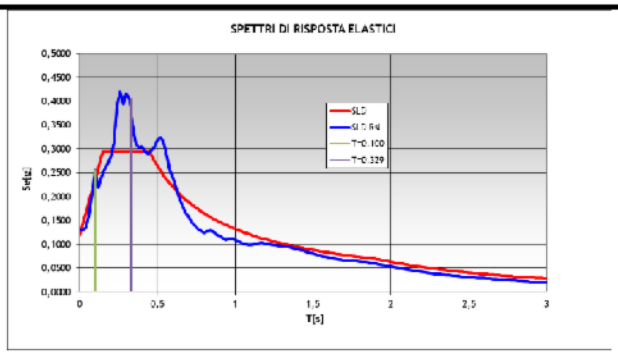
Infatti per ciascun caso di carico tali modi "eccitano" una percentuale della massa complessiva pari a circa il 70% del totale in entrambe le direzioni fondamentali x e y, valore inferiore al 85% stabilito dalla Normativa che però viene raggiunto sommando la massa "eccitata" da altri modi che però singolarmente fanno vibrare percentuali ridotte di massa e quindi risultano meno significativi rispetto a quelli considerati.

A ciascuno di tali modi, per ogni combinazione di carico, è associato un valore proprio di periodo, per cui dalla tabelle si può vedere che il periodo fondamentale della struttura varia da un minimo di 0,100 sec. ad un massimo di 0,329 sec.

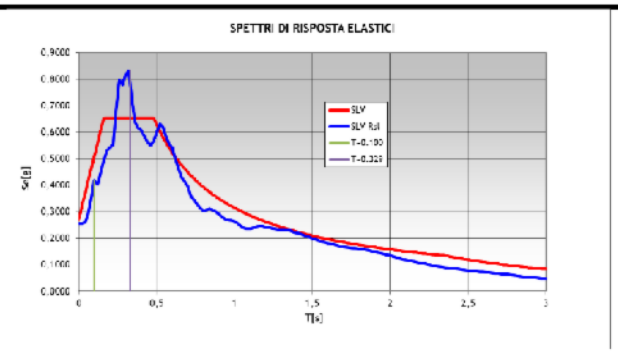
Di seguito si riportano, per ciascun Stato Limite considerato (SLO-SLD-SLV-SLC), sovrapposti i due spettri di risposta (quello di Normativa relativo ad sottosuolo di categoria C e quello ottenuto dallo studio di Risposta Sismica Locale). All'interno dei diagrammi si evidenzia l'intervallo di periodi compreso tra i valori 0,100 sec. e 0,329 sec.



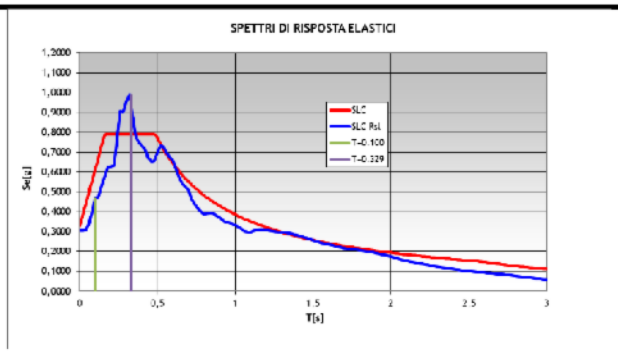
Spettri di risposta allo SLO



Spettri di risposta allo SLD



Spettri di risposta allo SLV



Spettri di risposta allo SLC

In questo caso la valutazione su quale dei due spettri risulti più cautelativo non è univoca in quanto appare evidente che nella parte di destra dell'intervallo di interesse lo spettro della RSL risulta oltremodo cautelativo rispetto a quello di Normativa, mentre nella parte di sinistra lo spettro più cautelativo risulta quest'ultimo.

Tuttavia occorre ribadire quanto già riportato in precedenza, ovvero l'impossibilità di definire con esattezza un valore univoco del periodo fondamentale della struttura all'interno dell'intervallo identificato (e di conseguenza valutare in modo univoco quale spettro risulti cautelativo) e soprattutto l'impossibilità di utilizzare lo spettro di Normativa per terreno C stante la presenza di un'inversione nel diagramma delle V_{s30}.

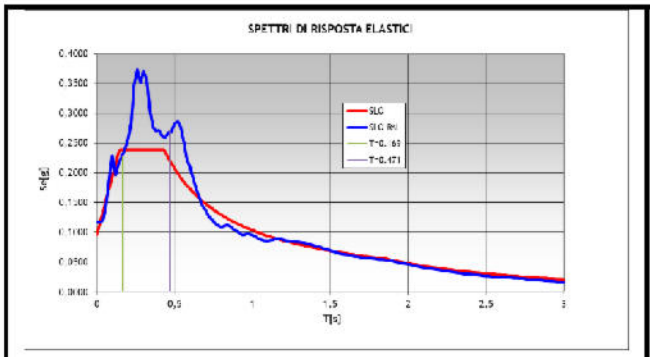
US04-L

All'interno della Relazione di calcolo relativa all'Unita Strutturale US04-L sono riportate le tabelle relative ai risultati dell'analisi sismica, eseguita con il metodo dell'analisi dinamica lineare. In esse si nota che, per tutte le combinazioni di carico con azione sismica considerate, i modi di vibrare fondamentali della struttura risultano essere sostanzialmente 5 (in particolare i modi 1, 2, 3, 6, 7).

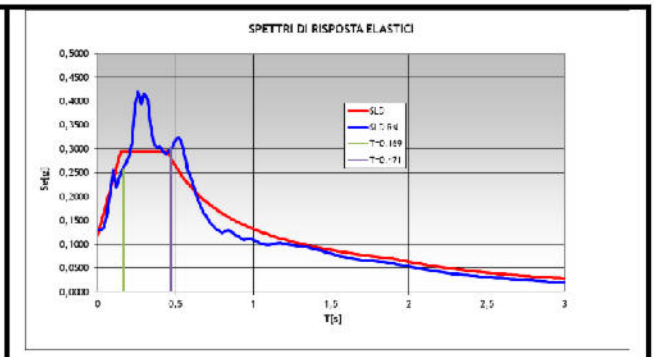
Infatti per ciascun caso di carico tali modi "eccitano" una percentuale della massa complessiva superiore al 85% stabilito dalla Normativa in entrambe le direzioni fondamentali x e y.

A ciascuno di tali modi, per ogni combinazione di carico, è associato un valore proprio di periodo, per cui dalla tabelle si può vedere che il periodo fondamentale della struttura varia da un minimo di 0,169 sec. ad un massimo di 0,471 sec.

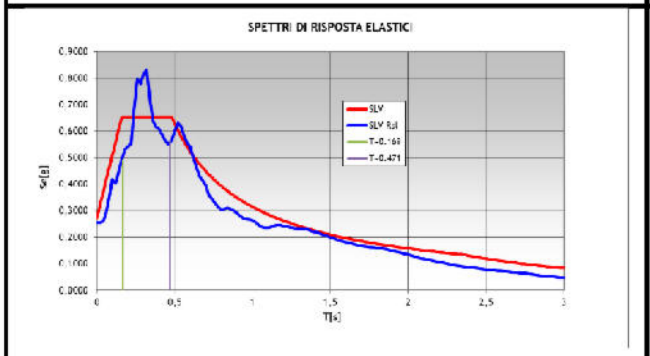
Di seguito si riportano, per ciascun Stato Limite considerato (SLO-SLD-SLV-SLC), sovrapposti i due spettri di risposta (quello di Normativa relativo ad sottosuolo di categoria C e quello ottenuto dallo studio di Risposta Sismica Locale). All'interno dei diagrammi si evidenzia l'intervallo di periodi compreso tra i valori 0,169 sec. e 0,471 sec.



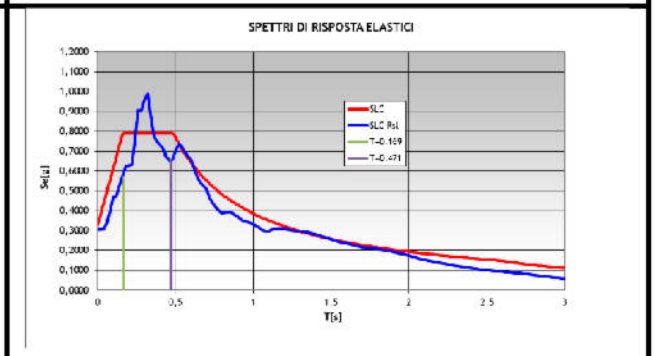
Spettri di risposta allo SLO



Spettri di risposta allo SLD



Spettri di risposta allo SLV



Spettri di risposta allo SLC

In questo caso si evidenzia come per lo SLO e SLD nell'intervallo di valori di periodo in cui è contenuto il periodo fondamentale della struttura le ordinate dello spettro di risposta ottenuto dalla RSL siano sostanzialmente sempre maggiori di quello dello spettro di Normativa per ogni Stato Limite considerato e pertanto la scelta di utilizzare il primo per determinare l'azione sismica di progetto sia stata cautelativa.

Per lo SLV e SLC invece la valutazione su quale dei due spettri risulti più cautelativo non è univoca in quanto appare evidente che nella parte centrale dell'intervallo di interesse lo spettro della RSL risulta oltremodo cautelativo rispetto a quello di Normativa, mentre nelle due parti laterali lo spettro più cautelativo risulta quest'ultimo.

Tuttavia occorre ribadire quanto già riportato in precedenza, ovvero l'impossibilità di definire con esattezza un valore univoco del periodo fondamentale della struttura all'interno dell'intervallo identificato (e di conseguenza valutare in modo univoco quale spettro risulti cautelativo) e soprattutto l'impossibilità di utilizzare lo spettro di Normativa per terreno C stante la presenza di un'inversione nel diagramma delle V_{s30}.

US05

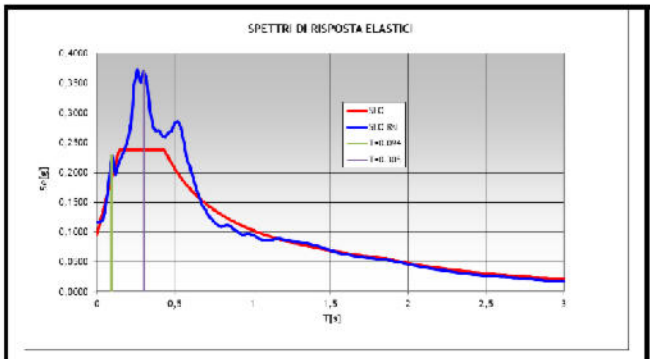
All'interno della Relazione di calcolo relativa all'Unita Strutturale US05 sono riportate le tabelle relative ai risultati dell'analisi sismica, eseguita con il metodo dell'analisi dinamica lineare. In esse si nota che, per

tutte le combinazioni di carico con azione sismica considerate, i modi di vibrare fondamentali della struttura risultano essere sostanzialmente 5 (in particolare i modi 3, 4, 5, 6, 7).

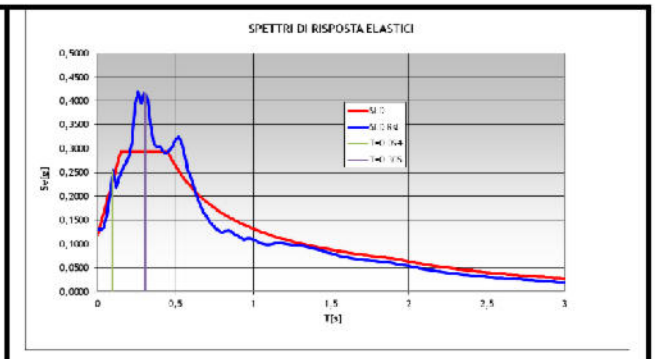
Infatti per ciascun caso di carico tali modi "eccitano" una percentuale della massa complessiva pari a circa il 80% del totale in entrambe le direzioni fondamentali x e y, valore inferiore al 85% stabilito dalla Normativa che però viene raggiunto sommando la massa "eccitata" da altri modi che però singolarmente fanno vibrare percentuali ridotte di massa e quindi risultano meno significativi rispetto a quelli considerati.

A ciascuno di tali modi, per ogni combinazione di carico, è associato un valore proprio di periodo, per cui dalla tabelle si può vedere che il periodo fondamentale della struttura varia da un minimo di 0,094 sec. ad un massimo di 0,305 sec.

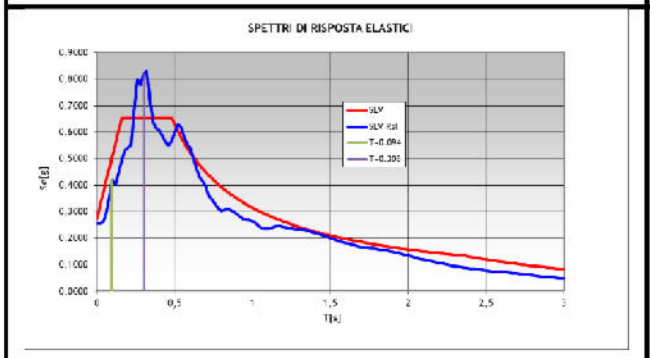
Di seguito si riportano, per ciascun Stato Limite considerato (SLO-SLD-SLV-SLC), sovrapposti i due spettri di risposta (quello di Normativa relativo ad sottosuolo di categoria C e quello ottenuto dallo studio di Risposta Sismica Locale). All'interno dei diagrammi si evidenzia l'intervallo di periodi compreso tra i valori 0,094 sec. e 0,305 sec.



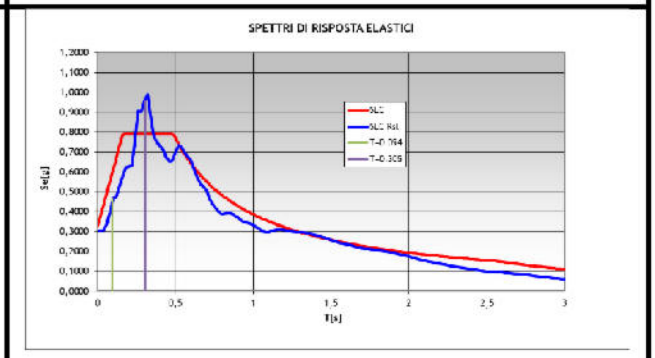
Spettri di risposta allo SLO



Spettri di risposta allo SLD



Spettri di risposta allo SLV



Spettri di risposta allo SLC

In questo caso la valutazione su quale dei due spettri risulti più cautelativo non è univoca in quanto appare evidente che nella parte di destra dell'intervallo di interesse lo spettro della RSL risulta oltremodo cautelativo rispetto a quello di Normativa, mentre nella parte di sinistra lo spettro più cautelativo risulta quest'ultimo.

Tuttavia occorre ribadire quanto già riportato in precedenza, ovvero l'impossibilità di definire con esattezza un valore univoco del periodo fondamentale della struttura all'interno dell'intervallo identificato (e di conseguenza valutare in modo univoco quale spettro risulti cautelativo) e soprattutto l'impossibilità di utilizzare lo spettro di Normativa per terreno C stante la presenza di un'inversione nel diagramma delle V_{s30}.

4. La struttura in esame presenta lungo l'allineamento corto numerose pareti Xlam che non presentano continuità sino in fondazione. Ciò risulta in contrasto con quanto indicato al paragrafo C7.7.4 della circolare esplicativa n.7/2019 del 21 febbraio 2019;
5. Data la presenza di elementi in falso dovrà in ogni caso essere considerato il sisma verticale, secondo quanto indicato al paragrafo 7.2.2. delle NTC 2018;

Visto come le due domande presentano una certa interconnessione si ritiene doveroso ed opportuno rispondere in modo unitario al fine di fare la massima chiarezza a quanto richiesto.
L'unità strutturale denominata US 01, ospitante i blocchi aule e laboratori, è caratterizzata da una geometria che vede il piano terra non esattamente allineato con i due piani soprastanti: il primo e secondo piano presentano, infatti, dimensioni planimetriche maggiori rispetto a quella del piano terra avendo le pareti longitudinali esterne a sbalzo rispetto a quelle sottostanti di circa 1,65 cm. Inoltre il corridoio centrale, che divide in senso longitudinale il blocco, è sfalsato rispetto a quello del piano terra. La Figura 2, ripresa dalla modellazione FEM eseguita mediante codice di calcolo, riporta, evidenziato con colore rosso, le situazioni sopra descritte relative a pareti che non presentano continuità da cielo a terra. Dalla stessa immagine si osserva altresì come, mentre le pareti esterne sono caratterizzate da un'elevata presenza di forature per l'alloggiamento delle finestre, da cui una rigidezza esigua con piccola percentuale di ripartizione delle azioni derivanti dai carichi orizzontali, la parete interna presenta una rigidezza elevata rispetto alle altre e su questa sono state eseguite le valutazione del caso. L'orditura dei solai è longitudinale ovvero parallela alle pareti in esame; queste, di conseguenza, risultano caricate esclusivamente dal peso proprio e, per quanto riguarda le pareti esterne, dalla pressione dovuta all'azione del vento, azione che è stata considerata ed inserita nel modello di calcolo.

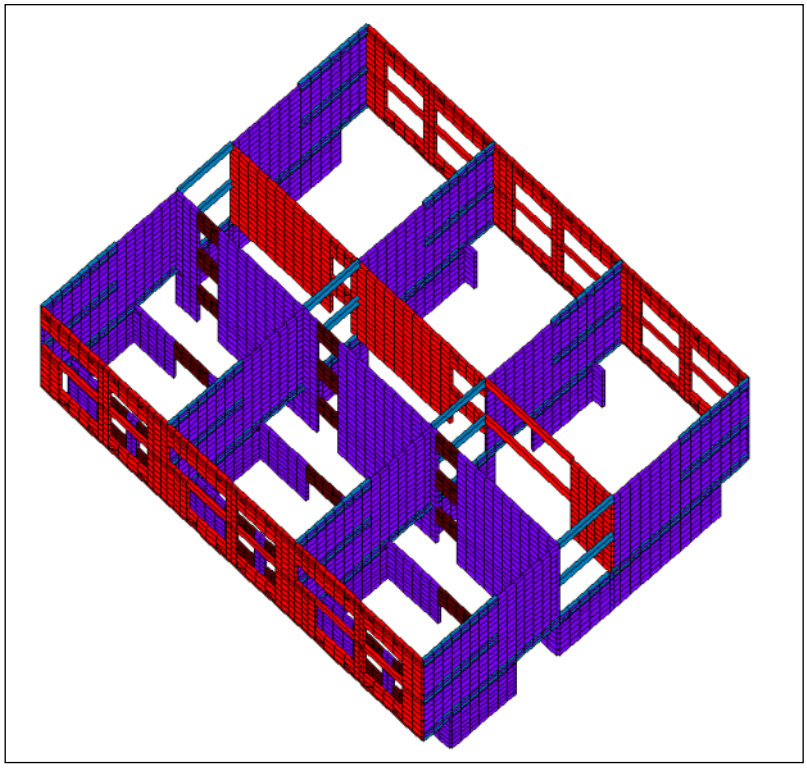


Figura 2: immagine tridimensionale modello blocco US 01

L'unità strutturale in esame è stata inizialmente studiata modellando tutte le pareti, anche quelle in falso di tutti i piani, le quali vengono quindi considerate rispondenti ai fini sismici e sulle quali viene ripartita la forza sismica di piano in modo proporzionale alle singole rigidezza. Tale assunto deriva dalla concezione delle strutture in X-lam considerando l'impalcato infinitamente rigido (vedi risposta punto 8-c).

Al fine di valutare meglio il comportamento dell'unità strutturale in esame si approfondisce l'analisi con ulteriori modelli. La prima analisi condotta è stata un'analisi dinamica lineare considerando il sisma orizzontale nelle due direzioni, modello già riportato nella relazione originale e che qui nel seguito viene sintetizzato in termini dei risultati più significativi.

MODELLO INTERO CON SISMA ORIZZONTALE

Nel seguito si riportano, attraverso immagini e considerazioni, i principali risultati ottenuti al fine di comprendere, nel seguito, le varie correlazioni.

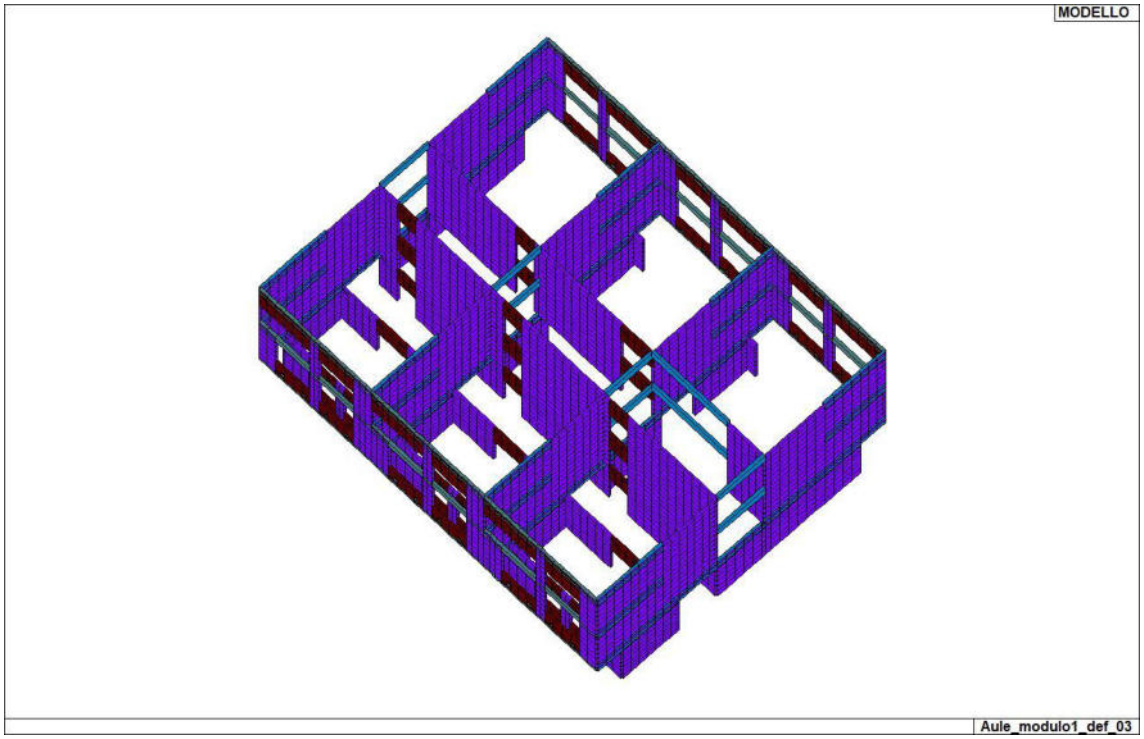


Figura 3: immagine 3D del modello integro analizzato con sisma orizzontale

Di seguito si riportano i principali risultati in termini di sollecitazioni, verifiche di resistenza e di controllo degli spostamenti relativi a questa analisi che nel seguito verrà chiamata "modello di riferimento".

Risultati delle principali sollecitazioni:

Azione N membr.	+89,59	kN	SLV
	-840,81	kN	SLV
Azione V membr.	+488,08	kN	SLV
	-478,00	kN	SLV
Azione M membr.	+1.466,83	kNm	SLV
	-2.338,09	kNm	SLV

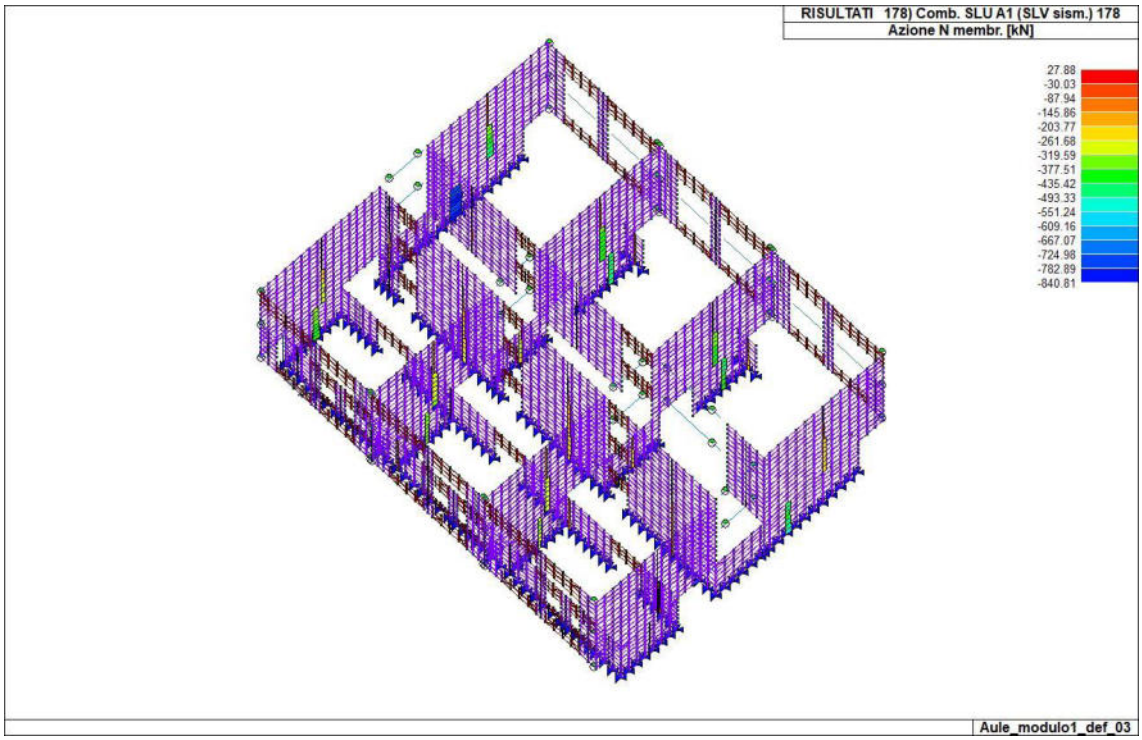


Figura 4: azioni di sforzo assiale sulle pareti nella condizione più gravosa allo SLV

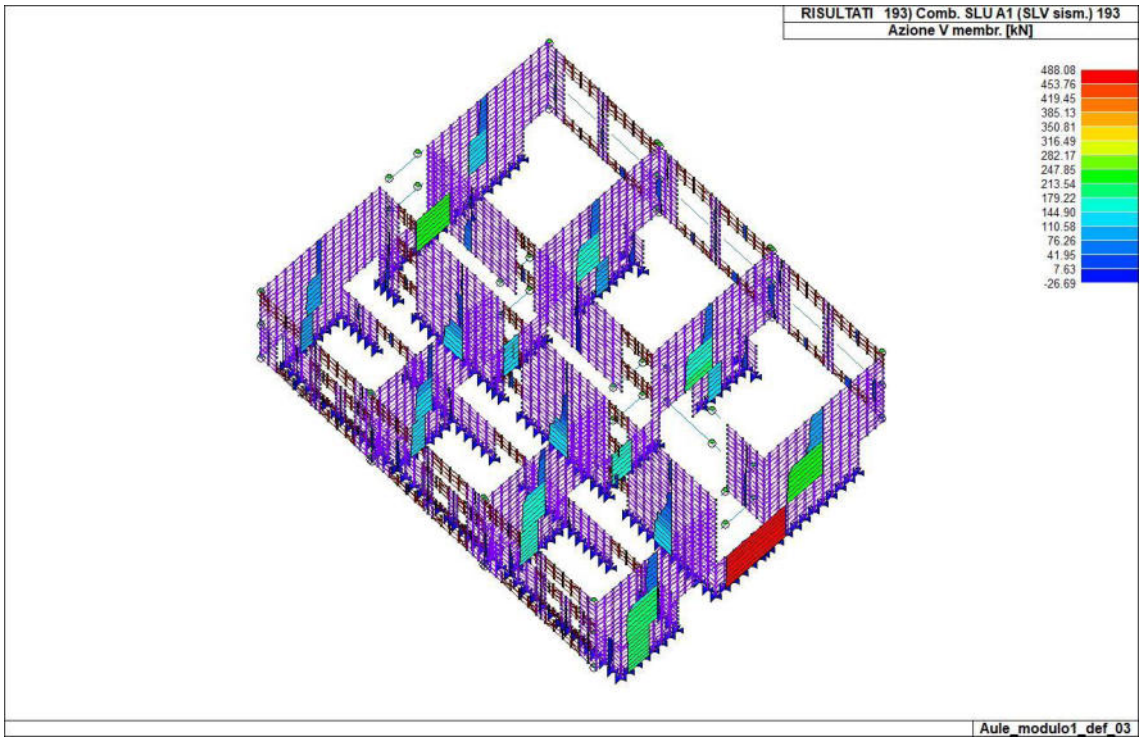


Figura 5: azioni di taglio sulle pareti nella condizione più gravosa allo SLV

Figura 6: azioni di momento flettente (nel piano) sulle pareti nella condizione più gravosa allo SLV

Facendo riferimento a quanto già riportato negli elaborati originali si riportano le principali verifiche eseguite sui pannelli con i relativi valori di controllo come rapporto tra valore sollecitante e quello resistente.

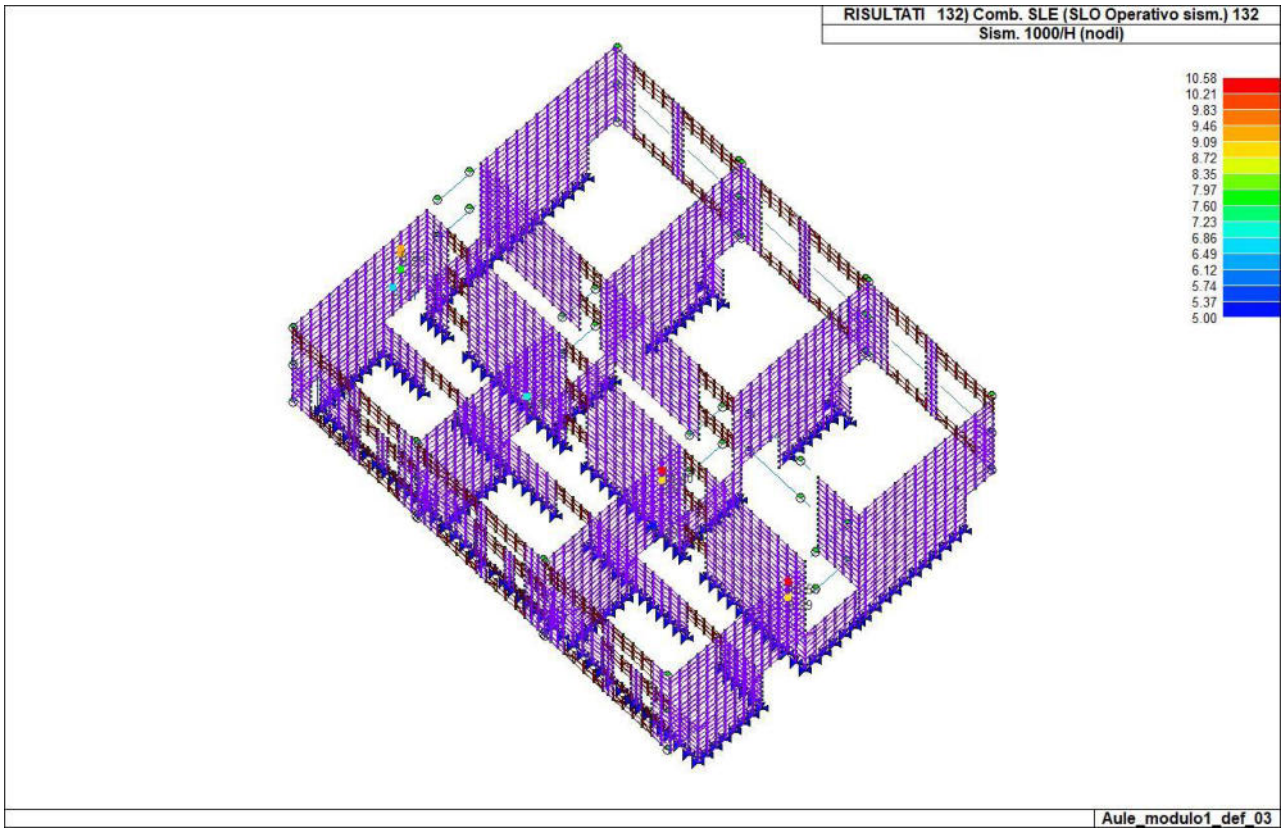
Risultati delle verifiche:

Verifica DIN (127) N/M	0,30
Verifica DIN (128) N/M	0,46
Verifica DIN (129) V/MT	0,51
Verifica DIN (130) N/M/Vroll	0,08
Verifica DIN (131) N/M/Vroll	0,11
Verifica M inc DIN (D.26)	0,55
Verif. connettori piede	1,00
Verif. connettori testa	0,85
Verif. Hold-down	0,97

Controllo spostamenti:

Per quanto riguarda la valutazione degli spostamenti, considerando che trattasi di struttura a pareti portanti in legno con pochi elementi divisori interni da realizzarsi in cartongesso e finestre ad alte prestazioni con telai in alluminio (vedi risposta quesito punto 14), si adotta un valore limite di verifica pari a $qd_r < 0{,}0075$ h, dove h è l'altezza di interpiano, come la normativa prevede per tamponature duttili a cui vengono assimilate quelle presenti. Vista la classe d'uso assunta, la valutazione degli spostamenti viene eseguita allo SLO controllando che questi siano inferiori ai 2/3 del limite sopra riportato. Il limite di verifica diventa quindi 7,5 x (2/3) = 5 ovvero $qd_r < 0{,}005$ h.

Si riporta di seguito un'immagine dei risultati nella quale si evince che tale controllo è verificato, a meno di alcuni nodi isolati, che non sono però esemplificativi del comportamento di insieme della struttura.



Gli spostamenti in termini di traslazione nelle tre direzioni esaminati allo SLC sono:

- dx = 19,61 mm;
- dy = -16,38 mm;
- dz = -4,76 mm.

Dopo aver ricapitolato quanto già illustrato per l'unità strutturale esaminata con il solo sisma orizzontale, si passa ad esaminare gli ulteriori due modelli implementati atti a valutare possibili scenari. Tale valutazione viene sempre eseguita attraverso una modellazione FEM.

In un primo modello sono state mantenute tutte le pareti (come nel modello di riferimento), considerando quindi il contributo in termini di rigidezza e resistenza anche delle pareti in falso, aggiungendo il sisma verticale, come indicato al paragrafo 7.2.2. delle NTC2018.

Nel secondo modello sono state eliminate le pareti in falso del piano primo e secondo nella parte centrale, mentre sono state lasciate quelle in falso esterne ed è stata eseguita un'analisi dinamica lineare con il sisma solo orizzontale.

Di seguito si riportano, come riportato sopra per il modello di riferimento, i principali risultati. Nelle tabelle in questo caso troviamo anche la colonna "Variazione" in percentuale per evidenziare il confronto con il modello di riferimento.

MODELLO CON SISMA VERTICALE:

Risultati delle principali sollecitazioni:

Per primo si riportano i risultati in termini di sollecitazioni massime rapportandole alla variazione con il modello iniziale.

				Var %
Azione N membr.	+91,82	kN	SLV	2,489%
	-801,25	kN	SLV	-4,705%
Azione V membr.	+485,76	kN	SLV	-0,475%
	-481,05	kN	SLV	0,638%
Azione M membr.	+1.448,05	kNm	SLV	-1,280%
	-2.385,53	kNm	SLV	2,029%

Per maggiore chiarezza si riportano le immagini delle sollecitazioni massime per la combinazione peggiore.

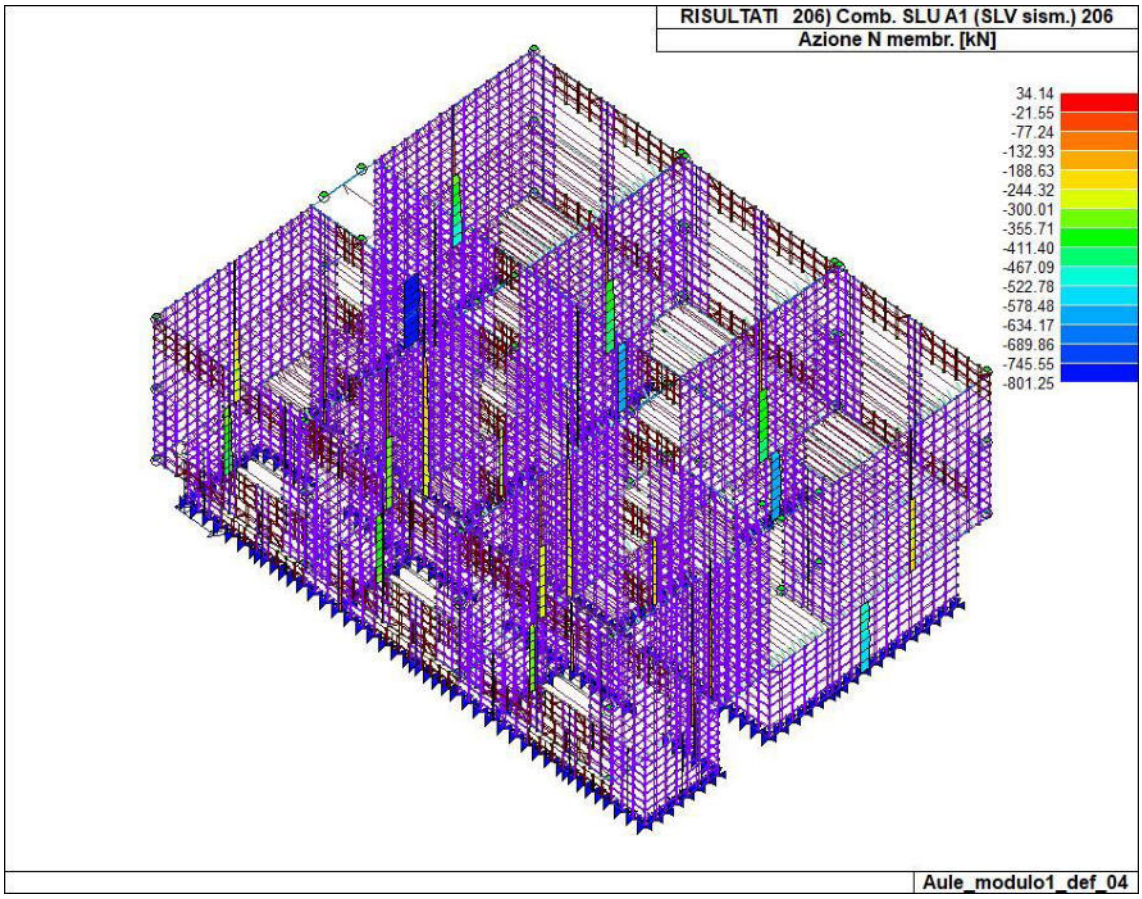


Figura 7: azioni di sforzo assiale sulle pareti nella condizione più gravosa allo SLV

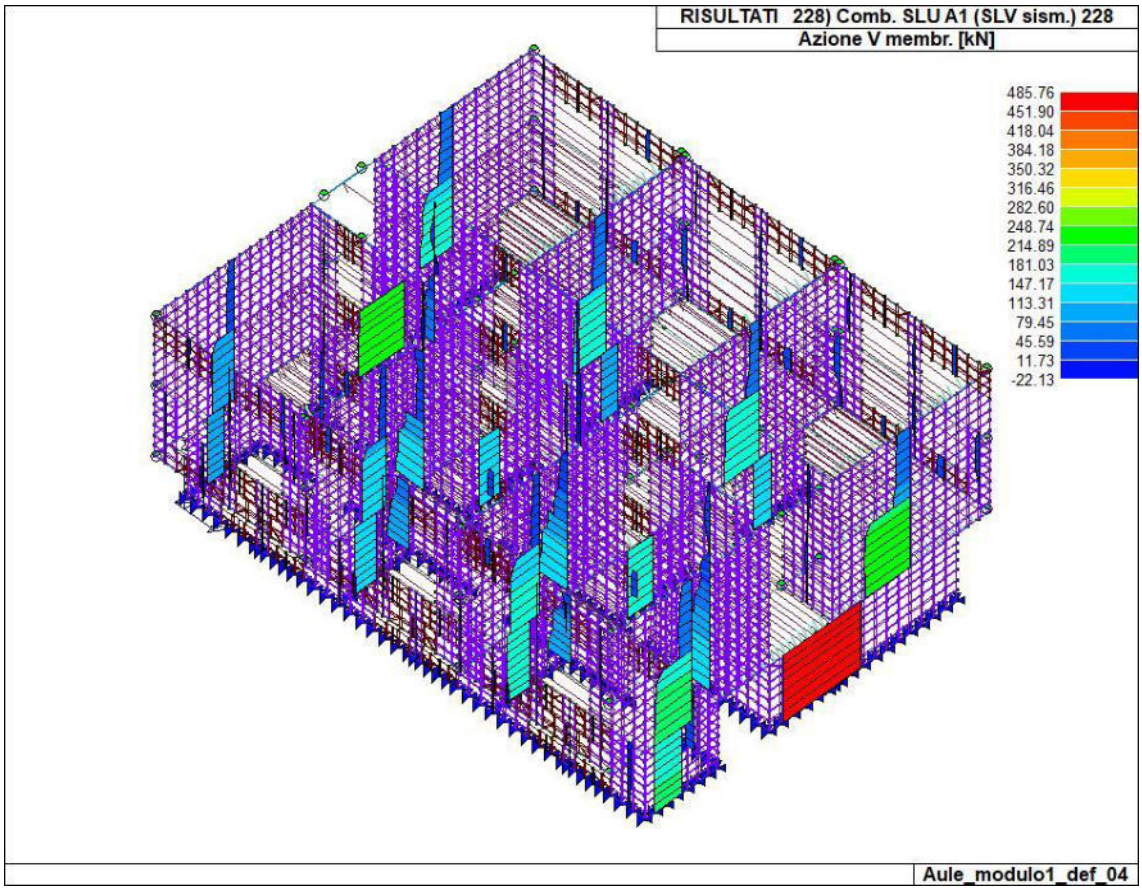


Figura 8: azioni di taglio sulle pareti nella condizione più gravosa allo SLV

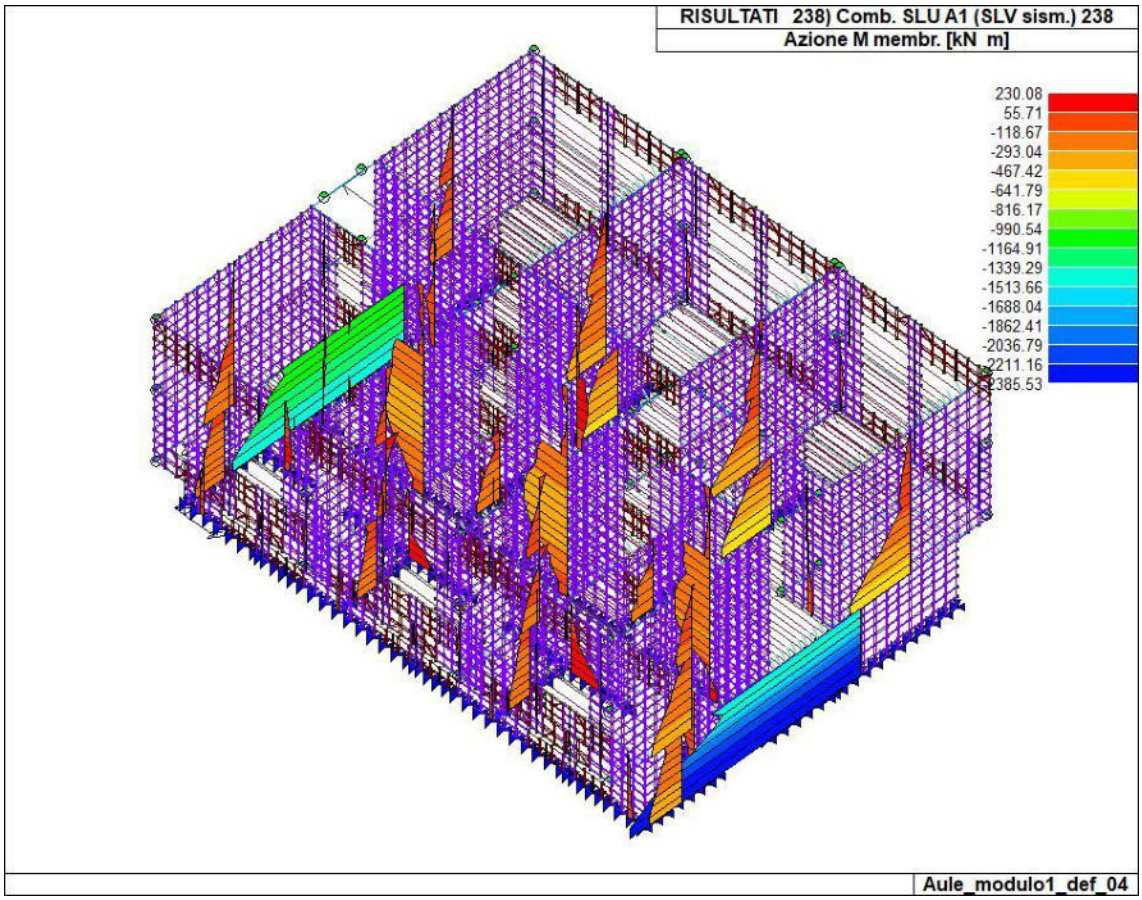


Figura 9: azioni di momento flettente (nel piano) sulle pareti nella condizione più gravosa allo SLV

Risultati delle verifiche:

In termini di verifiche si riportano i valori massimi con le variazioni ottenute rispetto il modello originale.

		Var %
Verifica DIN (127) N/M	0,30	0,00 %
Verifica DIN (128) N/M	0,47	2,17 %
Verifica DIN (129) V/MT	0,50	-1,96 %
Verifica DIN (130) N/M/Vroll	0,08	0,01 %
Verifica DIN (131) N/M/Vroll	0,11	0,00 %
Verifica M inc DIN (D.26)	0,54	-1,82 %
Verif. connettori piede	0,98	-2,00 %
Verif. connettori testa	0,83	-2,35 %
Verif. Hold-down	1,05	8,25 %

Si può osservare che, a parte gli hold-down, le variazioni risultano modeste, al massimo nell'ordine del 2.0 %. Per gli stessi hold-down la verifica risulta leggermente non positiva. Su questo aspetto si ritornerà nel seguito.

Controllo spostamenti:

Valgono le stesse considerazioni fatte in precedenza. Si riporta, come prima, un'immagine a dimostrazione di quanto verificato.

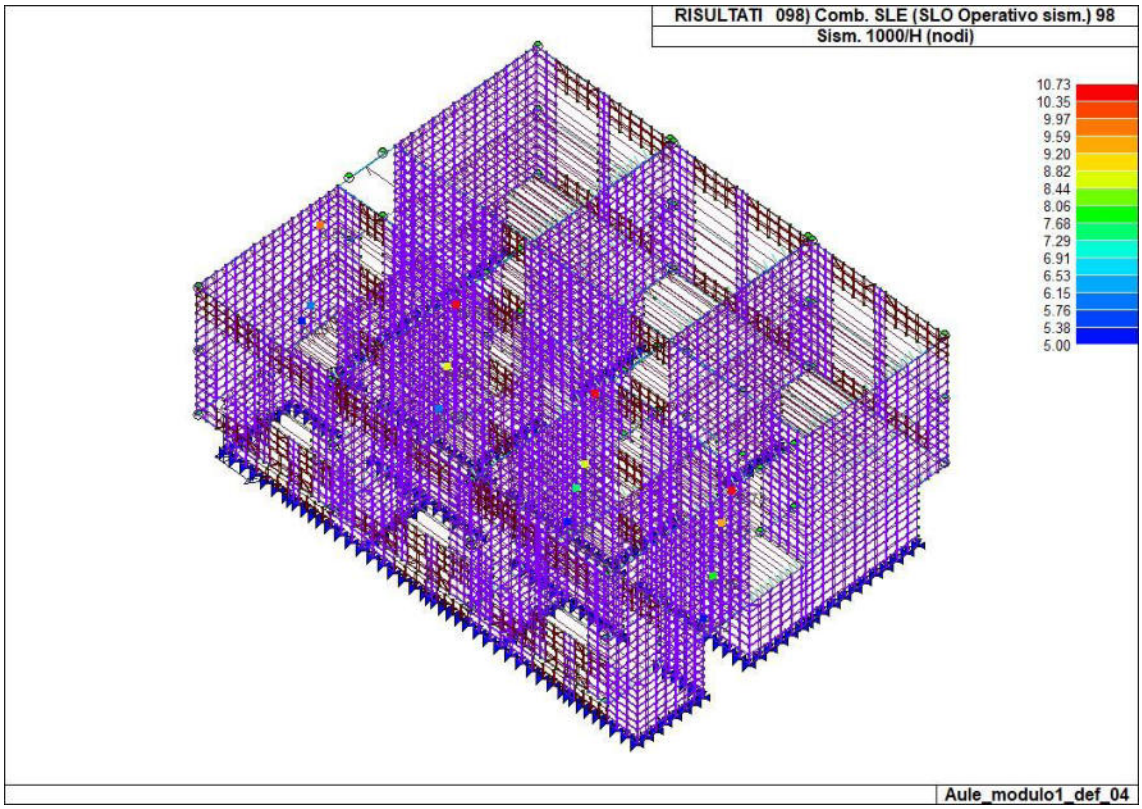


Figura 10: spostamenti allo SLO

Gli spostamenti in termini di traslazione nelle tre direzioni esaminati allo SLC sono:

- dx = 20,38 mm (+3,93 % rispetto al caso precedente);

- dy = -16,22 (-0,98 % rispetto al caso precedente);
- dz = -5,29 mm (+11,13 % rispetto al caso precedente).

Quello che maggiormente si incrementa risultano essere gli spostamenti verticali, condizione attesa per la presenza del sisma verticale, incremento che in termini assoluti si valorizza in 0,5 mm, valore pressoché non apprezzabile.

MODELLO SENZA PARETI INTERNE IN FALSO E SISMA ORIZZONTALE:

Questo modello prende in considerazione la non partecipazione al sisma della parete longitudinale in falso facendo si che la sollecitazione in tale direzione venga ripartita in un numero minore di elementi con possibile aggravio dello stato tensionale. Nel seguito si procede come per i casi precedenti.

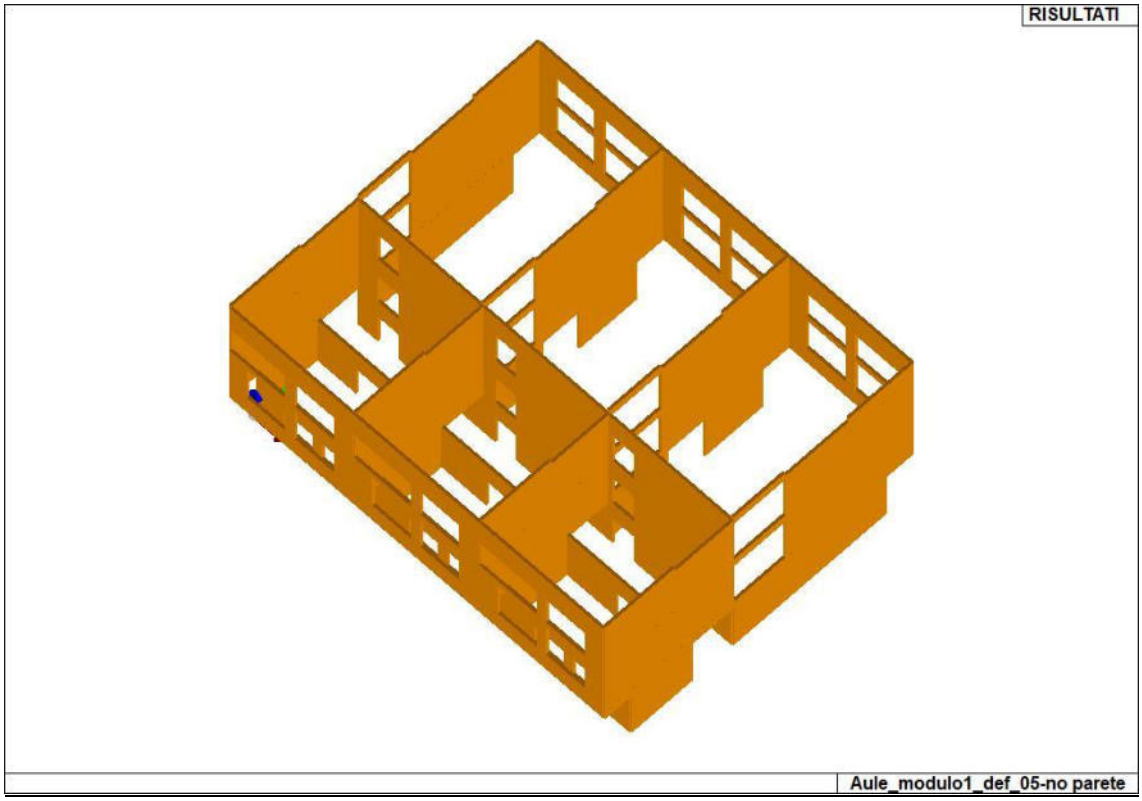


Figura 11: modello 3D analizzato senza pareti in falso

Risultati delle principali sollecitazioni:

				Var %
Azione N membr.	+90,45	kN	SLV	0,96 %
	-744,22	kN	SLV	-11,49 %
Azione V membr.	+487,03	kN	SLV	-0,22 %
	-482,12	kN	SLV	0,86 %
Azione M membr.	+1.301,26	kNm	SLV	-11,29 %
	-2.315,51	kNm	SLV	-0,97 %

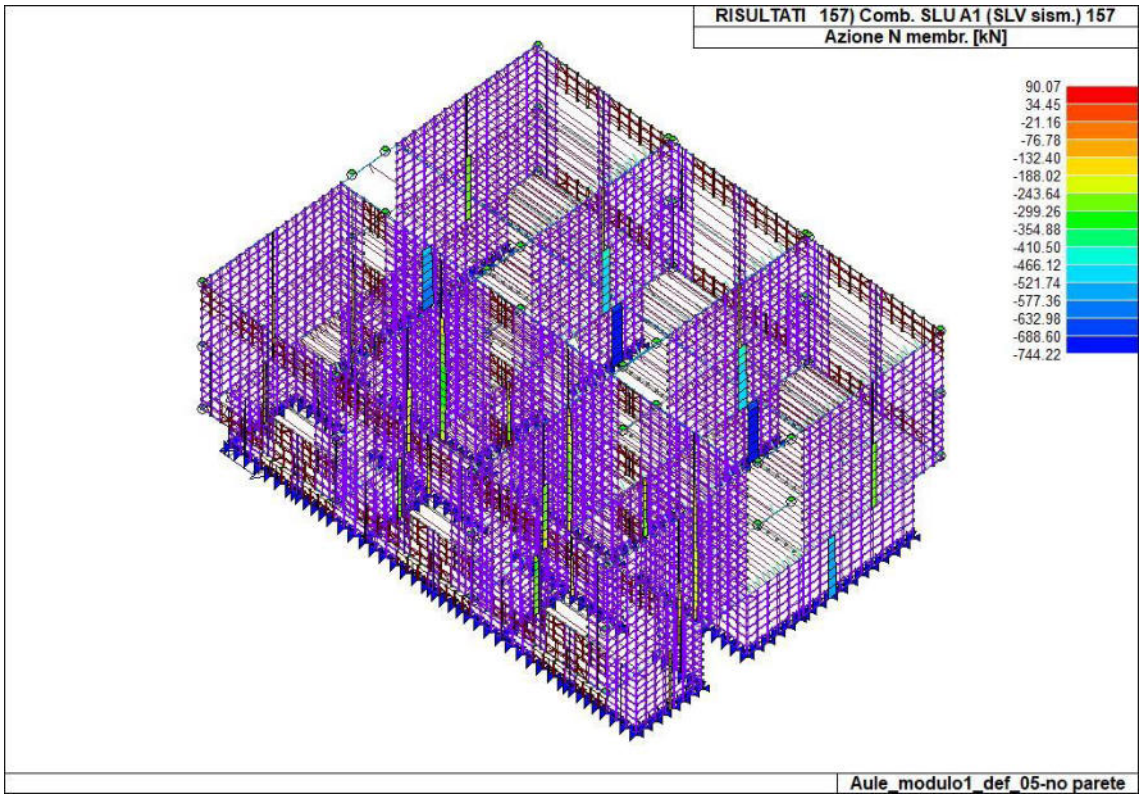


Figura 12: azioni di sforzo assiale sulle pareti nella condizione più gravosa allo SLV

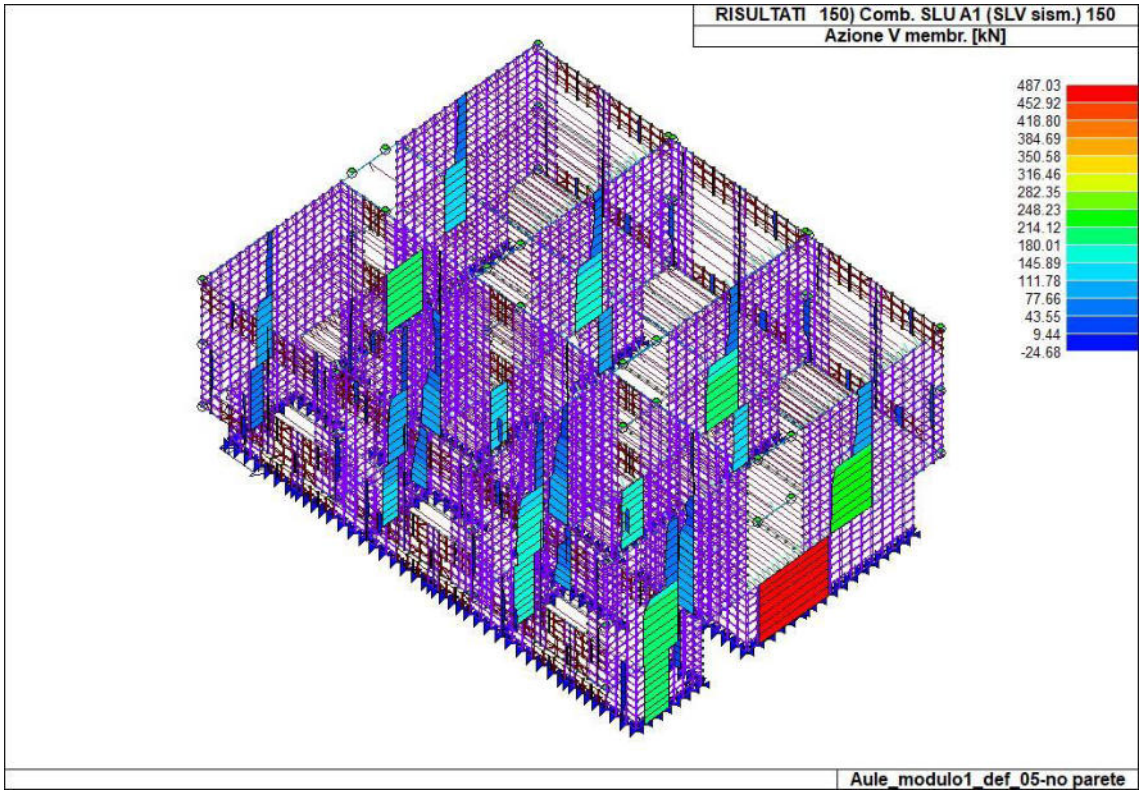


Figura 13: azioni di taglio sulle pareti nella condizione più gravosa allo SLV

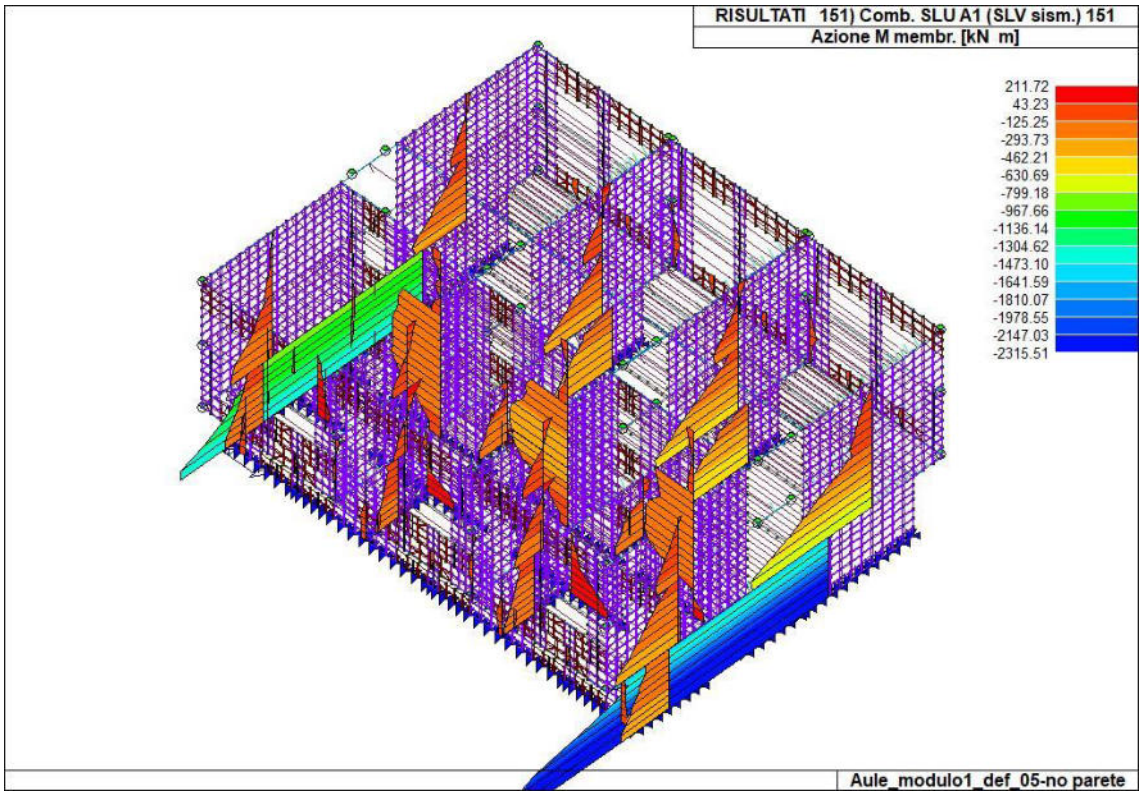


Figura 14: azioni di momento flettente (nel piano) sulle pareti nella condizione più gravosa allo SLV

Risultati delle verifiche:

		Var %
Verifica DIN (127) N/M	0,29	-3,33 %
Verifica DIN (128) N/M	0,44	-4,35 %
Verifica DIN (129) V/MT	0,45	-11,77 %
Verifica DIN (130) N/M/Vroll	0,08	0,08 %
Verifica DIN (131) N/M/Vroll	0,11	0,00 %
Verifica M inc DIN (D.26)	0,52	-5,46 %
Verif. connettori piede	1,25	25,00 %
Verif. connettori testa	0,93	9,41 %
Verif. Hold-down	0,99	2,06 %

In questo caso le variazioni sono maggiori anche se, fatto salvo la verifica dei connettori al piede, le verifiche risultano ancora positive. Su questo aspetto si tornerà nel seguito ma il risultato era prevedibile e di facile risoluzione.

Controllo spostamenti:

Valgono le stesse considerazioni fatte in precedenza. Si riporta, come prima, un'immagine a dimostrazione di quanto verificato.

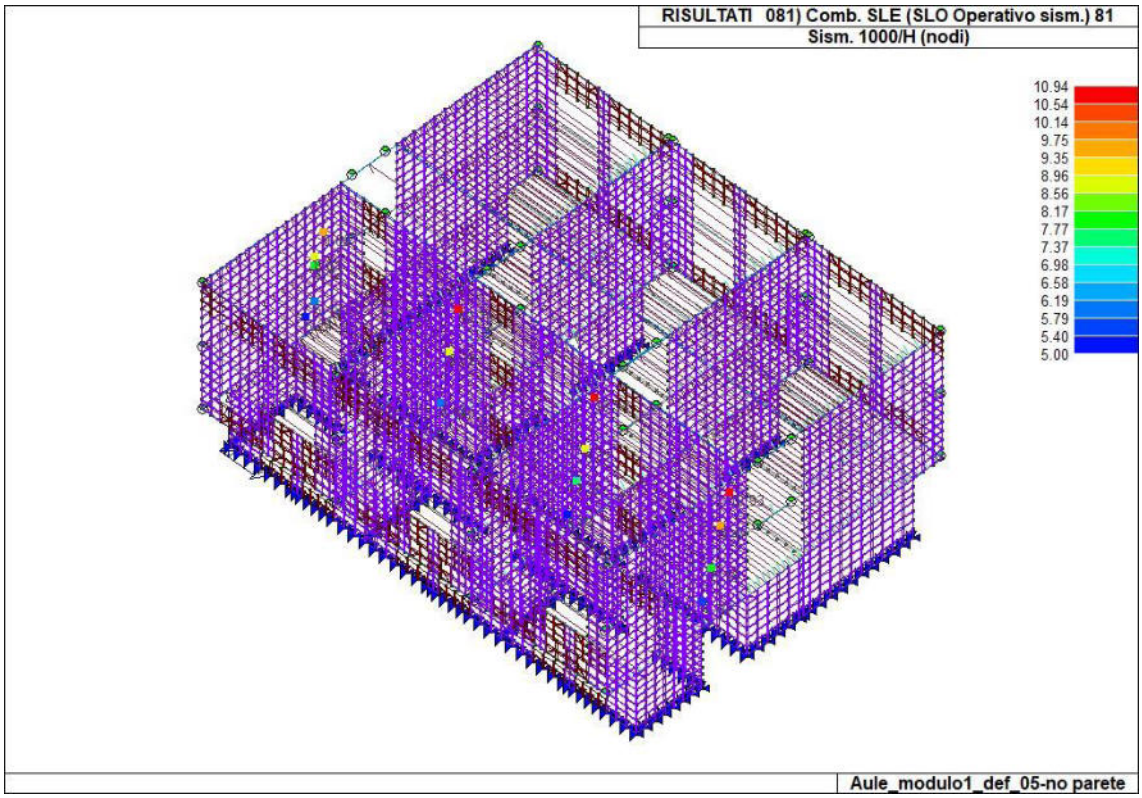


Figura 15: spostamenti allo SLO

Gli spostamenti in termini di traslazione nelle tre direzioni esaminati allo SLC sono:

- dx = 20,92 mm (+6,68 % rispetto al caso precedente);
- dy = -16,34 (-0,24 % rispetto al caso precedente);
- dz = -5,10 mm (+7,14 % rispetto al caso precedente).

CONFRONTO DEI RISULTATI

Dal confronto dei risultati dei tre modelli è emerso che le variazioni sono modeste, sia in termini di peggioramento sia di miglioramento dei risultati rispetto a quelli di riferimento del modello originario.

Seppur ritenendo che il secondo modello di confronto, quello nel quale è stata completamente eliminato il contributo delle pareti interne in falso, sia molto severo in quanto, a prescindere dalla loro funzione sismo resistente di dubbia efficacia queste assumono un ruolo importante di collegamento longitudinale assimilabile a quella di una catena con incremento della rigidezza delle pareti a cui risulta collegato (il confronto può essere eseguito con un edificio in muratura con la presenza o meno di intirantature metalliche atte a limitare gli spostamenti), si verificano i collegamenti al piede della parete orizzontale (asse L-O4 nei disegni) a livello di piano primo, che riportano verifica superiore all'unità.

Quello che emerge è che il numero dei collegamenti non appare sufficiente a coprire il taglio di piano di queste pareti. Questo aspetto è da ricercare nella modalità di progetto automatico del programma che verifica il collegamento in funzione del criterio di progetto preimpostato (nel caso in esame tale criterio non è stato modificato preventivamente proprio per evidenziare la differenza tra i vari modelli comparati).

Rimandando al punto 12) per la spiegazione delle formule utilizzate per il dimensionamento e la verifica dei collegamenti, nel seguito si riporta l'estratto della tabella relativa alla verifica a taglio per le pareti n° 63-64-66-68 eseguito in modo manuale. Il collegamento avviene tramite l'utilizzo di tie down denominati Titan TTN 240 con il posizionamento di chiodi LBA 4x60 in numero di $n_v = n_h = 36$, collegamento a cui compete

una resistenza caratteristica pari a $R_{2,3,k\ legno}$ = 37,90 kN/cad e, di conseguenza, un valore di progetto pari a $R_{d,coll}$ = 19,44 kN/cad.

Nella tabella successiva si riportano le caratteristiche delle pareti interessate con i relativi valori massimi dei taglianti. Si considera di posizionare due elementi di collegamento al metro (1 ogni 50 cm circa) da cui la verifica pone:

N° macro	assi dis	L	H	s	V	V/ml	# coll/ml	verifica
		m			KN			
63	L-O4	1,28	3,60	0,16	40,06	31,30	2	0,81
64	L-O4	6,00	3,60	0,16	218,00	36,33	2	0,93
66	L-O4	6,20	3,60	0,16	231,00	37,26	2	0,96
68	L-O4	6,08	3,60	0,16	225,00	37,01	2	0,95

Risulta evidente come tutte le pareti, con il collegamento previsto ovvero un tie down ad interasse di 50 cm, risultano verificate.

Al fine di fare ulteriore chiarezza a livello del comportamento della parete in falso si riportano alcune riflessioni sia di carattere statico sia di carattere sismico.

A livello statico si controlla localmente il solaio interessato assumendo un'impronta dettata dalla geometria della parete e del solaio.

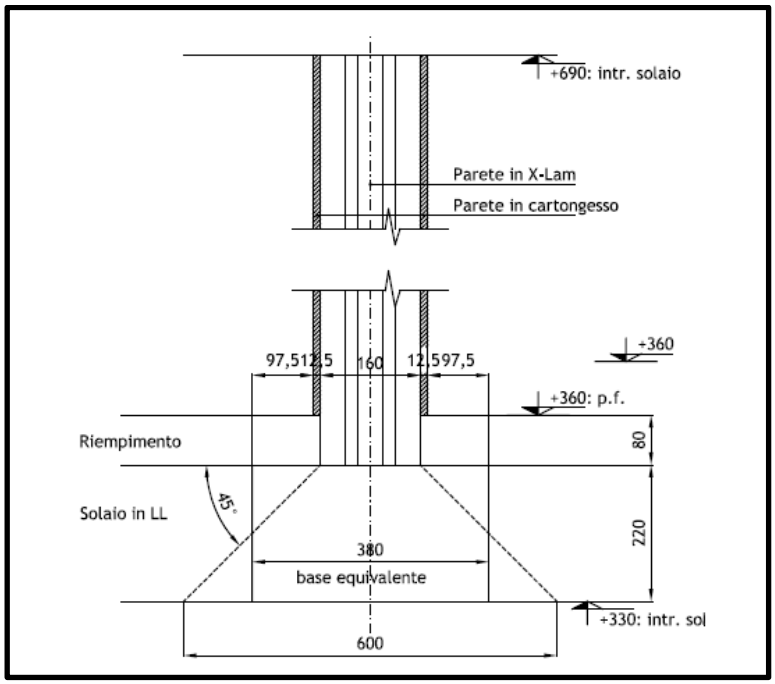


Figura 16: schema considerato

Facendo riferimento alla Figura 16 a livello di impronta del solaio insistono i seguenti carichi:

- Peso parete in legno: la parete presenta uno spessore di 16 cm ed un'altezza, tra estradosso solaio inferiore ed intradosso solaio superiore, pari a 3,38 m da cui g_{k1} = 0,16 x 3,38 x 5,00 = 2,70 kN/m;
- Peso del cartongesso di rivestimento: da entrambi i lati della parete risulta presente una lastra ripo Firewall dello spessore di 12,5 mm avente un peso proprio, da scheda tecnica, pari a 0,105 kN/mq da cui g_{k2} = 2 x 0,105 x 3,30 = 0,69 kN/m;

- Peso proprio del solaio strutturale di competenza di larghezza 0,38 m: g_{k3} = 0,22 x 0,38 x 5,00 = 0,42 kN/m;
- Carico permanente del solaio eccedente la parete di larghezza pari a 0,38 – (0,16 + 0,0125 x2) = 0,195 m da cui g_{k4} = 1,00 x 0,195 = 0,20 kN/m;
- Carico variabile del solaio eccedente la parete: q_k = 0,195 x 3,00 = 0,59 kN/m.

Al proposito occorre ricordare come il carico variabile presenta, per la condizione sismica, ψ_2 = 0,6.

La porzione di solaio, valutata come trave, presenta una sezione pari a 380 mm di base e 220 mm di altezza in legno lamellare tipo GL30h. In condizione statica i carichi di progetto risultano:

- $p_{d,SLU}$ = 1,3 (2,70 + 0,69 + 0,42 + 0,20) + 1,5 x 0,59 = 6,09 kN/m;
- $p_{d,SLE}$ = 1,0 (2,70 + 0,69 + 0,42 + 0,20) + 1,0 x 0,59 = 4,60 kN/m.

La luce libera massima del solaio risulta pari a $L_{max} = i_{pareti} - t_{parete}$ = 7,64 m. Le sollecitazioni allo SLV risultano:

- $M_{Sd,max} = p_{d,SLU} L_{max}^2/8$ = 44,44 kNm;
- $V_{Sd,max} = p_{d,SLU} L_{max}/2$ = 23,27 kN.

Le verifiche tensionali pongono:

- σ_{max} = 14,50 N/mmq;
- τ_{max} = 0,42 N/mmq.

Considerando un legno lamellare tipo GL30h con:

- f_{mk} = 30,00 N/mmq;
- f_{vk} = 3,50 N/mmq;

si trova, con carico di breve durata (k_{mod} = 0,80), che:

- f_{md} = 16,55 N/mmq;
- f_{vd} = 1,93 N/mmq.

Risulta immediato osservare come le verifiche risultano positive. Ai fini cautelativi si considera anche la condizione con i soli carichi permanenti con condizione di lunga durata (k_{mod} = 0,6). Si ha che:

- $g_{d,SLU}$ = 1,3 (2,70 + 0,69 + 0,42 + 0,20) = 5,21 kN/m;
- $M_{Sd,g} = g_{d,SLU} L_{max}^2/8$ = 48,04 kNm;
- $V_{Sd,g} = g_{d,SLU} L_{max}/2$ = 19,91 kN.

Le verifiche tensionali pongono:

- $\sigma_{max,g}$ = 12,41 N/mmq;
- $\tau_{max,g}$ = 0,36 N/mmq.

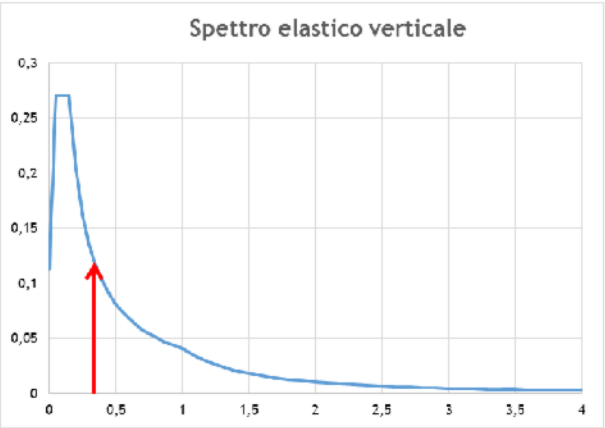
I valori di riferimento risultano:

- f_{md} = 12,41 N/mmq;
- f_{vd} = 1,45 N/mmq.

Anche in questo caso la verifica risulta positiva. Le verifiche tensionali risultano soddisfatte. Le verifiche deformative non hanno particolare valore in quanto la presenza degli elementi limitrofi limitato gli spostamenti con forte ridistribuzione delle azioni.

In ultimo si vuole procedere ad una verifica di "punzonamento" del solaio sollecitato con un carico lineare pari a 6,09 kN/m a cui corrisponde una tensione tangenziale pari a $\tau = N_{Sd}/(2\ L\ t)$ = 0,01 N/mmq, valore particolarmente modesto atto a non destare preoccupazioni.

Si passa ora ad una valutazione sismica considerando un incremento/decremento del carico in funzione del parametro dedotto dallo spettro in termini di accelerazione.



Dal modello di calcolo risulta che il primo periodo per sisma verticale è pari a T = 0,34 sec a cui, entrando nello spettro, un valore di $S_{ev}(T)$ = 0,119. Si considera un coefficiente di comportamento q = 2 come nell'analisi FEM da cui l'azione da considerare in condizione sismica risulta $p_{d,E} = (1 \pm S_{ev}(T)/q)\ (g_k + \psi_2\ q_k)$ da cui si trova:

- $p_{d,E,max} = (1 + 0{,}06)\ (4{,}01 + 0{,}6 \times 0{,}59) = 4{,}62$ kN/m;
- $p_{d,E,min} = (1 - 0{,}06)\ (4{,}01 + 0{,}6 \times 0{,}59) = 4{,}10$ kN/m.

Risulta immediato constatare che:

- entrambi i carichi risultano positivi da cui non si ha inversione delle sollecitazioni;
- entrambi i valori risultano inferiori a quelli determinati allo SLU per cui le verifiche risultano superflue ed ampiamente positive.

La presenza della parete "in falso" non produce particolari problemi di sorta né in condizione statica né in condizione sismica. Massima attenzione a posizionare la stessa parete in prossimità della mezzeria di una lastra di solaio e non in prossimità del bordo al fine di conferire una maggiore ridistribuzione delle sollecitazioni.

6. A pag. 40 e seguenti della relazione di calcolo pare evidenziato che la struttura risulta deformabile torsionalmente. Si chiede, se necessario, di aggiornare il fattore di comportamento in relazione alla tabella 7.3.II delle NTC 2018;

16. A pag. 43 e seguenti della relazione di calcolo è evidenziato che la struttura risulta deformabile torsionalmente. Si chiede di aggiornare il fattore di comportamento in relazione alla tabella 7.3.II delle NTC 2018;

33. A pag. 40 e seguenti della relazione di calcolo è evidenziato che la struttura risulta deformabile torsionalmente. Si chiede di aggiornare il fattore di comportamento in relazione alla tabella 7.3.II delle NTC 2018;

42. A pag. 54 e seguenti della relazione di calcolo è evidenziato che la struttura risulta deformabile torsionalmente. Si chiede di aggiornare il fattore di comportamento in relazione alla tabella 7.3.II delle NTC 2018;

Le unità strutturali in oggetto presentano struttura a pareti in legno, utilizzando come tipologia di costruzione il sistema X-Lam. Il discorso relativo alla struttura non deformabile torsionalmente non è stato preso in considerazione per il fatto che nella tabella 7.3.II delle NTC 2018, per le strutture *"a pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni"* non è contemplata questa tipologia. Come evidenziato in tabella le strutture deformabili torsionalmente sono relative esclusivamente alle costruzioni di calcestruzzo (v. § 7.4.3.1).

Tab. 7.3.II – *Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD*

	q_0	
Tipologia strutturale	CD"A"	CD"B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 α_u/α_1	3,0 α_u/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 α_u/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati	3,0	2,0
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		2,5
Strutture cosiddette miste, 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

Se si volesse fare un parallelismo con i valori previsti per le strutture deformabili torsionalmente, che, come già detto ed evidenziato la normativa riporta esclusivamente per quelle con struttura sismoresistente in calcestruzzo, si ritrova un valore di q_0 pari a 2 da cui il valore adottato risulta allineato.

7. Si chiede di evidenziare che la tipologia di modellazione proposta tenga conto che il materiale in esame è non omogeneo, non ortotropo e non continuo. Si chiede di commentare criticamente l'adeguatezza del modello a cogliere il comportamento degli elementi, illustrando le proprietà meccaniche attribuite giustificando ad esempio la scelta di considerare gli elementi costituenti il pannello non incollati (vedi ad esempio pag. 94);

18. Si chiede di evidenziare che la tipologia di modellazione proposta tenga conto che il materiale in esame è non omogeneo, non ortotropo e non continuo. Si chiede di commentare criticamente l'adeguatezza del modello a cogliere il comportamento degli elementi, illustrando le proprietà meccaniche attribuite giustificando ad esempio la scelta di considerare gli elementi costituenti il pannello non incollati (vedi ad esempio pag. 94);

34. Si chiede di evidenziare che la tipologia di modellazione proposta tenga conto che il materiale in esame è non omogeneo, non ortotropo e non continuo. Si chiede di commentare criticamente l'adeguatezza del modello a cogliere il comportamento degli elementi, illustrando le proprietà meccaniche attribuite giustificando ad esempio la scelta di considerare gli elementi costituenti il pannello non incollati (vedi ad esempio pag. 94);

44. Si chiede di evidenziare che la tipologia di modellazione proposta tenga conto che il materiale in esame è non omogeneo, non ortotropo e non continuo. Si chiede di commentare criticamente l'adeguatezza del modello a cogliere il comportamento degli elementi, illustrando le proprietà meccaniche attribuite giustificando ad esempio la scelta di considerare gli elementi costituenti il pannello non incollati (vedi ad esempio pag. 94);

Il codice di calcolo utilizzato per la modellazione delle strutture è ProSAP della azienda 2SI di Ferrara. La modellazione dei pannelli X-lam in PRO_SAP avviene attraverso la generazione dell'archivio dei pannelli e l'assegnazione delle loro caratteristiche geometriche e meccaniche. La tecnologia X-lam può essere adottata per gusci, pareti o solai. Il programma consente la modellazione di pannelli (formati da strati incollati) con un numero di strati dispari anche di diverso spessore, mediante la definizione di elementi shell (D3). Gli strati sono costituiti da materiale non necessariamente uguale; le tavole possono o meno essere incollate lungo il lato lungo. Una volta completato il modello è possibile quindi eseguire le analisi e, nel contesto visualizzazione risultati, effettuare le verifiche strutturali in accordo alle disposizione normative estese a normative internazionali e bibliografia tecnica di comprovata affidabilità. Nella finestra "Catalogo pannelli XLAM" è possibile assegnare una o più tipologie di pannelli (per esempio pannelli verticali o orizzontali) e la relativa stratigrafia. In particolare, per ogni tipologia di pannello occorre specificare i seguenti parametri:

- ID: numero progressivo del tipo di pannello (valore non modificabile);
- Sigla: nome del pannello (nome modificabile);
- N. strati: numero degli strati del pannello (valore non modificabile);
- Coeff. di sistema: coefficiente sistemico (valore modificabile) da moltiplicare alla resistenza a flessione. Per maggiori dettagli si rimanda a EC5, paragrafo 6.6 che si riporta nel seguito;

6.6 Resistenza del sistema

(1) Laddove diversi elementi, componenti o aggregati, di caratteristiche simili e spaziati regolarmente, sono collegati lateralmente da un sistema continuo di distribuzione del carico, le proprietà di resistenza dell'elemento possono essere moltiplicate per un coefficiente di resistenza del sistema k_{sys}.

(2) Se il sistema continuo di distribuzione del carico è capace di trasferire i carichi da un elemento agli elementi adiacenti, si raccomanda che il coefficiente k_{sys} sia pari a 1,1.

(3) Si raccomanda che la verifica della resistenza del sistema di distribuzione del carico sia eseguita assumendo che i carichi siano di breve durata.

Nota Per capriate di coperture aventi interasse massimo 1,2 m si può assumere che arcarecci, correnti o pannelli possono trasferire il carico alle capriate adiacenti purché questi elementi di distribuzione del carico siano continui su almeno due luci e tutti i giunti siano opportunamente sfalsati.

(4) Per impalcati o solai di legno lamellare si raccomanda che si utilizzino i valori di k_{sys} forniti in figura 6.12.

figura 6.12 **Coefficiente di resistenza del sistema k_{sys} per piastre lamellari di legno massiccio o con elementi di legno lamellare incollato**

Legenda

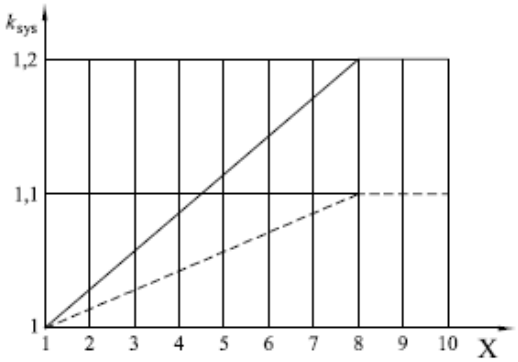
1 Lamelle unite con chiodi o viti

2 Lamelle pretensionate o incollate assieme

X Numero di lamelle sottoposte a carico

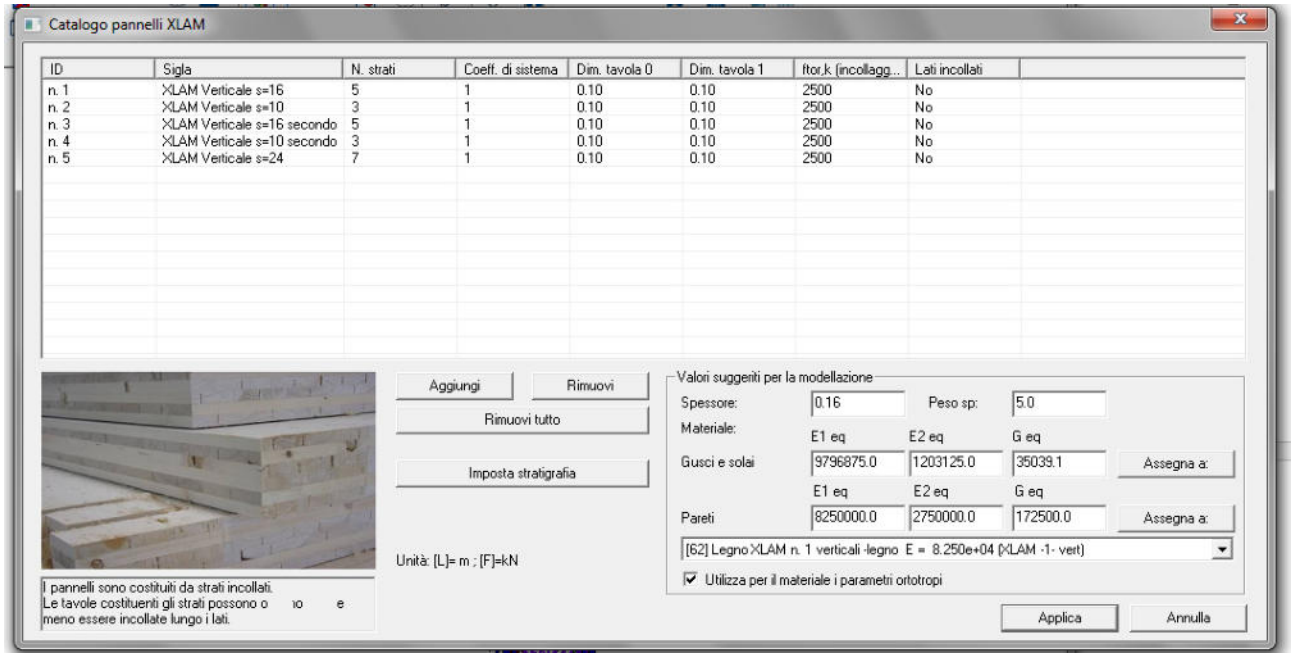
---- 1

——— 2



- Dim. tavola 0: dimensione della tavola lungo la direzione 0 (valore modificabile);
- Dim. tavola 1: dimensione della tavola lungo la direzione 1 (valore modificabile).

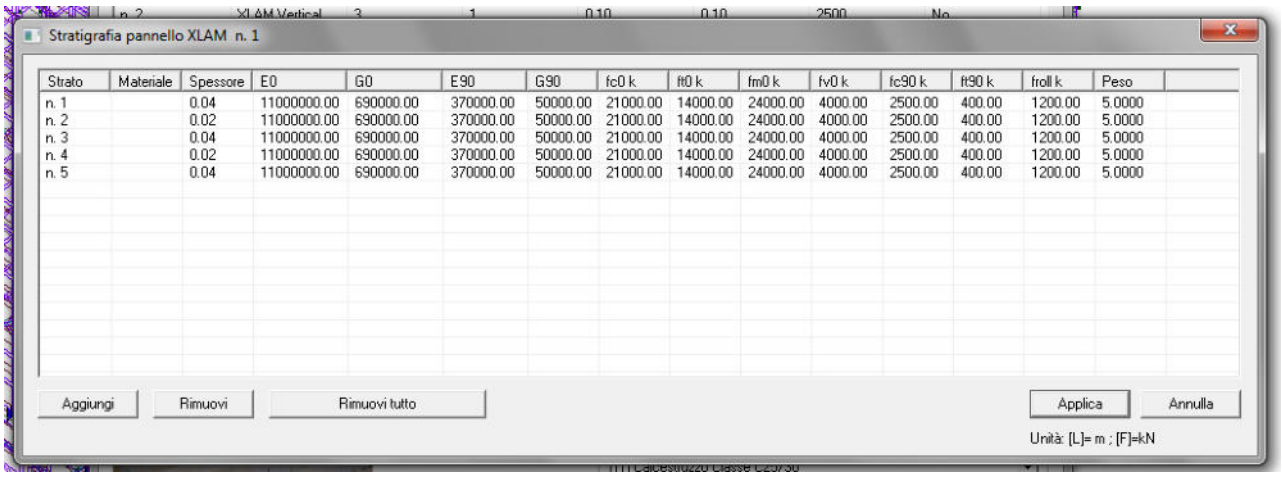
Si riporta una schermata di input del programma.



Per convenzione la direzione 0 del pannello è quella parallela alle fibre del primo e dell'ultimo strato (ovvero gli strati esterni di maggior impegno strutturale). La direzione 0, pertanto, ha caratteristiche di resistenza e rigidezza superiore alla direzione 1. Il programma ipotizza che la direzione 0 sia verticale per i setti. In fase di verifica non esiste interazione tra direzione 0 e direzione 1. Il programma considera in automatico la rotazione di 90° degli strati pari rispetto a quelli dispari.

Per ogni tipologia di pannello definita si assegna manualmente la stratigrafia del pannello e si definiscono le caratteristiche geometriche e meccaniche di ogni strato.

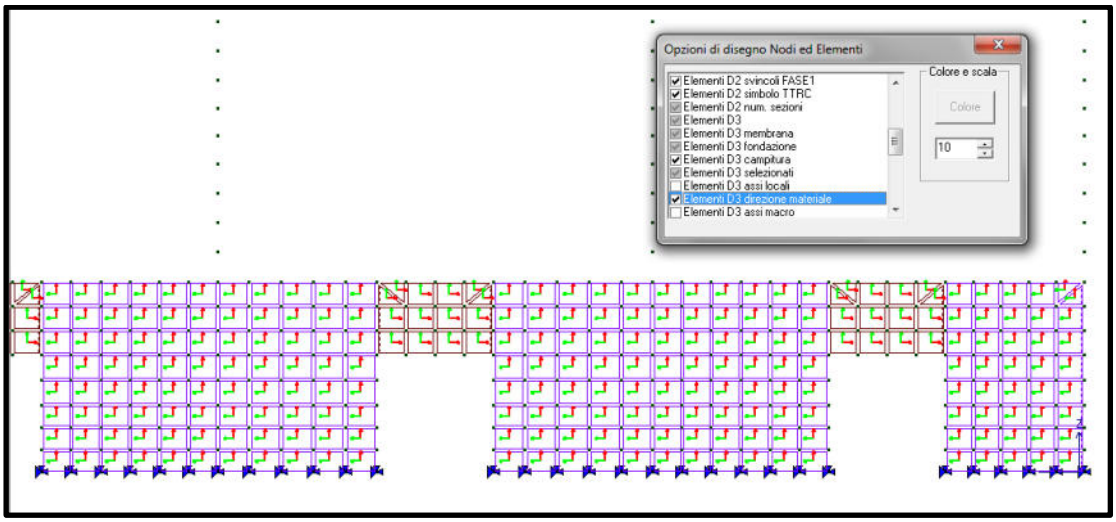
Si riporta una schermata delle caratteristiche meccaniche implementate dal programma.



Strato	Materiale	Spessore	E0	G0	E90	G90	fc0 k	ft0 k	fm0 k	fv0 k	fc90 k	ft90 k	froll k	Peso
n. 1		0.04	11000000.00	690000.00	370000.00	50000.00	21000.00	14000.00	24000.00	4000.00	2500.00	400.00	1200.00	5.0000
n. 2		0.02	11000000.00	690000.00	370000.00	50000.00	21000.00	14000.00	24000.00	4000.00	2500.00	400.00	1200.00	5.0000
n. 3		0.04	11000000.00	690000.00	370000.00	50000.00	21000.00	14000.00	24000.00	4000.00	2500.00	400.00	1200.00	5.0000
n. 4		0.02	11000000.00	690000.00	370000.00	50000.00	21000.00	14000.00	24000.00	4000.00	2500.00	400.00	1200.00	5.0000
n. 5		0.04	11000000.00	690000.00	370000.00	50000.00	21000.00	14000.00	24000.00	4000.00	2500.00	400.00	1200.00	5.0000

Ogni tipologia di pannello così definita viene assegnata agli elementi shell che schematizzano le pareti X-lam e a questi è correlato un materiale di riferimento che utilizza i parametri ortotropi definiti per ogni pannello mediante l'individuazione dei valori dei moduli di elasticità e di taglio equivalenti.

Per tutti blocchi costituiti da strutture verticali portanti in X-lam si è optato per pannelli pareti costituiti da pannelli verticali di larghezza 120 cm e altezza variabile a seconda dell'interpiano o dell'andamento della copertura. In corrispondenza delle aperture i pannelli verticali sono collegati da pannelli orizzontali di uguale materiale ma con la fibratura ruotata di 90°. Tale divisione è stata impostata anche nei relativi modelli di calcolo. Si riporta un immagine di una parete esempio nella quale si vede la direzione della fibratura dei pannelli:



Ad ogni elemento strutturale viene associato un criterio di progetto il quale è una delle proprietà dello stesso elemento; in funzione del criterio di progetto è possibile controllare tutti i parametri di progettazione

e verifica degli elementi. Gli elementi sono progettati in base alle combinazioni dei casi di carico. in base alle caratteristiche assegnate il programma individua i setti e per ognuno di essi riporta i risultati ed esegue le verifiche di normativa.

Per quanto riguarda la scelta di considerare gli elementi costituenti il pannello non incollati, essendo un progetto pubblico, e non avendo quindi ancora certezza della tipologia dei pannelli che andranno posti in opera, si è optato per l'opzione meno cautelativa per la verifica degli elementi.

8. Nella definizione del fattore di struttura si attribuisce all'edificio una CD"B". Non sono tuttavia illustrati i criteri di gerarchia delle resistenze applicati ed il rispetto dei dettagli costruttivi di cui al § 7.7.3. Si chiede ad esempio di illustrare:
   - Il rispetto dei criteri della progettazione in capacità, per assicurare la plasticizzazione delle zone dissipative (i collegamenti prescelti e/o gli elementi specificatamente progettati), queste devono possedere una capacità almeno pari alla domanda mentre le componenti non dissipative (gli altri collegamenti e gli elementi strutturali) adiacenti, debbono possedere una capacità pari alla capacità della zona dissipativa amplificata del fattore di sovraresistenza γ_{Rd}, di cui alla Tab. 7.2.I. Valori inferiori del fattore di sovraresistenza ed in ogni caso maggiori o uguali a 1,3 per CD "A" e a 1,1 per CD "B" devono essere giustificati;
   - Di aver dimensionato le connessioni considerando il fattore di sovraresistenza pari a 1.3 come da tabella 7.2.I delle NTC 2018;
   - Di aver rispettato quanto indicato al paragrafo 7.7.4 delle NTC al fine di considerare gli impalcati infinitamente rigidi;

17. Nella definizione del fattore di struttura si attribuisce all'edificio una CD"B". Non sono tuttavia illustrati i criteri di gerarchia delle resistenze applicati ed il rispetto dei dettagli costruttivi di cui al § 7.7.3. Si chiede ad esempio di illustrare:
   - Il rispetto dei criteri della progettazione in capacità, per assicurare la plasticizzazione delle zone dissipative (i collegamenti prescelti e/o gli elementi specificatamente progettati), queste devono possedere una capacità almeno pari alla domanda mentre le componenti non dissipative (gli altri collegamenti e gli elementi strutturali) adiacenti, debbono possedere una capacità pari alla capacità della zona dissipativa amplificata del fattore di sovraresistenza γ_{Rd}, di cui alla Tab. 7.2.I. Valori inferiori del fattore di sovraresistenza ed in ogni caso maggiori o uguali a 1,3 per CD "A" e a 1,1 per CD "B" devono essere giustificati;
   - Di aver dimensionato le connessioni considerando il fattore di sovraresistenza pari a 1.3 come da tabella 7.2.I delle NTC 2018;
   - Di aver rispettato quanto indicato al paragrafo 7.7.4 delle NTC al fine di considerare gli impalcati infinitamente rigidi;

35. Nella definizione del fattore di struttura si attribuisce all'edificio una CD"B". Non sono tuttavia illustrati i criteri di gerarchia delle resistenze applicati ed il rispetto dei dettagli costruttivi di cui al § 7.7.3. Si chiede ad esempio di illustrare:
   - Il rispetto dei criteri della progettazione in capacità, per assicurare la plasticizzazione delle zone dissipative (i collegamenti prescelti e/o gli elementi specificatamente progettati), queste devono possedere una capacità almeno pari alla domanda mentre le componenti non dissipative (gli altri collegamenti e gli elementi strutturali) adiacenti, debbono possedere una capacità pari alla capacità della zona dissipativa amplificata del fattore di sovraresistenza γ_{Rd}, di cui alla Tab. 7.2.I. Valori inferiori del fattore di sovraresistenza ed in ogni caso maggiori o uguali a 1,3 per CD "A" e a 1,1 per CD "B" devono essere giustificati;
   - Di aver dimensionato le connessioni considerando il fattore di sovraresistenza pari a 1.3 come da tabella 7.2.I delle NTC 2018;

- Di aver rispettato quanto indicato al paragrafo 7.7.4 delle NTC al fine di considerare gli impalcati infinitamente rigidi;

43. Nella definizione del fattore di struttura si attribuisce all'edificio una CD"B". Non sono tuttavia illustrati i criteri di gerarchia delle resistenze applicati ed il rispetto dei dettagli costruttivi di cui al § 7.7.3. Si chiede ad esempio di illustrare:
    - Il rispetto dei criteri della progettazione in capacità, per assicurare la plasticizzazione delle zone dissipative (i collegamenti prescelti e/o gli elementi specificatamente progettati), queste devono possedere una capacità almeno pari alla domanda mentre le componenti non dissipative (gli altri collegamenti e gli elementi strutturali) adiacenti, debbono possedere una capacità pari alla capacità della zona dissipativa amplificata del fattore di sovraresistenza γ_{Rd}, di cui alla Tab. 7.2.I. Valori inferiori del fattore di sovraresistenza ed in ogni caso maggiori o uguali a 1,3 per CD "A" e a 1,1 per CD "B" devono essere giustificati;
    - Di aver dimensionato le connessioni considerando il fattore di sovraresistenza pari a 1.3 come da tabella 7.2.I delle NTC 2018;
    - Di aver rispettato quanto indicato al paragrafo 7.7.4 delle NTC al fine di considerare gli impalcati infinitamente rigidi;

Le richieste riportate ai punti 8, 17, 35 e 43 sono le medesime riferite alle diverse unità strutturali lignee. Le considerazioni risultano le medesime per cui si accorpa la risposta in una unica al fine di maggiore chiarezza suddividendole nei tre punti e facendo riferimento alle condizioni peggiori.

PLASTICIZZAZIONE E SOVRARESISTENZA

Un edificio costruito con la tecnologia costruttiva a pannelli di tavole in legno incrociate (X-lam) è una struttura scatolare in cui gli orizzontamenti e le pareti sono elementi lignei molto rigidi e resistenti. Il comportamento tridimensionale della struttura è assicurato 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 o flessionale). In entrambi i casi lo stato tensionale interno al pannello è influenzato dal numero di strati di tavole, dallo spessore e dall'orientamento reciproco tra le tavole. Il sistema con pannelli di legno massiccio a strati incrociati presenta pareti massiccie e connessioni meccaniche localizzate solo in prossimità delle zone di contatto tra i pannelli. Nel percorso di trasferimento delle forze orizzontali a terra, i collegamenti giocano quindi un ruolo primario e diventano di fondamentale importanza per garantire la dissipazione dell'energia prodotta dal sisma. I connettori e i dispositivi di collegamento sono installati in modo da contrastare lo scorrimento e il ribaltamento indotto dalle azioni di taglio ovvero dai taglianti di piano che si ingenerano per effetto delle forze sismiche. Le connessioni, classificate in funzione degli elementi costruttivi collegati, possono assumere la configurazione di tipo parete-parete, parete-fondazione, parete-solaio e solaio-solaio. Nel sistema con pannelli di legno massiccio a strati incrociati, la parete sostiene i carichi gravitazionali lungo tutto il suo sviluppo; a seguito di forze orizzontali i pannelli X-lam rimangono praticamente in campo elastico, poiché molto più resistenti delle connessioni in cui si concentra, invece, tutta la capacità anelastica e la dissipazione energetica della struttura.

Gli edifici in legno che compongono il Polo dinamico sono stati progettati a compostamento strutturale dissipativo con classe di Duttilità Media (CD "B").

Affinchè si sviluppi il comportamento ciclico dissipativo nelle unioni è necessario che gli altri elementi, a comportamento fragile, siano dotati di sovraresistenza. Il criterio di gerarchia delle resistenze nel caso delle costruzioni in legno, collegato al concetto di sovraresistenza, è basato sul fatto che gli elementi di legno devono risultare più resistenti delle unioni (metalliche) dai quali sono collegati.

Nelle verifiche dei collegamenti a taglio al piede e in sommità dei pannelli (tie-down), a trazione (hold-down) e dei collegamenti tra i pannelli parete (considerati nel progetto di larghezza pari a 120 cm a parte i pezzi speciali), si considera un coefficiente parziale di sicurezza che include il fattore di sovraresistenza γ_{Rd}, come definito nella tabella 7.2.1 del DM 2018, relativamente alla tipologia strutturale legno e alla classe di duttilità adottata (CD "B"). Si considera, quindi, per le verifiche delle connessioni di testa, al piede e tra i pannelli parete, un γ_M = 1,3 x 1,5 = 1,95, mentre per le verifiche degli hold-down un γ_M = 1,5, proprio per le unioni. Questo perché i collegamenti a trazione, tipo hold-down o nastri forati, sono chiamati a dissipare l'energia in caso di sisma, mentre gli altri collegamenti, dovendo garantire il comportamento scatolare all'edificio, non devono plasticizzarsi. I valori di resistenza degli elementi di legno fanno riferimento a carichi di tipo "istantaneo", nelle condizioni di servizio assunte per la struttura.

Per dimensionare e verificare i collegamenti ci si è basati sul materiale tecnico disponibile, quali certificazioni ETA e schede tecniche di aziende di comprovata serietà nel settore; i collegamenti rispettano le caratteristiche riportate al paragrafo 7.7.3.1 del DM 2018 per le zone considerate dissipative ovvero "*i collegamenti legno-legno o legno-acciaio sono realizzati con perni o con chiodi presentanti diametro d non maggiore di 12 mm ed uno spessore delle membrature lignee collegate non minore di 10 d*" e al precedente paragrafo 7.7.2.

Per i collegamenti alla base dei pannelli con la fondazione, a trazione tipo hold-down, sono stati scelti collegamenti angolari tipo WHT piastra forata tridimensionale in acciaio al carbonio con zincatura galvanica, conformi alla ETA 11/0086. La piastra in acciaio S355 con zincatura galvanica Fe/Zn 12c, rinforzata con flange laterali di rinforzo, garantisce elevate resistenze alle forze di trazione. Il collegamento lato legno avviene mediante chiodi LBA (chiodi Anker) di diametro 4 mm e lunghezza 60 mm. Nell'ambito del progetto di ricerca X-rev il prodotto e i fissaggi correlati sono stati sottoposti a numerosi test statici e ciclici che hanno fornito parametri di rigidezza (k_{ser}) e livelli di duttilità. Per i collegamenti a trazione a livello dei solaio di piano in legno, si utilizzano, per le pareti esterne, piastre in acciaio al carbonio con zincatura galvanica tipo LBV conformi alla EN14545 oppure angolari WHT, sopra descritti, per quelle interne. Il fissaggio lato legno avviene sempre mediante chiodi LBA di diametro 4 mm e lunghezza 60 mm. Per i collegamenti a taglio alla base e in sommità delle pareti si utilizzano angolari tipo TITAN N in acciaio al carbonio DX51D con zincatura galvanica Z275 e conformi alla certificazione ETA 11/0496. I fissaggi legno-legno avvengono sempre mediante i chiodi LBA sopra descritti. Per quanto riguarda invece l'unione tra i pannelli si utilizzano connettori a tutto filetto a testa cilindrica tipo viti VGZ in acciaio al carbonio a zincatura galvanica bianca di diametro 7 mm e lunghezza 100 mm conformi alla certificazione ETA 11/0030 e provvisti, per il diametro utilizzato di marcatura CE.

IMPALCATI INIFINITAMENTE RIGIDI

Al punto 7.7.4 il dispositivo normativo prevede che gli impalcati possono essere assunti come rigidi, senza ulteriori verifiche, se sussistono queste condizioni:

a) *per gli impalcati sono rispettate le disposizioni costruttive date nel successivo § 7.7.5.3 o, in alternativa e se pertinente, nel §7.7.7.2;*
b) *eventuali aperture presenti non influenzano significativamente la rigidezza globale di lastra nel proprio piano.*

Relativamente al punto a) viene fatto riferimento a quanto previsto al §7.7.5.3 che recita:

a) *eventuali fattori di incremento della capacità portante dei mezzi di unione ai bordi dei rivestimenti strutturali non devono essere utilizzati; nel caso di bordi discontinui dei pannelli non si deve incrementare l'interasse dei chiodi lungo i bordi medesimi;*
b) *la distribuzione delle forze di taglio negli impalcati deve essere valutata tenendo conto della disposizione effettiva, in pianta, degli elementi di controvento verticali;*
c) *i vincoli nel piano orizzontale tra impalcato e pareti portanti verticali devono essere di tipo bilatero.*

Per una struttura a pannelli con pareti verticali in X-Lam e solai in travi sdraiate in legno lamellare e con i dettagli costruttivi previsti tutti i requisiti risultano rispettati. Il collegamento tra gli elementi verticali ed orizzontale è sempre garantito da elementi metallici bilateri ovvero disposti sia all'intradosso sia all'estradosso dei relativi solai come tie-down e hold-down. L'assenza di forometria, fatta eccezione per piccole zone per l'eventuale passaggio di impiantistica, evita il decremento della rigidezza locale e quindi la rigidezza globale del solaio non risulta influenzata.

Il disposto §7.7.7.2 risulta rispettato in quanto il rapporto tra altezza e base delle travi lignee risulta sempre inferiore a 4 (la sezione massima delle travi lignee risulta pari a 16x56 cm con un rapporto pari a 3,50 inferiore a 4).

Per i motivi di cui sopra risulta accettabile l'assunzione di piano rigido senza ulteriori argomentazioni.

Al fine di eliminare eventuali ulteriori dubbi si procede ad una rapida valutazione della deformazione del solaio nel suo piano considerando agente nel piano un'azione pari alla massa sismica di piano moltiplicata per un'accelerazione pari a quella di gravità ovvero considerando un $S_e(T)$ pari ad 1, valore certamente rilevante alla luce di quanto illustrato anche nei punti di questa integrazione.

In termini cautelativi si considera il solaio di dimensioni massime (luce pari a 7,80 m circa) con elementi in legno lamellare GL30h realizzato con travi sdraiate di dimensioni di 1,00 m di altezza (probabile altezza massima degli elementi) e 22 cm di spessore. Facendo riferimento alla relazione di calcolo relativa al dimensionamento e relative verifiche del solaio, si riscontra che g_k = 2,10 kN/mq con q_k = 3,00 kN/mq avendo assunto ψ_2 = 0,6 (valore di normativa). In condizione sismica il carico agente risulta pari a $p_{Ed} = g_k + \psi_2 q_k$ = 3,90 kN/mq che viene considerato, linearizzato viste le dimensioni del singolo elemento, pari al carico agente nel piano. La deformata viene valutata facendo riferimento alla teoria classica considerando la trave isolata in condizione di vincolo di doppio appoggio (nella realtà la situazione è un po' più complessa) e risulta pari a $\delta_{max} = 5p_{Ed} L^4/(384\ EJ) + 1{,}2\ p_{Ed} L^2/(8GA)$ = 0,754 + 0,249 = 1,003 mm pari a circa L/7.800, valore pressoché modesto da cui in tale direzione il solaio non presenta particolari problemi.

In direzione ortogonale, ovvero in direzione parallela ai pannelli, il solaio è sollecitato nel suo piano attraverso sollecitazione di sforzo assiale da cui $\delta_{max} = p_{Ed} L^2/(2EA)$ = 0,040 mm, valore pressoché nullo. Anche in direzione longitudinale il solaio può essere considerato indeformabile.

Ultima considerazione da fare è quella del collegamento tra i pannelli sollecitati a taglio dalla differenza dell'azione indotta dal taglio ovvero p_{Ed} per metro lineare. Con le stesse considerazioni di prima si può affermare come il taglio da trasmettere risulta pari a V_{Sd} = 3,90 kN/m avendo sempre considerato il solaio realizzato con travi di altezza 1 m poste in piano. Il collegamento avviene attraverso intaglio ed il posizionamento di elemento di LVL (microlamellare e/o Kerto ®) dello spessore di 20 mm e largo circa 200 mm (intaglio di 10 cm per parte) e fissata con 1+1 viti tipo HBS 8x160 ogni 40 cm.
Le schede tecniche prevedono per il materiale LVL un valore minimo di taglio pari a 1,1 N/mmq (comportamento a lastra sia parallelo sia perpendicolare alla fibratura) da cui, in condizione di carico di breve durata (la condizione peggiore è il carico vento), si trova k_{mod} = 0,9 e f_{vd} = 0,68 kN/mmq ed V_{Rd} = 13,66 kN/m, valore ampiamente superiore a quanto richiesto.
Si procede al calcolo del collegamento legno – legno con l'elemento sopra detto che, da scheda tecnica, presenta un M_{yk} = 9.494 Nmm e vengono posti in opera previa preforo sui due elementi da unire. Per il legno lamellare si trova ρ_k = 430 kg/mc mentre per LVl si ha ρ_k = 480 kg/mc. I valori caratteristici a rifollamento dei due legni vale:

- GL30h: $f_{h,k,1}$ = 33,14 N/mmq;
- LVL: $f_{h,k,2}$ = 37,00 N/mmq.

I metodi di rottura pongono:

- $R_{k,a}$ = 36.331,9 N;
- $R_{k,b}$ = 5.793,8 N;
- $R_{k,c}$ = 12.620,9 N;
- $R_{k,d}$ = 11.267,1 N;
- $R_{k,e}$ = 2.905,2 N;
- $R_{k,f}$ = 3.811,0 N.

Segue che il valore minimo è R_k = 2.905,2 N ed R_d = 1.803,3 N. Poste ad interasse di 40 cm il collegamento riesce ad assorbire un taglio pari a $V_{Rd} = R_d/i$ = 4,51 kN, valore maggiore di quello sollecitante e quindi in grado di cucire l'azione.

Si passa adesso alla verifica del collegamento tra solaio e pannello, collegamento di carattere duttile e quindi dotato di sovraresistenza. Il dimensionamento viene eseguito facendo riferimento al taglio massimo che i singoli pannelli di solaio, realizzati con travi lamellari poste in piano di larghezza unitaria (1,00 m), possono trasmettere agli elementi d'ambito. Questo viene eseguito in modo similare alla dimostrazione di piano rigido ovvero calcolando la reazione che deve essere trasmessa in condizione sismica prendendo a riferimento lo spettro sismico in termini di accelerazione ed il coefficiente di comportamento adottato pari a 2. Il dimensionamento viene eseguito sul solaio di dimensioni maggiori (US 01 con l pari a 7,80 m circa) lasciando gli altri automaticamente verificati.
Il periodo proprio della struttura viene assunto con la formula semplificata $T = 0{,}048\ H^{3/4}$ di cui si è riscontrata l'attendibilità attraverso un controllo semplificato dei risultati proprio relativo alla US 01. Si trova che T = 0,286 sec avendo assunto H = 10,80 m pari 3 volte l'interpiano degli edifici. A questo valore corrisponde $S_e(T)$ = 0,790 dallo spettro della RSL. Considerando q = 2 si ottiene $S_a(T) = S_e(T)/q$ = 0,395. A livello di carico agente sul solaio si ha che $p_{d,E} = g_k + \psi_2 q_k$ = 3,90 kN/mq per cui il carico da considerare nel

piano per verificare il collegamento risulta $p_{d,o} = p_{d,E}\ S_a(T) = 1{,}54$ kN/mq. Avendo considerata la luce massima, il taglio agente sul collegamento risulta pari a $V_{Sd} = p_{d,o}\ L/2 = 6{,}01$ kN relativo a singolo pannello di larghezza, come detto, di 1,00 m. La sezione del pannello risulta ampiamente verificata nel suo piano anche considerando una sovraresistenza $\gamma_R = 1{,}3$ ovvero $V_{Sd,sv} = \gamma_R\ V_{Sd} = 7{,}81$ kN; la verifica pone $\tau = 0{,}05$ N/mmq valore ampiamente accettabile. Il collegamento tra il solaio e l'elemento d'ambito (parete verticale) viene eseguito attraverso il posizionamento di 3 viti tipo HBS 8x320 poste in opera verticalmente. Tali viti collegano il pannello di solaio per 220 mm in GL30h (valore prudenziale) al pannello in X-lam per almeno 100 mm in legno massello C24.

Verifica del Collegamento:

Resistenza a taglio vite tipo HBS 8x320: $R_{v,k} = 3{,}28$ kN;

Resistenza di progetto: $R_{v,d} = 3{,}28 \times 1/1{,}5 = 2{,}18$ kN;

Essendo $k_{mod} = 1$ in combinazione sismica;

$\gamma_m = 1{,}5$ per le unioni;

Sollecitazione agente sulla singola vite: $V_{s,d} = 6{,}01/3 = 2{,}00$ kN;

Verifica: $V_{s,d}/R_{v,d} = 2{,}00/2{,}18 = 0{,}92$, la verifica risulta soddisfatta.

Si riporte uno schema grafico di quanto previsto.

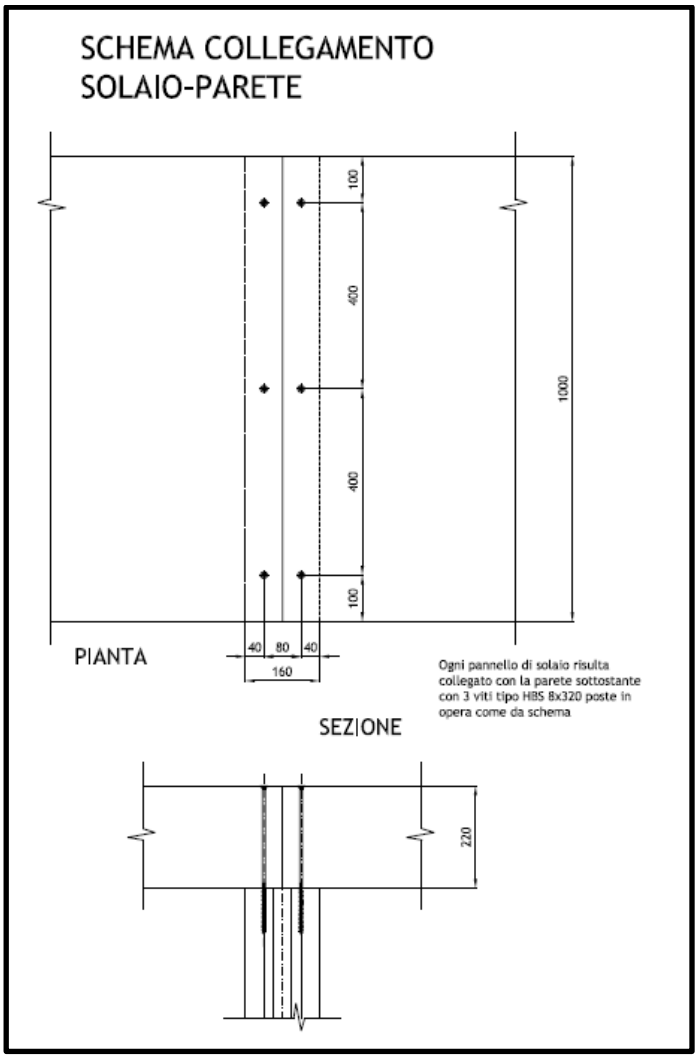


Figura 17: schema del collegamento solaio-pareti

In ultima analisi si vuole evidenziare il comportamento delle pareti in legno con sovraresistenza rispetto a quanto richiesto.

Il programma utilizzato per il calcolo e le verifiche degli elementi lignei bidimensionali, quali pareti e solai, riporta il diagramma di sfruttamento in funzione del valore massimo delle verifiche che esegue e che sono già state illustrate in altro capitolo. Tali verifiche riguardano l'aspetto tensionale ovvero quelle che comunemente vengono definite verifiche SLU che nel caso di sisma interessano sia lo SLV sia lo SLC. Soventemente questa seconda condizione di carico risulta dominante per ovvi motivi ma, in linea teorica, non è possibile conoscere quale condizione sia stata valutata. Visto che i pannelli debbono essere dotati di sovraresistenza nel rispetto delle verifiche tensionali pari ad 1,3, il controllo viene eseguito in modo indiretto supponendo, come detto sopra, che i valori sono sempre riferiti allo SLV per cui per avere una sovraresistenza in termini di capacità si dovrà sempre avere $\gamma_R E_d \leq R_d$ dove E_d è il termine di domanda ed R_d è la capacità. Il programma riporta il diagramma dello sfruttamento in termini percentuali facendo riferimento al rapporto $(E_d/R_d)_{max}$ per tutte le verifiche eseguite. Resta inteso che per verificare la presenza della sovraresistenza risulta sufficiente garantire e controllare che $(E_d/R_d)_{max} \leq 1/\gamma_R$ ovvero $(E_d/R_d)_{max} \leq 0{,}769$. Nel seguito, per tutte le US con struttura lignea, si riporta il diagramma dello sfruttamento.

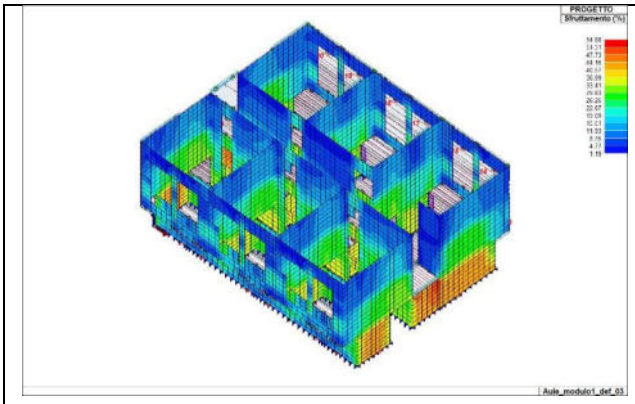


Figura 18: US 01

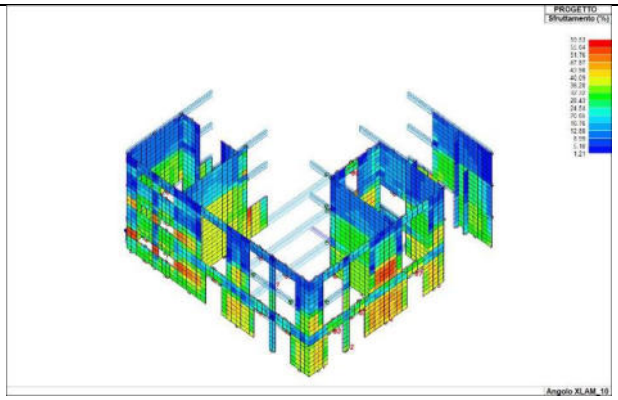


Figura 19: US02L

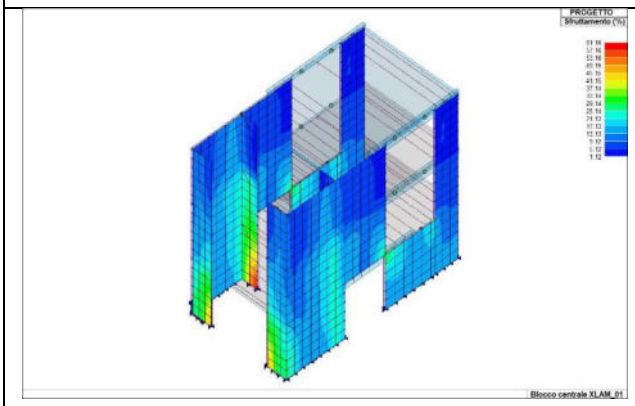


Figura 20: Sfruttamento US03L

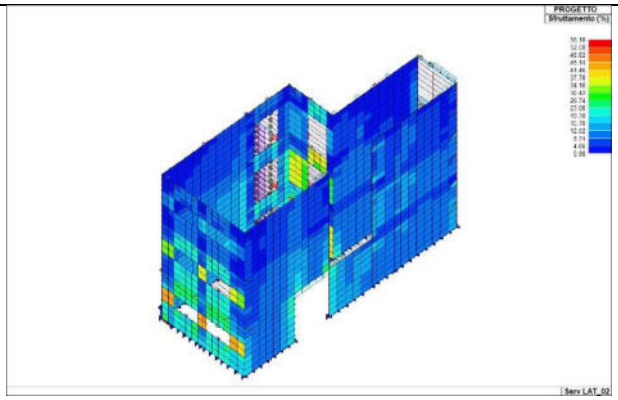


Figura 21: Sfruttamento US04

Riepilogando i risultati si ha:

US	Sfrut. max	Sfrutt./γ_R
01	0,549	0,714
02L	0,595	0,774
03L	0,612	0,796

04	0,562	0,731

Risulta immediato osservare come il valore massimo risulta 0,796 per la US03L, verifica ampiamente positiva. Ragionando al contrario si può osservare come gli elementi lignei risultano verificati con un fattore di sovraresistenza pari a γ_R = min(1/sfrut) = 1,63 ampiamente superiore a 1,3 come prescritto.

9. Stante la presenza di una verifica non soddisfatta con CS pari a circa 1,5 a pag. 84, si chiede di giustificare la differenza ottenuta attraverso la verifica manuale;
36. Stante la presenza di una verifica non soddisfatta con CS pari a circa 1,13 a pag. 74, si chiede di giustificare la differenza ottenuta attraverso la verifica manuale;
45. Poiché le verifiche manuali in alcuni casi non corrispondono ai risultati del software (sono presenti diverse verifiche con esito negativo con valori elevati, vedi a pag. 201), si chiede di individuare il problema verificando e commentando la modellazione. Si chiede di estendere la validazione manuale alla luce dei risultati;

Gli elementi trave in legno non verificati, presenti in minimo numero sia nel blocco aule sia nel blocco d'angolo, come riportati nel tabulato di calcolo fornito come output dal software di tipo FEM utilizzato (nello specifico ProSAP della 2SI s.r.l. di Ferrara) derivano da due fattori principali:

1. Adozione acritica di k_{mod};
2. Adozione acritica della formula di verifica a taglio e torsione.

Da un controllo attento ed accurato del perché gli elementi non risultano verificati si può constatare che queste non soddisfano alla resistenza indotta dal taglio. Il predimensionamento ed il controllo manuale portato ad affermare il contrario. Nel seguito si illustrano nel dettaglio le critiche apportate al modulo di verifica degli elementi in legno.

Assunzione acritica di k_{mod}.

Questo aspetto è quello più significativo. Il valore di k_{mod} assume valori diversi in funzione della combinazione di carico assunta con variazioni significative. L'ultima versione del documento EN 14080 del 2013 relativo ai valori minimi delle caratteristiche meccaniche per il legno lamellare incollato ha portato all'uguaglianza dei valore caratteristico del taglio ($f_{v,g,k}$) uguale per tutte le tipologie di legno sia omogeneo (con pedice h) sia non omogeneo (pedice c), valore attestato a 3,5 N/mmq.

Il k_{mod}, invece, risulta funzione del carico considerato nella combinazione di carico variando da 0,60 per carichi di tipo permanente fino ad 1,1 per carichi di tipo istantaneo. La norma prevede di fare le verifiche in funzione delle varie combinazioni di carico assumendo, di volta in volta, il valore di k_{mod} adeguato. Nel caso del programma viene assunto un valore minimo, ovvero 0,6, indipendentemente dalla combinazione considerata. Risulta evidente come la variazione risulta evidente soprattutto nei confronti delle azioni variabili che vengono assunte, come previsto dalla norma, di carattere a medio termine (§4.4.4. Classi di durata del carico: "… i carichi variabili degli edifici, ad eccezione di quelli relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di media durata;") con valore 0,8. La differenza del valore di progetto risulta:

- k_{mod} = 0,6 ➔ f_{vd} (0,6) = 1,448 N/mmq;
- k_{mod} = 0,8 ➔ f_{vd} (0,8) = 1,931 N/mmq;

con un rapporto pari a 0,75 ovvero una differenza del 33%.

Considerando, ad esempio, l'elemento 19 del modello dell'angolo si trova che il taglio massimo (dedotto dall'inviluppo di tutte le sollecitazioni) risulta pari a $V_{Sd,max}$ = 112,96 kN da cui la tensione massima risulta pari a $\tau_{d,max}$ = 1,5 V_{Sd}/A_v = 1,891 N/mmq. Risulta immediato osservare come nel primo caso la verifica è negativa mentre nel secondo caso questa risulta positiva. I valori corrispondenti risultano:

- k_{mod} = 0,6 ➔ $\tau_{d,max}$ / f_{vd} (0,6) = 1,306 > 1: NV;

- k_{mod} = 0,8 ➔ $\tau_{d,max}$ / f_{vd} (0,8) = 0,979 < 1: Ok.

Adozione acritica della formula di verifica a taglio e torsione.

Il secondo aspetto degno di critica risulta essere la formula adottata per la verifica, formula che in caso di verifica positiva non modifica il risultato ma in caso di non verifica amplifica oltremodo il risultato. Il programma assume per la verifica quella riportata al punto 4.4.8.1.11 Taglio e torsione che riporta $\frac{\tau_{tor,d}}{k_{sh}\, f_{v,d}} + \left(\frac{\tau_d}{f_{v,d}}\right)^2 \leq 1$. In assenza di torsione, condizione sovente, amplifica il rapporto tra il taglio sollecitante ed il valore di progetto; il problema assume maggior risalto quando la verifica non risulta soddisfatta, portando a valori molto elevati. Risulta più corretta la verifica riportata ai paragrafo precedente [§4.4.8.1.9] che, a prescindere dall'adozione della sezione resistente integra ovvero mettendo in conto le fessurazioni del legno (nel caso del lamellare assenti), pone la verifica in termini lineari ovvero $\tau_d \leq f_{v,d}$ ovvero, rapportandosi alla formulazione precedente, la verifica risulta soddisfatta se τ_d / $f_{v,d} \leq 1$. Ritornando al caso esaminato si trova che il programma pone:

- k_{mod} = 0,6 ➔ Sfruttamento = 1,706 > 1: NV;
- k_{mod} = 0,8 ➔ Sfruttamento = = 0,959 < 1: Ok.

Risulta evidente come la forbice tende ad aprirsi in modo importante oltre al semplice rapporto indotto dal solamente dall'adozione di un k_{mod} non adeguato.

Al fine di ovviare a questa criticità riscontrata a livello di software nella relazione di calcolo sono state riportate le verifiche manuali degli elementi non verificati.

Parametri adottati:										
f_{vk}=	3,50	[N/mmq]								
f_{mk}=	30,00	[N/mmq]								
k_{mod}=	0,80	[#]								
γ_M=	1,45	[#]								
f_{vd}=	1,93	[N/mmq]								
f_{md}=	16,55	[N/mmq]								
UNITA' 01										
Elemento	sez.		V_{Sd}	M_{Sd}^+	M_{Sd}^-	$M_{Sd,max}$	τ_d	τ_d/f_{vd}	σ_d	σ_d/f_{md}
[#]	B[mm]	H [mm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[N/mmq]	[#]	[N/mmq]	[#]
254	160	560	93,31	74,76	0,00	74,76	1,56	0,81	8,94	0,54
255	160	560	93,31	74,76	0,00	74,76	1,56	0,81	8,94	0,54
								0,81		**0,54**
UNITA' 04										
Elemento	sez.		V_{Sd}	M_{Sd}^+	M_{Sd}^-	$M_{Sd,max}$	τ_d	τ_d/f_{vd}	σ_d	σ_d/f_{md}
[#]	B[mm]	H [mm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[N/mmq]	[#]	[N/mmq]	[#]
179	160	560	102,27	73,10	-80,41	80,41	1,71	0,89	9,62	0,58
180	160	560	102,27	36,58	-34,02	36,58	1,71	0,89	4,37	0,26
181	160	560	102,27	94,84	-87,77	94,84	1,71	0,89	11,34	0,69
								0,89		**0,69**
UNITA' 2L										
Elemento	sez.		V_{Sd}	M_{Sd}^+	M_{Sd}^-	$M_{Sd,max}$	τ_d	τ_d/f_{vd}	σ_d	σ_d/f_{md}
[#]	B[mm]	H [mm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[N/mmq]	[#]	[N/mmq]	[#]
62	160	560	108,67	0,00	-73,92	73,92	1,82	0,94	8,84	0,53
19	160	560	112,96	0,00	-126,70	126,70	1,89	0,98	15,15	0,92
16	160	560	91,16	0,00	-100,27	100,27	1,53	0,79	11,99	0,72
12	160	560	91,16	0,00	-100,27	100,27	1,53	0,79	11,99	0,72
33	160	560	89,10	0,00	-100,27	100,27	1,49	0,77	11,99	0,72
10	320	560	182,25	147,36	-156,79	156,79	1,53	0,79	9,37	0,57
27	320	560	180,95	145,77	-154,15	154,15	1,51	0,78	9,22	0,56
								0,98		**0,92**

Risulta evidente come le verifiche tensionali relative agli elementi (travi) non verificate è positiva come dimostrato nella relazione originale per tutte le unità strutturali individuate.

10. Si chiede di esplicitare le verifiche condotte sugli elementi in Xlam, commentando le formule adottate attraverso l'utilizzo delle DIN;
19. Si chiede di esplicitare le verifiche condotte sugli elementi in Xlam, commentando le formule adottate attraverso l'utilizzo delle DIN;
37. Si chiede di esplicitare le verifiche condotte sugli elementi in Xlam, commentando le formule adottate attraverso l'utilizzo delle DIN;

La tecnologia del X-Lam ovvero delle strutture a pannelli è di recente implementazione tale per cui non tutte le normative nazionali in termini di sicurezza strutturale hanno recepito tutte le verifiche del caso. Come previsto anche dal dispositivo vigente attualmente in Italia, a cui il progetto ha fatto riferimento esplicito ovvero NTC 2018, si è fatto riferimento a comprovate normative purché abbiano un parallelismo coerente. Nello specifico le DIN 1052 sono sicuramente un documento importante in cui sono riportate verifiche che apportano e dimostrano la sicurezza strutturale della tipologia adottata. Altro documento di rilevanza tecnica risulta essere "Teilprojekt 15 – TP 15: Flächen aus Brettstapeln – Brettsperholz und Verbundkonstruktionen" dell'Università di Monaco (D).
A livello delle principali verifiche da effettuarsi risultano:

1. resistenza a tenso flessione in direzione parallela alle fibre (prevista da EC5);
2. resistenza a presso flessione in direzione parallela alle fibre (non prevista da EC5);
3. resistenza a compressione in direzione ortogonale alle fibre (prevista da EC5);
4. resistenza a tensioni normali (non prevista da EC5);
5. resistenza a taglio e torsione nel piano del pannello (non prevista da EC5);
6. resistenza a taglio (prevista da EC5);
7. resistenza a torsione da incollaggio (non prevista da EC5);
8. resistenza a trazione e taglio da rotolamento (non prevista da EC5);
9. resistenza a compressione e taglio da rotolamento (non prevista da EC5);
10. stabilità a compressione (prevista da EC5).

Risulta evidente come solamente 4 delle verifiche sopra menzionate sono previste dall'Eurocodice 5 (EN 1995) e, di conseguenza, dalla normativa italiana. Vista la necessità di garantire i giusti e corretti valori della sicurezza strutturale risulta evidente come sia indispensabile procedere con ulteriori verifiche riportate su normative e/o riferimenti bibliografici di indubbia valenza scientifica.
Passiamo ora al caso specifico delle verifiche condotte dal software utilizzato per la modellazione FEM con relative verifiche. Per gli elementi D3, ovvero elementi lastra come sono stati assimilati i pannelli in X-Lam, vengono condotte le seguenti verifiche:

- verifica a tenso flessione (N^+/M) secondo quanto previsto dalla formula 127 delle DIN 1052:2008, al paragrafo 10.7.1, che riporta $\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$, da specificare nelle direzioni 0 e 1;
- verifica a presso flessione (N^-/M) secondo quanto previsto dalla formula 128 delle DIN 1052:2008, al paragrafo 10.7.1, che riporta $\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$, da specificare nelle direzioni 0 e 1;

- verifica a sforzo assiale e flessione (N/M) secondo quanto riportato nel documento tecnico dell'Università di Monaco già citato al paragrafo 5.5.1.1 nella formula 5-45, che riporta $\frac{\sigma_{c/t,0,d} + \sigma_{m,d}}{f_{c,0,d}} \leq 1$, da specificare nelle direzioni 0 e 1;
- verifica a taglio e momento torcente (V/M_T) secondo quanto previsto dalla formula 129 delle DIN 1052:2008 al paragrafo 10.7.1, che riporta $\left(\frac{\tau_d}{f_{v,d}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{drill,d}}{f_{v,d}}\right)^2 \leq 1$, da specificare nelle direzioni 0 ed 1;
- verifica a roto taglio e tenso flessione ($N^+/M/V_{roll}$) secondo quanto previsto dalla formula 130 delle DIN 1052:2008 al paragrafo 10.7.1, che riporta $\frac{\sigma_{t,90,d}}{f_{t,90,d}} + \frac{\tau_{R,d}}{f_{v,d}} \leq 1$, da specificare nelle direzioni 0 ed 1;
- verifica a roto taglio e presso flessione ($N^-/M/V_{roll}$) secondo quanto previsto dalla formula 130 delle DIN 1052:2008 al paragrafo 10.7.1, che riporta $\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} + \frac{\tau_{R,d}}{f_{v,d}} \leq 1$, da specificare nelle direzioni 0 ed 1;
- verifica del momento d'incollaggio (M_{inc}), secondo quanto previsto dalla formula D.26 riportata nell'Appendice D delle DIN 1052:2008, che riporta $\left(\frac{\tau_{tor,d}}{f_{tor,d}}\right) \leq 1$. Se le tavole risultano incollate il momento d'incollaggio risulta nullo, al contrario si hanno limitazione sui parametri meccanici delle tavole ortogonali con penalizzazione delle verifiche;
- verifica connettori piede con la formula $\left(\frac{V}{L}\right) / \left(\frac{r_{vpk}\, k_{mod}}{\gamma_{connessioni}}\right) \leq 1$;
- verifica connettori testa con la formula $\left(\frac{V}{L}\right) / \left(\frac{r_{vtk}\, k_{mod}}{\gamma_{connessioni}}\right) \leq 1$;
- verifica hold-down mediante visualizzazione mappa di colore.

Facendo riferimento a quanto riportato sopra devono leggersi le verifiche tabellari riportate dall'output del programma.

11. Si chiede di fornire le caratteristiche della sollecitazione allo SLV, sono stati forniti i diagrammi allo SLC;
21. Si chiede di fornire le caratteristiche della sollecitazione allo SLV, sono stati forniti i diagrammi allo SLC;
39. Si chiede di fornire le caratteristiche della sollecitazione allo SLV, sono stati forniti i diagrammi allo SLC;
46. I risultati paiono restituiti allo SLC, si chiede di fornire i diagrammi allo SLV;

Come per altre domande, al fine di fornire la risposta con la massima chiarezza si accorpano alcuni quesiti lasciando separate le singole unità strutturali di cui si riportano i diagrammi delle sollecitazioni fornite allo SLV in ordine relativo all'US considerata indipendentemente dall'ordine della domanda.

Diagrammi allo SLV della US 01

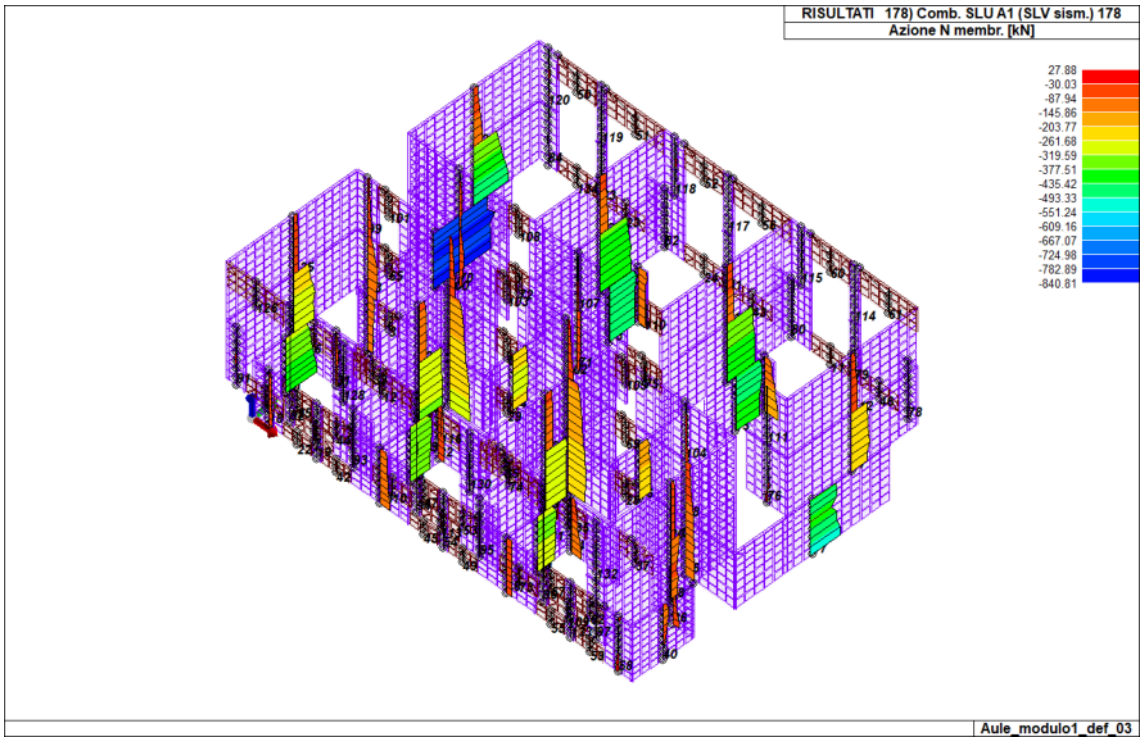


Figura 22: Sollecitazione SLV massima di Sforzo Normale sugli elementi parete

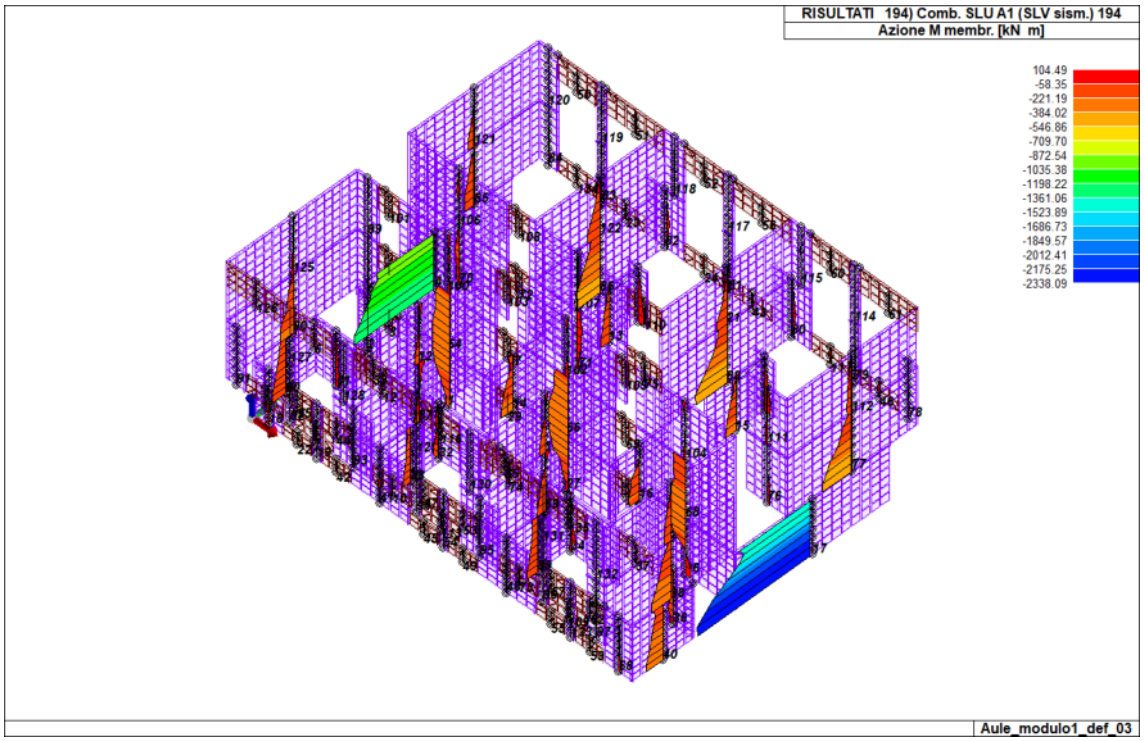


Figura 23: Sollecitazione SLV massima di Momento flettente, nella direzione dei pannelli, sugli elementi parete

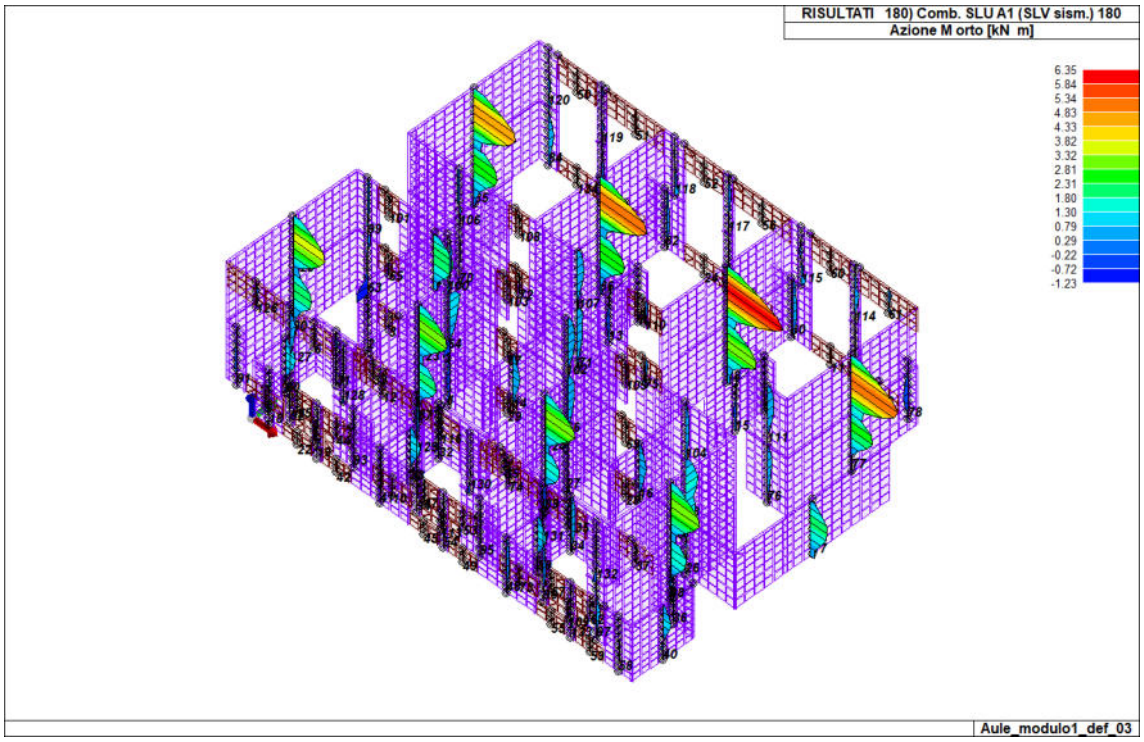


Figura 24: Sollecitazione SLV massima di Momento flettente, nella direzione ortogonale ai pannelli, sugli elementi parete

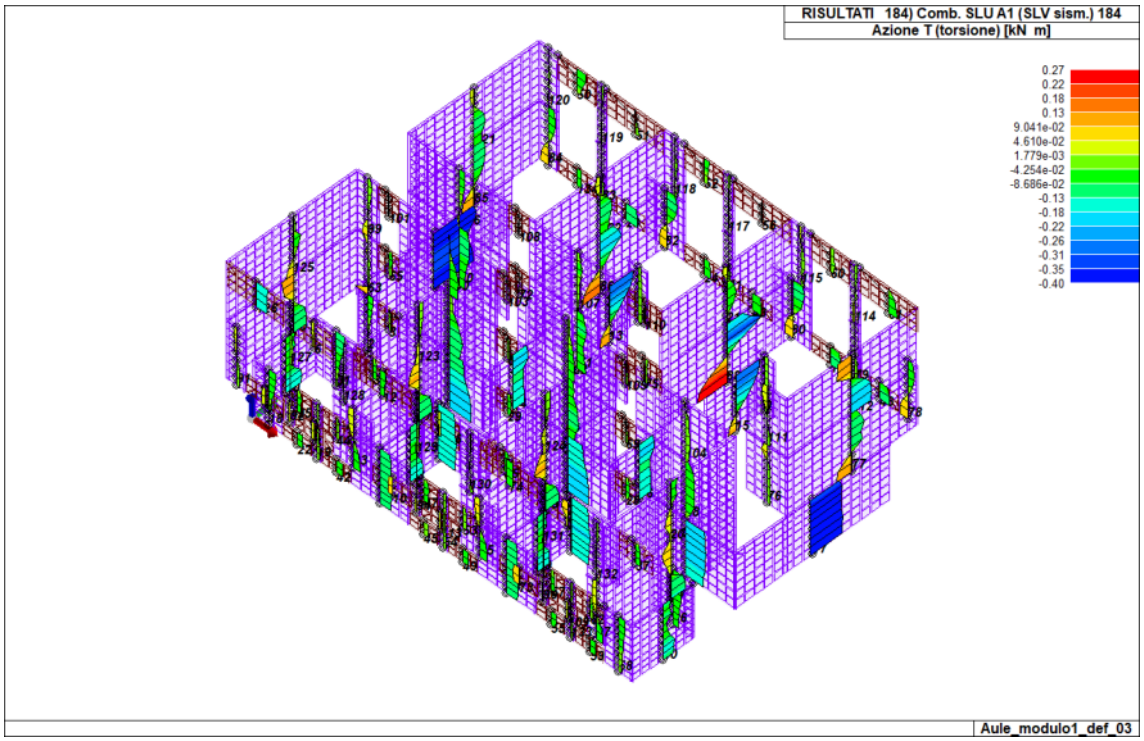


Figura 25: Sollecitazione SLV massima azione torsionale sugli elementi parete

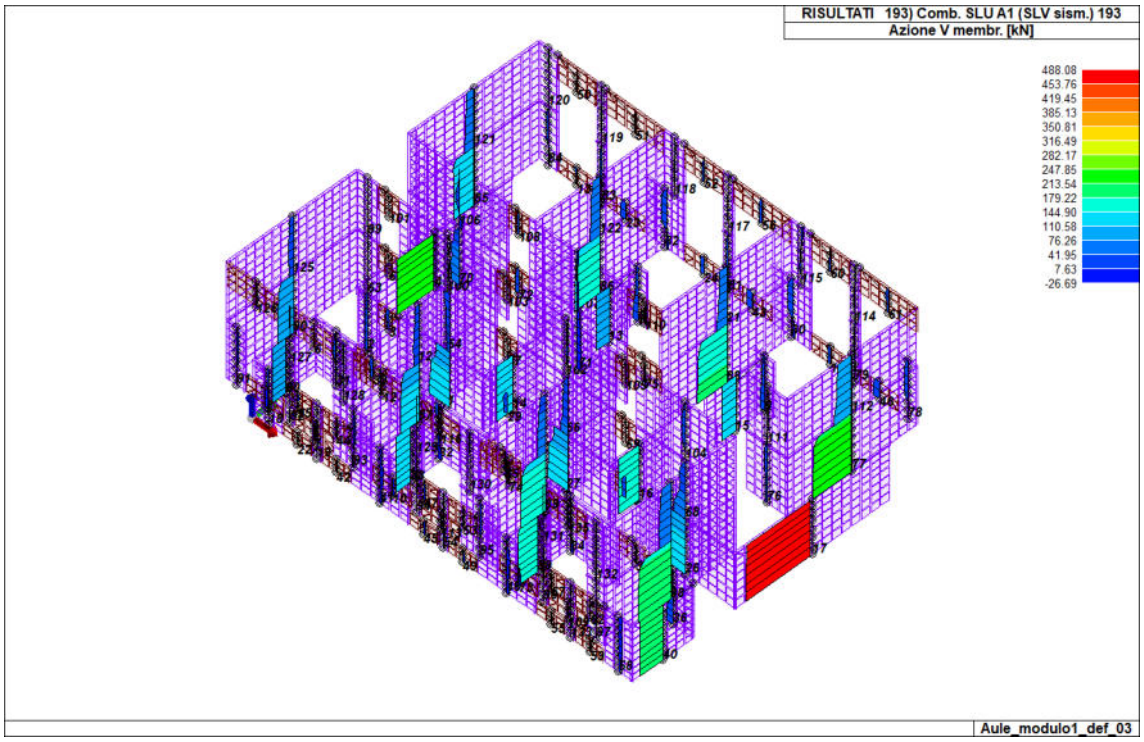


Figura 26: Sollecitazione SLV massima azione di Taglio nel piano degli elementi parete

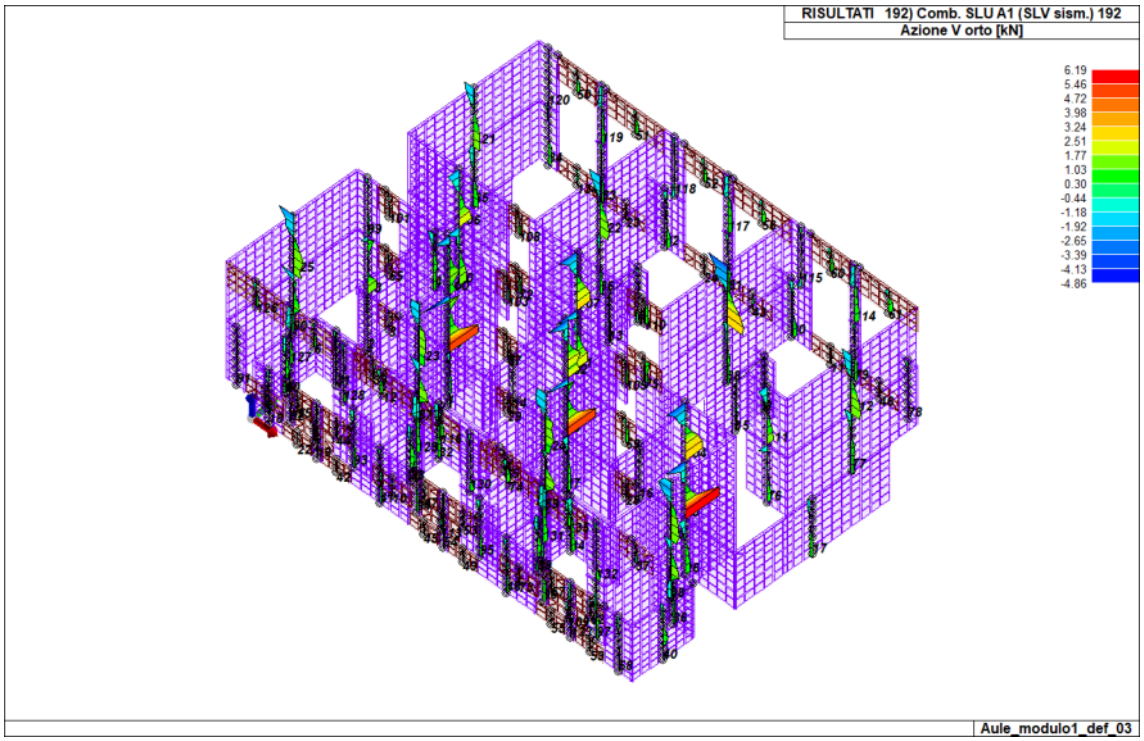


Figura 27: Sollecitazione SLV massima azione di Taglio nel piano ortogonale elementi parete

Diagrammi allo SLV della US 02

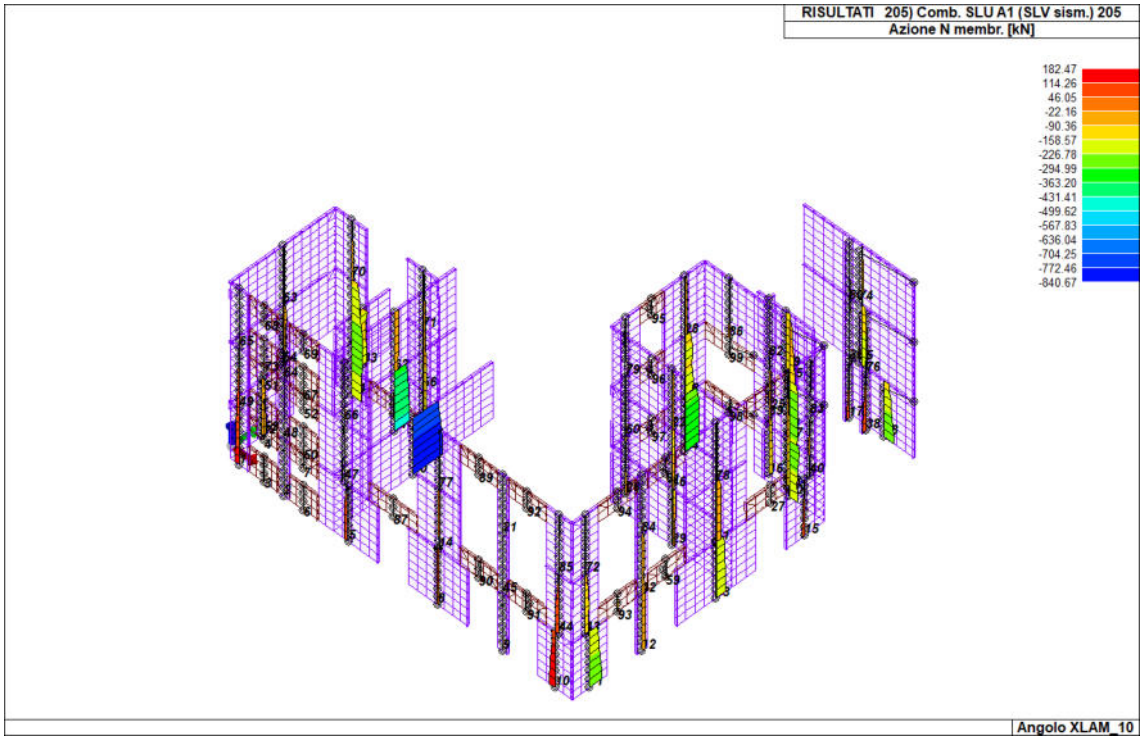


Figura 28: Sollecitazione SLV massima di Sforzo Normale sugli elementi parete

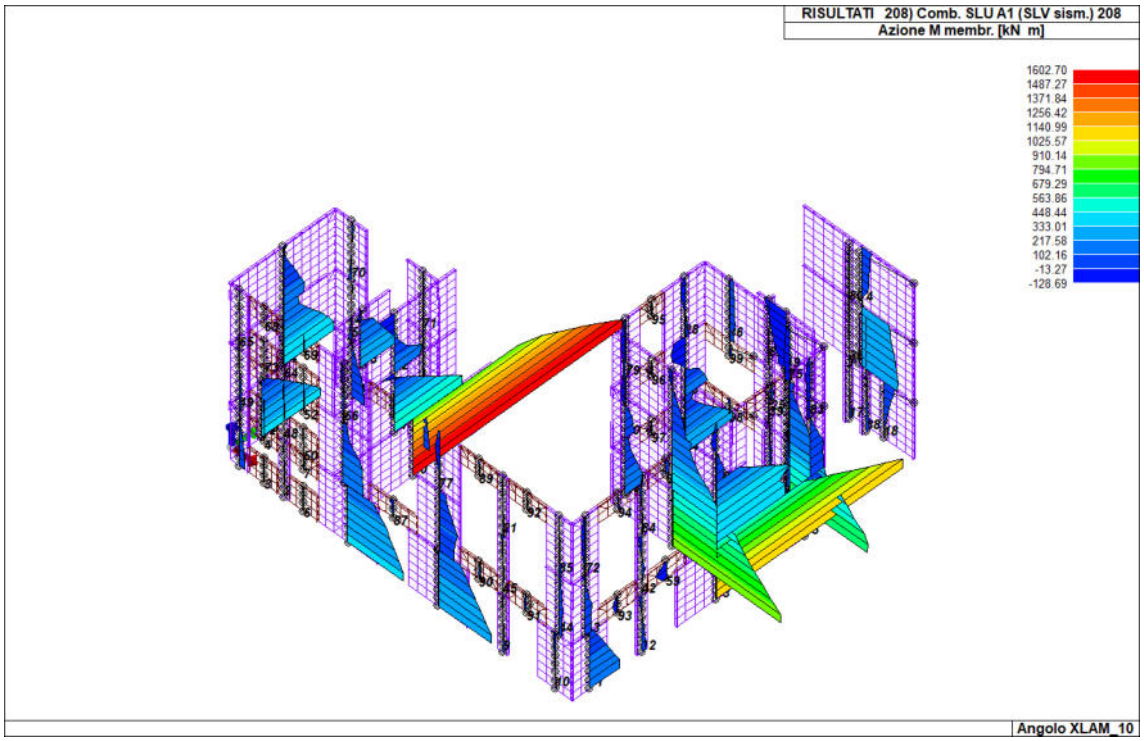


Figura 29: Sollecitazione SLV massima di Momento flettente, nella direzione dei pannelli, sugli elementi parete

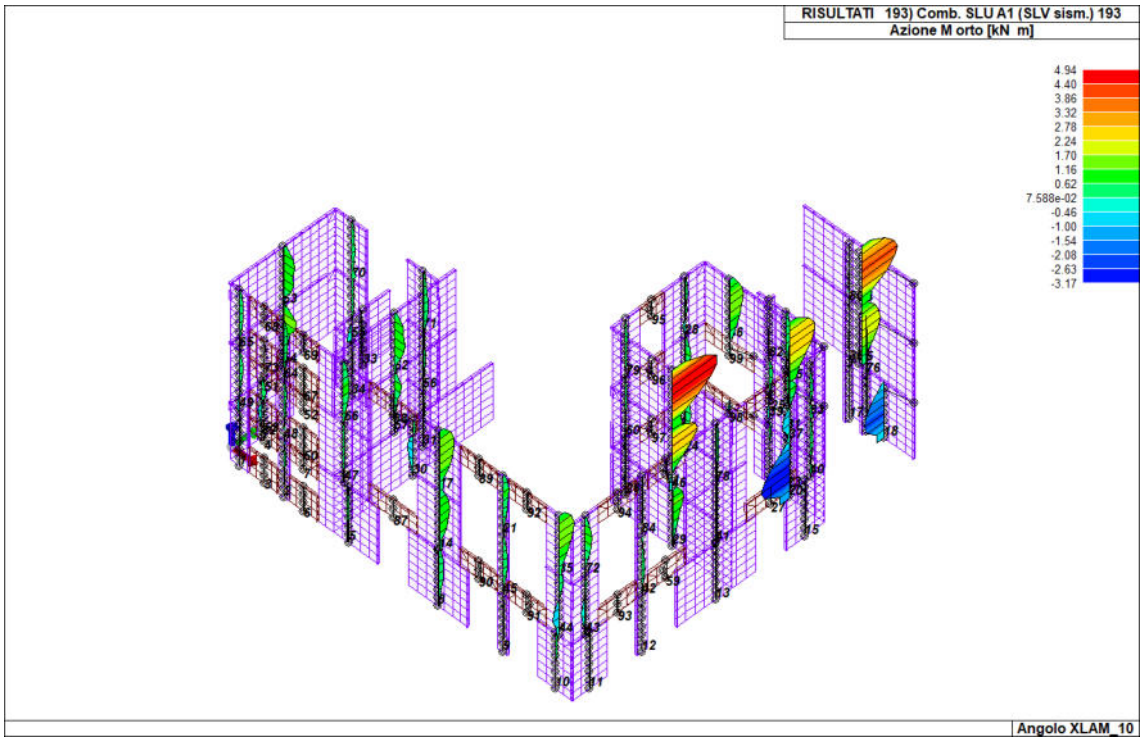


Figura 30: Sollecitazione SLV massima di Momento flettente, nella direzione ortogonale ai pannelli, sugli elementi parete

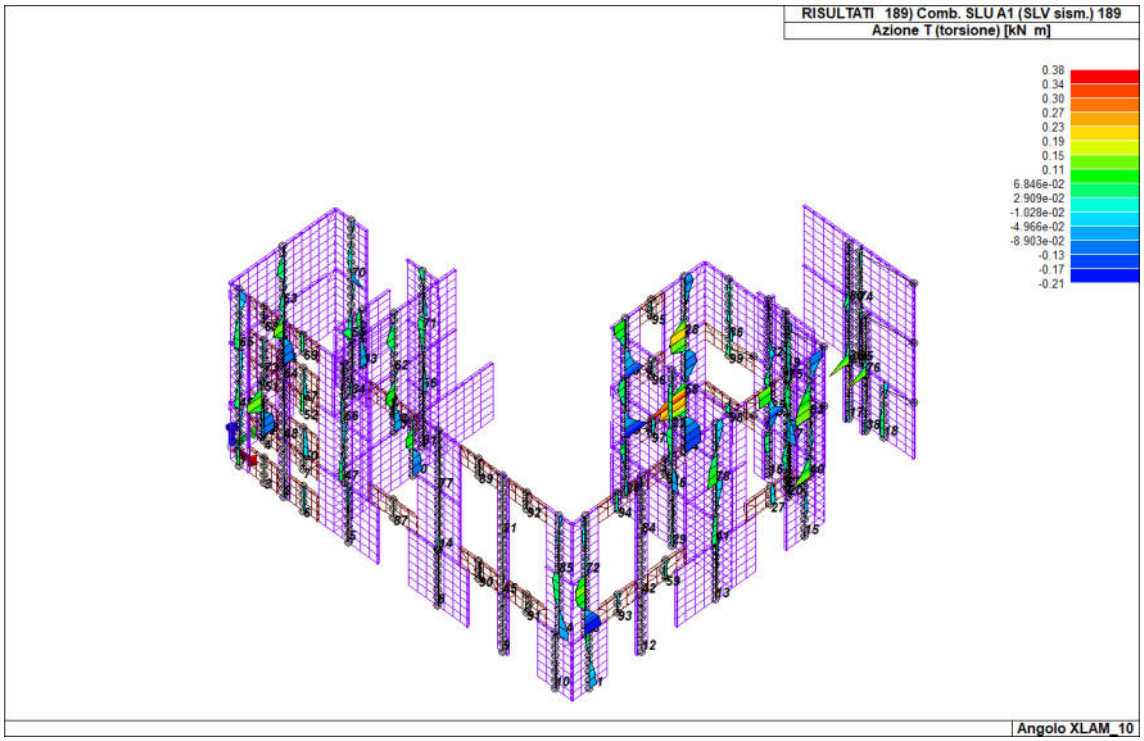


Figura 31: Sollecitazione SLV massima azione torsionale sugli elementi parete

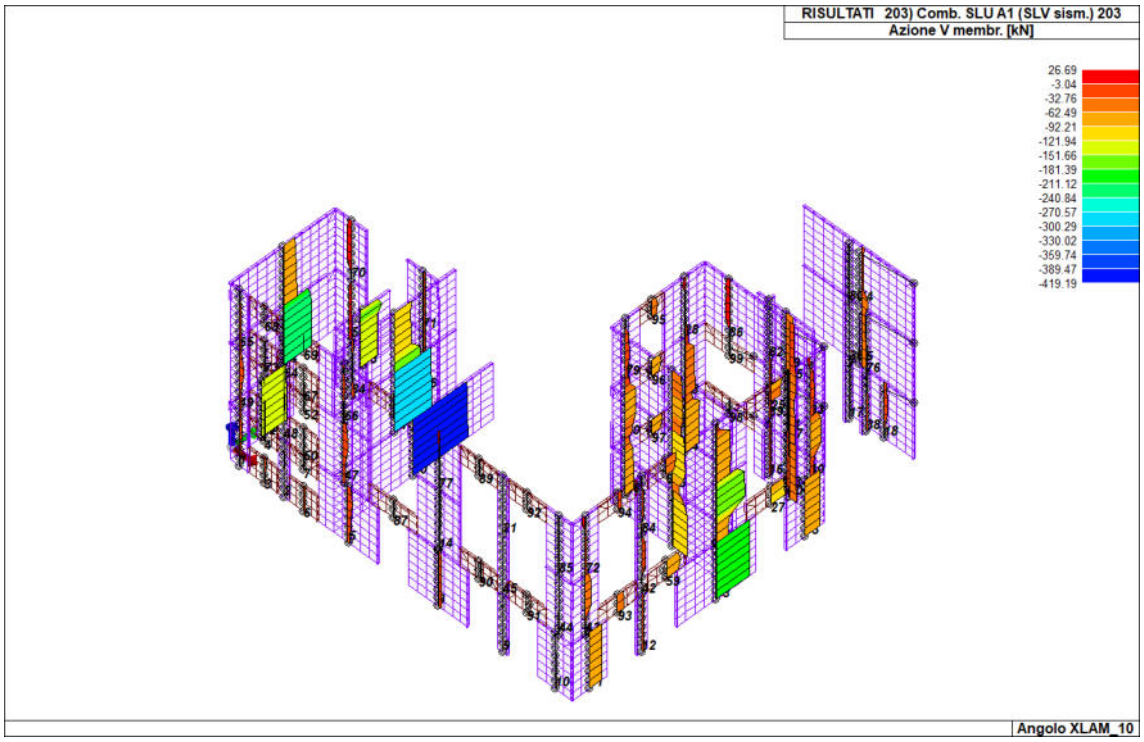


Figura 32: Sollecitazione SLV massima azione di Taglio nel piano degli elementi parete

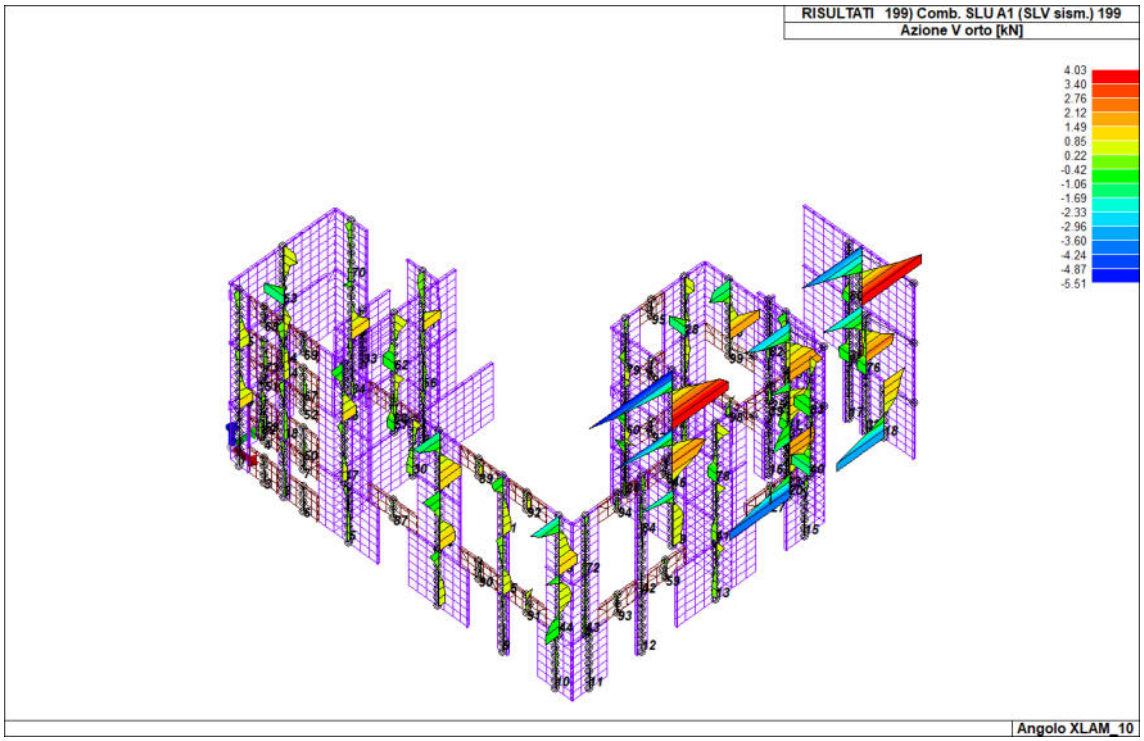


Figura 33: Sollecitazione SLV massima azione di Taglio nel piano ortogonale elementi parete

Diagrammi allo SLV della US 03L

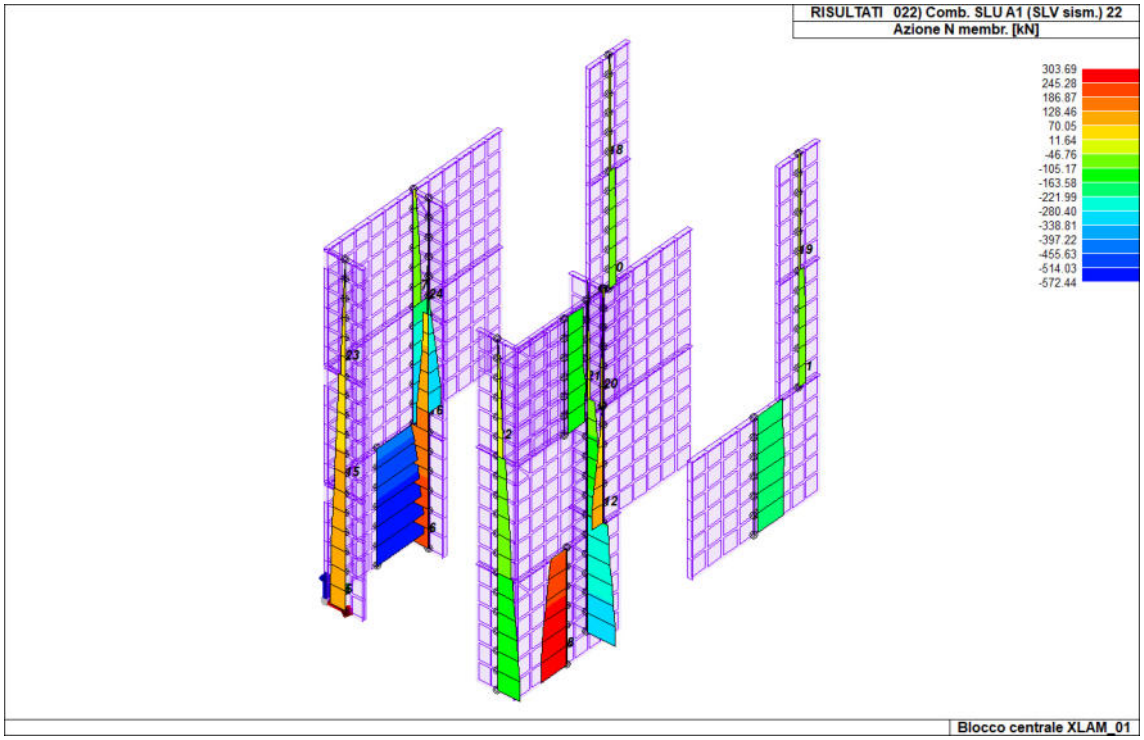


Figura 34: Sollecitazione SLV massima di Sforzo Normale sugli elementi parete

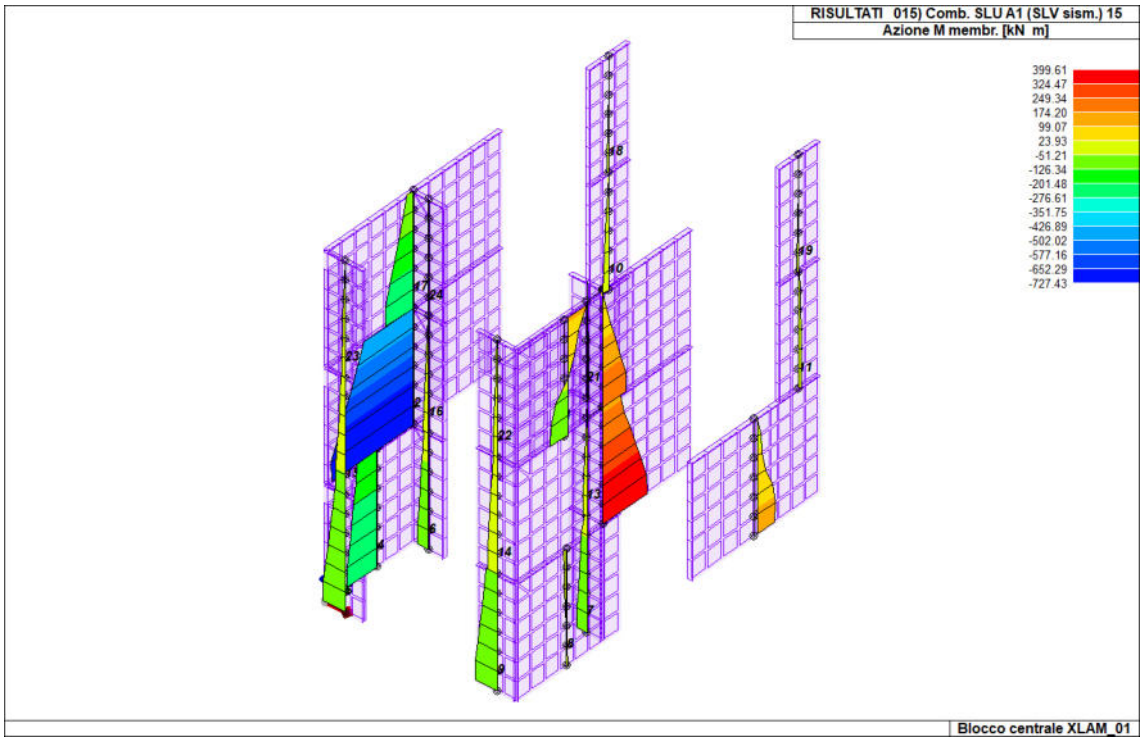


Figura 35: Sollecitazione SLV massima di Momento flettente, nella direzione dei pannelli, sugli elementi parete

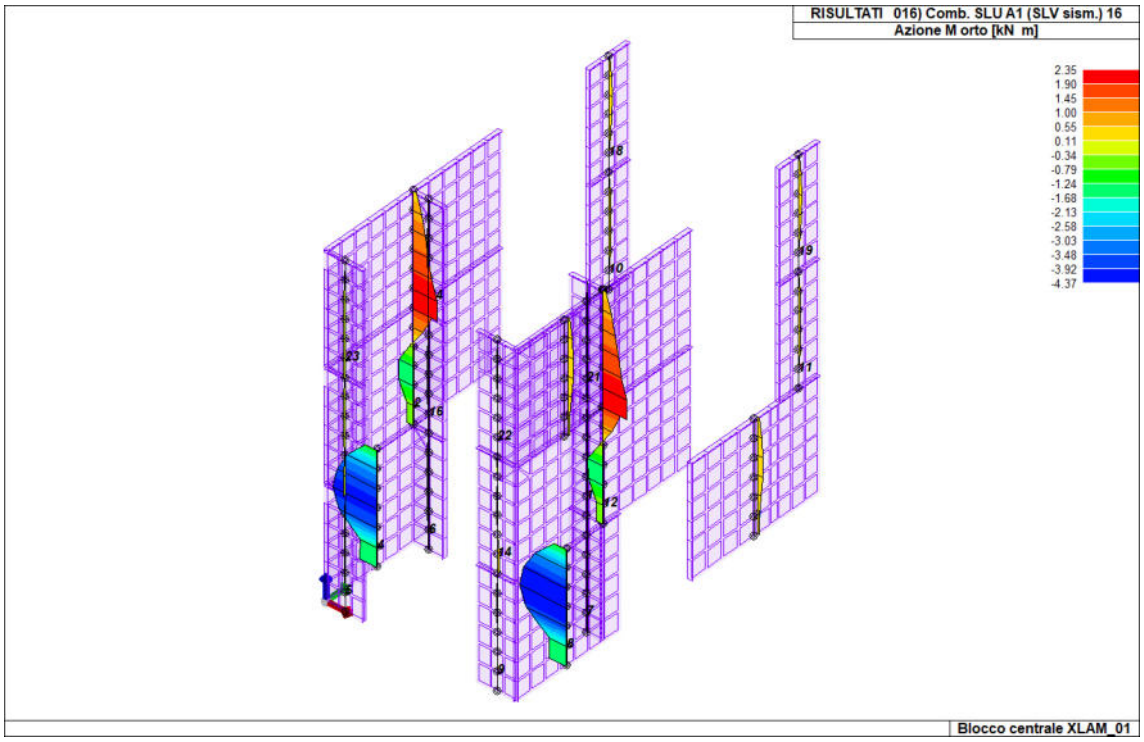


Figura 36: Sollecitazione SLV massima di Momento flettente, nella direzione ortogonale ai pannelli, sugli elementi parete

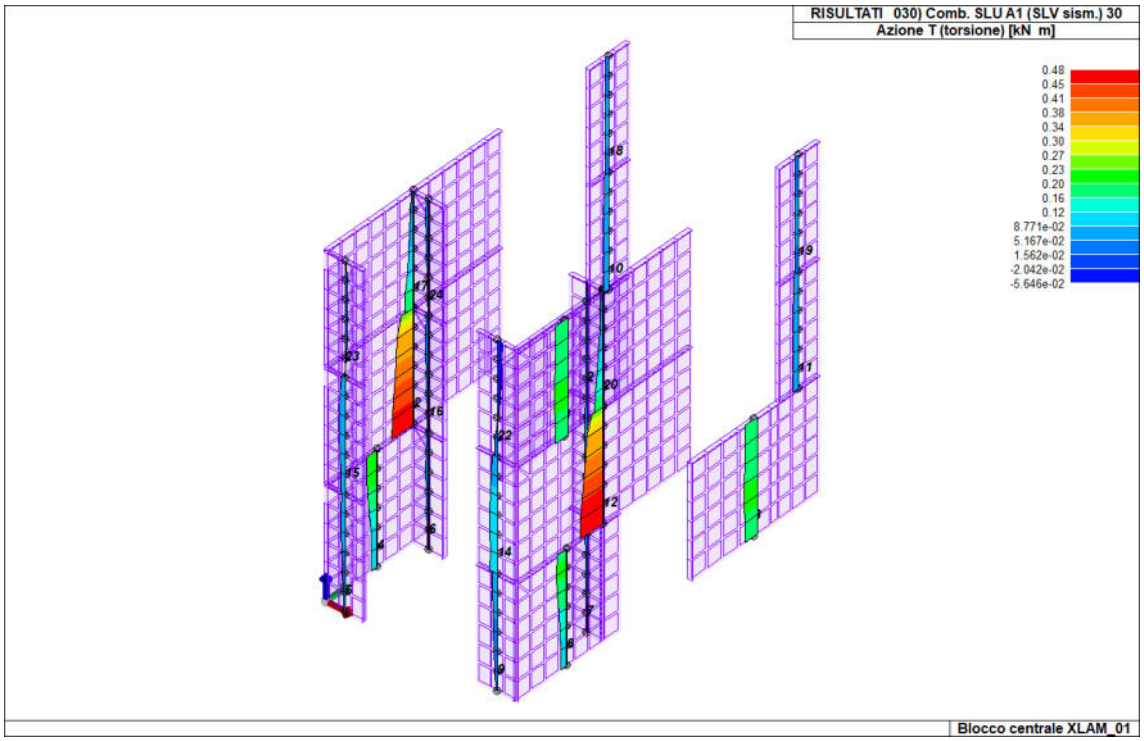


Figura 37: Sollecitazione SLV massima azione torsionale sugli elementi parete

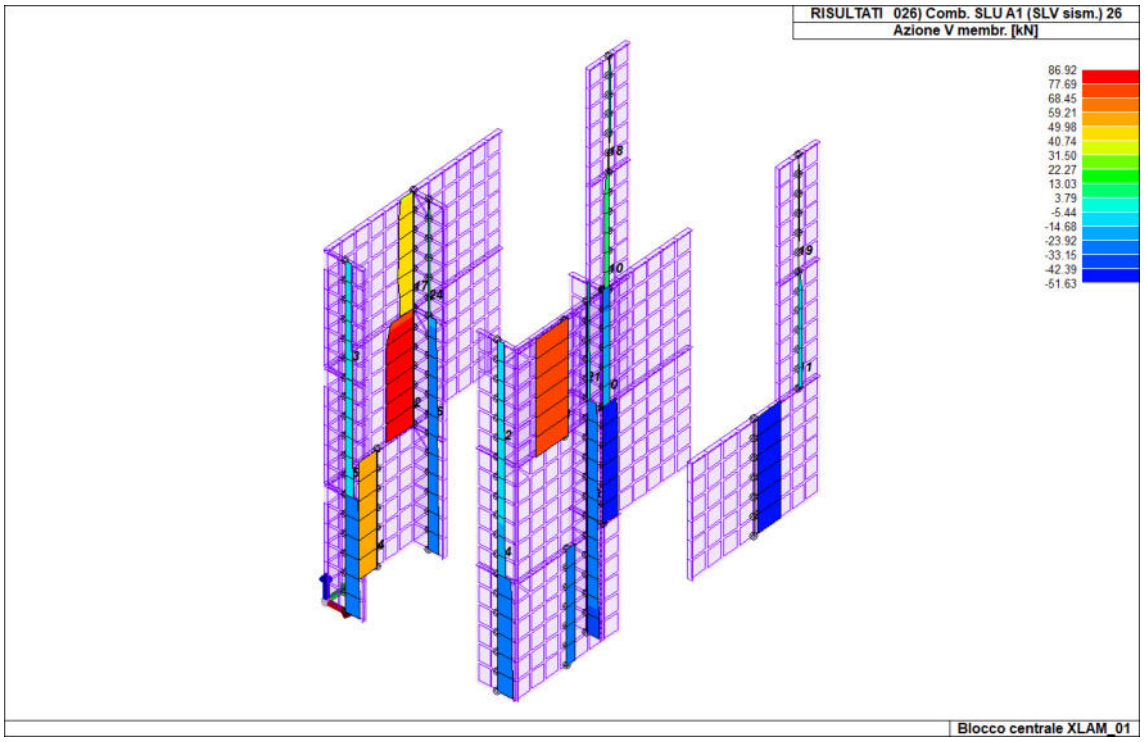


Figura 38: Sollecitazione SLV massima azione di Taglio nel piano degli elementi parete

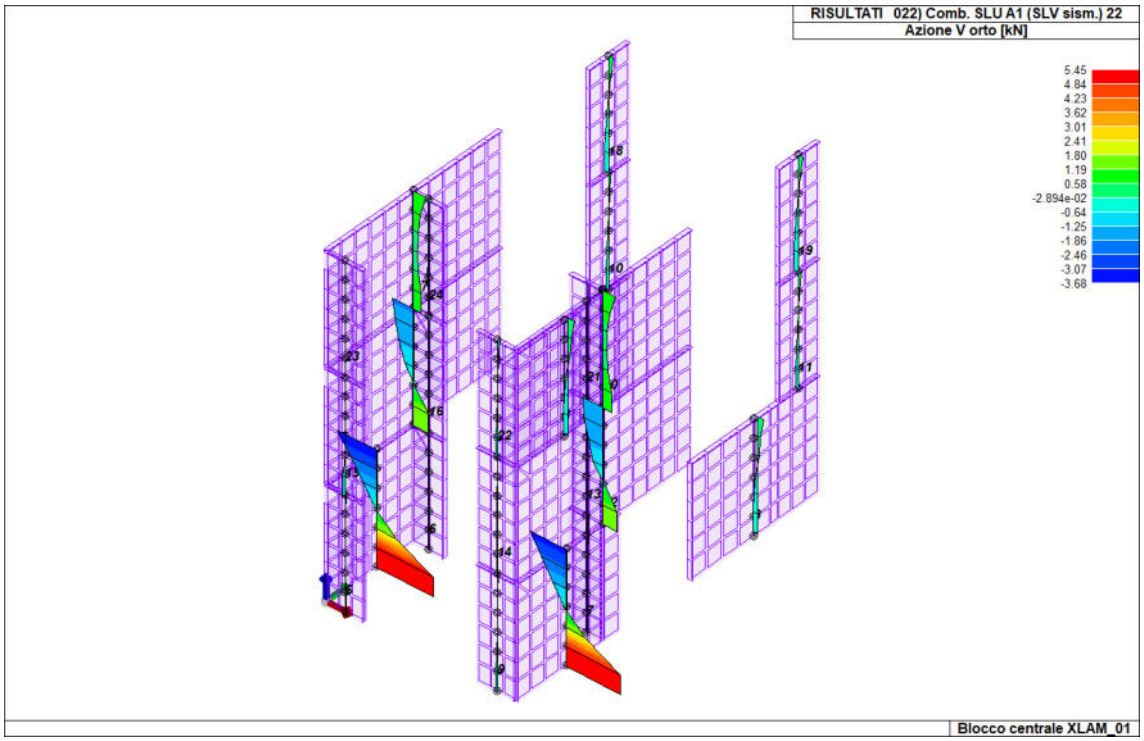


Figura 39: Sollecitazione SLV massima azione di Taglio nel piano ortogonale elementi parete

Diagrammi allo SLV della US 04

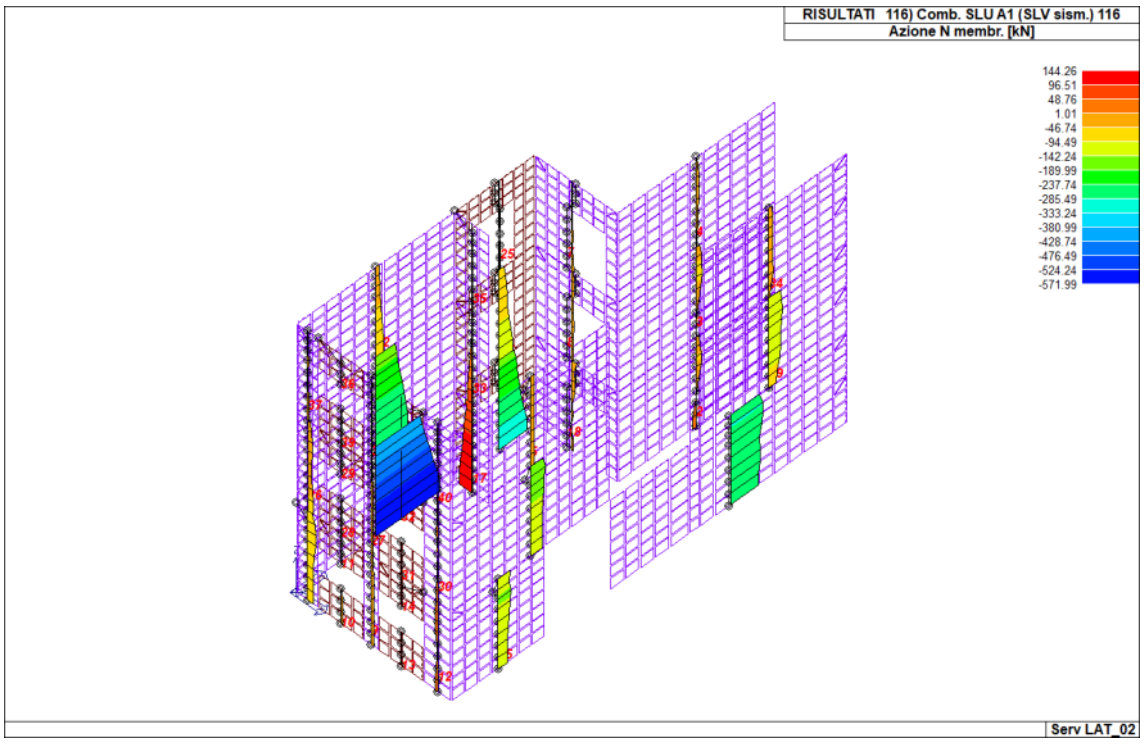


Figura 40: Sollecitazione SLV massima di Sforzo Normale sugli elementi parete

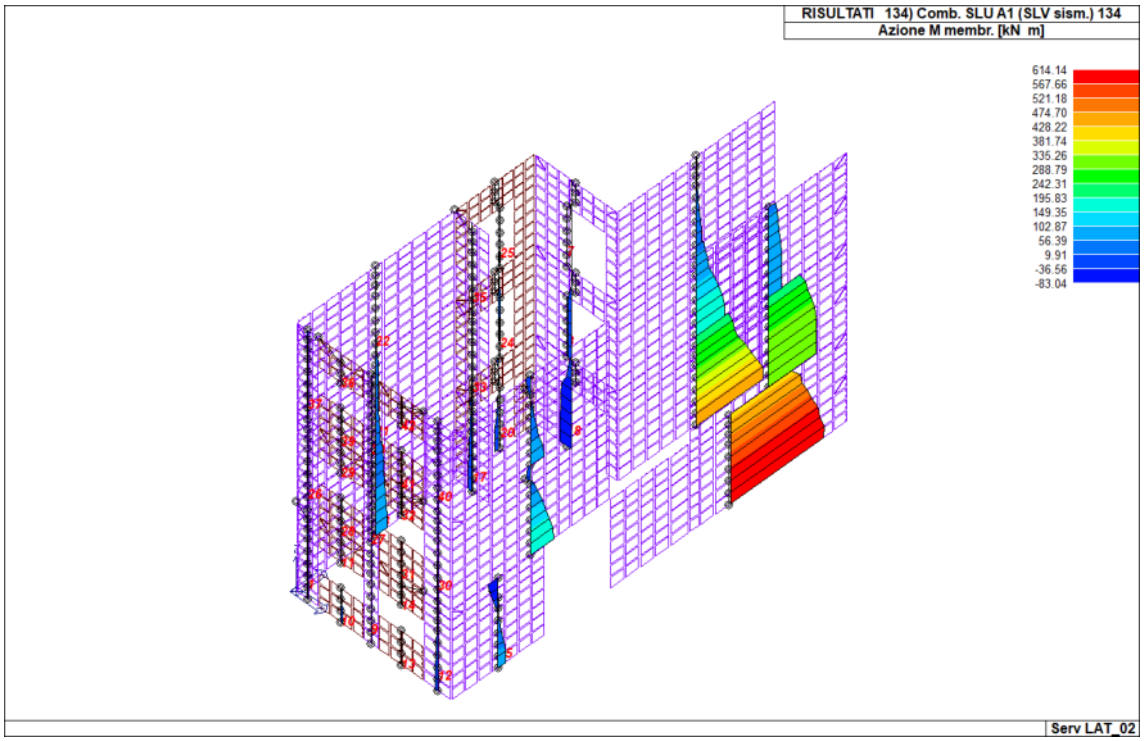


Figura 41: Sollecitazione SLV massima di Momento flettente, nella direzione dei pannelli, sugli elementi parete

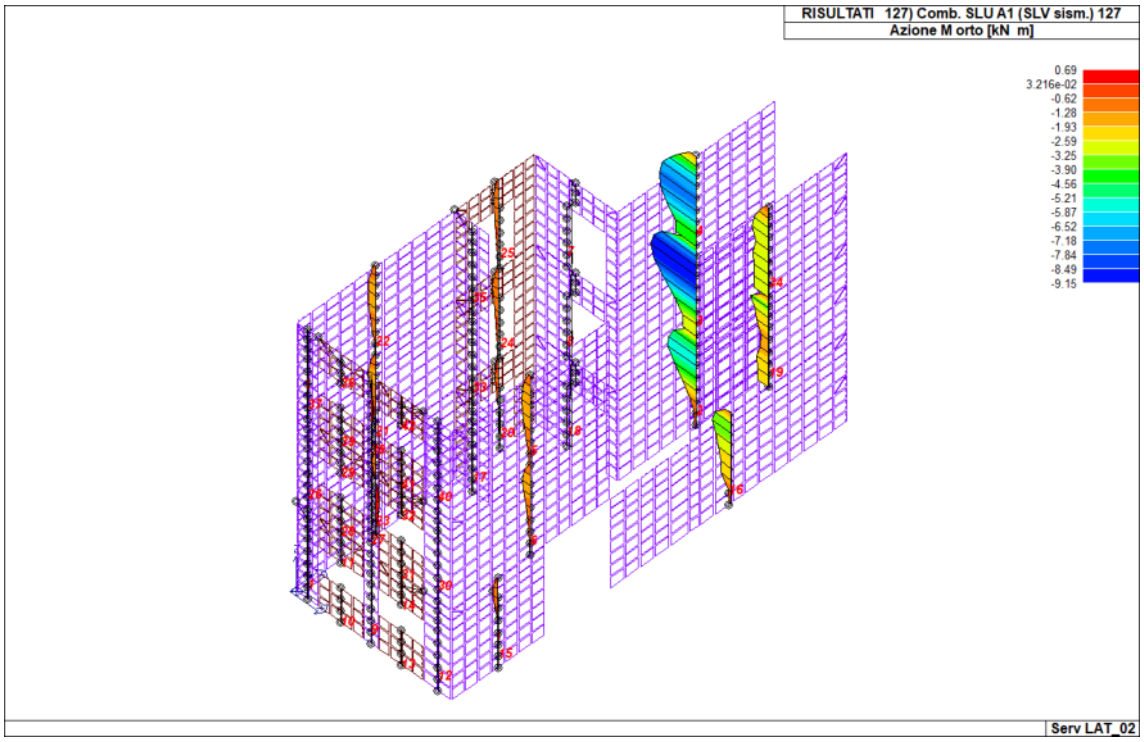


Figura 42: Sollecitazione SLV massima di Momento flettente, nella direzione ortogonale ai pannelli, sugli elementi parete

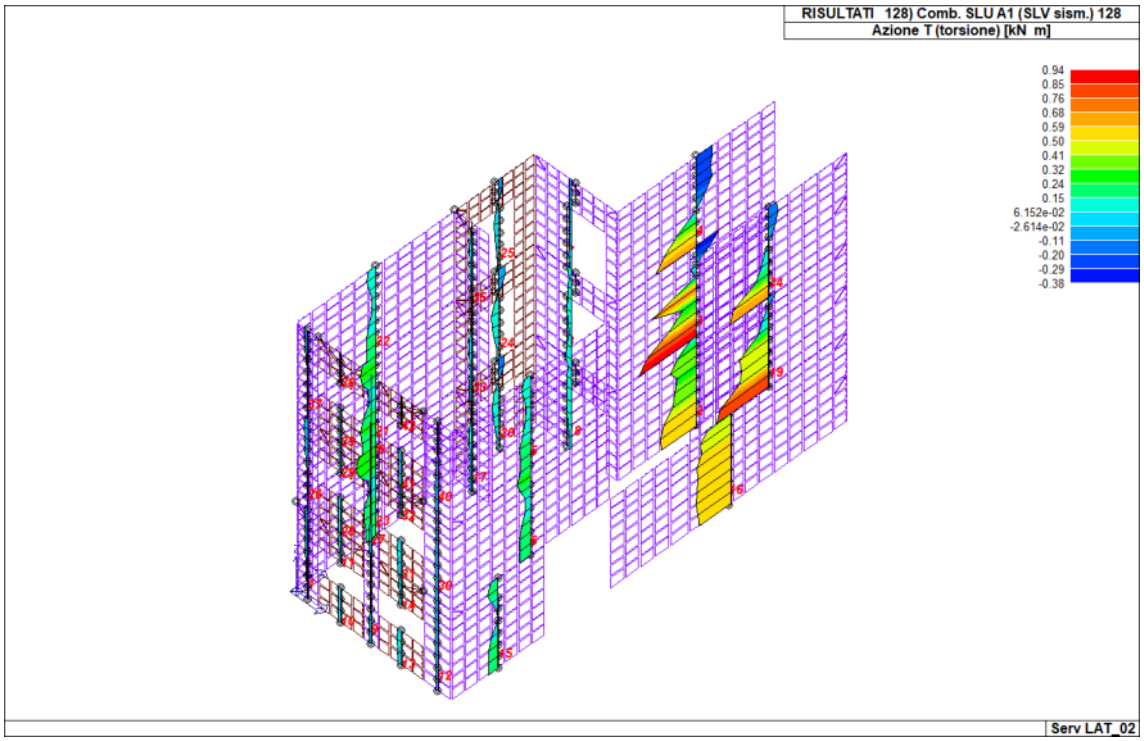


Figura 43: Sollecitazione SLV massima azione torsionale sugli elementi parete

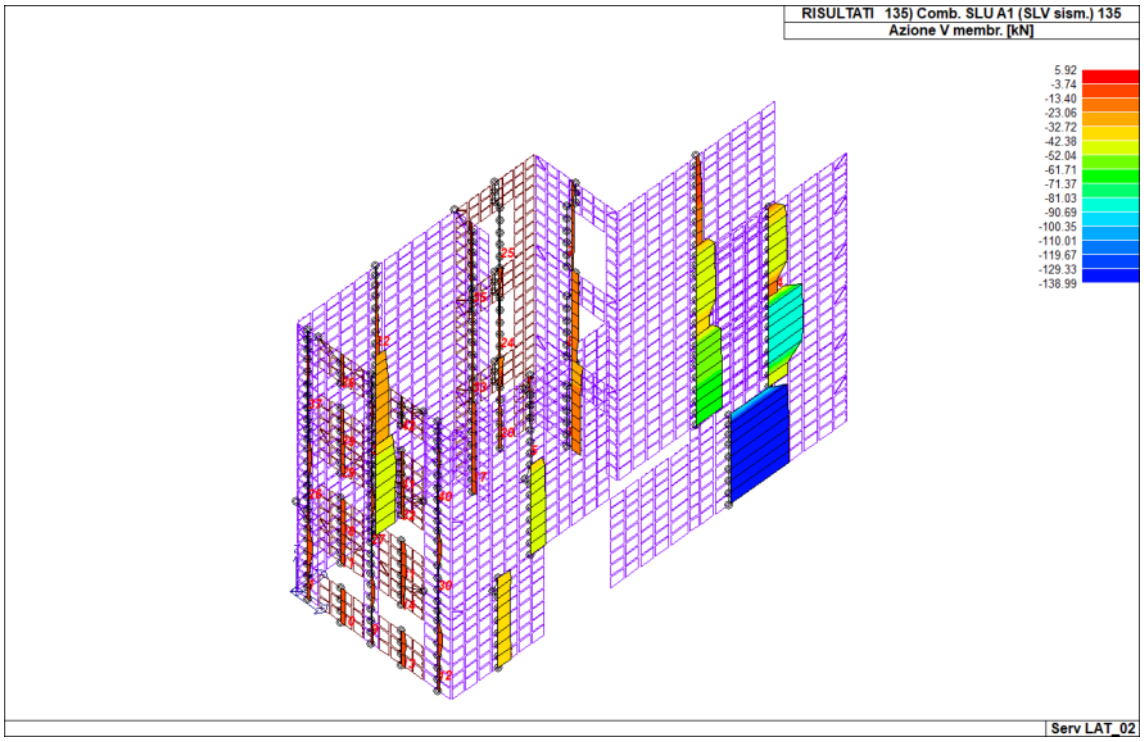


Figura 44: Sollecitazione SLV massima azione di Taglio nel piano degli elementi parete

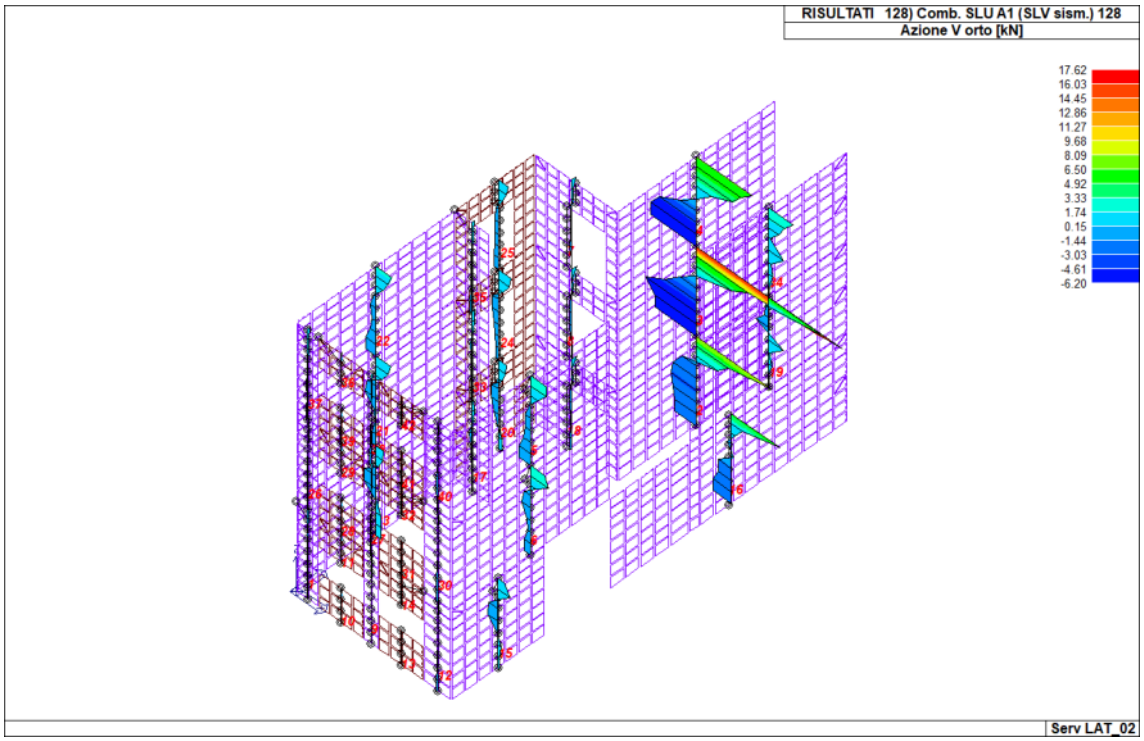


Figura 45: Sollecitazione SLV massima azione di Taglio nel piano ortogonale elementi parete

I diagrammi delle sollecitazioni riportati allo SLV risultano i medesimi già riportati per lo SLC.

12. Si chiede di esplicitare le verifiche delle connessioni previste a trazione e taglio. Gli hold-down da prevedersi dovranno essere idonei per carichi ciclici, come indicato al paragrafo 7.7.2 del DM 2018, si chiede di allegare le schede tecniche possibili per le tipologie di connessione previste;
20. Si chiede di esplicitare le verifiche delle connessioni previste a trazione e taglio. Gli hold-down da prevedersi dovranno essere idonei per carichi ciclici, come indicato al paragrafo 7.7.2 del DM 2018, si chiede di allegare le schede tecniche possibili per le tipologie di connessione previste.
38. Si chiede di esplicitare le verifiche delle connessioni previste a trazione e taglio. Gli hold-down da prevedersi dovranno essere idonei per carichi ciclici, come indicato al paragrafo 7.7.2 del DM 2018, si chiede di allegare le schede tecniche possibili per le tipologie di connessione previste.

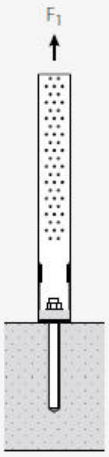
Prima di procedere alla spiegazione del metodo di calcolo utilizzato per gli elementi di connessione metallica, occorre spiegare come questi siano stati modellati e considerati all'interno del modello FEM utilizzato per il dimensionamento dei vari blocchi in struttura X-lam che compongono il Polo Dinamico. Il programma di calcolo utilizzato consente, una volta modellate le pareti in X-lam e definite la macro ad esse relative, di inserire svincoli a cerniera lungo le superfici di contatto tra pannelli pareti e solai e tra gli incroci dei pannelli stessi. Una volta eseguita l'analisi del modello e analizzati i risultati delle analisi, in base alle sollecitazioni agenti sugli elementi macro, rappresentativi delle azioni complessive delle pareti, si dimensionano le resistenze minime dei collegamenti necessari all'ottenimento della verifca positiva degli stessi, con il procedimento descritto nel seguito. Infine i valori ottenuti vengono inseriti nel programma di calcolo all'interno dei criteri di progetto dei pannelli X-lam e vengono utilizzati dallo stesso per eseguire le verifiche.
Al fine di controllare l'attendibilità dei risultati delle verifiche dei collegamenti, all'interno delle Relazioni di calcolo dei singoli blocchi al Paragrafo "Verifica collegamenti pareti X-lam", si riportano i risultati in forma tabellare delle verifiche manuali svolte mediante l'utilizzo di un foglio di calcolo excel appositamente predisposto.
Nel seguito si riportano le considerazioni per le varie US. Alcune considerazioni risultano simili ma, per chiarezza, verranno riportate in quanto risultano importanti nella spiegazione.

UNITÀ' US 01:

Collegamenti a trazione:

Per il collegamento alla base dei pannelli con le strutture di fondazione si utilizzano collegamenti angolari tipo WHT 620 con fissaggio totale lato legno mediante chiodi Anker tipo LBA 4 x 60 mm e fissaggio al cls mediante ancorante chimico tipo VINYLPRO M20 x 240 mm e rondella (collegamento denominato tipo "A" negli elaborati grafici).

WHT620



VALORI CARATTERISTICI

configurazione	$R_{1,k}$ LEGNO: fissaggio fori Ø5 tipo	Ø x L [mm]	n_v [pz]	$R_{1,k\,legno}$ [kN]	$R_{1,k}$ ACCIAIO: rondella	$R_{1,k\,acciaio}$ [kN]	$\gamma_{acciaio}$	$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO NON FESSURATO: ancorante VINYLPRO Ø x L [mm]	$R_{1,k\,cls}$ [kN]	γ_{cls}	$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO FESSURATO: ancorante EPOPLUS Ø x L [mm]	$R_{1,k\,cls}$ [kN]	γ_{cls}
• fissaggio totale • rondella WHTBS70L • ancorante M24	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	55	86,4	WHTBS70L	85,2	γ_{m2}	M24 x 270	148,98	1,8	M24 x 270 M24 x 330 (1)	70,57 90,93	2,1 2,1
		Ø4,0 x 60	55	106,2									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	55	86,4									
		Ø5,0 x 50	55	106,2									
• fissaggio parziale • rondella WHTBS70L • ancorante M24	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	33	51,8	WHTBS70L	85,2	γ_{m2}	M24 x 270	148,98	1,8	M24 x 270 M24 x 330 (1)	70,57 90,93	2,1 2,1
		Ø4,0 x 60	33	63,7									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	33	51,8									
		Ø5,0 x 50	33	63,7									
• fissaggio totale • rondella WHTBS70 • ancorante M20	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	55	86,4	WHTBS70	85,2	γ_{m2}	M20 x 240	114,35	1,8	M20 x 240	57,17	2,1
		Ø4,0 x 60	55	106,2									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	55	86,4									
		Ø5,0 x 50	55	106,2									
• fissaggio parziale • rondella WHTBS70 • ancorante M20	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	33	51,8	WHTBS70	85,2	γ_{m2}	M20 x 240	114,35	1,8	M20 x 240	57,17	2,1
		Ø4,0 x 60	33	63,7									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	33	51,8									
		Ø5,0 x 50	33	63,7									

I valori caratteristici sono stati desunti dalla scheda tecnica relativa al tipo di fissaggio scelto fornita dal Produttore. I valori caratteristici sono secondo la normativa EN 1995:2008 e in accordo a ETA-11/0086. I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_d = min \begin{cases} \dfrac{R_{1,k\,legno} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \dfrac{R_{1,k\,acciaio}}{\gamma_{acciaio}} \\ \dfrac{R_{1,k\,cls}}{\gamma_{cls}} \end{cases}$$

I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo. I coefficienti $\gamma_{acciaio}$ e γ_{cls} sono riportati in tabella ed in accordo ai certificati del prodotto. In combinazione sismica i coefficienti utilizzati per determinare la resistenza di progetto del collegamento sono:

- $\gamma_{m,legno}$ = 1,5;
- k_{mod} = 1.

Il valore di Progetto di resistenza del collegamento in condizione sismica vale quindi:

$R_{1,d\,legno}$ =	70,80	kN
$R_{1,d\,acciaio}$ =	68,16	kN
$R_{1,d\,cls}$ =	63,53	kN
$R_{d,coll}$ =	63,53	kN

Per il collegamento a trazione dei pannelli posizionati ai piani primo e secondo sono state utilizzate invece le seguenti tipologie di collegamento:

- Collegamento a trazione tipo Piastra forata LBV 2 x 1.200 x 100 mm con chiodatura mediante chiodi Anker LBA 4 x 60 in numero di 3 per 21 file (collegamento denominato tipo "D1" negli elaborati grafici);
- Collegamento a trazione tipo Piastra forata LBV 2 x 1.200 x 80 mm con chiodatura mediante chiodi Anker LBA 4 x 60 in numero di 2 per 20 file (collegamento denominato tipo "D2" negli elaborati grafici).

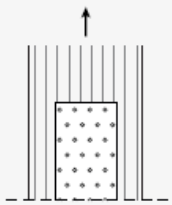
PIASTRA - RESISTENZA A TRAZIONE

TIPO	B [mm]	s [mm]	fori Area netta [pz]	VALORI CARATTERISTICI $R_{ax,k}$ [kN]	VALORI AMMISSIBILI N_{amm} [kg]
LBV 1,5 mm	60	1,5	3	20,0	1023
	80	1,5	4	26,7	1364
	100	1,5	5	33,4	1705
LBV 2,0 mm	40	2,0	2	17,8	909
	60	2,0	3	26,7	1364
	80	2,0	4	35,6	1818
	100	2,0	5	44,6	2273
	120	2,0	6	53,5	2727
	140	2,0	7	62,4	3182
	160	2,0	8	71,3	3636
	180	2,0	9	80,2	4091
	200	2,0	10	89,1	4545
	220	2,0	11	98,0	5000
	240	2,0	12	106,9	5455
	260	2,0	13	115,8	5909
	280	2,0	14	124,7	6364
	300	2,0	15	133,7	6818
	400	2,0	20	178,2	9091

La resistenza a trazione del sistema $R_{1,d}$ è la minima fra la resistenza a trazione lato piastra $R_{ax,d}$ e la resistenza a taglio dei connettori utilizzati per il fissaggio n x $R_{v,d}$. Nel caso in cui i connettori vengano disposti su più file si dovrà applicare il coefficiente correttivo m_{ef}.

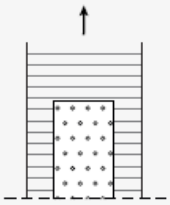
COEFFICIENTE CORRETTIVO m_{ef}

ANGOLO TRA FORZA E FIBRE α = 0°



numero di file chiodate	m_{ef} chiodi LBA	m_{ef} viti LBS
≤ 2	1,00	1,00
≤ 4	0,90	0,84
≤ 6	0,85	0,76
≤ 8	0,81	0,71
≤ 10	0,79	0,67
≤ 12	0,76	0,64
≤ 14	0,75	0,61
≤ 16	0,73	0,59
≤ 18	0,72	0,58
≤ 20	0,71	0,56

ANGOLO TRA FORZA E FIBRE α = 90°



numero di file chiodate	m_{ef} chiodi LBA	m_{ef} viti LBS
≥ 1	1,00	1,00

I valori caratteristici sono secondo la normativa EN 1993 e la normativa EN 1995:2008. I valori di progetto lato piastra si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_{ax,d} = \frac{R_{ax,k}}{\gamma_{m2}}$$

I valori di progetto lato connettore si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_{v,d} = \frac{R_{v,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_m}$$

I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo. In combinazione sismica i coefficienti utilizzati per determinare la resistenza di progetto del collegamento sono:

- $\gamma_{m,legno}$ = 1,5;
- $\gamma_{m,acciaio}$ = 1,25;
- k_{mod} = 1.

Il valore di Progetto di resistenza del collegamento, per la piastra forata di larghezza 100 mm, in condizione sismica vale quindi:

$R_{ax,k}$=	44,6	kN
$R_{v,k}$=	2,48	kN
n=	63	pz
n file=	21	
m_{ef}=	0,71	

$R_{ax,d}$=	35,68	kN
$R_{v,d}$=	1,65	kN
$n*m_{ef}*R_{v,d}$=	73,95	kN
$R_{d,coll}$=	35,68	kN

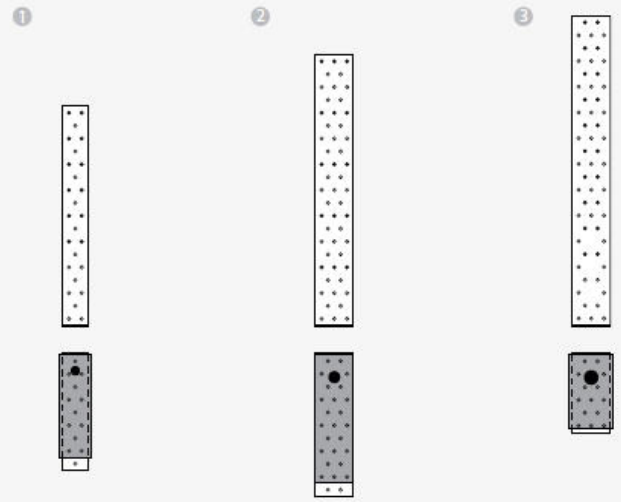
Il valore di Progetto di resistenza del collegamento, per la piastra forata di larghezza 80 mm, in condizione sismica vale quindi:

$R_{ax,k}$=	44,6	kN
$R_{v,k}$=	2,48	kN
n=	40	pz
n file=	20	
m_{ef}=	0,71	

$R_{ax,d}$=	35,68	kN
$R_{v,d}$=	1,65	kN
$n*m_{ef}*R_{v,d}$=	46,95	kN
$R_{d,coll}$=	35,68	kN

Collegamento a trazione mediante angolare tipo WZU 482 con fissaggio totale lato pannello mediante chiodi Anker LBA 4 x 60, con rondella e bullone M20 passante il solaio a collegare il secondo angolare posizionato sotto il solaio, in sommità della parete sottostante (collegamento denominato tipo “E” negli elaborati grafici).

WZU con rondella



La chiodatura può avvenire anche con schemi differenti

TIPO		configurazione	fissaggio fori Ø5 tipo	Ø x L [mm]	n_v [pz]	VALORI CARATTERISTICI $R_{1,k\,legno}$ [kN]	$R_{1,k\,acciaio}$ [kN]	$\gamma_{acciaio}$
1	WZU 342	angolare WZU con rondella	chiodi LBA	Ø4,0 x 40 Ø4,0 x 60	12	18,84 23,16	11,60	γ_{m0}
			viti LBS	Ø5,0 x 40 Ø5,0 x 50	12	18,84 23,16		
2	WZU 422	angolare WZU con rondella	chiodi LBA	Ø4,0 x 40 Ø4,0 x 60	15	23,55 28,95	17,30	γ_{m0}
			viti LBS	Ø5,0 x 40 Ø5,0 x 50	15	23,55 28,95		
3	WZU 482	angolare WZU con rondella	chiodi LBA	Ø4,0 x 40 Ø4,0 x 60	20	31,40 38,60	21,70	γ_{m0}
			viti LBS	Ø5,0 x 40 Ø5,0 x 50	20	31,40 38,60		

I valori caratteristici sono desunti secondo la normativa EN 1995:2008 ed in accordo a ETA 110086.

I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_d = \min \begin{cases} \dfrac{R_{k\,legno} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \dfrac{R_{k\,acciaio}}{\gamma_{acciaio}} \end{cases}$$

I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo. In combinazione sismica i coefficienti utilizzati per determinare la resistenza di progetto del collegamento sono:

- $\gamma_{m,legno}$ = 1,5;
- $\gamma_{m,acciaio}$ = 1,05;
- k_{mod} = 1.

Il valore di Progetto di resistenza del collegamento in condizione sismica vale quindi:

$R_{1,d\ legno}$=	25,73	kN
$R_{1,d\ acciaio}$=	20,67	kN
$R_{d,coll}$=	20,67	kN

Collegamento a trazione mediante hold-down tipo WHT620 a fissaggio totale lato pannello mediante chiodi Anker LBA 4 x 60, rondella WHTBS70, bullone M20 passante il solaio a collegare il secondo angolare

posizionato sotto il solaio, in sommità della parete sottostante (collegamento denominato tipo "F" negli elaborati grafici);

WHT620

VALORI CARATTERISTICI

configurazione	$R_{1,k}$ LEGNO: fissaggio fori Ø5 tipo	Ø x L [mm]	n_v [pz]	$R_{1,k\,legno}$ [kN]	$R_{1,k}$ ACCIAIO: rondella	$R_{1,k\,acciaio}$ [kN]	$\gamma_{acciaio}$	$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO NON FESSURATO: ancorante VINYLPRO Ø x L [mm]	$R_{1,k\,cls}$ [kN]	γ_{cls}	$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO FESSURATO: ancorante EPOPLUS Ø x L [mm]	$R_{1,k\,cls}$ [kN]	γ_{cls}
• fissaggio totale • rondella WHTBS70L • ancorante M24	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	55	86,4	WHTBS70L	85,2	γ_{m2}	M24 x 270	148,98	1,8	M24 x 270	70,57	2,1
		Ø4,0 x 60	55	106,2							M24 x 330 (1)	90,93	2,1
	viti LBS	Ø5,0 x 40	55	86,4									
		Ø5,0 x 50	55	106,2									
• fissaggio parziale • rondella WHTBS70L • ancorante M24	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	33	51,8	WHTBS70L	85,2	γ_{m2}	M24 x 270	148,98	1,8	M24 x 270	70,57	2,1
		Ø4,0 x 60	33	63,7							M24 x 330 (1)	90,93	2,1
	viti LBS	Ø5,0 x 40	33	51,8									
		Ø5,0 x 50	33	63,7									
• fissaggio totale • rondella WHTBS70 • ancorante M20	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	55	86,4	WHTBS70	85,2	γ_{m2}	M20 x 240	114,35	1,8	M20 x 240	57,17	2,1
		Ø4,0 x 60	55	106,2									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	55	86,4									
		Ø5,0 x 50	55	106,2									
• fissaggio parziale • rondella WHTBS70 • ancorante M20	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	33	51,8	WHTBS70	85,2	γ_{m2}	M20 x 240	114,35	1,8	M20 x 240	57,17	2,1
		Ø4,0 x 60	33	63,7									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	33	51,8									
		Ø5,0 x 50	33	63,7									

I valori caratteristici sono stati desunti dalla scheda tecnica relativa al tipo di fissaggio scelto fornita dal Produttore. I valori caratteristici sono desunti secondo la normativa EN 1995:2008 in accordo a ETA-11/0086.
I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_d = \min \begin{cases} \dfrac{R_{k\,legno} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \dfrac{R_{k\,acciaio}}{\gamma_{acciaio}} \end{cases}$$

I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo. In combinazione sismica i coefficienti utilizzati per determinare la resistenza di progetto del collegamento sono:

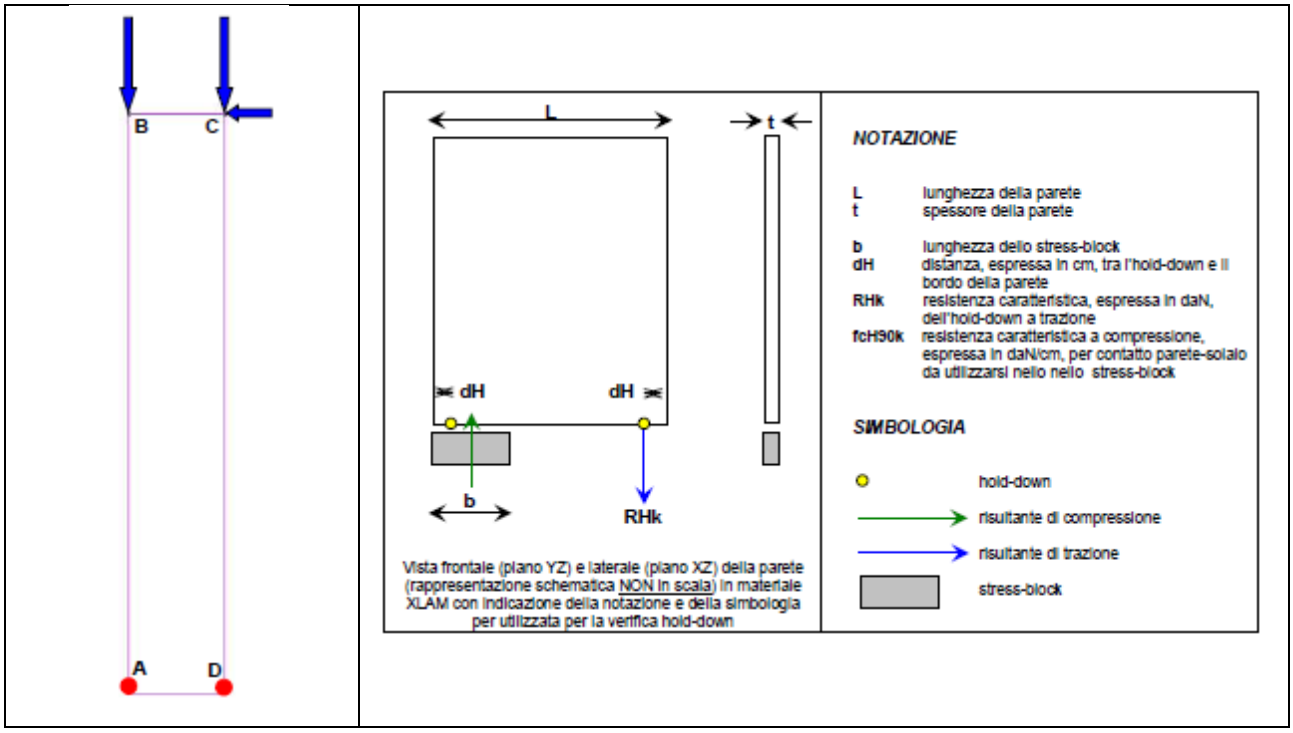
- $\gamma_{m,legno}$ = 1,5;
- $\gamma_{m,acciaio}$ = 1,25;
- k_{mod} = 1.

Il valore di Progetto di resistenza del collegamento in condizione sismica vale quindi:

$R_{1,d\ legno}$=	70,80	kN
$R_{1,d\ acciaio}$=	68,16	kN
$R_{d,coll}$=	68,16	kN

Prendendo a riferimento il documento "Affidabilità" fornito dalla casa produttrice del codice di calcolo numerico PRO_SAP utilizzato, si riporta il principio di calcolo assunto per il dimensionamento degli elementi soggetti a trazione, siano essi hold-down o piastre forate.
Per le verifiche di tali elementi si considerano le azioni agenti sui macroelementi e attraverso il principio di equilibrio delle forze si esegue il calcolo di resistenza mediante un principio semplificativo assimilabile allo stress-block per il calcolo del Momento Ultimo. Si riportano due schemi ripresi dal documento di

affidabilità sopra citato in modo da schematizzare le condizioni di vincolo e la simbologia riportata nelle formule che si riportano di seguito:



A seconda delle sollecitazioni si possono avere 4 casi con le relative formule di verifica:

1. Carico verticale N di compressione e Momento M nel piano della parete ≠ 0:

   La risultante C delle forze risulta pari a: $C = R_{hd} + N$; dove $R_{hd} = R_{hk} \times k_{mod}/\gamma_M$;

   La lunghezza "b" della zona compressa vale: $b = C/(t \times f_{ch90d})$ dove f_{ch90k} è dato dal contributo di resistenza a flessione parallela degli strati longitudinali (nel nostro caso 3 x 40 mm = 120 mm) sullo spessore totale della parete t = 160 mm;

   f_{ch90k} = 21.000 x 0,12/0,16 = 15.750 kN/mq ovvero 15,75 N/mmq;

   Il Momento Ultimo risulta: $M_u = C \times (L - d_H - b/2) - N \times (L/2 - d_H)$;

   La verifica segue la formula: $(M_d/M_u) \leq 1$.

2. Carico verticale N di trazione e Momento M nel piano della parete ≠ 0:

   La risultante C delle forze pari a $C = R_{hd} - N$ è di trazione e quindi non è possibile utilizzare lo stress block. Viene utilizzato un altro metodo di calcolo: $M_u = R_{hd} \times (L - d_H - R_{hk}/(2 \times t \times f_{ch90d}))$;

   Si ha che $N_u^+ = 2 \times R_{hd}$;

   La verifica segue la formula: $(M_d/M_u) + (N_d/N_u) \leq 1$

3. Carico verticale N di trazione e Momento M nel piano della parete = 0:

   $N_u^+ = 2 \times R_{hd;}$

   La verifica segue la formula: $(N_d/N_u) \leq 1$.

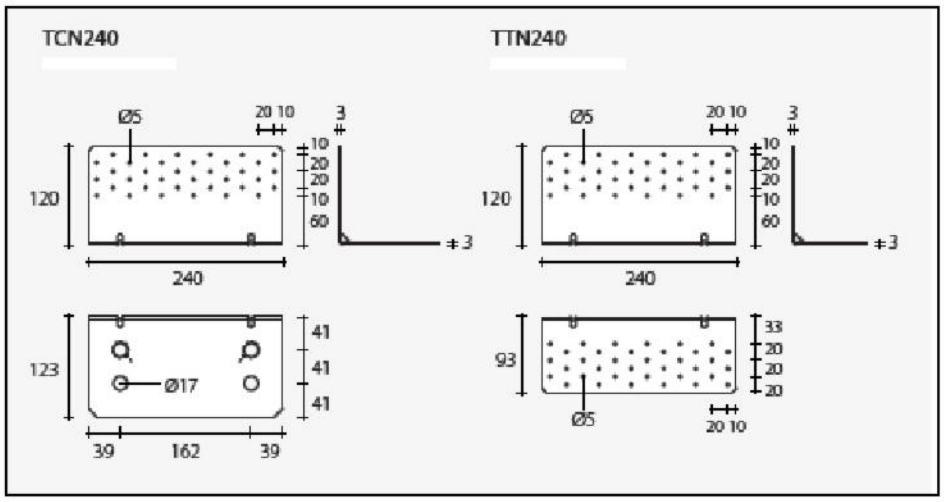
4. Carico verticale N di compressione e Momento M nel piano della parete = 0:

   $N_u^- = L \times t \times f_{cH90d}$;

   La verifica segue la formula: $(N_d/N_u) \leq 1$.

Collegamenti a taglio:

Per il presidio allo scorrimento alla base e alla sommità dei pannelli si utilizzano, per il collegamento alla fondazione, angolari tipo TITAN TCN 240 con fissaggio lato calcestruzzo mediante ancorante chimico tipo VINYLPRO e tassello M16 × 160 mm di lunghezza, classe di resistenza 5.8, e fissaggio lato legno mediante chiodi Anker LBA 4 × 60. Per il collegamento al solaio di piano in legno invece si utilizzano angolari tipo TITAN TTN 240 con fissaggio lato legno mediante 36 chiodi LBA 4 × 60, su entrambi i lati dell'angolare.



TITAN TCN240

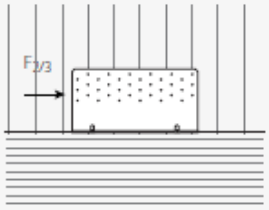
RESISTENZA LATO LEGNO $R_{2/3}$

configurazione su legno	tipo	fissaggio fori Ø5 Ø x L [mm]	n_v [pz]	VALORI CARATTERISTICI $R_{2/3,k,legno}$ [kN]	VALORI AMMISSIBILI $V_{2/3,adm,legno}$ [kg]
chiodi	LBA	Ø4,0 x 60	36	30,3	1320
viti	LBS	Ø5,0 x 50	36	36,3	1580

RESISTENZA LATO CALCESTRUZZO $R_{2/3}$

configurazione su calcestruzzo	tipo ancorante (3)	fissaggio fori Ø13 Ø x L [mm]	n_{fil} [pz]	classe acciaio	VALORI CARATTERISTICI $R_{2/3,k,cls}$ IN (1) [kN]	OUT (2) [kN]	γ_{cls}	VALORI AMMISSIBILI $V_{2/3,adm,cls}$ [kg]
• cls non fessurato • ancorante avvitabile	SKR	16 x 130	2	-	76,9	56,9	1,5	2529
• cls non fessurato • ancorante meccanico	AB1	M16 x 138	2	-	59,5	44,0	1,5	1956
• cls non fessurato • ancorante chimico	VINYLPRO	M16 x 160	2	5.8	52,7	39,0	1,25	2080
• cls fessurato • ancorante chimico	EPOPLUS	M16 x 160	2	5.8	52,7	39,0	1,25	-

TITAN TTN240



RESISTENZA LATO LEGNO $R_{2/3}$

				VALORI CARATTERISTICI	VALORI AMMISSIBILI
	fissaggio fori Ø5			$R_{2/3,k\ legno}$	$V_{2/3,\ adm,\ legno}$
tipo	Ø x L [mm]	n_v [pz]	n_{ll} [pz]	[kN]	[kg]
chiodi LBA	Ø4,0 x 60	36	36	37,9	1650
viti LBS	Ø5,0 x 50	36	36	46,7	2030

I valori caratteristici sono stati desunti dalla scheda tecnica relativa al tipo di fissaggio scelto fornita dal Produttore. I valori caratteristici sono secondo normativa EN 1995:2008 in accordo a ETA-11/0496. I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_d = \min \begin{cases} \dfrac{R_{V\,2/3,k\ legno} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \dfrac{R_{V\,2/3,k\ cls}}{\gamma_{cls}} \end{cases}$$

I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo. Il coefficiente γ_{cls} è riportato in tabella ed in accordo ai certificati di prodotto. Utilizzando due angolari TITAN per singola giunzione disposti simmetricamente, le resistenza di progetto raddoppiano. In combinazione sismica i coefficienti utilizzati per determinare la resistenza di progetto del collegamento sono:

- $\gamma_{m,legno}$ = 1,5 x 1,3 (fattore sovraresistenza) = 1,95;
- k_{mod} = 1.

Per il TITAN TCN 240 Il valore di Progetto di resistenza del collegamento in condizione sismica vale quindi:

$R_{2,3,d\ legno}$=	15,54	kN
$R_{2,3,d\ cls}$=	42,16	kN
$R_{d,coll}$=	15,54	kN

Per il TITAN TTN 240 Il valore di Progetto di resistenza del collegamento in condizione sismica vale quindi:

$R_{2,3,d\ legno}$=	19,44	kN
$R_{d,coll}$=	19,44	kN

La verifica segue la formula: (V/L)/(n° connessioni x $R_{d,coll}$) ≤ 1 dove:

- V = azione taglio nel piano della parete;
- L = lunghezza parete

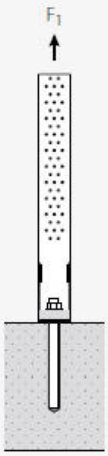
UNITÀ' STRUTTURALE US 03L

<u>Collegamenti a trazione:</u>

Per il collegamento alla base dei pannelli con le strutture di fondazione si utilizzano le seguenti tre tipologie di collegamento a trazione:

Collegamenti angolari tipo WHT 620 con fissaggio lato legno totale mediante chiodi Anker tipo LBA 4 x 60 e fissaggio al cls mediante ancorante chimico tipo VINYLPRO M20 x 240 mm e rondella (collegamento denominato tipo "A" negli elaborati grafici).

WHT620



VALORI CARATTERISTICI

configurazione	$R_{1,k}$ LEGNO: fissaggio fori Ø5 tipo	Ø x L [mm]	n_v [pz]	$R_{1,k\,legno}$ [kN]	$R_{1,k}$ ACCIAIO: rondella	$R_{1,k\,acciaio}$ [kN]	$\gamma_{acciaio}$	$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO NON FESSURATO: ancorante VINYLPRO Ø x L [mm]	$R_{1,k\,cls}$ [kN]	γ_{cls}	$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO FESSURATO: ancorante EPOPLUS Ø x L [mm]	$R_{1,k\,cls}$ [kN]	γ_{cls}
• fissaggio totale • rondella WHTBS70L • ancorante M24	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	55	86,4	WHTBS70L	85,2	γ_{m2}	M24 x 270	148,98	1,8	M24 x 270 M24 x 330 (1)	70,57 90,93	2,1 2,1
		Ø4,0 x 60	55	106,2									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	55	86,4									
		Ø5,0 x 50	55	106,2									
• fissaggio parziale • rondella WHTBS70L • ancorante M24	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	33	51,8	WHTBS70L	85,2	γ_{m2}	M24 x 270	148,98	1,8	M24 x 270 M24 x 330 (1)	70,57 90,93	2,1 2,1
		Ø4,0 x 60	33	63,7									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	33	51,8									
		Ø5,0 x 50	33	63,7									
• fissaggio totale • rondella WHTBS70 • ancorante M20	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	55	86,4	WHTBS70	85,2	γ_{m2}	M20 x 240	114,35	1,8	M20 x 240	57,17	2,1
		Ø4,0 x 60	55	106,2									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	55	86,4									
		Ø5,0 x 50	55	106,2									
• fissaggio parziale • rondella WHTBS70 • ancorante M20	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	33	51,8	WHTBS70	85,2	γ_{m2}	M20 x 240	114,35	1,8	M20 x 240	57,17	2,1
		Ø4,0 x 60	33	63,7									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	33	51,8									
		Ø5,0 x 50	33	63,7									

I valori caratteristici sono stati desunti dalla scheda tecnica relativa al tipo di fissaggio scelto fornita dal Produttore. *I valori caratteristici sono secondo la normativa EN 1995:2008 e in accordo a ETA-11/0086. I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:*

$$R_d = min \begin{cases} \dfrac{R_{1,k\,legno} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \dfrac{R_{1,k\,acciaio}}{\gamma_{acciaio}} \\ \dfrac{R_{1,k\,cls}}{\gamma_{cls}} \end{cases}$$

I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo. I coefficienti $\gamma_{acciaio}$ e γ_{cls} sono riportati in tabella ed in accordo ai certificati del prodotto. In combinazione sismica i coefficienti utilizzati per determinare la resistenza di progetto del collegamento sono:

- $\gamma_{m,legno}$ = 1,5;
- k_{mod} = 1.

Il valore di Progetto di resistenza del collegamento in condizione sismica vale quindi:

$R_{1,d\ legno}$=	70,80	kN
$R_{1,d\ acciaio}$=	68,16	kN
$R_{1,d\ cls}$=	63,53	kN
$R_{d,coll}$=	63,53	kN

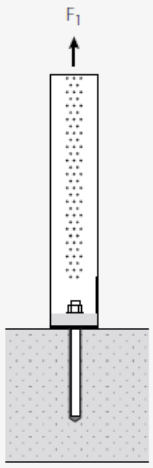
Collegamenti angolari tipo WHT 620 con fissaggio lato legno totale mediante chiodi Anker tipo LBA 4 x 60 e fissaggio al cls mediante ancorante chimico tipo VINYLPRO M24 x 240 mm e rondella WHTBS70 (collegamento denominato tipo "H" negli elaborati grafici).

I valori caratteristici sono evidenziati nell'estratto della scheda tecnica relativa alla precedente tipologia di collegamento, così come sono analoghe le formule per la determinazione della resistenza di progetto e i coefficienti da applicare. Il valore di Progetto di resistenza del collegamento in condizione sismica vale quindi:

$R_{1,d\ legno}$=	70,80	kN
$R_{1,d\ acciaio}$=	68,16	kN
$R_{1,d\ cls}$=	82,77	kN
$R_{d,coll}$=	68,16	kN

Collegamenti angolari tipo WHT 740 con fissaggio lato legno totale mediante chiodi Anker tipo LBA 4 x 60 e fissaggio al cls mediante ancorante chimico tipo VINYLPRO M27 x 400 mm e rondella WHTBS70 (collegamento denominato tipo "G" negli elaborati grafici).

WHT740



VALORI CARATTERISTICI

configurazione	$R_{1,k}$ LEGNO: fissaggio fori Ø5 tipo	Ø x L [mm]	n_v [pz]	$R_{1,k\ legno}$ [kN]	$R_{1,k}$ ACCIAIO: rondella	$R_{1,k\ acciaio}$ [kN]	$\gamma_{acciaio}$	$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO NON FESSURATO: ancorante VINYLPRO Ø x L [mm]	$R_{1,k\ cls}$ [kN]	γ_{cls}	$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO FESSURATO: ancorante EPOPLUS Ø x L [mm]	$R_{1,k\ cls}$ [kN]	γ_{cls}
• fissaggio totale • ancorante M27 • rondella WHTBS130	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	75	117,8	WHTBS130	158,6	γ_{m2}	M27 x 400	184,0	1,5	M27 x 400	118,32	2,1
		Ø4,0 x 60	75	144,8									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	75	117,8									
		Ø5,0 x 50	75	144,8									
• fissaggio parziale • ancorante M27 • rondella WHTBS130	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	45	70,7	WHTBS130	158,6	γ_{m2}	M27 x 400	184,0	1,5	M27 x 400	118,32	2,1
		Ø4,0 x 60	45	86,9									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	45	70,7									
		Ø5,0 x 50	45	86,9									

I valori caratteristici sono stati desunti dalla scheda tecnica relativa al tipo di fissaggio scelto fornita dal Produttore. I valori caratteristici sono secondo la normativa EN 1995:2008 e in accordo a ETA-11/0086. I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_d = min \begin{cases} \dfrac{R_{1,k\ legno} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \dfrac{R_{1,k\ acciaio}}{\gamma_{acciaio}} \\ \dfrac{R_{1,k\ cls}}{\gamma_{cls}} \end{cases}$$

I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo. I coefficienti $\gamma_{acciaio}$ e γ_{cls} sono riportati in tabella ed in accordo ai certificati del prodotto. In combinazione sismica i coefficienti utilizzati per determinare la resistenza di progetto del collegamento sono:

- $\gamma_{m,legno}$ = *1,5;*
- k_{mod} = *1.*

Il valore di Progetto di resistenza del collegamento in condizione sismica vale quindi:

$R_{1,d\ legno}$=	96,53	kN
$R_{1,d\ acciaio}$=	126,88	kN

$R_{1,d\ cls}$=	122,67	kN
$R_{d,coll}$=	96,53	kN

Per il collegamento a trazione dei pannelli posizionati ai piani primo e secondo sono state utilizzate invece le seguenti tipologie di collegamento:

Collegamento a trazione tipo Piastra forata LBV 2 x 1.200 x 100 mm con chiodatura mediante chiodi Anker LBA 4 x 60 in numero di 3 per 21 file (collegamento denominato tipo "D" negli elaborati grafici);

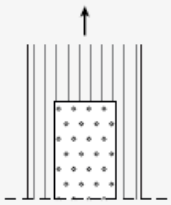
PIASTRA - RESISTENZA A TRAZIONE

				VALORI CARATTERISTICI	VALORI AMMISSIBILI
TIPO	B [mm]	s [mm]	fori Area netta [pz]	$R_{ax,k}$ [kN]	N_{amm} [kg]
LBV 1,5 mm	60	1,5	3	20,0	1023
	80	1,5	4	26,7	1364
	100	1,5	5	33,4	1705
LBV 2,0 mm	40	2,0	2	17,8	909
	60	2,0	3	26,7	1364
	80	2,0	4	35,6	1818
	100	2,0	5	44,6	2273
	120	2,0	6	53,5	2727
	140	2,0	7	62,4	3182
	160	2,0	8	71,3	3636
	180	2,0	9	80,2	4091
	200	2,0	10	89,1	4545
	220	2,0	11	98,0	5000
	240	2,0	12	106,9	5455
	260	2,0	13	115,8	5909
	280	2,0	14	124,7	6364
	300	2,0	15	133,7	6818
	400	2,0	20	178,2	9091

La resistenza a trazione del sistema $R_{1,d}$ è la minima fra la resistenza a trazione lato piastra $R_{ax,d}$ e la resistenza a taglio dei connettori utilizzati per il fissaggio n x $R_{v,d}$. Nel caso in cui i connettori vengano disposti su più file si dovrà applicare il coefficiente correttivo m_{ef}.

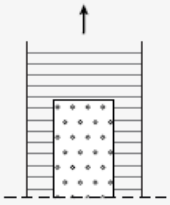
COEFFICIENTE CORRETTIVO m_{ef}

ANGOLO TRA FORZA E FIBRE α = 0°



numero di file chiodate	m_{ef} chiodi LBA	m_{ef} viti LBS
≤ 2	1,00	1,00
≤ 4	0,90	0,84
≤ 6	0,85	0,76
≤ 8	0,81	0,71
≤ 10	0,79	0,67
≤ 12	0,76	0,64
≤ 14	0,75	0,61
≤ 16	0,73	0,59
≤ 18	0,72	0,58
≤ 20	0,71	0,56

ANGOLO TRA FORZA E FIBRE α = 90°



numero di file chiodate	m_{ef} chiodi LBA	m_{ef} viti LBS
≥ 1	1,00	1,00

I valori caratteristici sono secondo la normativa EN 1993 e la normativa EN 1995:2008. I valori di progetto lato piastra si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_{ax,d} = \frac{R_{ax,k}}{\gamma_{m2}}$$

I valori di progetto lato connettore si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_{V,d} = \frac{R_{V,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_m}$$

I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo. In combinazione sismica i coefficienti utilizzati per determinare la resistenza di progetto del collegamento sono:

- $\gamma_{m,legno}$ = 1,5;
- $\gamma_{m,acciaio}$ = 1,25;
- k_{mod} = 1.

Il valore di Progetto di resistenza del collegamento, per la piastra forata di larghezza 100 mm, in condizione sismica vale quindi:

$R_{ax,k}$=	44,6	kN
$R_{v,k}$=	2,48	kN
n=	63	pz
n file=	21	
m_{ef}=	0,71	

$R_{ax,d}$=	35,68	kN
$R_{v,d}$=	1,65	kN
$n*m_{ef}*R_{v,d}$=	73,95	kN
$R_{d,coll}$=	35,68	kN

Collegamento a trazione mediante hold-down tipo WHT620 a fissaggio totale lato pannello mediante chiodi Anker LBA 4 × 60, rondella WHTBS70, bullone M20 passante il solaio a collegare il secondo angolare posizionato sotto il solaio, in sommità della parete sottostante (collegamento denominato tipo "F" negli elaborati grafici);

WHT620

VALORI CARATTERISTICI

configurazione	$R_{1,k}$ LEGNO: fissaggio fori Ø5 tipo	Ø x L [mm]	n_v [pz]	$R_{1,k\,legno}$ [kN]	$R_{1,k}$ ACCIAIO: rondella	$R_{1,k\,acciaio}$ [kN]	$\gamma_{acciaio}$	$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO NON FESSURATO: ancorante VINYLPRO Ø x L [mm]	$R_{1,k\,cls}$ [kN]	γ_{cls}	$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO FESSURATO: ancorante EPOPLUS Ø x L [mm]	$R_{1,k\,cls}$ [kN]	γ_{cls}
• fissaggio totale • rondella WHTBS70L • ancorante M24	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	55	86,4	WHTBS70L	85,2	γ_{m2}	M24 x 270	148,98	1,8	M24 x 270 M24 x 330 (1)	70,57 90,93	2,1 2,1
		Ø4,0 x 60	55	106,2									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	55	86,4									
		Ø5,0 x 50	55	106,2									
• fissaggio parziale • rondella WHTBS70L • ancorante M24	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	33	51,8	WHTBS70L	85,2	γ_{m2}	M24 x 270	148,98	1,8	M24 x 270 M24 x 330 (1)	70,57 90,93	2,1 2,1
		Ø4,0 x 60	33	63,7									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	33	51,8									
		Ø5,0 x 50	33	63,7									
• fissaggio totale • rondella WHTBS70 • ancorante M20	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	55	86,4	WHTBS70	85,2	γ_{m2}	M20 x 240	114,35	1,8	M20 x 240	57,17	2,1
		Ø4,0 x 60	55	106,2									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	55	86,4									
		Ø5,0 x 50	55	106,2									
• fissaggio parziale • rondella WHTBS70 • ancorante M20	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	33	51,8	WHTBS70	85,2	γ_{m2}	M20 x 240	114,35	1,8	M20 x 240	57,17	2,1
		Ø4,0 x 60	33	63,7									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	33	51,8									
		Ø5,0 x 50	33	63,7									

I valori caratteristici sono stati desunti dalla scheda tecnica relativa al tipo di fissaggio scelto fornita dal Produttore. I valori caratteristici sono desunti secondo la normativa EN 1995:2008 in accordo a ETA-11/0086.
I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_d = \min \begin{cases} \dfrac{R_{k\,legno} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \dfrac{R_{k\,acciaio}}{\gamma_{acciaio}} \end{cases}$$

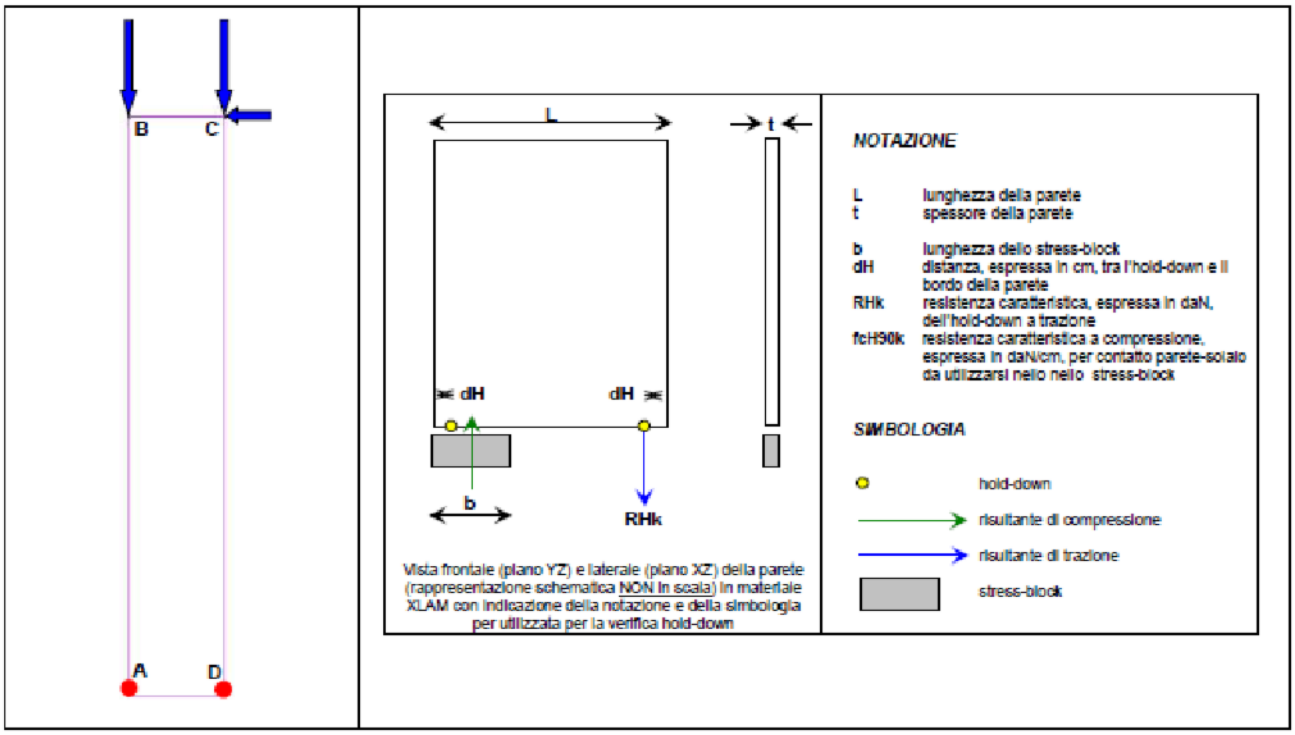
I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo. In combinazione sismica i coefficienti utilizzati per determinare la resistenza di progetto del collegamento sono:

- $\gamma_{m,legno}$ = 1,5;
- $\gamma_{m,acciaio}$ = 1,25;
- k_{mod} = 1.

Il valore di Progetto di resistenza del collegamento in condizione sismica vale quindi:

$R_{1,d\ legno}$=	70,80	kN
$R_{1,d\ acciaio}$=	68,16	kN
$R_{d,coll}$=	68,16	kN

Prendendo a riferimento il documento "Affidabilità" fornito dalla casa produttrice del codice di calcolo numerico PRO_SAP utilizzato, si riporta il principio di calcolo assunto per il dimensionamento degli elementi soggetti a trazione, siano essi hold-down o piastre forate.
Per le verifiche di tali elementi si considerano le azioni agenti sui macroelementi e attraverso il principio di equilibrio delle forze si esegue il calcolo di resistenza mediante un principio semplificativo assimilabile allo stress-block per il calcolo del Momento Ultimo. Si riportano due schemi ripresi dal documento di affidabilità sopra citato in modo da schematizzare le condizioni di vincolo e la simbologia riportata nelle formule che si riportano di seguito:

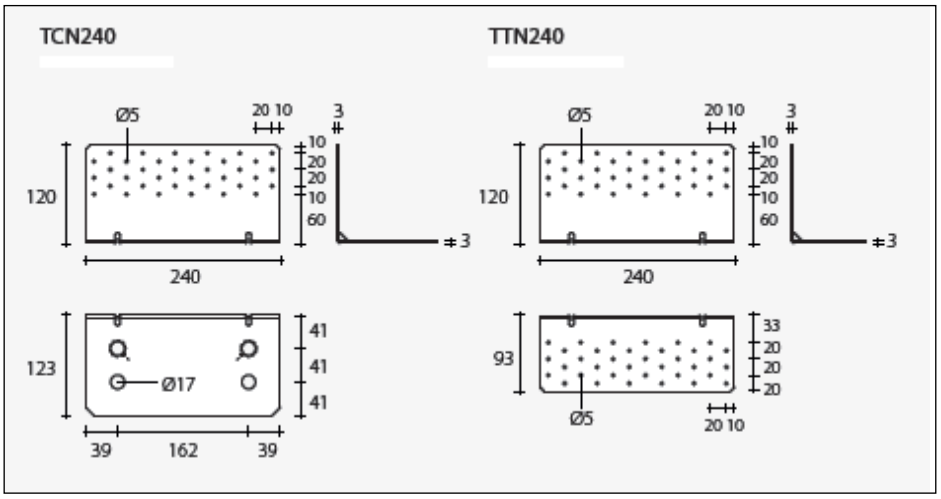


A seconda delle sollecitazioni si possono avere 4 casi con le relative formule di verifica:

1. Carico verticale N di compressione e Momento M nel piano della parete ≠ 0:
   La risultante C delle forze risulta pari a: $C = R_{hd} + N$; dove $R_{hd} = R_{hk} \times k_{mod}/\gamma_M$;
   La lunghezza "b" della zona compressa vale: $b = C/(t \times f_{ch90d})$ dove f_{ch90k} è dato dal contributo di resistenza a flessione parallela degli strati longitudinali (nel nostro caso 3 x 40 mm = 120 mm) sullo spessore totale della parete t = 160 mm;
   f_{ch90k} = 21.000 x 0,12/0,16 = 15.750 kN/mq ovvero 15,75 N/mmq;
   Il Momento Ultimo risulta: $M_u = C \times (L - d_H - b/2) - N \times (L/2 - d_H)$;
   La verifica segue la formula: $(M_d/M_u) \leq 1$.
2. Carico verticale N di trazione e Momento M nel piano della parete ≠ 0:
   La risultante C delle forze pari a $C = R_{hd} - N$ è di trazione e quindi non è possibile utilizzare lo stress block. Viene utilizzato un altro metodo di calcolo: $M_u = R_{hd} \times (L - d_H - R_{hk}/(2 \times t \times f_{ch90d}))$;
   Si ha che $N_u^+ = 2 \times R_{hd}$;
   La verifica segue la formula: $(M_d/M_u) + (N_d/N_u) \leq 1$
3. Carico verticale N di trazione e Momento M nel piano della parete = 0:
   $N_u^+ = 2 \times R_{hd;}$
   La verifica segue la formula: $(N_d/N_u) \leq 1$.
4. Carico verticale N di compressione e Momento M nel piano della parete = 0:
   $N_u^- = L \times t \times f_{cH90d}$;
   La verifica segue la formula: $(N_d/N_u) \leq 1$.

Collegamenti a taglio:

Per il presidio allo scorrimento alla base e alla sommità dei pannelli si utilizzano, per il collegamento alla fondazione, angolari tipo TITAN TCN 240 con fissaggio lato calcestruzzo mediante ancorante chimico tipo VINYLPRO e tassello M16 x 160 mm di lunghezza, classe di resistenza 5.8, e fissaggio lato legno mediante chiodi Anker LBA 4 x 60. Per il collegamento al solaio di piano in legno invece si utilizzano angolari tipo TITAN TTN 240 con fissaggio lato legno mediante 36 chiodi LBA 4 x 60, su entrambi i lati dell'angolare.



TITAN TCN240

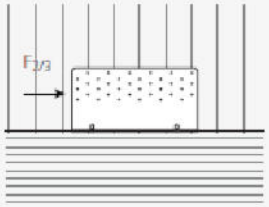
RESISTENZA LATO LEGNO $R_{2/3}$

configurazione su legno	tipo	fissaggio fori Ø5 Ø x L [mm]	n_v [pz]	VALORI CARATTERISTICI $R_{2/3,k\,legno}$ [kN]	VALORI AMMISSIBILI $V_{2/3,adm,legno}$ [kg]
chiodi	LBA	Ø4,0 x 60	36	30,3	1320
viti	LBS	Ø5,0 x 50	36	36,3	1580

RESISTENZA LATO CALCESTRUZZO $R_{2/3}$

configurazione su calcestruzzo	tipo ancorante (3)	fissaggio fori Ø13 Ø x L [mm]	n_{ij} [pz]	classe acciaio	VALORI CARATTERISTICI $R_{2/3,k\,cls}$ IN (1) [kN]	OUT (2) [kN]	γ_{cls}	VALORI AMMISSIBILI $V_{2/3,adm,cls}$ [kg]
• cls non fessurato • ancorante avvitabile	SKR	16 x 130	2	-	76,9	56,9	1,5	2529
• cls non fessurato • ancorante meccanico	AB1	M16 x 138	2	-	59,5	44,0	1,5	1956
• cls non fessurato • ancorante chimico	VINYLPRO	M16 x 160	2	5.8	52,7	39,0	1,25	2080
• cls fessurato • ancorante chimico	EPOPLUS	M16 x 160	2	5.8	52,7	39,0	1,25	- -

TITAN TTN240



RESISTENZA LATO LEGNO $R_{2/3}$

tipo	fissaggio fori Ø5 Ø x L [mm]	n_v [pz]	n_{ai} [pz]	VALORI CARATTERISTICI $R_{2/3,k\,legno}$ [kN]	VALORI AMMISSIBILI $V_{2/3,adm,legno}$ [kg]
chiodi LBA	Ø4,0 x 60	36	36	37,9	1650
viti LBS	Ø5,0 x 50	36	36	46,7	2030

I valori caratteristici sono stati desunti dalla scheda tecnica relativa al tipo di fissaggio scelto fornita dal Produttore. I valori caratteristici sono secondo normativa EN 1995:2008 in accordo a ETA-11/0496. I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_{ed} = \min \begin{cases} \dfrac{R_{V\,2/3,k\,legno} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \dfrac{R_{V\,2/3,k\,cls}}{\gamma_{cls}} \end{cases}$$

I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo. Il coefficiente γ_{cls} è riportato in tabella ed in accordo ai certificati di prodotto. Utilizzando due angolari TITAN per singola giunzione disposti simmetricamente, le resistenza di progetto raddoppiano. In combinazione sismica i coefficienti utilizzati per determinare la resistenza di progetto del collegamento sono:

- $\gamma_{m,legno}$ = 1,5 × 1,3 (fattore sovraresistenza) = 1,95;
- k_{mod} = 1.

Per il TITAN TCN 240 Il valore di Progetto di resistenza del collegamento in condizione sismica vale quindi:

$R_{2,3,d\ legno}$=	15,54	kN
$R_{2,3,d\ cls}$=	42,16	kN
$R_{d,coll}$=	15,54	kN

Per il TITAN TTN 240 Il valore di Progetto di resistenza del collegamento in condizione sismica vale quindi:

$R_{2,3,d\ legno}$=	19,44	kN
$R_{d,coll}$=	19,44	kN

La verifica segue la formula: (V/L)/(n° connessioni x $R_{d,coll}$) ≤ 1 dove:

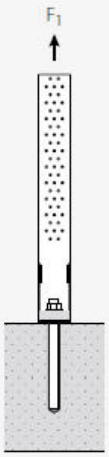
- V = azione taglio nel piano della parete;
- L = lunghezza parete

UNITÀ STRUTTURALE US 04

<u>Collegamenti a trazione:</u>

Per il collegamento alla base dei pannelli con le strutture di fondazione si utilizzano collegamenti angolari tipo WHT 620 con fissaggio totale e rondella, fissaggio al cls mediante ancorante chimico tipo VINYLPRO M20 x 240 mm (collegamento denominato tipo "A" negli elaborati grafici).

WHT620



VALORI CARATTERISTICI

configurazione	$R_{1,k}$ LEGNO: fissaggio fori Ø5 tipo	Ø x L [mm]	n_v [pz]	$R_{1,k\ legno}$ [kN]	$R_{1,k}$ ACCIAIO: rondella	$R_{1,k\ acciaio}$ [kN]	$\gamma_{acciaio}$	$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO NON FESSURATO: ancorante VINYLPRO Ø x L [mm]	$R_{1,k\ cls}$ [kN]	γ_{cls}	$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO FESSURATO: ancorante EPOPLUS Ø x L [mm]	$R_{1,k\ cls}$ [kN]	γ_{cls}
• fissaggio totale • rondella WHTBS70L • ancorante M24	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	55	86,4	WHTBS70L	85,2	γ_{m2}	M24 x 270	148,98	1,8	M24 x 270 M24 x 330 (1)	70,57 90,93	2,1 2,1
		Ø4,0 x 60	55	106,2									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	55	86,4									
		Ø5,0 x 50	55	106,2									
• fissaggio parziale • rondella WHTBS70L • ancorante M24	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	33	51,8	WHTBS70L	85,2	γ_{m2}	M24 x 270	148,98	1,8	M24 x 270 M24 x 330 (1)	70,57 90,93	2,1 2,1
		Ø4,0 x 60	33	63,7									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	33	51,8									
		Ø5,0 x 50	33	63,7									
• fissaggio totale • rondella WHTBS70 • ancorante M20	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	55	86,4	WHTBS70	85,2	γ_{m2}	M20 x 240	114,35	1,8	M20 x 240	57,17	2,1
		Ø4,0 x 60	55	106,2									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	55	86,4									
		Ø5,0 x 50	55	106,2									
• fissaggio parziale • rondella WHTBS70 • ancorante M20	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	33	51,8	WHTBS70	85,2	γ_{m2}	M20 x 240	114,35	1,8	M20 x 240	57,17	2,1
		Ø4,0 x 60	33	63,7									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	33	51,8									
		Ø5,0 x 50	33	63,7									

I valori caratteristici sono stati desunti dalla scheda tecnica relativa al tipo di fissaggio scelto fornita dal Produttore. I valori caratteristici sono secondo normativa EN 1995:2008 in accordo a ETA-11/0086.

I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_d = min \begin{cases} \dfrac{R_{1,k\ legno} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \dfrac{R_{1,k\ acciaio}}{\gamma_{acciaio}} \\ \dfrac{R_{1,k\ cls}}{\gamma_{cls}} \end{cases}$$

I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo. I coefficienti $\gamma_{acciaio}$ e γ_{cls} sono riportati in tabella ed in accordo ai certificati del prodotto. In combinazione sismica i coefficienti utilizzati per determinare la resistenza di progetto del collegamento sono:

- $\gamma_{m,legno}$ = 1,5;
- k_{mod} = 1.

Il valore di Progetto di resistenza del collegamento in condizione sismica vale quindi:

$R_{1,d\ legno}$=	70,80	kN
$R_{1,d\ acciaio}$=	68,16	kN
$R_{1,d\ cls}$=	63,53	kN
$R_{d,coll}$=	63,53	kN

Per il collegamento a trazione dei pannelli posizionati ai piani primo e secondo sono state utilizzate invece le seguenti tipologie di collegamento:

Collegamento a trazione tipo Piastra forata LBV 2 x 1.200 x 100 mm con chiodatura mediante chiodi Anker LBA 4 x 60 in numero di 3 per 21 file (collegamento denominato tipo "D" negli elaborati grafici);

PIASTRA - RESISTENZA A TRAZIONE

TIPO	B [mm]	s [mm]	fori Area netta [pz]	VALORI CARATTERISTICI $R_{ax,k}$ [kN]	VALORI AMMISSIBILI N_{amm} [kg]
LBV 1,5 mm	60	1,5	3	20,0	1023
	80	1,5	4	26,7	1364
	100	1,5	5	33,4	1705
LBV 2,0 mm	40	2,0	2	17,8	909
	60	2,0	3	26,7	1364
	80	2,0	4	35,6	1818
	100	2,0	5	44,6	2273
	120	2,0	6	53,5	2727
	140	2,0	7	62,4	3182
	160	2,0	8	71,3	3636
	180	2,0	9	80,2	4091
	200	2,0	10	89,1	4545
	220	2,0	11	98,0	5000
	240	2,0	12	106,9	5455
	260	2,0	13	115,8	5909
	280	2,0	14	124,7	6364
	300	2,0	15	133,7	6818
	400	2,0	20	178,2	9091

La resistenza a trazione del sistema $R_{1,d}$ è la minima fra la resistenza a trazione lato piastra $R_{ax,d}$ e la resistenza a taglio dei connettori utilizzati per il fissaggio n x $R_{v,d}$. Nel caso in cui i connettori vengano disposti su più file si dovrà applicare il coefficiente correttivo m_{ef}.

COEFFICIENTE CORRETTIVO m_{ef}

ANGOLO TRA FORZA E FIBRE α = 0°			ANGOLO TRA FORZA E FIBRE α = 90°		
numero di file chiodate	m_{ef} chiodi LBA	m_{ef} viti LBS	numero di file chiodate	m_{ef} chiodi LBA	m_{ef} viti LBS
≤ 2	1,00	1,00	≥ 1	1,00	1,00
≤ 4	0,90	0,84			
≤ 6	0,85	0,76			
≤ 8	0,81	0,71			
≤ 10	0,79	0,67			
≤ 12	0,76	0,64			
≤ 14	0,75	0,61			
≤ 16	0,73	0,59			
≤ 18	0,72	0,58			
≤ 20	0,71	0,56			

I valori caratteristici sono secondo normativa EN 1993 e normativa EN 1995:2008. I valori di progetto lato piastra si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_{ax,d} = \frac{R_{ax,k}}{\gamma_{m2}}$$

I valori di progetto lato connettore si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_{v,d} = \frac{R_{v,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_m}$$

I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo. In combinazione sismica i coefficienti utilizzati per determinare la resistenza di progetto del collegamento sono:

- $\gamma_{m,legno}$ = 1,5;
- $\gamma_{m,acciaio}$ = 1,25;
- k_{mod} = 1.

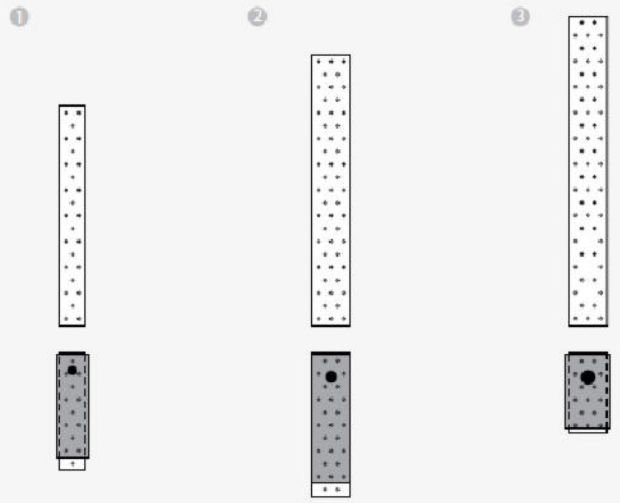
Il valore di Progetto di resistenza del collegamento, per la piastra forata di larghezza 100 mm, in condizione sismica vale quindi:

$R_{ax,k}$=	44,6	kN
$R_{v,k}$=	2,48	kN
n=	63	pz
n file=	21	
m_{ef}=	0,71	

$R_{ax,d}$=	35,68	kN
$R_{v,d}$=	1,65	kN
$n*m_{ef}*R_{v,d}$=	73,95	kN
$R_{d,coll}$=	35,68	kN

Collegamento a trazione mediante angolare tipo WZU 482 con fissaggio totale mediante chiodi Anker LBA 4 x 60, con rondella e bullone M20 passante il solaio a collegare il secondo angolare posizionato sotto il solaio in sommità della parete sottostante (collegamento denominato tipo "E" negli elaborati grafici);

WZU con rondella



La chiodatura può avvenire anche con schemi differenti

TIPO		configurazione	fissaggio fori Ø5 tipo	Ø x L [mm]	n_v [pz]	VALORI CARATTERISTICI $R_{1,k\ legno}$ [kN]	$R_{1,k\ acciaio}$ [kN]	$\gamma_{acciaio}$
1	WZU 342	angolare WZU con rondella	chiodi LBA	Ø4,0 x 40 Ø4,0 x 60	12	18,84 23,16	11,60	γ_{m0}
			viti LBS	Ø5,0 x 40 Ø5,0 x 50	12	18,84 23,16		
2	WZU 422	angolare WZU con rondella	chiodi LBA	Ø4,0 x 40 Ø4,0 x 60	15	23,55 28,95	17,30	γ_{m0}
			viti LBS	Ø5,0 x 40 Ø5,0 x 50	15	23,55 28,95		
3	WZU 482	angolare WZU con rondella	chiodi LBA	Ø4,0 x 40 Ø4,0 x 60	20	31,40 38,60	21,70	γ_{m0}
			viti LBS	Ø5,0 x 40 Ø5,0 x 50	20	31,40 38,60		

I valori caratteristici sono stati desunti dalla scheda tecnica relativa al tipo di fissaggio scelto fornita dal Produttore. I valori caratteristici sono desunti secondo la normativa EN 1995:2008 in accordo a ETA-11/0086. I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_d = \min \begin{cases} \dfrac{R_{k\ legno} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \dfrac{R_{k\ acciaio}}{\gamma_{acciaio}} \end{cases}$$

I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo. I coefficienti $\gamma_{acciaio}$ e γ_{cls} sono riportati in tabella ed in accordo ai certificati del prodotto. In combinazione sismica i coefficienti utilizzati per determinare la resistenza di progetto del collegamento sono:

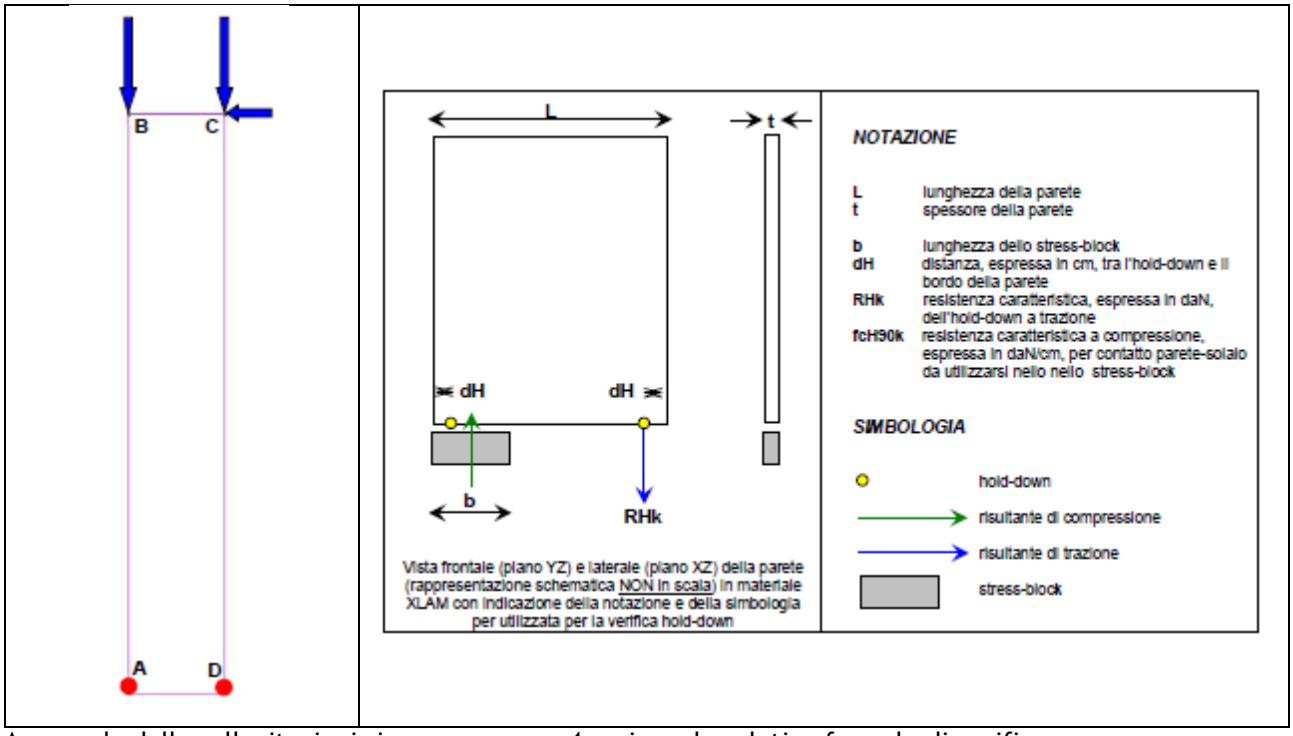
- $\gamma_{m,legno}$ = 1,5;
- $\gamma_{m0,acciaio}$ = 1,05;
- k_{mod} = 1.

Il valore di Progetto di resistenza del collegamento in condizione sismica vale quindi:

$R_{1,d\ legno}$=	25,73	kN
$R_{1,d\ acciaio}$=	20,67	kN
$R_{d,coll}$=	20,67	kN

Prendendo a riferimento il documento "Affidabilità" fornito dalla casa produttrice del codice di calcolo numerico PRO_SAP utilizzato, si riporta il principio di calcolo assunto per il dimensionamento degli elementi soggetti a trazione, siano essi hold-down o piastre forate.

Per le verifiche di tali elementi si considerano le azioni agenti sui macroelementi e attraverso il principio di equilibrio delle forze si esegue il calcolo di resistenza mediante un principio semplificativo assimilabile allo stress-block per il calcolo del Momento Ultimo. Si riportano due schemi ripresi dal documento di affidabilità sopra citato in modo da schematizzare le condizioni di vincolo e la simbologia riportata nelle formule che si riportano di seguito:



A seconda delle sollecitazioni si possono avere 4 casi con le relative formule di verifica:

1. Carico verticale N di compressione e Momento M nel piano della parete ≠ 0:

   La risultante C delle forze risulta pari a: $C = R_{hd} + N$; dove $R_{hd} = R_{hk} \times k_{mod}/\gamma_M$;

   La lunghezza "b" della zona compressa vale: $b = C/(t \times f_{ch90d})$ dove f_{ch90k} è dato dal contributo di resistenza a flessione parallela degli strati longitudinali (nel nostro caso 3 x 40 mm = 120 mm) sullo spessore totale della parete t = 160 mm;

   f_{ch90k} = 21.000 x 0,12/0,16 = 15.750 kN/mq ovvero 15,75 N/mmq;

   Il Momento Ultimo risulta: $M_u = C \times (L - d_H - b/2) - N \times (L/2 - d_H)$;

   La verifica segue la formula: $(M_d/M_u) \leq 1$.

2. Carico verticale N di trazione e Momento M nel piano della parete ≠ 0:

   La risultante C delle forze pari a $C = R_{hd} - N$ è di trazione e quindi non è possibile utilizzare lo stress block. Viene utilizzato un altro metodo di calcolo: $M_u = R_{hd} \times (L - d_H - R_{hk}/(2 \times t \times f_{ch90d}))$;

   Si ha che $N_u^+ = 2 \times R_{hd}$;

   La verifica segue la formula: $(M_d/M_u) + (N_d/N_u) \leq 1$

3. Carico verticale N di trazione e Momento M nel piano della parete = 0:

   $N_u^+ = 2 \times R_{hd}$;

   La verifica segue la formula: $(N_d/N_u) \leq 1$.

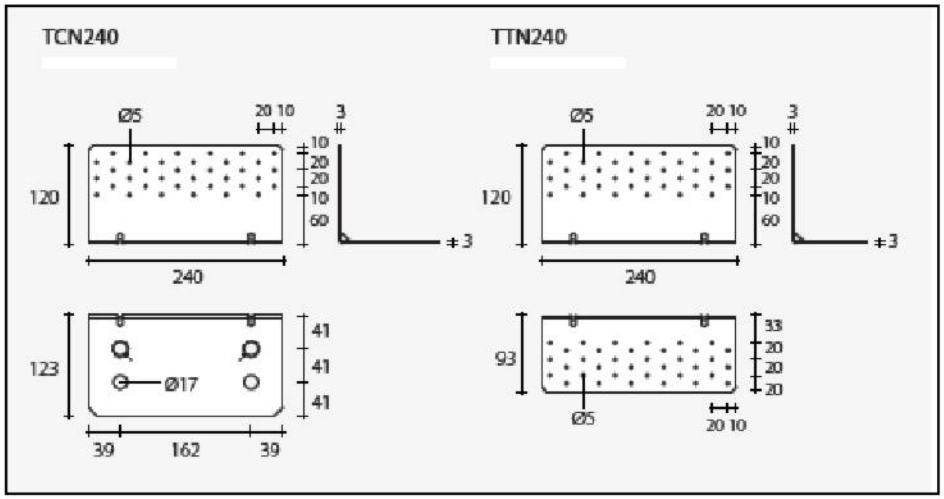
4. Carico verticale N di compressione e Momento M nel piano della parete = 0:

   $N_u^- = L \times t \times f_{cH90d}$;

   La verifica segue la formula: $(N_d/N_u) \leq 1$.

<u>Collegamenti a taglio:</u>

Per il presidio allo scorrimento alla base e alla sommità dei pannelli si utilizzano, per il collegamento alla fondazione, angolari tipo TITAN TCN 240 con fissaggio lato calcestruzzo mediante ancorante chimico tipo VINYLPRO e tassello M16 × 160 mm di lunghezza, classe di resistenza 5.8, e fissaggio lato legno mediante chiodi Anker LBA 4 × 60. Per il collegamento al solaio di piano in legno invece si utilizzano angolari tipo TITAN TTN 240 con fissaggio lato legno mediante 36 chiodi LBA 4 × 60, su entrambi i lati dell'angolare.



TITAN TCN240

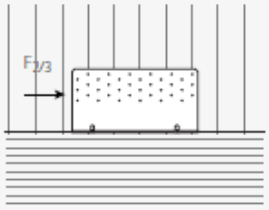
RESISTENZA LATO LEGNO $R_{2/3}$

configurazione su legno	tipo	fissaggio fori Ø5 Ø x L [mm]	n_V [pz]	VALORI CARATTERISTICI $R_{2/3,k,legno}$ [kN]	VALORI AMMISSIBILI $V_{2/3,adm,legno}$ [kg]
chiodi	LBA	Ø4,0 x 60	36	30,3	1320
viti	LBS	Ø5,0 x 50	36	36,3	1580

RESISTENZA LATO CALCESTRUZZO $R_{2/3}$

configurazione su calcestruzzo	tipo ancorante (3)	fissaggio fori Ø13 Ø x L [mm]	n_H [pz]	classe acciaio	VALORI CARATTERISTICI $R_{2/3,k,cls}$ IN (1) [kN]	OUT (2) [kN]	γ_{cls}	VALORI AMMISSIBILI $V_{2/3,adm,cls}$ [kg]
• cls non fessurato • ancorante avvitabile	SKR	16 x 130	2	-	76,9	56,9	1,5	2529
• cls non fessurato • ancorante meccanico	AB1	M16 x 138	2	-	59,5	44,0	1,5	1956
• cls non fessurato • ancorante chimico	VINYLPRO	M16 x 160	2	5.8	52,7	39,0	1,25	2080
• cls fessurato • ancorante chimico	EPOPLUS	M16 x 160	2	5.8	52,7	39,0	1,25	- -

TITAN TTN240



RESISTENZA LATO LEGNO $R_{2/3}$

				VALORI CARATTERISTICI	VALORI AMMISSIBILI
	fissaggio fori Ø5			$R_{2/3,k\ legno}$	$V_{2/3,\ adm,\ legno}$
tipo	Ø x L [mm]	n_v [pz]	n_{ll} [pz]	[kN]	[kg]
chiodi LBA	Ø4,0 x 60	36	36	37,9	1650
viti LBS	Ø5,0 x 50	36	36	46,7	2030

I valori caratteristici sono stati desunti dalla scheda tecnica relativa al tipo di fissaggio scelto fornita dal Produttore. I valori caratteristici sono secondo normativa EN 1995:2008 in accordo a ETA-11/0496. I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_d = \min \begin{cases} \dfrac{R_{V\,2/3,k\,legno} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \dfrac{R_{V\,2/3,k\,cls}}{\gamma_{cls}} \end{cases}$$

I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo. Il coefficiente γ_{cls} è riportato in tabella ed in accordo ai certificati di prodotto. Utilizzando due angolari TITAN per singola giunzione disposti simmetricamente, le resistenza di progetto raddoppiano. In combinazione sismica i coefficienti utilizzati per determinare la resistenza di progetto del collegamento sono:

- $\gamma_{m,legno}$ = 1,5 x 1,3 (fattore sovraresistenza) = 1,95;
- k_{mod} = 1.

Per il TITAN TCN 240 Il valore di Progetto di resistenza del collegamento in condizione sismica vale quindi:

$R_{2,3,d\ legno}$=	15,54	kN
$R_{2,3,d\ cls}$=	42,16	kN
$R_{d,coll}$=	15,54	kN

Per il TITAN TTN 240 Il valore di Progetto di resistenza del collegamento in condizione sismica vale quindi:

$R_{2,3,d\ legno}$=	19,44	kN
$R_{d,coll}$=	19,44	kN

La verifica segue la formula: (V/L)/(n° connessioni x $R_{d,coll}$) ≤ 1 dove:

- V = azione taglio nel piano della parete;
- L = lunghezza parete

Gli elementi di connessione alla base di trazione (hold-down) e di taglio (tie-down) saranno tutti forniti da Aziende produttrici di indubbia affidabilità come quella indicata ovvero la Rothoblaas s.rl. di Bolzano.

Il materiale legno da costruzione è sempre stato utilizzato nelle zone non propriamente sismiche; solamente in un recente passato tale tecnologia costruttiva ha preso piede in molte zone ove il legno non era mai stato considerato a livello di costruzione (fatto salvo solai e coperti). Ne consegue che negli ultimi anni gran parte della ricerca è stata indirizzata alla risposta sismica ed anche ai collegamenti relativi. Per questo motivo, indipendentemente che siano stati utilizzati ripetutamente e con grande successo, si trovano ancora riferimenti alla non esecuzione di prove. A livello di ETA-11/0086 relativo agli hold-down di tipo WHT si trova scritto che:

> *"Nessuna prestazione è stata determinata in relazione alla duttilità di un giunto sotto test ciclici. Il contributo alla prestazione delle strutture nelle zone sismiche, pertanto, non è stato valutato.*
>
> *Nessuna prestazione è stata determinata in relazione alle proprietà di rigidità del giunto da utilizzare per l'analisi dello stato limite di esercizio."*

La non esecuzione di prove specifiche non significa che gli elementi non posseggano le caratteristiche richieste dalla norma ("*nelle zone considerate dissipative possono essere utilizzati solamente materiali e mezzi di unione che garantiscono un adeguato comportamento di tipo oligociclico")*. Il fatto che tali elementi (analogo discorso può essere esteso anche ai tie-down, elementi atti ad assorbire le sollecitazioni di taglio) siano in acciaio, materiale principe a livello di duttilità, con fissaggi metallici (ancora duttili), che non prevedono crisi di tipo fragile, rispondono ampiamente al dettato normativo. Risulta evidente come la scelta di materiali di aziende primarie è prerogativa e quanto indicato è proprio in quella direzione.

Nelle schede tecniche fornite dall'azienda presa a riferimento per il dimensionamento dei collegamenti metallici si riporta, per i sistemi di presidio al sollevamento delle pareti in X-lam quali Hold-Down, che questi sono stati sottoposti a numerosi test statici e ciclici che hanno fornito parametri di rigidezza (K_{ser}) e livelli di duttilità nell'ambito del progetto di ricerca "X-rev - indagine sperimentale per la valutazione di rigidezza, resistenza e duttilità (DICAM - Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica - UniTN).

13. Si chiede di validare i risultati ottenuti, come richiesto al paragrafo 10.2.1 delle NTC 2018, confrontando i risultati ottenuti dall'analisi, in termini di taglio totale alla base, con quelli desunti da semplici calcoli manuali (ad esempio analisi statica lineare);

Il programma utilizzato permette, in funzione della condizione o della combinazione di carico analizzata, di valutare le sollecitazioni complessive. Al fine del controllo si riporta il valore del tagliante alla base nella condizione di carico con sisma valutato allo SLV nella direzione x ed y. Il sisma di progetto tiene conto anche dell'eccentricità aggiuntiva positiva e negativa da cui leggere variazioni dei valori in funzione dell'eccentricità e della direzione da considerare.
Nella Figura 46 e Figura 47 sono riportate le immagini dei risultati con i valori massimi nelle due direzioni (in direzione ortogonale i valori dei tagli risultano modesti).

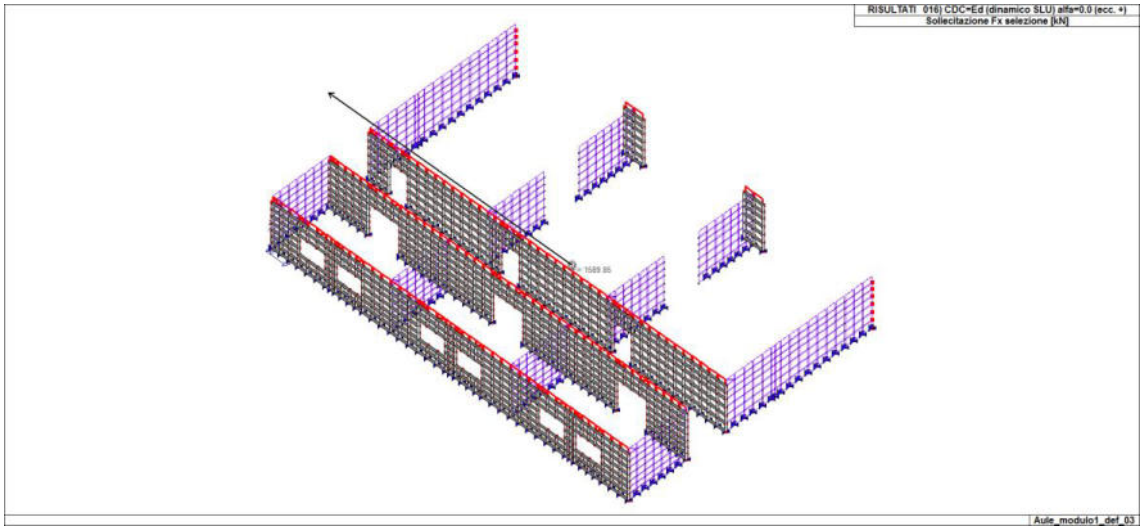


Figura 46: tagliante alla base allo SLV con sisma direzione x

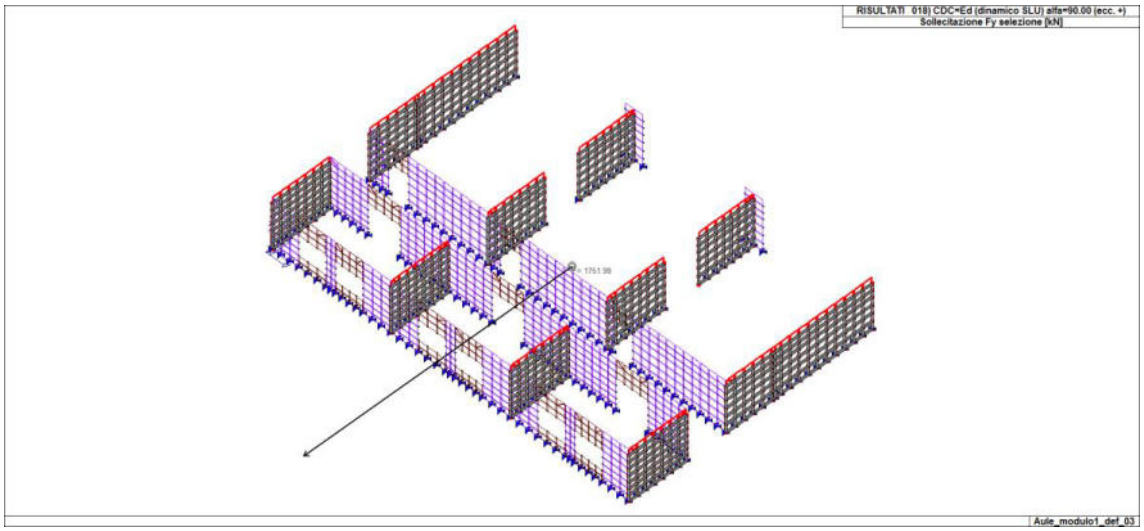


Figura 47: tagliante alla base allo SLV con sisma direzione y

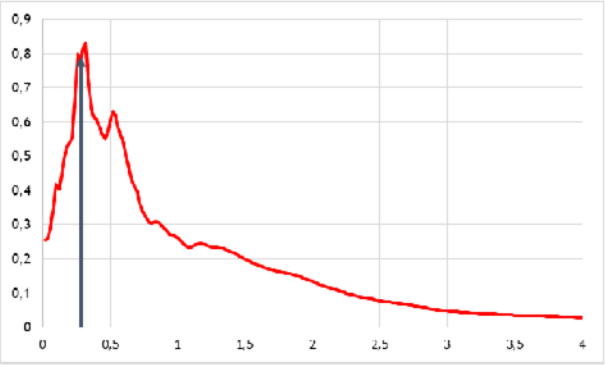
I valori ottenuti dall'analisi FEM risultano:

- sisma x: $F_{x,tot}$ = 1.539,85 kN;
- sisma y: $F_{y,tot}$ = 1.751,99 kN.

I valori riportati sono quelli massimi.

Tali valori vengono controllati attraverso un'analisi statica equivalente semplificata considerando il valore dello spettro sismico ottenuto con RSL ed adottando un coefficiente di comportamento pari a 2 come nell'analisi FEM. I principali parametri utilizzati risultano:

- H_{max} = 10,8 m pari a 3 h = 3 × 3,6 m;
- T_1 = 0,048 $H^{3/4}$ = 0,286;
- $S_e(T_1)$ da RSL = 0,790;



- q = 2;
- λ = 0,85 in quanto si hanno 3 piani.

A livello dei primi due piani si ha:

- A = 382,59 mq;
- m = (2,1 + 0,6 × 3,00)/g.

Per la copertura si ha:

- A = 382,59 mq;
- m = (1,4 + 0,0 × 1,20)/g.

Per quanto riguarda la massa delle pareti a livello dei singoli piani si considera lo sviluppo delle pareti più importanti per la loro incidenza di peso applicate a livello di baricentro. Il risultato viene riportato in forma tabellare applicando la consueta formula:

- $F_h = S_d(T_1)\ W\ \lambda/g$ con
- $F_i = F_h\ z_i\ W_i\ /\ \Sigma_j\ z_j\ W_j$.

Si trova che:

$Piano_i$	W_i	H_i	W_ih_i	F_i
[#]	[kN]	[m]	[kNm]	[kN]
1	461,74	1,80	831,12	46,59
2	1.492,10	3,60	5.371,56	301,10
3	461,74	5,40	2.493,37	139,77
4	1.492,10	7,20	10.743,13	602,21
5	461,74	9,00	4.155,62	232,94
6	535,63	10,80	5.784,76	324,27
	4.905,04		**29.379,57**	
F_h=	**1.646,88**	[kN]		

Il tagliante alla base risulta pari a 1.646,88 kN, valore molto in linea con quanto determinato per via numerica che porta alla validazione del risultato.

14. Si chiede di illustrare le verifiche SLO, verificando l'idoneità del limite 0.0075H, relativo a pareti duttili, ad esempio considerando la presenza di numerose parti vetrate;
22. Si chiede di illustrare le verifiche SLO, verificando l'idoneità del limite 0.0075H, relativo a pareti duttili, ad esempio considerando la presenza di numerose parti vetrate;
40. Si chiede di illustrare le verifiche SLO, verificando l'idoneità del limite 0.0075H, relativo a pareti duttili, ad esempio considerando la presenza di numerose parti vetrate;
47. Si chiede di illustrare le verifiche SLO, verificando l'idoneità del limite 0.0075H, relativo a pareti duttili, ad esempio considerando la presenza di numerose parti vetrate;

Per quanto riguarda la valutazione degli spostamenti, considerando che trattasi di struttura a pareti portanti in legno con pochi elementi divisori interni da realizzarsi in cartongesso e finestre ad alte prestazioni con telai in alluminio, si adotta un valore limite di verifica pari a $q_{dr} < 0{,}0075$ h, dove h è l'altezza di interpiano, come la normativa prevede per tamponature duttili a cui vengono assimilate quelle presenti. Vista la classe d'uso assunta, la valutazione degli spostamenti viene eseguita allo SLO controllando che questi siano inferiori ai 2/3 del limite soprariportato. Il limite di verifica diventa quindi 7,5 x (2/3) = 5 ovvero $q_{dr} < 0{,}005$ h.

15. La connessione prevista tra i pannelli X-Lam in corrispondenza dell'interpiano e denominata Tipo F e Tipo E nell'elaborato D_17, non rispetta quanto indicato al paragrafo 7.7.7.1 delle NTC 2018 (d>16 mm), si chiede di giustificare quanto progettato;

24. La connessione prevista tra i pannelli X-Lam in corrispondenza dell'interpiano e denominata Tipo F e Tipo E, non rispetta quanto indicato al paragrafo 7.7.7.1 delle NTC 2018 (d>16 mm), si chiede di giustificare quanto progettato;

41. La connessione prevista tra i pannelli X-Lam in corrispondenza dell'interpiano e denominata Tipo F e Tipo E, non rispetta quanto indicato al paragrafo 7.7.7.1 delle NTC 2018 (d>16 mm), si chiede di giustificare quanto progettato;

Prima di procedere alla risposta, al fine di fare chiarezza, si riporta il dispositivo normativo che recita:
"*Perni e bulloni di diametro d superiore a 16 mm non devono essere utilizzati nei collegamenti legno-legno e legno-acciaio, tranne quando essi risultano come elementi di chiusura dei connettori e tali, quindi, da non influenzare la resistenza a taglio.*"
Il dettaglio del collegamento/i viene riportata nella figura sottostante.

Il collegamento in questione risulta essere un collegamento atto a trasmettere azioni di trazione tra le due pareti senza alcuna trasmissione di taglio lasciata esclusivamente ai chiodi ϕ4x60 posti nella parte verticale. Il collegamento siffatto non trasferisce alcuna sollecitazione al legno del solaio che, in linea di principio, potrebbe risultare assente. In funzione di questo il dettato normativo perde di significato. Altrimenti si può ragionare nel modo seguente:

- azione di compressione:
  questa viene trasmessa direttamente per contatto tra legno e legno con il bullone M20 (o barra filettata ϕ20 serrata alle due estremità) avente solamente la funzione di chiusura senza alcuna funzione statica;
- azione di trazione:
  questa viene trasmessa direttamente dal bullone M20 (o barra filettata ϕ20 serrata alle due estremità) senza trasmissione della sollecitazione sul legno.

Risulta evidente come tale "unione" non sollecita il legno attraverso l'elemento di collegamento verticale da cui l'esclusione dal disposto normativo.

23. Si chiede di allegare i calcoli delle connessioni hold-down, parete/solaio, tra pareti e degli incroci (US 03L);

Le tipologie di collegamento da dimensionare e verificare per i pannelli X-lam sono:

1. il collegamento alla base delle pareti del piano terra su cordolo o platea di fondazione;
2. il collegamento di testa delle pareti al solaio in legno;
3. il collegamento alla base delle pareti dei piani superiori;
4. il collegamento laterale tra pannelli.

Nel programma di calcolo utilizzato sono stati inseriti come dati, nei criteri di progetto, i valori caratteristici dei fissaggi precedentemente dimensionati in funzione delle azioni risultanti sui pannelli stessi.

Per quanto riguarda il dimensionamento dei fissaggi al piede bisogna distinguere tra due tipologie: i collegamenti a trazione e i collegamenti a taglio. Il collegamento a trazione serve per traferire le forze verticali dovute al momento e si utilizzano fissaggi tipo hold-down e/o piastre forate. Il pannello è solidarizzato con gli elementi di fondazione in cemento armato attraverso tasselli, al fine di contrastare le azioni orizzontali sugli edifici (vento e sisma) che generano forze di scorrimento e forze di sollevamento del pannello rispetto alla fondazione. Il collegamento a taglio serve per traferire le forze orizzontali dovute al taglio e vengono utilizzati angolari ad L.

Nel nodo parete-solaio-parete deve essere ripristinata la continuità strutturale tramite sistemi di giunzione analoghi a quelli utilizzati in fondazione, elementi che consentano il collegamento del solaio intermedio con il pannello inferiore e superiore.

Il collegamento laterale tra pannelli è dimensionato per trasferire le forze di taglio che si trasmettono da un pannello all'altro in una parete sollecitata a carichi orizzontali. I pannelli parete utilizzati per il progetto del Polo dinamico presentano larghezza pari a 120 cm.

Le verifiche dei collegamenti a trazione (hold-down e piastre forate) è una verifica a presso flessione con distribuzione tipo stress-block.

La verifica delle connessioni al piede e di testa alla parete rispettivamente, viene eseguita con le formule:

- $(V/L)/(r_{vpk}*K_{mod}/\gamma_{connessioni})\leq 1$;
- $(V/L)/(r_{vtk}*K_{mod}/\gamma_{connessioni})\leq 1$;

dove r_{vpk} e r_{vtk} sono rispettivamente la resistenza caratteristica del collegamento scelto espresso in kN/m ed L è la lunghezza della parete.

Per quanto riguarda le resistenze caratteristiche dei collegamenti proposti si è preso a riferimento il materiale tecnico ETA di un produttore sul mercato, in modo da avere valori certi di riferimento.

Si riportano in allegato i documenti tecnici utilizzati per il calcolo e si riportano di seguito le verifiche eseguite mediante foglio di calcolo Excel debitamente predisposto.

PARETI PIANO TERRA:

VERIFICA COLLEGAMENTO A TRAZIONE (HOLD-DOWN)

La struttura è simmetrica lungo un asse centrale verticale, si controllano le verifiche dei collegamenti per le pareti più sollecitate, ovvero le pareti lungo gli assi L-V8 – L-V9 di lunghezza 372,5 cm (macro 4 e 8 nel modello di PRO-SAP) e per le pareti lungo l'asse L-O6 (macro 6 e 7 nel modello di PRO-SAP)

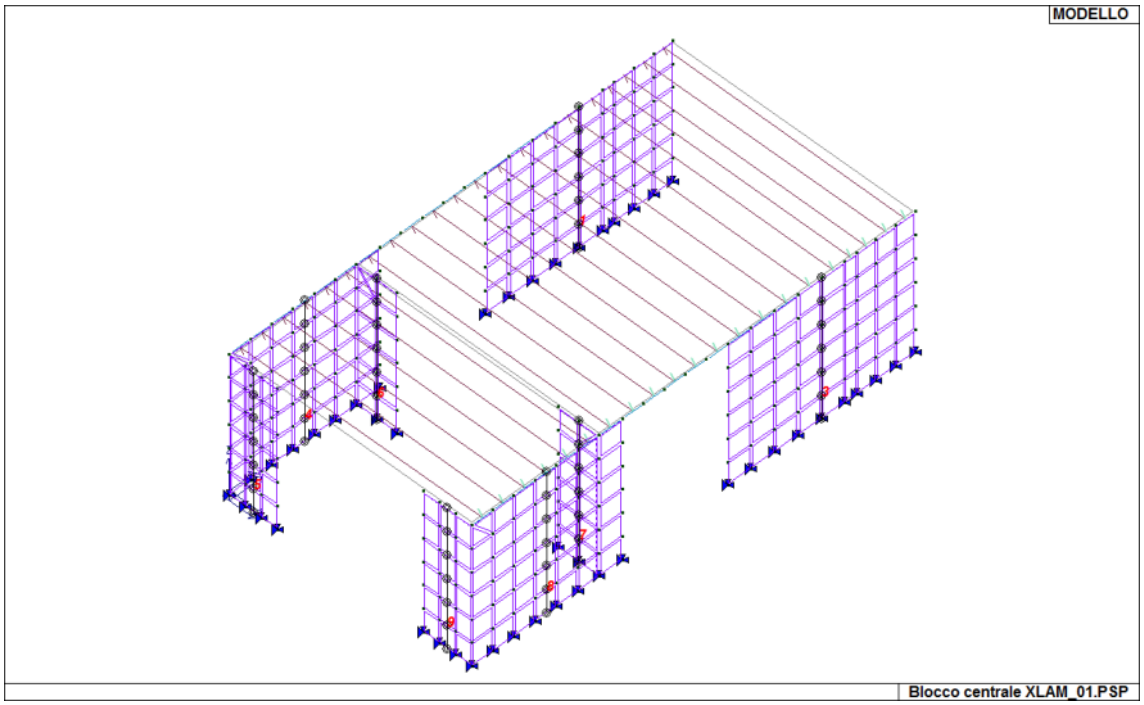


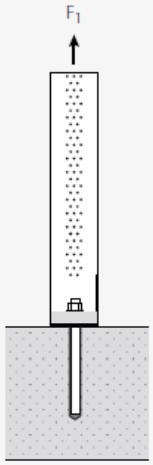
Figura 48: rappresetazione degli elementi considerati per US 03L

Geometria e Sollecitazioni:

N° macro	assi dis	L	H	s	d	V	N	M
		m	m	m	m	kN	kN	kNm
4	L-V8/9	3,73	3,50	0,16	0,10	59,00	411,52	-293,65
6	L-O6	1,08	3,50	0,16	0,10	39,00	296,63	108,08

Si ipotizza un collegamento tipo:

WHT740



VALORI CARATTERISTICI

configurazione	$R_{1,k}$ LEGNO: fissaggio fori Ø5 tipo	Ø x L [mm]	n_v [pz]	$R_{1,k\,legno}$ [kN]	rondella	$R_{1,k\,acciaio}$ [kN]	$\gamma_{acciaio}$	$R_{1,k}$ ACCIAIO: ancorante VINYLPRO Ø x L [mm]	$R_{1,k\,cls}$ [kN]	γ_{cls}	$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO NON FESSURATO: ancorante EPOPLUS Ø x L [mm]	$R_{1,k\,cls}$ [kN]	γ_{cls}
• fissaggio totale • ancorante M27 • rondella WHTBS130	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	75	117,8	WHTBS130	158,6	γ_{m2}	M27 x 400	184,0	1,5	M27 x 400	118,32	2,1
		Ø4,0 x 60	75	144,8									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	75	117,8									
		Ø5,0 x 50	75	144,8									
• fissaggio parziale • ancorante M27 • rondella WHTBS130	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	45	70,7	WHTBS130	158,6	γ_{m2}	M27 x 400	184,0	1,5	M27 x 400	118,32	2,1
		Ø4,0 x 60	45	86,9									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	45	70,7									
		Ø5,0 x 50	45	86,9									

I valori caratteristici sono stati desunti dalla scheda tecnica relativa al tipo di fissaggio scelto fornita dal Produttore. I valori caratteristici sono secondo la normativa EN 1995:2008 e in accordo a ETA-11/0086.

I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_d = min \begin{cases} \dfrac{R_{1,k\ legno} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \dfrac{R_{1,k\ acciaio}}{\gamma_{acciaio}} \\ \dfrac{R_{1,k\ cls}}{\gamma_{cls}} \end{cases}$$

I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo. I coefficienti $\gamma_{acciaio}$ e γ_{cls} sono riportati in tabella ed in accordo ai certificati del prodotto. In combinazione sismica i coefficienti utilizzati per determinare la resistenza di progetto del collegamento sono:

- $\gamma_{m,\ legno}$ = 1,5;
- k_{mod} = 1.

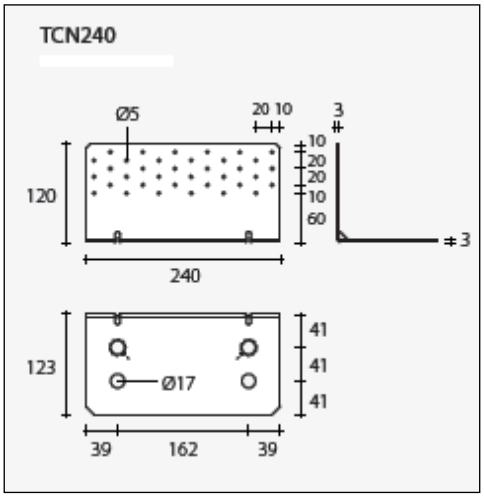
Il valore di Progetto di resistenza del collegamento in condizione sismica vale quindi:

$R_{1,d\ legno}$=	96,53	kN
$R_{1,d\ acciaio}$=	126,88	kN
$R_{1,d\ cls}$=	122,67	kN
$R_{d,coll}$=	96,53	kN

Verifica:							
N° macro	N_u^+	N_u^-	risultante	b	$M_u^{+/-}$	Verifica	# coll
	kN	kN	C (kN)	m	KNm		
4	579,20	-	-121,92	-	1.038,77	0,99	3,00
6	579,20	-	-7,03	-	271,33	0,91	3,00

VERIFICA COLLEGAMENTO A TAGLIO

Per il presidio allo scorrimento alla base e alla sommità dei pannelli si utilizzano, per il collegamento alla fondazione, angolari tipo TITAN TCN 240 con fissaggio lato calcestruzzo mediante ancorante chimico tipo VINYLPRO e tassello M16 x 160 mm di lunghezza, classe di resistenza 5.8, e fissaggio lato legno mediante chiodi Anker LBA 4 x 60.



TITAN TCN240

RESISTENZA LATO LEGNO $R_{2/3}$

configurazione su legno	tipo	fissaggio fori Ø5 Ø x L [mm]	n_v [pz]	VALORI CARATTERISTICI $R_{2/3,k\,legno}$ [kN]	VALORI AMMISSIBILI $V_{2/3,adm,legno}$ [kg]
chiodi	LBA	Ø4,0 x 60	36	30,3	1320
viti	LBS	Ø5,0 x 50	36	36,3	1580

RESISTENZA LATO CALCESTRUZZO $R_{2/3}$

configurazione su calcestruzzo	tipo ancorante (3)	fissaggio fori Ø13 Ø x L [mm]	n_{ff} [pz]	classe acciaio	VALORI CARATTERISTICI $R_{2/3,k\,cls}$ IN (1) [kN]	OUT (2) [kN]	γ_{cls}	VALORI AMMISSIBILI $V_{2/3,adm,cls}$ [kg]
• cls non fessurato • ancorante avvitabile	SKR	16 x 130	2	-	76,9	56,9	1,5	2529
• cls non fessurato • ancorante meccanico	AB1	M16 x 138	2	-	59,5	44,0	1,5	1956
• cls non fessurato • ancorante chimico	VINYLPRO	M16 x 160	2	5.8	52,7	39,0	1,25	2080
• cls fessurato • ancorante chimico	EPOPLUS	M16 x 160	2	5.8	52,7	39,0	1,25	- -

I valori caratteristici sono stati desunti dalla scheda tecnica relativa al tipo di fissaggio scelto fornita dal Produttore. I valori caratteristici sono secondo normativa EN 1995:2008 in accordo a ETA-11/0496.

I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_d = \min \begin{cases} \dfrac{R_{V\,2/3,k\,legno} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \dfrac{R_{V\,2/3,k\,cls}}{\gamma_{cls}} \end{cases}$$

I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo. Il coefficiente γcls è riportato in tabella ed in accordo ai certificati di prodotto. Utilizzando due angolari TITAN per singola giunzione disposti simmetricamente, le resistenza di progetto raddoppiano. In combinazione sismica i coefficienti utilizzati per determinare la resistenza di progetto del collegamento sono:

- $\gamma_{m,\,legno}$ = 1,5 × 1,3 (fattore sovraresistenza) = 1,95;
- k_{mod} = 1.

Per il TITAN TCN 240 Il valore di Progetto di resistenza del collegamento in condizione sismica vale quindi:

$R_{2,3,d\,legno}$=	15,54	kN
$R_{2,3,d\,cls}$=	42,16	kN
$R_{d,coll}$=	15,54	kN

La verifica segue la formula (V/L)/(n°connessioni × Rd,coll) ≤ 1 dove:

- V = azione taglio nel piano della parete;
- L = lunghezza parete.

Verifica:

N° macro	assi disegno	L	H	s	V	V/m			
		m	m	m	kN	kN/m	# coll/m	# coll/m	verifica
4	L-V8/9	3,73	3,5	0,16	59,00	15,82	1,02	2	0,51
6	L-O6	1,08	3,5	0,16	39,00	36,11	2,32	3	0,77

VERIFICA CONNESSIONI LATERALI

Per le connessioni tra i pannelli e agli incroci si utilizzano viti tipo VGZ a tutto filetto di diametro 7 mm e lunghezza 100 mm. Dalle schede tecniche fornite dal produttore si ricava il valore di resistenza caratteristico:

- $R_{v,k}$ = 2,65 kN;
- $R_d = R_{v,k}\ k_{mod}/(\gamma_m$ x fatt sovrares) = 2,65 x 1/(1,5 x 1,3) = 1,36 KN.

N° macro	assi disegno	L	H	s	V	t_v	# al m di h	passo
		m	m	m	kN	kN/m	#	cm
4	L-V8/9	3,73	3,5	0,16	59,00	15,82	3,06	32,67
6	L-O6	1,08	3,5	0,16	39,00	36,11	6.99	14.31

La simbologia della tabella pone:

- t_v = V/L;
- Numero viti = t_v / R_d;
- Passo viti = H/# viti.

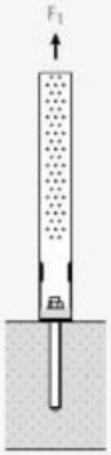
Il setto macro "6" è costituita da un pannello parete unico, avente lunghezza pari a 108 cm, la connessione tra i pannelli si traduce nella connessione di incrocio con i pannelli lungo gli assi verticali.

PARETI PIANO PRIMO:

VERIFICA COLLEGAMENTO A TRAZIONE (HOLD-DOWN)

Anche per il piano primo si verificano i collegamenti più sollecitati riportati per le pareti macro da modello FEM 2 e 16. Si ipotizza un collegamento mediante hold-down tipo WHT620 a fissaggio totale lato pannello mediante chiodi Anker LBA 4 x 60, rondella WHTBS70, bullone M20 passante il solaio a collegare il secondo angolare posizionato sotto il solaio, in sommità della parete sottostante (collegamento denominato tipo "F" negli elaborati grafici);

WHT620



VALORI CARATTERISTICI

configurazione	$R_{1,k}$ LEGNO: fissaggio fori Ø5 – tipo	Ø x L [mm]	n_v [pz]	$R_{1,k\ legno}$ [kN]	$R_{1,k}$ ACCIAIO: rondella	$R_{1,k\ acciaio}$ [kN]	$\gamma_{acciaio}$	$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO NON FESSURATO: ancorante VINYLPRO Ø x L [mm]	$R_{1,k\ cls}$ [kN]	γ_{cls}	$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO FESSURATO: ancorante EPOPLUS Ø x L [mm]	$R_{1,k\ cls}$ [kN]	γ_{cls}
• fissaggio totale • rondella WHTBS70L • ancorante M24	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	55	86,4	WHTBS70L	85,2	γ_{m2}	M24 x 270	148,98	1,8	M24 x 270 M24 x 330 (1)	70,57 90,93	2,1 2,1
		Ø4,0 x 60	55	106,2									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	55	86,4									
		Ø5,0 x 50	55	106,2									
• fissaggio parziale • rondella WHTBS70L • ancorante M24	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	33	51,8	WHTBS70L	85,2	γ_{m2}	M24 x 270	148,98	1,8	M24 x 270 M24 x 330 (1)	70,57 90,93	2,1 2,1
		Ø4,0 x 60	33	63,7									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	33	51,8									
		Ø5,0 x 50	33	63,7									
• fissaggio totale • rondella WHTBS70 • ancorante M20	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	55	86,4	WHTBS70	85,2	γ_{m2}	M20 x 240	114,35	1,8	M20 x 240	57,17	2,1
		Ø4,0 x 60	55	106,2									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	55	86,4									
		Ø5,0 x 50	55	106,2									
• fissaggio parziale • rondella WHTBS70 • ancorante M20	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	33	51,8	WHTBS70	85,2	γ_{m2}	M20 x 240	114,35	1,8	M20 x 240	57,17	2,1
		Ø4,0 x 60	33	63,7									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	33	51,8									
		Ø5,0 x 50	33	63,7									

I valori caratteristici sono stati desunti dalla scheda tecnica relativa al tipo di fissaggio scelto fornita dal Produttore. I valori caratteristici sono desunti secondo la normativa EN 1995:2008 in accordo a ETA-11/0086.

I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_d = \min \begin{cases} \dfrac{R_{k\ legno} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \dfrac{R_{k\ acciaio}}{\gamma_{acciaio}} \end{cases}$$

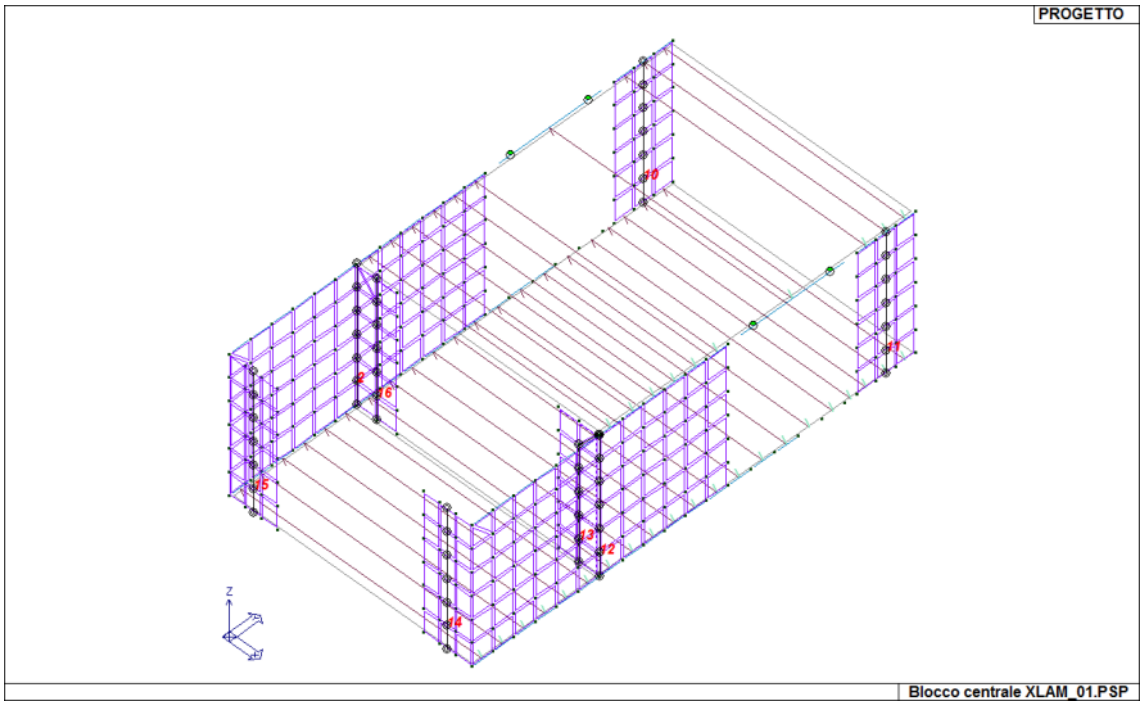
I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo.

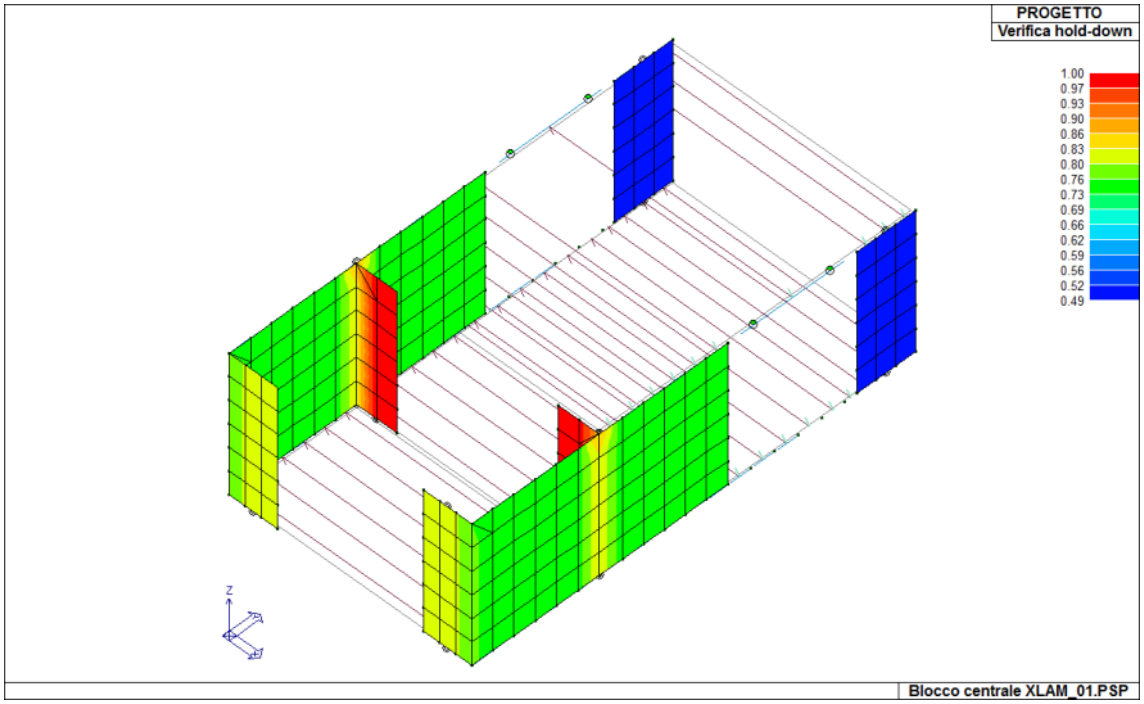
In combinazione sismica i coefficienti utilizzati per determinare la resistenza di progetto del collegamento sono:

- $\gamma_{m,\ legno}$ = 1,5;
- $\gamma_{m,acciaio}$= 1,25;
- k_{mod} = 1.

Il valore di Progetto di resistenza del collegamento in condizione sismica vale quindi:

$R_{1,d\ legno}$=	70,80	kN
$R_{1,d\ acciaio}$=	68,16	kN
$R_{d,coll}$=	68,16	kN





Geometria e Sollecitazioni:

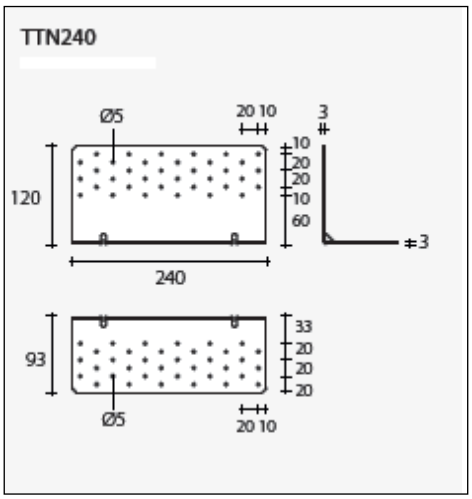
N° macro	assi dis	L	H	s	d	V	N	M
		m	m	m	m	kN	kN	kNm
2	L-V8/9	6,34	3,60	0,16	0,10	87,00	165	-871,00
16	L-O6	1,08	3,60	0,16	0,10	35,00	165,74	46,00

Verifica:							
N° macro	N_u^+	N_u^-	risultante	b	$M_u^{+/-}$	Verifica	# coll

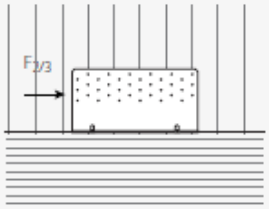
	kN	kN	C (kN)	m	kNm		
2	545,28		107,64		1692,98	0,82	4,00
16	272,64		-29,42		129,45	0,96	2,00

VERIFICA COLLEGAMENTO A TAGLIO

Per il presidio allo scorrimento alla base e alla sommità dei pannelli si utilizzano, per il collegamento al solaio di piano in legno, angolari tipo TITAN TTN 240 con fissaggio lato legno mediante 36 chiodi LBA 4 x 60, su entrambi i lati dell'angolare.



TITAN TTN240



RESISTENZA LATO LEGNO $R_{2/3}$

				VALORI CARATTERISTICI	VALORI AMMISSIBILI
	fissaggio fori Ø5			$R_{2/3,k\,legno}$	$V_{2/3,\,adm,\,legno}$
tipo	Ø x L [mm]	n_V [pz]	n_{II} [pz]	[kN]	[kg]
chiodi LBA	Ø4,0 x 60	36	36	37,9	1650
viti LBS	Ø5,0 x 50	36	36	46,7	2030

I valori caratteristici sono stati desunti dalla scheda tecnica relativa al tipo di fissaggio scelto fornita dal Produttore. I valori caratteristici sono secondo normativa EN 1995:2008 in accordo a ETA-11/0496. I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_d = \min \begin{cases} \dfrac{R_{V\,2/3,k\,legno} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \dfrac{R_{V\,2/3,k\,cls}}{\gamma_{cls}} \end{cases}$$

I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo. Il coefficiente γ_{cls} è riportato in tabella ed in accordo ai certificati di prodotto. Utilizzando due angolari TITAN per singola giunzione disposti simmetricamente, le resistenza di progetto raddoppiano.

In combinazione sismica i coefficienti utilizzati per determinare la resistenza di progetto del collegamento sono:

- $\gamma_{m,\ legno}$ = 1,5 x 1,3 (fattore sovraresistenza) = 1,95;
- k_{mod} = 1.

Per il TITAN TTN 240 Il valore di Progetto di resistenza del collegamento in condizione sismica vale quindi:

$R_{2,3,d\ legno}$=	19,44	kN
$R_{d,coll}$=	19,44	kN

La verifica segue la formula (V/L)/(n°connessioni x Rd,coll) ≤ 1 dove:

- V = azione taglio nel piano della parete;
- L = lunghezza parete.

Verifica:

N° macro	assi disegno	L	H	s	V	V/ml			
		m	m	m	kN	kN/m	# coll/m	# coll/m	verifica
2	L-V8/9	6,34	3,60	0,16	87,00	13,72	0,71	2	0,35
16	L-O6	1,08	3,60	0,16	35,00	32,41	1,67	2	0,83

VERIFICA CONNESSIONI LATERALI

Per le connessioni tra i pannelli e agli incroci si utilizzano viti tipo VGZ a tutto filetto di diametro 7 mm e lunghezza 100 mm. Dalle schede tecniche fornite dal produttore si ricava il valore di resistenza caratteristico:

- $R_{v,k}$ = 2,65 KN
- $R_d = R_{v,k}\ k_{mod}/(\gamma_m$ fatt sovrares) = 2,65 x 1/(1,5 x 1,3) = 1,36 kN.

N° macro	assi disegno	L	H	s	V	tv	# al m di h	passo
		m	m	m	kN	kN/m	#	cm
2	L-V8/9	6,34	3,60	0,16	87,00	13,72	2,66	37,66
16	L-O6	1,08	3,60	0,16	35,00	32,41	6,27	15,95

dove: La simbologia della tabella pone:

- t_v = V/L;
- Numero viti = t_v / R_d;
- Passo viti = H/# viti.

Il setto macro "16" è costituita da un pannello parete unico, avente lunghezza pari a 108 cm, la connessione tra i pannelli si traduce nella connessione di incrocio con i pannelli lungo gli assi verticali.

Si omettono le verifiche per i collegamenti del piano secondo in quanto meno gravose di quelle del piano primo, per il quale si è dimostrata la corrispondenza tra le verifiche fornite dal programma di calcolo e le verifiche manuali.

25) Nella definizione del fattore di comportamento, si chiede di verificare che lo stesso rispetti la relazione [7.3.2] delle NTC 2018, indicando il fattore q_0 adottato e considerando che la struttura risulta deformabile torsionalmente a pag. 43 e successive della relazione di calcolo US03;

La struttura in oggetto è assimilabile ad un struttura a mensola secondo quanto definito al punto 7.5.2.1 delle NTC 2018 "*strutture a mensola o a pendolo: in esse almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione oppure la dissipazione di energia è localizzata principalmente alla base. Strutture ad un solo piano che posseggano più di una colonna, con le estremità superiori delle colonne collegate nelle direzioni principali dell'edificio e con il valore del carico assiale normalizzato della colonna non maggiore di 0,3 in alcun punto, possono essere considerate strutture a telaio*", in quanto la dissipazione dell'energia è localizzata in corrispondenza del collegamento alla base (a tal proposito si rimanda alla risposta della richiesta numero 30 in cui si riporta il dimensionamento, con relativa verifica, del collegamento alla base in cui si prevede di concentrare la sovraresistenza).

Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate Strutture con controventi eccentrici	5,0 α_u/α_1	4,0
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 α_u/α_1	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 α_u/α_1	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0

Come riportato in tabella per le strutture a mensola o a pendolo inverso progettate in CD"B" il valore del fattore di comportamento q_0 è pari a 2; a favore di sicurezza si è adottato un valore ridotto pari a.

Il discorso relativo alla struttura non deformabile torsionalmente non è stato preso in considerazione per il fatto che in tabella, per le strutture in acciaio, non è contemplata questa tipologia. Se si volesse fare un parallelismo con i valori previsti per le strutture deformabili torsionalmente, che la normativa riporta esclusivamente per quelle con struttura sismoresistente in calcestruzzo, si ritrova un valore di q_0 pari a 2 da cui il valore adottato risulta ancora cautelativo.

La sovraresistenza richiesta per l'applicazione del coefficiente di comportamento, vista la particolarità della tipologia strutturale, viene affidata interamente al collegamento di base che risulta essere l'unico in grado di permettere plasticizzazioni. Nel seguito si riporta la verifica in dettaglio del collegamento in oggetto in cui si evidenzia il comportamento dissipativo.

26) Si chiede il calcolo dei collegamenti degli elementi principali della scala in acciaio;

Al fine di dare maggiore leggibilità a quanto richiesto, si riportano due verifiche dei nodi più significativi in cui sono presenti le sollecitazioni massime. Nel caso specifico si riportano le verifiche di un nodo di collegamento tra la colonna ed il traverso e quello relativo ad un controvento e la colonna. Nel seguito si riportano le verifiche in modo esplicito ma prima occorre far osservare come la geometria dell'elemento strutturale subisce modifica per l'inserimento degli elementi orizzontali di controventamento, operazione già in fase di modifica in variante e posta come richiesta nei punti successivi. Le verifiche che si riportano, quindi, tengono già conto di quanto modificato.

COLLEGAMENTO PILASTRO HEB 200-TRAVE HEB 200

Il collegamento tra la colonna HEB200 e la trave HEB 200 viene realizzato tramite flangia, realizzata con due spezzoni di angolare, e l'uso di 4 bulloni M16 classe 8.8 posti su due file a distanza 60 mm.

Le sollecitazioni massime risultano:

- M_{Sd} = 9,62 kNm;
- V_{Sd} = 55,00 kN.

Considerato la distanza tra le due file di bulloni, il momento sollecitante genera un'azione di trazione su ciascuna delle due file pari a:

- T_{Sd} = 9,62/0,06 = 160,33 kN.

Da cui ogni singolo bullone è soggetto alle seguenti sollecitazioni di trazione e taglio:

- $T_{Sd,b}$ = 160,33/2 = 80,17 kN;
- $V_{Sd,b}$ = 55,00/4 = 13,75 kN.

La resistenza a trazione del singolo bullone M16 Classe 8.8 vale:

- $F_{T,Rd} = (0,9\ A_{res}\ f_{tk})/\ \gamma_{M2}$ = 90,43 kN.

La resistenza a taglio del singolo bullone M16 Classe 8.8 vale:

- $F_{V,Rd} = (0,6\ A_{res}\ f_{tk})/\ \gamma_{M2}$ = 60,28 KN

Da cui si ha che:

- $V_{Sd,b}/F_{V,Rd}$ = 13,75/60,28 = 0,23 < 1 **Verifica positiva**
- $T_{Sd,b}/F_{T,Rd}$ = 80,17/90,43 = 0,89 > 1 **Verifica positiva**
- $(V_{Sd,b}/F_{V,Rd}) + (T_{Sd,b}/1,4 \times F_{T,Rd})$ = (13,75/60,28) + (80,17/1,4 x 90,43) = 0,86 < 1 **Verifica positiva**

La verifica a rifollamento viene eseguita a livello di angolare L80x80x8 che rpesenta lo spessore minore.

La sollecitazione di taglio sul singolo bullone vale:

- $V_{Sd,B}$ = 55,00 KN

La resistenza di progetto a rifollamento del piatto vale:

- $F_{b,Rd} = (k\ \alpha\ f_{tk}\ d\ t)/\gamma_{M2}$

Nel caso in esame il valore di α viene determinato solo per bulloni di bordo in quanto essendo disposti su una sola fila non sono presenti bulloni interni. Di seguito si riporta la verifica in forma tabellare:

COLONNA HEB200 -TRAVE HEB200			* solo bulloni di bordo perché disposti su una sola fila
Verifica a rifollamento piatto			
d=	16	mm	Diametro nominale bullone
t=	8	mm	Spessore piastra
f_{tk}=	430	N/mm^2	Resistenza a rottura piastra
e_1=	30	mm	Figura 4.2.5
d_0=	17	mm	
f_{tbk}=	800	N/mm^2	Resistenza a rottura bullone
α_1=	0,59	#	
α_2=	1,86	#	
α_3=	1,00	#	
α=	0,59	#	
e_2=	34	mm	Figura 4.2.5
k_1=	3,90	#	
k_2=	2,5	#	
k=	2,5	#	
γ_{M2}=	1,25	#	
F_{bRd}=	64,75	KN	
$T_{sd,B}$=	55	KN	
F.S.=	1,18	#	

Si procede alla verifica a punzonamento del piatto.

La sollecitazione di trazione sul singolo bullone vale:

- $T_{Sd,B}$ = 80,17 kN.

La resistenza di progetto a punzonamento del piatto vale:

- $B_{p,Rd} = (0,6\ \pi\ d_m\ t_p\ f_{tk})/\gamma_{M2}$.

Di seguito si riporta la verifica in forma tabellare:

COLONNA HEB200 -TRAVE HEB200			
Verifica a punzonamento piatto			
d_m=	24	mm	Diametro nominale testa bullone
t_p=	8	mm	Spessore piastra
f_{tk}=	430	N/mm^2	Resistenza a rottura piastra
γ_{M2}=	1,25	#	
B_{pRd}=	124,43	KN	
$T_{sd,B}$=	80,17	KN	
F.S.=	1,55	#	

Come si può osservare il collegamento risulta verificato nella sua interezza.

COLLEGAMENTO CONTROVENTI UPN 100-PILASTRO HEB 200

Il collegamento tra i controventi UPN100 e le colonne HEB200 viene realizzato mediante 3 bulloni M12 Classe 8.8. Sul controvento è presente la sola sollecitazione di sforzo normale, che diventa un'azione di taglio per i bulloni, pari a:

- N_{Sd} = 85,00 KN

Da cui ogni singolo bullone è soggetto alla seguente sollecitazione di taglio:

- $T_{Sd,b}$ = 85,00/3 = 28,33 KN

La resistenza a taglio del singolo bullone M12 Classe 8.8 vale:

- $F_{T,Rd} = (0,6\ A_{res}\ f_{tk})/\ \gamma_{M2}$ = 32,37 kN.

Da cui si ha che:

- $T_{Sd,b}/F_{T,Rd}$ = 28,33/32,37 = 0,88 < 1 **Verifica positiva**

Si procede alla verifica a punzonamento del piatto.

La sollecitazione di taglio sul singolo bullone vale:

- $T_{Sd,B}$ = 28,33 kN.

La resistenza di progetto a rifollamento del piatto vale:

- $F_{b,Rd} = (k\ \alpha\ f_{tk}\ d\ t)/\gamma_{M2}$

Nel caso in esame il valore di α viene determinato solo per bulloni di bordo in quanto essendo disposti su una sola fila non sono presenti bulloni interni. Di seguito si riporta la verifica in forma tabellare:

COLONNA HEB200-CONTROVENTI UPN100			* solo bulloni di bordo perché disposti su una sola fila					
Verifica a rifollamento piatto								
d=	12	mm	Diametro nominale bullone					
t=	6	mm	Spessore piastra					
f_{tk}=	430	N/mm^2	Resistenza a rottura piastra					
e_1=	40	mm	Figura 4.2.5					
d_0=	13	mm						
f_{tbk}=	800	N/mm^2	Resistenza a rottura bullone					
α_1=	1,03	#						
α_2=	1,86	#						
α_3=	1,00	#						
α=	1,00	#						
e_2=	40	mm	Figura 4.2.5					
k_1=	6,92	#						
k_2=	2,5	#						
k=	2,5	#						
γ_{M2}=	1,25	#						
F_{bRd}=	61,92	KN						
$T_{sd,B}$=	28,33	KN						
F.S.=	2,19	#						

Come si può osservare il collegamento risulta verificato nella sua interezza.

27) Si chiede di esplicitare se i controventi siano verificati a compressione o se sia stato considerato uno sforzo doppio agente sugli stessi a trazione;

La verifica dei controventi è stata eseguita sia a compressione che a trazione. A compressione non si è tenuto conto di uno sforzo doppio della trazione.
La modellazione ha previsto l'adozione, per gli elementi di controvento, di elementi tipo aste bilaterali da cui la verifica degli elementi compressi risulta complessiva della stabilità assiale e, come già riportato nei tabulati di calcolo, con esito positivo.

28) Nei tabulati allegati a pag. 135 della relazione US03 e successive paiono essere presenti numerosi elementi non sollecitati. Si chiede di verificare i risultati;

I tabulati sono stati attentamente ricontrollati; risultano presenti passaggi dove vengono indicati elementi apparentemente non sollecitati. In realtà tale evenienza è dovuta al fatto che trattasi di verifiche che il programma non svolge in quanto non richieste. Questo perché, per scelta progettuale, la struttura dissipa alla base, e quindi la duttilità non deve essere garantita per gli elementi. La struttura, essendo modellata con cerniere, dissipa energia mediante cerniere plastiche che si creano nel collegamento e non sull'elemento, a differenza di quanto può accadere nelle strutture a telaio in cemento armato. In definitiva non essendo elementi strutturali dissipativi non risulta necessario svolgere le verifiche [7.5.4],[7.5.5], [7.5.6], [7.5.9] indicate nelle NTC 2018 e, di conseguenza, la tabella con valori nulli.

29) Si chiede di validare i risultati ottenuti, come richiesto al paragrafo 10.2.1 delle NTC 2018, confrontando i risultati ottenuti dall'analisi, con quelli desunti da semplici calcoli manuali considerando lo sforzo assiale agente sugli elementi per area di influenza, definito manualmente, confrontandolo con lo sforzo assiale ottenuto dal modello FEM;

Nel seguito viene riportata la valutazione manuale dello sforzo assiale sul pilastro S5-SG, valutazione che viene condotta attraverso l'ausilio dell'area di influenza dell'elemento in esame. Al fine della determinazione dello sforzo assiale agente sulla colonna, si considerano i seguenti carichi:

1. Peso proprio degli elementi strutturali;
2. Incidenza delle tamponature presenti che risulta essere pari a $g_{k,2} \approx 3{,}00$ kN/m.

<u>Valutazione del peso proprio del pilastro:</u>

P.P. = p_{HEB200} L_{HEB200} = = 0,613 kN/m x 13,50 ml = 8,28 kN.

<u>Valutazione del peso proprio delle travi:</u>

P.P.$_{travi}$ = p_{HEB200} L_{HEB200} $\#_{travi}$ =0,613 kN/m x 0,8 ml x 6= 2,94 kN.

<u>Valutazione del peso proprio della trave in legno:</u>

P.P.$_{trave16x40}$ = $P_{trave16x40}$ $A_{trave16x40}$ $L_{trave16x40}$ = 6,00 kN/mc x 0,064 mq x 4 m = 1,53 kN.

<u>Valutazione del peso dei tamponamenti:</u>

$G_{k_tamponamenti}$ = P_{Tamp} x L_{Tamp} x n°_{Tamp}= 3,00 kN/m x 0,8 ml x 6 = 14,40 kN.

La somma di tutti questi elementi fornisce un valore di sforzo normale alla base pari a N = 27,15 kN.

Il valore di sforzo assiale alla base ottenuto nel modello FEM in combinazione SLE, ovvero senza alcuna fattorizzazione dei carichi, e come si può vedere nella figura seguente, è pari a N_{FEM}=26,46 kN. Risulta immediato osservare come i due valori risultano pressoché uguali.

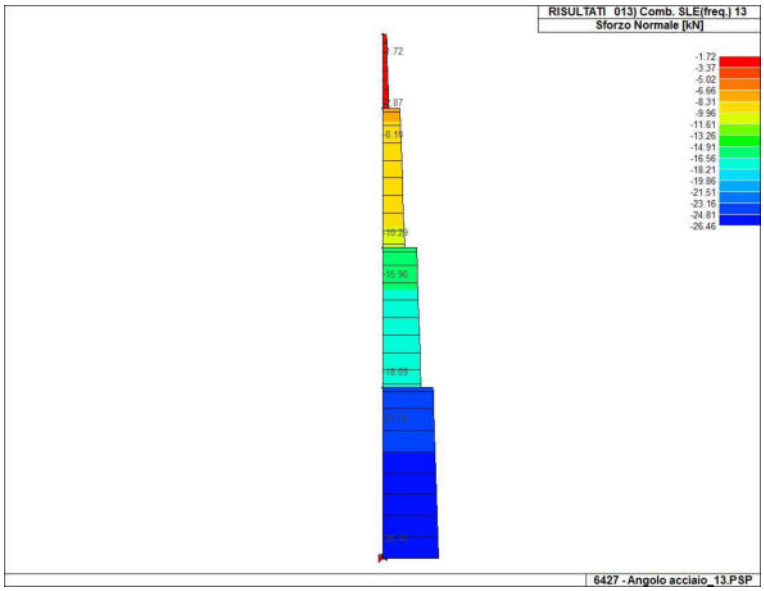


Figura 49: Sforzo assiale ottenuto dal modello FEM

30. Si chiede per l'US 05 di allegare anche il calcolo del collegamento alla base;

Anche se la richiesta viene riferita esclusivamente per la US 05, in continuità ed analogia a quanto già riportato nella relazione di calcolo originaria, il collegamento alla base viene dimensionato per l'elemento che presenta le massime sollecitazioni relativamente a tutte le US costituenti il Polo Dinamico e che presentano il medesimo dettaglio. Il collegamento viene eseguito mediante una piastra saldata al profilo e fissata alla platea mediante 8 barre filettate di cl. 6.8 tipo M20. La scelta di barre filettate cl. 6.8 è proprio dettata dalla necessità di dissipare in quel nodo. Si riporta il tabulato di calcolo del software utilizzato.

Coefficienti di sicurezza utilizzati

- γ_{M0} = 1.05
- γ_{M1} = 1.10
- γ_{M2} = 1.25

Colonna

- Tipo di profilo: HEB 200
- Materiale: Acciaio S275 f_y = 275 N/mm^2 f_t = 430 N/mm^2 γ_{ov} = 1.25
- Classe sezione: 1

Flangia:

- Materiale: Acciaio S275 f_y = 275 N/mm^2 f_t = 430 N/mm^2 γ_{ov} = 1.25
- Dimensioni (B x H x Sp): 450.0 x 450.0 x 25.0 mm
- Spessore nervature verticali: 15.0 mm
- Spessore nervature orizzontali: 15.0 mm

Bullonature:

- Viti cl. 6.8 Dadi 6 o 8 (f_{yb} = 480 N/mm^2, f_{tb} = 600 N/mm^2)
- Diametro Ø = 20 mm A_{res} = 245.0 mm^2 (ridotta per filettatura)
- Diametro foro $Ø_0$ = 21 mm

Saldature:

- Materiale: Acciaio S275 f_y = 275 N/mm^2 f_t = 430 N/mm^2 β_1 = 0.70 β_2 = 0.85
- Spessore cordoni d'angolo s_c = 8 mm

Sollecitazioni:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
42.19	3858.2	1573.8	356000.0	-2765000.0	-15460000.0	29157.0
42.20	2537.1	972.6	167900.0	-1408000.0	-10030000.0	20088.0
42.21	-2518.3	-1030.9	-242600.0	1568000.0	9797000.0	-20144.0
42.22	-3839.4	-1632.1	-430700.0	2925000.0	15220000.0	-29213.0
42.23	3800.3	1612.2	378100.0	-2931000.0	-15290000.0	28820.0
42.24	2595.0	934.2	145800.0	-1242000.0	-10210000.0	20424.0
42.25	-2576.2	-992.5	-220500.0	1402000.0	9969000.0	-20481.0
42.26	-3781.5	-1670.5	-452800.0	3091000.0	15050000.0	-28876.0
42.27	3096.7	1795.4	382000.0	-2939000.0	-13230000.0	18800.0
42.28	1775.6	1194.2	193900.0	-1582000.0	-7802000.0	9731.0
42.29	-1756.9	-1252.5	-268500.0	1742000.0	7566000.0	-9787.0
42.30	-3078.0	-1853.7	-456700.0	3099000.0	12990000.0	-18856.0
42.31	3038.8	1833.8	404100.0	-3105000.0	-13060000.0	18463.0

42.32	1833.5	1155.8	171800.0	-1416000.0	-7974000.0	10067.0
42.33	-1814.8	-1214.1	-246400.0	1576000.0	7738000.0	-10124.0
42.34	-3020.1	-1892.1	-478800.0	3265000.0	12820000.0	-18519.0
42.35	3167.7	1363.6	366000.0	-2832000.0	-12950000.0	22482.0
42.36	-1236.0	-640.5	-261100.0	1692000.0	5140000.0	-7749.0
42.37	1254.7	582.1	186400.0	-1532000.0	-5377000.0	7692.0
42.38	-3148.9	-1421.9	-440700.0	2992000.0	12720000.0	-22539.0
42.39	2939.2	1430.0	373800.0	-2885000.0	-12280000.0	19375.0
42.40	-1464.4	-574.0	-253300.0	1640000.0	5810000.0	-10856.0
42.41	1483.2	515.7	178600.0	-1480000.0	-6046000.0	10799.0
42.42	-2920.5	-1488.3	-448400.0	3044000.0	12050000.0	-19432.0
42.43	2974.7	1491.5	439700.0	-3386000.0	-12380000.0	21360.0
42.44	-1043.0	-768.4	-334800.0	2246000.0	4566000.0	-6626.0
42.45	1061.7	710.1	260100.0	-2086000.0	-4803000.0	6570.0
42.46	-2955.9	-1549.8	-514300.0	3546000.0	12140000.0	-21416.0
42.47	2746.2	1558.0	447500.0	-3438000.0	-11710000.0	18253.0
42.48	-1271.4	-701.9	-327000.0	2194000.0	5236000.0	-9733.0
42.49	1290.1	643.6	252300.0	-2034000.0	-5472000.0	9677.0
42.50	-2727.5	-1616.3	-522100.0	3598000.0	11470000.0	-18309.0
42.115	4651.6	1902.7	437200.0	-3352000.0	-18630000.0	35165.0
42.116	3059.5	1177.2	210000.0	-1713000.0	-12080000.0	24273.0
42.117	-3040.8	-1235.5	-284600.0	1873000.0	11850000.0	-24330.0
42.118	-4632.8	-1961.0	-511800.0	3512000.0	18400000.0	-35221.0
42.119	4581.7	1950.1	464100.0	-3555000.0	-18430000.0	34758.0
42.120	3129.4	1129.8	183000.0	-1511000.0	-12290000.0	24680.0
42.121	-3110.7	-1188.1	-257700.0	1671000.0	12050000.0	-24736.0
42.122	-4562.9	-2008.4	-538800.0	3714000.0	18190000.0	-34815.0
42.123	3739.7	2179.5	470200.0	-3574000.0	-15970000.0	22640.0
42.124	2147.6	1454.0	243000.0	-1935000.0	-9425000.0	11748.0
42.125	-2128.9	-1512.3	-317600.0	2095000.0	9189000.0	-11805.0
42.126	-3720.9	-2237.8	-544800.0	3734000.0	15740000.0	-22697.0
42.127	3669.8	2226.9	497100.0	-3776000.0	-15770000.0	22234.0
42.128	2217.5	1406.6	216000.0	-1733000.0	-9631000.0	12155.0
42.129	-2198.8	-1465.0	-290700.0	1892000.0	9395000.0	-12212.0
42.130	-3651.0	-2285.2	-571800.0	3936000.0	15530000.0	-22290.0
42.131	3816.7	1650.8	449600.0	-3436000.0	-15610000.0	27049.0
42.132	-1490.2	-767.6	-307700.0	2028000.0	6226000.0	-9257.0
42.133	1508.9	709.3	233100.0	-1868000.0	-6462000.0	9201.0
42.134	-3797.9	-1709.1	-524300.0	3596000.0	15370000.0	-27105.0
42.135	3543.1	1733.8	459500.0	-3502000.0	-14810000.0	23292.0
42.136	-1763.8	-684.6	-297800.0	1962000.0	7023000.0	-13014.0
42.137	1782.5	626.3	223200.0	-1802000.0	-7259000.0	12958.0
42.138	-3524.3	-1792.1	-534200.0	3662000.0	14570000.0	-23348.0
42.139	3583.6	1808.6	539400.0	-4110000.0	-14920000.0	25694.0
42.140	-1257.2	-925.5	-397500.0	2702000.0	5539000.0	-7902.0
42.141	1275.9	867.2	322900.0	-2542000.0	-5775000.0	7845.0
42.142	-3564.9	-1866.9	-614100.0	4270000.0	14680000.0	-25750.0
42.143	3310.0	1891.7	549300.0	-4176000.0	-14120000.0	21936.0
42.144	-1530.7	-842.4	-387600.0	2636000.0	6337000.0	-11659.0
42.145	1549.5	784.1	313000.0	-2476000.0	-6573000.0	11603.0
42.146	-3291.3	-1950.0	-624000.0	4336000.0	13890000.0	-21993.0

Calcolo resistenze

Resistenza a trazione dei bulloni $F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$ 105859.1 N

Resistenza a punzonamento flangia $B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$ 486318.5 N

Bull.	$F_{f,Rd}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]
1	143758.9	105859.1
2	146748.2	105859.1
3	143758.9	105859.1
4	137661.3	105859.1
5	137661.3	105859.1
6	143758.9	105859.1
7	146748.2	105859.1
8	143758.9	105859.1

Legenda

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

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

Resistenza a taglio dei bulloni $F_{vb,Rd} = 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$ 58810.6 N

Bull.	$F_{bf,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bf,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	348095.3	58810.6	409523.8	58810.6
2	348095.3	58810.6	430000.0	58810.6
3	348095.3	58810.6	409523.8	58810.6
4	430000.0	58810.6	409523.8	58810.6
5	430000.0	58810.6	409523.8	58810.6
6	348095.3	58810.6	409523.8	58810.6
7	348095.3	58810.6	430000.0	58810.6
8	348095.3	58810.6	409523.8	58810.6

Legenda

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

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

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

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

Verifiche sui bulloni

1-Taglio e trazione (Nodo n. 42, CMB n. 143)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_1	VER
1	174.00	-165.00	472.4	58810.6	50399.9	105859.1	0.348106	Ok
2	174.00	0.00	467.0	58810.6	64662.5	105859.1	0.444252	Ok
3	174.00	165.00	461.8	58810.6	78925.1	105859.1	0.540400	Ok
4	0.00	-165.00	481.8	58810.6	54399.9	105859.1	0.375257	Ok
5	0.00	165.00	471.4	58810.6	82925.1	105859.1	0.567555	Ok
6	-174.00	-165.00	491.4	58810.6	58399.9	105859.1	0.402409	Ok

7	-174.00	0.00	486.2	58810.6	72662.5	105859.1	0.498558	Ok
8	-174.00	165.00	481.2	58810.6	86925.1	105859.1	0.594710	Ok

2-Trazione (Nodo n. 42, CMB n. 143)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_2	VER
1	174.00	-165.00	50399.9	105859.1	0.476103	Ok
2	174.00	0.00	64662.5	105859.1	0.610836	Ok
3	174.00	165.00	78925.1	105859.1	0.745568	Ok
4	0.00	-165.00	54399.9	105859.1	0.513889	Ok
5	0.00	165.00	82925.1	105859.1	0.783354	Ok
6	-174.00	-165.00	58399.9	105859.1	0.551676	Ok
7	-174.00	0.00	72662.5	105859.1	0.686408	Ok
8	-174.00	165.00	86925.1	105859.1	0.821140	Ok

Legenda

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

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

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

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

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

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

VER $\rightarrow$ $FV_i \leq 1$

Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)

Si considera la sezione di gola (avente altezza $a = s_c / 2^{0.5} = 5.657$) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm^2.

Verifica formula (4.2.84) (Nodo n. 42, CMB n. 142)

Cordoni	$n_\perp$	$t_\perp$	$\tau_\parallel$	FV_1	VER_1
Nerv. verticale lato destro esterno	-42.97	0.00	-0.32	42.98	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona inferiore	-23.25	0.00	-0.32	23.25	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona inferiore	-26.31	0.00	-0.32	26.32	Ok
Nerv. verticale lato sinistro esterno	-46.69	0.00	-0.32	46.69	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro esterno	-23.15	0.00	-0.22	23.16	Ok
Ala inferiore esterno	-26.67	0.00	-0.22	26.67	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro esterno	-28.64	0.00	-0.22	28.64	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	-24.40	0.00	-0.22	24.40	Ok
Ala inferiore interno lato destro	-25.98	0.00	-0.22	25.98	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	-27.91	0.00	-0.22	27.91	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	-29.88	0.00	-0.22	29.88	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	-34.39	0.00	-0.32	34.39	Ok
Anima lato destro	-35.32	0.00	-0.32	35.32	Ok
Anima lato sinistro	-35.32	0.00	-0.32	35.32	Ok

Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	-37.45	0.00	-0.32	37.45	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	-34.29	0.00	-0.22	34.29	Ok
Ala superiore interno lato destro	-35.88	0.00	-0.22	35.88	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	-37.81	0.00	-0.22	37.81	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	-39.78	0.00	-0.22	39.78	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro esterno	-35.54	0.00	-0.22	35.54	Ok
Ala superiore esterno	-39.05	0.00	-0.22	39.05	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro esterno	-41.02	0.00	-0.22	41.02	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona superiore	-43.30	0.00	-0.32	43.30	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona superiore	-46.36	0.00	-0.32	46.36	Ok

Verifica formula (4.2.85) (Nodo n. 42, CMB n. 142)

Cordoni	$n_\perp$	$t_\perp$	$\tau_\parallel$	FV_2	VER_2
Nerv. verticale lato destro esterno	-42.97	0.00	-0.32	42.97	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona inferiore	-23.25	0.00	-0.32	23.25	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona inferiore	-26.31	0.00	-0.32	26.31	Ok
Nerv. verticale lato sinistro esterno	-46.69	0.00	-0.32	46.69	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro esterno	-23.15	0.00	-0.22	23.15	Ok
Ala inferiore esterno	-26.67	0.00	-0.22	26.67	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro esterno	-28.64	0.00	-0.22	28.64	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	-24.40	0.00	-0.22	24.40	Ok
Ala inferiore interno lato destro	-25.98	0.00	-0.22	25.98	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	-27.91	0.00	-0.22	27.91	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	-29.88	0.00	-0.22	29.88	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	-34.39	0.00	-0.32	34.39	Ok
Anima lato destro	-35.32	0.00	-0.32	35.32	Ok
Anima lato sinistro	-35.32	0.00	-0.32	35.32	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	-37.45	0.00	-0.32	37.45	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	-34.29	0.00	-0.22	34.29	Ok
Ala superiore interno lato destro	-35.88	0.00	-0.22	35.88	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	-37.81	0.00	-0.22	37.81	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	-39.78	0.00	-0.22	39.78	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro esterno	-35.54	0.00	-0.22	35.54	Ok
Ala superiore esterno	-39.05	0.00	-0.22	39.05	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro esterno	-41.02	0.00	-0.22	41.02	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona superiore	-43.30	0.00	-0.32	43.30	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona superiore	-46.36	0.00	-0.32	46.36	Ok

Legenda

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

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

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

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

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

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

Verifiche a flessione piastra in zona compressa

Sezione parallela a X a filo della colonna (Nodo n. 42, CMB n. 142)

Pressione media a bordo piastra p_{med} = 4,04 N/mm^2

Carico lineare sbalzo q_{lin} = 1818,13 N/mm

Lunghezza sbalzo L_s = 125,0 mm

Modulo di resistenza minimo W_{min} = 167424,8 mm^3

Momento resistente $M_{p,Rd}$ = 43849340,0 N mm

Momento massimo $M_{p,Ed}$ = 14204100,0 N mm

$M_{p,Ed} / M_{p,Rd}$ = 0,323930 Ok

Sezione parallela a Y a filo della nervatura verticale (Nodo n. 42, CMB n. 146)

Pressione media a bordo piastra p_{med} = 3,40 N/mm^2

Carico lineare sbalzo q_{lin} = 1530,39 N/mm

Lunghezza sbalzo L_s = 110,0 mm

Modulo di resistenza minimo W_{min} = 167424,8 mm^3

Momento resistente $M_{p,Rd}$ = 43849340,0 N mm

Momento massimo $M_{p,Ed}$ = 9258869,0 N mm

$M_{p,Ed} / M_{p,Rd}$ = 0,211152 Ok

Verifica del momento di progetto del giunto (Nodo n. 42, CMB n. 115)

Momento resistente del giunto $M_{j,Rd}$ = 190546400.0 N mm

Momento di progetto $M_{j,Ed}$ = 18630000.0 N mm

$M_{j,Ed} / M_{j,Rd}$ = 0.097771 Ok

Controllo sovra-resistenza collegamento

Momento resistente plastico della colonna $M_{c,pl,Rd}$ = 168273800.0 N mm

$M_{j,Rd} \geq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{c,pl,Rd}$ $\rightarrow$ 190546400.0 > 188774945.3 Ok

La modificazione dello schema di controventamento con l'inserimento dei traversi orizzontali ha comportato un incremento della rigidezza con valori più elevati delle sollecitazioni alla base. Per ovviare al problema e garantire la sovraresistenza si è provevduto ad aumentare lo spessore della piastra da 20 a 25 mm.

Si vuole altresì notare che la sollecitazione predominante, a cui è soggetta la struttura, risulta essere lo sforzo normale; questo comporta una riduzione del momento plastico della membratura relativa al collegamento alla base.

Tutte queste valutazioni assegnano una sovraresistenza del collegamento alla base che risulta essere il punto dove si localizza la dissipazione dell'intera struttura.

Si passa, infine, alla verifica a sfilamento della barra calcolando preliminarmente il valore resistente dell'aderenza tra acciaio e calcestruzzo. Nella attuale normativa (NTC 2018) tale valore viene calcolato mediante la formula f_{bk} =2,25 η_1 η_2 f_{ctk}, dove η_1 e η_2 possono essere assunti pari a 1, essendo in condizioni di buona aderenza e il diametro della barra risulta essere minore di 32 mm. Gli altri parametri risultano:

- f_{ctk} = 0,7 x 0,30 x $f_{ck}^{2/3}$ = 1,79 N/mmq;
- f_{bd} = f_{bk}/γ_c = 2,69 N/mmq.

La lunghezza minima richiesta del tirafondo risulta L_{bd} = $T_{Sd,B}$/ (f_{bd} π d) = 626 mm.

Visto che la lunghezza del tirafondo risulta superiore allo spessore della fondazione si procede con ancoraggi alternativi alla sola aderenza. Si prevede di inserire un piatto circolare alla base della barra del diametro di 120 mm e spessore 20 mm. Tale elemento funziona da ancora nel calcestruzzo agendo sullo stesso con una pressione di contatto pari al rapporto tra lo sforzo previsto sulla barra e l'area di contatto. Nel caso in esame si trova che l'area di contatto è pari a A_{cont} = (ϕ_{piatto}^2 - ϕ_{barra}^2)π/4 = 10.996 mmq da cui, considerando il piatto infinitamente rigido, si trova una pressione di contatto sul calcestruzzo pari a σ_{cont} =$N_{Sd,max}/A_{cont}$ = 9,63 N/mmq, valore non particolarmente elevato per il calcestruzzo. A livello di piatto si calcolano le sollecitazione considerando la lastra circolare caricata con pressione uniforme ed "incastrata" nella parte centrale. Tale problema è stato risolto in forma chiusa e trova bibliografia nel terzo volume di "Scienza delle Costruzioni" di Odone Belluzzi (si veda esercizio 1175). Applicando le formule riportate si trova che il momento massimo radiale è pari a m_{Sd} = -24.460,72 Nmm/mm. La lastra presenta uno spessore di 20 mm da cui, considerando un comportamento plastico, si trova m_{Rd} = 26.190,48 Nmm/mm con verifica positiva.

31. Si chiede di rappresentare compiutamente i controventi di parete previsti per la scala e di predisporre i dettagli delle connessioni dei controventi ai pilastri in acciaio;
32. Non è presente il traverso in corrispondenza dei controventi, si chiede di prevedere detto elemento;

Trattandosi di chiarimenti relativi ad elaborati grafici si allegano disegni relativi. Nello specifico si hanno 4 elaborati grafici aggiornati ed uno di nuova redazione. Nello specifico:

Elaborato	Data	Revisione
ST-D 28	Ottobre 2019	Rev. 03/2019
ST-D 29	Ottobre 2019	Rev. 03/2019
ST-D 32	Ottobre 2019	Rev. 03/2019
ST-D 37	Ottobre 2019	Rev. 03/2019
ST-D 1I	Ottobre 2019	

48. La parete L -V17 pare non avere collegamenti ai solai di piano (Tavv 24 e 25);

Trattandosi di chiarimenti relativi ad elaborati grafici si allegano disegni relativi. Nello specifico si hanno 2 elaborati grafici aggiornati. Nello specifico:

Elaborato	Data	Revisione
ST-D 24	Ottobre 2019	Rev. 03/2019
ST-D 25	Ottobre 2019	Rev. 03/2019

49. Si verifichi sinteticamente il collegamento alla base del parapetto.

I parapetti sono realizzati con corrimano in tondino di acciaio f48,3x2,6 mm supportati da montanti posti ad interasse di 1,40 m realizzati con due angolari L70x70x7 imbullonati alla base, in corrispondenza del profilo esterno, con piastra saldata e 3 bulloni M16 cl. 8.8 come da schema riportato nelle tavole grafiche.
La spinta esercitata sul corrimano risulta pari a q_k = 1,50 kN/m come previsto al punto §5.1.3.10 delle NTC 2018 "I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano". L'altezza del corrimano dal centro del collegamento è pari a 1,28 m pari a 1,10 m di altezza del parapetto (minimo richiesto) oltre a metà dell'altezza del profilo IPE360 di altezza 0,36 mm. Le sollecitazioni vengono calcolate in funzione dell'area di influenza da cui la massima azione agente in sommità ai montanti risulta pari a $H_{Sd} = \gamma_q\ q_k\ i$ = 3,15 kN. Le azioni all'attacco risultano:

- $V_{Sd} = H_{Sd}$ = 3,15 kN;
- $M_{Sd} = H_{Sd}\ h$ = 3,15 x 1,28 = 4,03 kNm.

Trascurando i carichi verticali che risultano trascurabili in questa fase, i tre bulloni presenti risultano sollecitati a taglio nel modo seguente:

- $V_{Sd,1} = V_{Sd}/3 + M_{Sd}/d$ = 27,92 kN;
- $V_{Sd,2} = V_{Sd}/3$ = 1,05 kN;
- $V_{Sd,3} = V_{Sd}/3 - M_{Sd}/d$ = -25,82 kN.

Risulta evidente come il bullone maggiormente sollecitato è quello superiore con valore pari a circa 28,00 kN. I bulloni risultano lavoranti su due sezioni da cui il taglio resistente risulta:

- $V_{v,Rd} = \#_{sez}\ 0{,}6\ A_{res}\ f_{tk}/\gamma_{M2}$ = 120,58 kN con ampio margine di sicurezza.

A livello di rifollamento si considera la piastra centrale di spessore 10 mm (inferiore allo spessore delle due ali 7+7 = 14 mm) da cui si procede alla verifica con la formula $V_{b,Rd} = k\ \alpha\ f_{tk}\ d\ t/\gamma_{M2}$ dove i simboli hanno il significato riportato al punto "4.2.8.1.1 Unioni con bulloni e chiodi". Si trova che:

- $\alpha = \min\ [e_1/(3d_o);\ f_{tbk}/f_{tk};\ 1]$;
- $k = \min\ [2{,}8\ e_2/d_o - 1{,}7; 2{,}5]$.

Per il caso in esame si ha:

- e_1 = 40 mm;
- d_o = 16 mm;
- e_2 = 92 mm;
- α = 0,83;
- k = 2,5.

Con tali assunti si trova che $V_{b,Rd}$ = 114,62 kN, valore decisamente superiore a quanto sollecitante.
Il collegamento risulta verificato con ampio margine.

ALLEGATI

Si allegano le schede tecniche relative dei collegamenti metallici. Al fine di chiarezza si riportano quelle prese a riferimento nella stesura del progetto originario e confermare in questa appendice. Risulta evidente che la scelta definitiva dovrà essere appurata dall'Impresa costruttrice valutando le caratteristiche richieste dal progetto per il soddisfacimento delle verifiche relative.

HBS

BIT INCLUSO | MY PROJECT SOFTWARE | CE ETA 11/0030

VITE A TESTA SVASATA

RESISTENZE SUPERIORI

Eccellente resistenza a rottura e snervamento ($f_{y,k}$ = 1000 N/mm²) dell'acciaio. Resistenza torsionale $f_{tor,k}$ molto elevata per un avvitamento più sicuro.

APPLICAZIONI STRUTTURALI

Omologata per applicazioni strutturali sollecitate in qualsiasi direzione rispetto alla fibra (α = 0° - 90°). Filetto asimmetrico "ad ombrello" per una più alta capacità di penetrazione nel legno.

DUTTILITÀ

Angolo di piega più ampio di 20° rispetto alla norma, certificato secondo ETA 11/0030. Prove cicliche SEISMIC-REV secondo EN 12512. Performance sismica testata secondo EN 14592.

CHROMIUM VI FREE

Assenza totale di cromo esavalente. Conformità con le più severe norme di regolamentazione delle sostanze chimiche (SVHC).
Informazioni REACH disponibili.

PROPRIETÀ

FOCUS	gamma estremamente completa
TESTA	svasata con ribs sottotesta
DIAMETRO	da 3,5 a 12,0 mm
LUNGHEZZA	da 30 a 600 mm

MATERIALE

Acciaio al carbonio con zincatura galvanica.

CAMPI DI IMPIEGO

- pannelli a base di legno
- legno massiccio
- legno lamellare
- X-LAM, LVL
- legni ad alta densità

Classi di servizio 1 e 2.

X-LAM

Valori testati, certificati e calcolati anche per X-LAM. Tabelle di calcolo e software di dimensionamento (MyProject) per X-LAM disponibili a catalogo e on-line.

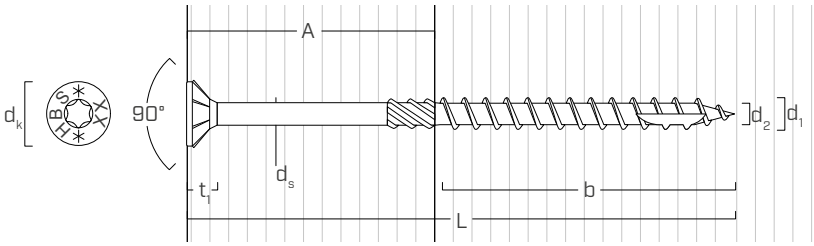
LVL

Valori testati, certificati e calcolati anche per X-LAM e legni ad alta densità come il microlamellare LVL.

Giunzione travetto-compluvio con viti HBS diametro 8 mm.

Fissaggio pareti in X-LAM con viti HBS diametro 6 mm.

GEOMETRIA E CARATTERISTICHE MECCANICHE



Diametro nominale	d_1	[mm]	3,5	4	4,5	5	6	8	10	12
Diametro testa	d_K	[mm]	7,00	8,00	9,00	10,00	12,00	14,50	18,25	20,75
Diametro nocciolo	d_2	[mm]	2,25	2,55	2,80	3,40	3,95	5,40	6,40	6,80
Diametro gambo	d_S	[mm]	2,45	2,75	3,15	3,65	4,30	5,80	7,00	8,00
Spessore testa	t_1	[mm]	2,20	2,80	2,80	3,10	4,50	4,50	5,80	7,20
Diametro preforo	d_v	[mm]	2,0	2,5	3,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0
Momento caratteristico di snervamento	$M_{y,k}$	[Nmm]	2143	3033	4119	5417	9494	20057	35830	47966
Parametro caratteristico di resistenza ad estrazione	$f_{ax,k}$	[N/mm²]	11,7	11,7	11,7	11,7	11,7	11,7	11,7	11,7
Parametro caratteristico di penetrazione della testa	$f_{head,k}$	[N/mm²]	10,5	10,5	10,5	10,5	10,5	10,5	10,5	10,5
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{tens,k}$	[kN]	3,8	5,0	6,4	7,9	11,3	20,1	31,4	33,9

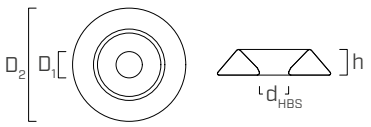
CODICI E DIMENSIONI

d_1 [mm]	CODICE	L [mm]	b [mm]	A [mm]	pz.
3,5 TX 15	HBS3540	40	18	22	500
	HBS3545	45	24	21	400
	HBS3550	50	24	26	400
4 TX 20	HBS430	30	18	12	500
	HBS435	35	18	17	500
	HBS440	40	24	16	500
	HBS445	45	30	15	400
	HBS450	50	30	20	400
	HBS460	60	35	25	200
	HBS470	70	40	30	200
	HBS480	80	40	40	200
4,5 TX 20	HBS4540	40	24	16	400
	HBS4545	45	30	15	400
	HBS4550	50	30	20	200
	HBS4560	60	35	25	200
	HBS4570	70	40	30	200
	HBS4580	80	40	40	200
5 TX 25	HBS540	40	24	16	200
	HBS545	45	24	21	200
	HBS550	50	24	26	200
	HBS560	60	30	30	200
	HBS570	70	35	35	100
	HBS580	80	40	40	100
	HBS590	90	45	45	100
	HBS5100	100	50	50	100
	HBS5120	120	60	60	100
6 TX 30	HBS640	40	35	8	100
	HBS650	50	35	15	100
	HBS660	60	30	30	100
	HBS670	70	40	30	100
	HBS680	80	40	40	100
	HBS690	90	50	40	100
	HBS6100	100	50	50	100
	HBS6110	110	60	50	100
	HBS6120	120	60	60	100
	HBS6130	130	60	70	100
	HBS6140	140	75	65	100
	HBS6150	150	75	75	100
	HBS6160	160	75	85	100
	HBS6180	180	75	105	100
	HBS6200	200	75	125	100
	HBS6220	220	75	145	100
	HBS6240	240	75	165	100
	HBS6260	260	75	185	100
	HBS6280	280	75	205	100
	HBS6300	300	75	225	100

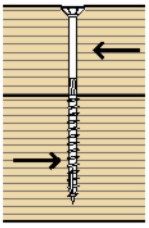
d_1 [mm]	CODICE	L [mm]	b [mm]	A [mm]	pz.
8 TX 40	HBS880	80	52	28	100
	HBS8100	100	52	48	100
	HBS8120	120	60	60	100
	HBS8140	140	60	80	100
	HBS8160	160	80	80	100
	HBS8180	180	80	100	100
	HBS8200	200	80	120	100
	HBS8220	220	80	140	100
	HBS8240	240	80	160	100
	HBS8260	260	80	180	100
	HBS8280	280	80	200	100
	HBS8300	300	100	200	100
	HBS8320	320	100	220	100
	HBS8340	340	100	240	100
	HBS8360	360	100	260	100
	HBS8380	380	100	280	100
	HBS8400	400	100	300	100
	HBS8440	440	100	340	100
	HBS8480	480	100	380	100
	HBS8520	520	100	420	100
10 TX 40	HBS1080	80	52	28	50
	HBS10100	100	52	48	50
	HBS10120	120	60	60	50
	HBS10140	140	60	80	50
	HBS10160	160	80	80	50
	HBS10180	180	80	100	50
	HBS10200	200	80	120	50
	HBS10220	220	80	140	50
	HBS10240	240	80	160	50
	HBS10260	260	80	180	50
	HBS10280	280	80	200	50
	HBS10300	300	100	200	50
	HBS10320	320	100	220	50
	HBS10340	340	100	240	50
	HBS10360	360	100	260	50
	HBS10380	380	100	280	50
	HBS10400	400	100	300	50
12 TX 50	HBS12120	120	80	40	25
	HBS12160	160	80	80	25
	HBS12200	200	80	120	25
	HBS12240	240	80	160	25
	HBS12280	280	80	200	25
	HBS12320	320	120	200	25
	HBS12360	360	120	240	25
	HBS12400	400	120	280	25
	HBS12440	440	120	320	25
	HBS12480	480	120	360	25
	HBS12520	520	120	400	25
	HBS12560	560	120	440	25
	HBS12600	600	120	480	25

RONDELLA TORNITA HUS

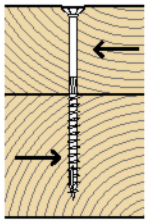
d_{HBS} [mm]	CODICE	D_1 [mm]	D_2 [mm]	h [mm]	pz.
6	HUS6	7,5	20,0	4,0	100
8	HUS8	8,5	25,0	5,0	50
10	HUS10	11	32,0	6,0	50
12	HUS12	14,0	37,0	7,5	25



DISTANZE MINIME PER VITI SOLLECITATE A TAGLIO



Angolo tra forza e fibre α = 0°

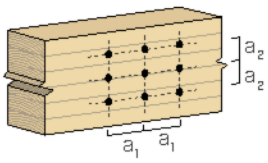


Angolo tra forza e fibre α = 90°

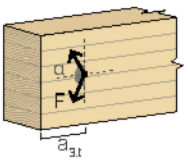
		VITI INSERITE CON PREFORO										VITI INSERITE CON PREFORO									
			3,5	4	4,5		5	6	8	10	12		3,5	4	4,5		5	6	8	10	12
a_1	[mm]	**5·d**	18	20	23	**5·d**	25	30	40	50	60	**4·d**	14	16	18	**4·d**	20	24	32	40	48
a_2	[mm]	**3·d**	11	12	14	**3·d**	15	18	24	30	36	**4·d**	14	16	18	**4·d**	20	24	32	40	48
$a_{3,t}$	[mm]	**12·d**	42	48	54	**12·d**	60	72	96	120	144	**7·d**	25	28	32	**7·d**	35	42	56	70	84
$a_{3,c}$	[mm]	**7·d**	25	28	32	**7·d**	35	42	56	70	84	**7·d**	25	28	32	**7·d**	35	42	56	70	84
$a_{4,t}$	[mm]	**3·d**	11	12	14	**3·d**	15	18	24	30	36	**5·d**	18	20	23	**7·d**	35	42	56	70	84
$a_{4,c}$	[mm]	**3·d**	11	12	14	**3·d**	15	18	24	30	36	**3·d**	11	12	14	**3·d**	15	18	24	30	36

		VITI INSERITE SENZA PREFORO										VITI INSERITE SENZA PREFORO									
			3,5	4	4,5		5	6	8	10	12		3,5	4	4,5		5	6	8	10	12
a_1	[mm]	**10·d**	35	40	45	**12·d**	60	72	96	120	144	**5·d**	18	20	23	**5·d**	25	30	40	50	60
a_2	[mm]	**5·d**	18	20	23	**5·d**	25	30	40	50	60	**5·d**	18	20	23	**5·d**	25	30	40	50	60
$a_{3,t}$	[mm]	**15·d**	53	60	68	**15·d**	75	90	120	150	180	**10·d**	35	40	45	**10·d**	50	60	80	100	120
$a_{3,c}$	[mm]	**10·d**	35	40	45	**10·d**	50	60	80	100	120	**10·d**	35	40	45	**10·d**	50	60	80	100	120
$a_{4,t}$	[mm]	**5·d**	18	20	23	**5·d**	25	30	40	50	60	**7·d**	25	28	32	**10·d**	50	60	80	100	120
$a_{4,c}$	[mm]	**5·d**	18	20	23	**5·d**	25	30	40	50	60	**5·d**	18	20	23	**5·d**	25	30	40	50	60

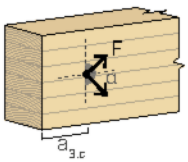
d = diametro nominale vite



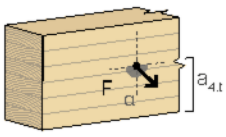
estremità sollecitata
-90° < α < 90°



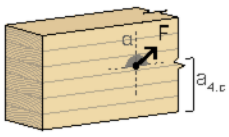
estremità scarica
90° < α < 270°



bordo sollecitato
0° < α < 180°



bordo scarico
180° < α < 360°

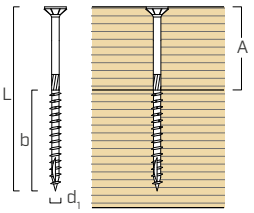
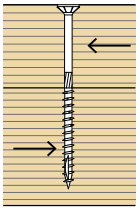
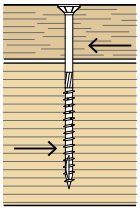
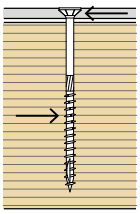
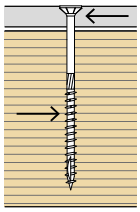
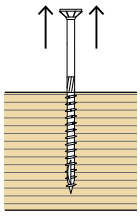
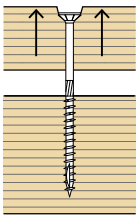


NOTE:

- Le distanze minime sono secondo normativa EN 1995:2014 in accordo a ETA-11/0030 considerando una massa volumica degli elementi lignei $\rho_k \leq 420$ kg/m³ ed un diametro di calcolo pari a d = diametro nominale vite.
- Nel caso di giunzione acciaio-legno le spaziature minime (a_1, a_2) possono essere moltiplicate per un coefficiente 0,7.
- Nel caso di giunzione pannello-legno le spaziature minime (a_1, a_2) possono essere moltiplicate per un coefficiente 0,85.
- Nel caso di giunzioni con elementi di abete di Douglas (Pseudotsuga menziesii) le spaziature e distanze minime parallele alla fibra devono essere moltiplicate per un coefficiente 1,5.

VALORI STATICI

VALORI CARATTERISTICI
EN 1995:2014

geometria				TAGLIO								TRAZIONE	
				legno-legno	pannello-legno[1]		acciaio-legno piastra sottile[2]		acciaio-legno piastra spessa[3]			estrazione filetto[4]	penetrazione testa[5]
													
d_1 [mm]	L [mm]	b [mm]	A [mm]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]		$R_{V,k}$ [kN]		$R_{V,k}$ [kN]			$R_{ax,k}$ [kN]	$R_{head,k}$ [kN]
3,5	40	18	22	0,73	S_{PAN} = 12 mm	0,72	S_{PLATE} ≤ 1,8 mm	0,85	S_{PLATE} ≤ 3,5 mm	1,13		0,80	0,56
	45	24	21	0,79		0,72		0,92		1,19		1,06	0,56
	50	24	26	0,79		0,72		0,92		1,19		1,06	0,56
4	30	16	14	0,70	S_{PAN} = 12 mm	0,76	S_{PLATE} ≤ 2 mm	0,93	S_{PLATE} ≤ 4 mm	1,26		0,81	0,73
	35	16	19	0,79		0,84		1,02		1,36		0,81	0,73
	40	24	16	0,83		0,84		1,12		1,46		1,21	0,73
	45	24	21	0,94		0,84		1,12		1,46		1,21	0,73
	50	24	26	1,00		0,84		1,12		1,46		1,21	0,73
	60	30	30	1,00		0,84		1,20		1,53		1,52	0,73
	70	35	35	1,00		0,84		1,26		1,60		1,77	0,73
	80	40	40	1,00		0,84		1,32		1,66		2,02	0,73
4,5	40	24	16	0,98	S_{PAN} = 15 mm	1,06	S_{PLATE} ≤ 2,3 mm	1,33	S_{PLATE} ≤ 4,5 mm	1,75		1,36	0,92
	45	30	15	0,96		1,06		1,42		1,83		1,70	0,92
	50	30	20	1,06		1,06		1,42		1,83		1,70	0,92
	60	35	25	1,19		1,06		1,49		1,90		1,99	0,92
	70	40	30	1,22		1,06		1,56		1,97		2,27	0,92
	80	40	40	1,22		1,06		1,56		1,97		2,27	0,92
5	40	24	16	1,12	S_{PAN} = 15 mm	1,16	S_{PLATE} ≤ 2,5 mm	1,46	S_{PLATE} ≤ 5 mm	2,00		1,52	1,13
	45	24	21	1,19		1,20		1,56		2,05		1,52	1,13
	50	24	26	1,29		1,20		1,56		2,05		1,52	1,13
	60	30	30	1,46		1,20		1,65		2,14		1,89	1,13
	70	35	35	1,46		1,20		1,73		2,22		2,21	1,13
	80	40	40	1,46		1,20		1,81		2,30		2,53	1,13
	90	45	45	1,46		1,20		1,89		2,38		2,84	1,13
	100	50	50	1,46		1,20		1,97		2,46		3,16	1,13
	120	50	70	1,46		1,20		1,97		2,46		3,16	1,13

NOTE:

(1) Le resistenze caratteristiche a taglio sono valutate considerando un pannello OSB3 o OSB4 in accordo a EN 300 o un pannello di particelle in accordo a EN 312 di spessore S_{PAN}.

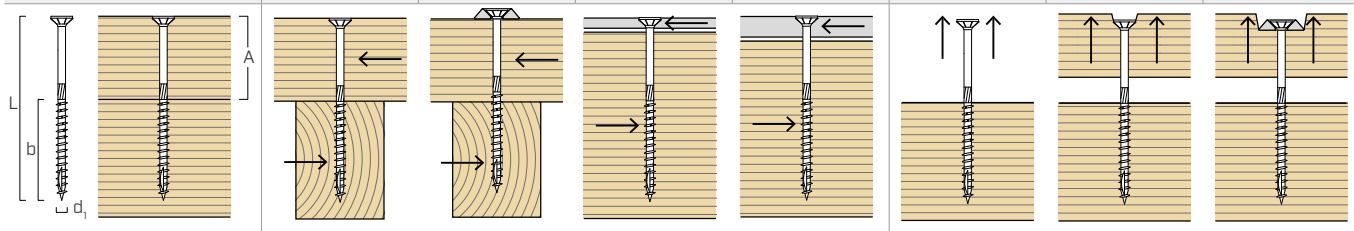
(2) Le resistenze caratteristiche a taglio sono valutate considerando il caso di piastra sottile ($S_{PLATE} \leq 0,5\ d_1$) .

(3) Le resistenze caratteristiche a taglio sono valutate considerando il caso di piastra spessa ($S_{PLATE} \geq d_1$) .

(4) La resistenza assiale ad estrazione del filetto è stata valutata considerando un angolo di 90° fra le fibre ed il connettore e per una lunghezza di infissione pari a b.

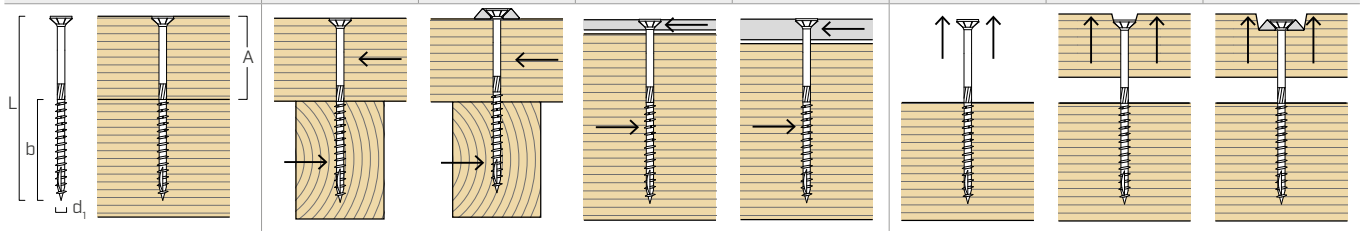
(5) La resistenza assiale di penetrazione della testa, con e senza rondella, è stata valutata su elemento in legno.

Nel caso di connessioni acciaio-legno solitamente è vincolante la resistenza a trazione dell'acciaio rispetto al distacco o alla penetrazione della testa.



geometria				TAGLIO				TRAZIONE		
				legno-legno	legno-legno con rondella	acciaio-legno piastra sottile[1]	acciaio-legno piastra spessa[2]	estrazione filetto[3]	penetrazione testa[4]	penetrazione testa con rondella[4]
d_1 [mm]	L [mm]	b [mm]	A [mm]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{ax,k}$ [kN]	$R_{head,k}$ [kN]	$R_{head,k}$ [kN]
6	40	35	8	0,89	0,89	$S_{PLATE} \leq 3$ mm: 1,64	$S_{PLATE} \leq 6$ mm: 2,60	2,65	1,63	4,53
	50	35	15	1,53	1,66	2,08	2,98	2,65	1,63	4,53
	60	30	30	1,78	1,94	2,24	2,93	2,27	1,63	4,53
	70	40	30	1,88	2,23	2,42	3,12	3,03	1,63	4,53
	80	40	40	2,07	2,42	2,42	3,12	3,03	1,63	4,53
	90	50	40	2,07	2,61	2,61	3,30	3,79	1,63	4,53
	100	50	50	2,07	2,61	2,61	3,30	3,79	1,63	4,53
	110	60	50	2,07	2,80	2,80	3,49	4,55	1,63	4,53
	120	60	60	2,07	2,80	2,80	3,49	4,55	1,63	4,53
	130	60	70	2,07	2,80	2,80	3,49	4,55	1,63	4,53
	140	75	65	2,07	2,80	3,09	3,78	5,68	1,63	4,53
	150	75	75	2,07	2,80	3,09	3,78	5,68	1,63	4,53
	160	75	85	2,07	2,80	3,09	3,78	5,68	1,63	4,53
	180	75	105	2,07	2,80	3,09	3,78	5,68	1,63	4,53
	200	75	125	2,07	2,80	3,09	3,78	5,68	1,63	4,53
	220	75	145	2,07	2,80	3,09	3,78	5,68	1,63	4,53
	240	75	165	2,07	2,80	3,09	3,78	5,68	1,63	4,53
	260	75	185	2,07	2,80	3,09	3,78	5,68	1,63	4,53
	280	75	205	2,07	2,80	3,09	3,78	5,68	1,63	4,53
	300	75	225	2,07	2,80	3,09	3,78	5,68	1,63	4,53
8	80	52	28	2,59	3,31	$S_{PLATE} \leq 4$ mm: 3,99	$S_{PLATE} \leq 8$ mm: 5,10	5,25	2,38	7,08
	100	52	48	3,28	3,99	3,99	5,10	5,25	2,38	7,08
	120	60	60	3,28	4,19	4,19	5,30	6,06	2,38	7,08
	140	60	80	3,28	4,19	4,19	5,30	6,06	2,38	7,08
	160	80	80	3,28	4,45	4,70	5,81	8,08	2,38	7,08
	180	80	100	3,28	4,45	4,70	5,81	8,08	2,38	7,08
	200	80	120	3,28	4,45	4,70	5,81	8,08	2,38	7,08
	220	80	140	3,28	4,45	4,70	5,81	8,08	2,38	7,08
	240	80	160	3,28	4,45	4,70	5,81	8,08	2,38	7,08
	260	80	180	3,28	4,45	4,70	5,81	8,08	2,38	7,08
	280	80	200	3,28	4,45	4,70	5,81	8,08	2,38	7,08
	300	100	200	3,28	4,45	5,20	6,31	10,10	2,38	7,08
	320	100	220	3,28	4,45	5,20	6,31	10,10	2,38	7,08
	340	100	240	3,28	4,45	5,20	6,31	10,10	2,38	7,08
	360	100	260	3,28	4,45	5,20	6,31	10,10	2,38	7,08
	380	100	280	3,28	4,45	5,20	6,31	10,10	2,38	7,08
	400	100	300	3,28	4,45	5,20	6,31	10,10	2,38	7,08
	440	100	340	3,28	4,45	5,20	6,31	10,10	2,38	7,08
	480	100	380	3,28	4,45	5,20	6,31	10,10	2,38	7,08
	520	100	420	3,28	4,45	5,20	6,31	10,10	2,38	7,08
10	80	52	28	3,63	4,33	$S_{PLATE} \leq 5$ mm: 4,75	$S_{PLATE} \leq 10$ mm: 6,94	6,57	3,77	11,60
	100	52	48	4,22	4,92	5,51	7,12	6,57	3,77	11,60
	120	60	60	4,82	5,77	5,77	7,37	7,58	3,77	11,60
	140	60	80	4,82	5,77	5,77	7,37	7,58	3,77	11,60
	160	80	80	4,82	6,40	6,40	8,00	10,10	3,77	11,60
	180	80	100	4,82	6,40	6,40	8,00	10,10	3,77	11,60
	200	80	120	4,82	6,40	6,40	8,00	10,10	3,77	11,60
	220	80	140	4,82	6,40	6,40	8,00	10,10	3,77	11,60
	240	80	160	4,82	6,40	6,40	8,00	10,10	3,77	11,60
	260	80	180	4,82	6,40	6,40	8,00	10,10	3,77	11,60
	280	80	200	4,82	6,40	6,40	8,00	10,10	3,77	11,60
	300	100	200	4,82	6,77	7,03	8,63	12,63	3,77	11,60
	320	100	220	4,82	6,77	7,03	8,63	12,63	3,77	11,60
	340	100	240	4,82	6,77	7,03	8,63	12,63	3,77	11,60
	360	100	260	4,82	6,77	7,03	8,63	12,63	3,77	11,60
	380	100	280	4,82	6,77	7,03	8,63	12,63	3,77	11,60
	400	100	300	4,82	6,77	7,03	8,63	12,63	3,77	11,60

VALORI STATICI



geometria				TAGLIO				TRAZIONE		
				legno-legno	legno-legno con rondella	acciaio-legno piastra sottile[1]	acciaio-legno piastra spessa[2]	estrazione filetto[3]	penetrazione testa[4]	penetrazione testa con rondella[4]
d_1 [mm]	L [mm]	b [mm]	A [mm]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{ax,k}$ [kN]	$R_{head,k}$ [kN]	$R_{head,k}$ [kN]
12	120	80	40	4,87	6,68	7,81	9,78	12,12	4,88	15,51
	160	80	80	6,00	7,81	7,81	9,78	12,12	4,88	15,51
	200	80	120	6,00	7,81	7,81	9,78	12,12	4,88	15,51
	240	80	160	6,00	7,81	7,81	9,78	12,12	4,88	15,51
	280	80	200	6,00	7,81	7,81	9,78	12,12	4,88	15,51
	320	120	200	6,00	8,65	9,32	11,30	18,18	4,88	15,51
	360	120	240	6,00	8,65	9,32	11,30	18,18	4,88	15,51
	400	120	280	6,00	8,65	9,32	11,30	18,18	4,88	15,51
	440	120	320	6,00	8,65	9,32	11,30	18,18	4,88	15,51
	480	120	360	6,00	8,65	9,32	11,30	18,18	4,88	15,51
	520	120	400	6,00	8,65	9,32	11,30	18,18	4,88	15,51
	560	120	440	6,00	8,65	9,32	11,30	18,18	4,88	15,51
	600	120	480	6,00	8,65	9,32	11,30	18,18	4,88	15,51

$S_{PLATE} \leq 6$ mm

$S_{PLATE} \leq 12$ mm

NOTE:

(1) Le resistenze caratteristiche a taglio sono valutate considerando il caso di piastra sottile ($S_{PLATE} \leq 0,5\ d_1$) .

(2) Le resistenze caratteristiche a taglio sono valutate considerando il caso di piastra spessa ($S_{PLATE} \geq d_1$) .

(3) La resistenza assiale ad estrazione del filetto è stata valutata considerando un angolo di 90° fra le fibre ed il connettore e per una lunghezza di infissione pari a b.

(4) La resistenza assiale di penetrazione della testa, con e senza rondella, è stata valutata su elemento in legno.

Nel caso di connessioni acciaio-legno solitamente è vincolante la resistenza a trazione dell'acciaio rispetto al distacco o alla penetrazione della testa.

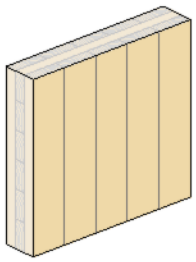
PRINCIPI GENERALI:

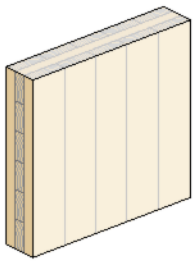
- I valori caratteristici sono secondo normativa EN 1995:2014 in accordo a ETA-11/0030.
- I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_d = \frac{R_k \cdot k_{mod}}{\gamma_m}$$

  I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo.
- Per i valori di resistenza meccanica e per la geometria delle viti si è fatto riferimento a quanto riportato in ETA-11/0030.
- In fase di calcolo si è considerata una massa volumica degli elementi lignei pari a ρ_k = 385 kg/m³.
- I valori sono stati calcolati considerando la parte filettata completamente inserita nell'elemento ligneo.
- Il dimensionamento e la verifica degli elementi in legno, dei pannelli e delle piastre in acciaio devono essere svolti a parte.
- Le resistenze caratteristiche a taglio sono valutate per viti inserite senza preforo; nel caso di viti inserite con preforo è possibile ottenere valori di resistenza maggiori.
- Per configurazioni di calcolo differenti è disponibile il software MyProject (www.rothoblaas.it).

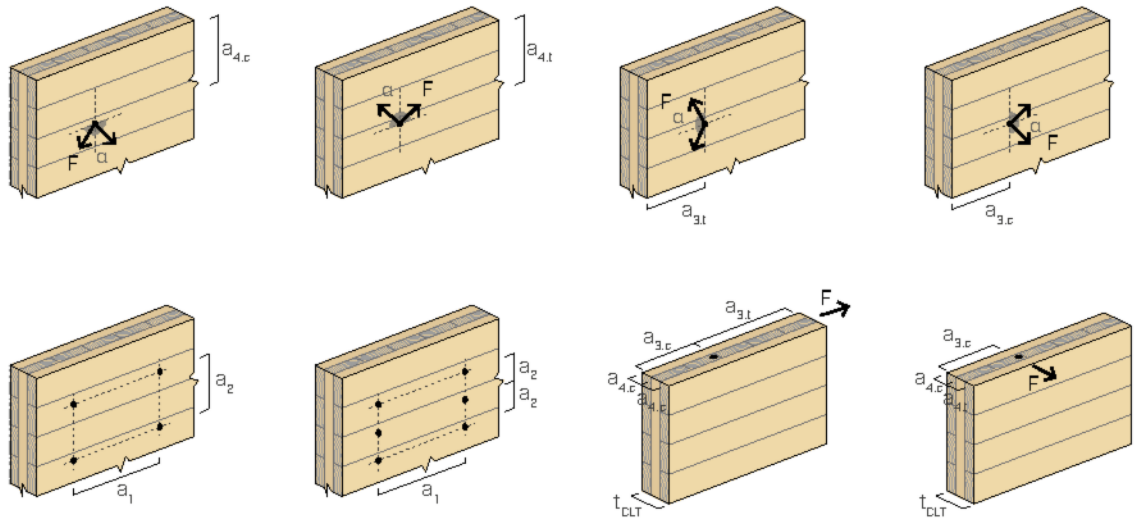
DISTANZE MINIME PER VITI SOLLECITATE A TAGLIO E CARICATE ASSIALMENTE | X-LAM





		VITI INSERITE SENZA PREFORO lateral face [1]					VITI INSERITE SENZA PREFORO narrow face [2]				
			6	8	10	12		6	8	10	12
a_1	[mm]	**4·d**	24	32	40	48	**10·d**	60	80	100	120
a_2	[mm]	**2,5·d**	15	20	25	30	**4·d**	24	32	40	48
$a_{3,t}$	[mm]	**6·d**	36	48	60	72	**12·d**	72	96	120	144
$a_{3,c}$	[mm]	**6·d**	36	48	60	72	**7·d**	42	56	70	84
$a_{4,t}$	[mm]	**6·d**	36	48	60	72	**6·d**	36	48	60	72
$a_{4,c}$	[mm]	**2,5·d**	15	20	25	30	**3·d**	18	24	30	36

d = diametro nominale vite



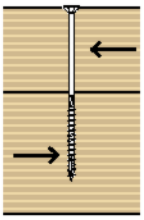
NOTE:

Le distanze minime sono in accordo a ETA-11/0030 e da ritenersi valide ove non diversamente specificato nei documenti tecnici dei pannelli X-LAM.

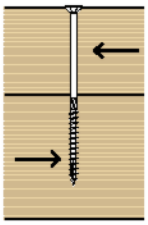
[1] Spessore minimo X-LAM t_{min} = 10·d

[2] Spessore minimo X-LAM t_{min} = 10·d e profondità di penetrazione minima della vite t_{pen} = 10·d

DISTANZE MINIME PER VITI SOLLECITATE A TAGLIO | LVL



Angolo tra forza e fibre α = 0°

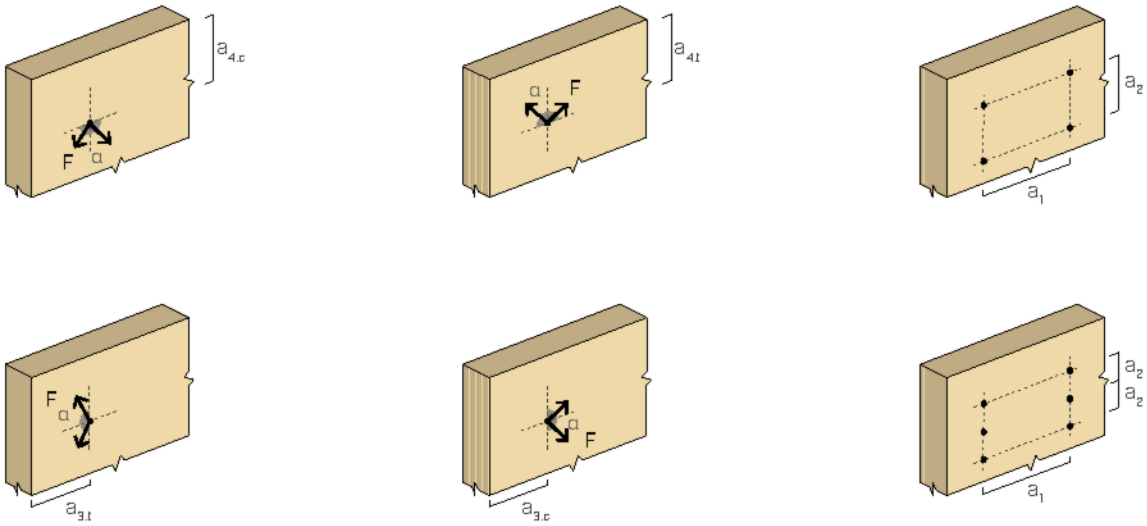


Angolo tra forza e fibre α = 90°

		VITI INSERITE SENZA PREFORO[1]					VITI INSERITE SENZA PREFORO [1]				
			5	6	8	10		5	6	8	10
a_1	[mm]	**12·d**	60	72	96	120	**5·d**	25	30	40	50
a_2	[mm]	**5·d**	25	30	40	50	**5·d**	25	30	40	50
$a_{3,t}$	[mm]	**15·d**	75	90	120	150	**10·d**	50	60	80	100
$a_{3,c}$	[mm]	**10·d**	50	60	80	100	**10·d**	50	60	80	100
$a_{4,t}$	[mm]	**5·d**	25	30	40	50	**10·d**	50	60	80	100
$a_{4,c}$	[mm]	**5·d**	25	30	40	50	**5·d**	25	30	40	50

		VITI INSERITE CON PREFORO					VITI INSERITE CON PREFORO				
			5	6	8	10		5	6	8	10
a_1	[mm]	**5·d**	25	30	40	50	**4·d**	20	24	32	40
a_2	[mm]	**3·d**	15	18	24	30	**4·d**	20	24	32	40
$a_{3,t}$	[mm]	**12·d**	60	72	96	120	**7·d**	35	42	56	70
$a_{3,c}$	[mm]	**7·d**	35	42	56	70	**7·d**	35	42	56	70
$a_{4,t}$	[mm]	**3·d**	15	18	24	30	**7·d**	35	42	56	70
$a_{4,c}$	[mm]	**3·d**	15	18	24	30	**3·d**	15	18	24	30

d = diametro nominale vite



NOTE:

[1] Distanze minime desunte da prove sperimentali svolte presso Eurofins Expert Services Oy, Espoo, Finland (Report EUFI29-19000819-T1/T2).

- Le distanze minime sono secondo normativa EN 1995:2014.
- Le distanze minime sono valide con l'utilizzo sia di LVL a sfogliati paralleli che incrociati.
- Le distanze minime senza preforo sono valide per spessori minimi degli elementi in LVL t_{min}:

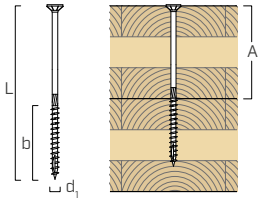
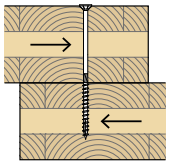
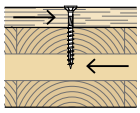
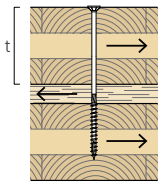
$$t_1 \geq 8{,}4d - 9$$

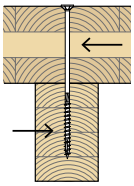
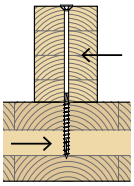
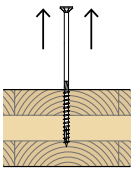
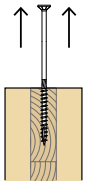
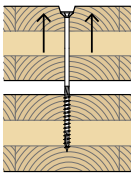
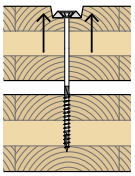
$$t_2 \geq \begin{cases} 11{,}4d \\ 75 \end{cases}$$

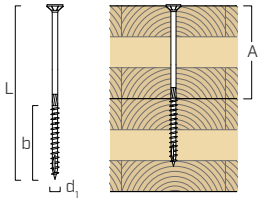
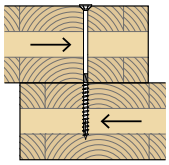
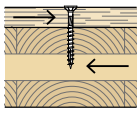
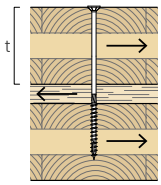
dove:

t_1 è lo spessore in mm dell'elemento in LVL in un collegamento con 2 elementi lignei. Nel caso di collegamenti con 3 o più elementi t_1 rappresenta lo spessore dell'LVL posizionato più esternamente;

t_2 è lo spessore in mm dell'elemento centrale in un collegamento con 3 o più elementi.

geometria				TAGLIO						
				X-LAM - X-LAM lateral face	pannello - X-LAM [1] lateral face		X-LAM - pannello - X-LAM [1] lateral face			
										
d_1 [mm]	L [mm]	b [mm]	A [mm]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	t [mm]	$R_{V,k}$ [kN]	t [mm]	$R_{V,k}$ [kN]
6	40	35	8	0,80	S_{PAN} = 12 mm: 1,33	S_{PAN} = 15 mm: 1,38	-	-	-	-
	50	35	15	1,44	1,46	1,53	-	-	-	-
	60	30	30	1,63	1,46	1,53	-	-	-	-
	70	40	30	1,74	1,46	1,53	30	1,71	30	2,19
	80	40	40	1,97	1,46	1,53	35	1,71	35	2,19
	90	50	40	1,97	1,46	1,53	40	1,71	40	2,19
	100	50	50	1,97	1,46	1,53	45	1,71	45	2,19
	110	60	50	1,97	1,46	1,53	50	1,71	50	2,19
	120	60	60	1,97	1,46	1,53	55	1,71	55	2,19
	130	60	70	1,97	1,46	1,53	60	1,71	60	2,19
	140	75	65	1,97	1,46	1,53	65	1,71	65	2,19
	150	75	75	1,97	1,46	1,53	70	1,71	70	2,19
	160	75	85	1,97	1,46	1,53	75	1,71	75	2,19
	180	75	105	1,97	1,46	1,53	85	1,71	85	2,19
	200	75	125	1,97	1,46	1,53	95	1,71	95	2,19
	220	75	145	1,97	1,46	1,53	105	1,71	105	2,19
	240	75	165	1,97	1,46	1,53	115	1,71	115	2,19
	260	75	185	1,97	1,46	1,53	125	1,71	125	2,19
	280	75	205	1,97	1,46	1,53	135	1,71	135	2,19
	300	75	225	1,97	1,46	1,53	145	1,71	145	2,19
8	80	52	28	2,42	S_{PAN} = 15 mm: 2,23	S_{PAN} = 18 mm: 2,30	-	-	-	18,00
	100	52	48	3,04	2,23	2,30	45	2,39	40	2,92
	120	60	60	3,11	2,23	2,30	55	2,39	50	2,92
	140	60	80	3,11	2,23	2,30	65	2,39	60	2,92
	160	80	80	3,11	2,23	2,30	75	2,39	70	2,92
	180	80	100	3,11	2,23	2,30	85	2,39	80	2,92
	200	80	120	3,11	2,23	2,30	95	2,39	90	2,92
	220	80	140	3,11	2,23	2,30	105	2,39	100	2,92
	240	80	160	3,11	2,23	2,30	115	2,39	110	2,92
	260	80	180	3,11	2,23	2,30	125	2,39	120	2,92
	280	80	200	3,11	2,23	2,30	135	2,39	130	2,92
	300	100	200	3,11	2,23	2,30	145	2,39	140	2,92
	320	100	220	3,11	2,23	2,30	155	2,39	150	2,92
	340	100	240	3,11	2,23	2,30	165	2,39	160	2,92
	360	100	260	3,11	2,23	2,30	175	2,39	170	2,92
	380	100	280	3,11	2,23	2,30	185	2,39	180	2,92
	400	100	300	3,11	2,23	2,30	195	2,39	190	2,92
	440	100	340	3,11	2,23	2,30	215	2,39	210	2,92
	480	100	380	3,11	2,23	2,30	235	2,39	230	2,92
	520	100	420	3,11	2,23	2,30	255	2,39	250	2,92

	TAGLIO		TRAZIONE			
	X-LAM - legno lateral face	legno - X-LAM lateral face	estrazione filetto lateral face [2]	estrazione filetto narrow face [3]	penetrazione testa[4]	penetrazione testa con rondella [4]
						
	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{ax,k}$ [kN]	$R_{ax,k}$ [kN]	$R_{head,k}$ [kN]	$R_{head,k}$ [kN]
	0,80	0,89	2,46	-	1,51	4,20
	1,46	1,50	2,46	-	1,51	4,20
	1,69	1,72	2,11	-	1,51	4,20
	1,77	1,85	2,81	-	1,51	4,20
	2,00	2,03	2,81	-	1,51	4,20
	2,00	2,03	3,51	-	1,51	4,20
	2,00	2,03	3,51	-	1,51	4,20
	2,00	2,03	4,21	-	1,51	4,20
	2,00	2,03	4,21	-	1,51	4,20
	2,00	2,03	4,21	-	1,51	4,20
	2,00	2,03	5,27	-	1,51	4,20
	2,00	2,03	5,27	-	1,51	4,20
	2,00	2,03	5,27	-	1,51	4,20
	2,00	2,03	5,27	-	1,51	4,20
	2,00	2,03	5,27	-	1,51	4,20
	2,00	2,03	5,27	-	1,51	4,20
	2,00	2,03	5,27	-	1,51	4,20
	2,00	2,03	5,27	-	1,51	4,20
	2,00	2,03	5,27	-	1,51	4,20
	2,45	2,55	4,87	3,70	2,21	6,56
	3,08	3,21	4,87	3,70	2,21	6,56
	3,17	3,21	5,62	4,21	2,21	6,56
	3,17	3,21	5,62	4,21	2,21	6,56
	3,17	3,21	7,49	5,45	2,21	6,56
	3,17	3,21	7,49	5,45	2,21	6,56
	3,17	3,21	7,49	5,45	2,21	6,56
	3,17	3,21	7,49	5,45	2,21	6,56
	3,17	3,21	7,49	5,45	2,21	6,56
	3,17	3,21	7,49	5,45	2,21	6,56
	3,17	3,21	7,49	5,45	2,21	6,56
	3,17	3,21	9,36	6,66	2,21	6,56
	3,17	3,21	9,36	6,66	2,21	6,56
	3,17	3,21	9,36	6,66	2,21	6,56
	3,17	3,21	9,36	6,66	2,21	6,56
	3,17	3,21	9,36	6,66	2,21	6,56
	3,17	3,21	9,36	6,66	2,21	6,56
	3,17	3,21	9,36	6,66	2,21	6,56
	3,17	3,21	9,36	6,66	2,21	6,56
	3,17	3,21	9,36	6,66	2,21	6,56

geometria				TAGLIO						
				X-LAM - X-LAM lateral face	pannello - X-LAM [1] lateral face		X-LAM - pannello - X-LAM [1] lateral face			
										
d_1 [mm]	L [mm]	b [mm]	A [mm]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	t [mm]	$R_{V,k}$ [kN]	t [mm]	$R_{V,k}$ [kN]
10	80	52	28	3,40	S_{PAN} = 18 mm: 3,12	S_{PAN} = 22 mm: 3,31	-	-	-	22,00
	100	52	48	3,86	3,12	3,31	40	3,12	-	22,00
	120	60	60	4,45	3,12	3,31	50	3,12	50	3,89
	140	60	80	4,49	3,12	3,31	60	3,12	60	3,89
	160	80	80	4,57	3,12	3,31	70	3,12	70	3,89
	180	80	100	4,57	3,12	3,31	80	3,12	80	3,89
	200	80	120	4,57	3,12	3,31	90	3,12	90	3,89
	220	80	140	4,57	3,12	3,31	100	3,12	100	3,89
	240	80	160	4,57	3,12	3,31	110	3,12	110	3,89
	260	80	180	4,57	3,12	3,31	120	3,12	120	3,89
	280	80	200	4,57	3,12	3,31	130	3,12	130	3,89
	300	100	200	4,57	3,12	3,31	140	3,12	140	3,89
	320	100	220	4,57	3,12	3,31	150	3,12	150	3,89
	340	100	240	4,57	3,12	3,31	160	3,12	160	3,89
	360	100	260	4,57	3,12	3,31	170	3,12	170	3,89
	380	100	280	4,57	3,12	3,31	180	3,12	180	3,89
	400	100	300	4,57	3,12	3,31	190	3,12	190	3,89
12	120	80	40	4,54	-	-	-	-	-	-
	160	80	80	5,68	-	-	-	-	-	-
	200	80	120	5,68	-	-	-	-	-	-
	240	80	160	5,68	-	-	-	-	-	-
	280	80	200	5,68	-	-	-	-	-	-
	320	120	200	5,68	-	-	-	-	-	-
	360	120	240	5,68	-	-	-	-	-	-
	400	120	280	5,68	-	-	-	-	-	-
	440	120	320	5,68	-	-	-	-	-	-
	480	120	360	5,68	-	-	-	-	-	-
	520	120	400	5,68	-	-	-	-	-	-
	560	120	440	5,68	-	-	-	-	-	-
	600	120	480	5,68	-	-	-	-	-	-

NOTE:

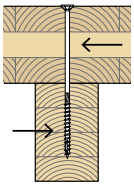
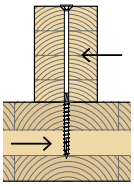
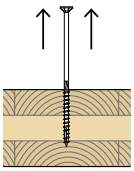
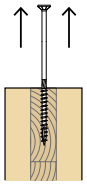
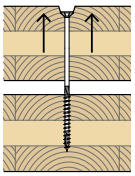
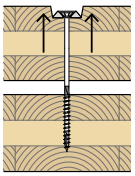
[1] Le resistenze caratteristiche a taglio sono valutate considerando un pannello OSB3 o OSB4 in accordo a EN 300 o un pannello di particelle in accordo a EN 312 di spessore S_{PAN}.

[2] La resistenza assiale ad estrazione del filetto è stata valutata considerando un angolo di 90° fra le fibre ed il connettore e per una lunghezza di infissione pari a b.

[3] La resistenza assiale ad estrazione del filetto è valida per spessori minimi dell'elemento pari a $t_{min} = 10 \cdot d_1$ e profondità di penetrazione minima della vite $t_{pen} = 10 \cdot d_1$.

[4] La resistenza assiale di penetrazione della testa, con e senza rondella, è stata valutata su elemento in legno.

Nel caso di connessioni acciaio-legno solitamente è vincolante la resistenza a trazione dell'acciaio rispetto al distacco o alla penetrazione della testa.

TAGLIO		TRAZIONE			
X-LAM - legno lateral face	legno - X-LAM lateral face	estrazione filetto lateral face (2)	estrazione filetto narrow face (3)	penetrazione testa(4)	penetrazione testa con rondella (4)
					
$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{ax,k}$ [kN]	$R_{ax,k}$ [kN]	$R_{head,k}$ [kN]	$R_{head,k}$ [kN]
3,46	3,57	6,08	4,42	3,50	10,75
4,02	4,06	6,08	4,42	3,50	10,75
4,55	4,62	7,02	5,03	3,50	10,75
4,65	4,62	7,02	5,03	3,50	10,75
4,65	4,72	9,36	6,51	3,50	10,75
4,65	4,72	9,36	6,51	3,50	10,75
4,65	4,72	9,36	6,51	3,50	10,75
4,65	4,72	9,36	6,51	3,50	10,75
4,65	4,72	9,36	6,51	3,50	10,75
4,65	4,72	9,36	6,51	3,50	10,75
4,65	4,72	9,36	6,51	3,50	10,75
4,65	4,72	11,70	7,96	3,50	10,75
4,65	4,72	11,70	7,96	3,50	10,75
4,65	4,72	11,70	7,96	3,50	10,75
4,65	4,72	11,70	7,96	3,50	10,75
4,65	4,72	11,70	7,96	3,50	10,75
4,65	4,72	11,70	7,96	3,50	10,75
4,60	4,80	11,23	7,54	4,52	14,37
5,79	5,88	11,23	7,54	4,52	14,37
5,79	5,88	11,23	7,54	4,52	14,37
5,79	5,88	11,23	7,54	4,52	14,37
5,79	5,88	11,23	7,54	4,52	14,37
5,79	5,88	16,85	10,86	4,52	14,37
5,79	5,88	16,85	10,86	4,52	14,37
5,79	5,88	16,85	10,86	4,52	14,37
5,79	5,88	16,85	10,86	4,52	14,37
5,79	5,88	16,85	10,86	4,52	14,37
5,79	5,88	16,85	10,86	4,52	14,37
5,79	5,88	16,85	10,86	4,52	14,37
5,79	5,88	16,85	10,86	4,52	14,37

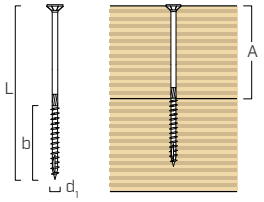
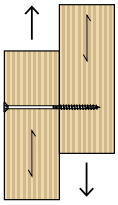
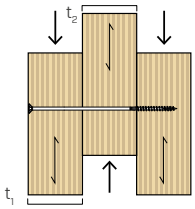
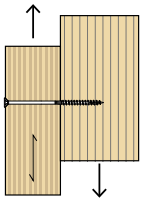
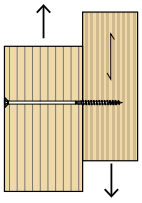
PRINCIPI GENERALI:

- I valori caratteristici sono secondo normativa EN 1995:2014 ed alle specifiche nazionali ÖNORM EN 1995 - Annex K in accordo a ETA-11/0030.
- I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_d = \frac{R_k \cdot k_{mod}}{\gamma_m}$$

  I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo.
- Per i valori di resistenza meccanica e per la geometria delle viti si è fatto riferimento a quanto riportato in ETA-11/0030.
- In fase di calcolo si è considerata una massa volumica degli elementi lignei pari a ρ_k = 350 kg/m³.
- I valori sono stati calcolati considerando la parte filettata completamente inserita nell'elemento ligneo.
- Il dimensionamento e la verifica degli elementi in legno, dei pannelli e delle piastre in acciaio devono essere svolti a parte.
- Le resistenze caratteristiche a taglio sono valutate per viti inserite senza preforo; nel caso di viti inserite con preforo è possibile ottenere valori di resistenza maggiori.
- Le resistenze caratteristiche a taglio sono valutate considerando una lunghezza di infissione minima della vite pari a $4 \cdot d_1$.

VALORI STATICI | LVL

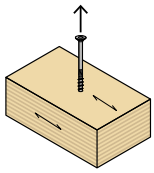
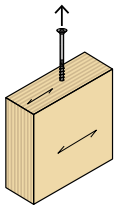
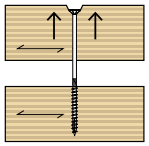
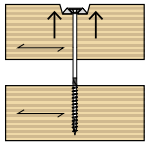
geometria				TAGLIO					
				LVL - LVL	LVL - LVL - LVL			LVL - legno	legno - LVL
									
d_1 [mm]	L [mm]	b [mm]	A [mm]	$R_{V,k}$ [kN]	t_1 [mm]	t_2 [mm]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]
5	40	24	16	1,53	-	-	-	1,30	1,12
	45	24	21	1,67	-	-	-	1,41	1,21
	50	24	26	1,78	-	-	-	1,47	1,33
	60	30	30	1,94	20,00	20,00	2,43	1,74	1,43
	70	35	35	1,94	20,00	30,00	3,53	1,83	1,47
	80	40	40	1,94	25,00	30,00	3,64	1,83	1,47
	90	45	45	1,94	30,00	30,00	3,64	1,83	1,47
	100	50	50	1,94	35,00	30,00	3,64	1,83	1,47
	120	60	60	1,94	40,00	40,00	3,88	1,83	1,47
6	40	35	5	0,69	-	-	-	0,69	0,50
	50	35	15	2,03	-	-	-	1,94	1,51
	60	30	30	2,43	25,00	10,00	1,38	2,12	1,82
	70	40	30	2,52	25,00	20,00	2,76	2,41	1,82
	80	40	40	2,61	30,00	20,00	2,76	2,46	2,09
	90	50	40	2,61	30,00	30,00	4,14	2,46	2,09
	100	50	50	2,61	30,00	40,00	5,15	2,46	2,09
	110	60	50	2,61	30,00	50,00	5,15	2,46	2,09
	120	60	60	2,61	40,00	40,00	5,23	2,46	2,09
	130	60	70	2,61	40,00	50,00	5,23	2,46	2,09
	140	75	65	2,61	40,00	60,00	5,23	2,46	2,09
	150	75	75	2,61	40,00	70,00	5,23	2,46	2,09
	160	75	85	2,61	40,00	80,00	5,23	2,46	2,09
	180	75	105	2,61	60,00	60,00	5,23	2,46	2,09
	200	75	125	2,61	60,00	80,00	5,23	2,46	2,09
	220	75	145	2,61	60,00	100,00	5,23	2,46	2,09
	240	75	165	2,61	80,00	80,00	5,23	2,46	2,09
	260	75	185	2,61	80,00	100,00	5,23	2,46	2,09
	280	75	205	2,61	80,00	120,00	5,23	2,46	2,09
	300	75	225	2,61	100,00	100,00	5,23	2,46	2,09

NOTE:

(1) La resistenza assiale ad estrazione del filetto $R_{ax,90,flat,k}$ è stata valutata considerando un angolo di 90° fra le fibre ed il connettore e per una lunghezza di infissione pari a b in applicazione con LVL sia a sfogliati paralleli che a sfogliati incrociati.

(2) La resistenza assiale ad estrazione del filetto $R_{ax,90,edge,k}$ è stata valutata considerando un angolo di 90° fra le fibre ed il connettore e per una lunghezza di infissione pari a b in applicazione con LVL a sfogliati paralleli.

(3) La resistenza assiale di penetrazione della testa $R_{head,k}$, con e senza rondella, è stata valutata su elemento in LVL a sfogliati paralleli o incrociati di spessore t_{min}.

	TRAZIONE			
	estrazione filetto flat [1]	estrazione filetto edge [2]	penetrazione testa flat [3]	penetrazione testa con rondella flat [3]
				
	$R_{ax,k}$ [kN]	$R_{ax,k}$ [kN]	$R_{head,k}$ [kN]	$R_{head,k}$ [kN]
	2,14	1,62	2,48	-
	2,14	1,62	2,48	-
	2,14	1,62	2,48	-
	2,67	2,03	2,48	-
	3,12	2,36	2,48	-
	3,56	2,70	2,48	-
	4,01	3,04	2,48	-
	4,45	3,38	2,48	-
	5,34	4,05	2,48	-
	3,34	2,69	3,01	8,36
	3,34	2,69	3,01	8,36
	2,86	2,30	3,01	8,36
	3,82	3,07	3,01	8,36
	3,82	3,07	3,01	8,36
	4,77	3,84	3,01	8,36
	4,77	3,84	3,01	8,36
	5,72	4,61	3,01	8,36
	5,72	4,61	3,01	8,36
	5,72	4,61	3,01	8,36
	7,16	5,76	3,01	8,36
	7,16	5,76	3,01	8,36
	7,16	5,76	3,01	8,36
	7,16	5,76	3,01	8,36
	7,16	5,76	3,01	8,36
	7,16	5,76	3,01	8,36
	7,16	5,76	3,01	8,36
	7,16	5,76	3,01	8,36
	7,16	5,76	3,01	8,36
	7,16	5,76	3,01	8,36

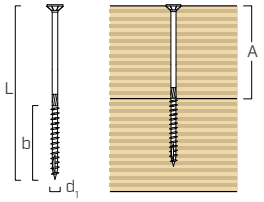
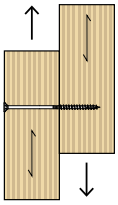
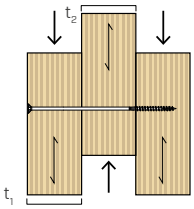
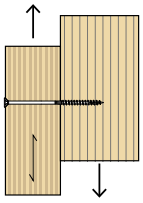
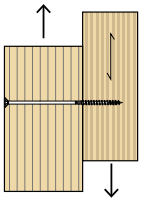
PRINCIPI GENERALI:

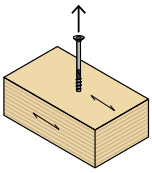
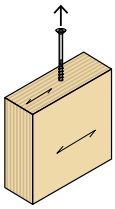
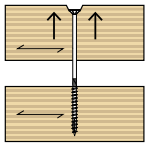
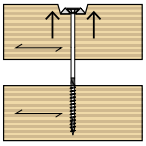
- I valori caratteristici sono secondo normativa EN 1995:2014 in accordo a ETA-11/0030.
- I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_d = \frac{R_k \cdot k_{mod}}{\gamma_m}$$

  I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo.
- Per i valori di resistenza meccanica e per la geometria delle viti si è fatto riferimento a quanto riportato in ETA-11/0030 e da prove sperimentali svolte presso Eurofins Expert Services Oy, Espoo, Finland (Report EUFI29-19000819-T1/T2).
- In fase di calcolo si è considerata una massa volumica degli elementi in LVL pari a ρ_k = 480 kg/m³ e pari a 350 kg/m³ per gli elementi in legno.
- I valori sono stati calcolati considerando la parte filettata completamente inserita nell'elemento ligneo.
- Il dimensionamento e la verifica degli elementi in legno, dei pannelli e delle piastre in acciaio devono essere svolti a parte.
- Le resistenze caratteristiche a taglio sono valutate per viti inserite senza preforo; nel caso di viti inserite con preforo è possibile ottenere valori di resistenza maggiori.

VALORI STATICI | LVL

geometria				TAGLIO					
				LVL - LVL	LVL - LVL - LVL			LVL - legno	legno - LVL
									
d_1 [mm]	L [mm]	b [mm]	A [mm]	$R_{V,k}$ [kN]	t_1 [mm]	t_2 [mm]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]
8	80	52	28	3,30	32,00	16,00	2,70	3,15	2,53
	100	52	48	3,95	40,00	20,00	3,37	3,71	3,17
	120	60	60	3,95	40,00	40,00	6,75	3,71	3,30
	140	60	80	3,95	40,00	60,00	7,91	3,71	3,30
	160	80	80	3,95	40,00	80,00	7,91	3,71	3,30
	180	80	100	3,95	60,00	60,00	7,91	3,71	3,30
	200	80	120	3,95	60,00	80,00	7,91	3,71	3,30
	220	80	140	3,95	60,00	100,00	7,91	3,71	3,30
	240	80	160	3,95	80,00	80,00	7,91	3,71	3,30
	260	80	180	3,95	80,00	100,00	7,91	3,71	3,30
	280	80	200	3,95	80,00	120,00	7,91	3,71	3,30
	300	100	200	3,95	100,00	100,00	7,91	3,71	3,30
	320	100	220	3,95	100,00	120,00	7,91	3,71	3,30
	340	100	240	3,95	100,00	140,00	7,91	3,71	3,30
	360	100	260	3,95	120,00	120,00	7,91	3,71	3,30
	380	100	280	3,95	120,00	140,00	7,91	3,71	3,30
	400	100	300	3,95	120,00	160,00	7,91	3,71	3,30
	440	100	340	3,95	140,00	160,00	7,91	3,71	3,30
	480	100	380	3,95	140,00	200,00	7,91	3,71	3,30
	520	100	420	3,95	140,00	240,00	7,91	3,71	3,30
10	80	52	28	4,62	-	-	-	4,32	3,57
	100	52	48	5,57	40,00	20,00	3,95	4,99	4,20
	120	60	60	5,84	40,00	40,00	7,89	5,33	4,69
	140	60	80	5,84	40,00	60,00	11,37	5,33	4,85
	160	80	80	5,84	40,00	80,00	11,37	5,49	4,85
	180	80	100	5,84	60,00	60,00	11,68	5,49	4,85
	200	80	120	5,84	60,00	80,00	11,68	5,49	4,85
	220	80	140	5,84	60,00	100,00	11,68	5,49	4,85
	240	80	160	5,84	80,00	80,00	11,68	5,49	4,85
	260	80	180	5,84	80,00	100,00	11,68	5,49	4,85
	280	80	200	5,84	80,00	120,00	11,68	5,49	4,85
	300	100	200	5,84	100,00	100,00	11,68	5,49	4,85
	320	100	220	5,84	100,00	120,00	11,68	5,49	4,85
	340	100	240	5,84	100,00	140,00	11,68	5,49	4,85
	360	100	260	5,84	120,00	120,00	11,68	5,49	4,85
	380	100	280	5,84	120,00	140,00	11,68	5,49	4,85
	400	100	300	5,84	120,00	160,00	11,68	5,49	4,85

	TRAZIONE			
	estrazione filetto flat [1]	estrazione filetto edge [2]	penetrazione testa flat [3]	penetrazione testa con rondella flat [3]
				
	$R_{ax,k}$ [kN]	$R_{ax,k}$ [kN]	$R_{head,k}$ [kN]	$R_{head,k}$ [kN]
	5,78	5,20	3,85	11,44
	5,78	5,20	3,85	11,44
	6,67	6,00	3,85	11,44
	6,67	6,00	3,85	11,44
	8,90	8,00	3,85	11,44
	8,90	8,00	3,85	11,44
	8,90	8,00	3,85	11,44
	8,90	8,00	3,85	11,44
	8,90	8,00	3,85	11,44
	8,90	8,00	3,85	11,44
	8,90	8,00	3,85	11,44
	11,12	10,00	3,85	11,44
	11,12	10,00	3,85	11,44
	11,12	10,00	3,85	11,44
	11,12	10,00	3,85	11,44
	11,12	10,00	3,85	11,44
	11,12	10,00	3,85	11,44
	11,12	10,00	3,85	11,44
	11,12	10,00	3,85	11,44
	11,12	10,00	3,85	11,44
	7,07	6,86	6,06	18,64
	7,07	6,86	6,06	18,64
	8,16	7,92	6,06	18,64
	8,16	7,92	6,06	18,64
	10,88	10,56	6,06	18,64
	10,88	10,56	6,06	18,64
	10,88	10,56	6,06	18,64
	10,88	10,56	6,06	18,64
	10,88	10,56	6,06	18,64
	10,88	10,56	6,06	18,64
	10,88	10,56	6,06	18,64
	13,60	13,20	6,06	18,64
	13,60	13,20	6,06	18,64
	13,60	13,20	6,06	18,64
	13,60	13,20	6,06	18,64
	13,60	13,20	6,06	18,64
	13,60	13,20	6,06	18,64

MY PROJECT SOFTWARE

CONNESSIONE LEGNO-LEGNO / TAGLIO SINGOLO

ELEMENTO 1	1
B1 = 120 mm	
H1 = 160 mm	
Pendenza 30% (16,7°)	
Legno GL24h	

ELEMENTO 2	2
B2 = 160 mm	
H2 = 240 mm	
Pendenza 21% (12,0°)	
Legno GL24h	

DATI DI PROGETTO
$F_{v,Rd}$ = 7,17 kN
Classe di servizio = 1
Durata del carico = breve

SCELTA DELLA VITE
HBS = 10x180 mm
Preforo = no
Rondella = no

GEOMETRIA DELLA CONNESSIONE
t_1 = 60 mm
α_1 = 73,3° (90° - 16,7°)
t_2 = 120 mm (lunghezza di infissione nell'elemento 2)
α_2 = 78,0° (90° - 12,0°)

CALCOLO RESISTENZA A TAGLIO [EN 1995:2014 e ETA-11/0030]

d_1 = 10,0 mm
$f_{h,1,k}$ = 15,82 N/mm²
$f_{h,2,k}$ = 15,82 N/mm²
β = 1,00

$M_{y,k}$ = 35830 Nmm
$R_{ax,Rk}$ = min {resistenza a estrazione filetto; resistenza a penetrazione testa} = min {$R_{ax,Rk}$; $R_{head,Rk}$}
= 3,77 kN
$R_{ax,Rk}/4$ = 0,94 kN (effetto cavo)

$$R_{v,Rk} = min \begin{cases} f_{h,1,k}\, t_1\, d & \text{(a)} = 9{,}49 \text{ kN} \\ f_{h,2,k}\, t_2\, d & \text{(b)} = 18{,}99 \text{ kN} \\ \dfrac{f_{h,1,k}\, t_1\, d}{1+\beta}\left[\sqrt{\beta + 2\beta^2\left[1+\dfrac{t_2}{t_1}+\left(\dfrac{t_2}{t_1}\right)^2\right]+\beta^3\left(\dfrac{t_2}{t_1}\right)^2} - \beta\left(1+\dfrac{t_2}{t_1}\right)\right]+\dfrac{R_{ax,Rk}}{4} & \text{(c)} = 7{,}39 \text{ kN} \\ 1{,}05\,\dfrac{f_{h,1,k}\, t_1\, d}{2+\beta}\left[\sqrt{2\beta(1+\beta)+\dfrac{4\beta(2+\beta)\,M_{y,Rk}}{f_{h,1,k}\, d\, t_1^2}} - \beta\right]+\dfrac{R_{ax,Rk}}{4} & \text{(d)} = 4{,}87 \text{ kN} \\ 1{,}05\,\dfrac{f_{h,1,k}\, t_2\, d}{1+2\beta}\left[\sqrt{2\beta^2(1+\beta)+\dfrac{4\beta(1+2\beta)\,M_{y,Rk}}{f_{h,1,k}\, d\, t_2^2}} - \beta\right]+\dfrac{R_{ax,Rk}}{4} & \text{(e)} = 7{,}90 \text{ kN} \\ 1{,}15\sqrt{\dfrac{2\beta}{(1+\beta)}}\sqrt{2M_{y,Rk}\, f_{h,1,k}\, d}+\dfrac{R_{ax,Rk}}{4} & \text{(f)} = 4{,}82 \text{ kN} \end{cases}$$

$R_{v,Rk}$ = 4,82 kN

$$R_d = \frac{R_k \cdot k_{mod}}{\gamma_m}$$

EN 1995:2014
k_{mod} = 0,9
γ_m = 1,3
$R_{v,Rd}$ = 3,33 kN

Numero minimo viti
$F_{v,Rd}$ / $R_{v,Rd}$ = 2,15

Italia - NTC 2018
k_{mod} = 0,9
γ_m = 1,5
$R_{v,Rd}$ = 2,89 kN

Numero minimo viti
$F_{v,Rd}$ / $R_{v,Rd}$ = 2,48

Si ipotizzano 3 viti
$n_{ef,TAGLIO}$ 3 (viti perpendicolari alle fibre)
$n_{ef,TRAZIONE}$ $3^{0.9}$ = 2,69

Ricalcolando la resistenza a taglio, per l'effetto cavo si considera una resistenza a trazione della singola vite pari a:
$R_{ax,Rk}$ = 3,74 · 2,69 / 3 = 3,38 kN (penetrazione testa)
$R_{ax,Rk}/4$ = 0,85 kN (effetto cavo)

Resistenza a taglio della singola vite:
$R_{v,Rk}$ = 4,71 kN

$$R_{v,Rd} \geq F_{v,Rd}$$

EN 1995:2014
$R_{v,Rd}$ = 3,33 kN

Resistenza a taglio del collegamento:
$R_{v,Rd}$ = 3,33 x 3 = 9,99 kN > 7,17 kN **OK**

Italia - NTC 2018
$R_{v,Rd}$ = 2,89 kN

Resistenza a taglio del collegamento:
$R_{v,Rd}$ = 2,89 x 3 = 8,67 kN > 7,17 kN **OK**

ESEMPI DI CALCOLO: GIUNZIONE TRAVETTO-COMPLUVIO CON MYPROJECT

MY PROJECT SOFTWARE

CONNESSIONE LEGNO-LEGNO / TAGLIO SINGOLO

ELEMENTO 1	1
B1 = 120 mm	
H1 = 160 mm	
Pendenza 30% (16,7°)	
Legno GL24h	

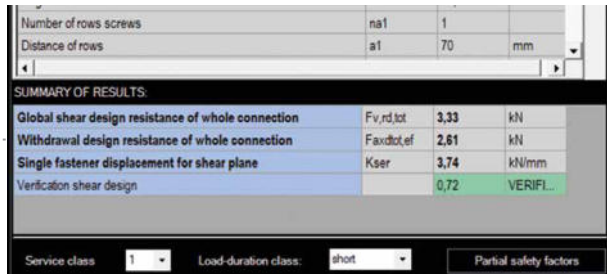
ELEMENTO 2	2
B2 = 160 mm	
H2 = 240 mm	
Pendenza 21% (12,0°)	
Legno GL24h	

DATI DI PROGETTO
$F_{v,Rd}$ = 7,17 kN
Classe di servizio = 1
Durata del carico = breve

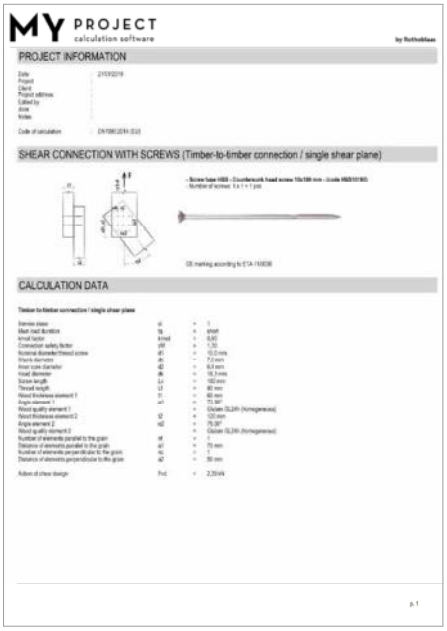
SCELTA DELLA VITE
HBS = 10x180 mm
Preforo = no
Rondella = no

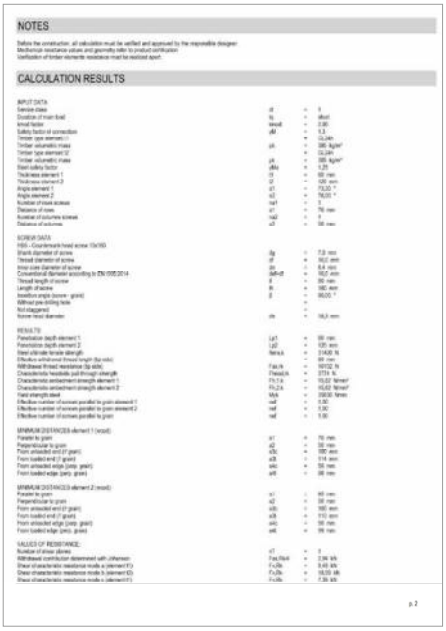
GEOMETRIA DELLA CONNESSIONE
t_1 = 60 mm
α_1 = 73,3° (90° - 16,7°)
t_2 = 120 mm (lunghezza di infissione nell'elemento 2)
α_2 = 78,0° (90° - 12,0°)

CALCOLO RESISTENZA A TAGLIO CON SOFTWARE MYPROJECT (EN 1995:2014 e ETA-11/0030)



RELAZIONE DI CALCOLO





WZU

ETA 11/0086

Angolari per forze di trazione

Piastre forate tridimensionali in acciaio al carbonio con zincatura galvanica

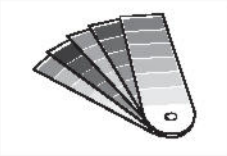
CAMPI DI IMPIEGO

Giunzioni legno-legno
e legno-cemento

- legno massiccio
- legno lamellare
- XLAM (Cross Laminated Timber)
- struttura a telaio (platform frame)
- LVL
- pannelli a base di legno

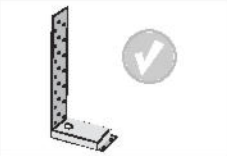
GAMMA COMPLETA

Sistema semplice ed efficace disponibile in svariate misure, per soddisfare ogni esigenza applicativa



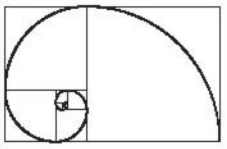
RESISTENZE CERTIFICATE

Idoneità all'uso garantita dalla marcatura CE secondo ETA



FISSAGGIO VERSATILE

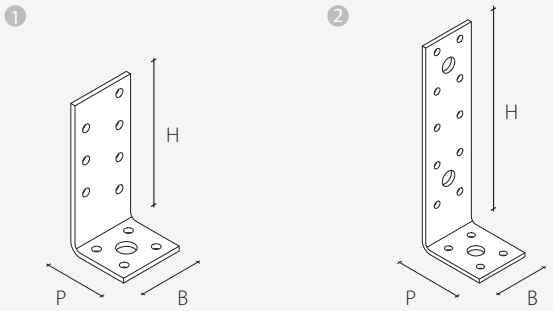
Fissaggio con viti, chiodi e ancoranti. Dimensione e disposizione dei fori studiate per un'applicazione ottimale in ogni situazione



CODICI E DIMENSIONI

WZU 90/155

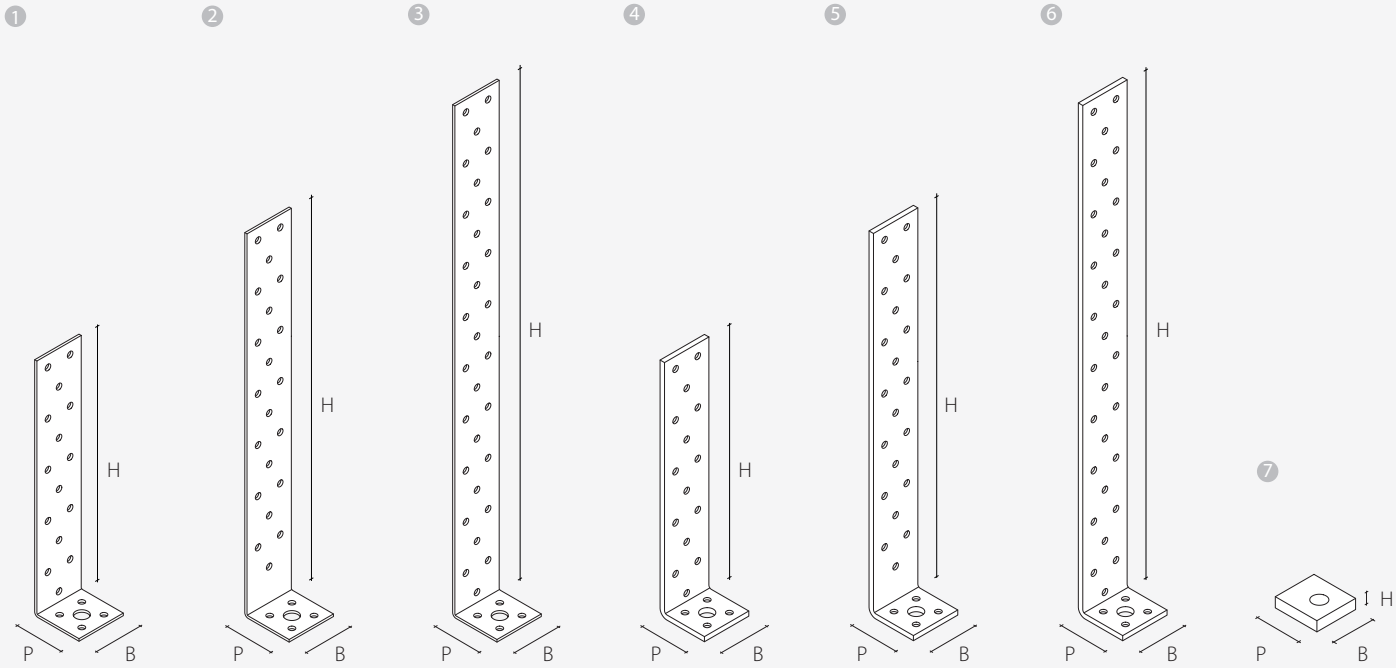
ETA 13/0900 ETA 11/0086 S250 GALV



	codice	tipo	B [mm]	P [mm]	H [mm]	s [mm]	n Ø5 [pz]	n Ø11 [pz]			pz/conf
1	PF101080	WZU09035	40	35	90	3,0	11	1	•	•	100
2	PF101090	WZU15550	40	50	155	3,0	14	3	•	•	100

WZU 200/300/400

ETA 11/0086 S250 GALV

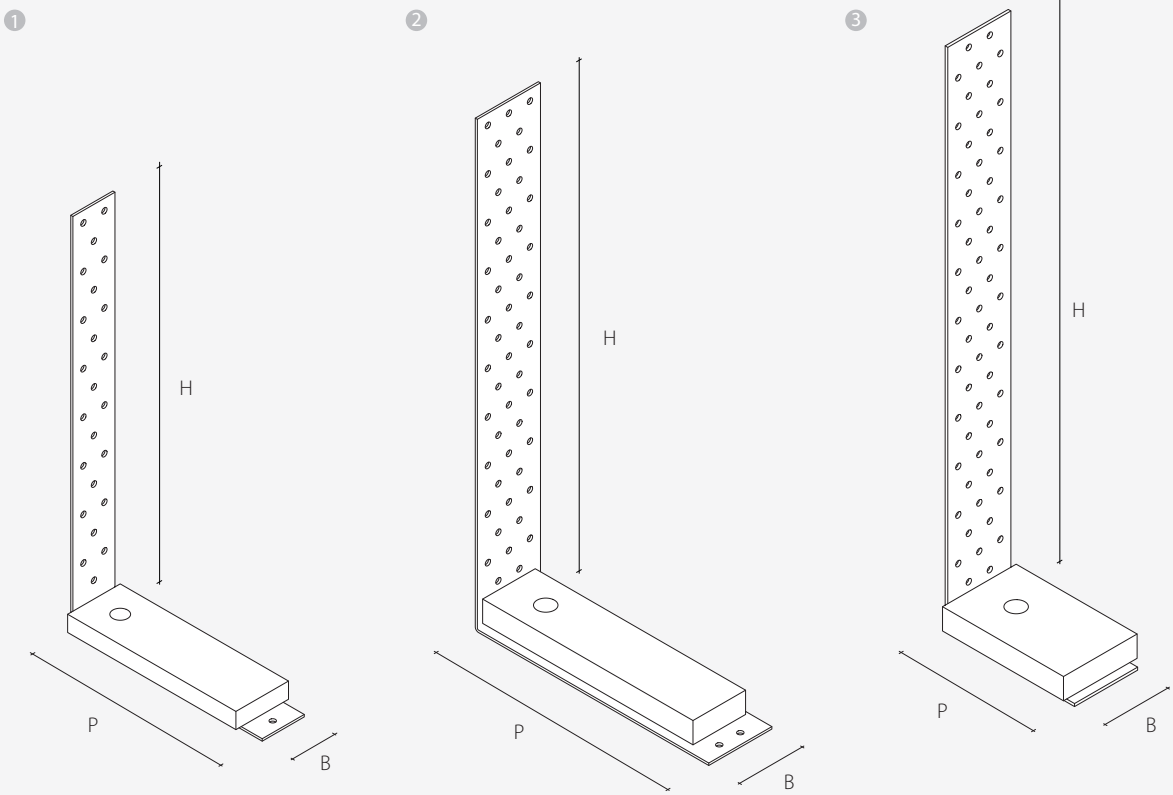


	codice	tipo	B [mm]	P [mm]	H [mm]	s [mm]	n Ø5 [pz]	n Ø14 [pz]			pz/conf
1	PF101100	WZU2002	40	40	200	2,0	19	1	•	•	100
2	PF101105	WZU3002	40	40	300	2,0	25	1	•	•	50
3	PF101110	WZU4002	40	40	400	2,0	34	1	•	•	50
4	PF101115	WZU2004	40	40	200	4,0	19	1	•	•	50
5	PF101120	WZU3004	40	40	300	4,0	25	1	•	•	50
6	PF101125	WZU4004	40	40	400	4,0	34	1	•	•	25
7	PF700005	WZUBS43	40	43	10	-	-	1	-	-	50

WZU STRONG

ETA 11/0086

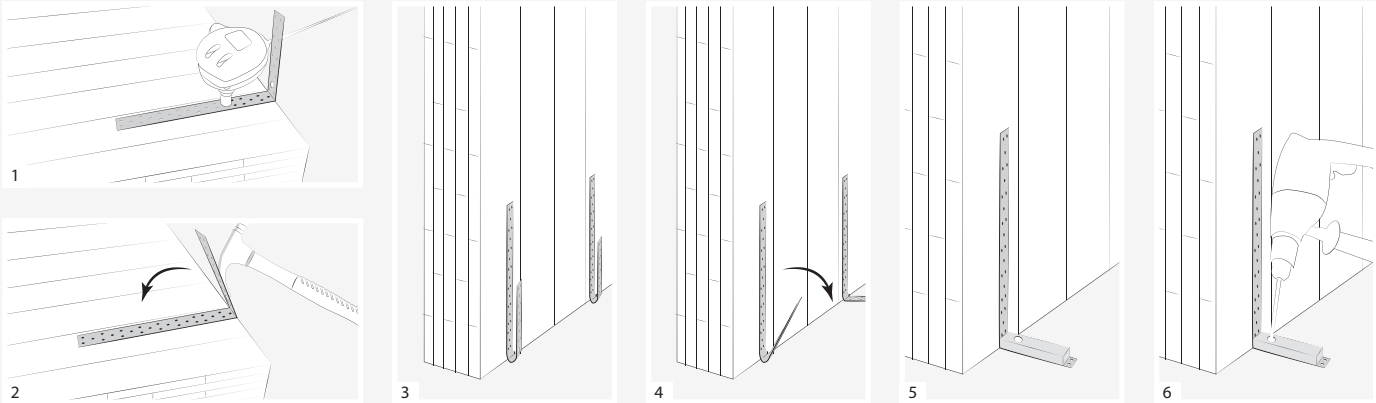
S250 GALV



	codice	tipo	B [mm]	P [mm]	H [mm]	s [mm]	n Ø5 [pz]	n Ø13 [pz]	n Ø18 [pz]	n Ø22 [pz]	rondella*			pz/conf
1	**PF103010**	**WZU342**	40	182	340	2,0	39	1	-	-	160 x 50 x 15 Ø12,5	•	•	10
2	**PF103015**	**WZU422**	60	222	420	2,0	79	-	1	-	200 x 60 x 20 Ø16,5	•	•	10
3	**PF103020**	**WZU482**	60	123	480	2,5	72	-	-	1	115 x 70 x 20 Ø20,5	•	•	10

* rondella inclusa nella confezione

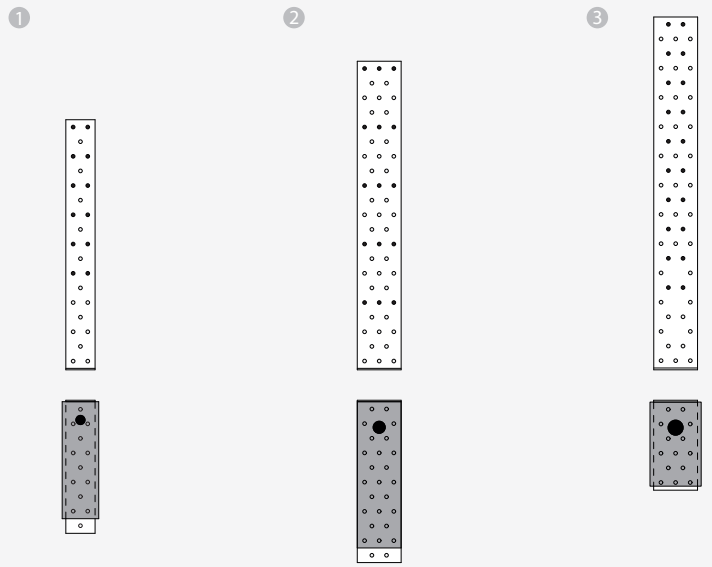
MONTAGGIO



Possibilità di pre-montaggio in stabilimento per velocizzare la posa di pannelli prefabbricati

VALORI STATICI - GIUNZIONE A TRAZIONE - LEGNO/CEMENTO

WZU con rondella



La chiodatura può avvenire anche con schemi differenti

TIPO		configurazione	fissaggio fori Ø5 tipo	Ø x L [mm]	n_v [pz]	VALORI CARATTERISTICI $R_{1,k\ legno}$ [kN]	$R_{1,k\ acciaio}$ [kN]	$\gamma_{acciaio}$
1	WZU 342	angolare WZU con rondella	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	12	18,84	11,60	γ_{m0}
				Ø4,0 x 60		23,16		
			viti LBS	Ø5,0 x 40	12	18,84		
				Ø5,0 x 50		23,16		
2	WZU 422	angolare WZU con rondella	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	15	23,55	17,30	γ_{m0}
				Ø4,0 x 60		28,95		
			viti LBS	Ø5,0 x 40	15	23,55		
				Ø5,0 x 50		28,95		
3	WZU 482	angolare WZU con rondella	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	20	31,40	21,70	γ_{m0}
				Ø4,0 x 60		38,60		
			viti LBS	Ø5,0 x 40	20	31,40		
				Ø5,0 x 50		38,60		

PRINCIPI GENERALI

- I valori caratteristici sono secondo normativa EN 1995:2008 ed in accordo a ETA.
- I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_d = \min \begin{cases} \dfrac{R_{k\ legno} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \dfrac{R_{k\ acciaio}}{\gamma_{acciaio}} \end{cases}$$

  I coefficienti $\gamma_{acciaio}$, γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo.
- Il fissaggio al calcestruzzo è da verificare a parte.
- Il dimensionamento e la verifica degli elementi in legno e in calcestruzzo devono essere svolti a parte.
- I valori di resistenza sono validi per le ipotesi di calcolo definite in tabella; condizioni al contorno differenti (es. distanze minime dai bordi) devono essere verificate.

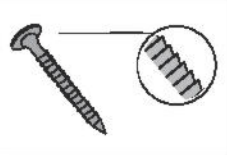
LBA - LBS

Chiodo ad aderenza migliorata - Vite testa tonda per piastre

Acciaio al carbonio con zincatura galvanica bianca

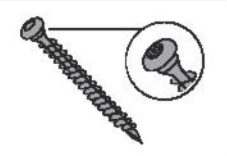
LBA - CHIODO ANKER

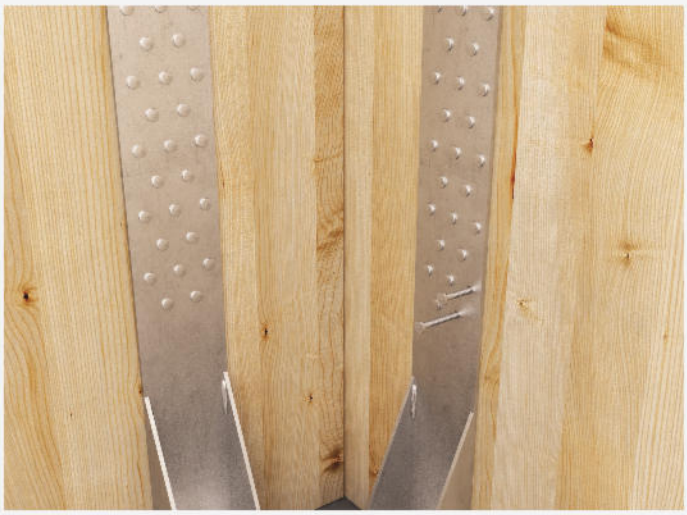
Chiodo con gambo zigrinato per una migliore resistenza ad estrazione



LBS - VITE PER PIASTRE

Vite con sottotesta cilindrico ideale per il fissaggio di elementi metallici standard





CERTIFICAZIONE

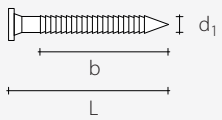
Marcatura CE secondo ETA a garanzia della correttezza dei parametri di calcolo da utilizzarsi nel dimensionamento di piastre strutturali e nel rispetto del codice di riferimento (Eurocodice o altra normativa)

PIASTRE METALLICHE

Geometria appositamente studiata per il fissaggio di piastre ed angolari metallici; il sottotesta genera un effetto ad incastro che migliora la performance statica della giunzione

CODICI E DIMENSIONI

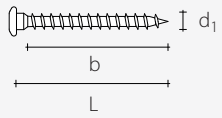
LBA - CHIODO ANKER



codice	tipo	d_1 [mm]	L [mm]	b [mm]	pz/conf
PF601440	**LBA440**		40	30	250
PF601450	**LBA450**		50	40	250
PF601460	**LBA460**	**4**	60	50	250
PF601475	**LBA475**		75	60	250
PF601410	**LBA4100**		100	80	250
PF601660	**LBA660**		60	50	250
PF601680	**LBA680**	**6**	80	70	250
PF601610	**LBA6100**		100	80	250

ETA 11/0030

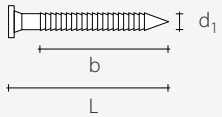
LBS - VITE PER PIASTRE



codice	tipo	d_1 [mm]	L [mm]	b [mm]	pz/conf
PF603525	**LBS525**		25	21	500
PF603540	**LBS540**	**5**	40	36	500
PF603550	**LBS550**	TX20	50	46	200
PF603560	**LBS560**		60	56	200
PF603570	**LBS570**		70	66	200

AISI 316
A4

LBAI - CHIODO ANKER INOSSIDABILE



codice	tipo	d_1 [mm]	L [mm]	b [mm]	pz/conf
AI4050	**LBAI450**	**4**	50	40	250
AI6060	**LBAI660**	**6**	60	50	250

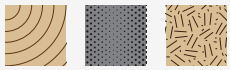
MATERIALE E DURABILITÀ

LBA: acciaio al carbonio con zincatura galvanica.
LBS: acciaio al carbonio con zincatura galvanica.
Utilizzo in classe di servizio 1 e 2 (EN 1995:2008).

LBAI: acciaio inossidabile A4 (V4A).
Utilizzo in classe di servizio 1, 2 e 3 (EN 1995:2008).

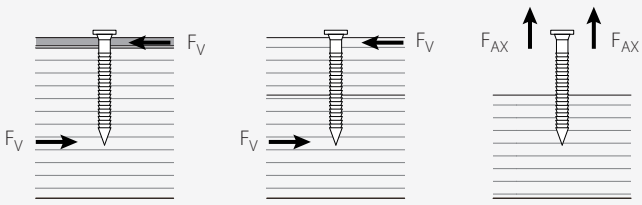
CAMPO D'IMPIEGO

Giunzioni legno-acciaio
Giunzioni legno-legno
Giunzioni OSB-legno

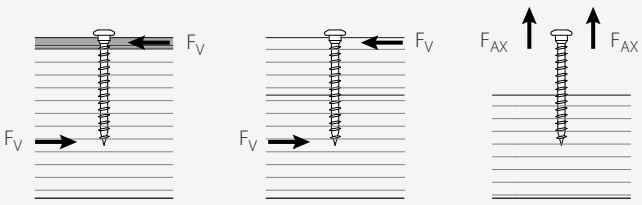


SOLLECITAZIONI

LBA

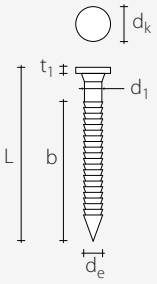


LBS

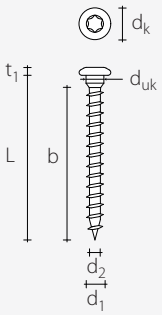


GEOMETRIA E CARATTERISTICHE MECCANICHE

LBA



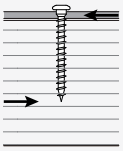
LBS

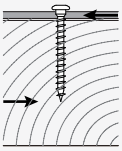


			LBA		LBS
Diametro nominale	d_1	[mm]	4	6	5
Diametro testa	d_K	[mm]	8,00	12,00	7,80
Diametro nocciolo	d_2	[mm]	-	-	3,00
Diametro sottotesta	d_{UK}	[mm]	-	-	4,90
Diametro esterno	d_e	[mm]	4,40	6,50	-
Spessore testa	t_1	[mm]	1,40	2,00	2,40
Diametro preforo	d_v	[mm]	3,0	4,5	3,0
Momento caratteristico di snervamento	$M_{y,k}$	[Nmm]	6500,0	19000,0	5417,2
Parametro caratteristico di resistenza ad estrazione	$f_{ax,k}$	[N/mm^2]	7,5	7,5	11,7
Parametro caratteristico di penetrazione della testa	$f_{head,k}$	[N/mm^2]	-	-	10,5
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{tens,k}$	[kN]	6,9	11,4	7,9

INSTALLAZIONE

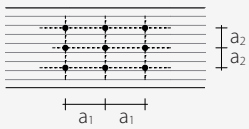
DISTANZE MINIME PER CHIODI / VITI SOLLECITATI A TAGLIO ACCIAIO-LEGNO

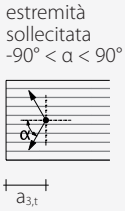


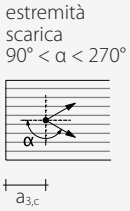


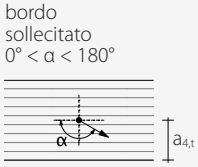
		CHIODI / VITI INSERITI SENZA PREFORO					
		Angolo tra forza e fibre α = 0°			Angolo tra forza e fibre α = 90°		
		LBA 4	LBS 5	LBA 6	LBA 4	LBS 5	LBA 6
a_1	[mm]	28	42	50	14	18	21
a_2	[mm]	14	18	21	14	18	21
$a_{3,t}$	[mm]	60	75	90	40	50	60
$a_{3,c}$	[mm]	40	50	60	40	50	60
$a_{4,t}$	[mm]	20	25	30	28	50	60
$a_{4,c}$	[mm]	20	25	30	20	25	30

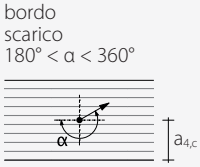
		CHIODI / VITI INSERITI CON PREFORO					
		Angolo tra forza e fibre α = 0°			Angolo tra forza e fibre α = 90°		
		LBA 4	LBS 5	LBA 6	LBA 4	LBS 5	LBA 6
a_1	[mm]	14	18	21	11	14	17
a_2	[mm]	8	11	13	11	14	17
$a_{3,t}$	[mm]	48	60	72	28	35	42
$a_{3,c}$	[mm]	28	35	42	28	35	42
$a_{4,t}$	[mm]	12	15	18	20	35	42
$a_{4,c}$	[mm]	12	15	18	12	15	18









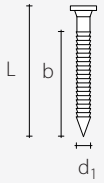


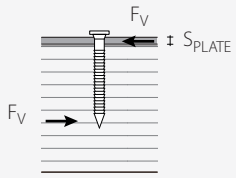
NOTE

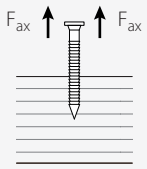
- Le distanze minime sono secondo normativa EN 1995:2008 in accordo a ETA considerando una massa volumica degli elementi lignei $\rho_k \leq 420$ kg/m^3.
- Nel caso di giunzione legno-legno le spaziature minime (a_1, a_2) devono essere moltiplicate per un coefficiente 1,5.

VALORI STATICI

LBA

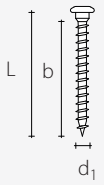


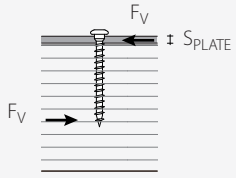


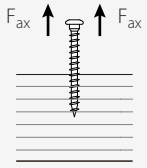


			VALORI CARATTERISTICI (1)								VALORI AMMISSIBILI	
			TAGLIO ACCIAIO-LEGNO $R_{v,k}$ [kN]							TRAZIONE	TAGLIO	TRAZIONE
d_1 [mm]	L [mm]	b [mm]	S_{PLATE} 1,5 mm	S_{PLATE} 2 mm	S_{PLATE} 2,5 mm	S_{PLATE} 3 mm	S_{PLATE} 4 mm	S_{PLATE} 5 mm	S_{PLATE} 6 mm	$R_{ax,k}$ [kN]	V_{adm} [kg]	N_{adm} [kg]
4	40	30	2,02	2,01	2,00	1,98	1,95	1,93	1,90	0,96	71	38
	50	40	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	1,28	71	51
	60	50	2,48	2,48	2,48	2,48	2,48	2,48	2,48	1,60	71	64
	75	60	2,64	2,64	2,64	2,64	2,64	2,64	2,64	1,92	71	77
	100	80	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96	2,56	71	102
6	60	50	2,56	2,53	3,39	4,24	4,20	4,16	4,13	2,40	141	96
	80	70	3,43	3,41	4,19	5,00	5,00	5,00	5,00	3,36	141	134
	100	80	4,27	4,27	4,75	5,24	5,24	5,24	5,24	3,84	141	154

LBS







			VALORI CARATTERISTICI (2)								VALORI AMMISSIBILI	
			TAGLIO ACCIAIO-LEGNO $R_{v,k}$ [kN]							TRAZIONE	TAGLIO	TRAZIONE
d_1 [mm]	L [mm]	b [mm]	S_{PLATE} 1,5 mm	S_{PLATE} 2 mm	S_{PLATE} 2,5 mm	S_{PLATE} 3 mm	S_{PLATE} 4 mm	S_{PLATE} 5 mm	S_{PLATE} 6 mm	$R_{ax,k}$ [kN]	V_{adm} [kg]	N_{adm} [kg]
5	25	21	0,90	0,88	0,87	0,98	1,23	1,47	1,43	1,31	53	53
	40	36	1,48	1,46	1,44	1,58	1,88	2,15	2,11	2,25	53	90
	50	46	1,86	1,85	1,83	1,92	2,12	2,35	2,35	2,87	53	115
	60	56	2,05	2,05	2,05	2,15	2,34	2,52	2,50	3,50	53	140
	70	66	2,20	2,20	2,20	2,30	2,50	2,68	2,66	4,12	53	165

PRINCIPI GENERALI

- I valori caratteristici sono secondo normativa EN 1995:2008 in accordo a ETA.
- I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_d = \frac{R_k \cdot k_{mod}}{\gamma_m}$$

  I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo.
- In fase di calcolo si è considerata una massa volumica degli elementi lignei pari a $\rho_k = 380$ kg/m^3.
- Il dimensionamento e la verifica degli elementi in legno e delle piastre in acciaio devono essere svolti a parte.
- Le resistenze caratteristiche a taglio sono valutate per chiodi / viti inseriti senza preforo; nel caso di chiodi / viti inseriti con preforo è possibile ottenere valori di resistenza maggiori.
- I valori ammissibili sono secondo normativa DIN 1052:1988.

NOTE

(1) Le resistenze caratteristiche a taglio per chiodi LBA Ø4 sono valutate per piastre con spessore = S_{PLATE} , considerando sempre il caso di piastra spessa in accordo a ETA ($S_{PLATE} \geq 1,5$ mm).
Le resistenze caratteristiche a taglio per chiodi LBA Ø6 sono valutate per piastre con spessore = S_{PLATE} , considerando il caso di piastra sottile ($S_{PLATE} \leq 2,0$ mm), intermedia ($2,0 < S_{PLATE} < 3,0$ mm) o spessa ($S_{PLATE} \geq 3,0$ mm) in accordo a ETA.

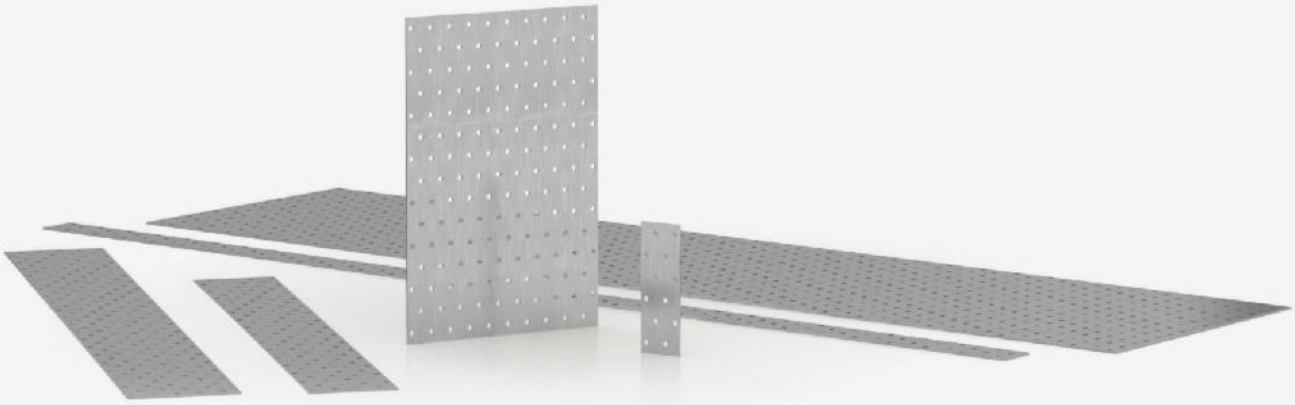
(2) Le resistenze caratteristiche a taglio per viti LBS Ø5 sono valutate per piastre con spessore = S_{PLATE} , considerando il caso di piastra sottile ($S_{PLATE} \leq 0,5\ d_1$), intermedia ($0,5\ d_1 < S_{PLATE} < d_1$) o spessa ($S_{PLATE} \geq d_1$).

(3) La resistenza assiale ad estrazione del filetto è stata valutata considerando un angolo di 90° fra le fibre ed il connettore e per una lunghezza di infissione pari a b.

LBV

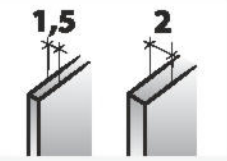
Piastre forate

Piastre forate in acciaio al carbonio con zincatura galvanica



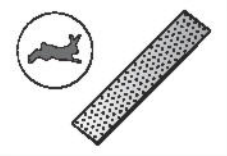
DUE SPESSORI

Sistema semplice ed efficace commercializzato in numerosi formati negli spessori da 1,5 mm o 2,0 mm



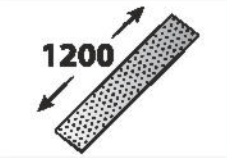
PRONTE ALL'USO

I formati rispondono a tutte le più comuni esigenze e minimizzano i tempi di installazione. Ottimo rapporto costo/prestazione



LUNGHEZZA 1,2 m

Gamma di piastre forate da 1200 mm, ideali per edifici multipiano in legno o per la progettazione in zona sismica o ventosa



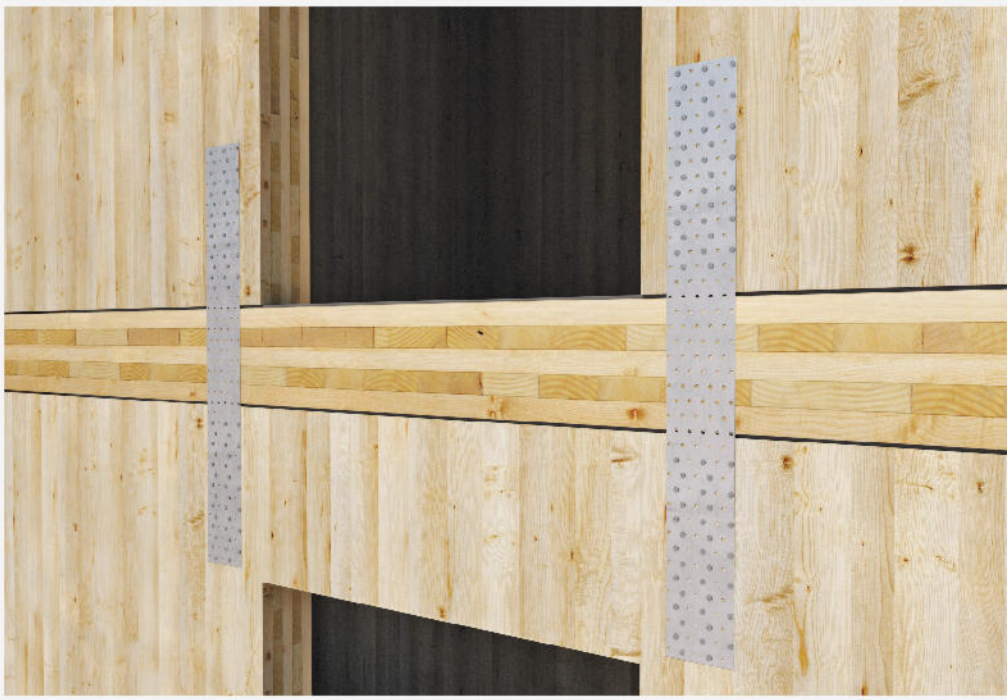
CERTIFICATE

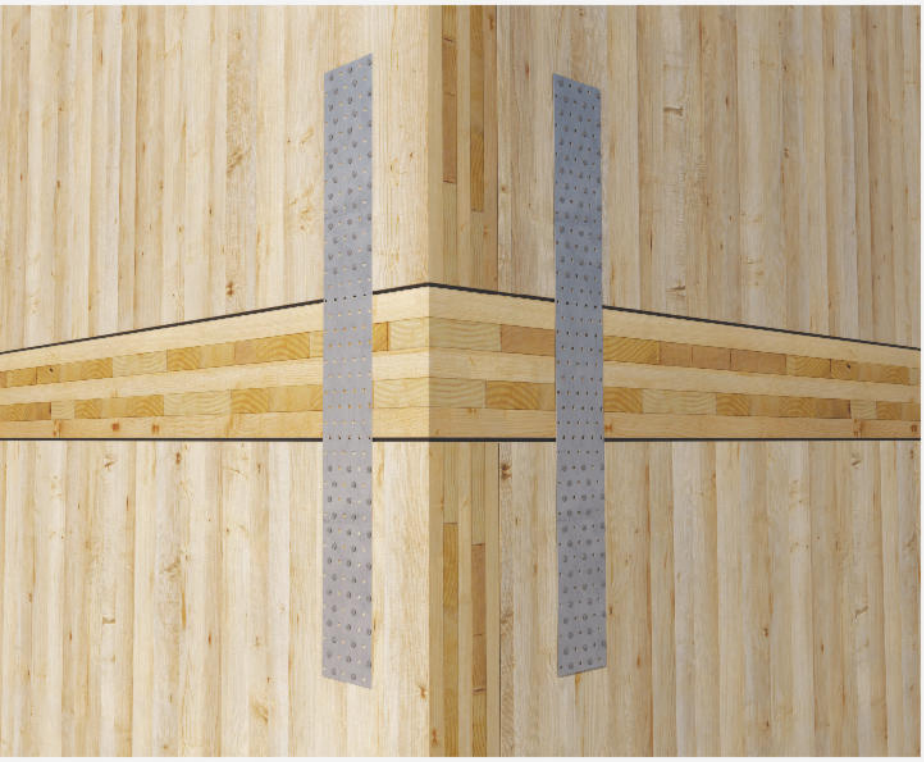
Ideali per giunzioni strutturali che richiedono resistenze a trazione. Geometria e materiale garantiti dalla marcatura CE

CAMPI DI IMPIEGO

Giunzioni legno-legno

- legno massiccio
- legno lamellare
- XLAM (Cross Laminated Timber)
- LVL
- pannelli a base di legno





AMPIA GAMMA

Disponibili in numerosi formati, progettate per rispondere a tutte le esigenza progettuali e costruttive, dalle semplici giunzioni di travi e travetti alle più importanti connessioni tra piani e interpiani

LEGNO-LEGNO

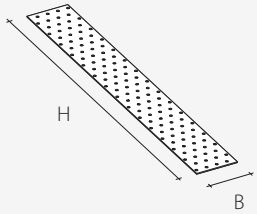
Ideale per risolvere puntualmente situazioni particolari che richiedono il trasferimento di forze di trazione tra elementi lignei quali travi, pannelli strutturali e rivestimenti

TRAZIONE

Formati dimensionati per le più comuni giunzioni tra elementi lignei e per tutte le applicazioni che richiedono valori di resistenza a trazione.
Versioni da 1200 mm ideali per giunzioni strutturali

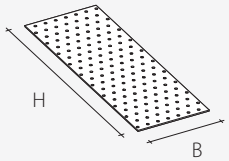
CODICI E DIMENSIONI

LBV 1,5 mm



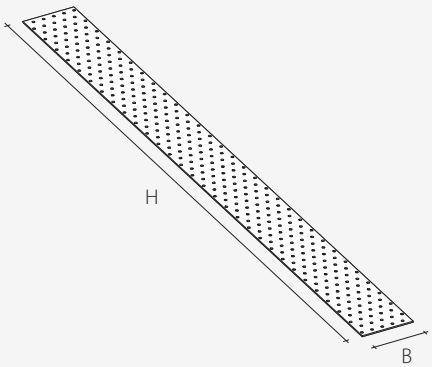
codice	tipo	B [mm]	H [mm]	n Ø5 [pz]	s [mm]		pz/conf
PF703100	**LBV60600**	60	600	90	1,5	•	10
PF703105	**LBV60800**	60	800	120	1,5	•	10
PF703110	**LBV80600**	80	600	120	1,5	•	10
PF703115	**LBV80800**	80	800	160	1,5	•	10
PF703120	**LBV100800**	100	800	200	1,5	•	10
PF703125	**LBV1001000**	100	1000	250	1,5	•	10

LBV 2,0 mm



codice	tipo	B [mm]	H [mm]	n Ø5 [pz]	s [mm]		pz/conf
PF703000	**LBV40120**	40	120	12	2	•	200
PF703005	**LBV40160**	40	160	16	2	•	50
PF703010	**LBV60140**	60	140	21	2	•	50
PF703015	**LBV60200**	60	200	30	2	•	100
PF703020	**LBV60240**	60	240	36	2	•	100
PF703025	**LBV80200**	80	200	40	2	•	50
PF703030	**LBV80240**	80	240	48	2	•	50
PF703035	**LBV80300**	80	300	60	2	•	50
PF703040	**LBV100140**	100	140	35	2	•	50
PF703045	**LBV100200**	100	200	50	2	•	50
PF703050	**LBV100240**	100	240	60	2	•	50
PF703055	**LBV100300**	100	300	75	2	•	50
PF703060	**LBV100400**	100	400	100	2	•	20
PF703065	**LBV100500**	100	500	125	2	•	20
PF703070	**LBV120200**	120	200	60	2	•	50
PF703075	**LBV120240**	120	240	72	2	•	50
PF703080	**LBV120300**	120	300	90	2	•	50
PF703085	**LBV140400**	140	400	140	2	•	15
PF703090	**LBV160400**	160	400	160	2	•	15
PF703095	**LBV200300**	200	300	150	2	•	15

LBV 2,0 mm x 1200 mm



codice	tipo	B [mm]	H [mm]	n Ø5 [pz]	s [mm]		pz/conf
PF704010	**LBV401200**	40	1200	120	2	•	20
PF704015	**LBV601200**	60	1200	180	2	•	20
PF704020	**LBV801200**	80	1200	240	2	•	20
PF704025	**LBV1001200**	100	1200	300	2	•	10
PF704030	**LBV1201200**	120	1200	360	2	•	10
PF704035	**LBV1401200**	140	1200	420	2	•	10
PF704040	**LBV1601200**	160	1200	480	2	•	10
PF704045	**LBV1801200**	180	1200	540	2	•	10
PF704050	**LBV2001200**	200	1200	600	2	•	5
PF704055	**LBV2201200**	220	1200	660	2	•	5
PF704060	**LBV2401200**	240	1200	720	2	•	5
PF704065	**LBV2601200**	260	1200	780	2	•	5
PF704070	**LBV2801200**	280	1200	840	2	•	5
PF704075	**LBV3001200**	300	1200	900	2	•	5
PF704080	**LBV4001200**	400	1200	1200	2	•	5

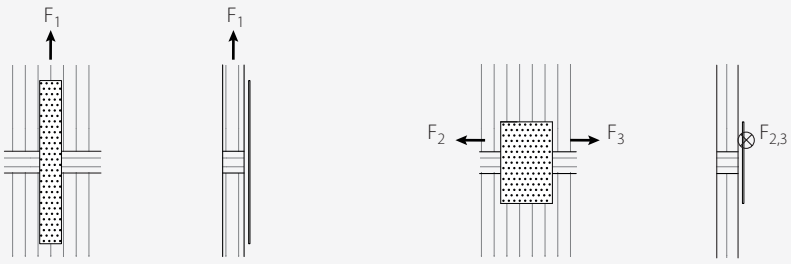
MATERIALE E DURABILITÀ

LBV: acciaio al carbonio S250GD con zincatura Z275.
Utilizzo in classe di servizio 1 e 2 (EN 1995:2008).

CAMPO D'IMPIEGO

Giunzioni legno-legno

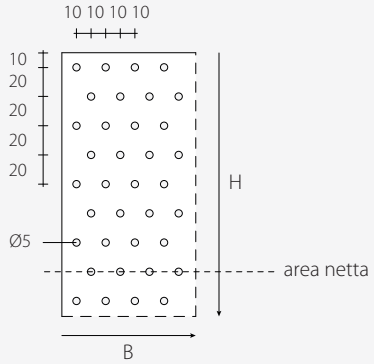
SOLLECITAZIONI



PRODOTTI ADDIZIONALI - FISSAGGI

tipo	descrizione		d [mm]	supporto	pagina
LBA	chiodo Anker		4		364
LBS	vite per piastre		5		364

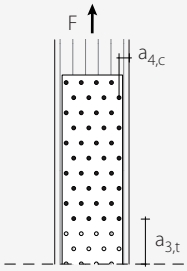
GEOMETRIA



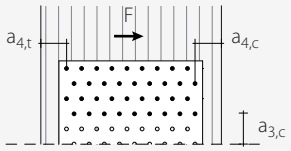
B [mm]	fori Area netta [pz]	B [mm]	fori Area netta [pz]	B [mm]	fori Area netta [pz]
40	2	140	7	240	12
60	3	160	8	260	13
80	4	180	9	280	14
100	5	200	10	300	15
120	6	220	11	400	20

INSTALLAZIONE

LEGNO - DISTANZE MINIME



Angolo tra forza e fibre α = 0°			chiodo anker LBA Ø4	vite LBS Ø5
Connettore laterale - Bordo scarico	$a_{4,c}$	[mm]	≥ 20	≥ 25
Connettore - Estremità carica	$a_{3,t}$	[mm]	≥ 60	≥ 75



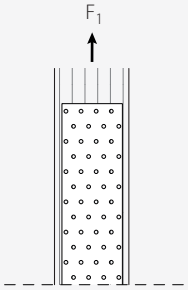
Angolo tra forza e fibre α = 90°			chiodo anker LBA Ø4	vite LBS Ø5
Connettore laterale - Bordo carico	$a_{4,t}$	[mm]	≥ 28	≥ 50
Connettore laterale - Bordo scarico	$a_{4,c}$	[mm]	≥ 20	≥ 25
Connettore - Estremità scarica	$a_{3,c}$	[mm]	≥ 40	≥ 50

VALORI STATICI - GIUNZIONE A TRAZIONE - LEGNO/LEGNO

RESISTENZA DEL SISTEMA

La resistenza a trazione del sistema $R_{1,d}$ è la minima fra la resistenza a trazione lato piastra $R_{ax,d}$ e la resistenza a taglio dei connettori utilizzati per il fissaggio $n \cdot R_{v,d}$.
Nel caso in cui i connettori vengano disposti su più file si dovrà applicare il coefficiente correttivo m_{ef}.

$$R_{1,d} = \min \begin{cases} R_{ax,d} \\ n \cdot m_{ef} \cdot R_{V,d} \end{cases}$$



PIASTRA - RESISTENZA A TRAZIONE

				VALORI CARATTERISTICI	*VALORI AMMISSIBILI*
TIPO	B [mm]	s [mm]	fori Area netta [pz]	$R_{ax,k}$ [kN]	N_{amm} *[kg]*
LBV 1,5 mm	60	1,5	3	**20,0**	*1023*
	80	1,5	4	**26,7**	*1364*
	100	1,5	5	**33,4**	*1705*
LBV 2,0 mm	40	2,0	2	**17,8**	*909*
	60	2,0	3	**26,7**	*1364*
	80	2,0	4	**35,6**	*1818*
	100	2,0	5	**44,6**	*2273*
	120	2,0	6	**53,5**	*2727*
	140	2,0	7	**62,4**	*3182*
	160	2,0	8	**71,3**	*3636*
	180	2,0	9	**80,2**	*4091*
	200	2,0	10	**89,1**	*4545*
	220	2,0	11	**98,0**	*5000*
	240	2,0	12	**106,9**	*5455*
	260	2,0	13	**115,8**	*5909*
	280	2,0	14	**124,7**	*6364*
	300	2,0	15	**133,7**	*6818*
	400	2,0	20	**178,2**	*9091*

PRINCIPI GENERALI

- I valori caratteristici sono secondo normativa EN 1993 e normativa EN 1995:2008.
- I valori di progetto - lato piastra - si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_{ax,d} = \frac{R_{ax,k}}{\gamma_{m2}}$$

  I valori di progetto - lato connettore - si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_{V,d} = \frac{R_{V,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_m}$$

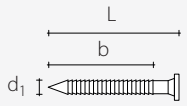
  I coefficienti γ_{m2}, γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo.
- In fase di calcolo si è considerata una massa volumica degli elementi lignei pari a $\rho_k = 380$ kg/m^3.
- Il dimensionamento e la verifica degli elementi in legno devono essere svolti a parte.
- Le resistenze caratteristiche a taglio sono valutate per viti / chiodi inseriti senza preforo; nel caso di viti / chiodi inseriti con preforo è possibile ottenere valori di resistenza maggiori.
- I valori ammissibili sono secondo normativa DIN 1052:1988.
- Si consiglia di disporre i connettori in maniera simmetrica rispetto alla retta di azione della forza.

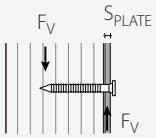
NOTE

(1) Le resistenze caratteristiche a taglio per chiodi LBA Ø4 sono valutate per piastre con spessore = S_{PLATE}, considerando sempre il caso di piastra spessa ($S_{PLATE} \geq 1,5$ mm) in accordo a ETA.

(2) Le resistenze caratteristiche a taglio per viti LBS Ø5 sono valutate per piastre con spessore = S_{PLATE}, considerando il caso di piastra sottile ($S_{PLATE} \leq 0,5\ d_1$).

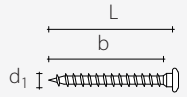
CONNETTORI - RESISTENZA A TAGLIO ACCIAIO / LEGNO

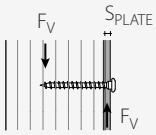




CHIODI LBA

			VALORI CARATTERISTICI (1)		VALORI AMMISSIBILI
d_1 [mm]	L [mm]	b [mm]	$R_{v,k}$ [kN] LBV 1,5 mm	$R_{v,k}$ [kN] LBV 2,0 mm	V_{adm} [kg]
4	40	30	2,02	2,01	71
	50	40	2,32	2,32	71
	60	50	2,48	2,48	71
	75	60	2,64	2,64	71
	100	80	2,96	2,96	71



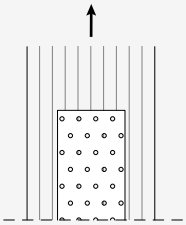


VITI LBS

			VALORI CARATTERISTICI (2)		VALORI AMMISSIBILI
d_1 [mm]	L [mm]	b [mm]	$R_{v,k}$ [kN] LBV 1,5 mm	$R_{v,k}$ [kN] LBV 2,0 mm	V_{adm} [kg]
5	40	36	1,48	1,46	53
	50	46	1,86	1,85	53
	60	56	2,05	2,05	53
	70	66	2,20	2,20	53

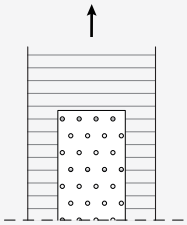
COEFFICIENTE CORRETTIVO m_{ef}

ANGOLO TRA FORZA E FIBRE α = 0°



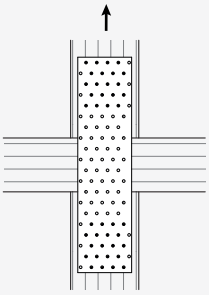
numero di file chiodate	m_{ef} chiodi LBA	m_{ef} viti LBS
≤ 2	1,00	1,00
≤ 4	0,90	0,84
≤ 6	0,85	0,76
≤ 8	0,81	0,71
≤ 10	0,79	0,67
≤ 12	0,76	0,64
≤ 14	0,75	0,61
≤ 16	0,73	0,59
≤ 18	0,72	0,58
≤ 20	0,71	0,56

ANGOLO TRA FORZA E FIBRE α = 90°



numero di file chiodate	m_{ef} chiodi LBA	m_{ef} viti LBS
≥ 1	1,00	1,00

ESEMPIO DI CALCOLO - GIUNZIONE LEGNO/LEGNO



La giunzione può essere realizzata sia con piastra forata (LBV) che con nastro forato (LBB).
Un esempio di calcolo completo è riportato a pagina 261.

TITAN N

ETA 11/0496

software Project

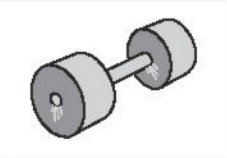
COMING SOON

Angolare per forze di taglio su pareti piene

Piastra forata tridimensionale in acciaio al carbonio con zincatura galvanica

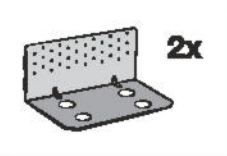
RESISTENZE SUPERIORI

Geometria studiata per garantire elevate resistenze a taglio. Ideale per la progettazione in zone sismiche o ventose



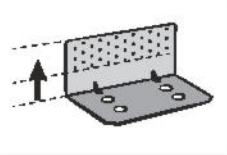
FORI CEMENTO

L'angolare è progettato per offrire due possibilità di fissaggio su cemento, al fine di evitare le barre di armatura a terra



FORI RIALZATI

La posizione dei fori sulla flangia verticale agevola l'uso di macchine pneumatiche per il fissaggio su pannello XLAM (Cross Laminated Timber)



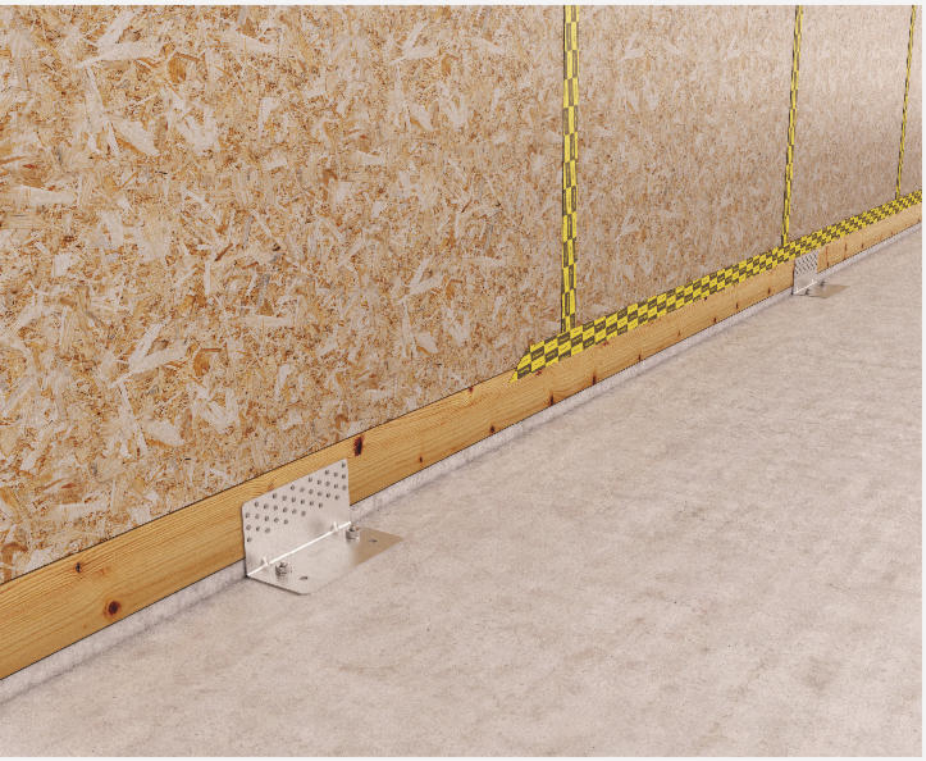
COSTO / PERFORMANCE

Ottimizzazione del numero di angolari da installare e conseguente risparmio di tempo in termini di posa in opera

CAMPI DI IMPIEGO

Giunzioni a taglio legno-cemento e legno-legno per pannelli e travi in legno

- XLAM (Cross Laminated Timber)
- struttura a telaio (platform frame)
- pannelli a base di legno
- LVL
- legno massiccio
- legno lamellare



XLAM (Cross Laminated Timber)

Ideale per l'installazione su pannelli XLAM (Cross Laminated Timber), grazie ai fori per legno rialzati che consentono il fissaggio completo dell'angolare con macchine pneumatiche anche a fronte di variazioni di livello del cemento

GEOMETRIA

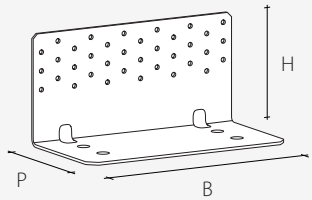
Le due coppie di fori disposte parallelamente offrono una seconda opzione di fissaggio su cemento armato, per evitare eventuali barre sottostanti. I rinforzi garantiscono stabilità torsionale all'angolare

EFFICIENZA

L'elevata resistenza consente di ottimizzare il numero di angolari necessari rispetto ai sistemi costruttivi tradizionali, per una più rapida posa in opera. Ideale per strutture in zone sismiche o ventose

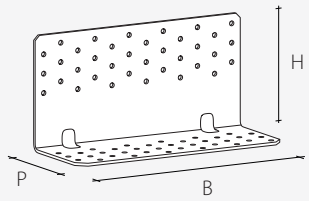
CODICI E DIMENSIONI

TITAN N - TCN



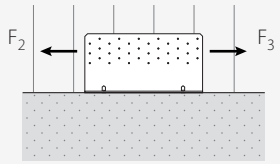
codice	tipo	B [mm]	P [mm]	H [mm]	fori [mm]	n_V Ø5 [pz]	s [mm]		pz/conf
TCN200	**TCN200**	200	103	120	Ø13	30	3	•	10
TCN240	**TCN240**	240	123	120	Ø17	36	3	•	10

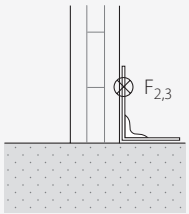
TITAN N - TTN



codice	tipo	B [mm]	P [mm]	H [mm]	n_H Ø5 [pz]	n_V Ø5 [pz]	s [mm]		pz/conf
TTN240	**TTN240**	240	93	120	36	36	3	•	10

SOLLECITAZIONI





MATERIALE E DURABILITÀ

TITAN N: acciaio al carbonio DX51D con zincatura Z275.
Utilizzo in classe di servizio 1 e 2 (EN 1995:2008).

CAMPO D'IMPIEGO

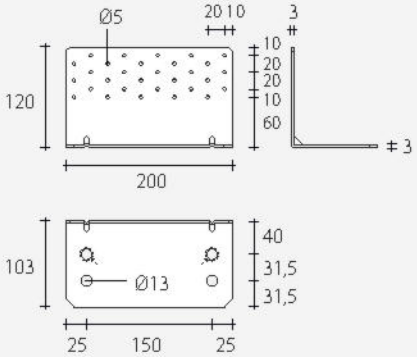
Giunzioni legno-calcestruzzo
Giunzioni legno-legno
Giunzioni legno-acciaio

PRODOTTI ADDIZIONALI - FISSAGGI

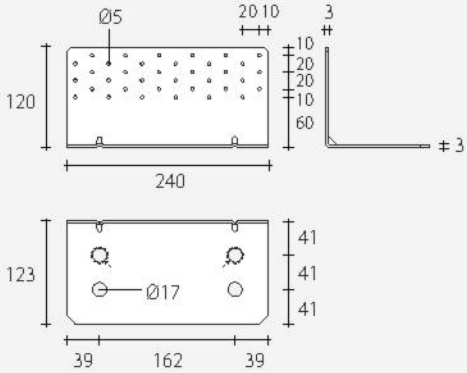
tipo	descrizione		d_1 [mm]	supporto	pagina
LBA	chiodo anker		4		364
LBS	vite per piastre		5		364
AB1	ancorante meccanico		12 - 16		334
SKR	ancorante avvitabile		12 - 16		328
VINYLPRO	ancorante chimico		M12 - M16		346
EPOPLUS	ancorante chimico		M12 - M16		354
KOS	bullone		M12 - M16		54

GEOMETRIA

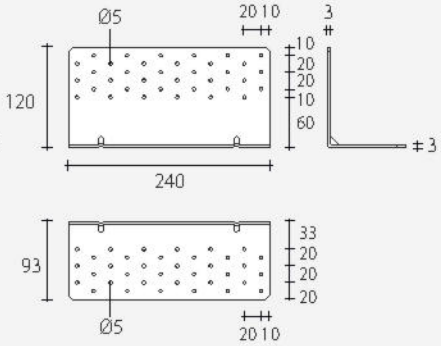
TCN200



TCN240



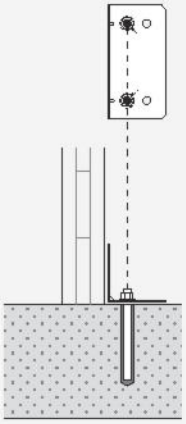
TTN240



INSTALLAZIONE SU CALCESTRUZZO

Il fissaggio dell'angolare **TITAN TCN** su calcestruzzo deve essere effettuato tramite **2 ancoranti** secondo una delle seguenti modalità di installazione:

INSTALLAZIONE IDEALE

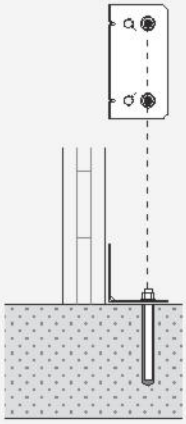


2 ancoranti posizionati nei
FORI INTERNI (**IN**)
(indicati tramite stampo sul prodotto)

Sollecitazione ridotta sul tassello
($<_{t\perp}$ = minimo)

Resistenza della connessione
ottimizzata

INSTALLAZIONE ALTERNATIVA

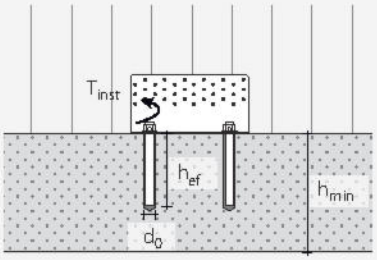


2 ancoranti posizionati nei
FORI ESTERNI (**OUT**)
(es. interazione tra l'ancorante e
l'armatura del supporto in calcestruzzo)

Sollecitazione massima sul tassello
($<_{t\perp}$ = massimo)

Resistenza della connessione ridotta

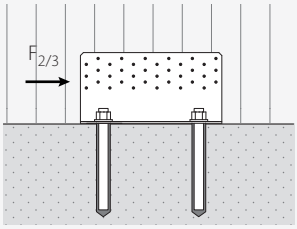
PARAMETRI DI INSTALLAZIONE



			ancorante avvitabile SKR CE (SKR)		ancorante meccanico AB1		ancorante chimico VINYLPRO / EPOPLUS	
CALCESTRUZZO			**Ø12**	**Ø16**	**M12**	**M16**	**M12**	**M16**
Spessore minimo supporto	h_{min}	[mm]	130	165	140	170	h_{ef} + 30 mm ≥ 100 mm	h_{ef} + 2 d_0
Diametro del foro nel calcestruzzo	d_0	[mm]	10	14	12	16	14	18
Coppia di serraggio	T_{inst}	[Nm]	80 (50)	160	50	120	40	80

h_{ef} = profondità effettiva di ancoraggio nel calcestruzzo

VALORI STATICI - GIUNZIONE A TAGLIO - LEGNO/CEMENTO



TITAN TCN200

RESISTENZA LATO LEGNO $R_{2/3}$

configurazione su legno	tipo	fissaggio fori Ø5 Ø x L [mm]	n_v [pz]	VALORI CARATTERISTICI $R_{2/3,k\ legno}$ [kN]	VALORI AMMISSIBILI $V_{2/3,\ adm,\ legno}$ [kg]
chiodi	LBA	Ø4,0 x 60	30	22,1	960
viti	LBS	Ø5,0 x 50	30	26,5	1150

RESISTENZA LATO CALCESTRUZZO $R_{2/3}$

configurazione su calcestruzzo	tipo ancorante (3)	fissaggio fori Ø13 Ø x L [mm]	n_H [pz]	classe acciaio	VALORI CARATTERISTICI $R_{2/3,k\ cls}$ IN (1) [kN]	OUT (2) [kN]	γ_{cls}	VALORI AMMISSIBILI $V_{2/3,\ adm,\ cls}$ [kg]
• cls non fessurato • ancorante avvitabile	SKR	12 x min. 100	2	-	42,6	33,4	1,5	1140
• cls non fessurato • ancorante meccanico	AB1	M12 x 103	2	-	30,3	23,7	1,5	1054
• cls non fessurato • ancorante chimico	VINYLPRO	M12 x 130	2	5.8 8.8	27,6 44,7	21,6 35,1	1,25 1,25	1155 1869
• cls fessurato • ancorante chimico	EPOPLUS	M12 x 130	2	5.8 8.8	27,6 44,7	21,6 35,1	1,25 1,25	- -

TITAN TCN240

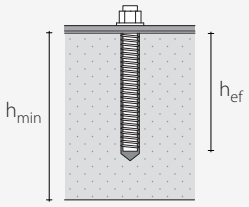
RESISTENZA LATO LEGNO $R_{2/3}$

configurazione su legno	tipo	fissaggio fori Ø5 Ø x L [mm]	n_v [pz]	VALORI CARATTERISTICI $R_{2/3,k\ legno}$ [kN]	VALORI AMMISSIBILI $V_{2/3,\ adm,\ legno}$ [kg]
chiodi	LBA	Ø4,0 x 60	36	30,3	1320
viti	LBS	Ø5,0 x 50	36	36,3	1580

RESISTENZA LATO CALCESTRUZZO $R_{2/3}$

configurazione su calcestruzzo	tipo ancorante (3)	fissaggio fori Ø13 Ø x L [mm]	n_H [pz]	classe acciaio	VALORI CARATTERISTICI $R_{2/3,k\ cls}$ IN (1) [kN]	OUT (2) [kN]	γ_{cls}	VALORI AMMISSIBILI $V_{2/3,\ adm,\ cls}$ [kg]
• cls non fessurato • ancorante avvitabile	SKR	16 x 130	2	-	76,9	56,9	1,5	2529
• cls non fessurato • ancorante meccanico	AB1	M16 x 138	2	-	59,5	44,0	1,5	1956
• cls non fessurato • ancorante chimico	VINYLPRO	M16 x 160	2	5.8	52,7	39,0	1,25	2080
• cls fessurato • ancorante chimico	EPOPLUS	M16 x 160	2	5.8	52,7	39,0	1,25	- -

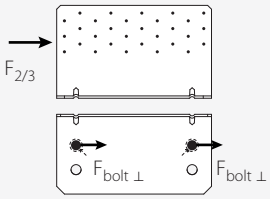
PARAMETRI D'INSTALLAZIONE ANCORANTI



	TIPO ANCORANTE tipo	Ø x L [mm]	codice	classe acciaio	h_{ef} [mm]	h_{min} [mm]
M12	SKR	12 x min. 100	SKR12…	-	64	200
	AB1	M12 x 103	FE210440	-	70	200
	VINYLPRO / EPOPLUS	M12 x 130	FE210115 (4)	5.8	108	200
		M12 x 130	MGS11288 (5)	8.8	108	200
M16	SKR CE	M16 x 130	SKR16130CE	-	85	200
	AB1	M16 x 138	FE210493	-	85	200
	VINYLPRO / EPOPLUS	M16 x 160	FE210116 (4)	5.8	133	200

DIMENSIONAMENTO ANCORANTI ALTERNATIVI

Il fissaggio al calcestruzzo tramite ancoranti diversi da quelli tabellati è da verificare sulla base delle forze sollecitanti gli ancoranti stessi determinabili attraverso i coefficienti $k_{t\perp}$. I coefficienti $k_{t\perp}$ variano in funzione del tipo di installazione selezionato (2 ancoranti interni (IN) o 2 ancoranti esterni (OUT) come da schema a pagina 157). La forza laterale di taglio agente sul singolo ancorante si ricava come segue:



$$F_{bolt\perp,d} = k_{t\perp} \cdot F_{2/3,d}$$

$k_{t\perp}$ = coefficiente di eccentricità

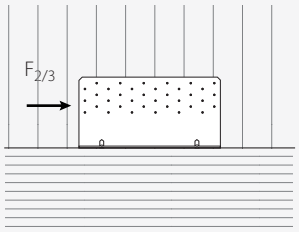
$F_{2/3}$ = sollecitazione di taglio agente sull'angolare TITAN

	$k_{t\perp}$ IN (1)	$k_{t\perp}$ OUT (2)
TCN200	0,76	0,97
TCN240	0,74	1,00

La verifica dell'ancorante è soddisfatta se la resistenza a taglio di progetto, calcolata considerando gli effetti di gruppo, è maggiore della sollecitazione di progetto: $R_{bolt\perp,d} \geq F_{bolt\perp,d}$.

VALORI STATICI - GIUNZIONE A TAGLIO - LEGNO/LEGNO

TITAN TTN240



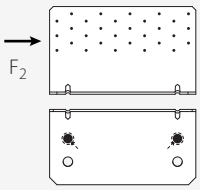
RESISTENZA LATO LEGNO $R_{2/3}$

fissaggio fori Ø5 tipo	Ø x L [mm]	n_v [pz]	n_H [pz]	VALORI CARATTERISTICI $R_{2/3,k\ legno}$ [kN]	VALORI AMMISSIBILI $V_{2/3,\ adm,\ legno}$ [kg]
chiodi LBA	Ø4,0 x 60	36	36	**37,9**	*1650*
viti LBS	Ø5,0 x 50	36	36	**46,7**	*2030*

NOTE

(1) Installazione degli ancoranti nei fori interni (IN).
(2) Installazione degli ancoranti nei fori esterni (OUT).
(3) Possibile fissaggio alternativo con ancorante tipo ABS da verificare separatamente.
(4) Barra filettata pretagliata INA completa di dado e rondella.
(5) In caso di utilizzo di barre filettate tagliate su misura si raccomanda l'utilizzo di dado MUT DIN934 e rondella ULS DIN125.

ESEMPIO DI CALCOLO - GIUNZIONE LEGNO/CEMENTO



DATI DI PROGETTO

- F_{2d} = 16,53 kN
- classe di servizio = 2
- durata del carico = istantanea

SCELTA DELL'ANGOLARE

- TITAN TCN200

CONFIGURAZIONE

- cls non fessurato
- fissaggio su calcestruzzo: ancoranti VINYLPRO M12 x 130 (cl. acciaio 5.8) installati internamente (IN)
- fissaggio su legno: viti LBS Ø5 x 50

CALCOLO RESISTENZA A TAGLIO

$$R_d = \min \begin{cases} \dfrac{R_{V\,2/3,k\,legno} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \dfrac{R_{V\,2/3,k\,cls}}{\gamma_{cls}} \end{cases}$$

$R_{V\,2/3,k\,legno}$ = 26,5 kN

$R_{V\,2/3,k\,cls}$ = 27,6 kN (IN)

γ_{cls} = 1,25

EN 1995:2008

k_{mod} = 1,1

γ_m = 1,3

R_d = min { 22,42 ; 22,08 } = 22,08 kN

VERIFICA

$R_d \geq F_d$: **22,08** > 16,53 kN **OK**

Italia - NTC 2008

k_{mod} = 1,0

γ_m = 1,5

R_d = min { 17,67 ; 22,08 } = 17,67 kN

VERIFICA

$R_d \geq F_d$: **17,67** > 16,53 kN **OK**

PRINCIPI GENERALI

- I valori caratteristici sono secondo normativa EN 1995:2008 in accordo a ETA-11/0496.
- I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_d = min \begin{cases} \dfrac{R_{2/3,k\,legno} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \dfrac{R_{2/3,k\,cls}}{\gamma_{cls}} \end{cases}$$

  I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo. I coefficienti γ_{cls} sono riportati in tabella ed in accordo ai certificati di prodotto.
- In fase di calcolo si è considerata una massa volumica degli elementi lignei pari a ρ_k = 350 kg/m^3 ed una classe di resistenza del calcestruzzo C20/25.
- Il dimensionamento e la verifica degli elementi in legno e in calcestruzzo devono essere svolti a parte.
- I valori di resistenza sono validi per le ipotesi di calcolo definite in tabella; condizioni al contorno differenti (es. distanze minime dai bordi) devono essere verificate.
- Utilizzando due angolari TITAN per singola giunzione disposti simmetricamente, le resistenze di progetto raddoppiano.
- I valori ammissibili sono secondo normativa DIN 1052:1988. Il valore di resistenza è il minore fra la resistenza lato legno $V_{adm,legno}$ e la resistenza lato calcestruzzo $V_{adm,cls}$.

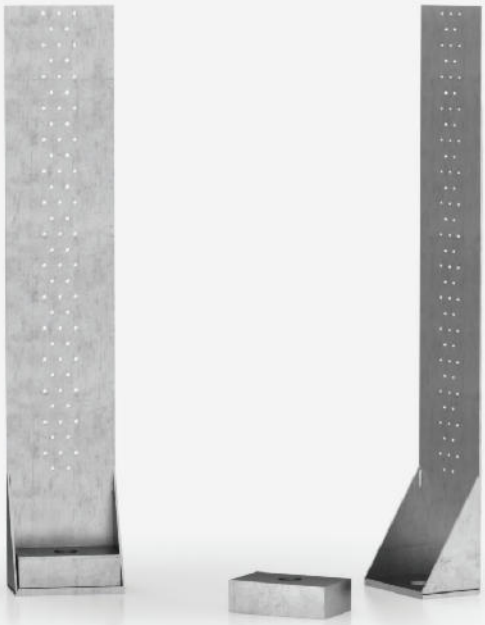
WHT XXL

Angolare per elevate forze di trazione

Piastra forata tridimensionale in acciaio al carbonio con zincatura galvanica

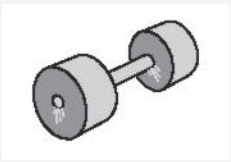
ETA 11/0086

software Project
COMING SOON



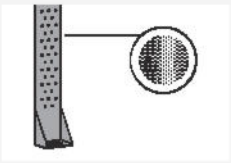
PERFORMANCE STRAORDINARIE

Può essere sottoposto a forze caratteristiche fino a 150 kN



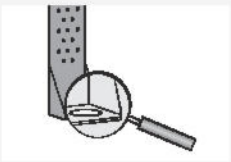
ACCIAIO SPECIALE

L'acciaio S355 (Fe510) garantisce elevate resistenze a trazione



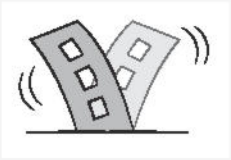
DIAMETRO FORO

Il foro per barre di grandi dimensioni è proporzionato alle misure del sistema



SISMA E MULTIPIANO

Ideale per la progettazione di edifici multipiano e di strutture in zone ad elevata sismicità



CAMPI DI IMPIEGO

Giunzioni a trazione legno-cemento e legno-legno per pannelli e travi in legno

- XLAM (Cross Laminated Timber)
- struttura a telaio (platform frame)
- pannelli a base di legno
- LVL
- legno massiccio
- legno lamellare

ECCELLENZA

Progettato e testato come sistema completo di tutti i fissaggi, per garantire valori di resistenza ottimali.
Ideale per la progettazione in zone ad elevata sismicità

KNOW-HOW

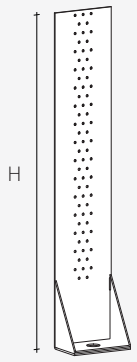
Progettato e sviluppato per rispondere alle moderne esigenze di progettazione (strutture complesse ed edifici multipiano), il sistema racchiude tutta l'expertise tecnica di rothoblaas

SISMA E MULTIPIANO

Ideale per strutture in zone sismiche ed edifici multipiano che implicano il trasferimento di grandi forze di trazione.
Adatto all'utilizzo con resina epossidica omologata anche su calcestruzzo fessurato

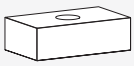
CODICI E DIMENSIONI

WHT XXL



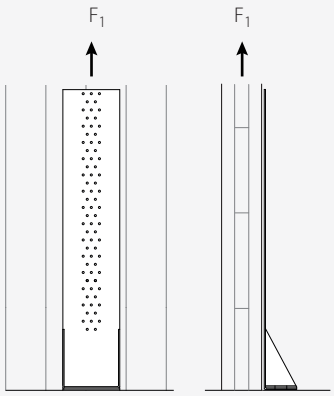
codice	tipo	H [mm]	foro [mm]	n_v Ø5 [pz]	s [mm]	pz/conf
WHT740	**WHT740**	740	Ø29	75	3	1

RONDELLA WHT XXL



codice	tipo	foro [mm]	s [mm]	pz/conf
ULS1307740	**WHTBS130**	Ø29	40	1

SOLLECITAZIONI

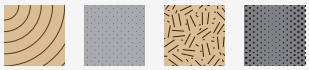


MATERIALE E DURABILITÀ

WHT XXL: acciaio al carbonio S355 con zincatura galvanica Fe/Zn 12c.
RONDELLA WHT XXL: acciaio al carbonio S235 con zincatura galvanica Fe/Zn 12c.
Utilizzo in classe di servizio 1 e 2 (EN 1995:2008).

CAMPO D'IMPIEGO

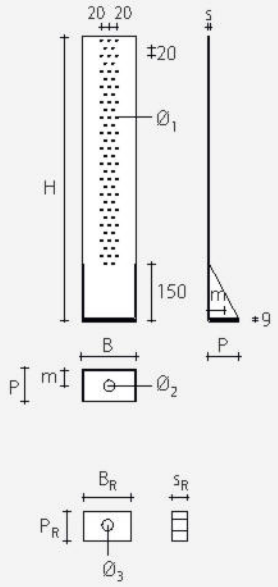
Giunzioni legno-calcestruzzo
Giunzioni OSB-calcestruzzo
Giunzioni legno-legno
Giunzioni legno-OSB
Giunzioni legno-acciaio



PRODOTTI ADDIZIONALI - FISSAGGI

tipo	descrizione		d [mm]	supporto	pagina
LBA	chiodo anker		4		364
LBS	vite per piastre		5		364
VINYLPRO	ancorante chimico		M27		346
EPOPLUS	ancorante chimico		M27		354

GEOMETRIA

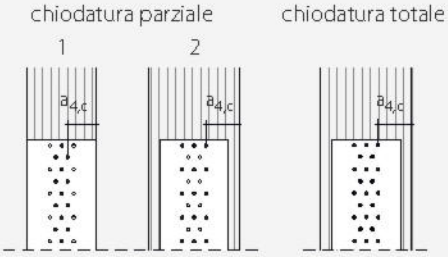


ANGOLARE WHT XXL			WHT740
Altezza	H	[mm]	740
Base	B	[mm]	140
Profondità	P	[mm]	83
Spessore	s	[mm]	3
Posizione foro cemento	m	[mm]	38
Fori flangia	$Ø_1$	[mm]	5,0
Foro base	$Ø_2$	[mm]	29,0
Rondella WHT compatibile	tipo		WHTBS130

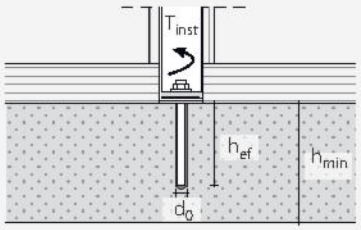
RONDELLA WHTBS			WHTBS130
Angolare WHT XXL	tipo		WHT740
Base	B_R	[mm]	130
Profondità	P_R	[mm]	77
Spessore	s_R	[mm]	40
Foro rondella	$Ø_3$	[mm]	29,0

INSTALLAZIONE

DISTANZE MINIME



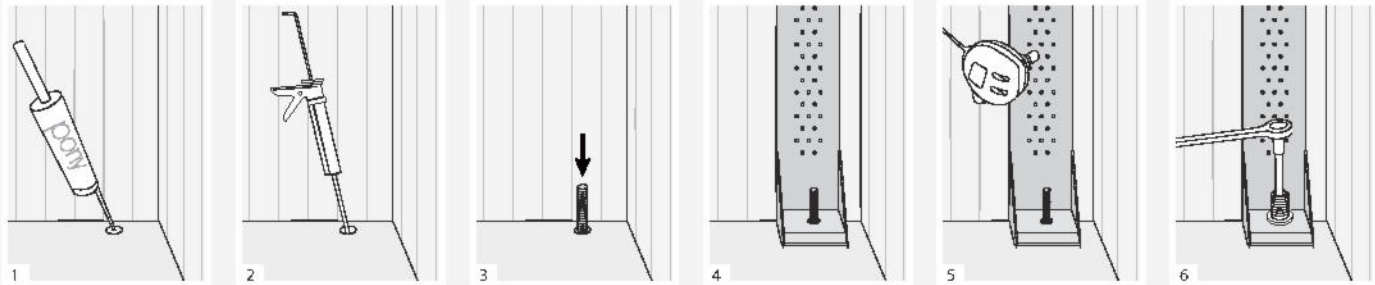
LEGNO				chiodo anker LBA Ø4	vite LBS Ø5
Connettore laterale - Bordo scarico	$a_{4,c}$	[mm]	≥ 5 d	≥ 20	≥ 25



CALCESTRUZZO			ancorante chimico VINYLPRO / EPOPLUS M27
Spessore minimo supporto	h_{min}	[mm]	$h_{ef} + 2\ d_0$
Diametro del foro nel calcestruzzo	d_0	[mm]	32
Coppia di serraggio	T_{inst}	[Nm]	180

h_{ef} = profondità effettiva di ancoraggio nel calcestruzzo

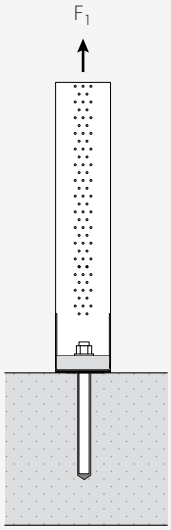
MONTAGGIO SU CALCESTRUZZO



1. Foratura del cemento armato e pulitura del foro
2. Iniezione dell'ancorante chimico nel foro
3. Posizionamento della barra filettata
4. Posa in opera dell'angolare WHT XXL (con rondella)
5. Chiodatura dell'angolare
6. Posizionamento del dado mediante adeguata coppia di serraggio

VALORI STATICI - GIUNZIONE A TRAZIONE - LEGNO/CEMENTO

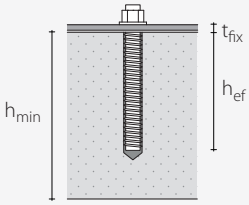
WHT740



VALORI CARATTERISTICI

configurazione	$R_{1,k}$ LEGNO: fissaggio fori Ø5 tipo	Ø x L [mm]	n_v [pz]	$R_{1,k\ legno}$ [kN]	$R_{1,k}$ ACCIAIO: rondella	$R_{1,k\ acciaio}$ [kN]	$\gamma_{acciaio}$	$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO NON FESSURATO: ancorante VINYLPRO Ø x L [mm]	$R_{1,k\ cls}$ [kN]	γ_{cls}	$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO FESSURATO: ancorante EPOPLUS Ø x L [mm]	$R_{1,k\ cls}$ [kN]	γ_{cls}
• fissaggio totale • ancorante M27 • rondella WHTBS130	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	75	117,8	WHTBS130	158,6	γ_{m2}	M27 x 400	184,0	1,5	M27 x 400	118,32	2,1
		Ø4,0 x 60	75	144,8									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	75	117,8									
		Ø5,0 x 50	75	144,8									
• fissaggio parziale • ancorante M27 • rondella WHTBS130	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	45	70,7	WHTBS130	158,6	γ_{m2}	M27 x 400	184,0	1,5	M27 x 400	118,32	2,1
		Ø4,0 x 60	45	86,9									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	45	70,7									
		Ø5,0 x 50	45	86,9									

PARAMETRI D'INSTALLAZIONE ANCORANTE CHIMICO



tipo barra Ø x L [mm]		codice	classe acciaio	t_{fix} [mm]	h_{ef} [mm]	h_{min} [mm]
M27	400	FE210123 (1)	5.8	49	310	380
	400	MGS M27 (2)	8.8	49	310	380

(1) Barra filettata pretagliata INA completa di dado e rondella
(2) In caso di utilizzo di barre filettate tagliate su misura si raccomanda l'utilizzo di dado MUT DIN934 e rondella ULS DIN125

PRINCIPI GENERALI

- I valori caratteristici sono secondo normativa EN 1995:2008 in accordo a ETA-11/0086.
- I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

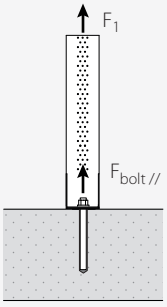
$$R_d = min \begin{cases} \dfrac{R_{1,k\ legno} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \dfrac{R_{1,k\ acciaio}}{\gamma_{acciaio}} \\ \dfrac{R_{1,k\ cls}}{\gamma_{cls}} \end{cases}$$

I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo.
I coefficienti $\gamma_{acciaio}$ e γ_{cls} sono riportati in tabella ed in accordo ai certificati di prodotto.

- In fase di calcolo si è considerata una massa volumica degli elementi lignei pari a ρ_k = 350 kg/m^3 ed una classe di resistenza del calcestruzzo C20/25.
- Per applicazioni su XLAM (Cross Laminated Timber) si consiglia l'utilizzo di chiodi/viti di lunghezza L≥ 60 mm. L'impego di connettori di lunghezza inferiore è sconsigliato a causa della ridotta profondità di infissione che interessa solamente la tavola più esterna con il rischio di rottura fragile del legno per effetto di gruppo.
- I valori di resistenza sono validi per le ipotesi di calcolo definite in tabella; condizioni al contorno differenti (es. distanze minime dai bordi) devono essere verificate.
- I valori ammissibili sono secondo normativa DIN 1052:1988.

DIMENSIONAMENTO ANCORANTI ALTERNATIVI

Il fissaggio al calcestruzzo tramite ancoranti diversi da quelli tabellati è da verificare sulla base della forza sollecitante l'ancorante stesso determinabile attraverso i coefficienti $k_{t//}$. La forza assiale di trazione agente sull' ancorante si ricava come segue:



$$F_{bolt//,d} = k_{t//} \cdot F_{1,d}$$

$k_{t//}$ = coefficiente di eccentricità

F_1 = sollecitazione di trazione agente sull'angolare WHT

	$k_{t//}$
WHT740	1,00

La verifica dell'ancorante è soddisfatta se la resistenza a trazione di progetto, calcolata considerando gli effetti di bordo, è maggiore della sollecitazione di progetto: $R_{bolt //,d} \geq F_{bolt //,d}$.

NOTE per la progettazione sismica

Considerare in maniera attenta la reale gerarchia delle resistenze sia in riferimento all'edificio globale che all'interno del sistema di giunzione WHT. Sperimentalmente la resistenza ultima del chiodo LBA (e della vite LBS) risulta molto maggiore rispetto alla resistenza caratteristica valutata secondo EN 1995.

Es. chiodo LBA Ø4 x 60 mm: $R_{v,k}$ = 1,93 KN secondo EN1995 / $R_{v,k}$ = 2,8 - 3,6 KN da prove sperimentali (variabile in funzione della tipologia di legno).

I dati sperimentali derivano da test svolti all'interno del progetto di ricerca X-Rev e vengono riportati nel report scientifico *Sistemi di connessione per edifici in legno: indagine sperimentale per la valutazione di rigidezza, resistenza e duttilità* (DICAM - Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica - UniTN).

VALORI AMMISSIBILI - CLS NON FESSURATO

TIPO WHT	*TIPO RONDELLA*	*fissaggio fori Ø5*			*ancorante chimico VINYLPRO*	$N_{1,adm}$
		tipo	*Ø x L [mm]*	n_v *[pz]*	*Ø x L [mm]*	*[kg]*
WHT740	*WHTBS130*	*chiodi LBA*	*Ø4,0 x 60*	*75*	*M27 x 400*	*5355*

WHT

Angolare per forze di trazione

Piastra forata tridimensionale in acciaio al carbonio con zincatura galvanica

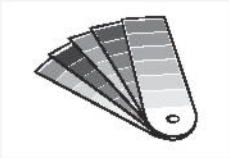
ETA 11/0086

software Project

COMING SOON

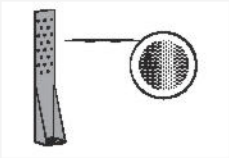
GAMMA COMPLETA

4 misure da combinare con 4 rondelle determinano 10 possibili configurazioni, per soddisfare ogni esigenza di performance statica



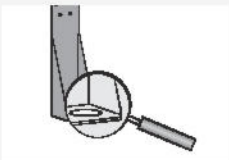
ACCIAIO SPECIALE

L'acciaio S355 (Fe510) garantisce elevate resistenze alle forze di trazione



FORI MAGGIORATI

Fori di diametro maggiorato, per incrementare la resistenza e posizione ottimizzata per una più agevole posa in opera



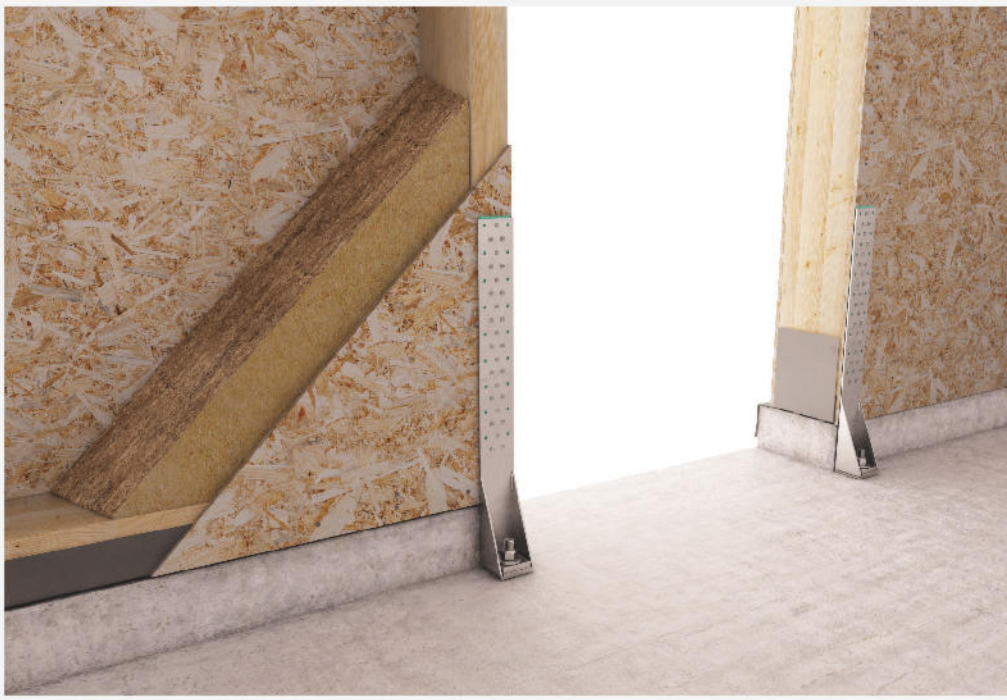
SICUREZZA CERTIFICATA

Qualità comprovata da molteplici test eseguiti sul prodotto e relativi fissaggi (chiodi, viti, barra filettata e resina)

CAMPI DI IMPIEGO

Giunzioni a trazione legno-cemento e legno-legno per pannelli e travi in legno

- XLAM (Cross Laminated Timber)
- struttura a telaio (platform frame)
- pannelli a base di legno
- LVL
- legno massiccio
- legno lamellare



APPLICAZIONI OTTIMIZZATE

Le 4 versioni possono essere combinate con più rondelle per permettere al progettista e al carpentiere di individuare l'applicazione adeguata, su pannello sia massiccio (XLAM - Cross Laminated Timber) che intelaiato (platform frame)

RESISTENZA

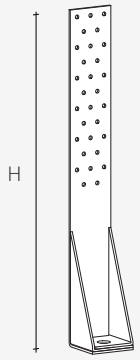
L'acciaio S355, le flange laterali di rinforzo, il foro di diametro maggiorato e l'incremento del numero di chiodi sulla flangia garantiscono resistenze elevate anche nelle applicazioni con chiodatura parziale

SISMICA E RIGIDEZZA

Nell'ambito del progetto di ricerca X-rev il prodotto e i fissaggi correlati sono stati sottoposti a numerosi test statici e ciclici che hanno fornito parametri di rigidezza (K_{ser}) e livelli di duttilità

CODICI E DIMENSIONI

WHT

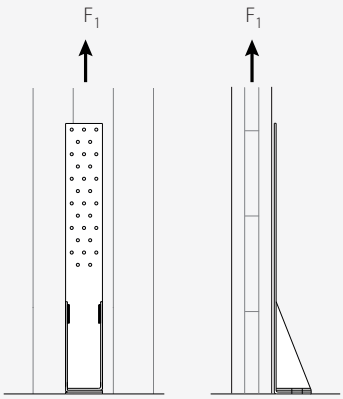


codice	tipo	H [mm]	foro [mm]	n_v Ø5 [pz]	s [mm]	pz/conf
WHT340	**WHT340**	340	Ø17	20	3	10
WHT440	**WHT440**	440	Ø17	30	3	10
WHT540	**WHT540**	540	Ø22 new	45	3	10
WHT620	**WHT620**	620	Ø26 new	55	3	10

RONDELLA WHT

codice	tipo	foro [mm]	s [mm]	WHT340	WHT440	WHT540	WHT620	pz/conf
ULS505610	**WHTBS50**	Ø18	10	-	●	•	-	1
ULS505610L	**WHTBS50L**	Ø22 new	10	-	-	●	-	1
ULS707720	**WHTBS70**	Ø22	20	-	-	-	•	1
ULS707720L	**WHTBS70L**	Ø26 new	20	-	-	-	●	1

SOLLECITAZIONI

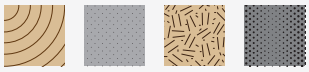


MATERIALE E DURABILITÀ

WHT: acciaio al carbonio S355 con zincatura galvanica Fe/Zn 12c.
RONDELLA WHT: acciaio al carbonio S235 con zincatura galvanica Fe/Zn 12c.
Utilizzo in classe di servizio 1 e 2 (EN 1995:2008).

CAMPO D'IMPIEGO

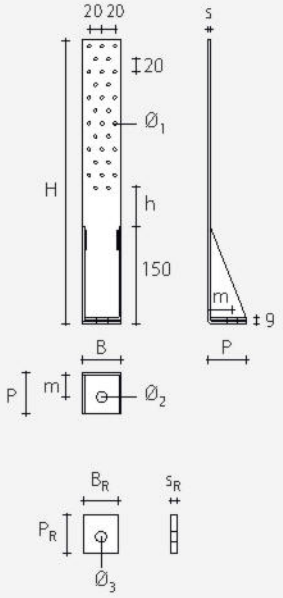
Giunzioni legno-calcestruzzo
Giunzioni OSB-calcestruzzo
Giunzioni legno-legno
Giunzioni legno-OSB
Giunzioni legno-acciaio



PRODOTTI ADDIZIONALI - FISSAGGI

tipo	descrizione		d [mm]	supporto	pagina
LBA	chiodo anker		4		364
LBS	vite per piastre		5		364
VINYLPRO	ancorante chimico		M16 - M20 - M24		346
EPOPLUS	ancorante chimico		M16 - M20 - M24		354
KOS	bullone		M16 - M20		54

GEOMETRIA

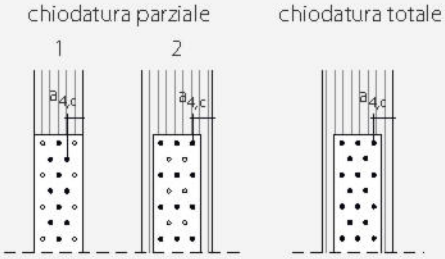


ANGOLARE WHT			WHT340	WHT440	WHT540	WHT620
Altezza	**H**	[mm]	340	440	540	620
Base	**B**	[mm]	60	60	60	80
Profondità	**P**	[mm]	63	63	63	83
Spessore	**s**	[mm]	3	3	3	3
Posizione fori legno	**h**	[mm]	40	60	40	40
Posizione foro cemento	**m**	[mm]	35	35	35	38
Fori flangia	**$Ø_1$**	[mm]	5,0	5,0	5,0	5,0
Foro base	**$Ø_2$**	[mm]	17,0	17,0	22,0	26,0
Rondella WHT compatibile	**tipo**		-	WHTBS50	WHTBS50L WHTBS50	WHTBS70L WHTBS70

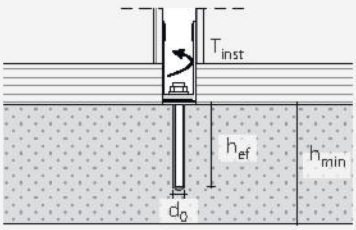
RONDELLA WHTBS			WHTBS50	WHTBS50L	WHTBS70	WHTBS70L
Angolare WHT	**tipo**		WHT440 / WHT540	WHT540	WHT620	WHT620
Base	**B_R**	[mm]	50	50	70	70
Profondità	**P_R**	[mm]	56	56	77	77
Spessore	**s_R**	[mm]	10	10	20	20
Foro rondella	**$Ø_3$**	[mm]	18,0	22,0	22,0	26,0

INSTALLAZIONE

DISTANZE MINIME



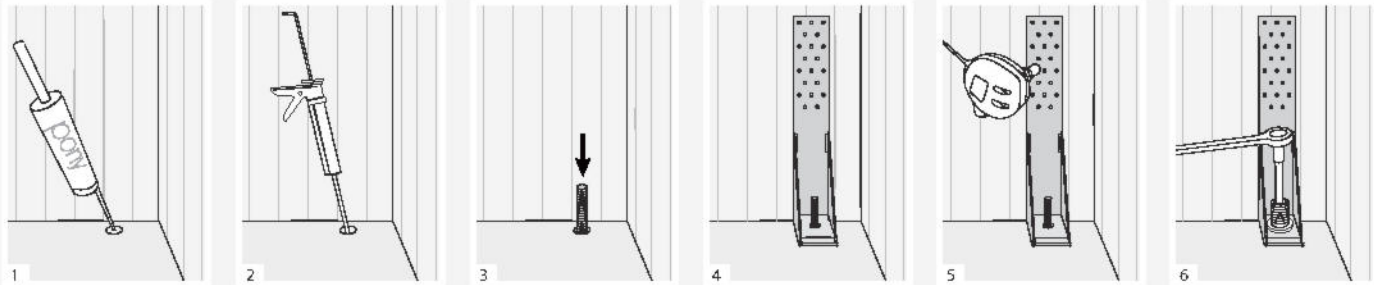
LEGNO				chiodo anker LBA Ø4	vite LBS Ø5
Connettore laterale - Bordo scarico	$a_{4,c}$	[mm]	≥ 5 d	≥ 20	≥ 25



CALCESTRUZZO			ancorante chimico VINYLPRO / EPOPLUS M16	M20	M24
Spessore minimo supporto	h_{min}	[mm]	$h_{ef} + 2\ d_0$		
Diametro del foro nel calcestruzzo	d_0	[mm]	18	24	28
Coppia di serraggio	T_{inst}	[Nm]	80	120	160

h_{ef} = profondità effettiva di ancoraggio nel calcestruzzo

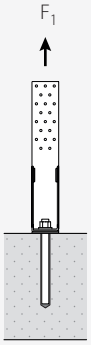
MONTAGGIO SU CALCESTRUZZO



1. Foratura del cemento armato e pulitura del foro
2. Iniezione dell'ancorante chimico nel foro
3. Posizionamento della barra filettata
4. Posa in opera dell'angolare WHT (con relativa rondella se prevista)
5. Chiodatura dell'angolare
6. Posizionamento del dado mediante adeguata coppia di serraggio

VALORI STATICI - GIUNZIONE A TRAZIONE - LEGNO/CEMENTO

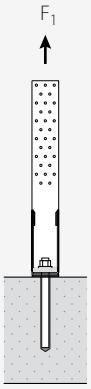
WHT340



VALORI CARATTERISTICI

configurazione	$R_{1,k}$ LEGNO: fissaggio fori Ø5 tipo	Ø x L [mm]	n_v [pz]	$R_{1,k\ legno}$ [kN]	$R_{1,k}$ ACCIAIO: rondella	$R_{1,k\ acciaio}$ [kN]	$\gamma_{acciaio}$	$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO NON FESSURATO: ancorante VINYLPRO Ø x L [mm]	$R_{1,k\ cls}$ [kN]	γ_{cls}	$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO FESSURATO: ancorante EPOPLUS Ø x L [mm]	$R_{1,k\ cls}$ [kN]	γ_{cls}
• fissaggio totale • senza rondella • ancorante M16	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	20	31,4	-	42,0	γ_{m0}	M16 x 160	64,84	1,8	M16 x 160 M16 x 190	35,66 43,95	1,8 1,8
		Ø4,0 x 60	20	38,6									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	20	31,4									
		Ø5,0 x 50	20	38,6									
• fissaggio parziale • senza rondella • ancorante M16	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	14	22,0	-	42,0	γ_{m0}	M16 x 160	64,84	1,8	M16 x 160 M16 x 190	35,66 43,95	1,8 1,8
		Ø4,0x 60	14	27,0									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	14	22,0									
		Ø5,0 x 50	14	27,0									

WHT440



VALORI CARATTERISTICI

configurazione	$R_{1,k}$ LEGNO: fissaggio fori Ø5 tipo	Ø x L [mm]	n_v [pz]	$R_{1,k\ legno}$ [kN]	$R_{1,k}$ ACCIAIO: rondella	$R_{1,k\ acciaio}$ [kN]	$\gamma_{acciaio}$	$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO NON FESSURATO: ancorante VINYLPRO Ø x L [mm]	$R_{1,k\ cls}$ [kN]	γ_{cls}	$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO FESSURATO: ancorante EPOPLUS Ø x L [mm]	$R_{1,k\ cls}$ [kN]	γ_{cls}
• fissaggio totale • rondella WHTBS50 • ancorante M16	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	30	47,1	WHTBS50	63,4	γ_{m2}	M16 x 190	74,90	1,8	M16 x 190 M16 x 230	41,19 52,25	1,8 1,8
		Ø4,0 x 60	30	57,9									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	30	47,1									
		Ø5,0 x 50	30	57,9									
• fissaggio parziale • rondella WHTBS50 • ancorante M16	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	20	31,4	WHTBS50	63,4	γ_{m2}	M16 x 190	74,90	1,8	M16 x 190 M16 x 230	41,19 52,25	1,8 1,8
		Ø4,0 x 60	20	38,6									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	20	31,4									
		Ø5,0 x 50	20	38,6									
• fissaggio parziale • senza rondella • ancorante M16	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	20	31,4	-	42,0	γ_{m0}	M16 x 160	64,84	1,8	M16 x 160	35,66	1,8
		Ø4,0x 60	20	38,6									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	20	31,4									
		Ø5,0 x 50	20	38,6									

PRINCIPI GENERALI

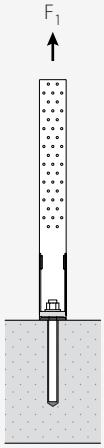
- I valori caratteristici sono secondo normativa EN 1995:2008 in accordo a ETA-11/0086.
- I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_d = min \begin{cases} \dfrac{R_{1,k\ legno} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \dfrac{R_{1,k\ acciaio}}{\gamma_{acciaio}} \\ \dfrac{R_{1,k\ cls}}{\gamma_{cls}} \end{cases}$$

I coefficienti γ_m e k_{mod} sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo.
I coefficienti $\gamma_{acciaio}$ e γ_{cls} sono riportati in tabella ed in accordo ai certificati di prodotto.

- Per applicazioni su XLAM (Cross Laminated Timber) si consiglia l'utilizzo di chiodi/viti di lunghezza L≥ 60 mm. L'impego di connettori di lunghezza inferiore è sconsigliato a causa della ridotta profondità di infissione che interessa solamente la tavola più esterna con il rischio di rottura fragile del legno per effetto di gruppo.
- In fase di calcolo si è considerata una massa volumica degli elementi lignei pari a ρ_k = 350 kg/m^3 ed una classe di resistenza del calcestruzzo C20/25.
- Il dimensionamento e la verifica degli elementi in legno e in calcestruzzo devono essere svolti a parte.
- I valori di resistenza sono validi per le ipotesi di calcolo definite in tabella; condizioni al contorno differenti (es. distanze minime dai bordi) devono essere verificate.
- I valori di resistenza possono essere estesi al caso di applicazione con pannello OSB interposto tra l'angolare WHT e il supporto in legno sulla base di prove sperimentali, purchè sia garantita la profondità minima di penetrazione del connettore ed un adeguato fissaggio OSB-legno.
- I valori ammissibili sono secondo normativa DIN 1052:1988.

WHT540

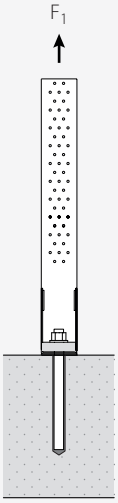


VALORI CARATTERISTICI

configurazione	$R_{1,k}$ LEGNO				rondella	$R_{1,k}$ ACCIAIO		$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO NON FESSURATO			$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO FESSURATO		
	fissaggio fori Ø 5			$R_{1,k\ legno}$		$R_{1,k\ acciaio}$		ancorante VINYLPRO	$R_{1,k\ cls}$		ancorante EPOPLUS	$R_{1,k\ cls}$	
	tipo	Ø x L [mm]	n_v [pz]	[kN]		[kN]	$\gamma_{acciaio}$	Ø x L [mm]	[kN]	γ_{cls}	Ø x L [mm]	[kN]	γ_{cls}
• fissaggio totale • rondella WHTBS50L • ancorante M20	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	45	**70,7**	WHTBS50L	**63,4**	γ_{m2}	M20 x 240	**120,63**	1,8	M20 x 240 M20 x 290 (1)	**60,32** **75,39**	2,1 2,1
		Ø4,0 x 60	45	**86,9**									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	45	**70,7**									
		Ø5,0 x 50	45	**86,9**									
• fissaggio parziale • rondella WHTBS50L • ancorante M20	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	27	**42,4**	WHTBS50L	**63,4**	γ_{m2}	M20 x 240	**120,63**	1,8	M20 x 240 M20 x 290 (1)	**60,32** **75,39**	2,1 2,1
		Ø4,0 x 60	27	**52,1**									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	27	**42,4**									
		Ø5,0 x 50	27	**52,1**									
• fissaggio totale • rondella WHTBS50 • ancorante M16	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	45	**70,7**	WHTBS50	**63,4**	γ_{m2}	M16 x 190	**74,89**	1,8	M16 x 190	**41,19**	1,8
		Ø4,0 x 60	45	**86,9**									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	45	**70,7**									
		Ø5,0 x 50	45	**86,9**									
• fissaggio parziale • rondella WHTBS50 • ancorante M16	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	27	**42,4**	WHTBS50	**63,4**	γ_{m2}	M16 x 190	**74,89**	1,8	M16 x 190	**41,19**	1,8
		Ø4,0 x 60	27	**52,1**									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	27	**42,4**									
		Ø5,0 x 50	27	**52,1**									

(1) Lunghezza ottenibile da barre filettate MGS da tagliare su misura

WHT620



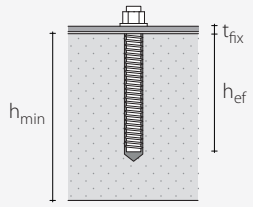
VALORI CARATTERISTICI

configurazione	$R_{1,k}$ LEGNO				rondella	$R_{1,k}$ ACCIAIO		$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO NON FESSURATO			$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO FESSURATO		
	fissaggio fori Ø5			$R_{1,k\ legno}$		$R_{1,k\ acciaio}$		ancorante VINYLPRO	$R_{1,k\ cls}$		ancorante EPOPLUS	$R_{1,k\ cls}$	
	tipo	Ø x L [mm]	n_v [pz]	[kN]		[kN]	$\gamma_{acciaio}$	Ø x L [mm]	[kN]	γ_{cls}	Ø x L [mm]	[kN]	γ_{cls}
• fissaggio totale • rondella WHTBS70L • ancorante M24	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	55	**86,4**	WHTBS70L	**85,2**	γ_{m2}	M24 x 270	**148,98**	1,8	M24 x 270 M24 x 330 (1)	**70,57** **90,93**	2,1 2,1
		Ø4,0 x 60	55	**106,2**									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	55	**86,4**									
		Ø5,0 x 50	55	**106,2**									
• fissaggio parziale • rondella WHTBS70L • ancorante M24	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	33	**51,8**	WHTBS70L	**85,2**	γ_{m2}	M24 x 270	**148,98**	1,8	M24 x 270 M24 x 330 (1)	**70,57** **90,93**	2,1 2,1
		Ø4,0 x 60	33	**63,7**									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	33	**51,8**									
		Ø5,0 x 50	33	**63,7**									
• fissaggio totale • rondella WHTBS70 • ancorante M20	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	55	**86,4**	WHTBS70	**85,2**	γ_{m2}	M20 x 240	**114,35**	1,8	M20 x 240	**57,17**	2,1
		Ø4,0 x 60	55	**106,2**									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	55	**86,4**									
		Ø5,0 x 50	55	**106,2**									
• fissaggio parziale • rondella WHTBS70 • ancorante M20	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	33	**51,8**	WHTBS70	**85,2**	γ_{m2}	M20 x 240	**114,35**	1,8	M20 x 240	**57,17**	2,1
		Ø4,0 x 60	33	**63,7**									
	viti LBS	Ø5,0 x 40	33	**51,8**									
		Ø5,0 x 50	33	**63,7**									

(1) Lunghezza ottenibile da barre filettate MGS da tagliare su misura

VALORI STATICI - GIUNZIONE A TRAZIONE - LEGNO/CEMENTO

PARAMETRI D'INSTALLAZIONE ANCORANTE CHIMICO

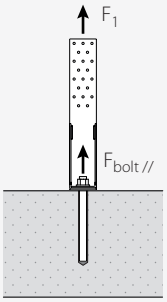


tipo barra Ø x L [mm]		codice	classe acciaio	tipo WHT	tipo rondella	t_{fix} [mm]	h_{ef} [mm]	h_{min} [mm]
M16	160	FE210116 (2)	5.8	WHT340	-	9	129	240
	190	FE210118 (2)	5.8	WHT340 / WHT440	-	9	159	240
				WHT440 / WHT540	WHTBS50	19	149	240
	230	FE210121 (2)	5.8	WHT440	WHTBS50	19	189	240
M20	240	FE210117 (2)	5.8	WHT540	-	9	202	250
				WHT540	WHTBS50L	19	192	250
				WHT620	WHTBS70	29	182	250
	290	MGS M20 (3)	4.8 / 8.8	WHT540	WHTBS50L	19	240	300
M24	270	FE210122 (2)	5.8	WHT620	-	9	228	300
				WHT620	WHTBS70L	29	208	300
	330	MGS M24 (3)	4.8 / 8.8	WHT620	WHTBS70L	29	268	330

(2) Barra filettata pretagliata INA completa di dado e rondella
(3) In caso di utilizzo di barre filettate tagliate su misura si raccomanda l'utilizzo di dado MUT DIN934 e rondella ULS DIN125

DIMENSIONAMENTO ANCORANTI ALTERNATIVI

Il fissaggio al calcestruzzo tramite ancoranti diversi da quelli tabellati è da verificare sulla base della forza sollecitante l'ancorante stesso determinabile attraverso i coefficienti $k_{t//}$. La forza assiale di trazione agente sull' ancorante si ricava come segue:



$$F_{bolt//,d} = k_{t//} \cdot F_{1,d}$$

$k_{t//}$ = coefficiente di eccentricità
F_1 = sollecitazione di trazione agente sull'angolare WHT

	$k_{t//}$
WHT340	1,00
WHT440	1,00
WHT540	1,00
WHT620	1,00

La verifica dell'ancorante è soddisfatta se la resistenza a trazione di progetto, calcolata considerando gli effetti di bordo, è maggiore della sollecitazione di progetto: $R_{bolt //,d} \geq F_{bolt //,d}$.

NOTE per la progettazione sismica

Considerare in maniera attenta la reale gerarchia delle resistenze sia in riferimento all'edificio globale che all'interno del sistema di giunzione WHT. Sperimentalmente la resistenza ultima del chiodo LBA (e della vite LBS) risulta molto maggiore rispetto alla resistenza caratteristica valutata secondo EN 1995.

Es. chiodo LBA Ø4 x 60 mm: $R_{v,k}$ = 1,93 kN secondo EN1995 / $R_{v,k}$ = 2,8 - 3,6 kN da prove sperimentali (variabile in funzione della tipologia di legno).

I dati sperimentali derivano da test svolti all'interno del progetto di ricerca X-Rev e vengono riportati nel report scientifico *Sistemi di connessione per edifici in legno: indagine sperimentale per la valutazione di rigidezza, resistenza e duttilità* (DICAM - Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica - UniTN).

VALORI AMMISSIBILI - CLS NON FESSURATO

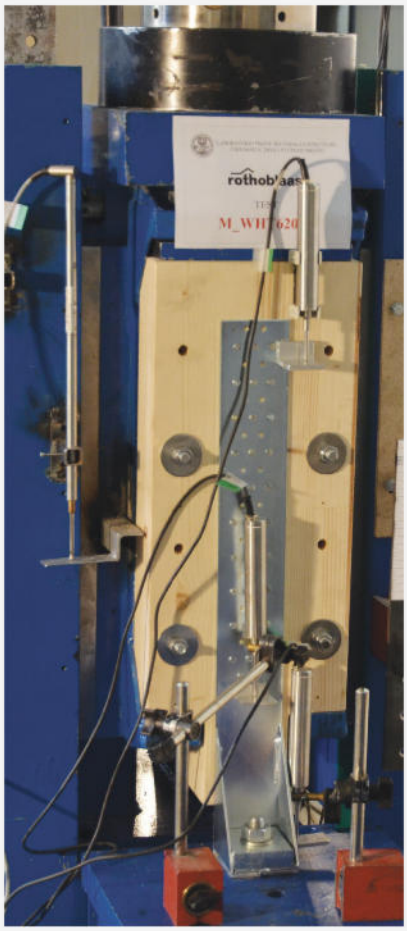
TIPO WHT	*TIPO RONDELLA*	*fissaggio fori Ø5*			*ancorante chimico VINYLPRO*	$N_{1,adm}$
		tipo	*Ø x L [mm]*	n_v *[pz]*	*Ø x L [mm]*	*[kg]*
WHT340	-	*chiodi LBA*	*Ø4,0 x 60*	*20*	*M16 x 160*	*1428*
WHT440	*WHTBS50*	*chiodi LBA*	*Ø4,0 x 60*	*30*	*M16 x 190*	*2142*
WHT540	*WHTBS50L*	*chiodi LBA*	*Ø4,0 x 60*	*45*	*M20 x 240*	*3213*
WHT620	*WHTBS70L*	*chiodi LBA*	*Ø4,0 x 60*	*55*	*M24 x 270*	*3927*

RIGIDEZZA DELLA CONNESSIONE

VALUTAZIONE MODULO DI SCORRIMENTO K_{ser}

- K_{ser} sperimentale medio per la connessione WHT su legno GL24h

TIPO WHT	configurazione	tipo fissaggio Ø x L [mm]	n_v [pz]	K_{ser} [N/mm]
WHT340	• fissaggio totale • con rondella WHTBS50	chiodi LBA Ø4,0 x 60	20	5705
WHT440	• fissaggio totale • con rondella WHTBS50	chiodi LBA Ø4,0 x 60	30	6609
WHT540	-	-	-	-
WHT620	• fissaggio parziale • con rondella WHTBS70	chiodi LBA Ø4,0 x 60	30	9967
	• fissaggio totale • con rondella WHTBS70	chiodi LBA Ø4,0 x 60	52	13247



- K_{ser} secondo EN 1995:2008 per chiodi nella connessione acciaio-legno GL24h

Chiodi (senza preforo) $\frac{\rho_m^{1,5}\, d^{0,8}}{30}$ (EN 1995:2008 § 7.1)

TIPO WHT	tipo fissaggio Ø x L [mm]	n_v [pz]	$K_{ser,\,max}$ [N/mm]
WHT340	chiodi LBA Ø4,0 x 60	14	12177
		20	17395
WHT440	chiodi LBA Ø4,0 x 60	20	17395
		30	26093
WHT540	chiodi LBA Ø4,0 x 60	27	23484
		45	39139
WHT620	chiodi LBA Ø4,0 x 60	33	28702
		55	47837