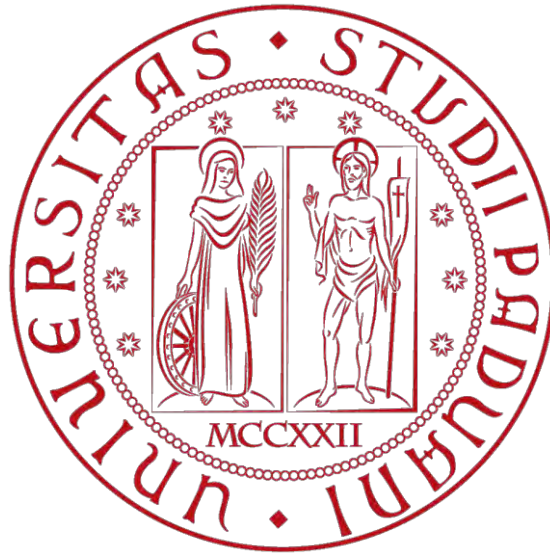


**UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA**

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE EDILE ED AMBIENTALE**



**TESI DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE**

# **Analisi parametrica di fattibilità di edifici alti in X-Lam**

## **Feasibility parametric analysis of X-lam tall buildings**

**RELATORE: CH.MO PROF. SCOTTA ROBERTO**

**CORRELATORI: ING.TRUTALLI DAVIDE  
ING. POZZA LUCA**

**LAUREANDO: PASIN MATTEO**

**ANNO ACCADEMICO 2014/15**



# Indice

Sommario .....	4
1 Caratteristiche del legno .....	5
1.1 Generalità.....	5
1.2 Resistenza a compressione.....	8
1.3 Resistenza a trazione.....	8
1.4 Resistenza a taglio.....	9
1.4.1 Legno strutturale .....	9
1.4.2 Pannelli X-Lam .....	10
1.5 Resistenza a rifollamento .....	12
1.6 Influenza della durata del carico e dell'umidità .....	13
1.7 Classificazione e classi di resistenza .....	17
1.8 Il sistema costruttivo X-Lam.....	23
1.9 Dettagli costruttivi .....	24
1.9.1 Giunti parete-fondazione.....	25
1.9.2 Giunti verticali pannello-pannello .....	26
1.9.3 Giunti parete-solaio-parete.....	27
1.9.4 Giunti d'angolo .....	29
2 Stato dell'arte.....	31
2.1 Generalità.....	31
2.2 Progetto SOFIE.....	32
2.2.1 Prove iniziali .....	35
2.2.2 Connessioni.....	37
2.2.3 Strumentazione.....	37
2.2.4 Risultati .....	41
2.3 Presentazione studi di vari autori .....	43
2.3.1 Edificio in X-Lam con sistemi di ricentraggio per vento e sisma .....	43
2.3.2 Edificio con nucleo in legno, Sistema IPC .....	45
2.3.3 Edificio con nucleo in calcestruzzo armato, setti perimetrali in X-Lam.....	54
2.3.4 Sistema FFTT.....	57
2.3.5 Edifici alti in legno con Sistema FFTT.....	62
2.3.6 Edifici alti in legno, sistema cinematico per travi di accoppiamento.....	66
2.4 Realizzazione edifici alti in X-Lam allo stato attuale.....	68
3 Descrizione dei casi studio e strategie di modellazione .....	70
3.1 Metodo progettazione connessioni utilizzato .....	70
3.2 Descrizione casi studio .....	72
3.3 Rigidezza connessioni.....	82
3.3.1 Rigidezze analitiche .....	82
3.3.2 Rigidezze sperimentali .....	83
3.3.3 Rigidezze reali, rigidezze modellazione.....	86
3.4 Modellazione casi studio.....	91

3.4.1	Elementi utilizzati.....	91
3.4.2	Strategie di modellazione .....	93
3.4.3	Step di modellazione .....	95
4	Analisi numeriche .....	105
4.1	Solaio .....	105
4.1.1	Carichi variabili da normativa .....	105
4.1.2	Carico da neve da normativa .....	105
4.1.3	Verifiche solaio copertura.....	106
4.1.4	Verifiche solaio di piano.....	107
4.2	Ripartizione dei pesi.....	108
4.2.1	Carico portato dal sistema parete .....	108
4.2.2	Azione del vento.....	115
4.2.3	Verifiche instabilità .....	118
4.3	Azione sismica .....	122
4.3.1	Fattore di struttura .....	124
4.3.2	Periodo fondamentale da normativa .....	126
4.3.3	Analisi statica equivalente edificio 3A .....	127
4.4	Confronti analisi statica equivalente, vento.....	141
4.5	Analisi modale .....	145
4.6	Analisi dinamica lineare.....	148
4.7	Confronti analisi dinamica lineare, vento.....	155
4.8	Progetto delle connessioni.....	158
4.8.1	Verifiche SLV .....	158
4.8.2	Verifiche SLD .....	164
4.9	Gerarchia delle resistenze.....	171
5	Analisi risultati ottenuti.....	176
5.1	Edifici A, orditura solaio modificata .....	176
5.2	Confronto rigidezze analitiche, rigidezze sperimentali con fattore di struttura.....	181
5.3	Variazione risultati in funzione del fattore di struttura.....	189
5.4	Edificio 2 piani, confronto con programma scritto in ambiente Matlab. ....	204
6	Conclusioni .....	211
	Bibliografia.....	215

# Sommario

L'obiettivo di questa tesi è lo studio della fattibilità di progettazione e di costruzione di edifici alti in legno, costituiti da un nucleo centrale e setti perimetrali per una migliore redistribuzione dell'azione sismica. La base di partenza degli studi condotti è l'articolo "Structural characterization of multi-storey buildings with CLT cores" Polastri et al. 2014. Si è sviluppato un processo operativo tramite serie di cicli iterativi per la progettazione delle connessioni necessarie a soddisfare le verifiche allo stato limite di danno e allo stato limite di salvaguardia della vita.

Il punto fondamentale del metodo è la convergenza dei risultati con analisi modali e analisi dinamiche lineari con spettro di risposta. L'utilizzo dell'analisi statica equivalente vale solamente per una progettazione preliminare delle connessioni.

Si sono assunti diversi parametri variabili, quali rigidità delle connessioni, fattore di struttura, tipologia di parete e giunti verticali, per studiare e verificare la migliore configurazione che permetta la realizzazione di un edificio di 8 piani.

# 1 Caratteristiche del legno

In questo capitolo vengono brevemente presentate le principali proprietà meccaniche e le caratteristiche principali, da un punto di vista strutturale, del legno massiccio e di quello lamellare incollato. E' intuitivo pensare che le prestazioni di questi ultimi elementi, ad esempio in termini di resistenza a flessione o sforzo normale, siano correlate alle caratteristiche di resistenza delle singole tavole; consegue quindi la necessità di definire le caratteristiche di interesse per il legno massiccio, per poi estenderle, con opportune correzioni, a quello lamellare incollato ed ai pannelli X-Lam. Inoltre viene brevemente presentato il sistema costruttivo con pannelli a strati incrociati di tipo X-Lam, con particolare riguardo ad alcuni tipici dettagli costruttivi. L'obiettivo è proprio quello di porre l'attenzione su alcuni di questi particolari, dal momento che la scelta di uno specifico schema di realizzazione, piuttosto che un altro, influisce sui criteri e sulle modalità di rappresentazione mediante elementi finiti del dettaglio stessi.

## 1.1 Generalità

Le prestazioni meccaniche del legno sono intimamente connesse all'origine naturale del materiale ed alle funzioni che tale materiale ha in natura. Per meglio comprendere questo aspetto, è utile considerare la funzione del fusto della pianta in piedi come quella di una struttura a mensola, cui è demandato il compito di sostenere l'apparato fogliare e di resistere alle altre azioni variabili cui è soggetta la pianta, tipicamente la neve ed il vento. Una sezione strutturalmente efficiente, in questi casi, potrebbe essere quella tubolare, in cui a parità di diametro esterno il peso proprio della struttura è ridotto al minimo. Negli alberi la una sezione tubolare è impiegata non per la pianta nel suo complesso, ma per le sue cellule, dotate di pareti con funzione portante e di un lume cellulare vuoto al proprio interno. La morfologia cellulare garantisce quindi elevati valori di resistenza con bassi pesi propri. L'organizzazione cellulare del legno è però anche all'origine di una marcata anisotropia delle proprietà meccaniche del materiale, e questo si traduce in una marcata differenza dei valori di rigidezza e resistenza in funzione della direzione del carico applicato oppure, in modo duale, in funzione della direzione delle fibre. Proprio per la sua particolare conformazione a livello microscopico, il legno può essere univocamente definito e caratterizzato soltanto considerando le sue tre direzioni anatomiche fondamentali; con riferimento ad un generico punto in una sezione retta qualsiasi di un tronco, definiamo:

- la direzione longitudinale L, ovvero normale al piano della sezione;
- la direzione tangenziale T, ovvero tangente all'anello di accrescimento annuale in quel punto;
- la direzione radiale R, ovvero normale alle prime due direzioni nel punto.

Queste tre direzioni costituiscono le tre direzioni di ortotropia. Il legno risulta più resistente e rigido per sollecitazioni orientate lungo la direzione dell'asse e delle fibre, e questo risulta comprensibile se si considera che tali sollecitazioni sono quelle che deve sopportare la pianta nel corso della sua vita, e per le quali è stato "progettato" il materiale.

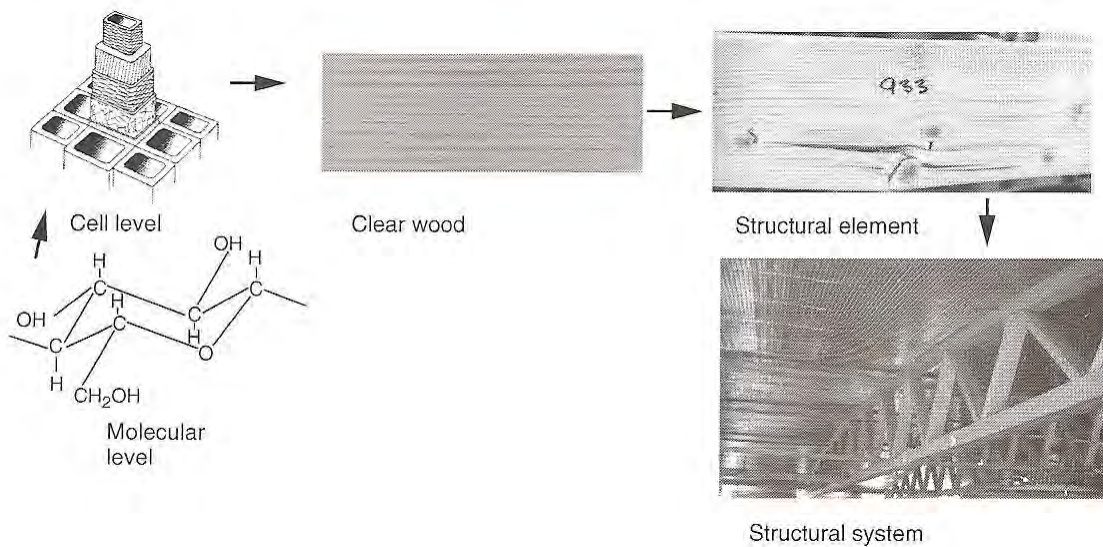


Figura 1.1: Passaggi dal livello microscopico a quello macroscopico; immagine tratta da Thelandersson e Larsen 2002.

Per sollecitazioni in direzione parallela alle fibre, il materiale legno presenta un'ottima efficienza strutturale, se paragonato ad altri materiali da costruzione. Due possibili criteri per definire questa efficienza sono il rapporto tra un parametro di resistenza  $f$  (ad esempio la resistenza a compressione o trazione) e la densità  $\rho$  del materiale stesso; altrettanto significativo è il rapporto tra il modulo di elasticità normale in direzione parallela alle fibre  $E$  e lo stesso parametro di resistenza  $f$  visto in precedenza; quest'ultimo indicatore assume valori pari circa ad un terzo di quello presentato dal calcestruzzo armato ed è invece paragonabile a quello dell'acciaio. Questo fatto risulta particolarmente significativo per il progettista potendosi già intravedere l'importanza che assumeranno le verifiche di deformabilità ed il controllo della stabilità dell'equilibrio, imperfetta analogia a quanto avviene per le strutture metalliche.

Tabella 1.1: Efficienza statica di alcuni materiali strutturali

<b>Materiale</b>	$\rho$ $Kg/m^3$	$f$ $Mpa$	$f/\rho$ $10^3 m^2/s^2$	$E/f$
Acciaio	7800	400-1000	50-130	500
Alluminio	2700	100-300	40-110	200
Calcestruzzo (compressione)	2400	20-120	13-50	1200
Legno netto (trazione)	400-600	40-200	100-300	400
Legno netto (compressione)	400-600	40-200	70-150	150

Nella tabella 1.1 i parametri di efficienza statica sono stati ricavati per il legno netto (a questo proposito si veda la figura 1.1); il legno massiccio in dimensioni strutturali è invece un materiale non omogeneo, che contiene difetti legati alla crescita della pianta da cui proviene nella forma di nodi, deviazioni localizzate delle fibre e molti altri ancora. Questi difetti, che spesso derivano dalle necessità della pianta durante la sua crescita, riducono in modo significativo la resistenza qualora il legno venga segato ed adoperato per altri usi.

E' quindi evidente che le caratteristiche meccaniche del legno strutturale non possono essere derivate da quelle del legno netto senza tenere in conto i difetti in esso presenti. Oltre alla presenza di difetti all'interno della massa legnosa, lo studio reologico-meccanico del legno sottoposto a sollecitazioni esterne è complicato da altre circostanze; volendo riassumerle qui sinteticamente:

- dall'anisotropia dovuta alla strutturazione cellulare del legno le cui unità elementari non sono isodiametriche, ma allungate e disposte condeterminati orientamenti, in strati concentrici di diversa compattezza;
- dalla frequenza con la quale si presentano all'interno dei tessuti nodi, deviazioni strutturali ed altri difetti che non possono essere agevolmente tradotti in modelli di simulazione;
- dalla forte influenza che le variazioni di umidità e di temperatura manifestano tanto sulle deformazioni, in stretta dipendenza con i moduli di elasticità, quanto sui carichi di rottura, cioè in definitiva sulla resistenza;
- dalla velocità di applicazione e dalla durata dei carichi;
- dall'eventuale periodicità od alternanza dei carichi stessi.

Alcuni di questi fattori sono opportunamente tenuti in conto dalle normative e sono descritti in modo più dettagliato nel proseguito di questo capitolo.

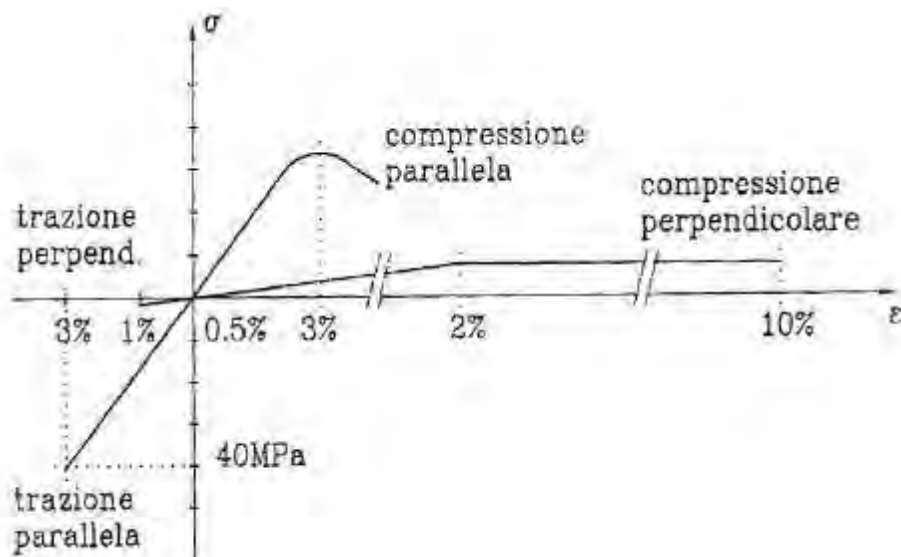


Figura 1.2: Legame tensione-deformazione per legno massiccio; immagine tratta da Giordano 1993.



## 1.2 Resistenza a compressione

Per quanto riguarda il legno massiccio strutturale, è da sottolineare che la resistenza a compressione presenta valori differenti in funzione della direzione di applicazione del carico; per questo tipo di sollecitazione sia la resistenza che la deformabilità, sono anche in funzione della disposizione degli anelli di accrescimento rispetto alla direzione della forza applicata. Nel legno strutturale la resistenza per compressione parallela alle fibre, volendo escludere qualunque effetto dovuto a fenomeni collegati alla snellezza dell'elemento caricato, si valuta su elementi tozzi. In questo caso la differenza tra il legno netto e quello strutturale è meno marcata, poiché la presenza di fibre inclinate e di nodi incide in misura minore. Nel caso di compressione parallela alle fibre si evidenzia una fase elastica lineare iniziale, seguita da una breve fase visco-plastica, nella quale, per effetto della viscosità del materiale, si manifestano in ritardo delle deformazioni che vanno a sommarsi con quelle del puro campo elastico, dove sono raggiunti i valori massimi di tensione. Considerando invece la resistenza a compressione perpendicolare alle fibre, i valori del carico di rottura sono molto inferiori rispetto ai primi; generalmente si riducono ad un quinto, con variazioni notevoli in relazione al tipo di legno. Come si vede bene nella figura 1.2, in questo caso, il valore del modulo di elasticità è pressoché lo stesso che a trazione perpendicolare alle fibre. La resistenza per compressione perpendicolare non si raggiunge per frattura del materiale, ma per raggiungimento di grandi deformazioni in campo plastico. La resistenza piena si attinge quando la direzione del carico è secondo la direzione tangenziale agli anelli; con il carico applicato in direzione radiale si raggiunge mediamente l'80% della massima. Per quanto attiene i pannelli X-Lam viene usualmente trascurata, in favore di sicurezza, la resistenza a compressione in direzione ortogonale alle fibre. Questa assunzione comporta che vengano considerati come resistenti i soli strati trasversali aventi le fibre disposte parallelamente alla direzione delle sollecitazioni applicate.

## 1.3 Resistenza a trazione

L'analisi di quanto succede nell'applicazione di uno sforzo di trazione esercitato sul legno in qualsiasi direzione non è affatto agevole perché il collegamento tra forza agente ed elemento da sollecitare deve avvenire mediante artifici e dispositivi vari: in questo caso ricorrendo ad incastri, bulloni, chiodature, connettori di vario tipo oppure ad un incollaggio. Qualunque sia il mezzo di cui ci si serve, nella zona di applicazione e di contatto di detti mezzi di collegamento, si verificheranno delle sollecitazioni diverse dalla pura trazione, che possono riuscire più pregiudizievoli che non la trazione stessa. Ammesso di poter effettuare dei collegamenti di perfetta efficienza e tali da non portare a sollecitazioni accessorie di diversa natura, conviene esaminare la resistenza a trazione assiale da un punto di vista del tutto generale. La costituzione dei tessuti legnosi, formati nella grande maggioranza da lunghe fibre strettamente connesse e compenstrate le une con le altre, comporta un'elevata resistenza a trazione, che dipende in primo luogo dalla resistenza a trazione degli elementi strutturali della parete cellulare. In generale la resistenza a trazione parallela alle fibre è più elevata di quella a compressione, almeno doppia, ma è notevolmente ridotta dalla presenza di nodi ed irregolarità nelle fibre. Nel caso in cui si verificasse una trazione perpendicolare alle fibre, invece, il legno tenderebbe a rompersi per spacco. Complessivamente la legge tensione – deformazione per questo tipo di sollecitazione è di tipo lineare fino alla rottura, ed è proprio per questo motivo che spesso il legno viene considerato come materiale elasto-fragile. La fessurazione, i nodi e le brusche variazioni di accrescimento diametrale contribuiscono a ridurre il valore ultimo della tensione resistente. Se si effettuano prove di trazione perpendicolare alle fibre, si trova

che la resistenza a questo tipo di sollecitazione dipende in modo significativo dal volume dell'elemento sottoposto alla prova. Tale dipendenza dal volume si giustifica con il fatto che, essendo la rottura innescata dai difetti sparsi, per disposizione ed entità, in modo casuale nel legno, più è grande il volume sollecitato, tanto più è probabile incontrare un difetto che inneschi la rottura. Nella pratica strutturale si fa affidamento a tale resistenza solamente in casi particolari come, ad esempio, nelle travi curvate o centinate di legno lamellare, pur con tutte le cautele del caso. Per quanto riguarda i pannelli X-Lam, in analogia a quanto detto nel caso di sollecitazioni di compressione e comunque in favore di sicurezza, si trascura la resistenza a trazione ortogonale alle fibre.

## 1.4 Resistenza a taglio

Per quanto riguarda la resistenza a taglio è necessario differenziare il legno strutturale dai pannelli in X-Lam, che a loro volta si possono suddividere in funzione del loro comportamento a taglio: nel proprio piano (a“lastra”) oppure fuori dal piano (a“piastra”).

### 1.4.1 Legno strutturale

In questo paragrafo si accenna brevemente al comportamento del legno strutturale sotto l'effetto di sforzi di taglio. La rottura per taglio può avvenire principalmente per scorrimento in dipendenza delle tre diverse tensioni tangenziali che si possono avere:  $\tau_{RL}$ ,  $\tau_{TL}$  e  $\tau_{RT}$ ; essendo  $R$ ,  $L$  e  $T$  rispettivamente le direzioni radiale, longitudinale e tangenziale individuate in una generica sezione trasversale di un tronco d'albero. Nelle costruzioni in legno si ha a che fare per lo più con  $\tau_{RL}$  e  $\tau_{TL}$ . La resistenza a tensioni  $\tau_{RL}$  è determinata dalla resistenza a scorrimento del legno primaverile degli anelli di accrescimento e risulta minore della resistenza per tensioni  $\tau_{TL}$ . Dal momento che nella pratica progettuale la distinzione tra questi tipi di tensione è di difficile, se non impossibile, si usa far riferimento al valore minore dei tre. La resistenza a tensioni tangenziali dipende anche dal fatto che tali tensioni siano generate da sollecitazioni di taglio o di momento torcente, ed in quest'ultimo caso anche dalla forma della sezione. I valori tipici di resistenza a taglio per legno netto si aggirano intorno agli 8 *Mpa*, mentre a torsione sono superiori. In generale la resistenza a taglio è notevolmente ridotta sia da fessure dovute al ritiro, sia da cipollature. La resistenza a taglio nel legno strutturale massiccio cui fa riferimento la norma UNI EN 1995-1:2009 è considerata indipendente dal volume dell'elemento sollecitato e tiene conto delle fessure da ritiro, ma non delle cipollature che non sono ammesse nel legno strutturale. Valori medi orientativi di resistenza a taglio per il legno massiccio strutturale sono 2-4 *Mpa*. Quando la rottura per sollecitazione di taglio avviene per tranciamento delle fibre anziché per scorrimento, come ad esempio negli spinotti lignei, i valori di resistenza risultano più elevati di quelli sopra riportati. In certi casi si possono avere anche tensioni  $\tau_{RT}$ . In questo caso la rottura avviene per scorrimento delle fibre, quasi che queste rotolassero le une sulle altre. La resistenza per questo tipo di tensione si aggira sugli stessi valori di quelli per la trazione perpendicolare alle fibre. Per una trattazione più approfondita di questo argomento si rimanda senz'altro alla letteratura tecnica, tra le quali si ricordano questi testi:

- Guglielmo Giordano (1993). *Tecnica delle costruzioni in legno*. Milano: Hoepli;
- Maurizio Piazza, Roberto Tomasi e Roberto Modena (2007). *Strutture in legno*. Milano: Hoepli;



Figura 1.3: Rottura a taglio trasversale, "rolling shear".

### 1.4.2 Pannelli X-Lam

Per quanto riguarda il comportamento a piastra, nei pannelli X-Lam la determinazione delle tensioni di taglio sulla sezione considerata deve tener conto delle caratteristiche diverse dei singoli strati. Di conseguenza, negli strati trasversali è determinante la resistenza a taglio trasversale, dove il collasso del materiale è dato dal raggiungimento della resistenza a trazione perpendicolare alle fibre nella direzione della sollecitazione principale, inclinata di  $45^\circ$  rispetto all'asse dell'elemento considerato, o di inclinazione di  $\pm 45^\circ$  delle tensioni principali. Si parla in questo caso di taglio trasversale, indicandone la resistenza corrispondente con l'indice "r", dalla definizione inglese di "rolling shear", che a sua volta si ispira alla forma del collasso in questo caso particolare. La figura 1.3 riporta un esempio di rottura di una piastra X-Lam per taglio. Per quanto riguarda invece il comportamento di un pannello sotto l'effetto di tensioni tangenziali nel proprio piano, sono presenti due meccanismi resistenti che devono essere verificati separatamente:

- rottura a taglio delle tavole lungo la superficie di contatto;
- rottura a taglio nella superficie incollata agli incroci delle tavole.

Questi due meccanismi nascono dal principio secondo cui i diversi strati incrociati che compongono il pannello sono collegati fra loro soltanto tramite la superficie di contatto fra le tavole orizzontali e quelle verticali, e che la trasmissione delle forze fra uno strato e l'altro avviene tramite questa incollatura. Inoltre il bordo libero delle singole tavole deve essere considerato come non sollecitato, per cui il flusso di taglio deve essere composto dall'incrocio di due tavole ortogonali, entrambe sollecitate da una forza di taglio, come evidenziato nella figura 1.4. In quest'ultima figura si fa riferimento, per semplicità, al caso in cui sia presente nel pannello una singola superficie di incollaggio; tuttavia è sempre possibile ricondursi a questa situazione dividendo le tensioni tangenziali per il numero di superfici di incollaggio, ottenendo quindi una tensione tangenziale per singola superficie. Tenendo presente questo fatto, per quanto riguarda la resistenza delle tavole lungo la superficie incollata si ha che deve essere soddisfatta la seguente relazione:

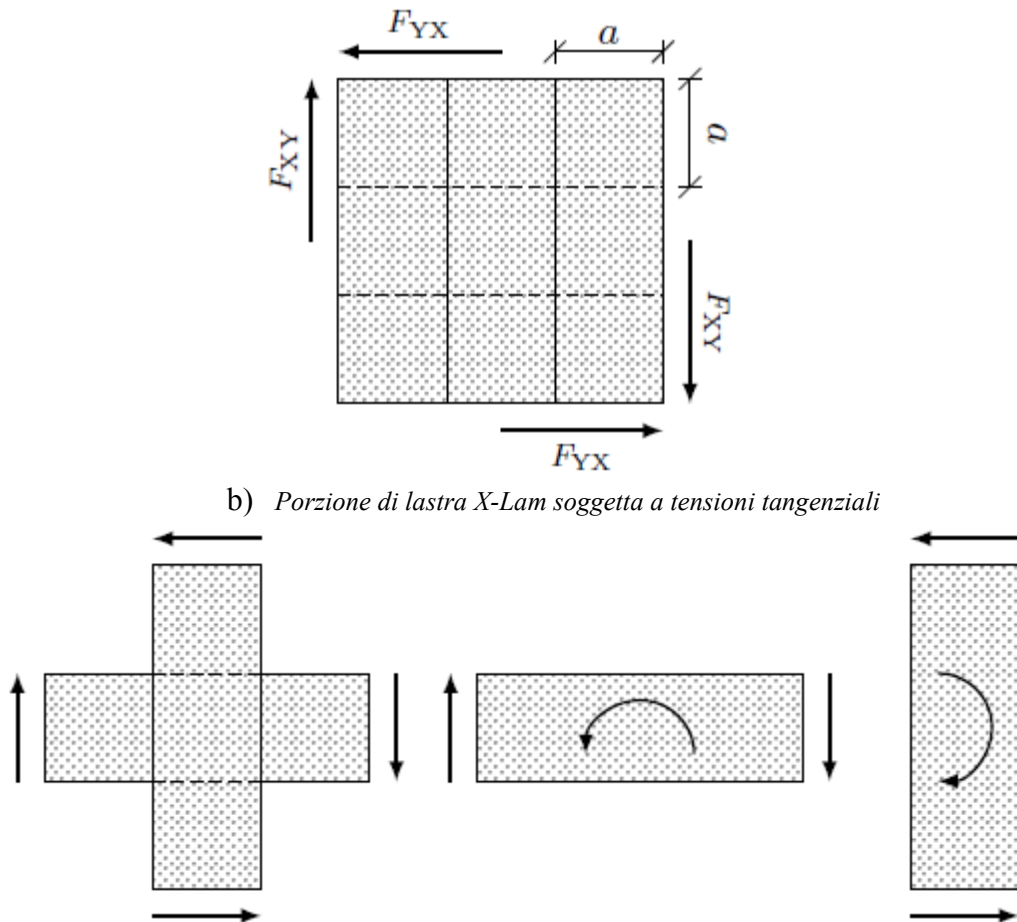
$$\frac{F_{XY}}{n_{sup}} < f_{v,Rd} \frac{t_{min}}{2} \quad (1.1)$$

essendo  $F_{XY}$  lo sforzo di taglio allo stato limite di riferimento integrato sullo spessore del pannello,  $n_{sup}$  il numero di superfici incollate,  $f_{v,Rd}$  la resistenza di progetto per taglio delle lamelle e  $t_{min}$  lo spessore minimo tra tutti gli spessori delle lamelle che compongono il pannello. Questa equazione nasce da una semplice considerazione sulla trasmissione degli sforzi tangenziali tra una lamella e l'altra, come si può vedere nella figura 1.4. A causa del particolare meccanismo di trasmissione delle tensioni tangenziali da uno strato ad un altro, nasce un momento torcente che sollecita la superficie di incollaggio.

Supponendo di impiegare per la fabbricazione del pannello lamelle aventi tutte la medesima larghezza  $a$ , possiamo valutare le tensioni tangenziali derivanti dal momento torcente attraverso questa relazione:

$$\frac{M_t}{I_p} y = \frac{F_{XY} a^2}{n_{sup} \frac{1}{6} a^4} \frac{a}{2}$$

essendo  $F_{XY}$  la tensione tangenziale integrata sullo spessore del pannello e sulla larghezza  $a$  della lamella,  $a$  il braccio della coppia di forze  $F_{XY}$ ,  $I_p$  il momento di inerzia polare per una sezione quadrata ed  $a/2$  la distanza tra il baricentro della sezione ed un lembo della sezione.



b) Il flusso di taglio va scomposto in una sollecitazione a taglio delle due tavole e in un momento torcente che le unisce tra loro.

Figura 1.4: Meccanismi di rottura per taglio in una lastra X-Lam.

Dovendo questa quantità essere inferiore alla specifica resistenza  $f_{t,Rd}$  di questa modalità di rottura, si avrà che:

$$\frac{F_{XY}}{n_{sup}} < f_{t,Rd} \frac{a}{3} \quad (1.2)$$

essendo  $f_{t,Rd}$  la tensione resistente per il modo di rottura torsionale. Per le tensioni resistenti sopra menzionate generalmente si assumono questi valori:

$$\begin{aligned} f_{t,Rd} & 2,5 \text{ Mpa} \\ f_{v,Rd} & 3,0 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Assumendo una larghezza  $a$  ed uno spessore minimo  $t_{min}$  delle lamelle arbitrari (generalmente pari, rispettivamente, a  $100\text{mm}$  e  $20\text{mm}$ ) è possibile confrontare le resistenze dei due meccanismi resistenti e valutare quindi a priori quale sarà il meccanismo di rottura debole. Per mezzo delle equazioni(1.1) e (1.2) si ha quindi che, al netto dei coefficienti di sicurezza sui materiali:

$$F_{v,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{v,Rd} \frac{t_{min}}{2} \\ f_{t,Rd} \frac{a}{3} \end{array} \right.$$

La verifica viene quindi svolta in termini di tensioni tangenziali integrate sullo spessore del pannello e con riferimento ad una singola superficie di incollaggio, cui ci si può ricondurre una volta noto il numero complessivo  $n_{sup}$  delle stesse.

## 1.5 Resistenza a rifollamento

La resistenza a rifollamento è una caratteristica meccanica del materiale legnoso che descrive uno stato di sforzo limite determinato dallo schiacciamento localizzato delle fibre legnose per effetto del carico concentrato del connettore sulle pareti del foro di alloggiamento. La resistenza al rifollamento può variare sensibilmente in funzione di alcune caratteristiche geometriche e meccaniche, come la massa volumica del materiale legnoso (che è direttamente correlata alla resistenza alla compressione in direzione ortogonale alle fibre), il diametro del connettore e la classe di resistenza dell'acciaio utilizzato. In assenza di dati sperimentali, i valori della resistenza a rifollamento possono essere determinati attraverso formule semi-empiriche riportate nelle normative. Nel proseguito di questo lavoro si fa riferimento alle relazioni contenute nella norma UNI EN 1995-1-1:2009. Quindi, per chiodi aventi diametri fino a  $8\text{mm}$ :

$$f_{h,k} = 0,082\rho_k d^{-0,23} \quad \text{senza preforatura} \quad (1.4)$$

$$f_{h,k} = 0,082\rho_k(1 - 0,01d) \quad \text{con preforatura} \quad (1.5)$$

Essendo  $\rho_k$  la massa volumica caratteristica del legno espressa in  $\text{kg/m}^3$ ,  $d$  il diametro del chiodo espresso in  $\text{mm}$  ed  $f_{h,k}$  la resistenza caratteristica espressa in  $\text{N/mm}^2$ .

Questa resistenza delle pareti del foro praticato nel legno sotto l'azione di un elemento di collegamento meccanico di forma cilindrica, ha grande importanza nel calcolo delle connessioni fra elementi strutturali. I giunti realizzati con connettori meccanici, infatti, presentano uno spiccato comportamento dissipativo e questo è riconducibile principalmente a due meccanismi che possono esplicarsi contemporaneamente durante la deformazione del giunto:

- il rifollamento del legno intorno ai connettori (si veda la figura 1.5);
- l'entrata in campo plastico dei connettori metallici.

La combinazione di questi due comportamenti permette anche alle strutture di legno, soprattutto nel caso di applicazione di un carico ciclico con rapida inversione della forza applicata (com'è il caso dell'azione sismica), di raggiungere quel comportamento duttile e dissipativo che è indispensabile per resistere all'azione sismica stessa.

Per una dettagliata descrizione del comportamento delle connessioni sotto l'effetto di un carico ciclico o di un sisma si rimanda al testo di Ario Ceccotti, Maurizio Follesa e Marco Pio Lauriola (2005). *Le strutture di legno in zona sismica*. C.L.U.T. Editrice. Cap. 2 – Comportamento sismico delle strutture in legno.



*Figura 1.5: Rifollamento di una lastra in X-Lam dopo prove con carico ciclico.*

## **1.6 Influenza della durata del carico e dell'umidità**

Per quanto attiene l'influenza della durata del carico si ha che per il legno, come per tutti i materiali da costruzione, la resistenza per carichi di breve durata è maggiore che per carichi di lunga durata. Studi condotti da Madsen hanno mostrato che l'influenza della durata del carico dipende dalla qualità del legno ed è significativamente inferiore per le qualità basse rispetto a quelle alte. Questo può essere spiegato in linea di massima dal fatto che per qualità inferiori sono i nodi a determinare la resistenza, mentre per le qualità più elevate è la qualità del legno base, ad essere determinante. Così per classi elevate la dipendenza della resistenza dalla durata del carico sarà simile a quella che si ha per il legno netto, mentre per classi basse l'elevata difettosità sarà così determinante da ridurre il contributo alla diminuzione di resistenza per la durata del carico dovuta al materiale base. Infatti la presenza di nodi

genera per carichi di breve durata dei forti picchi di concentrazione di tensione (elasticità del materiale) che determineranno il livello di resistenza a breve termine; per carichi di lunga durata la resistenza relativa al legno di per sé tenderebbe a diminuire, ma le concentrazioni di tensioni intorno ai nodi (viscosità del materiale) tendono a smussarsi agendo in senso favorevole alla resistenza, per cui, grazie a questi due fattori agenti in senso opposto, cala il divario fra la resistenza per carichi di breve e lunga durata. Per quanto riguarda invece la dipendenza dal contenuto di umidità del legno, si è trovato che, per quanto riguarda le qualità peggiori (quindi per valori di resistenza bassi), l'influsso del contenuto di umidità del legno appare più limitato che nel legno netto. L'influenza del contenuto di umidità sulla riduzione di resistenza risulta cioè meno importante quanto più scadente è il materiale, quasi che l'elevata difettosità diventasse così determinante da appiattire le differenze di resistenza fra il materiale base asciutto e lo stesso materiale base umido. La normativa europea (UNI EN 1995-1:2005) tiene conto di queste influenze definendo per i carichi le cosiddette "classi di durata del carico", e per le condizioni igrometriche le cosiddette "classi di umidità" o "classi di servizio" che dir si voglia. I carichi vengono distinti in carichi permanenti (sempre di lunga durata, ovviamente), e carichi accidentali che possono essere di lunga, media, breve durata oppure istantanei.

Tabella 1.2: Classi di durata del carico

<b>Classe di durata del carico</b>	<b>Durata del carico caratteristico</b>
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	da 6 mesi a 10 anni
Media durata	da 1 settimana a 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	-

La tabella 1.2 consente di determinare la classe di durata del carico in funzione della variazione tipica del carico caratteristico con il tempo. Ai fini del calcolo, in genere, si possono assumere:

- il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura come appartenenti alla classe di durate permanente;
- i carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e i sovraccarichi variabili relativi a magazzini e depositi appartenenti alla classe di lunga durata;
- i sovraccarichi variabili in generale appartenenti alla classe di media durata;
- il sovraccarico da neve di riferimento al suolo; calcolato in un specifico sito a una certa altitudine appartenente a una classe di durata funzione del sito; in alternativa, si potrebbe considerare che il valore di  $q_{sk}$  risulti composto da addendi appartenenti a classi di durata differenti (come, in effetti, è proposto del documento Nicole);
- l'azione del vento e le azioni eccezionali appartenenti alla classe di durata istantanea.

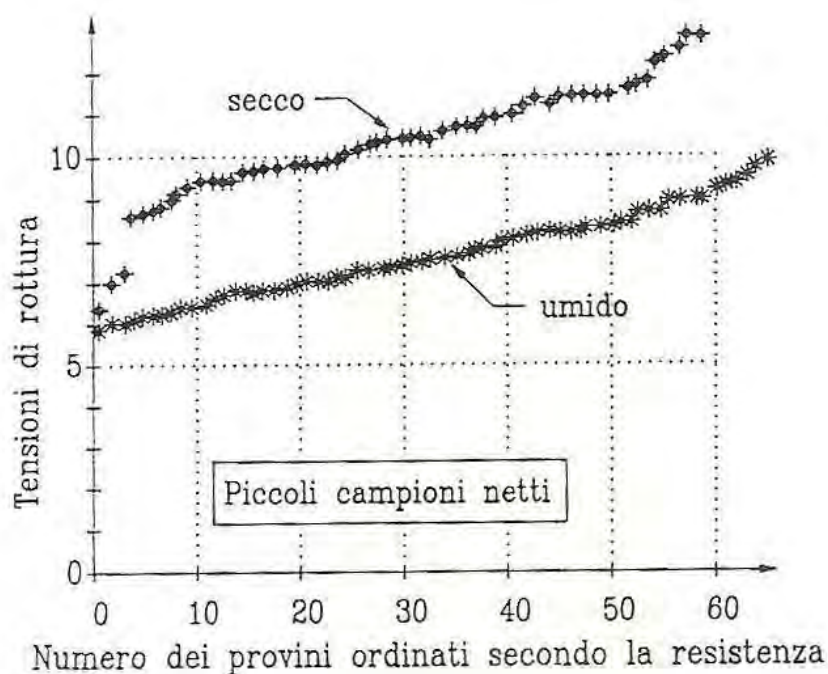
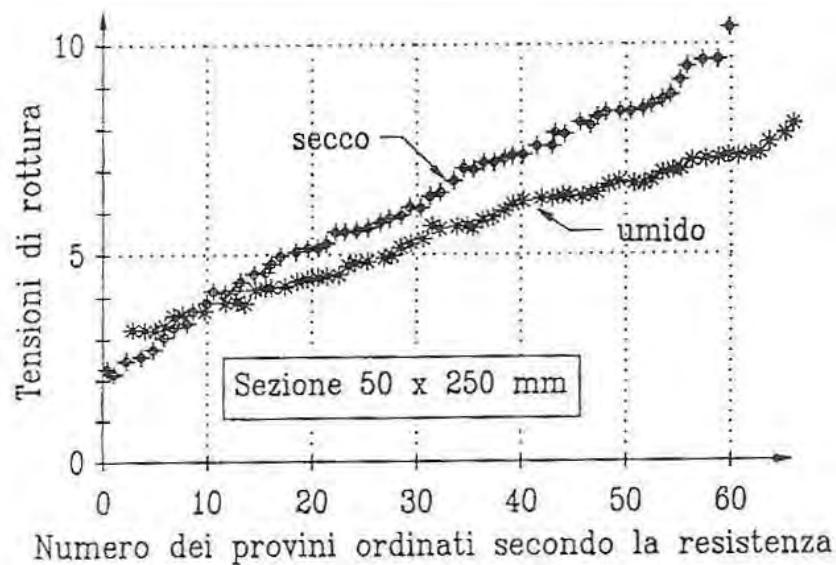


Figura 1.6: Effetto del contenuto di umidità sulla resistenza a flessione (Giordano 1993).

Per le strutture in legno, in genere, ma in particolare per quelle composte da parti con diverso comportamento reologico (per esempio per quelle miste legno-calcestruzzo), le verifiche andranno fatte sia nello stato iniziale a tempo  $t=0$  (cioè senza mettere conto degli effetti di viscosità del materiale), che in quelle a tempo  $t=\infty$  (cioè quando gli effetti di viscosità si sono manifestati completamente). Le strutture devono essere assegnate a una delle classi di servizio sotto elencate. Il sistema di classe di servizio è destinato alla assegnazione di valori di resistenza e al calcolo delle deformazioni in condizioni ambientali definite.

- Classe di servizio 1: è caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con ambiente a temperatura di  $20^{\circ}\text{C}$  e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe



gli elementi lignei protetti contro le intemperie come quelli posti all'interno degli edifici in ambienti condizionati.

- Classe di servizio 2: è caratterizzata da un'umidità dei materiali in equilibrio con ambienti a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei posti all'esterno degli edifici ma protetti, almeno parzialmente, dalle intemperie e dall'irraggiamento solare diretto.
- Classe di servizio 3: condizioni climatiche che prevedono umidità più elevate di quelle della classe di servizio 2. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei posti all'esterno degli edifici direttamente esposti alle intemperie.

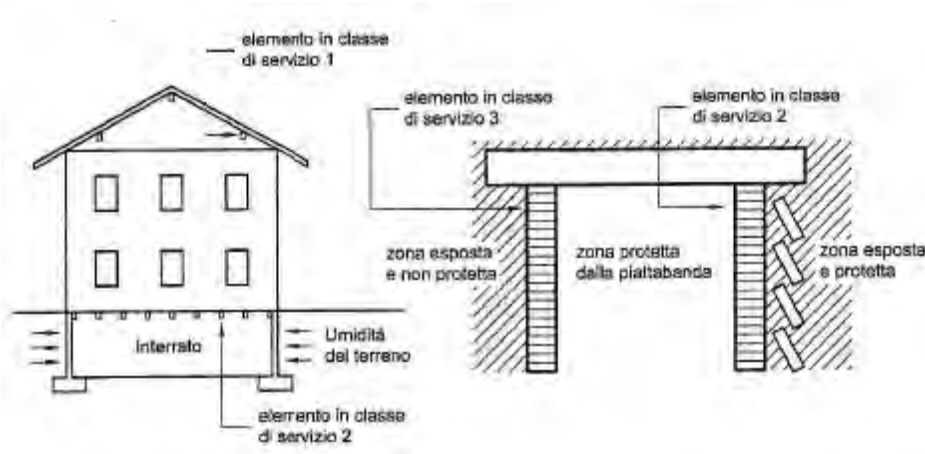


Figura 1.6: Esempi di situazioni reali in classe 1,2,3, immagine tratta da Piazza, R. Tomasi e Modena 2007.

La norma UNI-EN 1995-1-1:2009 definisce quindi un coefficiente correttivo  $K_{mod}$  che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. Nel caso in cui una combinazione di carico comprenda azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico, la suddetta normativa impone che si scelga un valore di  $K_{mod}$  che corrisponda all'azione di minor durata. I valori consigliati dalla norma UNI EN 1995-1-1:2009 per il coefficiente correttivo  $K_{mod}$  sono riportati nella tabella 1.3, limitatamente al legno massiccio, a quello lamellare incollato (a cui fanno riferimento i pannelli X-Lam) ed alcuni altri prodotti a base di legno. È quindi possibile definire il valore di progetto di una generica proprietà del materiale come:

$$X_d = \frac{k_{mod} X_k}{\gamma_m}$$

Essendo, come al solito  $\gamma_m$  il coefficiente di sicurezza parziale per una data proprietà del materiale,  $X_k$  il valore caratteristico della stessa proprietà e  $X_d$  il relativo valore di progetto.

Tabella 1.3: Valori di  $k_{mod}$  secondo la normativa UNIE-EN 1995-1-1:2009

Materiale	Riferimento		Classe di servizio	Classe di durata del carico				
				Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare incollato	EN 14081-1 EN 14080		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
			2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
			3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	EN 636	Parti 1, 2, 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parti 2, 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parte 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		OSB/3 - OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
			2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
		MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
			2	-	-	-	0,45	0,80
	EN 622-5	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

## 1.7 Classificazione e classi di resistenza

Per permettere un dimensionamento sicuro ed affidabile degli elementi strutturali di legno devono essere note le caratteristiche del materiale con sufficiente attendibilità. Le caratteristiche meccaniche del legno presentano una dispersione dei valori molto grande; per esempio il rapporto fra il valore più piccolo e quello più grande della resistenza a rottura di un elemento di legno segato può raggiungere 1/10. Ciò impedirebbe, in mancanza di una classificazione efficace, di impiegare il legno quale elemento strutturale in modo adeguato. La procedura di classificazione del materiale si prefigge di ottenere i seguenti effetti (con riferimento alla figura 1.7):

- formazione di classi di resistenza con proprietà differenziate e valori caratteristici affidabili;
- dispersione dei valori delle proprietà meccaniche più ridotta all'interno delle singole classi di resistenza rispetto alla totalità del materiale (si definisce questo effetto come "omogeneizzazione" del materiale).

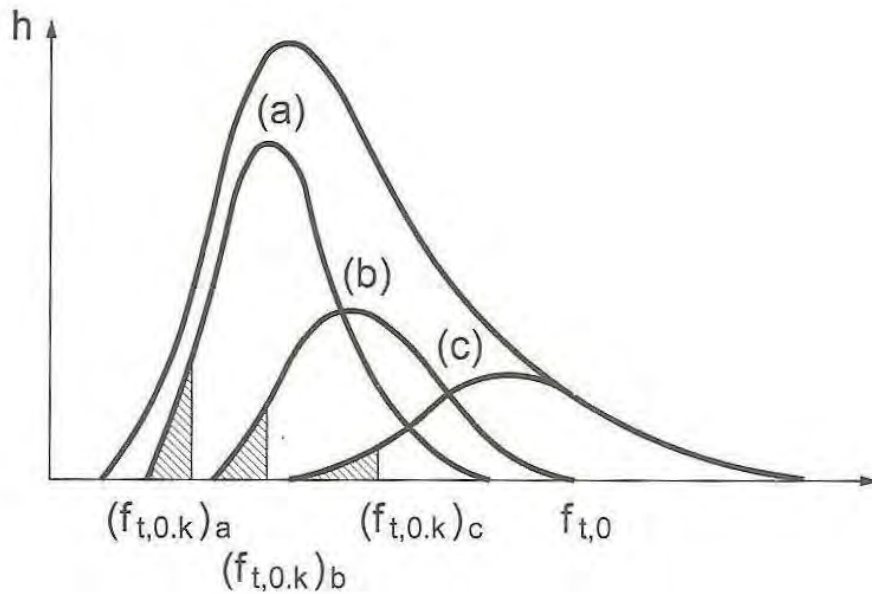


Figura 1.7: Effetti della classificazione secondo la resistenza; immagine tratta da Piazza, R. Tomasi e Modena 2007.

Come è stato spiegato nel primo paragrafo di questo capitolo, numerosi e complessi sono i fattori in grado di influire sulle resistenze degli elementi lignei; questo fatto ha portato all'adozione, da parte dei soggetti normatori, di un approccio consistente nei seguenti punti:

- selezione degli elementi idonei all'uso strutturale e aventi caratteristiche fisico-meccaniche minime garantite (classificazione secondo la resistenza);
- assegnazione agli elementi classificati di valori caratteristici delle principali proprietà meccaniche (classi di resistenza e profili prestazionali caratteristici);
- dimensionamento degli elementi sulla base di regole di calcolo concepite espressamente per utilizzare questi valori caratteristici.

Tabella 1.4: Classi di resistenza secondo EN 338:2004 per legno massiccio di conifere e di pioppo.

Valori caratteristici		classi							
		C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35
<b>Resistenza [Mpa]</b>									
flessione	$f_{m,k}$	16	18	20	22	24	27	30	35
trazione parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$	10	11	12	13	14	16	18	21
trazione ortogonale alle fibre	$f_{t,90,k}$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6
compressione parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$	17	18	19	20	21	22	23	25
compressione ortogonale alle fibre	$f_{c,90,k}$	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8
taglio	$f_{v,k}$	1,8	2	2,2	2,4	2,5	2,8	3	3,4
<b>Modulo elastico [Gpa]</b>									
medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13
caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	5,4	6	6,4	6,7	7,4	7,7	8	8,7
medio ortogonale alle fibre	$E_{90,mean}$	0,27	0,3	0,32	0,33	0,37	0,38	0,4	0,43
di taglio medio	$G_{mean}$	0,5	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81
<b>Massa volumica [kg/m<sup>3</sup>]</b>									
caratteristica	$\rho_k$	310	320	330	340	350	370	380	400
media	$\rho_m$	370	380	390	410	420	450	460	480

Il metodo utilizzato per definire le proprietà degli elementi lignei ai fini strutturali nella normativa europea è quello semi-probabilistico agli stati limite. Per poter rientrare in questa metodologia è necessario abbandonare la caratterizzazione meccanica del legno netto e fare ricorso ad una descrizione meccanica dell'elemento strutturale per una determinata sollecitazione agente. I valori caratteristici di resistenza e di modulo di elasticità sono quindi definiti come valori al 5 percentile della popolazione ottenuta da prove con durata di carico di circa 300 s su provini in condizioni normali. Le prestazioni di un elemento strutturale in legno, come già sinteticamente osservato, sono fortemente condizionate dalla presenza e dalla posizione, nel medesimo elemento, di alcune caratteristiche naturali che, in ambito strutturale, sono chiamati difetti. Per questo motivo, per quanto attiene quindi alle esigenze della progettazione strutturale, interessa una classificazione di resistenza non tanto del materiale netto, ma dell'elemento strutturale in dimensioni d'uso, e questo sia per gli elementi in legno lamellare che per quelli in legno massiccio. Esula dagli obiettivi di questa tesi una descrizione accurata delle norme e delle modalità operative che regolano queste classificazioni, pertanto si riportano semplicemente le tabelle 1.4 e 1.5, in accordo con la norma EN 338: 2004, che riportano le classi di resistenza ed i relativi valori caratteristici delle proprietà principali, per legno di conifere, pioppo e delle latifoglie in generale. Con riferimento al legno lamellare incollato ed ai pannelli X-Lam, queste tabelle forniscono i valori di alcune proprietà meccaniche relative alle lamelle che li compongono. E' evidente che le caratteristiche prestazionali del prodotto finito, ad esempio la resistenza a flessione nelle travi in Glu Lam, sono correlate alle caratteristiche di resistenza delle singole tavole, nonché, ovviamente, ad altri aspetti legati ad una corretta esecuzione delle giunzioni di testa e dell'incollaggio tra le lamelle sovrapposte. Per quanto riguarda gli elementi in legno lamellare incollato, esclusivi i pannelli X-Lam, l'approccio della nuova normativa europea è quello di suggerire al produttore le caratteristiche meccaniche del segato di partenza da utilizzare per ottenere un elemento di legno lamellare incollato appartenente ad una determinata classe resistente.

Tabella 1.5: Classi di resistenza secondo EN 338 : 2004 per legno massiccio di latifoglie (escluso il pioppo).

Valori caratteristici		classi					
		D30	D35	D40	D50	D60	D70
<b>Resistenza [Mpa]</b>							
flessione	$f_{m,k}$	30	35	40	50	60	70
trazione parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$	18	21	24	30	36	42
trazione ortogonale alle fibre	$f_{t,90,k}$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
compressione parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$	23	25	26	29	32	34
compressione ortogonale alle fibre	$f_{c,90,k}$	8	8,4	8,8	9,7	10,5	13,5
taglio	$f_{v,k}$	3	3,4	3,8	4,6	5,3	6
<b>Modulo elastico [Gpa]</b>							
medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	10	10	11	14	17	20
caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	8	8,7	9,4	11,8	14,3	16,8
medio ortogonale alle fibre	$E_{90,mean}$	0,64	0,69	0,75	0,93	1,13	1,33
di taglio medio	$G_{mean}$	0,6	0,65	0,7	0,88	1,06	1,25
<b>Massa volumica [kg/m<sup>3</sup>]</b>							
caratteristica	$\rho_k$	530	560	590	650	700	900
media	$\rho_m$	640	670	700	780	840	1080

La norma EN 1194, in particolare, prevede un insieme di relazioni, qui omesse per brevità, per il calcolo delle proprietà meccaniche degli elementi in legno lamellare in funzione delle proprietà resistenti delle singole lamelle. Per quanto riguarda invece i pannelli X-Lam, nonostante questi siano prodotti e commercializzati a partire dal 1995, non sono finora mai stati integrati in alcuna normativa di prodotto. Il loro uso quale materiale per strutture portanti è quindi, ad oggi, regolamentato tramite omologazioni nazionali oppure tramite Benestare Tecnico Europeo, noto con l'acronimo inglese ETA. Le omologazioni contengono e descrivono le esigenze cui deve sottostare il prodotto e la sua produzione a partire dai materiali impiegati, come pure le indicazioni per l'impiego, il dimensionamento e le verifiche necessarie. In caso di omologazioni europee vi si trovano anche le indicazioni relative alla marcatura CE. La norma EN 16351:2013 è stata sottoposta ai membri CEN per validazione e porterà alla nascita di una norma EN al riguardo. Una sottocommissione di esperti all'interno della commissione CEN TC250 lavora, in questo momento, all'integrazione del materiale X-Lam nella norma UNI EN 1995-1-1. In particolare, le caratteristiche rilevanti che devono essere valutate per il rilascio dell'ETA sono:

- Capacità portante e rigidità relative ad azioni meccaniche:
  - Flessione.
  - Trazione e compressione.
  - Taglio.
  - Determinazione della resistenza a rifollamento.
  
- Protezione contro il rumore.
- Risparmio energetico e ritenzione di calore.
- Igiene salute ed ambiente.

Pertanto questo certificato, che riporta anche la classe di appartenenza delle lamelle di cui è costituito il pannello, fornisce tutte le caratteristiche meccaniche necessarie per il calcolo strutturale.

## 1.8 Il sistema costruttivo X-Lam

I pannelli X-Lam nascono alla fine degli anni novanta da un progetto di sviluppo e ricerca realizzato presso l'Università di Graz. A questo progetto ne sono seguiti poi diversi altri che hanno portato allo stato attuale delle conoscenze tecniche. Le costruzioni con pannelli a strati incrociati di tipo X-Lam, noto anche come CLT (da Cross Laminated Timber), sono caratterizzate dall'impiego di elementi multistrato nei quali due dimensioni risultano predominanti rispetto alla terza, in altre parole di elementi che possono essere considerati come bidimensionali. Questi pezzi, generalmente piani, possono assumere, in base alle condizioni di carico cui vengono sottoposti, due diversi comportamenti strutturali:

- un comportamento a piastra, nel caso in cui le sollecitazioni siano prevalentemente perpendicolari al piano del pannello stesso e quindi entrino in gioco le resistenze e le rigidezze del pannello a flessione e taglio fuori dal suo piano;
- un comportamento a lastra, nel caso in cui le sollecitazioni siano prevalentemente contenute nel piano del pannello stesso e quindi entrino in gioco le resistenze e le rigidezze del pannello nel suo piano.

Di fatto è possibile ricondurre il tipo di comportamento all'orientazione dei pannelli stessi; elementi disposti orizzontalmente, ad esempio i solai, avranno un comportamento del tipo a piastra, mentre le pareti verticali lavoreranno principalmente a lastra. In figura 1.8 a e b si distinguono bene tutte e due queste componenti. Per quanto riguarda il comportamento a piastra, dal momento che la sezione trasversale di ogni pannello è composta da almeno tre strati di tavole, che sono sovrapposti ed incollati fra loro e la cui direzione delle fibre è ruotata di  $90^\circ$  rispetto agli strati adiacenti, è da notare il fatto che ogni pannello possiede una diversa capacità portante, a flessione e taglio, in qualsiasi piano ortogonale al piano medio che lo definisce. Il numero di strati ed il loro spessore può variare in funzione dei carichi applicati e della geometria della struttura. Il numero minimo di strati è tre, ma va sottolineato che per ottenere un comportamento fisico-meccanico efficiente sotto tutti i punti di vista, il numero minimo di strati deve essere cinque. Combinazioni diverse di strati longitudinali e trasversali di un elemento X-Lam consentono di ottenere diverse sezioni resistenti, che possono quindi essere ottimizzate rispetto ai requisiti di deformabilità, resistenza ultima o resistenza al fuoco. Ai fini di una buona ripartizione dei carichi sulle pareti possono, per esempio, essere prodotti pannelli che presentino la stessa rigidezza flessionale in entrambe le direzioni. Con pannelli di compensato di tavole a cinque strati di spessore compreso tra  $125\text{ mm}$  e  $160\text{ mm}$ , a seconda della struttura del pannello e del solaio nonché dell'entità delle sollecitazioni, si possono coprire luci di  $4\text{ m}$  o  $5\text{ m}$ , in modo economico. Per luci maggiori ed elementi di parete di altezza maggiore privi di sostegni intermedi sono indicati pannelli con nervature formate da travi di legno lamellare incollato o sezioni a cassone, sempre con montanti in legno lamellare incollato. Dimensioni e forma di questi pannelli sono determinate, oltretutto da vincoli di carattere architettonico-strutturale, dalle restrizioni imposte dalla produzione, dal trasporto e dal montaggio. Attualmente possono essere prodotti elementi piani o semplicemente incurvati fino a  $16,5\text{ m}$  di lunghezza e  $4,5\text{ m}$  di larghezza; gli spessori sono generalmente compresi tra i  $60\text{ mm}$  ed i  $400\text{ mm}$ , ma possono raggiungere, in via eccezionale, anche i  $500\text{ mm}$ . I requisiti per la produzione dei singoli elementi e le direttive per l'impiego degli stessi come elementi strutturali sono regolamentati dalle omologazioni dei singoli prodotti.



Tra le molteplici possibilità di impiego di questo sistema costruttivo oltre alle case unifamiliari, sono da menzionare anche le abitazioni multi-piano, gli edifici pubblici, gli uffici ed i capannoni. Le possibilità di impiego dei pannelli X-Lam in edilizia residenziale sono caratterizzate dalla varietà dei prodotti e degli elementi costruttivi; infatti non solo possono essere realizzati solai, pareti interne ed esterne ed elementi di copertura di grandi dimensioni ma anche solette per scale e balconi, nonché elementi strutturali di tipo lineare come architravi e colonne.

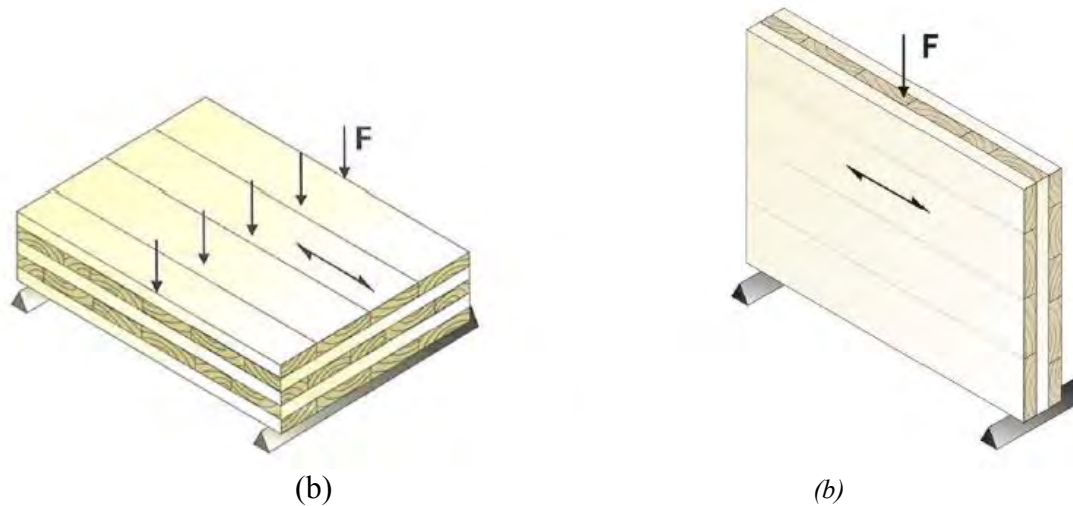


Figura 1.8: a) comportamento a piastra; b) comportamento a lastra.

## 1.9 Dettagli costruttivi

I particolari costruttivi di seguito riportati rappresentano alcune possibilità per le più importanti giunzioni degli elementi in X-Lam. Si deve sottolineare come i disegni dei particolari costruttivi illustrati nel seguito sono limitati esclusivamente ai dettagli dei sistemi meccanici di collegamento; non sono dunque riportati, salvo poche eccezioni, i particolari relativi al posizionamento degli altri elementi legati alla protezione della parete e dei collegamenti, quali guaine, teli o nastri di isolamento, nonché rivestimenti contro il fuoco, che rappresentano comunque un aspetto di fondamentale importanza per il giunto stesso. Le singole connessioni devono essere disposte e dimensionate, in ogni caso, in base alle esigenze derivanti dal calcolo strutturale. Per quanto riguarda le tipologie di connettori disponibili per tutti i collegamenti che verranno presentati, c'è da dire che queste fanno parte della grande famiglia dei connettori a gambo cilindrico, che comprende:

- chiodi;
- viti;
- spinotti e bulloni.

In questo contesto non vengono presi in considerazione possibili giunti legno-legno senza ferramenta, detti di carpenteria, nemmeno giunti realizzati mediante l'impiego di Geka e piastre dentate. La figura 1.9 presenta alcune moderne tipologie di connettori impiegabili per le connessioni che verranno successivamente presentate.

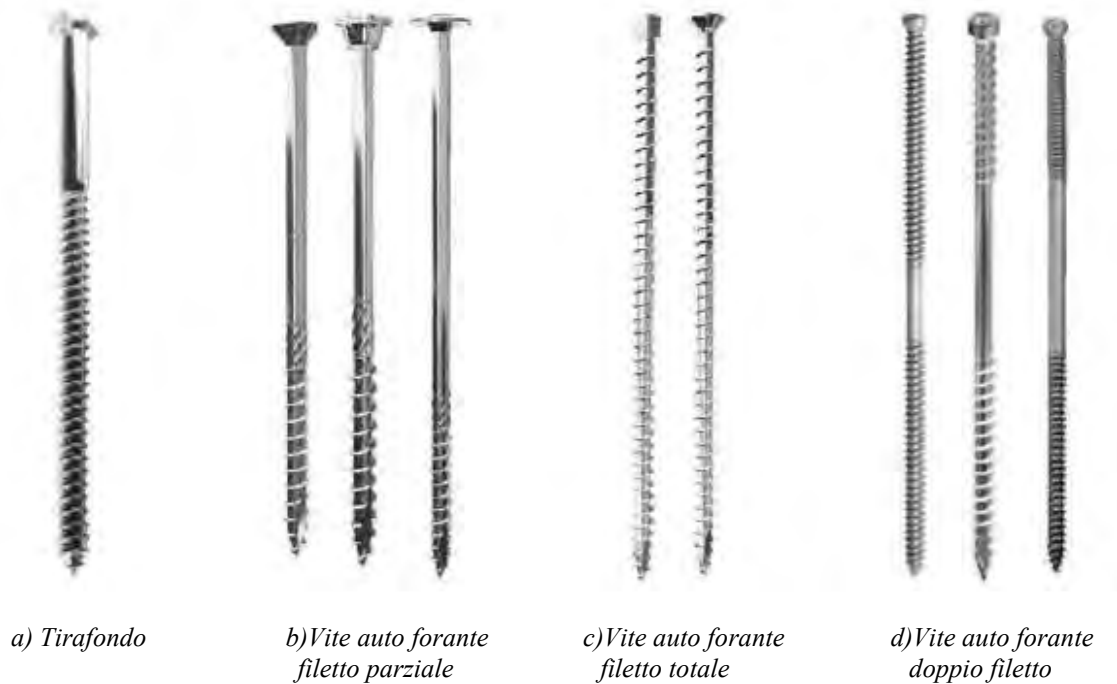


Figura 1.9: Esempi di viti attualmente in uso.

### 1.9.1 Giunti parete-fondazione

I pannelli vengono solidarizzati con gli elementi di fondazione in calcestruzzo al fine di contrastare l'effetto delle azioni orizzontali che gravano sull'edificio, tipicamente il vento ed il sisma. Queste connessioni si dividono in due grandi gruppi: quelle a taglio, che hanno principalmente il compito di impedire una traslazione orizzontale del pannello, quando questo è sottoposto ad una forza orizzontale, e quelle a trazione, che hanno la funzione di impedire una rotazione del pannello attorno ad uno dei suoi spigoli. Esistono molte possibilità riguardo alle modalità costruttive per questi dettagli, con particolare riferimento ai problemi di durabilità che generalmente le affliggono. Quest'ultimo è un tema molto importante per quanto riguarda le strutture in legno in generale, ma esula dagli obiettivi di questo lavoro. In questo contesto, per brevità d'esposizione, si riportano solamente due possibili soluzioni per le connessioni a trazione (figura 1.11); in particolare, le figure 1.10a e 1.10b sono tratte dal catalogo Stora Enso Building and Living 2012. In generale, comunque, è possibile dire che le piastre in acciaio sono collegate agli elementi lignei mediante chiodi o viti ed alle fondazioni in calcestruzzo mediante barre filettate o tasselli con ancoraggio meccanico o chimico.

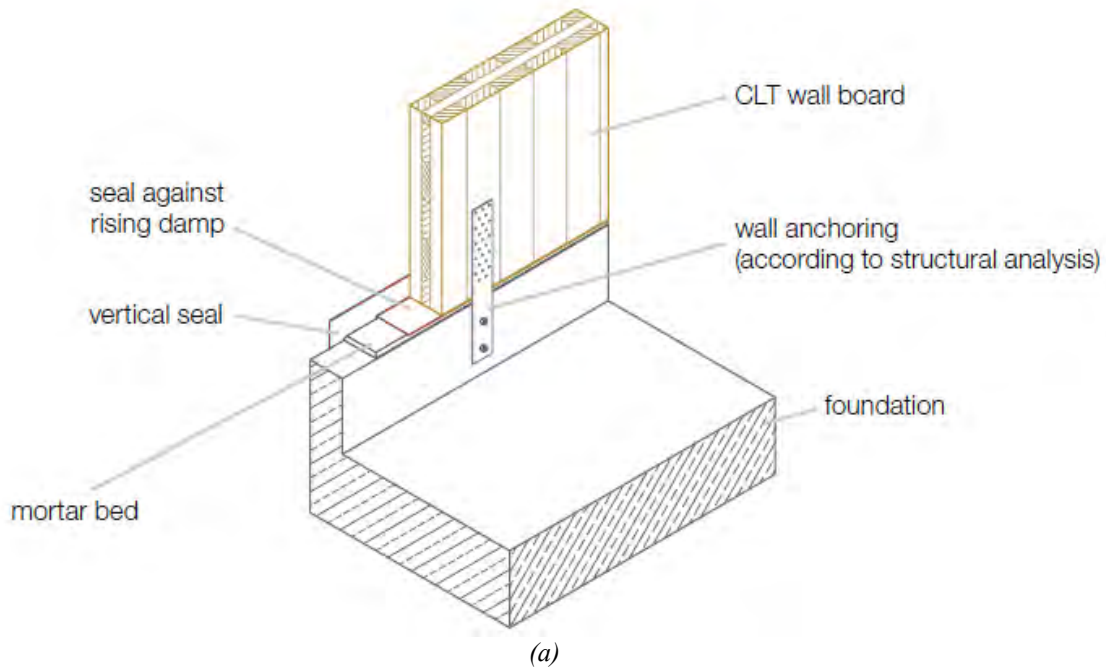
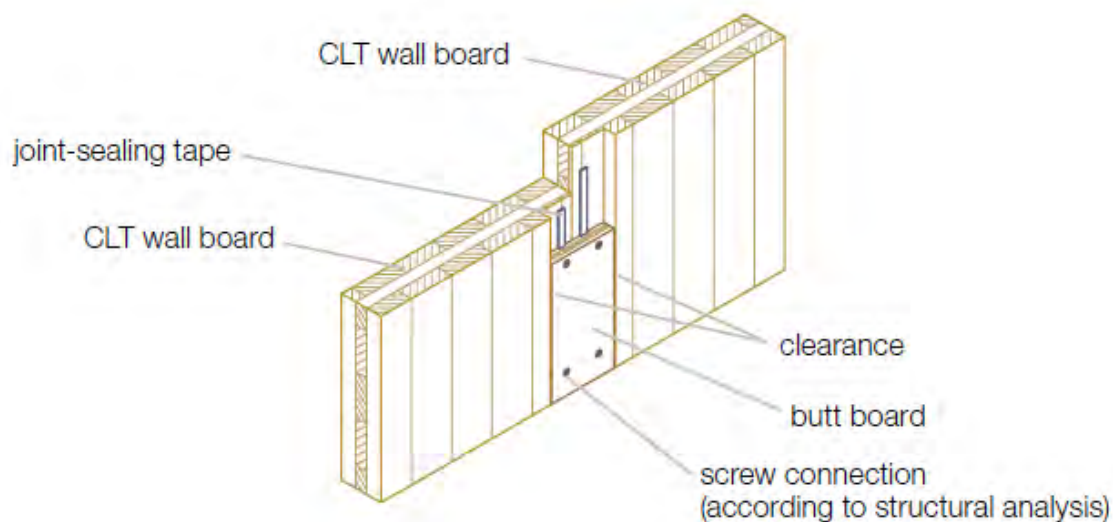


Figura 1.10: a) schema di realizzazione; b) realizzazione in cantiere.

## 1.9.2 Giunti verticali pannello-pannello

Le dimensioni laterali dei pannelli possono essere limitate da ragioni di carattere produttivo e di trasporto, per le quali risulta necessario collegare in verticale più pannelli X-Lam per realizzare una parete che abbia una considerevole estensione, tipicamente maggiore di 12 m. La parete finale può essere quindi composta da diversi pannelli collegati verticalmente tra loro, come mostrato nella figura 1.11. Per questo tipo di giunto, oltre alla soluzione

riportata in figura 1.11 (ripresa dal catalogo Stora Enso Building and Living 2012), sono disponibili anche soluzioni realizzate senza coprighiunto mediante viti incrociate, in cui i pannelli sono semplicemente accostati tra loro, soluzioni, ancora senza coprighiunto, dove però i pannelli sono appoggiati tra loro mediante una sella. Si tratta, in ogni caso, di giunti legno-legno senza interposizione di elementi metallici quali piastre forate.



(a)



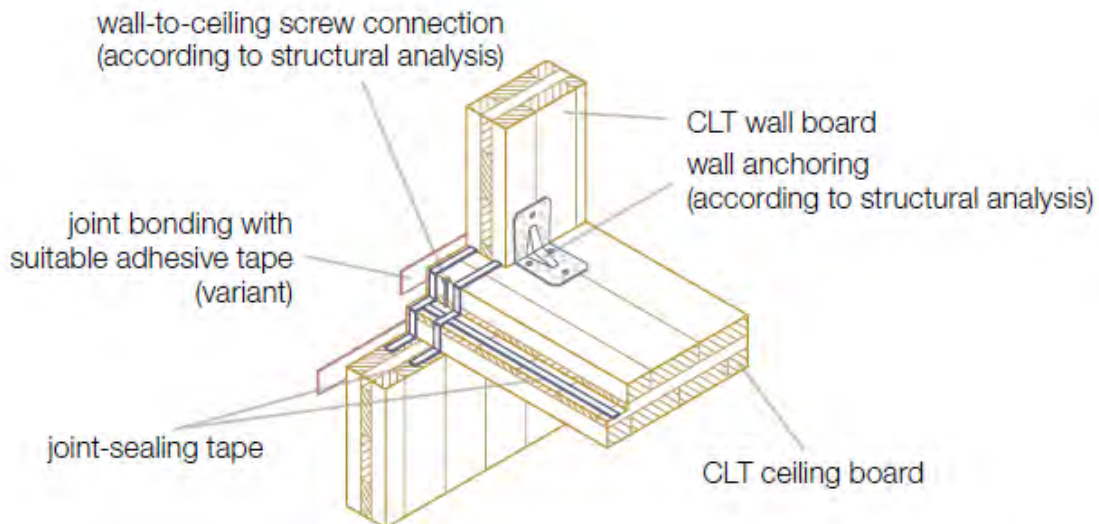
(b)

Figura 1.11: Esempio di possibile giunto verticale pannello-pannello con coprighiunto.

### 1.9.3 Giunti parete-solaio-parete

Gli edifici realizzati in pareti X-Lam sono sistemi prefabbricati, dove gli elementi vengono montati in opera e collegati successivamente tra loro mediante giunzioni. Il processo costruttivo si ripete piano per piano: si montano i pannelli verticali che formano le pareti, si chiude il piano con i pannelli orizzontali, e questi pannelli fungono da piattaforma per il posizionamento dei pannelli verticali del piano successivo. I sistemi X-Lam sono quindi sistemi a piattaforma, dove l'orizzontamento intermedio interseca gli elementi verticali.

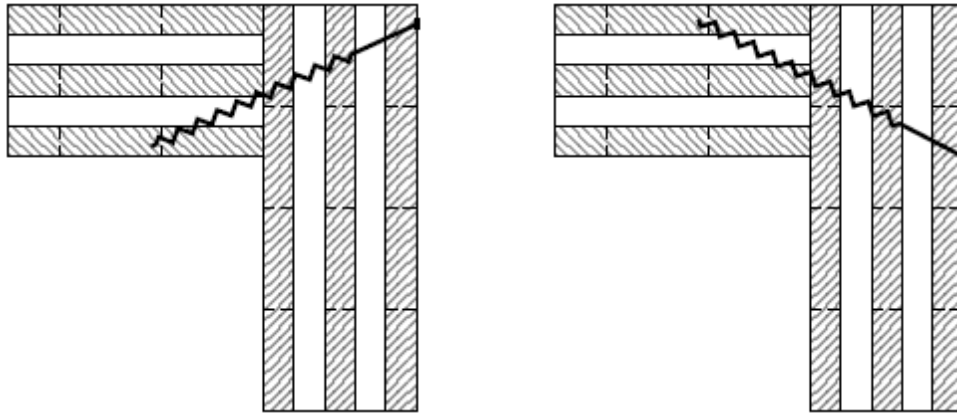
Nel nodo parete-solaio-parete deve quindi essere ripristinata la continuità strutturale tramite sistemi di giunzioni analoghi a quelli visti per il collegamento con le opere di fondazione. Anche in questi nodi, pertanto, si devono impiegare due differenti tipologie di connessioni, una per la trasmissione di sforzi di taglio ed una per il sollevamento del pannello. Questi sono i dettagli costruttivi che presentano il più elevato numero di possibili varianti nella loro realizzazione e che presentano le maggiori difficoltà nella loro successiva modellazione numerica. Le giunzioni fra gli elementi di solaio e gli elementi di parete sottostanti possono essere eseguite tramite l'introduzione di viti autofilettanti inserite nella superficie di testa dell'elemento piano, oppure tramite aste filettate incollate o con l'aggiunta di angolari d'acciaio. Con questi sistemi di connessione, possono essere trasmessi ai solai sia i carichi orizzontali (per esempio il vento sugli elementi di parete) sia gli sforzi di trazione. Il collegamento parete-solaio-parete può essere anche realizzato con l'aiuto di profili di legno applicati in stabilimento all'elemento di solaio. Come materiale per questi correnti orizzontali speciali si prestano bene gli stratificati ed i compensati di piallacci, i profili di legno di quercia o di robinia oppure di altre Latifoglie. Appositi spazi vuoti ricavati nell'elemento di compensato di tavole permettono di avvitare aste filettate incollate montate in sede di pre-assemblaggio degli elementi.



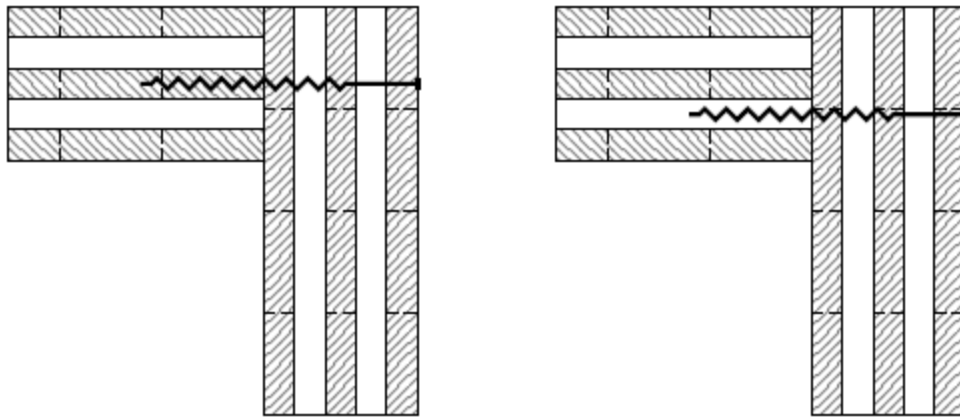
*Figura 1.12: Esempio di possibile giunto parete-solaio-parete.*

#### 1.9.4 Giunti d'angolo

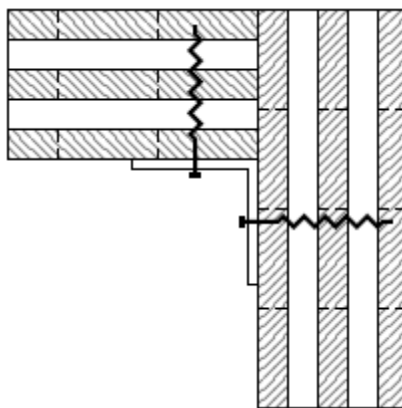
Questi giunti sono sempre presenti tra due pareti, ma non sono stati considerati nella successiva modellazione numerica. Il collegamento d'angolo tra pareti ortogonali è indispensabile per garantire una maggiore robustezza all'intera costruzione. Inoltre tale vincolo può costituire un presidio per le forze fuori piano delle pareti, dovute, ad esempio, alle forze di in-stabilizzazione laterale oppure all'effetto del vento sulle pareti. Esistono, anche in questo caso, diverse possibili soluzioni di collegamento, per esempio utilizzando viti auto-foranti o piastre angolari d'acciaio, soluzioni che sono rappresentate, rispettivamente, nelle figure 1.13 e 1.15; una soluzione che presenti un intaglio sul pannello X-Lam è invece da evitare in quanto questo, se non adeguatamente rinforzato, può innescare una fessurazione trasversale anche per valori modesti di tensioni di trazione. Nel caso in cui si faccia affidamento alla resistenza ad estrazione delle viti auto-foranti, si deve fare attenzione alle modalità di inserimento della vite; infatti, se questa viene inserita in uno strato del pannello con direzione delle fibre parallela all'asse della vite stessa, come evidenziato dalla figura 1.14, questa può essere considerata inefficace o, quantomeno, avere una resistenza ridotta adeguatamente. Poiché in fase di montaggio in cantiere può non essere semplice l'individuazione dello strato corretto in cui inserire la vite auto-filettante, si consiglia sempre di inserire le viti con una direzione leggermente inclinata rispetto al piano della parete, come mostrato in figura 1.13, in modo tale da essere sicuri di intercettare almeno uno strato del pannello con direzione ortogonale delle fibre. Un'altra possibilità è quella di utilizzare collegamenti a forma di gancio oppure a forma di coda di rondine; questi sistemi presentano il vantaggio che, se fissati in maniera corretta, permettono il montaggio auto-centrante delle pareti senza ulteriori accorgimenti. Tutte le soluzioni prospettate nelle immagini 1.13, 1.14 e 1.15 sono una rielaborazione di proposte presenti nella dispensa sulle connessioni edita da PromoLegno (Tomasi 2009).



*Figura 1.13: Giunti d'angolo: posizionamento delle viti corretto.*



*Figura 1.14: Giunti d'angolo: posizionamento delle viti non corretto.*



*Figura 1.15: Giunti d'angolo: collegamento mediante angolari.*

## 2 Stato dell'arte

In questo capitolo vengono riportati gli studi e le prove effettuate dal CNR IVALLSA di Trento su due edifici di 3 e 7 piani sottoposti, mediante tavola vibrante a diversi terremoti, per individuare le criticità di questa nuova tipologia costruttiva e porre le basi per un fattore di struttura adeguato a quest'ultima. Successivamente vengono riportati studi sperimentali proposti in letteratura da varia autori, per la fattibilità di costruzioni in X-Lam per edifici con un numero di piani superiore a 8, sottoposti ad azione del vento e del sisma. Di conseguenza si riporterà una breve descrizione di quanto è stato costruito con questa nuova tipologia strutturale e le limitazioni rispetto a quanto proposto in letteratura.

### 2.1 Generalità

Gli edifici multipiano a struttura in legno stanno ormai diventando una valida alternativa alle più comuni soluzioni analoghe in cemento armato, acciaio e muratura; anche e soprattutto nelle zone ad elevato rischio sismico. In particolare tra i vari sistemi costruttivi esistenti si sta affermando il sistema X-Lam, ossia edifici realizzati con pareti e solai composti da pannelli incollati a strati di tavole incrociate, sistema che si è diffuso in gran parte dell'Europa negli ultimi dieci anni. Tuttavia, la conoscenza di tali edifici in legno è limitata rispetto al comportamento al terremoto, vento, nonostante il legno si presti per le applicazioni in zona sismica grazie al suo buon rapporto peso-resistenza. Di seguito vengono riportati e analizzati diversi casi-studio, affrontati da diversi autori per poter realizzare edifici alti in legno anche di trenta piani. Per esempio in America, nel specifico nella zona del Pacifico settentrionale, molto attiva dal punto di vista sismico, c'è un significativo interesse ad utilizzare il CLT o X-Lam in edifici residenziali e commerciali di 8-20 piani per le potenziali risorse locali e per i vantaggi economici derivanti da questo materiale. Il problema principale di questi edifici sono le connessioni alla base, i così detti hold-down, i quali a mano a mano che l'altezza dell'edificio aumenta sono sottoposti a sforzi di trazione molto elevati, per cui, a volte è necessario utilizzare elementi di connessione home-made piuttosto che quelli da catalogo.



*Figura 2.1: Modalità di rottura per hold-down, tranciamento della lama di acciaio.*



## 2.2 Progetto SOFIE

Il progetto di ricerca SOFIE ha iniziato a studiare il comportamento sismico degli edifici X-Lam, oltre ad investigare su altre questioni come la resistenza al fuoco e la durabilità delle costruzioni in X-Lam. Nell'ambito di questo progetto sono state effettuate prove al vero su tavola vibrante di un edificio di tre piani ed uno di sette piani. I test sull'edificio a tre piani sono stati eseguiti sulla tavola vibrante monodirezionale (dimensioni  $15 \times 15 \text{ m}$ ) del NIED a Tsukuba, mentre le prove sull'edificio di sette piani sono state effettuate sulla tavola vibrante 3D (dimensioni  $20 \times 15 \text{ m}$ ) del NIED a Miki, vicino alla città di Kobe. Uno degli obiettivi principali di SOFIE è stato quello di valutare le prestazioni degli edifici multipiano X-Lam al sisma e di determinare i parametri necessari, in particolare ad esempio il fattore di struttura, necessari per progettare questi edifici nelle regioni battute dai terremoti più violenti. I fattori di struttura possono infatti essere utilizzati nella progettazione per ridurre convenzionalmente le forze di progetto ottenute attraverso una semplice analisi lineare, in maniera tale però da tenere conto della effettiva risposta non-lineare di una costruzione, associata con il materiale ed il sistema strutturale, consentendo al tempo stesso e comunque la realizzazione di una struttura sismicamente resistente così come richiesto dalla norma (Eurocodice 8). A seguire una panoramica delle prove effettuate sui materiali, connessioni ed elementi strutturali:

- Prove sulle connessioni e sui pannelli X-Lam;
- Prove cicliche quasi-statiche nel piano sui pannelli parete con diverse connessioni, configurazioni di aperture e di diverse dimensioni e con diversi valori di carico verticale;
- Prove pseudo-dinamiche su un edificio di un piano in 3 differenti configurazioni di apertura nelle pareti esterne parallele alla direzione di eccitazione e senza carichi verticali;
- Prove su tavola vibrante 1D su un edificio di tre piani con dimensioni in pianta  $7 \times 7 \text{ m}$  e  $10 \text{ m}$  di altezza totale con tre diverse configurazioni (A,B,C) al piano terra, figura 2.2 e 2.3 e 15 tonnellate di peso aggiunto per piano, figura 2.6;
- Prove su tavola vibrante 3D su un edificio di sette piani con dimensioni in pianta di  $7,5 \times 13,5 \text{ m}$  e  $23,5 \text{ m}$  di altezza, figura 2.4 e 2.5 con 30 tonnellate di carico aggiunto per piano, figura 2.7.



Figura 2.2: Pianta e prospetti dell'edificio a 3 piani configurazione C. Immagine tratta da "Comportamento sismico di edifici in X-Lam: il progetto SOFIE" Ario Ceccotti.



Figura 2.3: Edificio SOFIE 3 piani per test sismico a Tsukuba. Immagine tratta da "Comportamento sismico di edifici in X-Lam: il progetto SOFIE" Ario Ceccotti.

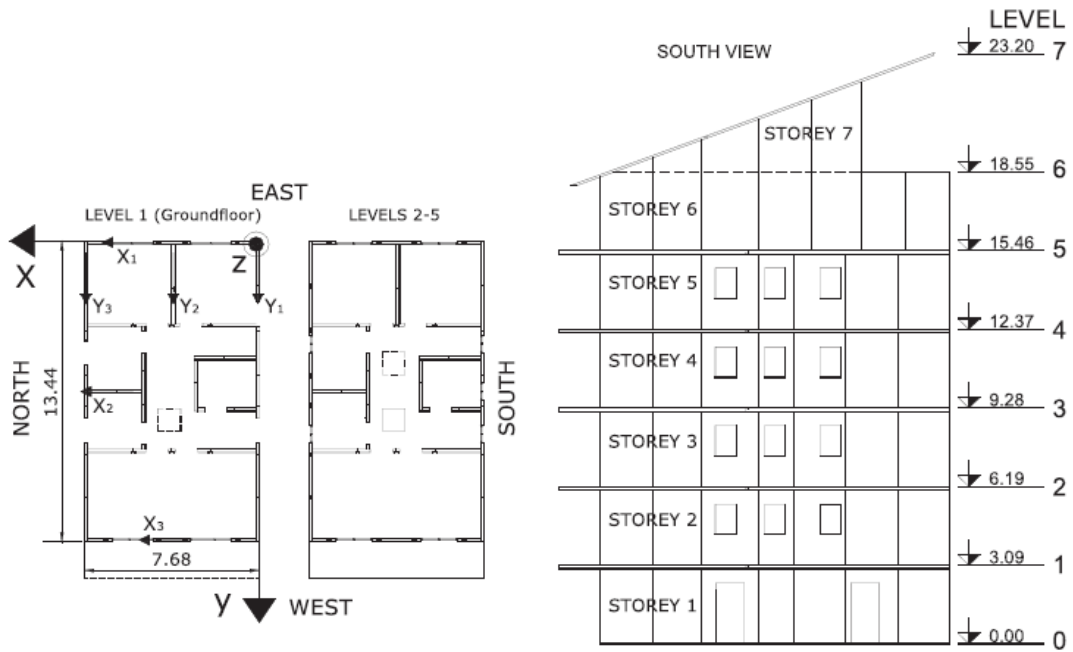


Figura 2.4: Piante e prospetti dell'edificio a 7 piani. Immagine tratta da "SOFIE project: 3D shaking table test on a seven-storey full-scale cross-laminated timber building" Ario Ceccotti et al.



Figura 2.5: Edificio SOFIE 7 piani per test sismico a Mikia. Immagine tratta da "SOFIE project: 3D shaking table test on a seven-storey full-scale cross-laminated timber building" Ario Ceccotti et al.

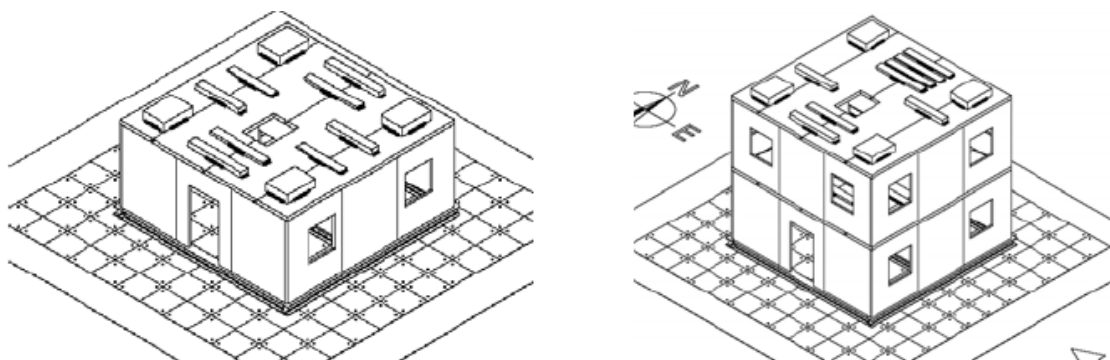


Figura 2.6: Edificio 3 piani, distribuzione delle masse di acciaio al primo e secondo piano. Immagine tratta da “La sperimentazione sismica sulle costruzioni in legno:attualità e prospettive” Ario Ceccotti et al.



Figura 2.7: Edificio 7 piani distribuzione delle masse di acciaio. Immagine tratta da “SOFIE project:3D shaking table test on a seven-storey full-scale cross-laminated timber building” Ario Ceccotti et al.

L’edificio di tre piani è stato testato sulla tavola vibrante 1D del NIED a Tsukuba, in Giappone con tre differenti terremoti: Kobe JMA N-S, El Centro e il terremoto italiano di Nocera Umbra. Solo la configurazione C è stata testata allo stato limite ultimo, definito come la rottura di uno o più ancoraggi hold-down (rottura di chiodi, viti, bulloni o piastre in acciaio), aumentando ulteriormente la PGA. L’edificio di sette piani è stato testato sulla tavola vibrante 3D di NIED a Miki, in Giappone. All’inizio sono stati applicati terremoti 1D, poi terremoti 2D e infine terremoti 3D, utilizzando tutte e tre le componenti del terremoto N-S, E-W, U-D. La Tabella 2.2 mostra la sequenza di prove e nelle Figure 2.4 e 2.5 possono essere viste le direzioni di applicazione dell’evento sismico.

### 2.2.1 Prove iniziali

Le prove monotone e cicliche su pannelli-parete sono state effettuate per due motivi principali. La prima ragione è quella di valutare il comportamento ciclico di elementi X-Lam per pareti, in particolare il loro comportamento a taglio nel piano (*rocking*). La

seconda ragione è la necessità di ottenere i parametri di input per la modellazione numerica delle strutture X-Lam sotto carico sismico (per la modellazione consultare Ceccotti 2008). Le prove sono state eseguite su pannelli di  $2,95m \times 2,95m$  con carichi verticali diversi. Sono state testate più pareti, dai pannelli al piano terra ai pannelli del piano superiore e pareti con e senza aperture, vedi figura 2.8. Il comportamento generale del sistema strutturale è influenzato fortemente dalla disposizione e dalla progettazione delle connessioni. I pannelli X-Lam sono rimasti quasi completamente intatti, senza deformazioni. Il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente variava dall' 11% al 18,5%, il che ha indicato un buon comportamento dissipativo, con cicli di isteresi ampi. La capacità di carico laterale era tra  $39 \text{ kN/m}$  e  $48 \text{ kN/m}$  per i pannelli al piano terra con una rigidezza secante tra  $7,3 \text{ kN/mm}$  e  $6,0 \text{ kN/mm}$ . Quindi le prove sui pannelli parete hanno dimostrato che il sistema X-Lam ha un'elevata rigidezza, ma anche una buona duttilità e le prestazioni di dissipazione lo rendono molto interessante ai fini sismici.

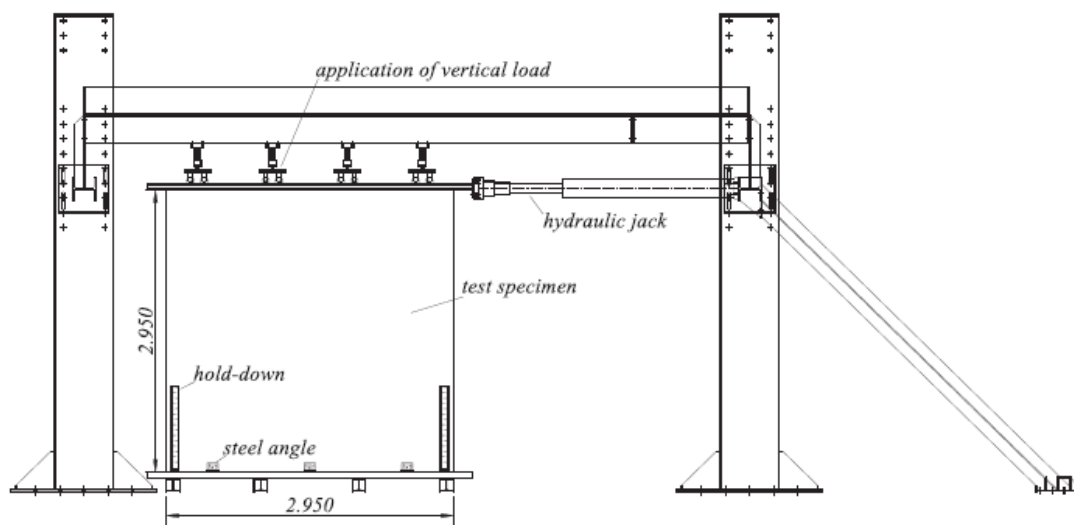


Figura 2.8: Test rig per le prove monolitiche e cicliche. Immagine tratta da "SOFIE project: 3D shaking table test on a seven-storey full-scale cross-laminated timber building" Ario Ceccotti et al.

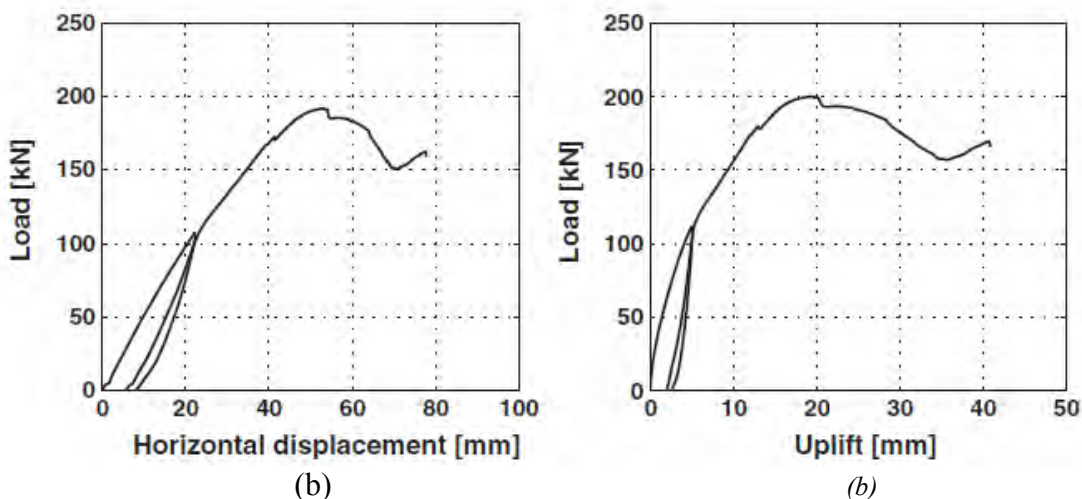


Figura 2.9: Risultati dei test ottenuti su un pannello ancorato con hold-down IVALSA. a) Grafico del carico orizzontale contro spostamento orizzontale misurato alla sommità del pannello. B) Grafico del carico su un hold-down e del spostamento verticale "up-lift" di quest'ultimo. Immagine tratta da "SOFIE project: 3D shaking table test on a seven-storey full-scale cross-laminated timber building" Ario Ceccotti et al.

### 2.2.2 Connessioni

I collegamenti sono stati progettati durante le prove monotone e cicliche come già detto. Non solo il tipo di connessione, ma sono stati determinati anche il numero di chiodi in modo da ottenere un modo duttile di rottura delle connessioni. Le forze orizzontali sono assegnate a connettori a taglio spazati in maniera regolare, che collegano i pannelli solaio (o la fondazione) con le pareti superiori. I connettori a taglio sono stati fissati con chiodi ad aderenza migliorata. Gli ancoraggi Hold-down sono stati disposti negli angoli dell'edificio e nelle aperture delle porte per contrastare il sollevamento derivante dall'alta azione sismica orizzontale. Gli ancoraggi hold-down Simpson HTT22, come mostrato in fig. 2.10a, sono stati scelti per l'edificio a tre piani. Gli HTT22 sono stati fissati ai pannelli delle pareti con chiodi ad aderenza migliorata. Per l'edificio di sette piani, questi ancoraggi hold-down hanno dovuto essere sostituiti da speciali hold-down realizzati dall'IVALSA come mostrato in fig. 2.10b. Le ragioni di ciò sono state le forze notevolmente elevate nell'edificio di sette piani che non potevano essere presa dai più deboli HTT22. Gli speciali hold-down IVALSA sono stati fissati ai pannelli a muro con viti. Il collegamento anti sollevamento tra i piani è mostrato in fig. 2.10c ed è costituito da due ancoraggi hold-down collegati attraverso il solaio con una barra di acciaio filettata. La connessione nel piano fra un pannello parete e l'altro è stata realizzata con due riseghe nei due pannelli adiacenti coperte da una striscia di LVL fissata con viti autofilettanti. Tutti gli altri collegamenti, come i collegamenti dei solai e la connessione dei solai alle pareti inferiori, sono state fatte con viti autofilettanti. In generale è stato utilizzato un sistema gerarchico di progettazione dei collegamenti. Collegamenti critici, come il collegamento dei pannelli alla parete perpendicolare agli angoli dell'edificio, sono stati progettati per essere rigidi, così come la connessione dei solai alle pareti inferiori. Queste connessioni non dovrebbe mai cedere durante un terremoto. La duttilità e la dissipazione di energia degli edifici X-Lam sono state assegnate ai collegamenti contro il sollevamento (hold-down), ai connettori a taglio e alla connessione nel piano fra parete a parete.

### 2.2.3 Strumentazione

L'edificio a tre piani è stato attrezzato con 97 strumenti di misura. Alcuni di essi replicavano la stessa misura con un tipo di strumentazione diversa. Gli accelerometri utilizzati in totale sono stati 20, applicati a diversi orientamenti della struttura, vedi tabella 2.1. Per misurare gli spostamenti di ciascun piano relativamente alla base in direzione parallela a quella d'applicazione dell'accelerogramma sono state posizionate e collegate rigidamente alla tavola due torri di misura rigide d'acciaio sul lato est dell'edificio. Su queste sono stati posizionati 8 trasduttori di spostamento a filo e 6 laser. Oltre a questi sono stati posizionati due trasduttori di spostamento per misurare lo scorrimento dei pannelli del piano terra rispetto alla base. Per misurare gli spostamenti di interpiano sono stati posizionati 15 strumenti per misurare gli spostamenti in entrambe le direzioni orizzontali. Questi erano composti da pannelli spessi di compensato collegati al soffitto e al pavimento di ogni piano, ai quali sono stati collegati dei trasduttori di spostamento. Per misurare i sollevamenti sono stati posizionati 12 trasduttori di spostamento e altri 14 trasduttori di spostamento sono stati posizionati per misurare lo scorrimento relativo tra i pannelli parete e solaio.

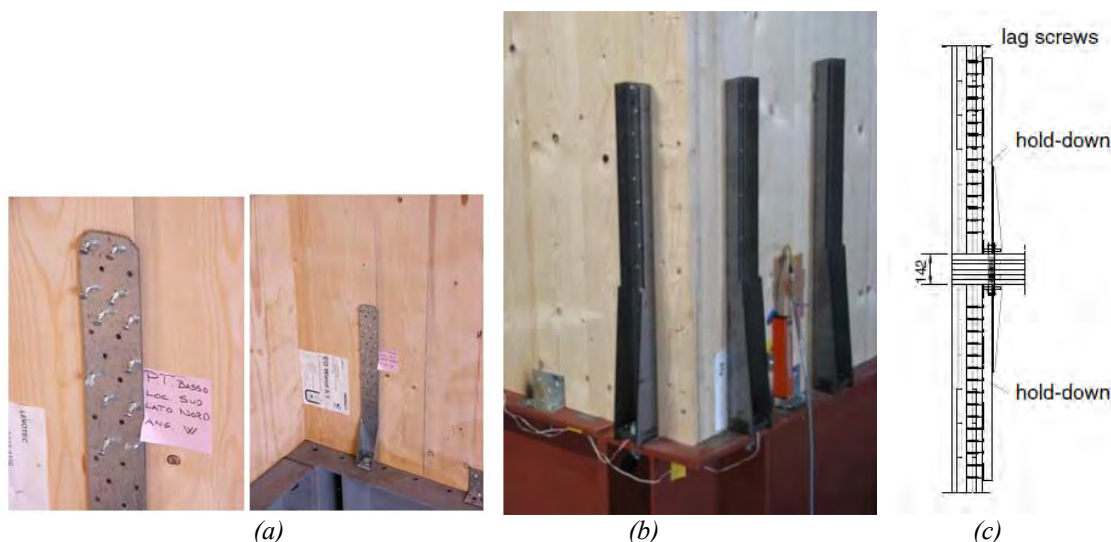


Figura 2.10: a) hold-down Simpson HTT22. B) hold-down CNR IVALSA. C) collegamento pannello-solaio-pannello Immagini tratta da “SOFIE project:3D shaking table test on a seven-storey full-scale cross-laminated timber building” Ario Ceccotti et al.

Tabella 2.1: Elenco delle prove effettuate edificio 3 piani. Immagine tratta da “La sperimentazione sismica sulle costruzioni in legno: attualità e prospettive” Ario Ceccotti et al.

N°	Data	Config.	Accelerogramma	Accelerazione di picco [g]
1	23/06/06	A	Kobe	0.15
2	23/06/06	A	Kobe	0.15
3	23/06/06	A	El Centro	0.15
4	23/06/06	A	Nocera Umbra	0.15
5	23/06/06	A	Kobe	0.60
6	28/06/06	A	El Centro	0.50
7	28/06/06	A	Nocera Umbra	0.50
8	03/07/06	B	Kobe	0.15
9	03/07/06	B	El Centro	0.15
10	03/07/06	B	Nocera Umbra	0.15
11	03/07/06	B	Kobe	0.50
12	03/07/06	B	El Centro	0.30
13	04/07/06	B	El Centro	0.50
14	04/07/06	B	Nocera Umbra	0.50
15	05/07/06	C	Kobe	0.15
16	05/07/06	C	El Centro	0.15
17	05/07/06	C	Nocera Umbra	0.15
18	05/07/06	C	Nocera Umbra	0.50
19	05/07/06	C	El Centro	0.50
20	07/07/06	C	Kobe	0.50
21	07/07/06	C	Kobe	0.82
22	07/07/06	C	Kobe	0.50
23	07/07/06	C	Kobe	0.50
24	10/07/06	C	Kobe	0.82
25	10/07/06	C	Nocera Umbra	1.20
26	10/07/06	C	Kobe	0.90

Per le prove per l’edificio a sette piani 3D sono stati utilizzati un totale di 266 canali. I sistemi di misurazione principali sono presentati in fig. 2.11.

- Deformazione interpiano, misurata dal solaio inferiore al superiore (fig. 2.11 a);
- Sollevamento in corrispondenza degli hold-down di angolo (fig. 2.11 b);

- Deformazione della connessione nel piano fra parete e parete (fig. 2.11 c);
- Accelerazioni ai diversi piani (fig. 2.11 d).

Tabella 2.2: Elenco delle prove effettuate edificio 7 piani. Immagine tratta da “Comportamento sismico di edifici in X-Lam: il progetto SOFIE” Ario Ceccotti.

numero prova	input	direzione	dimensione	intensità	PGA	
					in x	in y
1	impulso	X, Y	2D		0,3g	0,3g
2	Nocera Umbra E-W	Y	1D	70%	-	0,35g
3	Nocera Umbra E-W	Y	1D	100%	-	0,5g
4	JMA Kobe N-S	Y	1D	60%	-	0,5g
5	JMA Kobe E-W	X	1D	50%	0,3g	-
6	impulso	X, Y	2D	-	0,3g	0,3g
7	JMA Kobe N-S	Y	1D	100%	-	0,82g
8	impulso	X, Y	2D	-	0,3g	0,3g
9	JMA Kobe E-W	X	1D	100%	0,6g	
10	impulso	X, Y	2D	-	0,3g	0,3g
11	impulso	X, Y	2D	-	0,3g	0,3g
12	JMA Kobe interrotto	X, Y, Z	3D	100%	0,6g	0,82g
13	impulso	X, Y	2D	-	0,3g	0,3g
14	impulso	X, Y	2D		0,3g	0,3g
15	Kashiwazaki R1	X, Y, Z	3D	50%	0,155g	0,34g
16	impulso	X, Y	2D		0,3g	0,3g
17	impulso	X, Y	2D		0,3g	0,3g
18	JMA Kobe	X, Y, Z	3D	100%	0,6g	0,82g
19	impulso	X, Y	2D		0,3g	0,3g
20	impulso	X, Y	2D		0,3g	0,3g
21	Kashiwazaki R1	X, Y, Z	3D	100%	0,311g	0,68g
22	impulso	X, Y	2D		0,3g	0,3g





(b)



(b)



(c)



(d)

Figura 2.11: Immagini tratta da “SOFIE project:3D shaking table test on a seven-storey full-scale cross-laminated timber building” Ario Ceccotti et al.

## 2.2.4 Risultati

I risultati dell'edificio a tre piani sono sintetizzati nella Tabella 2.3 per la configurazione C. Nella lista elencata dei maggiori terremoti nessun danno è stato osservato nelle configurazioni A, B e C. Anche dopo aver raggiunto lo stato limite ultimo, l'edificio ha mantenuto la sua struttura, senza spostamenti residui e senza riparazioni importanti. Lo stato limite ultimo è stato raggiunto dopo il terremoto di Nocera Umbra con un PGA di 1.2g (PGAmass originale di Nocera Umbra era di 0,5g) come si può vedere in fig. 2.10 a. Si sono rotti la maggior parte dei chiodi degli hold-down alla base.

Tabella 2.3: Risultati delle prove su tavola vibrante per la configurazione C dell'edificio di tre piani in termini di danni osservati. Immagine tratta da "Comportamento sismico di edifici in X-Lam: il progetto SOFIE" Ario Ceccotti.

Record	PGA [g]	Intervento di riparazione (prima della prova)	Danno osservato (dopo la prova)
Nocera Umbra	0,50	Serraggio dei bulloni di ancoraggio degli hold-down	Nessuno
El Centro	0,50	Serraggio dei bulloni di ancoraggio degli hold-down. Sostituzione delle viti nei giunti verticali fra i pannelli	Nessuno
Kobe	0,50	Idem	Nessuno
Kobe	0,80	Idem	Leggere deformazioni di viti dei giunti verticali fra i pannelli
Kobe	0,50	Idem	Nessuno
Kobe	0,50	Serraggio dei bulloni di ancoraggio degli hold-down	Nessuno
Kobe	0,80	Sostituzione degli hold-down e degli angolari d'acciaio. Sostituzione delle viti nei giunti verticali fra i pannelli	Leggere deformazioni di viti dei giunti verticali fra i pannelli
Nocera Umbra	1,20	Serraggio dei bulloni di ancoraggio degli hold-down. Sostituzione delle viti nei giunti verticali fra i pannelli	Collasso degli hold-down e deformazioni delle viti dei giunti verticali fra i pannelli

Sulla base di questo risultato è stata condotta una valutazione del fattore di struttura  $q$  per la costruzione provata. La procedura è stata la seguente:

- Progettare la struttura con  $q=1$  secondo il codice sismico per un determinato valore di progetto  $PGA_{u,code}$  (0,35g – che corrisponde all'accelerazione di picco di progetto per la zona a più alta sismicità per il territorio italiano);
- Definire come criterio di stato limite ultimo la rottura di uno o più hold-down;
- Analizzare i risultati delle prove e calcolare  $q$  come il rapporto fra il valore  $PGA_{u,eff}$  che ha causato il raggiungimento del collasso dell'edificio e il valore di progetto  $PGA_{u,code}$ .

Pertanto, essendo l'accelerazione di picco di progetto  $PGA_{u,code}$  pari a 0,35g e applicando la procedura citata, il valore di  $q$  risulta essere:

$$q = \frac{PGA_{u,eff}}{PGA_{u,code}} = \frac{1,20}{0,35} = 3,4$$

Come già detto e sulla base dei risultati delle prove su tavola vibrante dell'edificio X-Lam a tre piani, l'edificio di sette piani è stato progettato con un fattore di struttura di  $q=3$ . La Tabella 2.4 elenca i danni osservati dopo le prove elencate e la successiva "riparazione". Fra le altre deformazioni misurate durante JMA Kobe 3D-100%, nella prova numero 18, si può citare un sollevamento massimo al piano terra di 13,19 mm, che è ancora ben inferiore al valore risultante dalle prove cicliche pseudo-statiche in laboratorio in cui lo speciale hold-down IVALSA ha raggiunto i 30 mm. La massima deformazione interpiano durante JMA Kobe 3D-100% ha raggiunto i 67 mm tra il primo e il secondo piano – ancora una volta inferiore al valore di 80 mm raggiunto durante le prove cicliche. In figura 2.12 troviamo i grafici degli spostamenti interpiano in x e in y dell'edificio a sette piani.

Tabella 2.4: I risultati delle prove sull' edificio di sette piani, in termini di danno e riparazione. Immagine tratta da "Comportamento sismico di edifici in X-Lam: il progetto SOFIE" Ario Ceccotti.

Prova n.	input
16	impulso
Danno	Nessun danno agli hold-down, allentati i bulloni degli hold-down, uscita dei chiodi in acciaio agli angoli - specialmente sui piani superiori.
Riparazione	Serraggio dei bulloni di ancoraggio degli hold-down, fissati alcuni chiodi ad aderenza migliorata e aggiunti alcuni chiodi.
19	impulso
Danno	Danneggiati hold-down al 2F e 3F (tra il solaio 1F/2F e 2F/3F), ma senza collasso (deformazioni nelle viti, ma non spezzate), uscita dei chiodi.
Riparazione	Bulloni serrati agli hold-down (nient'altro è stato fatto, viti tirate e piegate non sono state cambiate), chiodi riposizionati.
22	impulso
Danno	Spesso: uscita dei chiodi negli angolari d'acciaio, senza ulteriori danni osservati

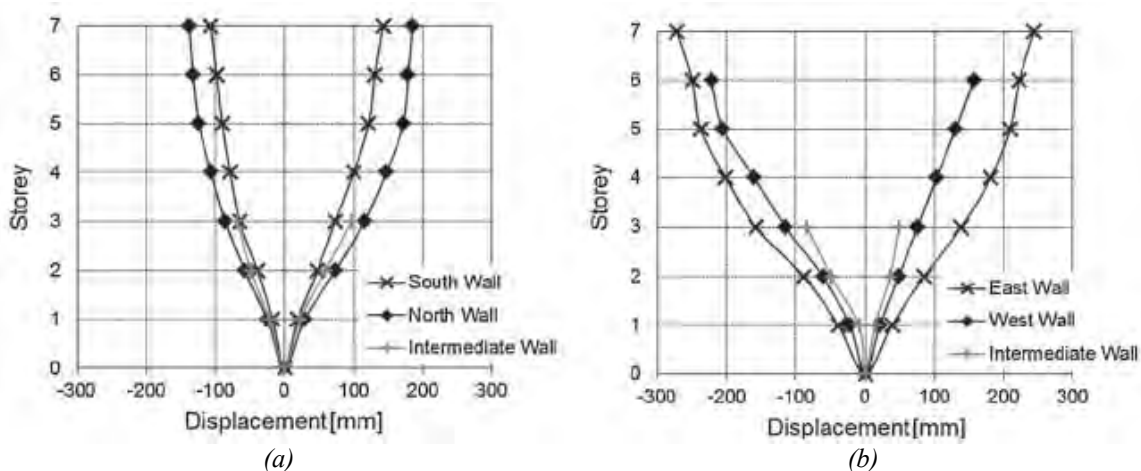


Figura 2.12: Massimi spostamenti interpiano rilevati durante il test n°18. Immagini tratta da "SOFIE project: 3D shaking table test on a seven-storey full-scale cross-laminated timber building" Ario Ceccotti et al.

I risultati delle prove indicano che per gli edifici X-Lam il fattore di struttura  $q=3$  è un valore ragionevole per la progettazione sismica di tali costruzioni. Nessun danno significativo si è verificato alla PGA di 0,82g in un edificio di sette piani non solo l'edificio

ha resistito al devastante terremoto JMA Kobe del 1995, ma ha anche superato nel suo complesso una serie di terremoti in 1D e 3D, mantenendo la sua forma e rimanendo pienamente operativo. Secondo quanto tratto dall'articolo il sistema costruttivo X-Lam appare molto promettente per le costruzioni pluripiano massicce in zona sismica in quanto esso permette di realizzare edifici residenziali capaci di resistere a sequenze di più terremoti successivi anche di forte intensità senza perdere la loro operatività e tutto questo a fronte di un impegno economico aggiuntivo decisamente trascurabile. Le indagini svolte per un edificio a otto piani invece, progettato con un fattore di struttura  $q$  pari a 2, limite imposto da normativa, dimostrano invece che un edificio di queste dimensioni ha notevoli problemi dal punto di vista sismico.

## 2.3 Presentazione studi di vari autori

### 2.3.1 Edificio in X-Lam con sistemi di ricentraggio per vento e sisma

Shiling Pei, Jeffrey Berman et al. prendendo in esempio le tipologie di edifici realizzati in Europa dove si hanno dei pericoli sismici più bassi rispetto alla zona americana. In Europa la principale tipologia costruttiva è data da elementi orizzontali e verticali costituiti da pannelli in X-Lam collegati da connettori in acciaio (fig.2.13). Questo tipo di sistema lavora bene per resistere a carichi verticali, carichi da vento e bassi carichi da sisma. In base ai test eseguiti su questo sistema strutturale (vedi progetto SOFIE) gli hold-down sono stati progettati per consentire al sistema strutturale di rimanere il più elastico possibile. Mentre i test dimostrano una sufficiente resistenza e rigidità del pannello in X-Lam, non provvedono a fornire un comportamento duttile allineato alle esigenze della normativa sismica americana. I test sono comunque validi per la normativa italiana. Da qui nasce l'esigenza di una strategia progettuale differente.

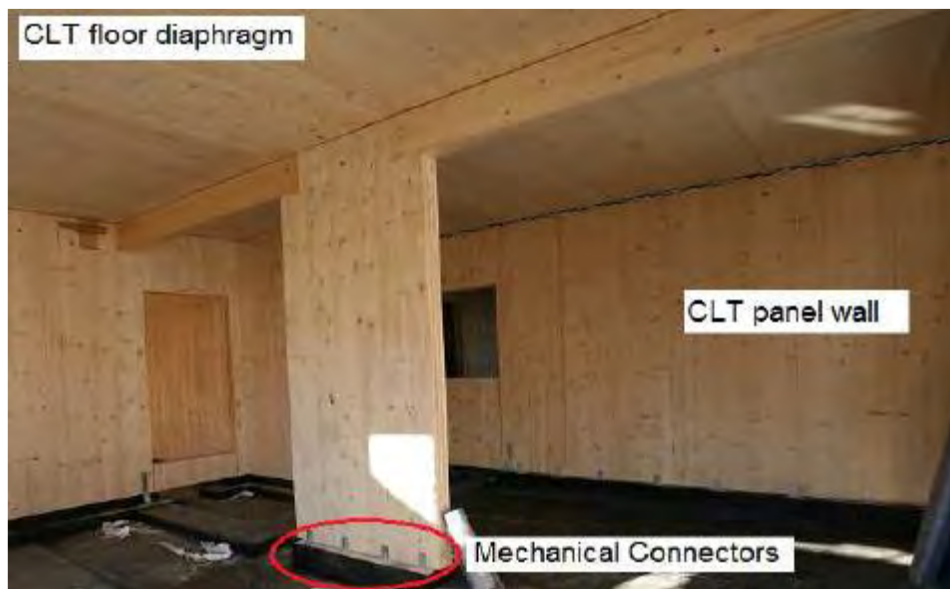


Figura 2.13: Immagine tratta da "Progress on the development of seismic resilient tall clt buildings in the pacific northwest" Shiling Pei, Jeffrey Berman et al 2014.

Dato che la maggior parte della popolazione americana vive vicino a faglie attive, dove i terremoti sono molto più devastanti rispetto a quelli europei si è pensato a un diverso approccio rispetto a quello utilizzato sino ad ora, cioè il RESILIENT SYSTEM CONCEPTS. In fig.2.14 notiamo le differenze tra il sistema classico (1) e il sistema

innovativo(2). In una classica costruzione in X-Lam viene ammesso il danneggiamento dei pannelli e delle connessioni, mentre con il sistema proposto dove ogni due piani vengono inseriti dei dispositivi viscosi che permettono lo spostamento relativo di vari interpiani e successivo ri-centraggio una volta esaurito l'evento sismico. Differenza visibile anche nello spettro di risposta sismica, dove per l'edificio classico abbiamo periodi molto bassi e quindi una domanda più elevata per le connessioni, mentre per la nuova tipologia periodi molto più alti e quindi una domanda bassa.

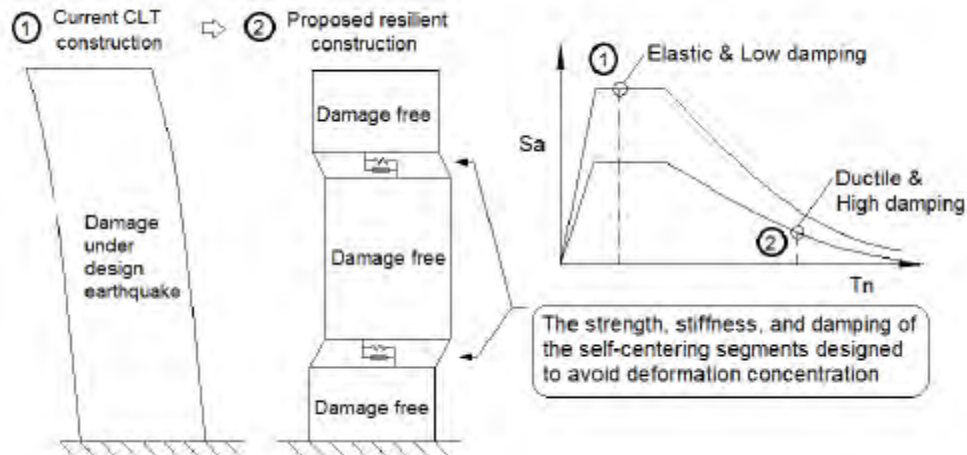


Figura 2.14: Immagine tratta da "Progress on the development of seismic resilient tall clt buildings in the pacific northwest" Shiling Pei, Jeffery Berman et al. 2014.

In questo studio inoltre si sono concettualizzati tre sistemi innovativi di dissipazione energetica:

- Diaframma di piano deformabile ( fig.2.15);
- Pareti verticali, singolo piano, ri-centranti e pre-tese (fig.2.16°);
- Pareti verticali, multipiano, ri-centranti e pre-tese che possono ruotare nel proprio piano ( Fig.2.16b).

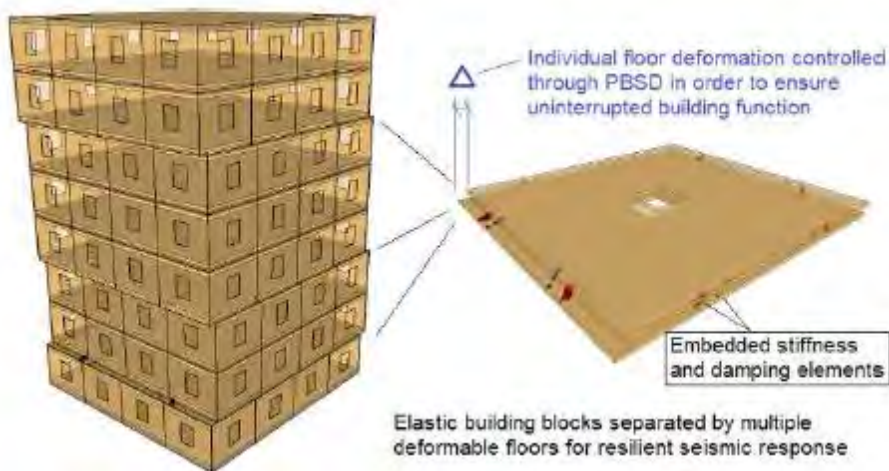


Figura 2.15: Immagine tratta da “Progress on the development of seismic resilient tall clt buildings in the pacific northwest” Shiling Pei, Jeffery Berman et al. 2014.

Tutto questo per permettere al sistema di spostarsi. Per questa soluzione proposta bisogna fare molta attenzione alla disposizione degli eventuali edifici adiacenti, per evitare il fenomeno di martellamento.

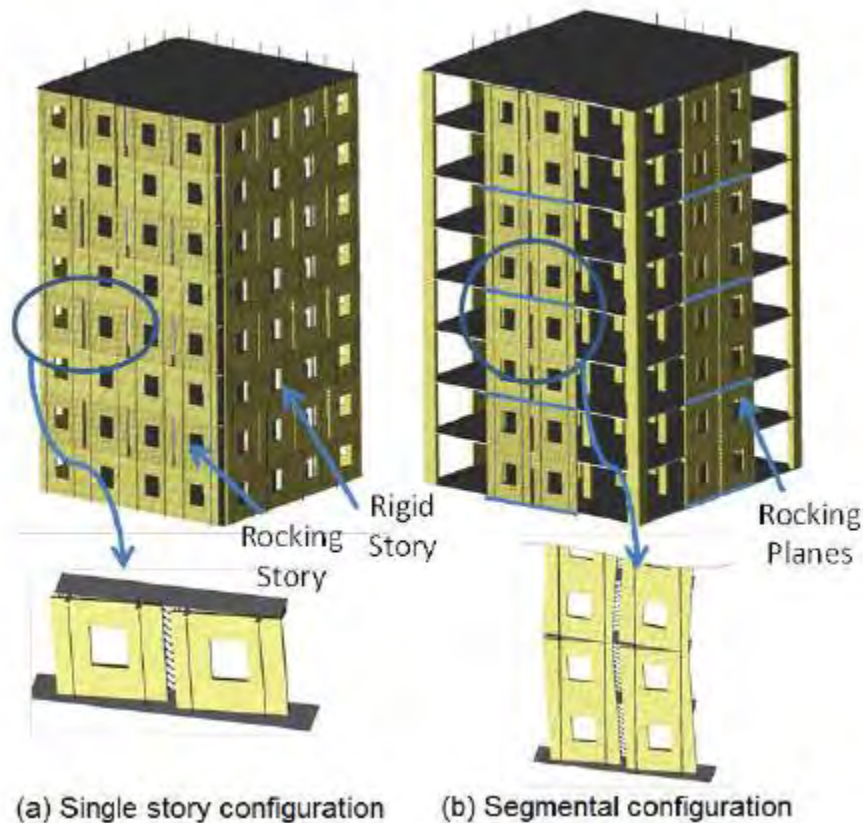


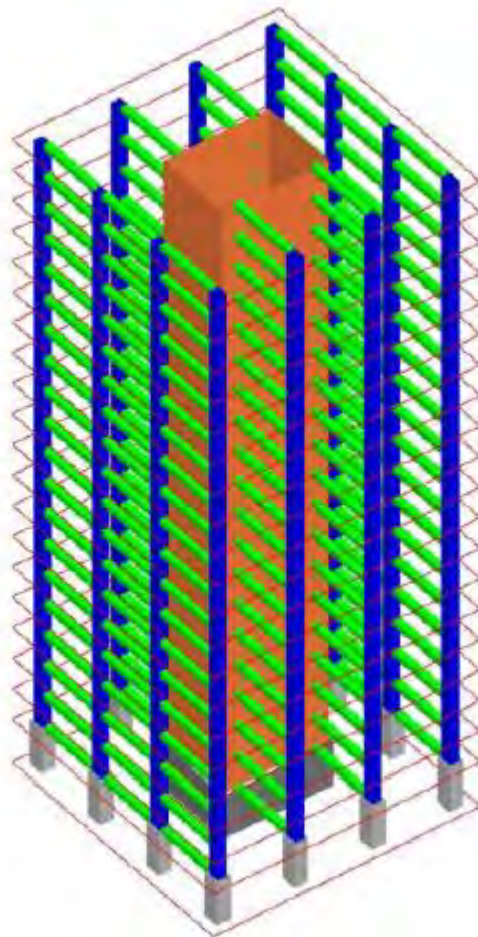
Figura 2.16: Immagine tratta da “Progress on the development of seismic resilient tall clt buildings in the pacific northwest” Shiling Pei, Jeffery Berman et al. 2014

### 2.3.2 Edificio con nucleo in legno, Sistema IPC

Jhon Chapman propone un nuovo tipo di sistema strutturale in X-Lam per edifici di venti piani. I tre aspetti principali di questo sistema costruttivo che si differenzia da quello classico sono:

- Integrare diversi pannelli in X-Lam per formarne uno più grande, quindi più resistente e più rigido;
- Pannelli verticali posti uno sopra l'altro in modo tale da garantire un percorso di carico uniforme parallelo alla fibratura dei diversi strati;
- I carichi tra pannelli sono trasferiti in rapporto diretto e non si basano su elementi di fissaggio come chiodi, viti e bulloni.

Questo sistema strutturale si basa su un nucleo centrale realizzato con pannelli in XLAM integrati per sopportare i carichi orizzontali. I pannelli sono alti 16 metri e larghi 3 metri e integrati tra loro formano un nucleo cavo rettangolare che si estende per tutta l'altezza dell'edificio, travi circolari in legno sono disposte attorno al nucleo per tutti i venti piani, in fine lungo il perimetro troviamo le colonne a sezione rettangolare anch'esse in legno lamellare vedi fig.2.17. Bisogna sottolineare il fatto che questo edificio è stato studiato solamente per il vento e non per il sisma.



*Figura 2.17: Vista assonometria dell'edificio. Immagine tratta da "Integrating cross-laminated timber panels to construct buildings to twenty levels" John Chapman.*

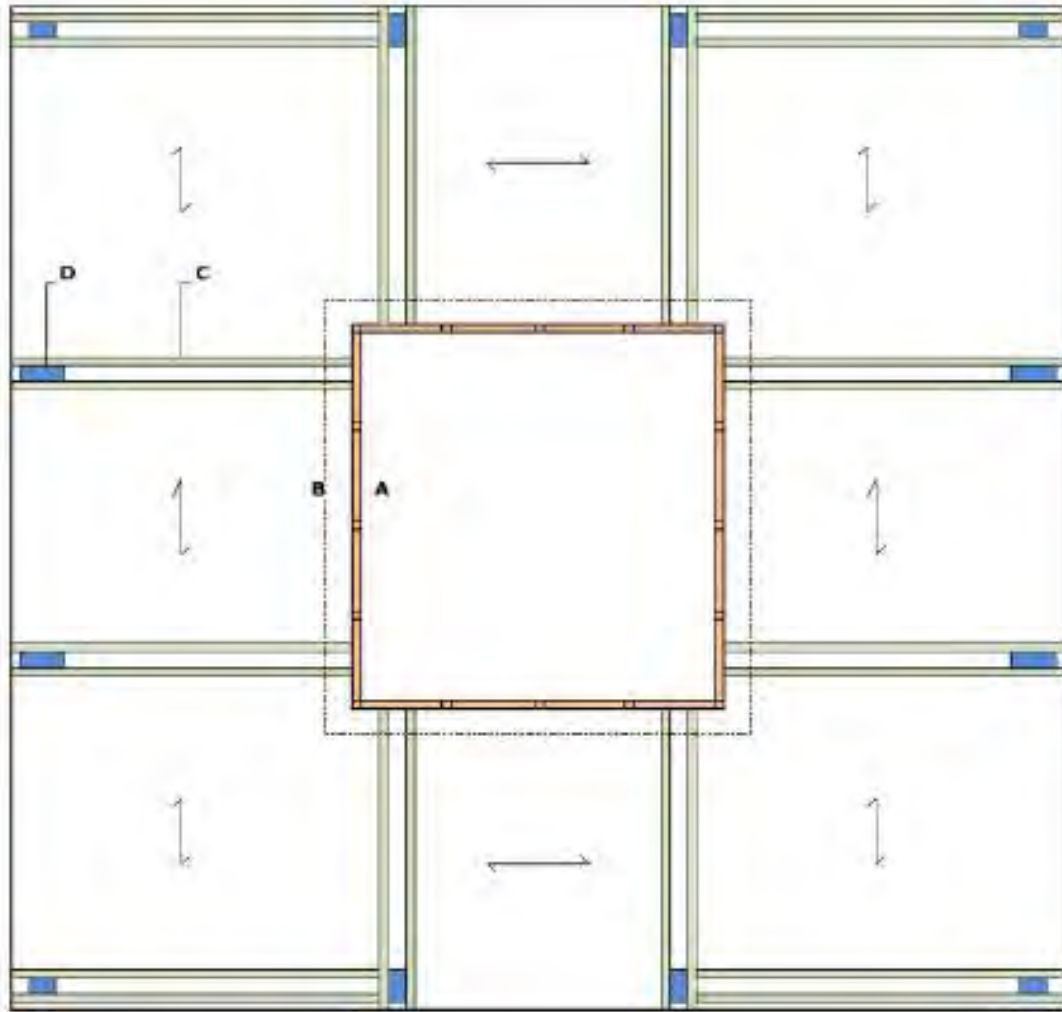


Figura 2.18: Pianta dell'edificio-studio. Immagine tratta da "Integrating cross-laminated timber panels to construct buildings to twenty levels" John Chapman.

- **Integrated Panel Core (IPC)**

Integrated panel core, ovvero nucleo di pannelli integrati ha dimensioni alla base di  $10,8 \times 10,8 \text{ m}$ , costituito da 63 pannelli in X-Lam alti  $16 \text{ m}$  e 14 pannelli in X-Lam alti  $8 \text{ m}$ . La larghezza e lo spessore dei pannelli sono  $3 \text{ m}$  e  $320 \text{ mm}$  rispettivamente. Le fig 2.18 e fig.2.19 mostrano rispettivamente la pianta dell'edificio e lo sviluppo del nucleo in legno.

- **Giunti tra pannelli del IPC**

Per garantire che i pannelli del nucleo centrale agiscano assieme come un unico elemento strutturale, le forze di taglio devono essere trasmesse tramite i giunti verticali tra pannelli adiacenti. La soluzione studiata è quella di sagomare i pannelli lungo il lato più lungo con una serie di chiavi che si ingranano con le chiavi del pannello adiacente. Per i pannelli d'angolo, invece, la connessione utilizzata per collegarli con i pannelli d'angolo, del lato adiacente del nucleo, si basa su intagli o vani quadrati, dove vanno ad inserirsi i denti del pannello opposto. In fig.2.20 troviamo un dettaglio della connessione a "zig-zag" mentre in fig.2.21 la connessione d'angolo.



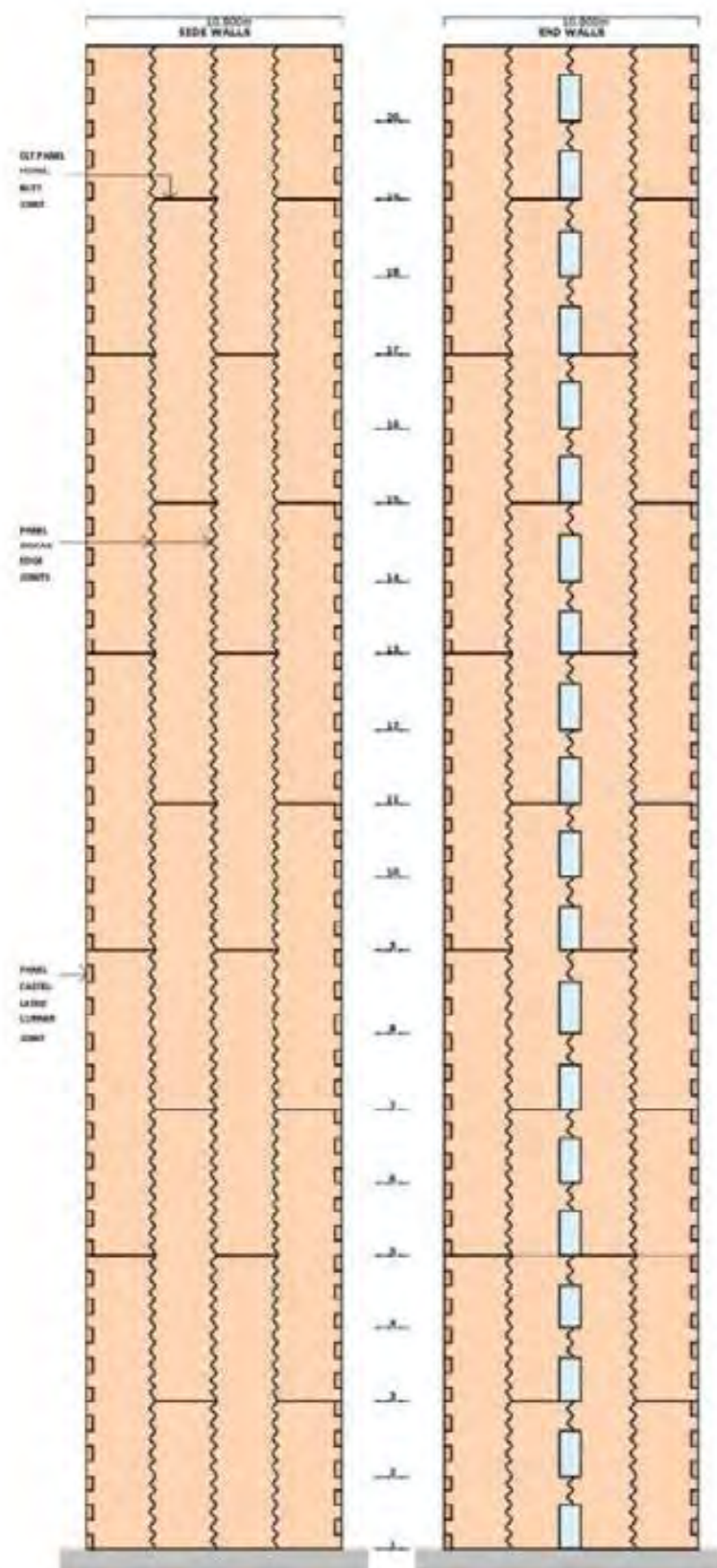


Figura 2.19: Prospetto del nucleo centrale. Immagine tratta da "Integrating cross-laminated timber panels to construct buildings to twenty levels" John Chapman.

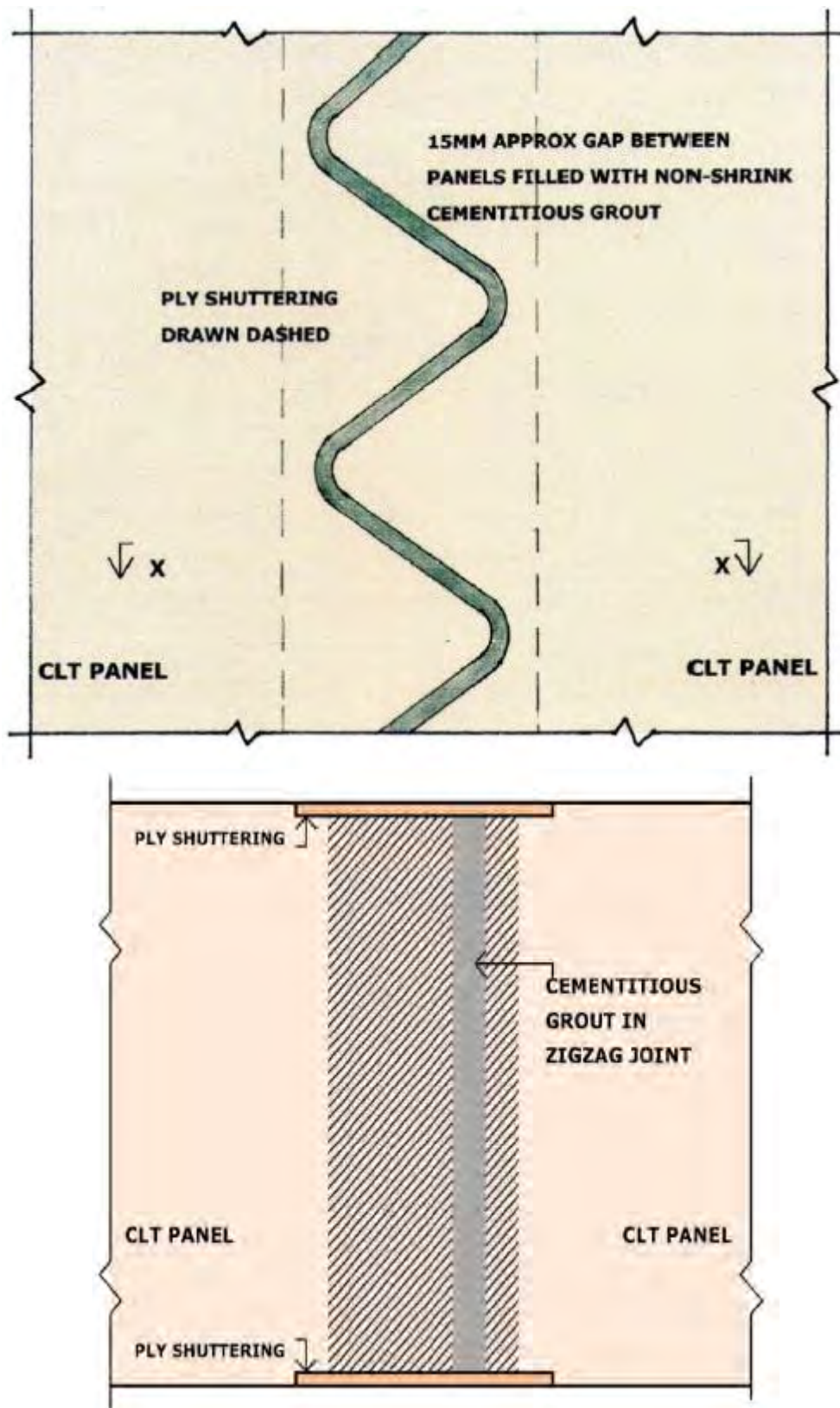


Figura 2.20: Particolari costruttivi del giunto di collegamento pannello-pannello. Immagine tratta da "Integrating cross-laminated timber panels to construct buildings to twenty levels" John Chapman.

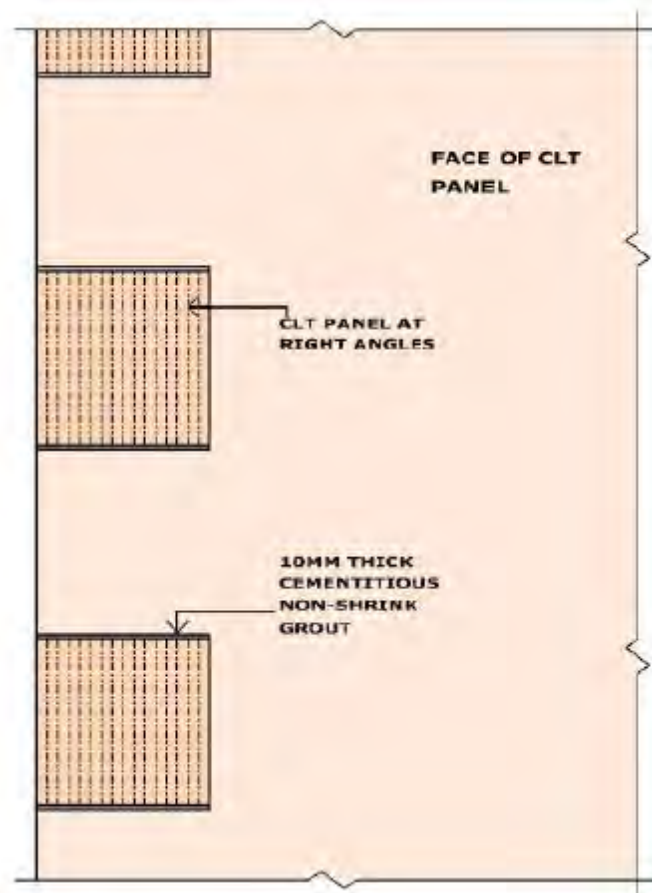


Figura 2.21: Particolare costruttivo del giunto d'angolo tra pannello-pannello. Immagine tratta da "Integrating cross-laminated timber panels to construct buildings to twenty levels" John Chapman.

Per garantire il minimo spostamento dei giunti, i giunti a zig-zag forniscono una distanza minima tra un pannello e l'altro di 15 millimetri, i quali sono riempiti con malta antiritiro, mentre per i giunti d'angolo abbiamo un fissaggio con malta sopra e sotto il dente di 10 millimetri.

- **Ancoraggio del sistema IPC alla fondazione**

Il sistema di fondazione per il prototipo di studio è stato pensato in modo tale che per un evento sismico il IPC possa ruotare nel proprio piano e ritornare nella sua posizione originaria. Quando il nucleo ruota gli hold-down verticali tra la fondazione e il nucleo assorbono l'energia sismica e riducono le tensioni che provocherebbero danni alla struttura. Inizialmente le tensioni che nascono nel nucleo vengono trasferite mediante delle viti inclinate a staffe verticali in LVL. Le forze nelle staffe vengono trasferite alla fondazione da una barra verticale in acciaio che si trova all'interno della staffa. L'asta in acciaio nella parte superiore è bloccata tramite una rondella e un dado, mentre nella parte inferiore viene avvitato un dado di accoppiamento, il quale è collegato ad una barra di fondazione. Tutti gli hold-down verticali hanno un fusibile che controlla le estensioni e l'assorbimento di energia da parte della barra in acciaio. In fig. 2.22 notiamo l'andamento delle tensioni fino ai giunti di base, mentre nella fig.2.23 notiamo i particolari costruttivi degli hold-down.

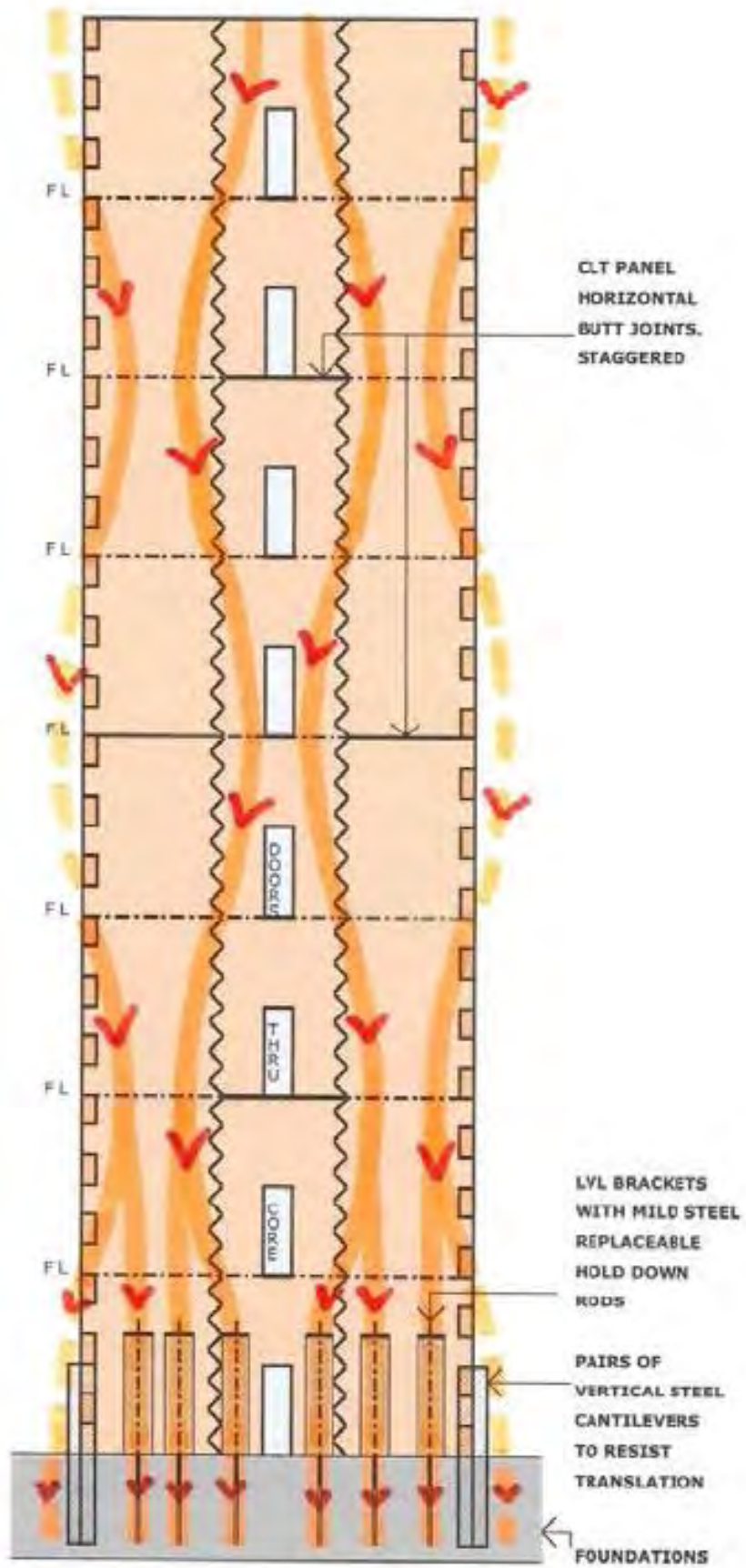


Figura 2.22: Immagine tratta da "Integrating cross-laminated timber panels to construct buildings to twenty levels" John Chapman.

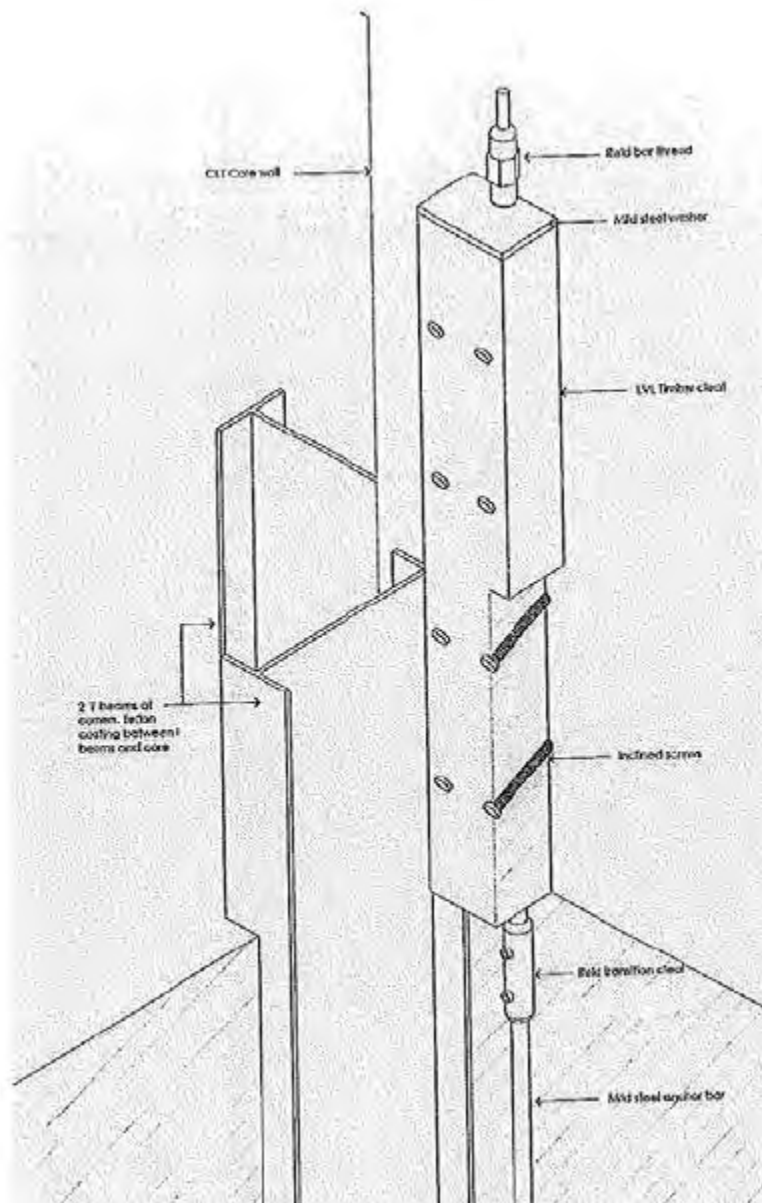


Figura 2.23: Immagine tratta da "Integrating cross-laminated timber panels to construct buildings to twenty levels" John Chapman.

- **Travi e colonne**

Le colonne sono costituite da due elementi accoppiati di dimensioni  $1,8\text{ m}$  per  $240\text{ mm}$ , quindi la sezione dell'intera colonna è di  $1,80\text{ m}$  per  $480\text{ mm}$ . Per quanto riguarda le travi che sorreggono il solaio formato dalle travi circolari disposte attorno al nucleo, hanno un'estremità inserita all'interno del nucleo mentre l'altra è fissata alla colonna. Queste travi accoppiate hanno un'altezza di  $800\text{ mm}$  e uno spessore di  $360\text{ mm}$  e sono di legno lamellare. Inoltre in prossimità dell'ancoraggio al nucleo sono provviste di un alloggiamento che permette la rotazione tra travi e i pannelli principali, tutto questo per ridurre i danni quando

il nucleo centrale ruota attorno al proprio asse, vedi fig.2.24. In fig.2.25 abbiamo un dettaglio del solaio con le travi circolari.

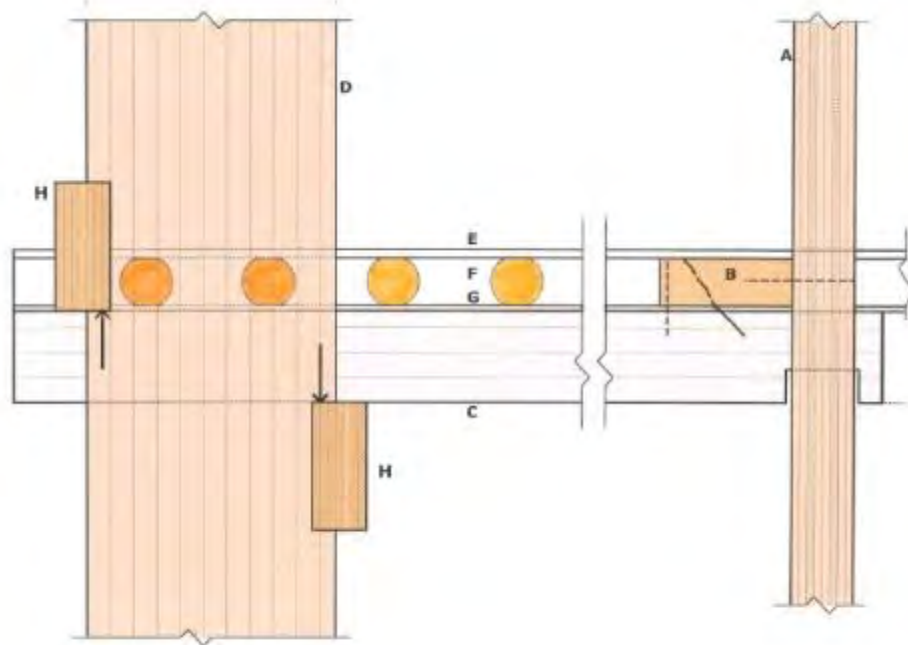


Figura 2.24: A) IPC; B) Travi a sezione circolare; C) Travi a sezione rettangolare accoppiate; D) Colonna in legno lamellare; E) Pavimentazione; F) Travi del pavimento; G) Soffitto; H) Cordoli per trasmettere il momento proveniente dalle travi alle colonne in legno lamellare. Immagine tratta da "Integrating cross-laminated timber panels to construct buildings to twenty levels" John Chapman.

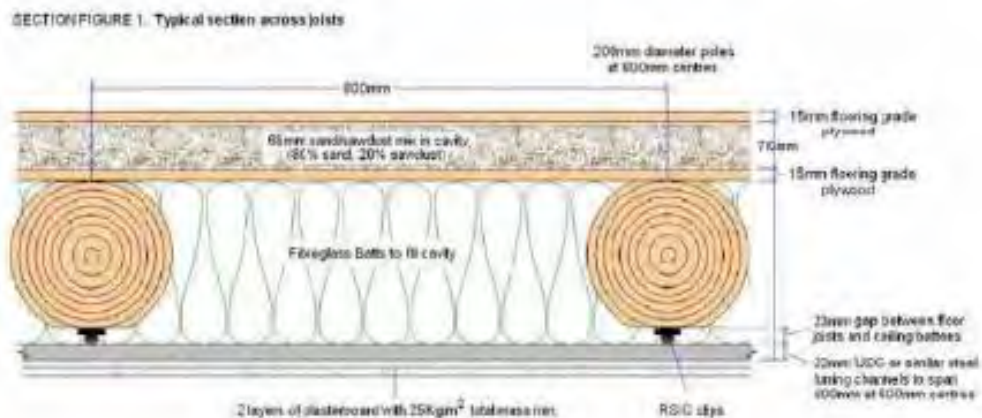


Figura 2.25: Immagine tratta da "Integrating cross-laminated timber panels to construct buildings to twenty levels" John Chapman.

Le travi a sezione circolare disposte attorno al nucleo per ogni piano e disposte ortogonalmente alle travi in legno lamellare descritte qui sopra, sono tenute insieme da barre in acciaio che vengono inserite all'interno delle travi stesse. Le travi a sezione circolare hanno molteplici funzioni:

- Tenere i pannelli principali e mantenerli allineati tra loro;
- Trasferire le forze orizzontali al nucleo;

- Ridurre l'intensità delle pressioni orizzontali sui pannelli esterni del nucleo

- **Risultati**

L'analisi elastica indica che per questa tipologia di edificio, sotto l'azione del vento, ha uno spostamento massimo orizzontale di 105 mm. Mentre il massimo spostamento interpiano è di 7.6 mm. Valori al di sotto dei limiti della normativa australiana.

### 2.3.3 Edificio con nucleo in calcestruzzo armato, setti perimetrali in X-Lam

Ario Ceccotti, J.W.G. Van de Kuilen et al. propongono lo studio di un edificio di 150 m con nucleo centrale in cemento armato e pareti perimetrali in X-Lam, introducendo ogni dieci piani degli stabilizzatori in calcestruzzo armato. Nell' articolo da cui è tratta questa sintesi si punta all'importanza degli ampi spazi che si vengono a creare all'interno dell'edificio in ogni piano. Molta rilevanza è data al sistema di parete in X-Lam integrate con barre in acciaio al loro interno per diminuire il numero di eventuali collegamenti classici visti in precedenza, quali angolari e hold-down.

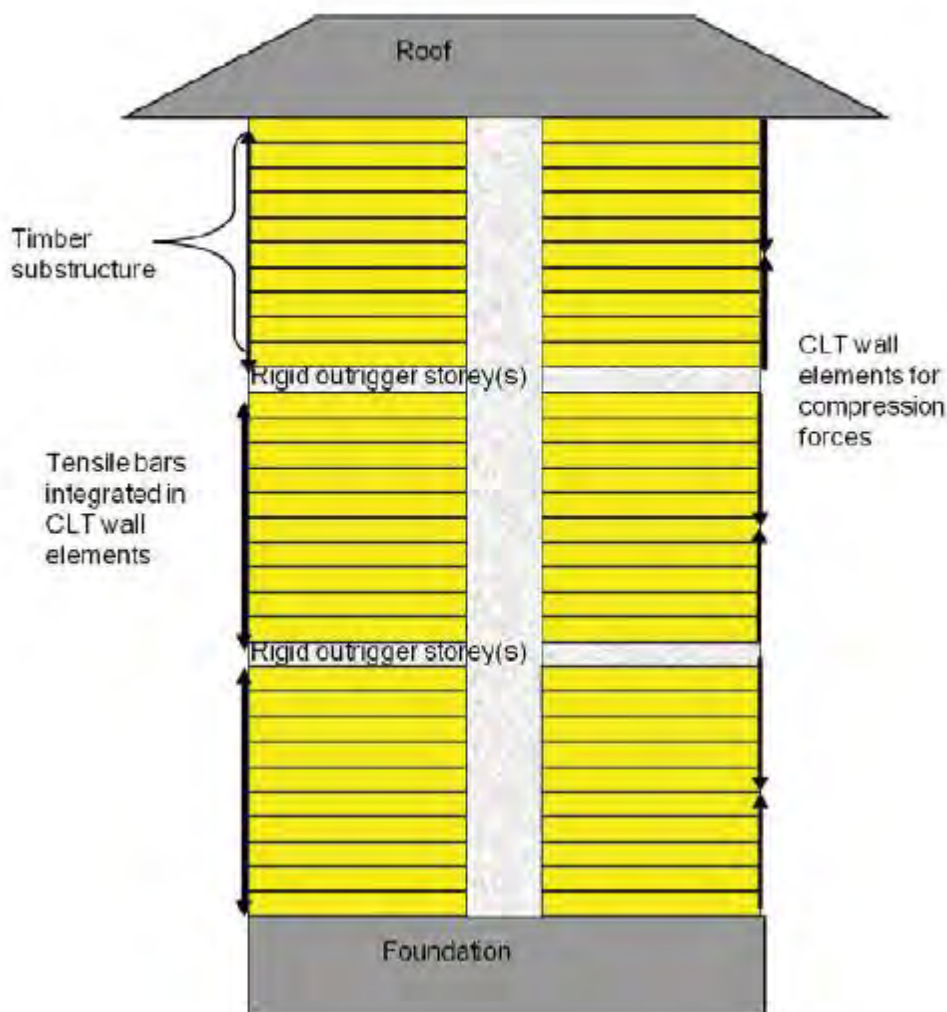
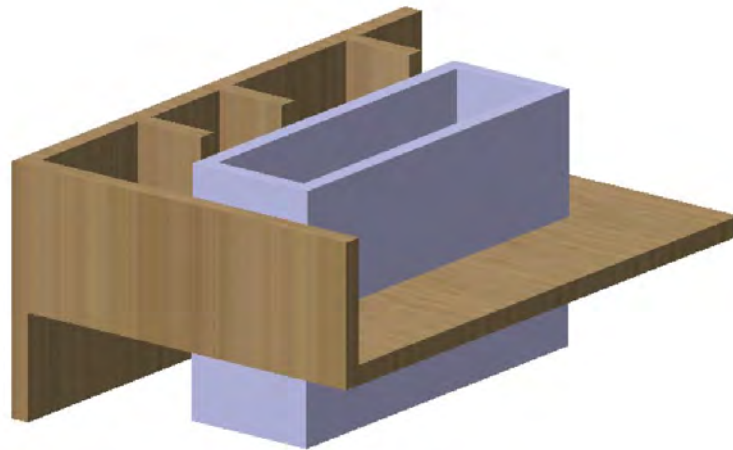


Figura 2.26: Immagine tratta da "Very tall wooden buildings with cross laminated timber" J.W.G Van De Kuilen et al. 2011.

- **Sistema strutturale**

Lo schema strutturale si può vedere dalle fig.2.26 e 2.27. Gli stabilizzatori rigidi, in calcestruzzo, di piano forniscono:

- Stabilità al nucleo;
- Braccio di leva per i momenti globali;
- Una divisione tra le sezioni di legname per la sicurezza antincendio;
- Consentire la creazione di servizi(attrezzature);
- Spazi di rifugio in caso di emergenze.



*Figura 2.27: Immagine tratta da "Very tall wooden buildings with cross laminated timber" J.W.G Van De Kuilen et al. 2011.*

Per verificare la fattibilità di questa tipologia costruttiva, si è pensato ad una semplice costruzione a base rettangolare con più di 40 piani ed un'altezza totale di 150m con piani stabilizzatori situati al 10°,20°e 30°piano, con pareti esterne in X-Lam. L'X-Lam lavora molto bene per assorbire i carichi di compressione, e questo dipende dalla stratigrafia e dall'orientamento del pannello. Per l'azione di forze orizzontali, sono state inserite delle barre in acciaio all'interno delle pareti per assorbire le tensioni di trazione che nascono dalla flessione dell'edificio, vedi fig. 2.28.

Il meccanismo è molto semplice, basta pensare all'edificio in figura 2.26 soggetto a delle forze laterali in ogni piano, le quali nascono da sima o da vento, le quali spingono l'edificio e di conseguenza si ha una rotazione delle pareti nel proprio piano, quindi una estremità del pannello viene compressa mentre l'altra subisce uno spostamento verso l'alto.



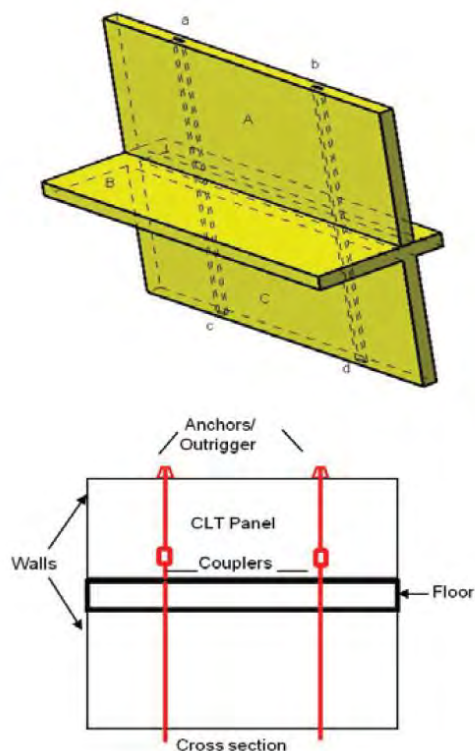


Figura 228: Immagine tratta da “Very tall wooden buildings with cross laminated timber” J.W.G Van De Kuilen et al. 2011.

- **Risultati**

L’analisi preliminare viene eseguita sull’edificio con una struttura semplice in cui il nucleo centrale si trova nel centro dell’edificio. Il nucleo ha dimensioni in pianta di  $8 \times 21 \text{ m}$  mentre il perimetro esterno misura  $25 \times 35 \text{ m}$ , vedi figura 2.29. Gli spessori delle pareti sono stati assunti a  $250 \text{ mm}$  per quelle in calcestruzzo armato e  $350 \text{ mm}$  per quelle in X-Lam.

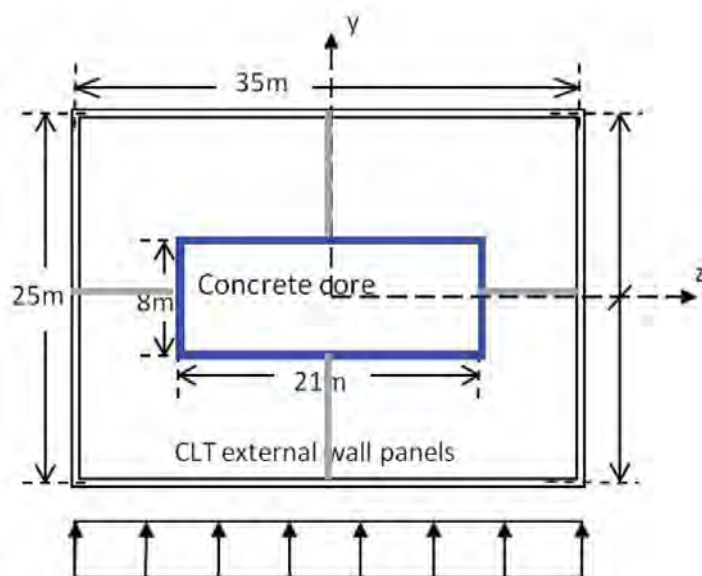


Figura 2.29: Immagine tratta da “Very tall wooden buildings with cross laminated timber” J.W.G Van De Kuilen et al. 2011.

Per la deformata flessionale e tagliante dell'edificio, il massimo spostamento alla sommità è stato determinato come segue:

$$\delta_b = \frac{q_w H^4}{8EI} \delta_s \frac{q_w H^2}{2GA}$$

Il carico da vento è stato modellato in accordo alla normativa Cinese, ed è stato assunto pari a  $2,8 \text{ kN/m}^2$ . Il momento massimo che risulta dal vento è pari a  $M_w = 535 \times 10^6 \text{ kNm}$ . Questo momento viene scomposto in due forze, una di trazione e una di compressione, quest'ultima porta a una tensione di compressione sul legno pari a  $1,4 \text{ N/mm}^2$ , la quale deve essere assorbita dalle pareti in legno. Una simile tensione di trazione nasce dalla parte della forza di trazione, la quale invece è assorbita dalle barre in acciaio all'interno dei pannelli. Nella tabella seguente vengono riportate le forze di piano suddivise per regione e il numero di barre di acciaio ogni 10 piani, si nota che a mano a mano che si sale verso la sommità il numero di barre viene diminuito, poiché il contributo di trazione cala.

Tabella 2.5: tratta da "Very tall wooden buildings with cross laminated timber" J.W.G Van De Kuilen et al. 2011

Level	F <sub>w,v,z,d</sub> (kN)	Wide side (Ø=40mm)	F <sub>w,v,y,d</sub> (kN)	Narrow side Ø=40mm)
4 <sup>th</sup> . region	-5261	[-]	-6590	[-]
3 <sup>rd</sup> . region	1724	2	-3026	[-]
2 <sup>nd</sup> . region	11490	12	1957	2
1 <sup>st</sup> . region	21888	22	7262	8

Lo spostamento dovuto a flessione, in sommità è pari a  $160 \text{ mm}$  con il carico da vento visto in precedenza. L'indice di oscillamento a flessione è calcolato come  $s/H = 1/950$ . Per il taglio, invece lo spostamento in sommità è pari a  $40 \text{ mm}$ . Quindi lo spostamento totale è pari a  $200 \text{ mm}$ , che è al di sotto del limite consentito pari a  $H/500 = 300 \text{ mm}$ .

### 2.3.4 Sistema FFTT

Pooja Bhat et al. Propongono un nuovo sistema di connessione legno acciaio denominato "FFTT, Finding the Forest Through the Trees". Nell'articolo citato si testano diversi profili in acciaio alloggiati all'interno di scanalature ricavate nel pannello e fissati a quest'ultimo.

- **Sistema FFTT**

Acciaio e legno sono due materiali con proprietà differenti, ma la loro combinazione nella costruzione di edifici da modo di ottenere dei vantaggi dalle loro proprietà, diminuendo i loro limiti riescono a garantire delle performance superiori a queste costruzioni. Sappiamo bene che l'acciaio lavora bene a trazione mentre il legno ha un comportamento pseudo-plastico a compressione parallelo alla fibratura (Fig.1.2).

Dal momento che le forze sismiche sono proporzionali al peso della costruzione, gli edifici in legno attirano forze inferiori durante il terremoto, mentre elementi di acciaio possono dissipare grandi quantità di energia sotto carichi ciclici e quindi, se progettati in modo efficiente, le strutture in acciaio presentano un comportamento duttile nel corso di un evento sismico. Le prestazioni delle strutture in legno dipendono dal comportamento delle connessioni, le quali, se hanno comportamento duttile aiutano a dissipare l'energia sismica in ingresso. Da qui nasce il sistema "FFTT" il quale fornisce un unico approccio legno-acciaio ibrido per la costruzione di edifici alti. Il sistema è costituito da pannelli di legno a

strati incrociati, X-Lam, ancorati alla base con hold-down e connettori a taglio. Le travi in acciaio sono parzialmente incorporate nel pannello fig.2.30.

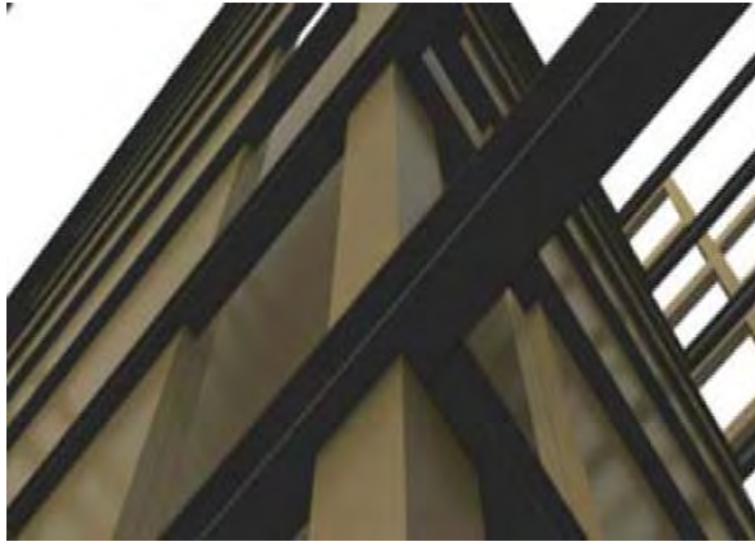


Figura 2.30: Immagine tratta da “Experimental and numerical investigation of novel steel-timber-hybrid system” Pooja Bhat et al. 2014.

Il trasferimento delle forze per carichi laterali avviene attraverso le travi in acciaio fissate sui pannelli di legno massiccio. Le travi in acciaio agiscono come il duttile anello debole del sistema sotto carichi laterali e sono progettate in modo tale che la formazione della cerniera plastica avvenga nella sezione di trave innescando il meccanismo di rottura colonna forte e trave debole.

- **Processo di prova**

Il passo successivo è stato quello di sottoporre il sistema trave-parete con diverse tipologie di sezione, sezione doppio t e sezione rettangolare cava con diverse profondità e lunghezze di fissaggio a cicli di carico per analizzare il comportamento del sistema. In tabella 2.6 vengono restituite le 5 serie analizzate con i diversi parametri citati qui sopra.



Figura 2.31: Configurazione 1 e configurazione 3.

Tabella 2.6: Sommario delle diverse configurazioni testate. Tratta da “Experimental and numerical investigation of novel steel-timber-hybrid system” Pooja Bhat et al. 2014.

Series	Section	Embedment Length [mm]	Embedment Depth [mm]
1	I	900	50
2	I	900	100
3	Reduced I	900	100
4	HSS	900	50
5	HSS	600; 300	50

I pannelli in X-Lam sono stati fissati alla pavimentazione ad entrambe le estremità per trattenerli vincolati contro traslazioni, rotazioni e sollevamento. Il carico è stato applicato per mezzo di un attuatore idraulico posto alla fine della trave a sbalzo. Sei sensori sono stati applicati lungo la trave in acciaio, consentono di misurare lo spostamento orizzontale relativo tra trave e pannello e la rotazione della trave in acciaio. Figura 2.32.



Figura 2.32: Particolare del sistema e attuatore idraulico posto su trave in configurazione 2. Immagine tratta da “Experimental and numerical investigation of novel steel-timber-hybrid system” Pooja Bhat et al. 2014.

- **Risultati dei test**

Le curve carico-spostamento ottenute alla fine della trave sono mostrate in fig.2.33. Si nota che in tutte le serie che utilizzano i profili a doppio T, le modalità di collasso sono acciaio duttile accompagnato da problemi di instabilità della trave. La sezione cava rettangolare dimostra di essere quella con il comportamento migliore, non solo per i ridotti problemi di instabilità fuori piano, ma anche per la realizzazione di meccanismi duttili di collasso senza significative rotture dell'elemento ligneo. In figura 2.34 e 2.35 si hanno tutte le immagini relative alle modalità di rottura per le prove monotone e cicliche.

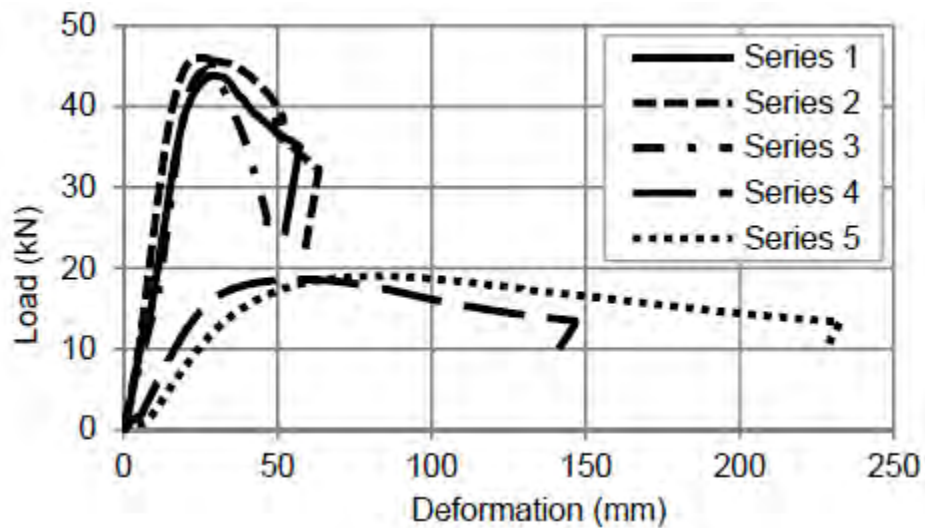


Figura 2.33: Curve carico-deformazione. Immagine tratta da "Experimental and numerical investigation of novel steel-timber-hybrid system" Pooja Bhat et al. 2014.



Figura 2.34: Risultati dei test dopo le prove monotone. A) deformazione serie 1; b) deformazione serie 2; c) deformazione serie 3; d) deformazione serie 4; e) deformazione serie 5; f) danneggiamento pannello ligneo serie 5. Immagine tratta da "Experimental and numerical investigation of novel steel-timber-hybrid system" Pooja Bhat et al. 2014.



Figura 2.35: Risultati dei test dopo le prove cicliche. Immagine tratta da “Experimental and numerical investigation of novel steel-timber-hybrid system” Pooja Bhat et al. 2014

In fine in tabella 2.7 vengono mostrati i risultati finali dei test monolitici e ciclici. Da notare anche qui come le sezioni tubolari abbiano una maggiore dissipazione energetica rispetto ai profili a doppio T.

Tabella 2.7: Sommario delle prove monolitiche e cicliche. Tratta da “Experimental and numerical investigation of novel steel-timber-hybrid system” Pooja Bhat et al.

Series	Yield load [kN]	Ultimate displ. [mm]	Load cycles	Dissipated energy [J]
1	40.0	76.2	34	4,066
2	41.0	64.7	38	19,228
3	44.5	72.6	36	5,326
4	17.0	126.0	42	21,086
5	17.1	174.5	42	27,844

### 2.3.5 Edifici alti in legno con Sistema FFTT

Quanto proposto in letteratura nel paragrafo precedente, viene utilizzato nello studio di 4 tipologie costruttive con il sistema FFTT da Michael Fairhurst, Xiaoyue Zhang, Thomas Tannert.

- **Introduzione**

Il sistema FFTT è un sistema costruttivo proposto per edifici di altezza media ed elevata altezza. Il sistema, come visto in precedenza, sfrutta il legno per resistere a carichi verticali, mentre per carichi orizzontali si utilizzano travi di acciaio e connettori metallici per fornire la necessaria duttilità alla domanda sismica dell'edificio. In figura 2.36 vengono riportati due dei quattro esempi studiati dall'articolo preso in esame.

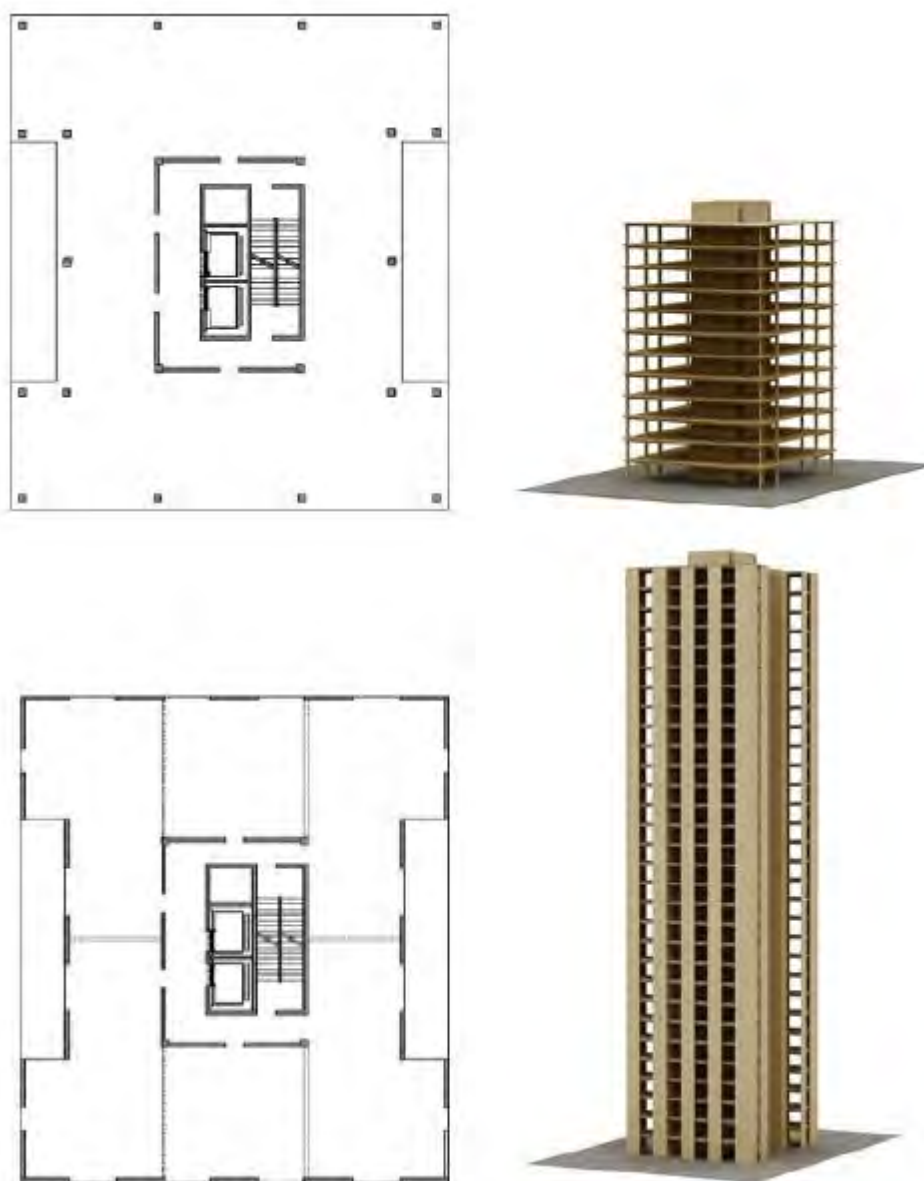
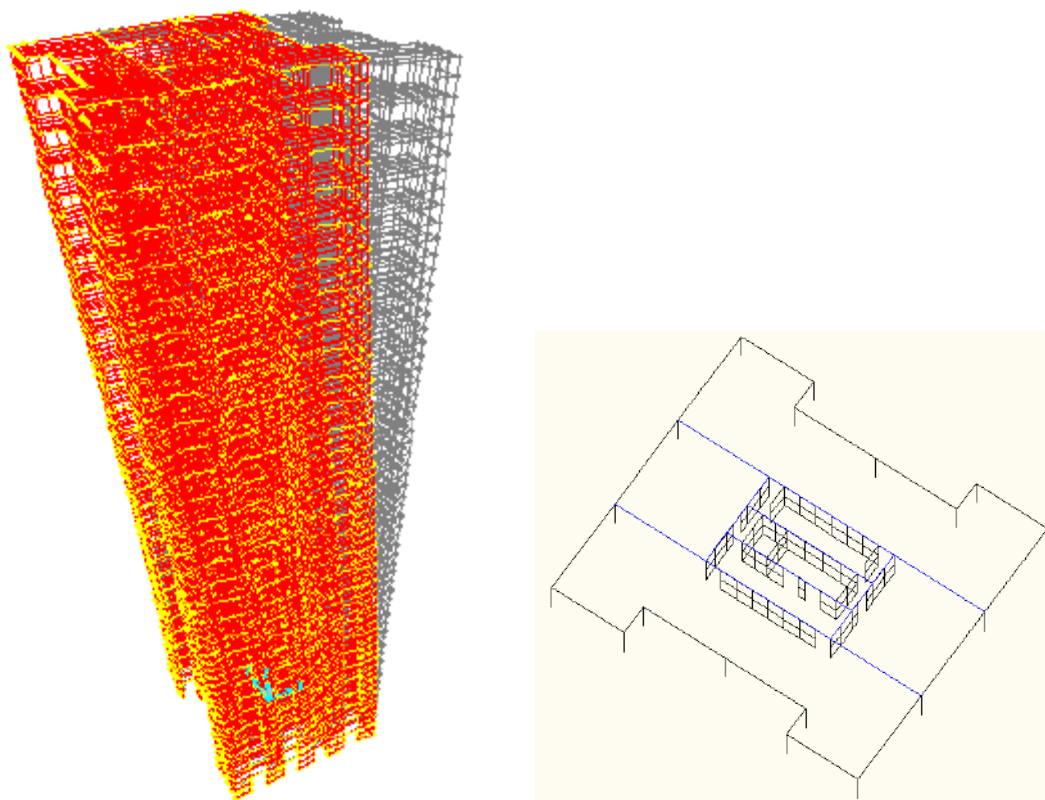


Figura 2.36: Pianta e assonometrie delle opzioni 1 e 4. Immagine tratta da "Nonlinear dynamic analyses of novel timber-steel hybrid system" Micheal Fairhurst et al. 2014.

- **Modello numerico**

Il legno quando viene sottoposto a trazione o taglio, presenta un comportamento fragile, con rotture che avvengono spesso senza preavviso. Per evitare questo, le strutture in legno vengono progettate in modo tale che siano le connessioni in acciaio a subire le prime rotture, poiché forniscono meccanismi di rottura duttile e una grande dissipazione di energia. Quindi il sistema FFTT considerato nello studio di questi edifici garantisce questo tipo di comportamento. Perciò le componenti in legno vengono modellate con comportamento puramente elastico, mentre alle connessioni in acciaio viene fornito un comportamento non lineare, elasto-plastico. Il diaframma rigido di piano in X-Lam non viene modellato. Le connessioni tra il legno lamellare degli elementi perimetrali sono modellate come molle rotazionali non lineari, fissate sulle colonne. I setti in X-Lam da 12 m consentono di coprire 4 piani dell'edificio, di conseguenza ogni 4 piani le pareti in X-Lam vengono collegate con delle molle assiali, che permettono al pannello di ruotare nel proprio piano. In figura 2.37 viene riportato il primo modo di vibrare dell'edificio in configurazione 4; in figura 2.38 viene riportato il modello FEM di un piano tipo dell'edificio in configurazione 1, mentre in figura 2.39 viene restituito il modello FEM della parete con le molle assiali descritte in precedenza.



*Figure 2.37;2.38: Primo modo di vibrare della struttura in configurazione 4;Modello FEM della pianta tipo dell'edificio in configurazione 1. Immagini tratte da "Nonlinear dynamic analyses of novel timber-steel hybrid system" Micheal Fairhurst et al. 2014*



Per quanto concerne invece la modellazione delle travi in acciaio di accoppiamento, si rimanda per la teoria al capitolo precedente, mentre qui viene restituito il diagramma momento curvatura, utilizzato per le analisi non lineari di questo elemento; figura 2.40.

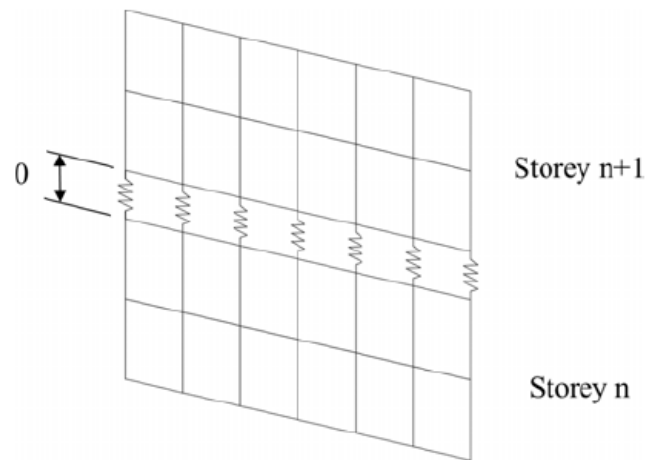


Figura 2.39: Immagine tratta da "Nonlinear dynamic analyses of novel timber-steel hybrid system" Micheal Fairhurst et al. 2014

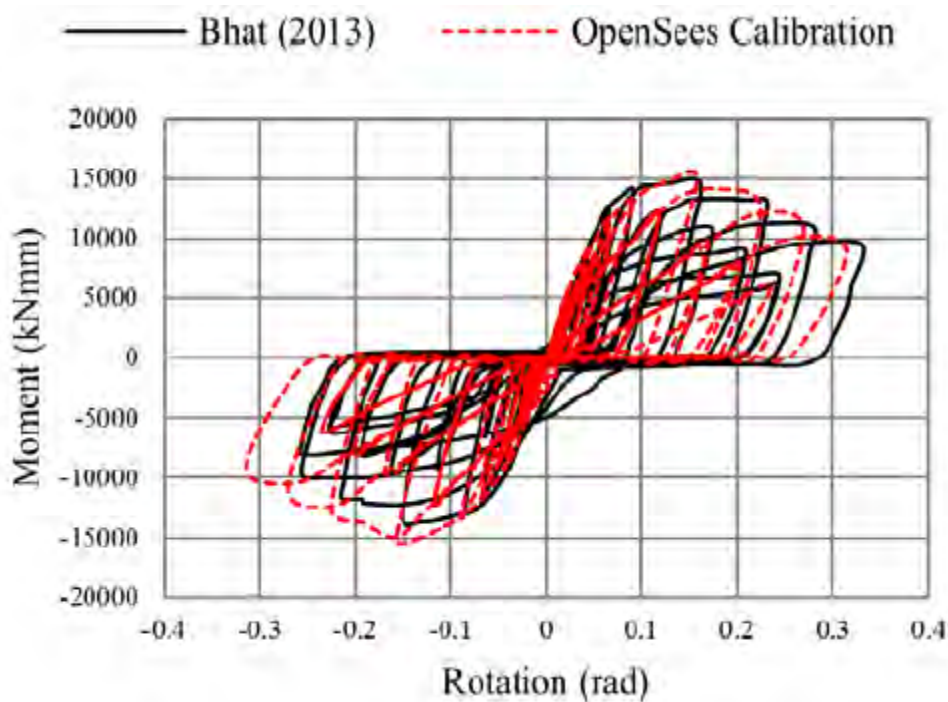


Figura 2.40: Diagramma momento curvatura del sistema FFTT. Immagine tratta da "Nonlinear dynamic analyses of novel timber-steel hybrid system" Micheal Fairhurst et al. 2014.

In figura 2.41 viene riportato il sistema di collasso della struttura, dove si evidenzia il meccanismo colonna forte e trave debole, cioè formazione delle cerniere plastiche sulle travi in acciaio.

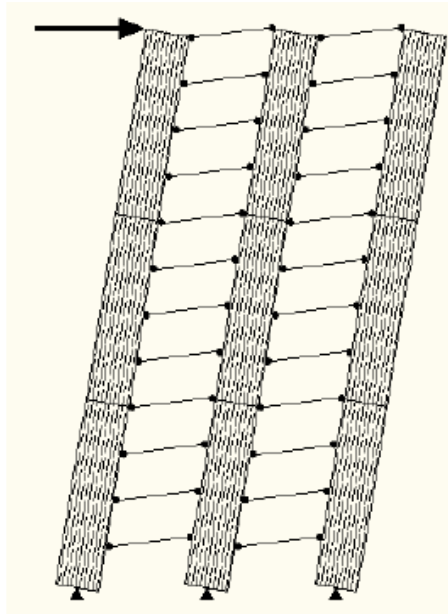


Figura 2.41: Immagine tratta da "Nonlinear dynamic analyses of novel timber-steel hybrid system" Micheal Fairhurst et al. 2014.

- **Risultati**

Infine vengono riportati gli spostamenti di piano relativi all'edificio in configurazione 4 sottoposto al terremoto di Chi-Chi Taiwan.

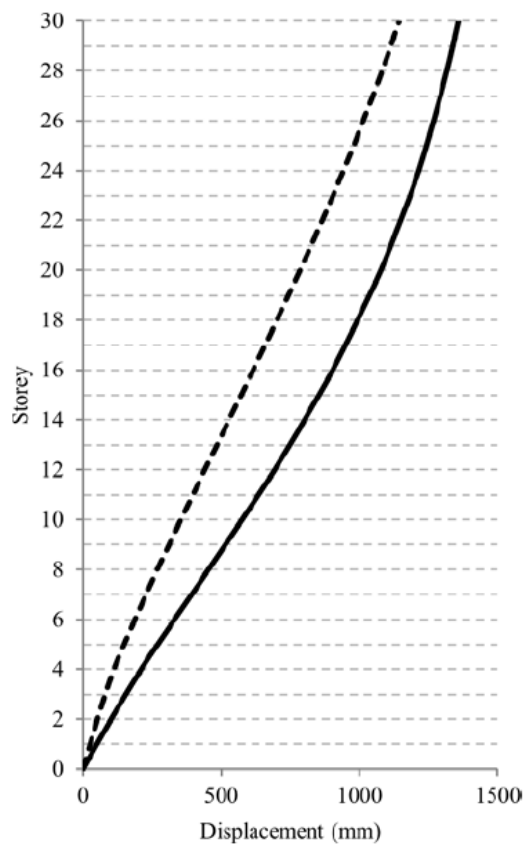


Figura 2.42: Immagine tratta da "Nonlinear dynamic analyses of novel timber-steel hybrid system" Micheal Fairhurst et al. 2014.

### 2.3.6 Edifici alti in legno, sistema cinematico per travi di accoppiamento

In questo paragrafo viene esposto una tipologia di costruzione per edifici medio-alti costituiti da pareti a taglio in X-Lam con travi di accoppiamento. La differenza rispetto a quanto visto prima è che le pareti in X-Lam sono a tutta altezza, e sono vincolate alle base tramite hold-down e angolari. Le travi di accoppiamento hanno la funzione di dissipare energia e quindi di diminuire le deformazioni e le forze interne delle pareti di taglio, fornendo comunque una adeguata rigidezza e resistenza alla struttura.

- **Geometria**

L'edificio proposto nell'articolo preso in esame è costituito da pareti di taglio in X-Lam e travi di accoppiamento, come mostrato in figura 2.43. Le pareti in X-lam sono continue per tutti i 6 piani dell'edificio. Le pareti e le travi sono costituite da 5 strati e hanno spessore di 175 mm. Le pareti sono vincolate alle base da hold-down alle estremità mentre al centro tramite angolare; le travi di accoppiamento sono utilizzate per connettere le due pareti con delle piastre di acciaio. Le suddette piastre assieme ai tasselli trasferiscono le forze laterali da setto a setto. Gli ammortizzatori al centro della trave sono sottoposti a deformazione a taglio durante l'evento sismico e servono per dissipare energia.

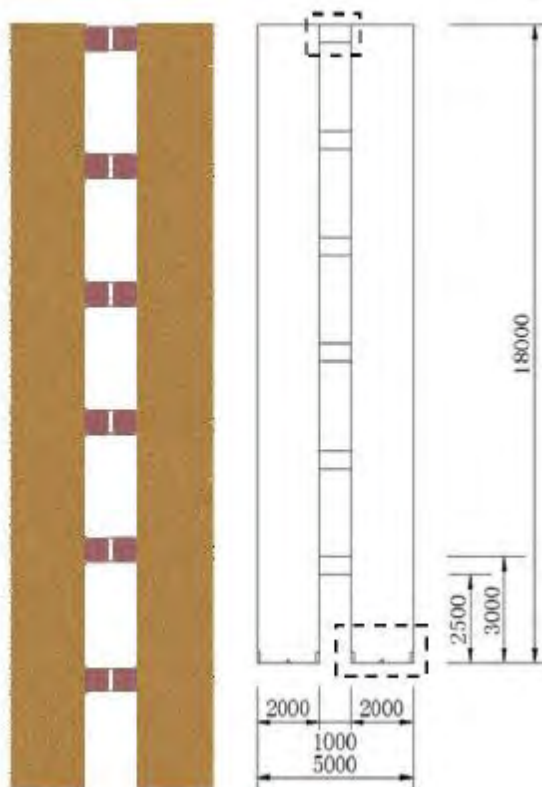


Figura 2.43: Sviluppo parete di taglio con travi di accoppiamento. Immagine tratta da “Numerical simulation for the seismic behavior of mid-rise clt shear walls with coupling beams” Jingjing Liu et al. 2014.

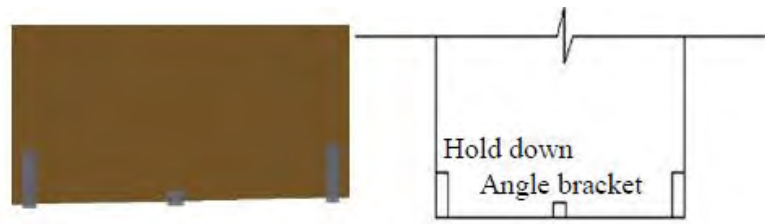


Figura 2.44: Elementi di fissaggio delle pareti. Immagine tratta da “Numerical simulation for the seismic behavior of mid-rise clt shear walls with coupling beams” Jingjing Liu et al. 2014.

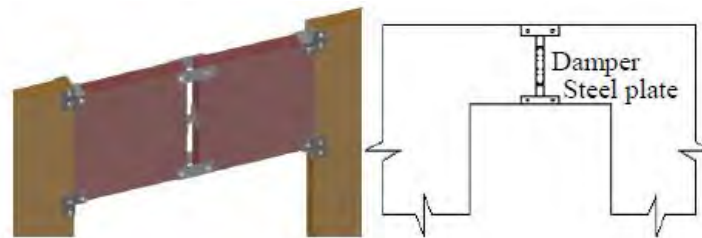


Figura 2.45: Particolare degli ammortizzatori e piaster di acciaio. Immagine tratta da “Numerical simulation for the seismic behavior of mid-rise clt shear walls with coupling beams” Jingjing Liu et al. 2014.

- **Meccanismo cinematico**

La figura 2.46 mostra il meccanismo cinematico per il comportamento di roking delle pareti a taglio. Per prevenire la rottura degli hold-down che portano al ribaltamento della struttura, il drift ammesso deve essere inferiore al 1,775%, questo indica la bassa duttilità di questa tipologia di connessione. Tale carenza viene eliminata utilizzando in futuro dei dispositivi con capacità di ri-centraggio come per esempio dei cavi in acciaio post-tesi.

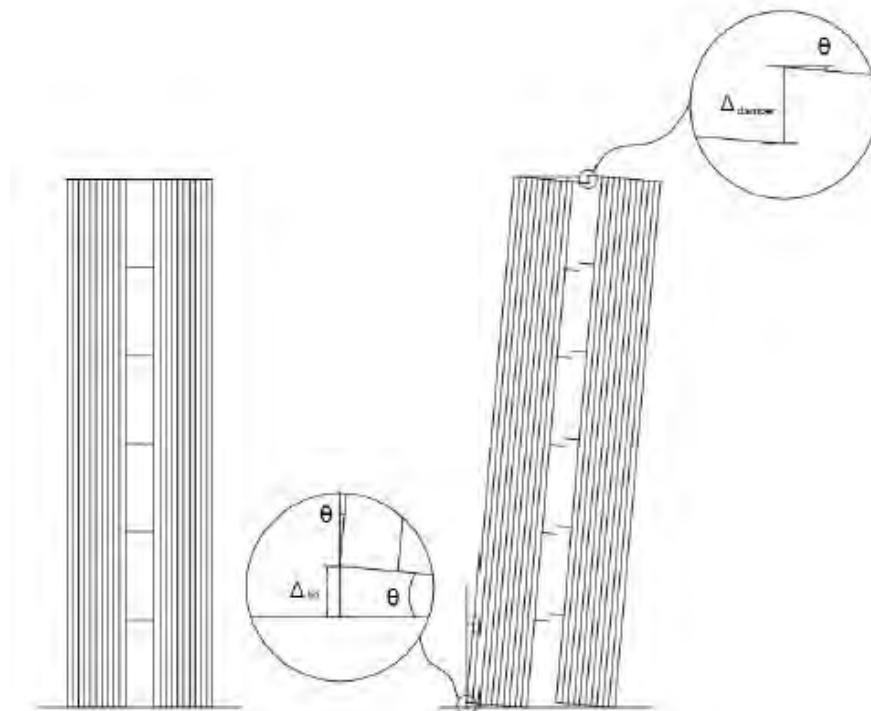


Figura 2.46: Immagine tratta da “Numerical simulation for the seismic behavior of mid-rise clt shear walls with coupling beams” Jingjing Liu et al. 2014.

## 2.4 Realizzazione edifici alti in X-Lam allo stato attuale

L'utilizzo di questa tipologia strutturale per edifici con un numero di piani superiore a 8 fino a poco tempo fa, in Italia non era nemmeno contemplata nella legislazione, mentre in altri paesi l'utilizzo di questa tecnologia è ben avviato come dimostrano gli studi riportati nelle proposte sovrastanti, soprattutto dal punto di vista sismico. L'X-Lam viene utilizzato molto per la costruzione di abitazioni di 1-2 piani, ma sono pochi gli edifici alti costruiti in legno. Nella tabella sottostante si riportano alcuni esempi conosciuti:

Tabella 2.8: Principali edifici alti in legno costruiti

Progetto	Localizzazione	n°piani
Murray Grove	Londra Regno Unito	9
Bridport House	Londra Regno Unito	8
Limnoligen Project	Vaxjo Svezia	8
Holz8	Germania	8
Forte	Melbourne Australia	10
Cenni di Cambiamento	Milano Italia	9
Wood Innovation Design Centre	Prince George Canada	6
Strandparken	Stoccolma Svezia	8
Maison de l'Inde	Parigi Francia	7
Borgo dei Lavandai	Torino Italia	5



Figura 2.47: Fase costruttiva del complesso Cenni di cambiamento Milano.



*Figura 2.48: Complesso Cenni di cambiamento Milano.*



*Figura 2.49: Fase costruttiva complesso Forte Melbourne.*



*Figura 2.50: Complesso Forte Melbourne.*

### 3 Descrizione dei casi studio e strategie di modellazione

In questo capitolo si presenta il processo iterativo utilizzato per la progettazione degli elementi di connessione dei diversi edifici analizzati, oltre a questo si mostrano le piante, sezioni delle diverse tipologie di edificio, e le differenti ipotesi di modellazione con una panoramica di tutte le rigidzze delle connessioni utilizzate per lo svolgimento di questa tesi.

#### 3.1 Metodo progettazione connessioni utilizzato

Gli edifici studiati per questa tesi sono tre, un edificio di tre piani, uno di cinque e uno di otto. Gli edifici sono costituiti da un perimetro di setti esterno e da due nuclei, uno adibito a vano scale, mentre l'altro a vano ascensore. I setti esterni sono collegati tra loro tramite bielle e un'altra maglia di travi si sviluppa all'interno, per collegare i setti esterni con il vano scale. Tutti i setti sono in X-Lam con diversi spessori a mano a mano che il numero di piani aumenta. Ognuno dei tre edifici è stato progettato con tre differenti tipologie di parete. Di seguito vediamo un'assonometria dei tre edifici con le dimensioni al suolo della pianta e le diverse altezze.

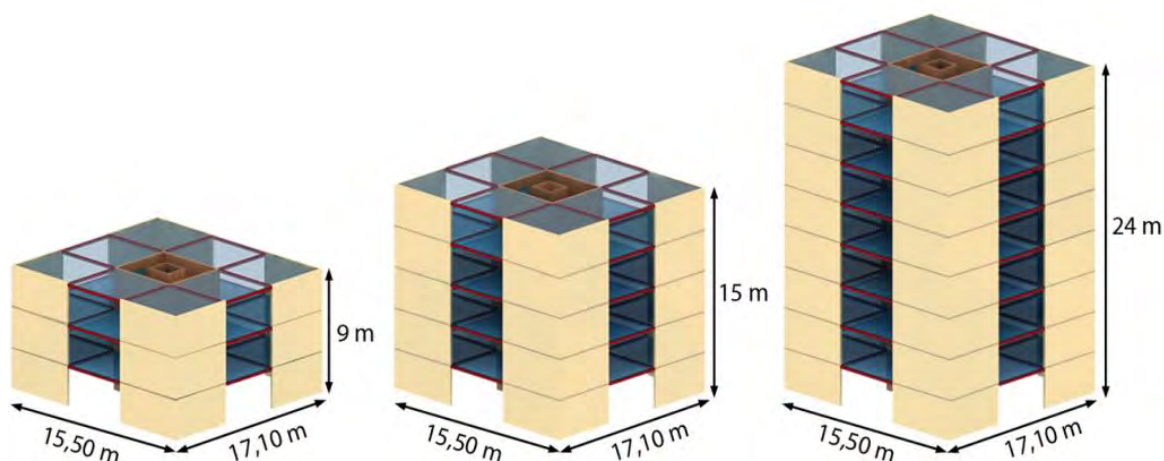


Figura 3.1: Assonometrie dei 3 casi studio.

Analizziamo brevemente il processo progettuale istituito per lo studio del comportamento sismico degli edifici presi in esame. Il ciclo iterativo utilizzato è riportato in figura 3.2:

- 1) Progetto preliminare con analisi statica lineare: studio dei carichi statici, verifiche instabilità e progetto spessori da adottare per i diversi edifici. Periodo fondamentale da Eurocodice 8, studio delle masse sismiche e distribuzione delle forze orizzontali, sempre secondo formulazione da Eurocodice 8;
- 2) Progettazione elementi di collegamento: analisi statica equivalente, confronto forze da vento e scelta azione dimensionante, studio resistenze delle connessioni e progettazione di primo tentativo degli elementi resistenti alle forze orizzontali;

- 3) Modellazione edificio: tre tipologie di setti, tre edifici di altezza variabile tra 9, 15 e 24 m, studio delle rigidezze delle connessioni secondo Eurocodice 5 o secondo test sperimentali su alcuni elementi a taglio e a trazione;
- 4) Analisi frequenziale: adottando una specifica rigidezza si esegue un'analisi alle frequenze per ottenere il periodo fondamentale della struttura reale, con relativa massa partecipante;
- 5) Analisi modale: si utilizza uno spettro di risposta, il quale, in base al periodo ottenuto dall'analisi precedente, fornisce un determinato valore di taglio sismico, che viene utilizzato per il nuovo dimensionamento delle connessioni;
- 6) Confronto taglio sismico con taglio da vento: trovata la distribuzione delle forze sui connettori a taglio in ogni piano, si opera una sommatoria di tutte le forze che agiscono su quest'ultimi secondo le due direzioni principali, e si ottiene l'andamento del taglio sismico secondo analisi dinamica lineare e lo si confronta con quello da vento;
- 7) Verifiche di resistenza delle connessioni: se le verifiche sono soddisfatte, forze agenti minori delle resistenze, si passa alla fase successiva dove si verifica lo stato limite di danno, sempre secondo Eurocodice 8. Se il drift massimo è minore di un certo limite stabilito da normativa, il ciclo iterativo è concluso, altrimenti si progetta una nuova distribuzione di connessioni n+1 e si riprende dal punto 3.
- 8) Verifica resistenza delle connessioni: se le verifiche allo stato limite di salvaguardia della vita non sono soddisfatte, si progetta una nuova distribuzione di connessioni n+1 e si riprende il ciclo dal punto 3.

Fino a che le verifiche SLV ed SLD non sono soddisfatte il ciclo non si interrompe. In alcuni casi analizzati sono state dimensionanti le verifiche SLD piuttosto che quelle SLV. In questo capitolo ci si sofferma sul punto 3, in particolare sulla modellazione degli edifici e sulla definizione delle rigidezze utilizzate.



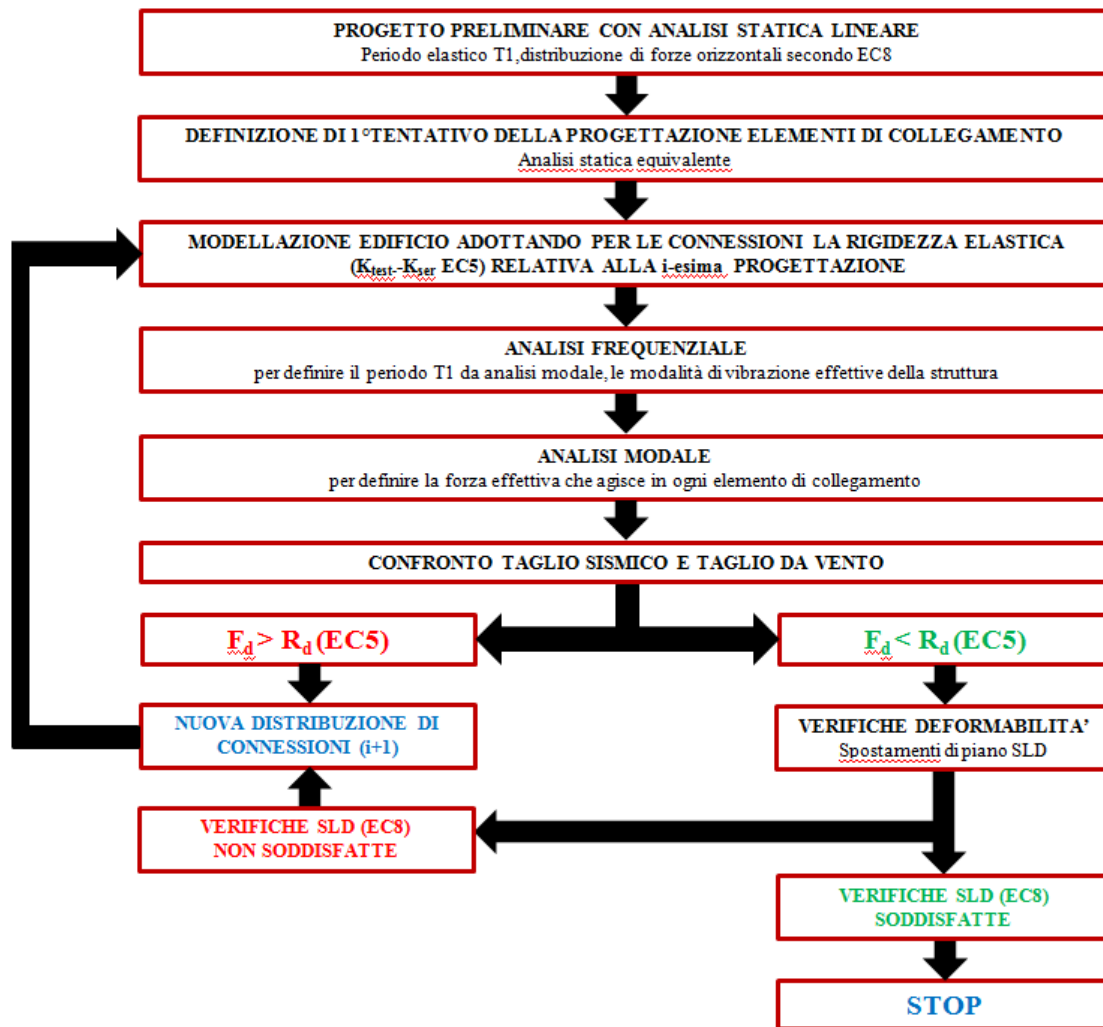


Figura 3.2: Ciclo iterativo.

### 3.2 Descrizione casi studio

Come detto in precedenza si è voluto svolgere uno studio parametrico per indagare il comportamento dei tre edifici e per capire se era possibile realizzare un edificio a 8 piani interamente in legno. I parametri che si sono variati sono i seguenti:

- Altezza edificio, quindi numero di piani;
- orientamento dei solai;
- fattore di struttura;
- schema strutturale delle pareti;
- disposizione delle connessioni, regolarità in altezza, irregolarità in altezza
- rigidezze analitiche, rigidezze sperimentali.

Di conseguenza per poter analizzare i diversi dati di output di interesse, quali periodo fondamentale della struttura, massimo tiro sugli hold-down, massimo taglio sugli angolari, massimo drift di piano, si è costruita una tabella matrice per meglio comprendere il comportamento strutturale dei diversi casi studio. In una prima parte degli studi svolti si sono analizzati 36 modelli.

Tabella 3.1

TABELLA MATRICE MODELLI			
n°piani	tipologia setti	regolarità altezza	rigidezze conessioni
3	A	R	A
5	B	I	S
8	C		

- **Tipologia setti**

Si sono analizzate tre tipologie strutturali di setti, costituiti da 5 strati con spessori che variano a seconda del caso studio. La tipologia A è un unico setto orizzontale di altezza 3 m che copre tutta la lunghezza della parete che compone la pianta dell'edificio. In figura 4.2 si osserva la disposizione dei vari setti con i propri nominativi secondo le due direzioni principali, mentre in tabella 4.2 si trovano le loro dimensioni.

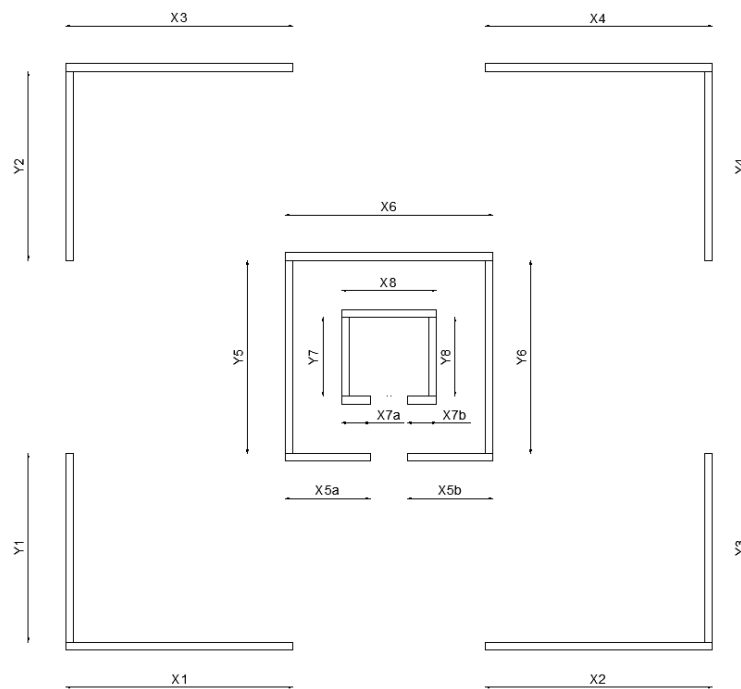


Figura 3.2: Disposizione in pianta dei setti tipologia A.

Tabella 3.2: Esempio dimensione setti per edificio di 3 piani tipologia A.

DIMENSIONI PARETE			
Denominazione parete 1°Piano	Direzione	Lunghezza Lx [mm]	Lunghezza Ly [mm]
X1	x	6000	125
X2	x	6000	125
X3	x	6000	125
X4	x	6000	125
X5a	x	2250	125
X5b	x	2250	125
X6	x	5500	125
X7a	x	750	125
X7b	x	750	125
X8	x	2500	125
Y1	y	125	5000
Y2	y	125	5000
Y3	y	125	5000
Y4	y	125	5000
Y5	y	125	5100
Y6	y	125	5100
Y7	y	125	2100
Y8	y	125	2100

Per quanto attiene la tipologia B e C le dimensioni in pianta dei setti esterni e di quelli che compongono il vano scale, sono dimezzate rispetto alla tipologia A. Collegati tra loro mediante coprigiunto chiodato internamente ed esternamente. La dimensione dei setti in altezza rimane sempre di 3 m per quanto concerne la tipologia B. In figura 3.4 la pianta con la denominazione dei setti per la tipologia B e in figura 3.5 la tipologia C con successiva tabella per le dimensioni. In figura 3.3, invece, si può osservare la realizzazione del giunto parete-parete con coprigiunto chiodato.

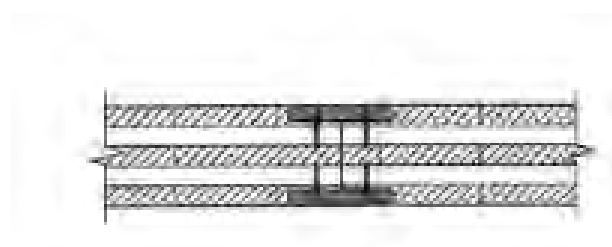


Figura 34.3: Particolare sezione di doppio coprigiunto chiodato

Per la tipologia C le dimensioni in pianta sono quelle sovra citate e riferite alla tabella 3.3, mentre le dimensioni in altezza variano. L'edificio di tre piani è formato da pannelli verticali alti  $9\text{ m}$ , per l'edificio a cinque piani, pannelli alti  $15\text{ m}$  mentre per l'edificio a 8 piani pannelli da  $24\text{ m}$ . Diverse aziende del settore producono elementi delle dimensioni riportate in precedenza.

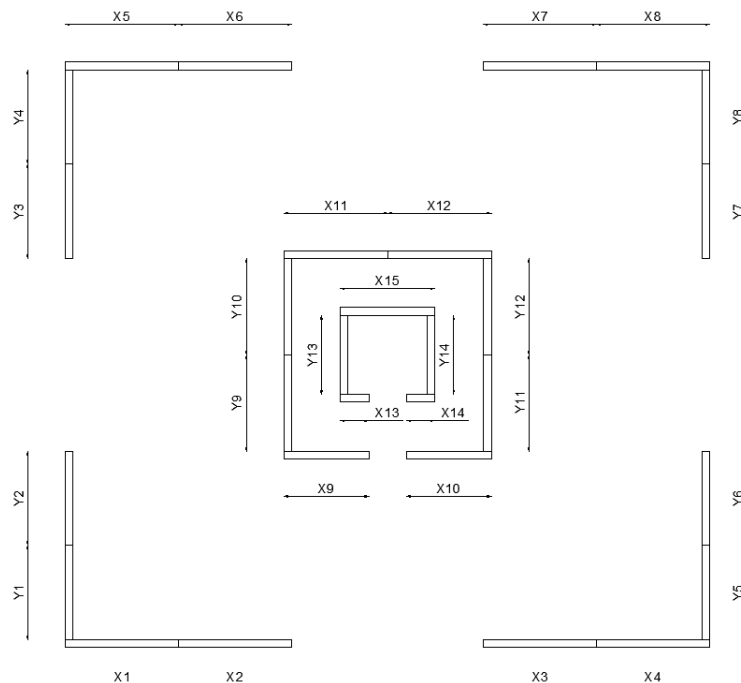


Figura 3.4: Disposizione in pianta dei setti tipologia B.

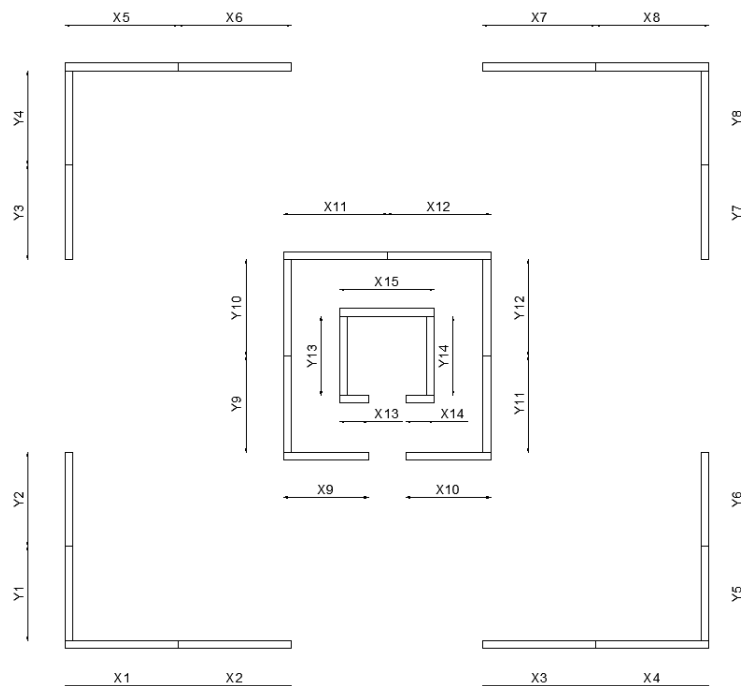


Figura 3.5: Disposizione in pianta dei setti tipologia C.

Tabella 3.3: Esempio dimensione setti per edificio di 3 piani tipologia B e C.

<b>DIMENSIONI PARETE</b>			
Denominazione parete 1°Piano	Direzione	Lunghezza Lx [mm]	Lunghezza Ly [mm]
X1	x	3000	125
X2	x	3000	125
X3	x	3000	125
X4	x	3000	125
X5	x	3000	125
X6	x	3000	125
X7	x	3000	125
X8	x	3000	125
X9	x	2250	125
X10	x	2250	125
X11	x	2750	125
X12	x	2750	125
X13	x	750	125
X14	x	750	125
X15	x	2500	125
Y1	y	125	2400
Y2	y	125	2600
Y3	y	125	2600
Y4	y	125	2400
Y5	y	125	2400
Y6	y	125	2600
Y7	y	125	2400
Y8	y	125	2600
Y9	y	125	2550
Y10	y	125	2550
Y11	y	125	2550
Y12	y	125	2550
Y13	y	125	2100
Y14	y	125	2100

Ogni edificio analizzato è costituito da pannelli con spessori differenti. Gli spessori sono stati scelti da catalogo e verificati secondo l'instabilità. Nel capitolo 4 vengono esposte le verifiche effettuate e la descrizione dei pesi gravanti sull'edificio considerato. A seguire le tabelle con i vari spessori delle pareti utilizzati per ogni piano. Per la tipologia C del cinque e otto piani gli spessori utilizzati al piano terra sono i medesimi per tutti i piani sovrastanti.

Tabella 3.4: Spessore setti per edificio di 3 piani tipologia A, B e C.

<b>SPESSORE SETTI 3 PIANI</b>		
Piano	spessore [mm]	n° strati
PT	125	5
P1	125	5
P2	125	5

Tabella 3.5: Spessore setti per edificio di 5 piani tipologia A, B.

<b>SPESSORE SETTI 5 PIANI</b>		
Piano	spessore [mm]	n° strati
PT	145	5
P1	145	5
P2	125	5
P3	125	5
P4	125	5

Tabella 3.6: Spessore setti per edificio di 8 piani tipologia A, B.

<b>SPESSORE SETTI 8 PIANI</b>		
Piano	spessore [mm]	n° strati
PT	182	5
P1	182	5
P2	145	5
P3	145	5
P4	145	5
P5	125	5
P6	125	5
P7	125	5

- **Travi e orientamento solai**

Lungo il perimetro esterno troviamo le bielle che collegano tra loro i setti, lo schema di calcolo utilizzato è stato quello di trave incernierata alle estremità. Le travi lavorano a flessione e taglio, il quale viene portato sugli spigoli interni delle pareti collegate.

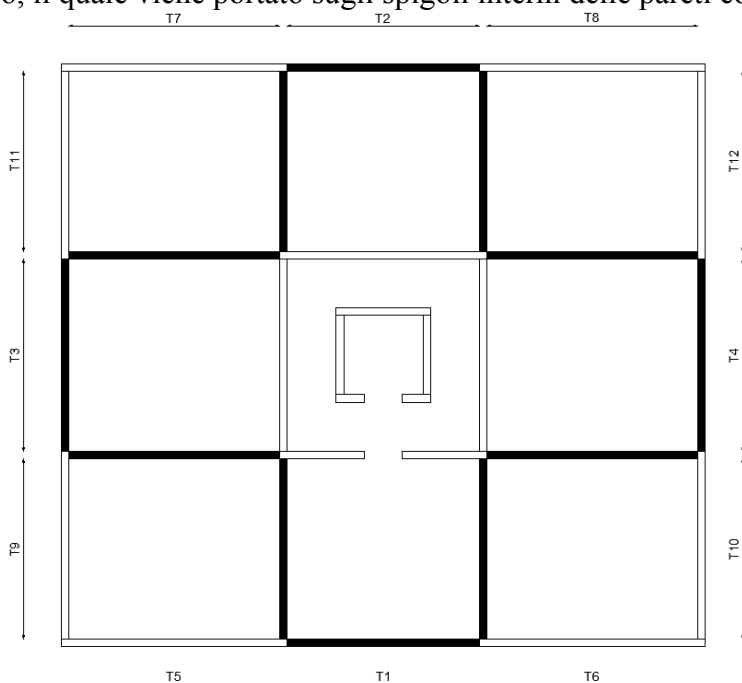


Figura 3.6: Disposizione in pianta delle travi.

Tabella 3.7: Esempio dimensione travi per edificio di 3 piani tipologia A, B e C. Primo piano.

DIMENSIONI TRAVI			
Denominazione trave 1° piano	Direzione	Lunghezza Lx [mm]	Lunghezza Ly [mm]
T1	x	5100	125
T2	x	5100	125
T3	y	125	5100
T4	y	125	5100
T5	x	5600	125
T6	x	5600	125
T7	x	5600	125
T8	x	5600	125
T9	y	125	4800
T10	y	125	4800
T11	y	125	4800
T12	y	125	4800

Anche le travi interne lavorano secondo lo stesso schema statico, ma collegano lo spigolo interno dei setti esterni con quelli del vano scale. Le reazioni delle travi e il peso afferente

del solaio, per quanto riguarda il vano scale, vengono portati alla fondazione dagli elementi in direzione x. In figura 3.6 sono evidenziate le travi in questione, mentre nella tabella a seguire vengono riportati l'orientamento e la dimensione delle travi per un piano tipo. Per quanto attiene i solai di piano, sono costituiti da lastre in X-Lam da 5 strati con spessore totale di 162 mm. Anche qui si sono effettuate le verifiche statiche e di esercizio in modo tale da garantire che lo spessore scelto fosse quello adatto. Come si può notare in figura 3.7 l'orientamento dei solai è secondo l'asse y, di conseguenza il carico portato e il peso proprio vengono ripartiti tra i setti e le travi ordite nella direzione x, mentre le travi in y risultano scariche a parte per il peso proprio. Le travi in x trasferiscono sui setti orditi in y una forza puntuale derivante dal solaio.

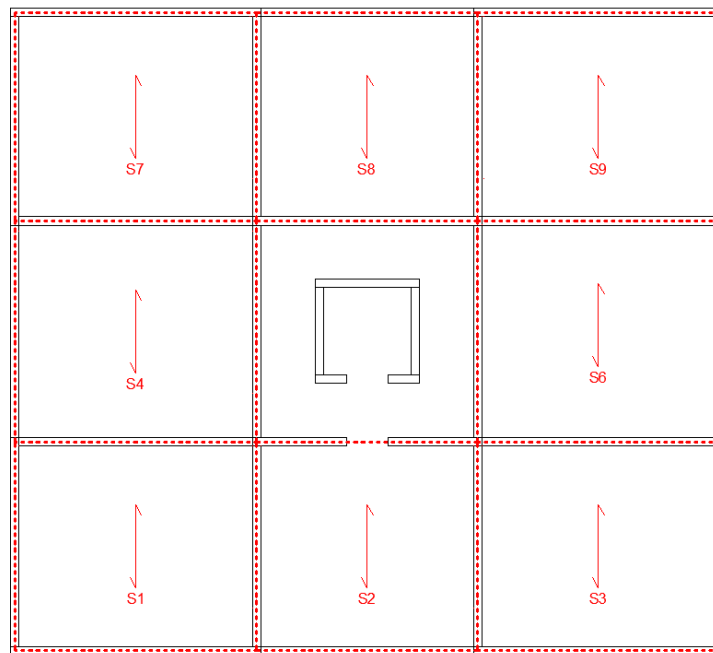


Figura 3.7: Orientamento dei solai, caso studio A.

Nello studio degli edifici 3AR-5AR-8AR, si sono utilizzate altre due disposizioni in pianta dei solai, ma dai risultati ottenuti, il periodo fondamentale, la massima trazione sull' hold-down e il massimo taglio su angolare non cambiano rispetto alla disposizione riportata in figura 3.7 e di conseguenza si è abbandonato questo parametro di studio per tutte le altre combinazioni.

- **Regolarità in pianta e in altezza**

Le NTC 2008 al capitolo 7, paragrafo 7.2.2 dichiarano quanto segue per la regolarità in pianta e in altezza di un edificio:

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

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

- la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;



- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

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

- tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Quindi per tutte le configurazioni studiate la regolarità in pianta persiste, poiché l'edificio risulta simmetrico rispetto alle due direzioni principali, il rapporto tra i lati è sempre inferiore a 4 infatti:

$$L_x/L_y = 17,1 \text{ m}/15,5\text{m} = 1,10 < 4$$

Rientri e sporgenze inferiori al 25% della dimensione totale dell'edificio e infine i solai sono stati considerati infinitamente rigidi.

La regolarità in altezza è stata ottenuta variando la rigidezza delle connessioni piano per piano diminuendo il numero di connessioni a taglio e a trazione necessarie per resistere alla forze sismiche o alla forze dovute al vento. In figura 3.8 è raffigurato l'andamento dei tagli sismici e delle forze sismiche di piano per l'edificio di 3 piani regolare in altezza, in rosso l'andamento dei tagli resistenti forniti dalle connessioni che, come detto in precedenza, diminuiscono all'aumentare dell'altezza dell'edificio. Invece per l'irregolarità in altezza si è utilizzata la disposizione delle connessioni del piano terra per tutti i piani, di conseguenza la rigidezza e la resistenza da piano a piano non cambia. In figura 3.9 l'andamento dei tagli

e delle forze sismiche per l'edificio 3 piani irregolare in altezza, in rosso l'andamento dei tagli resistenti.

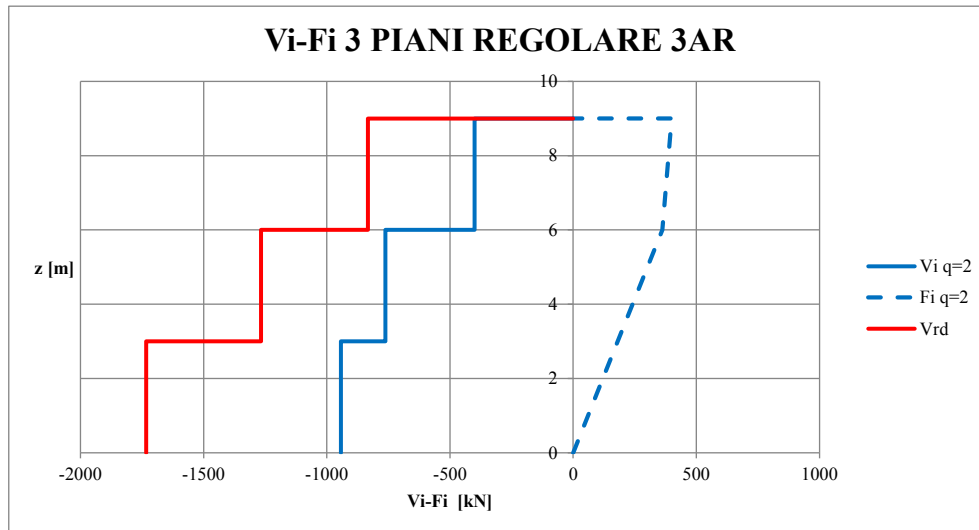


Figura 3.8:  $V_i$  sviluppo del taglio sismico con fattore di struttura  $q$  pari a 2.  $F_i$  forze di piano da analisi statica equivalente.  $V_{rd}$  la resistenza totale di piano.

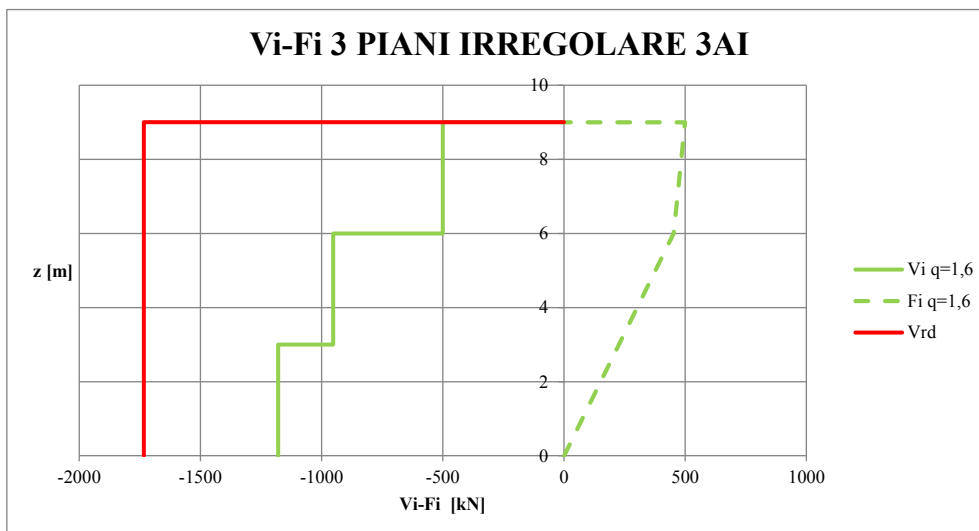


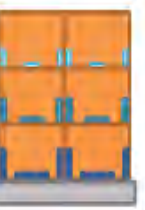




Figura 3.9:  $V_i$  sviluppo del taglio sismico con fattore di struttura  $q$  pari a 1,6.  $F_i$  forze di piano da analisi statica equivalente.  $V_{rd}$  la resistenza totale di piano.

Si vuole far notare che le connessioni e quindi le rigidità e le relative resistenze sono state messe a punto per un sisma considerando il fattore di struttura  $q$  pari a 2, se regolare, e non per  $q$  pari a 1. Nella tabella sottostante vengono riportate per via semplificata, le diverse tipologie analizzate. Per una semplice lettura della regolarità/irregolarità in altezza le connessioni alla base di ogni pannello hanno colori e dimensioni differenti per ogni piano nel caso di regolarità, mentre mantengono stessa forma e colore in caso di irregolarità. Si evidenzia, inoltre che per la tipologia C si è presa in considerazione solo la configurazione regolare, dato che, essendo la parete costruita da due pannelli alti quanto l'edificio, il singolo elemento necessita solamente di connessioni alla base e non per ogni piano, a parte quelle che servono per fissare i diversi solai alla parete.

Tabella 3.8

Caso studio ID	3(5-8) A R	3(5-8) A I	3(5-8) B R	3(5-8) B I	3(5-8) C R
Schematizzazione grafica della parete (ex. Caso 3 piani)					
Assemblaggio pannelli	Nessun pannello giuntato		Pannelli giuntati		Pannelli giuntati
Regolarità in elevazione	Regolare	Irregolare	Regolare	Irregolare	Regolare
Metodologia costruttiva	Platform System				-

### 3.3 Rigidezza connessioni

Le rigidezze delle connessioni analitiche sono state messe a punto tramite formulazioni riportate nell'Eurocodice 5, mentre per quelle sperimentali sono state utilizzate quelle fornite da catalogo del produttore, per 4 diversi tipi di elementi, di cui tre a trazione e uno a taglio.

Per la parte di modellazione e la tipologia di elemento finito scelto per schematizzare gli angolari e gli hold-down si rimanda al paragrafo 3.4.

#### 3.3.1 Rigidezze analitiche

Le rigidezze analitiche, come sottolineato qui sopra, sono state calcolate sulla base delle tabelle riportate nel paragrafo 7.1 dell'Eurocodice 5.

Tabella 3.9

TIPO DI MEZZO DI UNIONE	kser
Spinotti	$\rho_m^{1,5} d/23$
Bulloni con o senza gioco	
Viti	
Chiodi con preforatura	$\rho_m^{1,5} d^{0,8}/30$
Chiodi senza preforatura	
Cambrette	$\rho_m^{1,5} d^{0,8}/80$
Connettori ad anello aperto tipo A secondo EN 912	$\rho_m d_c/2$
Connettori a tassello di tipo B secondo EN 912	
Connettori a piastra dentata:	
Connettori dei tipi da C1 a C9 secondo EN 912	$1,5\rho_m d_c/4$
Connettori dei tipi C10 e C11 secondo EN 912	$\rho_m d_c/2$

Dove:

- $d$  diametro esterno della filettatura  $mm$ ;
- $d_c$  diametro del connettore  $mm$ ;
- $\rho_m$  massa volumica media espressa in  $kg/m^3$ .

Se le masse volumiche medie  $\rho_{m,1}$  e  $\rho_{m,2}$  dei due elementi a base di legno sono differenti, allora si raccomanda che  $\rho_m$  nelle espressioni precedenti sia assunta come:

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1}\rho_{m,2}}$$

Per connessioni acciaio-legno oppure calcestruzzo-legno, si raccomanda che  $k_{ser}$  sia basato su  $\rho_m$  dell'elemento ligneo e può essere moltiplicato per 2,0.

Per tutti i connettori si sono utilizzati chiodi Anker 4x60mm senza preforatura. Perciò la rigidezza di un singolo chiodo con un unico piano di taglio è data da:

$$k'_{ser, chiodo} = \rho_m^{1,5} d^{0,8} / 30 = 460^{1,5} 4^{0,8} / 30 = 996,9273 \text{ N/mm}$$

Dato che i supporti del chiodo sono in acciaio, si è deciso di raddoppiare la rigidezza del chiodo ottenuta, per una  $k_{ser}$  finale pari a:

$$k_{ser, chiodo} = 1993,855 \text{ N/mm}$$

Questa rigidezza del chiodo è valida per le connessioni legno acciaio. Nelle connessioni tra due pannelli, quindi con doppio coprighiunto, la rigidezza non andrà moltiplicata per il fattore 2 come sopra, dal momento che il coprighiunto è formato solo da elementi in legno collegati tra loro, quindi connessioni del tipo legno-legno.

Questo è valido allo stato limite di esercizio, la normativa dichiara che il modulo di scorrimento per lo stato limite ultimo,  $k_u$ , sia assunto come:

$$k_u = \frac{2}{3} k_{ser}$$

Nell'analisi sismica non si è tenuta conto di questa diminuzione del modulo di scorrimento, al contrario invece per l'analisi da vento.

Le rigidzze degli elementi di connessione impiegati saranno pari al numero di chiodi che compongono l'elemento per il numero di quest'ultimi che operano sulla parete.

### 3.3.2 Rigidezze sperimentali

- ANGOLARI TITAN TCF 200

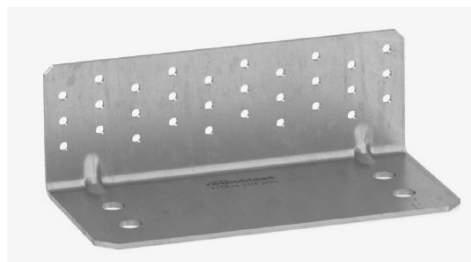


Figura 3.10: Angolare TCF 200. Immagine tratta da catalogo produttore.

Tabella 3.10. Tratta da catalogo produttore

<b>TITAN TCF200</b>		
chiodi Anker	4x60	ØxL [mm]
n° chiodi	30	
$R_{k,legno}$	35,5	[kN]
$k_{ser}$	26093	[N/mm]
$k_{test}$	8479	[N/mm]

- HOLD-DOWN WHT 340



Figura 3.11: Serie di hold-down. Immagine tratta da catalogo produttore.

Tabella 3.1. Tratta da catalogo produttore.

<b>WHT 340</b>		
chiodi Anker	4x60	ØxL [mm]
n° chiodi	20	
$R_{k,legno}$	38,6	[kN]
$k_{ser}$	17395	[N/mm]
$k_{test}$	5705	[N/mm]

- HOLD-DOWN WHT 440

Tabella 3.12. Tratta da catalogo produttore.

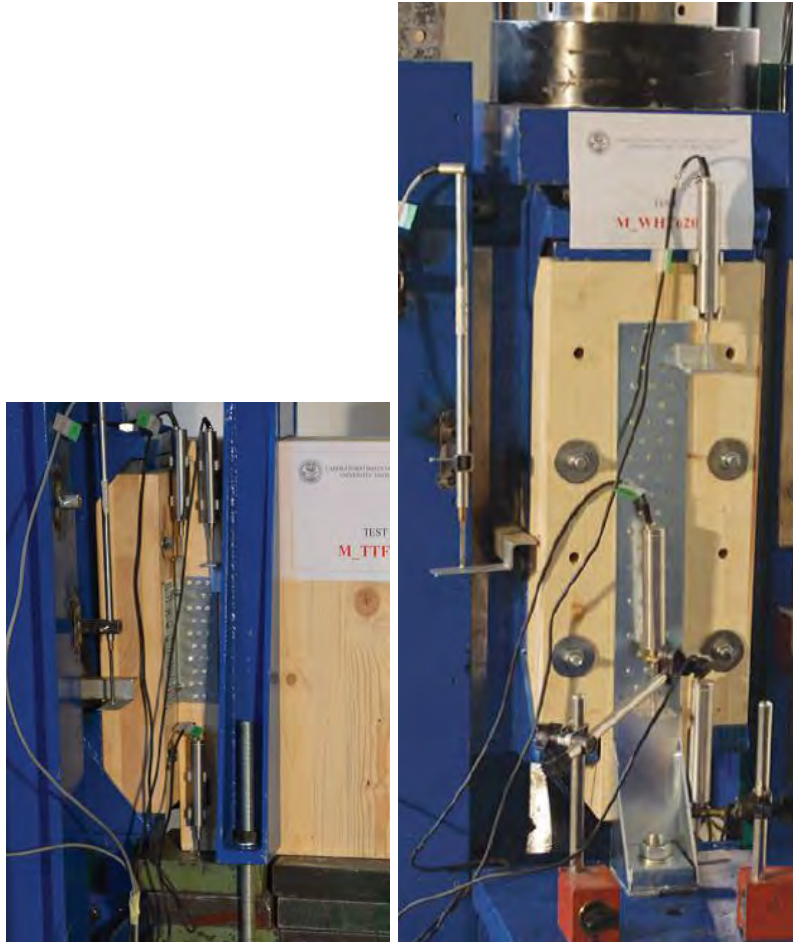
<b>WHT 440</b>		
chiodi Anker	4x60	ØxL [mm]
n° chiodi	30	
$R_{k,legno}$	57,9	[kN]
$k_{ser}$	26095	[N/mm]
$k_{test}$	6609	[N/mm]

- HOLD-DOWN WHT 620

Tabella 3.13. Tratta da catalogo produttore.

<b>WHT 620</b>		
chiodi Anker	4x60	ØxL [mm]
n° chiodi	52	
$R_{k,legno}$	106,2	[kN]
$k_{ser}$	45227	[N/mm]
$k_{test}$	13247	[N/mm]

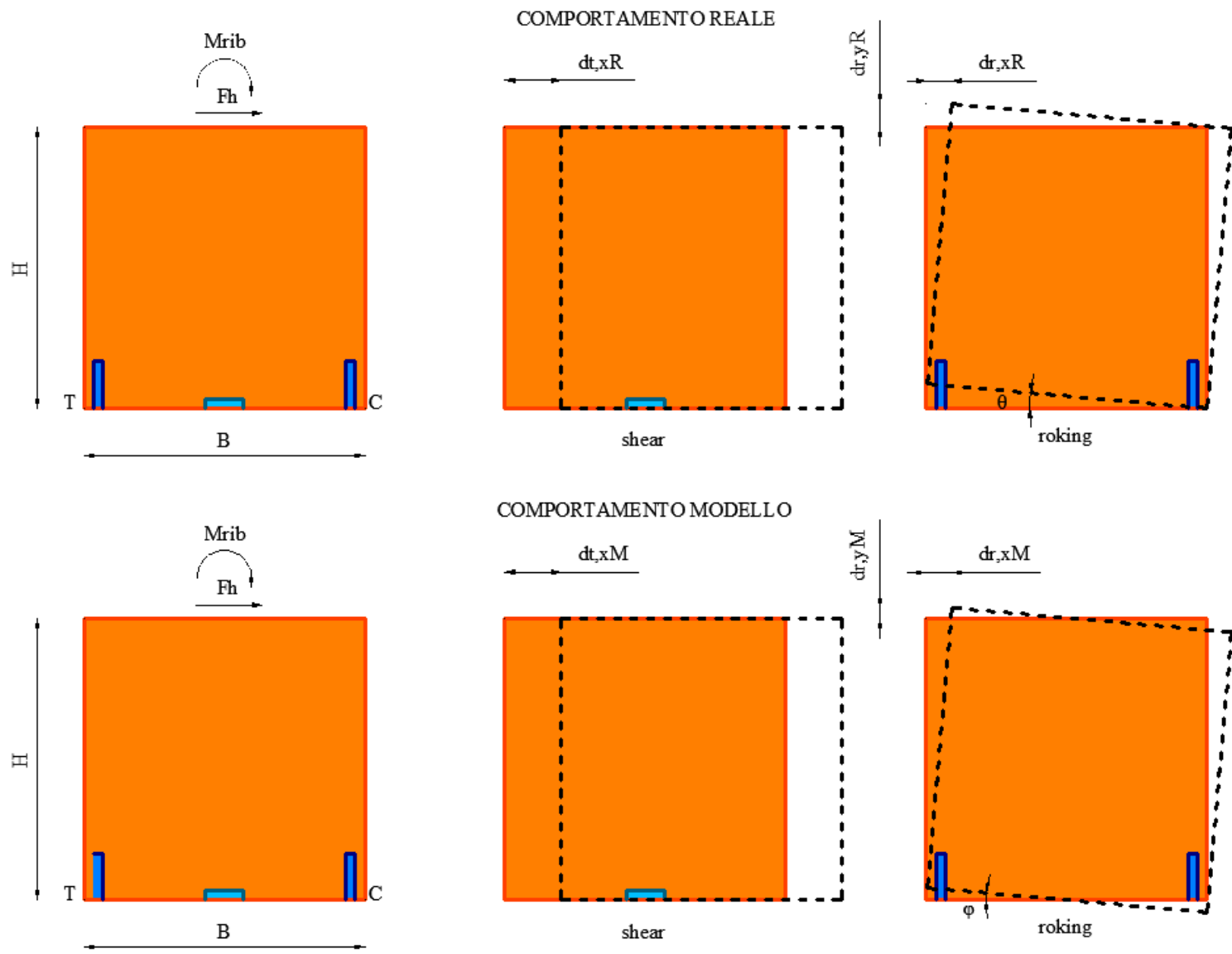
Nelle tabelle 3.10, 3.11, 3.12 e 3.13 vengono riportati tutti i parametri di interesse, quali il numero e la tipologia del chiodo utilizzato nella prova, la resistenza caratteristica del connettore, rigidezza analitica calcolata secondo EN 1995:2008 per chiodi nella connessione legno acciaio GL24h e la rigidezza sperimentale media per le connessioni, sempre su legno GL24h. Come si può notare dalle diverse tabelle riassuntive dei vari elementi proposti, c'è una sostanziale differenza tra rigidezza analitica e sperimentale. Nella rigidezza analitica si ipotizza che siano i chiodi che compongono la connessione che lavorino solamente a taglio (angolare) o a trazione (hold-down) mentre nella rigidezza sperimentale oltre al chiodo si ha l'influenza della trazione sul tirafondo, l'influenza della piastra e la posizione dell'elemento di connessione rispetto alla parete, tutto ciò comporta una diminuzione della rigidezza globale di quest'ultimo. Da qui si capisce come entrambe influiscano sui modi di vibrare, periodo e forze sismiche di progetto delle varie tipologie di edificio studiate. Per la progettazione delle connessioni alla base di ogni piano, in particolare per le rigidezze sperimentali, non si sono impiegati hold-down differenti tra loro in una singola parete, ma si sono utilizzati elementi dello stesso tipo per evitare problemi dovuti ad una rottura anticipata di un elemento con rigidezza differente e per mantenere una certa simmetria progettuale. In figura 3.12 alcune immagini tratte dal catalogo del produttore con le prove sull'angolare e sull'hold-down WHT 620.



*Figura 3.12: Immagini tratte da catalogo produttore.*

### **3.3.3 Rigidezze reali, rigidezze modellazione**

Bisogna inoltre analizzare la differenza tra comportamento reale della parete, quindi delle connessioni, e il comportamento del modello agli elementi finiti e delle molle che rappresentano le connessioni. Di seguito viene evidenziata la disuguaglianza tra i due comportamenti e quindi delle rigidezze.





Si prende in esame un pannello di altezza H e base B, vincolato al suolo tramite hold-down e angolari, soggetto a una forza di taglio,  $F_h$  e un momento ribaltante,  $M_{rib}$ , generato dalla forza di taglio con vertice l'angolo compresso C.

Ipotesi di base è quella di assumere disaccoppiati il comportamento degli angolari e quello degli hold-down, quindi i primi lavorano solo a taglio, mentre i secondi solo a trazione. Detto ciò si sono scomposti i due sistemi e analizzato cosa accade a livello di spostamenti per singola connessione, considerando il comportamento reale della parete e il comportamento del modello con le molle che lo compongono.

Si analizza il comportamento a taglio della parete, si nota che la forza di taglio viene assorbita tutta dall'angolare, per via dell'ipotesi formulata in precedenza, sia per la realtà che per il modello, infatti lo spostamento orizzontale è uguale per tutti e due i casi:

$$d_{t,xR} = d_{t,xM}$$

Con:

- $d_{t,xR}$ , spostamento dovuto a forza di taglio in direzione x per il pannello reale;
- $d_{t,xM}$ , spostamento dovuto a forza di taglio in direzione x per il pannello modellato.

Quindi si può affermare al riguardo della rigidezza degli angolari che:

$$k_{ang, reale} = k_{ang, modello}$$

Diverso invece il comportamento degli hold-down. Nella realtà si adotta uno schema semplificato dove la forza orizzontale fa perno su un angolo del pannello, nasce così un momento ribaltante che fa ruotare il pannello nel proprio piano, questo momento lo si scompone come una coppia di forze che agisce a livello degli hold-down alla base, una di trazione una di compressione. Quindi il pannello, nella realtà, ruota di un angolo  $\theta$  rispetto al punto C, per cui si può trovare il sollevamento del hold-down come:

$$d_{r,yR} = \theta B = d_{r,yH.D} = F_T / k_{H.D, reale}$$

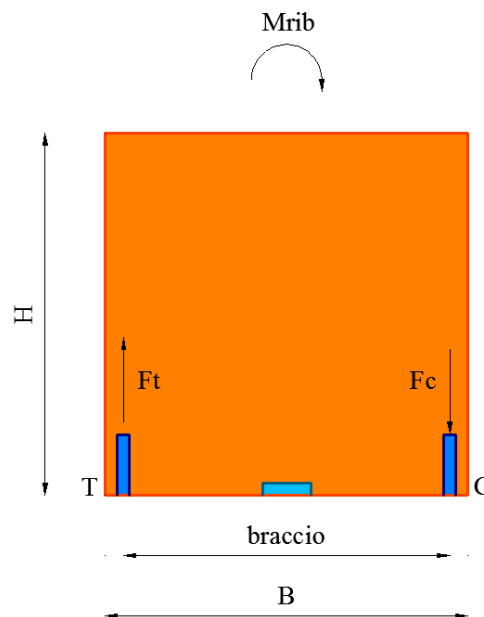


Figura 3.14

Lo spostamento orizzontale dovuto a rocking lo si può ottenere semplicemente come similitudine tra triangoli tra configurazione non deformata e quella deformata per rocking:

$$d_{r,xR}/H = d_{r,yR}/B$$

$$d_{r,xR} = d_{r,yR} H/B = (F_T/k_{H,D, reale})(H/B)$$

Nella modellazione invece, il punto di rotazione non coincide con l'angolo compresso, ma si trova nella mezzeria del lato  $TC$ , cioè a  $B/2$ . Il pannello non ruota più nel proprio piano con un angolo  $\theta$  ma con un angolo  $\varphi$  pari a  $\theta/2$ , per cui cambiano i rapporti tra spostamenti:

$$d_{r,yM} = \varphi B/2 = d_{r,yH.D} = F_T/k_{H,D, modello}$$

$$d_{r,xM}/H = 2 d_{r,yM}/B$$

$$d_{r,xM} = 2 d_{r,yM} H/B = (2 F_T/k_{H,D, modello})(H/B)$$

Per il comportamento a rocking:

$$k_{H,D, reale} \neq k_{H,D, modello}$$

Dal momento che lo spostamento orizzontale dovuto a rocking rimane invariato tra realtà e modello, si può acquisire facilmente la rigidità degli hold-down da utilizzare nella modellazione:

$$d_{r,xR} = d_{r,xM}$$

$$(F_T/k_{H,D, reale})(H/B) = (2 F_T/k_{H,D, modello})(H/B)$$

$$k_{H,D, modello} = 2k_{H,D, reale}$$

Non utilizzando per la modellazioni un modello non lineare per rocking, si deve fare riferimento ad una rigidità equivalente, come è stata definita qui sopra.

Per cui nei modelli numerici le rigidità dei connettori analitiche e sperimentali saranno le seguenti:

Tabella 3.14

	<b>TCF 200</b>		<b>WHT 340</b>		<b>WHT440</b>		<b>WHT620</b>	
	reale	modello	reale	modello	reale	modello	reale	modello
$k_{ser}$	26093	26093	17395	34790	26095	52190	45227	90454
$k_{test}$	8479	8479	5705	11410	6609	13218	13247	26494

Per le connessioni tra parete-parete valide per le tipologie B e C, lo spostamento relativo di una parete rispetto all'altra genera uno sforzo tagliante mutuo e opposto tra le due chiodature del coprighiunto che uniscono i pannelli, quindi la rigidezza della connessione sarà pari al numero di chiodi presenti su una sola parete per la loro rigidezza. Si prende in esame solamente una fila di chiodi e non entrambe, poiché il taglio che si genera è uguale e opposto. Anche in questo caso, dato che lo sforzo di taglio viene assorbito da una fila di chiodi del coprighiunto sia nella realtà che nel modello, si ha che lo spostamento è uguale per tutti e due i casi:

$$d_{t,zR} = d_{t,zM}$$

Con:

- $d_{t,zR}$ , spostamento dovuto a forza di taglio in direzione z per il pannello reale;
- $d_{t,zM}$ , spostamento dovuto a forza di taglio in direzione z per il pannello modellato.

Quindi si può affermare al riguardo della rigidezza delle connessioni pannello-pannello che:

$$k_{pan-pan, reale} = k_{pan-pan, modello}$$

Se il coprighiunto è doppio, allora le file di chiodi che lavorano a taglio saranno due come nei casi studi esaminati in questa tesi.

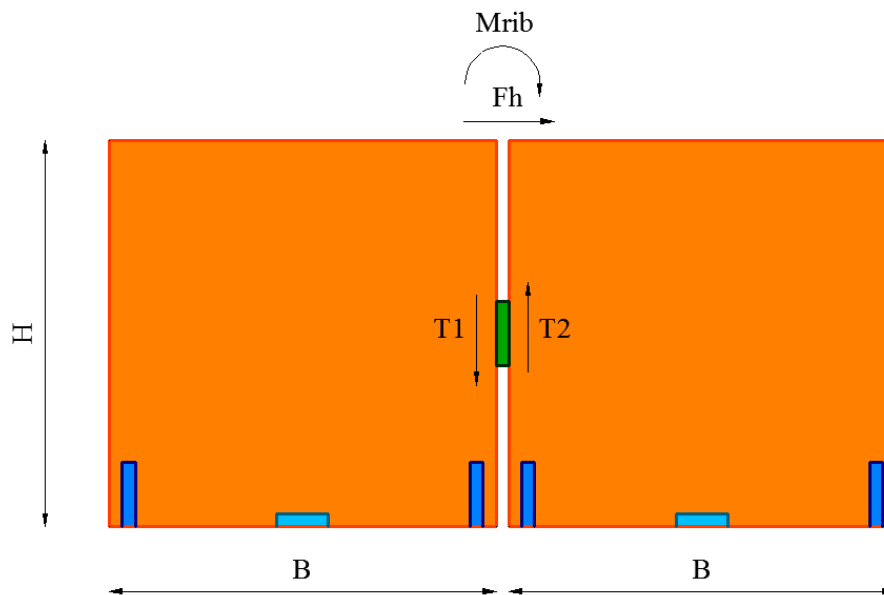


Figura 3.15

$$T_1 = -T_2$$

### 3.4 Modellazione casi studio

La modellazione degli edifici è stata conseguita mediante l'utilizzo del software agli elementi finiti Stand7.

#### 3.4.1 Elementi utilizzati

Questi gli elementi adoperati:

- Elementi beam, dotati di rigidezza assiale, tagliante, flessionale e torsionale. Sono stati impiegati per modellare:
  - Travi di collegamento tra setto esterno e setto esterno, dove si è ipotizzato un vincolo a cerniera, dove si sono svincolate le rotazioni intorno all'asse locale 1 e 2 tramite end-release. Stesso concetto per le bielle dei setti esterni con quelli interni. Vedi figura 3.6 per la collocazione delle travi.
  - Cordoli, aventi funzione di ripartire i carichi sui plate, da parte degli elementi load-at-ach successivamente definiti. Il cordolo ha la funzione di cerchiare l'edificio andando a ricreare l'effetto scatola.

Si vuole evidenziare che a livello di connessione delle travi non si è utilizzato nessun tipo di rigidezza, ma si è ipotizzato un comportamento con vincoli ideali. Possibile prosecuzione di questa tesi potrebbe essere quello di modellare una connessione con relativa rigidezza tra pannello e trave, oppure sostituire gli elementi beam con elementi connection che realizzino un comportamento a taglio delle travi di accoppiamento.

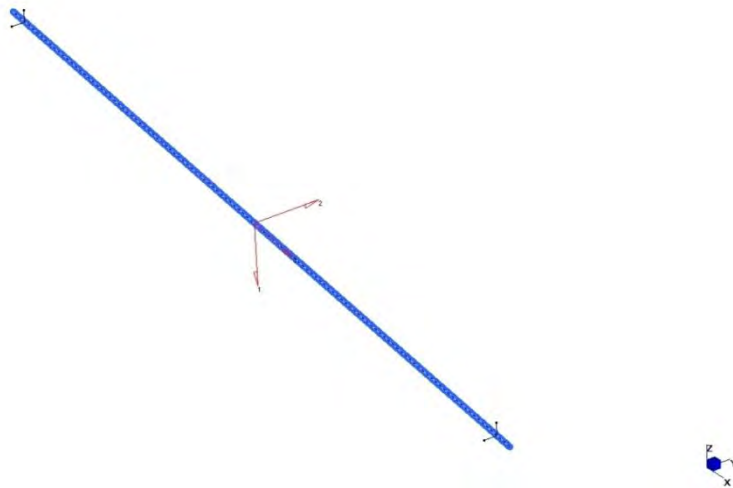


Figura 3.17: Immagine tratta da modello Strauss: particolare sistema intrinseco ed end-release rotazionali alle estremità del beam trave di accoppiamento.

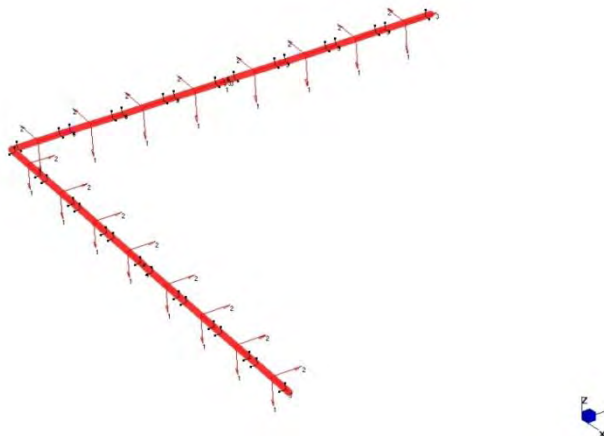


Figura 3.18: Immagine tratta da modello Strauss: particolare sistema intrinseco ed end-release rotazionali alle estremità degli elementi beam di cordolo del sistema pareti.

- Elementi plate 4 nodi rappresentano le pareti in legno.
- Elementi rigid link, in direzione x e y, utilizzati per definire il piano rigido.
- Elementi connection, dotati di rigidità nella direzione in cui si vuole fare lavorare l'elemento di rappresentazione:
  - Shear angolari x, elementi che lavorano a taglio in direzione x nel sistema globale, ma nel sistema locale la rigidità è stata fornita all'asse 1. Questi elementi non sono stati assegnati in modo uniforme alla base della parete, ma sono stati concentrati al centro del lato inferiore della parete stessa.
  - Shear angolari y, elementi che lavorano a taglio in direzione y nel sistema globale, ma nel sistema locale la rigidità è stata fornita all'asse 2. Stesso concetto di modellazione per gli elementi shear x.
  - Shear pannello-pannello, elementi che lavorano a taglio in direzione z, ma nel sistema locale secondo l'asse 1. Questi connettori sono stati concentrati nella mezzeria del lato di contatto tra un pannello ed un altro.
  - Axial hold-down, elementi che lavorano a trazione e a compressione disposti alle estremità della base del pannello. Nel sistema globale hanno rigidità in direzione z, ma nel locale la rigidità è fornita rispetto l'asse 3.
- Elementi load-patch, utilizzati per inserire le masse di piano, sono stati modellati in modo tale da ripartire le masse secondo l'asse y globale della struttura

### 3.4.2 Strategie di modellazione

Si possono utilizzare differenti strategie di modellazione, a livello di pannelli d'angolo si possono considerare elementi rigidi, elementi connessi da bielle rigide assialmente, oppure si possono modellare le connessioni d'angolo, andando a usufruire di elementi connection, che lavorano a taglio nelle due direzioni principali, distribuiti su tutta l'altezza del plate o concentrati in mezzera delle pareti d'angolo. Per quanto riguarda le connessioni di piano per assorbire i tagli sismici (angolari) e le trazioni dovute alla flessione dell'edificio (hold-down) si possono schematizzare anch'essi in differenti modi, per esempio modellando solamente le connessioni alla base dei pannelli, o avvalersi di un modello più raffinato dove si introducono le connessioni in sommità che fissano la parete, oltre al solaio sottostante anche al solaio sovrastante. Per la presenza di porte e finestre l'elemento plate può essere modellato con un unico setto provvisto di fori, oppure con due elementi separati connessi tramite connessioni a taglio, o travi svincolate che lavorano con schema statico di semplice appoggio. Per quanto attiene gli elementi plate questi possono essere considerati come un unico elemento costruttivo (parete monolitica) come per la tipologia A, con due elementi separati uniti tramite coprigiunti quindi modellati con connessioni a taglio, tipologia B, oppure con due pareti verticali accoppiate tra loro mediante coprigiunti modellati con connessioni a taglio, tipologia C. Ovviamente per quanto riguarda i primi 3 gruppi di modellazione sovra-citati, più si aumenta la precisione del modello andando ad adottare criteri di modellazione più raffinati, si avranno delle diminuzioni della rigidezza globale del sistema, quindi più flessibile e di conseguenza potrebbero essere dimensionanti al posto delle azioni sismiche quelle da vento. Nella schematizzazione sottostante vengono elencati 3 diversi gruppi dove:

- 1) Modellazione dei giunti tra parete d'angolo;
- 2) modellazione dei giunti alla base del pannello;
- 3) modellazione delle fasce di piano;
- 4) modellazione dei giunti tra parete-parete.

Le immagini in risalto rappresentano le scelte progettuali di modellazione adottate per lo studio degli edifici proposti, quindi per gli elementi d'angolo si è deciso di non usare nessun tipo di connessione, per le connessioni principali di taglio e di trazione si è scelto di modellare solamente quelle alla base di ogni pannello. Gli hold-down sono stati schematizzati come un'unica molla alle estremità della parete dove verrà riportata nel programma di calcolo la somma delle rigidezze degli  $n$  elementi uguali tra loro impiegati. Nei punti d'angolo tra due pareti ortogonali, dato che non sono disaccoppiate, la molla utilizzata è unica, ed è la somma delle rigidezze delle connessioni delle due pareti distinte. Gli angolari, invece sono stati condensati in un unico elemento a taglio posto al centro di ogni parete, al quale viene fornita la somma delle rigidezze dei singoli angolari utilizzati per contrastare le forze di taglio. Per le travi di accoppiamento si è stabilito di sfruttare elementi beam con schema statico di appoggio semplice. Le connessioni, per collegare verticalmente le pareti degli edifici B e C, come per gli angolari, sono state condensate al centro del pannello con un'unica molla a taglio, dotata della somma delle rigidezze di una sola fila di chiodi del coprigiunto, due se è doppio come nei casi proposti. Vedi figura 3.20.

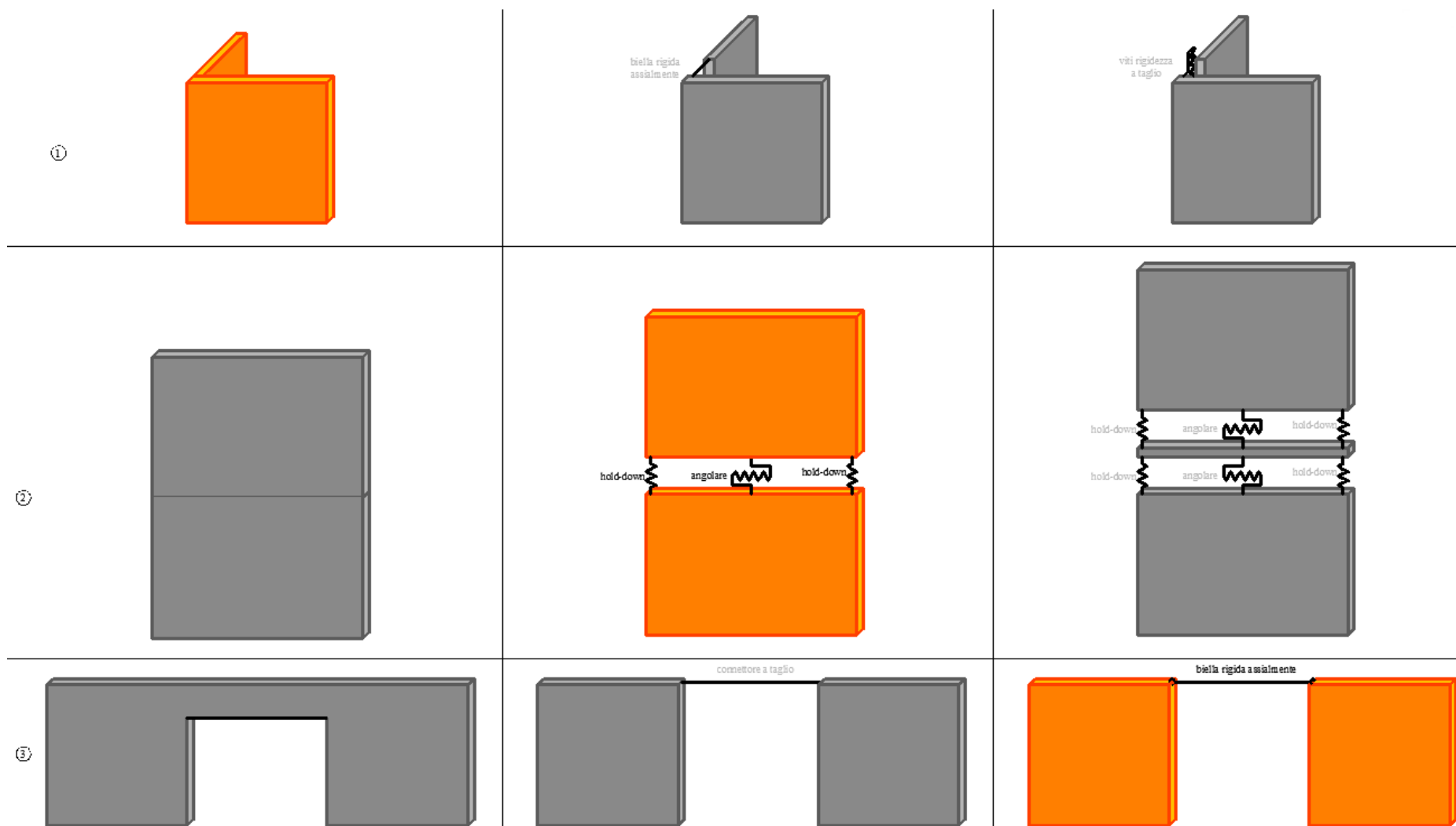
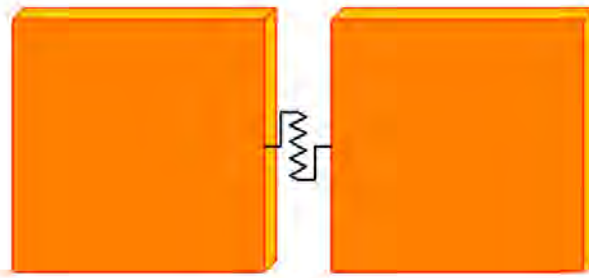


Figura 3.19

④



doppio copriunto

Figura 3.20

### 3.4.3 Step di modellazione

In base al tipo di modellazione scelto si è istituito un piano tipo, per le tipologie A B e C, modulo che si è ripetuto per la costruzione dei diversi edifici da 3,5 e 8 piani. A seguire si riportano le varie fasi della creazione del piano tipo per i differenti casi studio.

- **Tipologia A**

Il primo step per la tipologia A consiste nella posizione in pianta dei punti che rappresentano l'estremità inferiore delle connessioni, si estrudono in direzione z per 100 mm e si delimitano le estremità superiori delle stesse, infine si creano i diversi elementi connection. Le estremità inferiori, successivamente, si incastrano alla base. La definizione dei punti alla base si esegue seguendo le indicazioni della tabella 3.2 con le relative lunghezze dei vari setti direttamente dal programma agli elementi finiti, oppure si può importare la geometria della maglia di punti direttamente da Autocad.

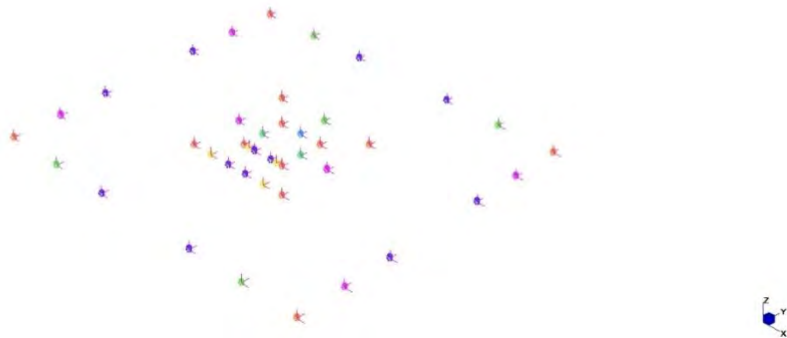


Figura 3.21



Si realizzano degli elementi beam che corrono sul perimetro superiore degli elementi connection, si estrudono per 3000 mm e si creano gli elementi plate, ricordandosi di eliminare gli elementi beam di origine. Da qui la scelta di suddividere ogni elemento plate con una maglia 3x3 per avere una migliore distribuzione dei flussi di carico che vanno a definire le sollecitazioni negli elementi connection.

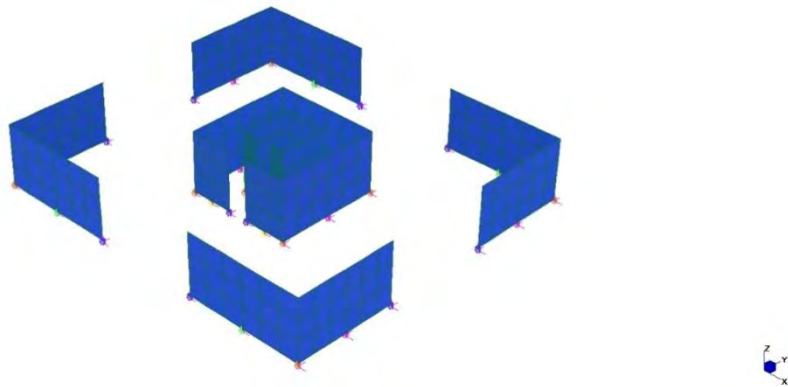


Figura 3.22

I setti in sommità, alle estremità, vengono collegati mediante elementi beam (in nero) con le testate svincolate tramite end release per creare lo schema statico di cerniera. Su tutto il perimetro superiore dei setti si inserisce un cordolo costituito anch'esso da elementi beam svincolati, (in rosso) come già spiegato in precedenza.

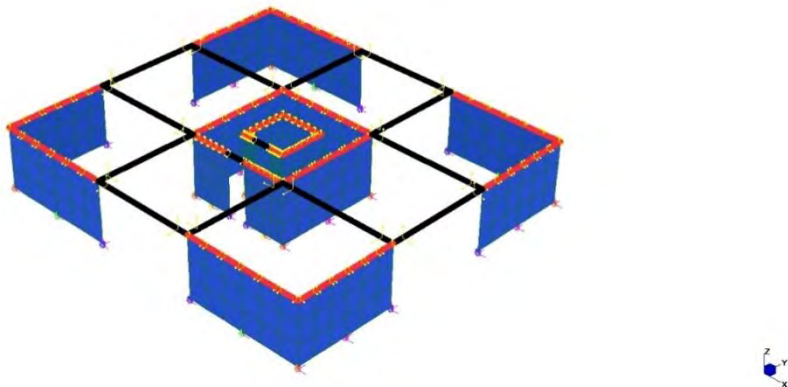


Figura 3.23

Per inserire il piano rigido, vengono utilizzati elementi rigid link nelle direzioni x e y collegando i vari punti in sommità dei setti ad un nodo master che rappresenta il centro di massa dell'edificio.

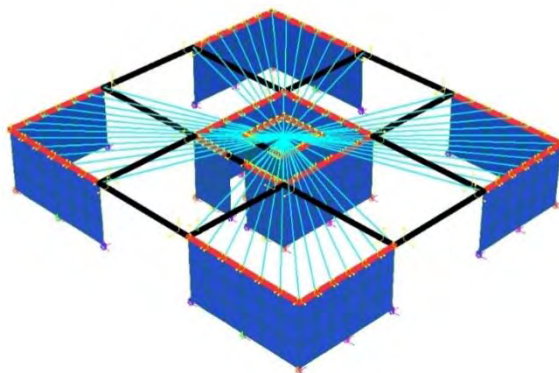


Figura 3.24

Successivamente si includono elementi load-patch, che hanno il compito di ripartire le masse secondo diverse configurazioni, dato che il solaio è costituito da elementi in X-Lam a 5 strati incrociati, questi non diffondono il peso in modo omogeneo verso i 4 elementi che circondano il singolo solaio, quindi non secondo un'area di influenza triangolare. Si è scelto invece di distribuire le masse secondo un'area di influenza rettangolare in base al maggior numero di strati orditi in una determinata direzione. Quindi la diffusione delle masse avviene in direzione  $y$  del sistema globale, considerato che in quella direzione gli elementi hanno una lunghezza inferiore e quindi hanno una deformazione più contenuta.

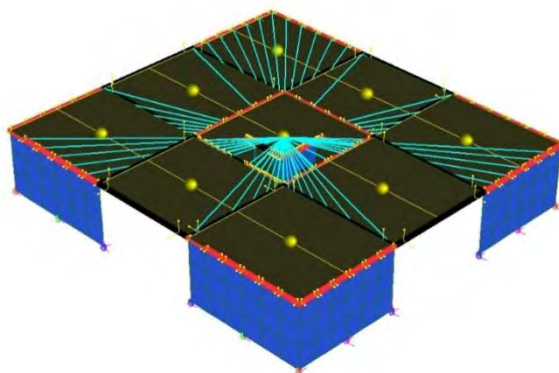


Figura 3.25

Una volta creato il piano tipo e definite le varie rigidità dei connettori si è ripetuto il modulo di partenza per il numero di piani degli edifici analizzati. Si mostrano gli edifici a tre, cinque e otto piani della tipologia A. Il cambio di colore del plate simboleggia un cambio di spessore dei vari elementi. Dal punto di vista della statica è dimensionante l'instabilità perciò ai piani inferiori le pareti devono sostenere più carico derivante dai piani superiori, quindi sono necessari dei diversi spessori per soddisfare le verifiche di instabilità.

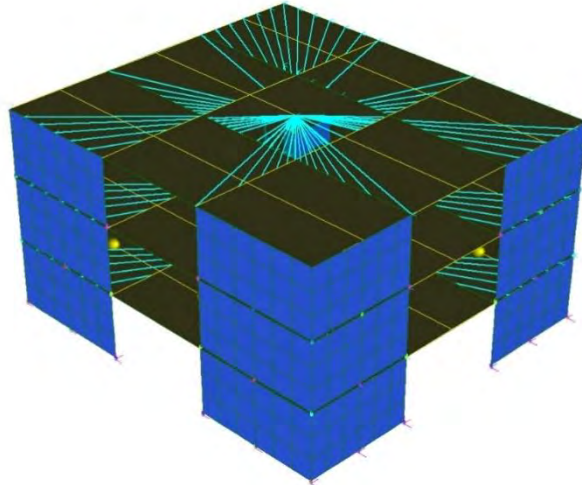


Figura 3.26

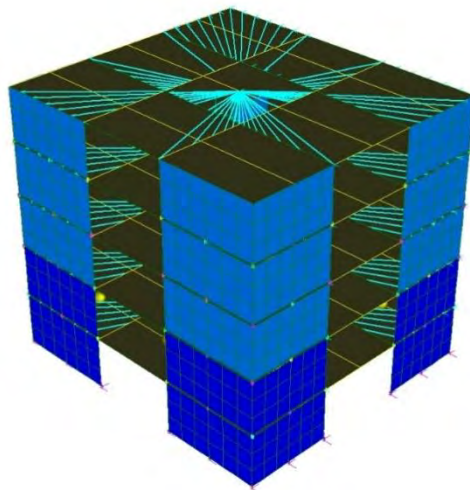


Figura 3.27

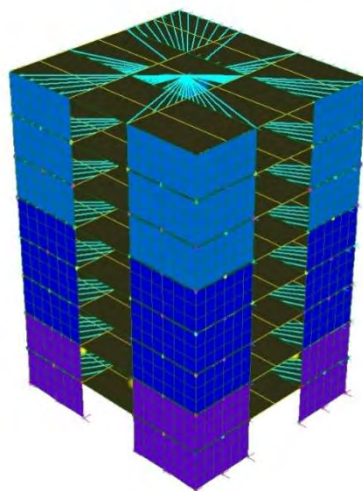
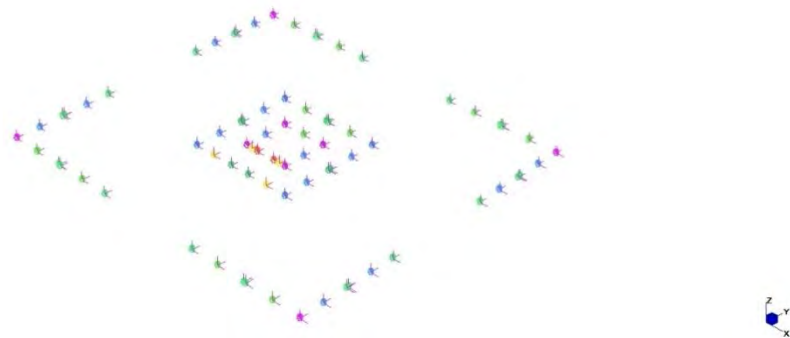


Figura 3.28

- **Tipologia B**

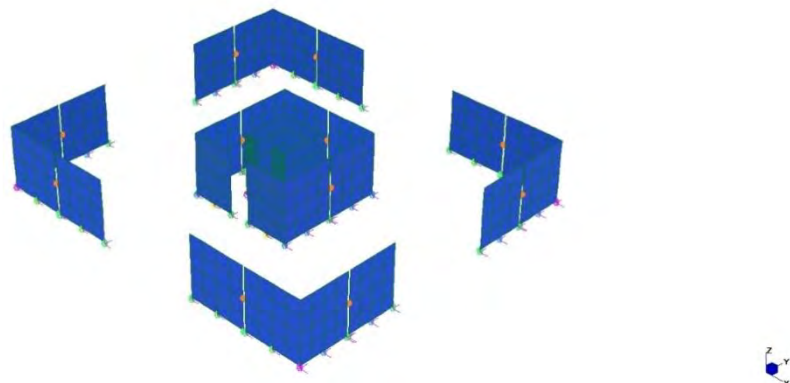
Le stesse procedure della tipologia A sono state adoperate per la creazione dei modelli del caso B, con l'unica differenza che la maglia esterna di setti è stata suddivisa in due parti rispetto al caso A e si sono inseriti ulteriori elementi connection, nel piano tipo, che legano le due pareti adiacenti mediante doppio coprigiunto. Si nota che per le tipologie A e B tra ogni piano sono inserite le connessioni che ancorano le pareti ai solai sottostanti.

Step 1



*Figura 3.29*

Step 2



*Figura 3.30*

Step 3

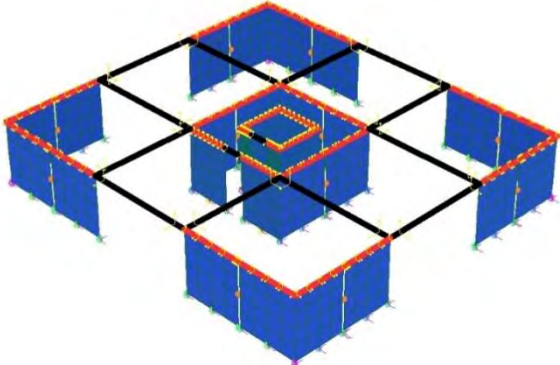


Figura 3.31



Step 4

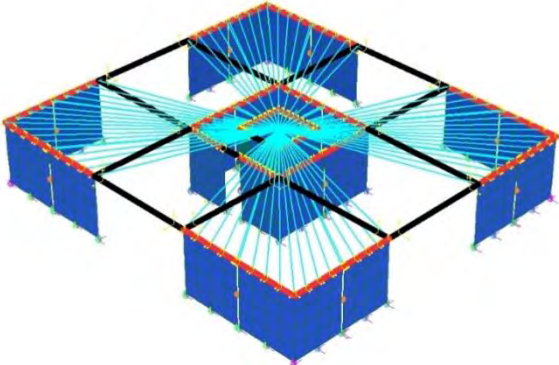


Figura 3.32



Step 5

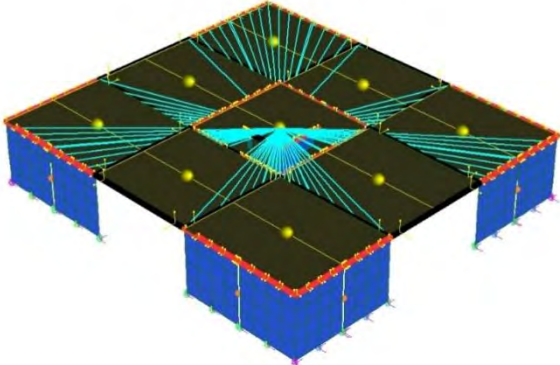


Figura 3.33



Step 6°

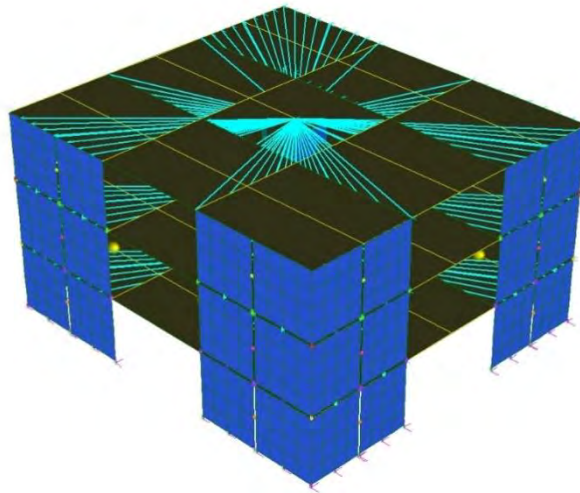


Figura 3.34

Step 6b

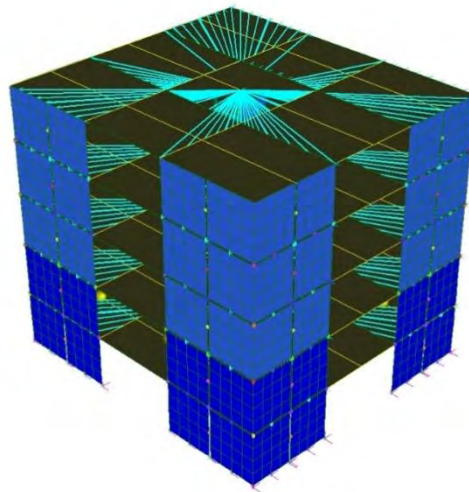


Figura 3.35

Step 6c

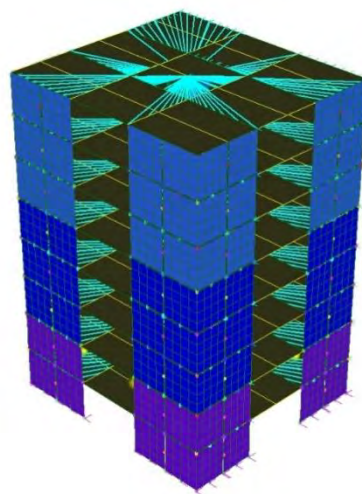
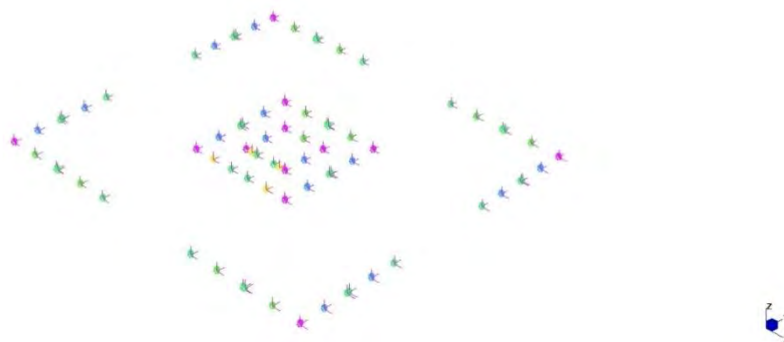


Figura 3.36

- **Tipologia C**

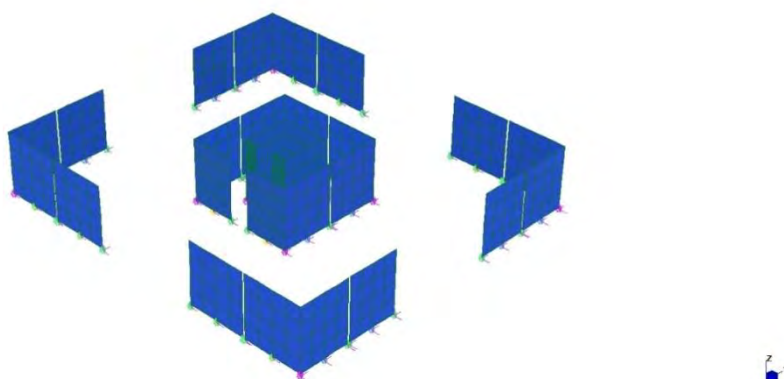
La tipologia C invece si serve della stessa metodologia del caso B fino alla creazione del piano tipo. Quando si vanno a realizzare i tre edifici, il piano tipo che viene utilizzato è a meno delle connessioni alla base di ogni setto, in modo tale da creare un'unica parete verticale giuntata a quella adiacente con doppio coprighiunto. Quindi si avranno solamente connessioni alla base e le connessioni interpiano sono solamente quelle dei coprighiunti. Gli spessori delle pareti non sono variabili come nei casi precedenti poiché il sistema verticale è pensato come un'unica parete che copre tutti i piani dei tre casi studio. Quindi lo spessore utilizzato è quello che soddisfa le verifiche di instabilità con il massimo carico critico, cioè al piano terra.

Step 1



*Figura 3.37*

Step 2



*Figura 3.38*

Step 3

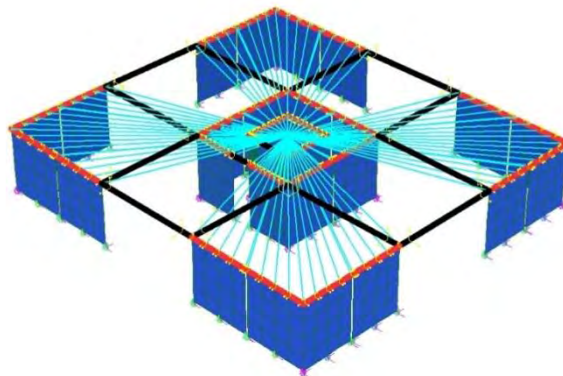


Figura 3.39

Step 4

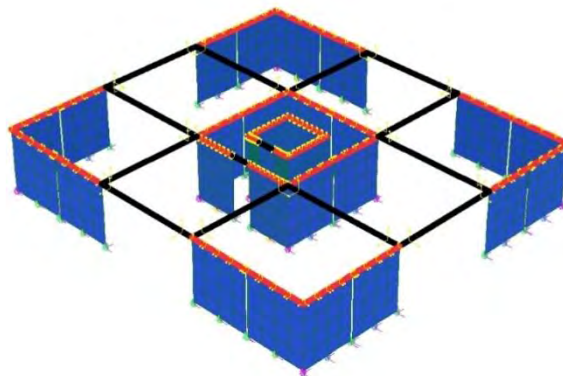


Figura 3.40

Step 5

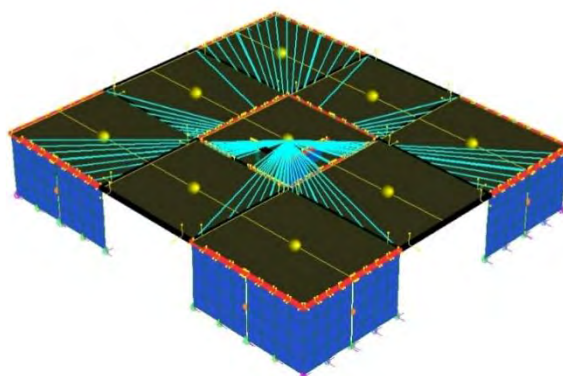


Figura 3.41



Step 6°

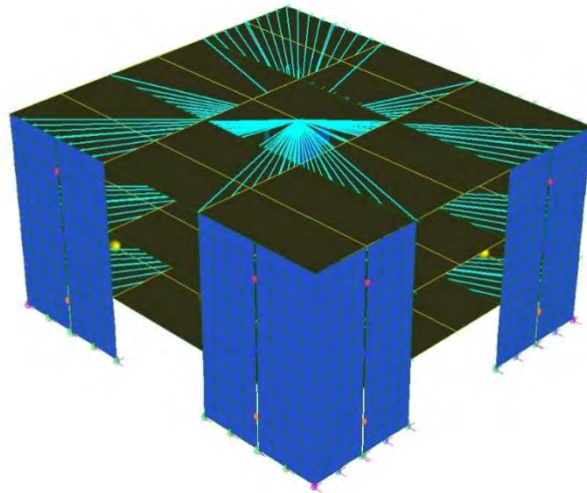


Figura 3.42

Step 6b

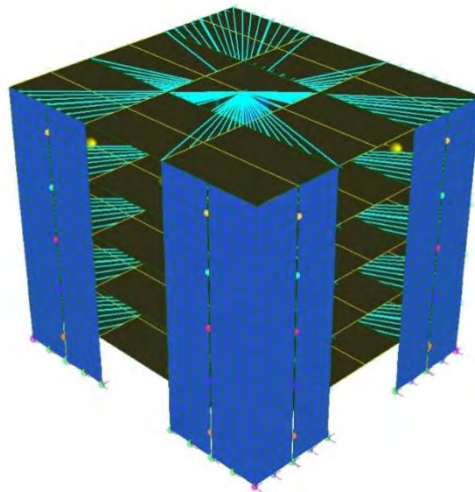


Figura 3.43

Step 6c

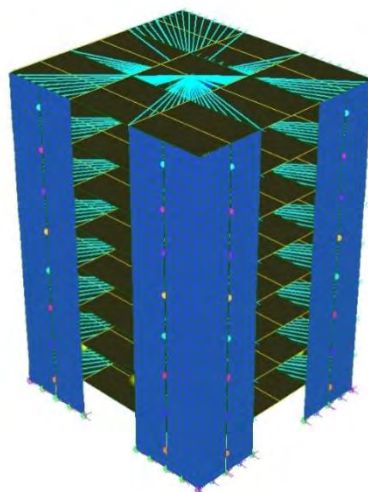


Figura 3.44

## 4 Analisi numeriche

Il capitolo presenta in modo approfondito i vari step adottati nel ciclo iterativo presentato in precedenza. In un primo momento si analizzano i carichi agenti alla combinazione SLU, carico da neve, carico da vento, verifiche di instabilità dei pannelli, definizione dell'input sismico e il primo step del ciclo iterativo utilizzato per una prima disposizione delle connessioni tramite analisi statica equivalente. In seconda fase si procede con analisi modale con studio delle forze sismiche, confronti tra risultati con rigidità analitiche e sperimentali.

### 4.1 Solaio

Il modulo analizzato in precedenza, vedi figura 3.7, è costituito da nove solai ognuno dei quali è posto al di sopra di differenti maglie di travi e pareti.

I solai in X-Lam non permettono una ripartizione omogenea del peso gravante e di quello proprio, sui quattro elementi che lo sostengono, per ciò dato che il maggior numero di strati è disposto in direzione  $y$ , dove abbiamo il lato del solaio più corto, implica che i carichi vengano portati solamente dagli elementi verticali (setti o travi) disposti in direzione  $x$ . Il load-patch assunto permette di suddividere l'area afferente alla massa del solaio in due parti uguali a partire dalla mezzeria. Prima di procedere alla descrizione del modello statico, si dimensionano i solai, per definire lo spessore necessario a soddisfare le verifiche SLU e SLE. Si sono esaminati, il solaio di piano che avrà le stesse dimensioni e lo stesso carico da folla, oltre al peso proprio, stabilito da normativa, per tutti i piani e un solaio di copertura soggetto al peso proprio e al carico da neve, sempre stabilito da normativa.

#### 4.1.1 Carichi variabili da normativa

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti  $q_k$  [ $kN/m^2$ ];
- carichi verticali concentrati  $Q_k$  [ $kN$ ];
- carichi orizzontali lineari  $H_k$  [ $kN/m$ ].

Ai fini della nostra ricerca si è utilizzato un carico verticale uniformemente distribuito pari a  $2 kN/m^2$  relativo alla categoria A. Per ogni riferimento vedere le N.T.C 2008 cap. 3 §3.1.4

#### 4.1.2 Carico da neve da normativa

Il carico prodotto dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione tratta da N.T.C 2008:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$$

Nel nostro caso l'altitudine del comune dell'Aquila è di  $714 m$ . Quindi  $q_{sk}$  sarà pari a  $1,63 kN/m^2$ . Nella tabella riassuntiva sottostante il coefficiente di amplificazione delle azioni variabili  $\gamma_q$  è pari a  $1,5$

Tabella 4.1

TABELLA RIASSUNTIVA CARICO NEVE AQUILA			
Valore caratteristico carico di neve al suolo	$q_{sk}$	1,63	[kN/m <sup>2</sup> ]
Coefficiente di esposizione	Topografia	3,00	
	$C_E$	1,10	
Coefficiente termico	$C_t$	1,00	
Coefficiente di forma	$\mu_1$	0,80	
Carico da neve	$q_s$	1,44	[kN/m <sup>2</sup> ]
Carico da neve coefficientato	$q_s$	2,16	[kN/m <sup>2</sup> ]

Per la determinazione del carico da neve si richiama il cap. 3 § 3.4 delle N.T.C 2008

### 4.1.3 Verifiche solaio copertura

Le verifiche di tutti gli elementi in X-Lam vanno effettuate su un metro di larghezza dell'elemento, quindi tutti i carichi gravanti sul medesimo dovranno essere rapportati alla sua larghezza. Le verifiche del solaio di copertura sono state eseguite tramite il programma CLT-designer, dove si è considerato 1 m di solaio per 5,3 m di lunghezza con lo schema statico di trave su doppio appoggio, vedi figura 4.1

Il peso proprio del legno utilizzato per realizzare gli elementi solaio e parete è stato valutato pari a 5 kN/m<sup>3</sup>. Il pacchetto di copertura è costituito da strato in fibra di legno, guaina, strato impermeabilizzante e manto di copertura in coppi per un totale di 1,44 kN/m<sup>2</sup>

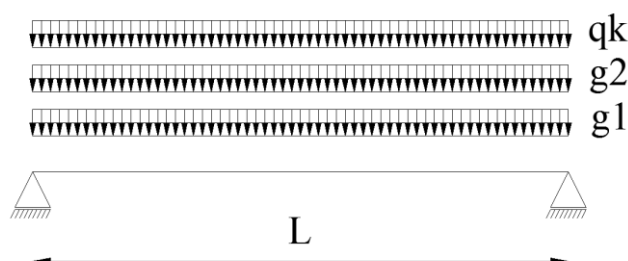


Figura 4.1: Schema statico utilizzato.

Si restituiscono nella tabella 4.3 le verifiche SLU. Per l'X-Lam si considerando gli stessi parametri del legno lamellare, secondo i prospetti dell'Eurocodice 5. Quindi si fa riferimento alla classe di servizio 1 con classe di durata del carico media, vedi tabella 4.2. Per ulteriori dati si rimanda sempre all'Eurocodice 5 per stabilire la classe di servizio e la classe di durata.

Tabella 4.2

VALORI DI Kmod EC5							
Materiale	Norma	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio	EN 14081-1	1	0,6	0,7	0,8	0,9	<b>1,1</b>
Legno lamellare	EN 14080	2	0,6	0,7	0,8	0,9	<b>1,1</b>
LVL	EN 14374	3	0,5	0,55	0,65	0,7	<b>0,9</b>

In seguito le verifiche SLU considerando il tasso di sfruttamento del legno:

Tabella 4.3

COPERTURA			SLU		
$\gamma_{g1} g_1$	1,05	$\text{kN/m}^2$	Flessione	$n_M$	29,40%
$\gamma_{g2} g_2$	1,87	$\text{kN/m}^2$	Taglio	$n_V$	13,10%
$\gamma_q q_k$	2,16	$\text{kN/m}^2$	<b>SLE</b>		
<b>Totale</b>	<b>5,08</b>	<b><math>\text{kN/m}^2</math></b>	Freccia	$n_W$	87,60%

Dove:

- $n_M$  è il tasso di sfruttamento a flessione espresso in percentuale;
- $n_V$  è il tasso di sfruttamento a taglio espresso in percentuale;
- $n_W$  è il tasso di sfruttamento a deformazione elastica.

Come si può vedere i tassi di sfruttamento sono tutti inferiori al 100%, quindi le verifiche sono soddisfatte.

#### 4.1.4 Verifiche solaio di piano

Per il solaio di piano, rispetto alla copertura, si hanno differenti carichi permanenti portati, poiché si ha una diversa stratificazione dei materiali che compongono il solaio. Infatti il solaio è composto da pavimento in legno, strati di guaina, strato anticapestio, lastra di fibrogesso e infine strato di polistirene espanso, per un totale di  $0,95 \text{ kN/m}^2$ . Ovviamente cambia il carico accidentale, qui si considera un ambiente ad uso residenziale con un carico pari a  $2 \text{ kN/m}^2$ . In tabella 4.4 vengono esibite le verifiche semplificate come visto al paragrafo precedente. Anche per il solaio di piano si è considerato una lastra in X-Lam a 5 strati con spessore di  $162 \text{ mm}$ .

Tabella 4.4

SOLAIO DI PIANO			SLU		
$\gamma_{g1} g_1$	1,05	$\text{kN/m}^2$	Flessione	$n_M$	32,00%
$\gamma_{g2} g_2$	1,42	$\text{kN/m}^2$	Taglio	$n_V$	14,30%
$\gamma_q q_k$	3	$\text{kN/m}^2$	<b>SLE</b>		
<b>Totale</b>	<b>5,5</b>	<b><math>\text{kN/m}^2</math></b>	Freccia	$n_W$	90,00%

Anche qui i tassi di sfruttamento sono tutti inferiori al 100%, per cui le verifiche sono soddisfatte.

## 4.2 Ripartizione dei pesi

### 4.2.1 Carico portato dal sistema parete

Per verificare a instabilità i pannelli si valuta il peso totale che arriva alla base del pannello con l'azione orizzontale prodotta dal vento. Tutti i pesi trovati sono stati considerati mediante la combinazione SLU. Si esamina la distribuzione dei solai della tipologia costruttiva A, figura 3.7, consideriamo il solaio S1 che poggia sui setti X1, Y1 e sulle travi T5 e T9, il peso totale sul solaio S1 viene diviso in due parti e portato rispettivamente dal setto X1 e dalla trave T5, la trave T5 sostiene oltre al solaio S1 anche il solaio S4, in pratica la parete X1 sopporta il 50% del carico del solaio mentre la trave è soggetta al restante 50% più il 50% del carico del solaio S4. La trave T5 è incernierata ai setti Y1 e X5a, quindi lo schema statico adottato è quello di trave in semplice appoggio con una forza concentrata in mezzzeria della trave. Le reazioni, le quali si determinano da semplici equazioni di equilibrio, sono i pesi che vanno a gravare sulle estremità dei setti Y1 e X5a comprensivi delle masse derivanti dall'area di influenza della trave sui solai S1 e S4. Oltre alle forze concentrate per la presenza delle travi, i setti Y1 e X5a sono soggetti a peso proprio che si considera come una forza concentrata nel baricentro dei singoli pannelli. Una volta la ripartizione dei pesi del solaio S1 è semplice intuire la partizione dei pesi gravanti negli altri solai sul resto degli elementi di sostegno. Indicato il peso totale alla base di tutti i pannelli del piano tipo, si ripete la stessa procedura di ripartizione dei pesi sui pannelli del piano successivo, andando a sommare i contributi di peso del piano sovrastante e così fino ad arrivare al piano terra. Computato il peso massimo alla base di un determinato pannello, si procede alla verifica di instabilità considerando il peso al metro, quindi si divide lo sforzo normale massimo per la lunghezza del pannello stesso e si svolge la verifica andando a considerare il momento indotto dalla pressione del vento. A seguire vengono riportate alcune tabelle dell'edificio a 3 piani tipologia A con la distribuzione dei pesi della copertura, tabella 4.5 e del primo piano tabella 4.6.

- Colonna 1: denominazioni dei diversi solai presenti in pianta;
- Colonna 2: pareti ordite in x e in y con le travi che sostengono il relativo solaio;
- Colonna 4: peso totale gravante sul solaio;
- Colonna 5: si divide il peso totale gravante sul solaio in due parti e si trova la ripartizione di quest'ultimo sulla parete ordita in x e sulla trave o viceversa;
- Colonna 6: peso proprio del pannello espresso in  $kN$ ;
- Colonna 7: reazioni delle travi derivanti dallo schema statico di trave su due appoggi, soggette ad una forza concentrata che è il peso del solaio sulla relativa trave, quindi la reazione non è altro che il peso del solaio presente in colonna cinque con la quota-parte del peso proprio della stessa trave;
- Colonna 8: somma del peso proprio del pannello e il peso del solaio portato da quest'ultimo;
- Colonna 9,10: reazioni di estremità provenienti dalle travi che si appoggiano al relativo setto;
- Colonna 11: somma dei carichi che gravano sul pannello considerato e infine si trova il carico a metro dividendo il peso trovato per la lunghezza del pannello medesimo.

Una volta descritto la ripartizione è semplice trovare i pesi alla base dei pannelli degli edifici a 5 e 8 piani della tipologia A dove è previsto un cambio di spessore come visto nel

capitolo 3 nelle tabelle 3.5 e 3.6. Per semplicità si riportano solamente le tabelle riguardanti il piano terra dell'edificio a 5 piani, tabella 4.7, e dell'edificio a 8 piani, tabella 4.8. Per la verifica a instabilità del pannello si sceglie il massimo dei carichi riportati nella colonna dodici delle tabelle 4.6, 4.7 e 4.8.

Tabella 4.5: Ripartizione dei pesi su setti e travi piano copertura edificio 3A.

SCARICO PARETI COPERTURA SLU											
Solaio orditura y	pareti e travi	Lunghzza [mm]	Sc. Cop. [kN]	scarico X e T [kN]	Peso Pannelli [kN]	Rv travi [kN]	Sc. Cop. [kN]	Sc. Ecc. [kN]	Sc. Ecc. [kN]	Totale [kN]	Verifica [kN]
S1	X1	6000	158,64	79,32	41,63	40,45	120,94	31,83		152,78	<b>25,46</b>
	T5	5600			1,58						
	Y1	5200			36,08		36,08	77,54	113,61	<b>21,85</b>	
	T9	4800			1,35						
S4	T5	5600	145,22	72,61	1,58	37,09					
	T7	5600			1,58	37,09					
	T3	5100			1,43						
	Y5	5500			38,16	38,16	77,54	77,54	193,23	<b>35,13</b>	
S7	X3	6000	158,64	79,32	41,63	40,45	120,94	31,83		152,78	<b>25,46</b>
	T7	5600			1,58						
	Y2	5200			36,08		36,08	77,54	113,61	<b>21,85</b>	
	T11	4800			1,35						
S3	X2	6000	158,64	79,32	41,63	40,45	120,94	31,83		152,78	<b>25,46</b>
	T6	5600			1,58						
	Y3	5200			36,08		36,08	77,54	113,61	<b>21,85</b>	
	T10	4800			1,35						
S6	T6	5600	145,22	72,61	1,58	37,09					
	T8	5600			1,58	37,09					
	T4	5100			1,43						
	Y6	5500			38,16	38,16	77,54	77,54	193,23	<b>35,13</b>	
S9	X4	6000	158,64	79,32	41,63	40,45	120,94	31,83		152,78	<b>25,46</b>
	T8	5600			1,58						
	Y4	5200			36,08		36,08	77,54	113,61	<b>21,85</b>	
	T12	4800			1,35						
S2	T1	5100	124,47	62,24	1,43	31,83					
	X5a	2250			15,61	46,73	20,97	2,77	70,48	<b>31,32</b>	
	X5b	2250			15,61	46,73	20,97	2,77	70,48	<b>31,32</b>	
	T9	4800			1,35						
	T10	4800			1,35						
S51	X5a	1500	41,95	20,97			20,97				
	X6	1500			20,97						
	Y5	5500									
S53	X5b	1500	41,95	20,97			20,97				
	X6	1500			20,97						
	Y6	5500									
S52	X5a	750	69,91	2,77			2,77				
	X5b	750			2,77						
	X6	2500			5,55						
	X7a	750			14,24	5,20	19,44		19,44	<b>25,93</b>	
	X7b	750			14,24	5,20	19,44		19,44	<b>25,93</b>	
	X8	2500			28,48	17,34	45,83		45,83	<b>18,33</b>	
	Y7	2500			17,34				17,34		
	Y8	2500			17,34				17,34		
S8	Y5	5500			38,16						
	T2	5100	124,47	62,24	1,43	31,83					
	X6	5500			38,16	105,94	20,97	20,97	147,89	<b>26,89</b>	
	T11	4800			1,35						
T12	4800	1,35									

Tabella 4.6: Ripartizione dei pesi su setti e travi primo piano edificio 3A.

SCARICO PARETI PRIMO PIANO SLU												
Solaio orditura y	pareti e travi	Lunghezza [mm]	Sc. 1°p [kN]	scarico X e T [kN]	Peso Pannelli [kN]	Rv travi [kN]	Sc. 1°p [kN]	Sc. Ecc. [kN]	Sc. Ecc. [kN]	Totale [kN]	Verifica [kN]	
S1	X1	6000	170,78	85,39	41,63	43,48	127,02	34,22	352,47	475,25	<b>79,21</b>	
	T5	5600			1,58		36,08					
	Y1	5200			36,08							
	T9	4800			1,35							
S4	T5	5600	156,33	78,17	1,58	39,87	38,16	83,35	83,35	602,96	<b>109,63</b>	
	T7	5600			1,58							
	T3	5100			1,43							
	Y5	5500			38,16							
S7	X3	6000	170,78	85,39	41,63	43,48	127,02	34,22	352,47	475,25	<b>79,21</b>	
	T7	5600			1,58		36,08					
	Y2	5200			36,08							
	T11	4800			1,35							
S3	X2	6000	170,78	85,39	41,63	43,48	127,02	34,22	352,47	475,25	<b>79,21</b>	
	T6	5600			1,58		36,08					
	Y3	5200			36,08							
	T10	4800			1,35							
S6	T6	5600	156,33	78,17	1,58	39,87	38,16	83,35	83,35	602,96	<b>109,63</b>	
	T8	5600			1,58							
	T4	5100			1,43							
	Y6	5500			38,16							
S9	X4	6000	170,78	85,39	41,63	43,48	127,02	34,22	352,47	475,25	<b>79,21</b>	
	T8	5600			1,58		36,08					
	Y4	5200			36,08							
	T12	4800			1,35							
S2	T1	5100	134,00	67,00	1,43	34,22	49,11	22,58	3,14	220,13	<b>97,84</b>	
	X5a	2250			15,61							
	X5b	2250			15,61							
	T9	4800			1,35							
S51	X5a	1500	45,16	22,58			22,58					
	X6	1500					22,58					
	Y5	5500										
S53	X5b	1500	45,16	22,58			22,58					
	X6	1500					22,58					
	Y6	5500										
S52	X5a	750	75,26	32,24	3,14	34,22	3,14	22,58	3,14	62,09	<b>82,79</b>	
	X5b	750			3,14							
	X6	2500			6,28							
	X7a	750			16,12		5,20					21,33
	X7b	750			16,12		5,20					21,33
	X8	2500			32,24		17,34					49,59
	Y7	2500			17,34		17,34					52,03
	Y8	2500			17,34		17,34					52,03
Y5	5500	38,16										
S8	T2	5100	134,00	67,00	1,43	34,22	111,44	22,58	22,58	461,08	<b>83,83</b>	
	X6	5500			38,16							
	T11	4800			1,35							
	T12	4800			1,35							

Il carico massimo verticale dell'edificio a 3A si ha per il setto Y6, anche se non è legato direttamente al peso del solaio. Infatti il valore determinato è formato dal peso del pannello sommato alle forze concentrate nelle estremità del pannello stesso. Se si osserva la figura 4.2 dove viene reso lo sviluppo del peso a cui sono soggetti alcuni pannelli, quelli orientati in direzione Y, nel caso Y5A e Y8A, sopportano un maggior carico rispetto a quelli orientati in X direttamente sottoposti al peso del solaio.

Tabella 4.7: Ripartizione dei pesi su setti e travi primo piano edificio 5A.

SCARICO PARETI PRIMO PIANO SLU													
Solaio orditura y	pareti e travi	Lunghzza [mm]	Sc. 1°p [kN]	scarico X e T [kN]	Peso Pannelli [kN]	Rv travi [kN]	Sc. 1°p [kN]	Sc. Ecc. [kN]	Sc. Ecc. [kN]	Totale [kN]	Verifica [kN]		
S1	X1	6000	170,78	85,39	43,97	43,61	129,36	34,33	595,89	802,62	133,77		
	T5	5600			1,83		40,00						
	Y1	5200			38,10		83,61						
	T9	4800			1,57		40,00						
S4	T5	5600	156,33	78,17	1,83	40,00	40,30	83,61	83,61	1017,98	185,09		
	T7	5600			1,83							40,00	
	T3	5100			1,66							40,30	
	Y5	5500			40,30							83,61	
S7	X3	6000	170,78	85,39	43,97	43,61	129,36	34,33	595,89	802,62	133,77		
	T7	5600			1,83		40,00						
	Y2	5200			38,10		83,61						
	T11	4800			1,57		40,00						
S3	X2	6000	170,78	85,39	43,97	43,61	129,36	34,33	595,89	802,62	133,77		
	T6	5600			1,83		40,00						
	Y3	5200			38,10		83,61						
	T10	4800			1,57		40,00						
S6	T6	5600	156,33	78,17	1,83	40,00	40,30	83,61	83,61	1017,98	185,09		
	T8	5600			1,83							40,00	
	T4	5100			1,66							40,30	
	Y6	5500			40,30							83,61	
S9	X4	6000	170,78	85,39	43,97	43,61	129,36	34,33	595,89	802,62	133,77		
	T8	5600			1,83		40,00						
	Y4	5200			38,10		83,61						
	T12	4800			1,57		40,00						
S2	T1	5100	134,00	67,00	1,66	34,33	49,99	22,58	3,14	371,55	165,13		
	X5a	2250			16,49							49,99	
	X5b	2250			16,49							49,99	
	T9	4800			1,57							49,99	
	T10	4800			1,57							49,99	
S51	X5a	1500	45,16	22,58			22,58						
	X6	1500					22,58						
	Y5	5500					22,58						
S53	X5b	1500	45,16	22,58			22,58						
	X6	1500					22,58						
	Y6	5500					22,58						
S52	X5a	750	75,26	3,14	5,50	34,33	3,14			105,33	140,44		
	X5b	750										3,14	
	X6	2500										6,28	
	X7a	750										16,12	21,62
	X7b	750										16,12	21,62
	X8	2500										32,24	50,56
	Y7	2500										18,32	18,32
	Y8	2500										18,32	18,32
Y5	5500	40,30	18,32										
S8	T2	5100	134,00	67,00	1,66	34,33	113,58	22,58	22,58	778,56	141,56		
	X6	5500			40,30								
	T11	4800			1,57								
	T12	4800			1,57								

Quanto detto in precedenza vale anche per l'edificio 5A che per 8A. Come ci si aspetta, il setto maggiormente sollecitato è Y6. In figura 4.3 e 4.4 si può apprezzare lo sviluppo del carico assiale a cui sono soggetti alcuni pannelli.



Tabella 4.8: Ripartizione dei pesi su setti e travi piano copertura edificio 8A.

SCARICO PARETI PRIMO PIANO SLU														
Solaio orditura y	pareti e travi	Lunghzza [mm]	Sc. 1°p [kN]	scarico X e T [kN]	Peso Pannelli [kN]	Rv travi [kN]	Sc. 1°p [kN]	Sc. Ecc. [kN]	Sc. Ecc. [kN]	Totale [kN]	Verifica [kN]			
S1	X1	6000	170,78	85,39	48,06	43,83	133,45	34,53		1302,28	<b>217,05</b>			
	T5	5600			2,27		41,65	84,05		968,99	<b>186,34</b>			
	Y1	5200			1,94		44,06	84,05						
	T9	4800			2,27		40,22							
S4	T5	5600	156,33	78,17	2,27	40,22	44,06	84,05	84,05	1649,79	<b>299,96</b>			
	T7	5600			2,27									
	T3	5100			2,07									
	Y5	5500			44,06									
S7	X3	6000	170,78	85,39	48,06	43,83	133,45	34,53		1302,28	<b>217,05</b>			
	T7	5600			2,27		41,65	84,05		968,99	<b>186,34</b>			
	Y2	5200			1,94		44,06	84,05						
	T11	4800			2,27		43,83							
S3	X2	6000	170,78	85,39	48,06	43,83	133,45	34,53		1302,28	<b>217,05</b>			
	T6	5600			2,27		41,65	84,05		968,99	<b>186,34</b>			
	Y3	5200			1,94		44,06	84,05						
	T10	4800			2,27		40,22							
S6	T6	5600	156,33	78,17	2,27	40,22	44,06	84,05	84,05	1649,79	<b>299,96</b>			
	T8	5600			2,27									
	T4	5100			2,07									
	Y6	5500			44,06									
S9	X4	6000	170,78	85,39	48,06	43,83	133,45	34,53		1302,28	<b>217,05</b>			
	T8	5600			2,27		41,65	84,05		968,99	<b>186,34</b>			
	Y4	5200			1,94		44,06	84,05						
	T12	4800			2,07		34,53							
S2	T1	5100	134,00	67,00	2,07		51,52	22,58	3,14	601,74	<b>267,44</b>			
	X5a	2250			18,02		22,58	3,14	601,74	<b>267,44</b>				
	X5b	2250			18,02		22,58	3,14						
	T9	4800			1,94									
	T10	4800			1,94									
S51	X5a	1500	45,16	22,58			22,58							
	X6	1500			22,58									
	Y5	5500												
S53	X5b	1500	45,16	22,58			22,58							
	X6	1500			22,58									
	Y6	5500												
S52	X5a	750	75,26	3,14			3,14							
	X5b	750			3,14									
	X6	2500			6,28									
	X7a	750			16,12		6,01	22,13	171,21	<b>228,28</b>				
	X7b	750			16,12		6,01	22,13	171,21	<b>228,28</b>				
	X8	2500			32,24		20,03	52,27	401,23	<b>160,49</b>				
	Y7	2500			20,03		20,03	147,04	<b>58,82</b>					
	Y8	2500			20,03		20,03	147,04	<b>58,82</b>					
	Y5	5500			44,06									
S8	T2	5100	134,00	67,00	2,07	34,53	117,34	22,58	22,58	1262,30	<b>229,51</b>			
	X6	5500			44,06									
	T11	4800			1,94									
	T12	4800			1,94									

Per le tipologie B e C i setti del perimetro esterno e i setti del nucleo centrale esterno sono stati suddivisi in due parti rispetto a quelli presenti nella tipologia A e uniti mediante doppio coprigiunto chiodato. La ripartizione dei carichi è simile a quella vista in precedenza. A titolo di esempio si riporta da figura 4.5 a 4.7 lo sviluppo del peso cui sono assoggettati alcuni pannelli.

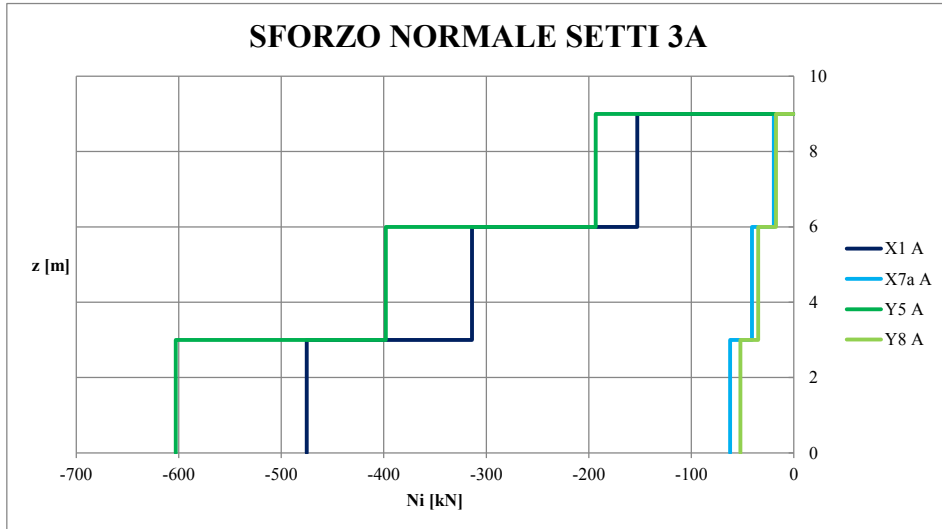


Figura 4.2: Sviluppo dello sforzo normale per alcuni pannelli edificio 3A.

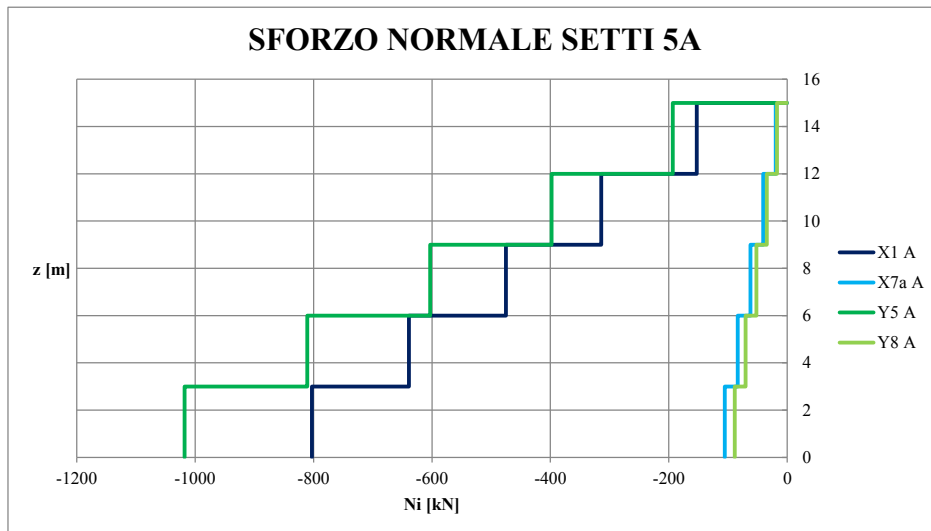


Figura 4.3: Sviluppo dello sforzo normale per alcuni pannelli edificio 5A.

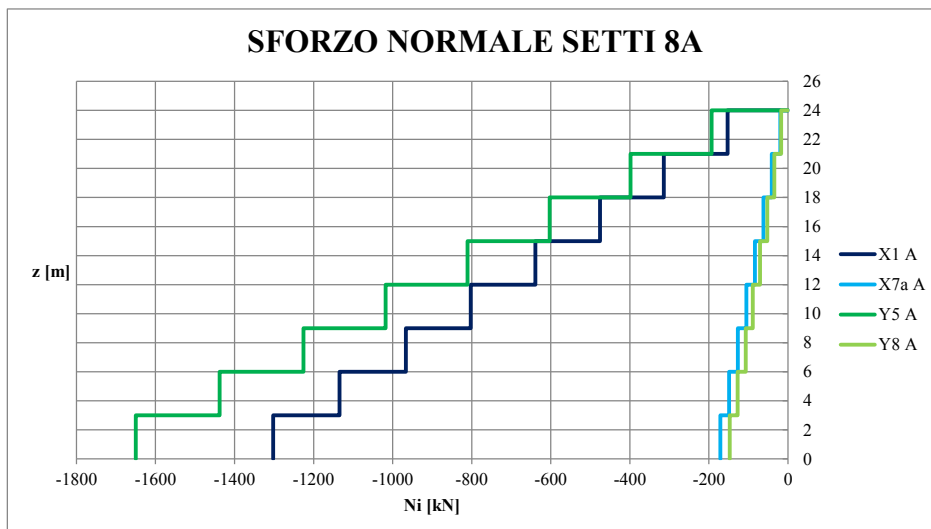


Figura 4.4: Sviluppo dello sforzo normale per alcuni pannelli edificio 8A.

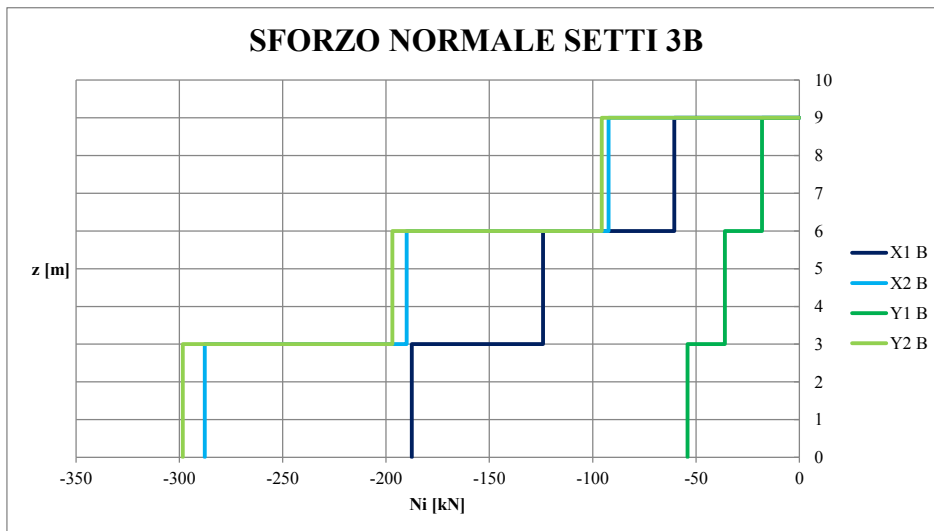


Figura 4.5: Sviluppo dello sforzo normale per alcuni pannelli edificio 3B e C.

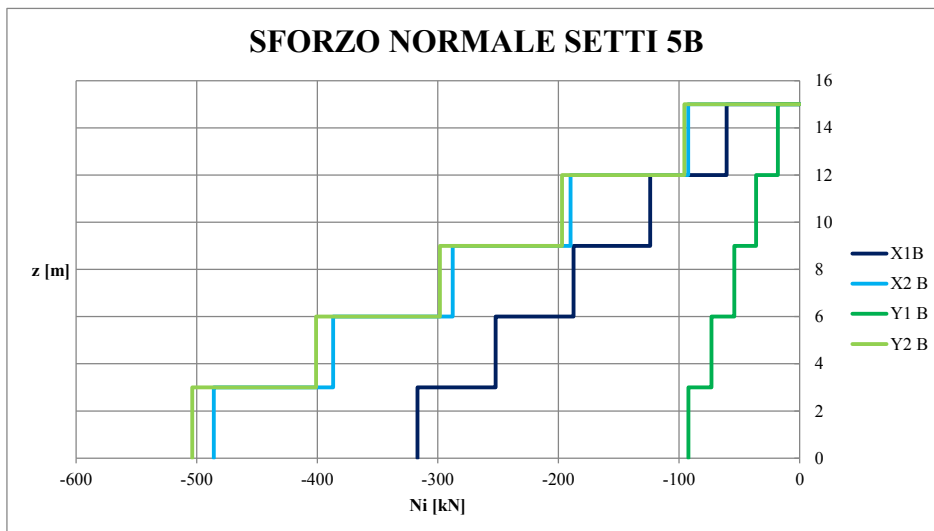


Figura 4.6: Sviluppo dello sforzo normale per alcuni pannelli edificio 5B.

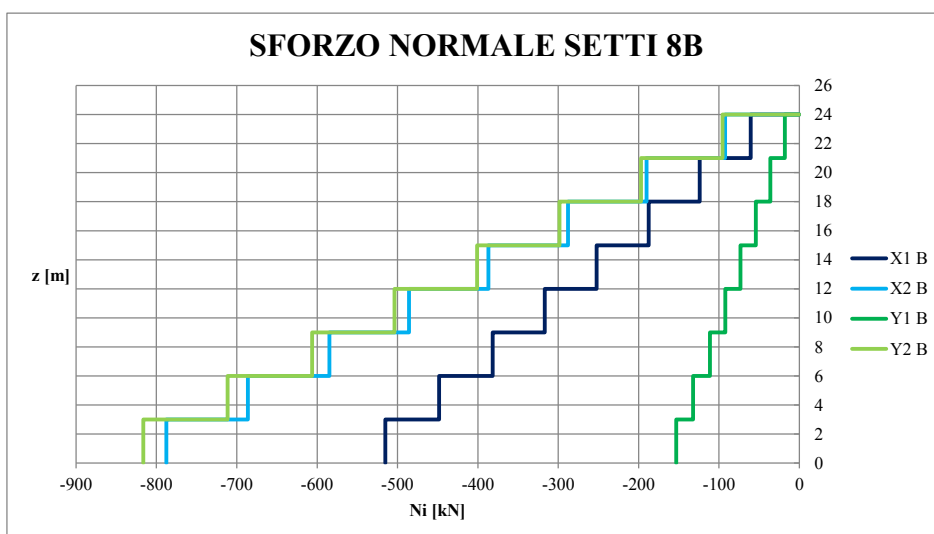


Figura 4.7: Sviluppo dello sforzo normale per alcuni pannelli edificio 8B.

## 4.2.2 Azione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

In tabella 4.9 si hanno tutti i parametri iniziali per procedere alla quantificazione della velocità caratteristica di riferimento

Tabella 4.9: Determinazione della velocità di riferimento.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]	$a_s$ [m]	$v_b$ [m/s]
3	27	500	0,02	714	31,28

Tabella 4.10: Determinazione della velocità di riferimento.

		3P	5P	8P	
Pressione del vento	$p(z)$	1047,07	1263,47	1476,23	[N/m <sup>2</sup> ]
	$p(z)$	1,05	1,26	1,48	[kN/m <sup>2</sup> ]

Per il calcolo della pressione del vento si richiama il capitolo 3 delle N.T.C. 2008 § 3.3. Come per il sisma, la pressione del vento agisce per fasce di piano investito. In sommità la superficie soggetta all'azione del vento è pari ad  $h/2$  per la lunghezza presa in esame,  $L_x$  o  $L_y$  mentre per le fasce d'interpiano si prendono in analisi le metà altezze inferiori e superiori dei setti collegati al solaio di riferimento per lo sviluppo delle pareti in direzione  $x$  o  $y$ . Nella tabella 4.10 si introducono le pressioni del vento che sollecitano i tre edifici. Nelle tabelle a seguire si espongono i risultati relativi alla lunghezza  $L_y$ , ovviamente perché risulta quella maggiormente esposta all'azione del vento. Nelle figure 4.8, 4.9, 4.10 troviamo lo sviluppo del taglio in  $x$  e in  $y$  esercitato dall'azione del vento sui 3 edifici. Definito questo parametro successivamente si procede a verificare per via grafica se è dimensionante il sisma o il vento per quella determinata tipologia di edificio.

Tabella 4.11: Determinazione delle forze e del taglio per azione da vento su edificio a 3 piani.

ANALISI VENTO DIREZIONE Y 3 PIANI									
Descrizione		z <sub>i</sub>	h <sub>i</sub>	L <sub>x</sub>	cp+	cp-	F <sub>k,y</sub>	F <sub>d,y</sub>	V <sub>i,y</sub>
		[m]	[m]	[m]			[kN]	[kN]	[kN]
3	copertura	9,00	3,00	17,10	0,80	0,40	32,23	48,34	48,34
2	secondo piano	6,00	3,00	17,10	0,80	0,40	64,46	96,69	145,03
1	primo piano	3,00	3,00	17,10	0,80	0,40	64,46	96,69	241,72
<b>Totali</b>							<b>161,14</b>	<b>241,72</b>	

Tabella 4.12: Determinazione delle forze e del taglio per azione da vento su edificio a 5 piani.

ANALISI VENTO DIREZIONE Y 5 PIANI									
Descrizione		z <sub>i</sub>	h <sub>i</sub>	L <sub>x</sub>	cp+	cp-	F <sub>k,y</sub>	F <sub>d,y</sub>	V <sub>i,y</sub>
		[m]	[m]	[m]			[kN]	[kN]	[kN]
5	copertura	15,00	3,00	17,10	0,80	0,40	38,89	58,33	58,33
4	quarto piano	12,00	3,00	17,10	0,80	0,40	77,78	116,67	175,00
3	terzo piano	9,00	3,00	17,10	0,80	0,40	77,78	116,67	291,67
2	secondo piano	6,00	3,00	17,10	0,80	0,40	77,78	116,67	408,34
1	primo piano	3,00	3,00	17,10	0,80	0,40	77,78	116,67	525,01
<b>Totali</b>							<b>350,01</b>	<b>525,01</b>	

Tabella 4.13: Determinazione delle forze e del taglio per azione da vento su edificio a 8 piani.

ANALISI VENTO DIREZIONE Y 8 PIANI									
Descrizione		z <sub>i</sub>	h <sub>i</sub>	L <sub>x</sub>	cp+	cp-	F <sub>k,y</sub>	F <sub>d,y</sub>	V <sub>i,y</sub>
		[m]	[m]	[m]			[kN]	[kN]	[kN]
8	copertura	24,00	3,00	17,10	0,80	0,40	45,44	68,16	68,16
7	settimo piano	21,00	3,00	17,10	0,80	0,40	90,88	136,31	204,47
6	sesto piano	18,00	3,00	17,10	0,80	0,40	90,88	136,31	340,79
5	quinto piano	15,00	3,00	17,10	0,80	0,40	90,88	136,31	477,10
4	quarto piano	12,00	3,00	17,10	0,80	0,40	90,88	136,31	613,42
3	terzo piano	9,00	3,00	17,10	0,80	0,40	90,88	136,31	749,73
2	secondo piano	6,00	3,00	17,10	0,80	0,40	90,88	136,31	886,05
1	primo piano	3,00	3,00	17,10	0,80	0,40	90,88	136,31	1022,36
<b>Totali</b>							<b>681,57</b>	<b>1022,36</b>	

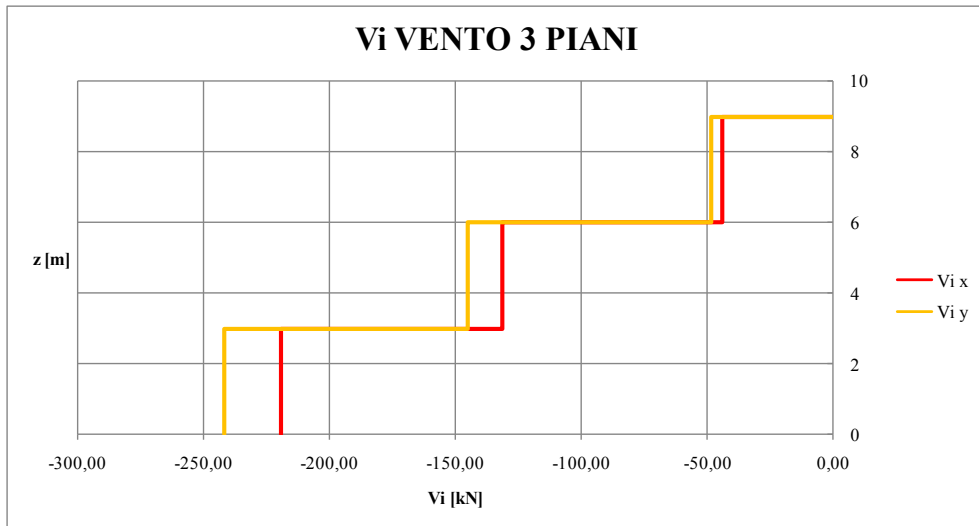


Figura 4.8: Sviluppo del taglio da vento in direzione x e y, edifici 3 piani.

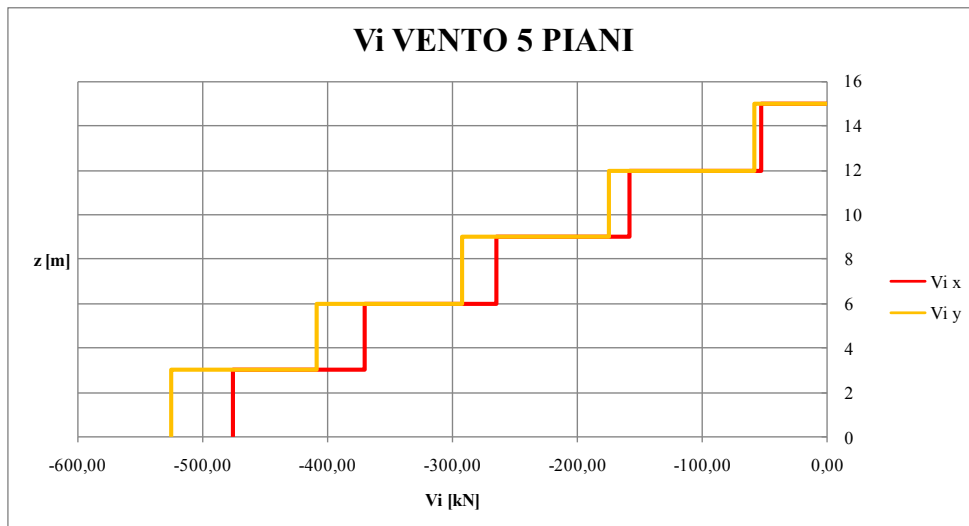


Figura 4.9: Sviluppo del taglio da vento in direzione x e y, edifici 5 piani.

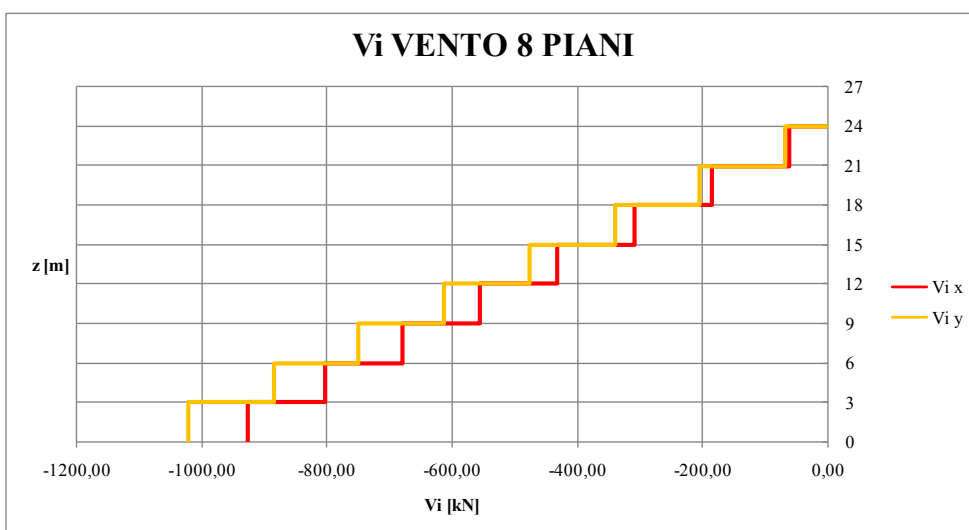


Figura 4.10: Sviluppo del taglio da vento in direzione x e y, edifici 8 piani.

### 4.2.3 Verifiche instabilità

Lo schema statico utilizzato per tutte le pareti degli edifici è riportato in figura 4.11, anche per l'edificio della tipologia C, poiché se si considera un unico pannello alto quanto l'edificio, senza alcun vincolo orizzontale fornito dai solai, la struttura non può essere mai verificata. Dunque per la tipologia C l'altezza del pannello considerato è sempre di 3 m con relativa lunghezza libera di inflessione pari sempre a 3 m. La parete così vincolata è soggetta ad una azione assiale, di cui già ampiamente discusso nei paragrafi precedenti, e un carico distribuito dovuto alla pressione del vento. Si ricorda che per le verifiche del pannello si è valutato un metro di elemento. Inoltre si è considerato un pannello omologato da catalogo del produttore. In successione si mostrano i profili resistenti delle lamelle che formano i pannelli, lamelle C24, le stratigrafie dei 3 pannelli utilizzati e infine le verifiche sommarie con il tasso di sfruttamento a pressoflessione.

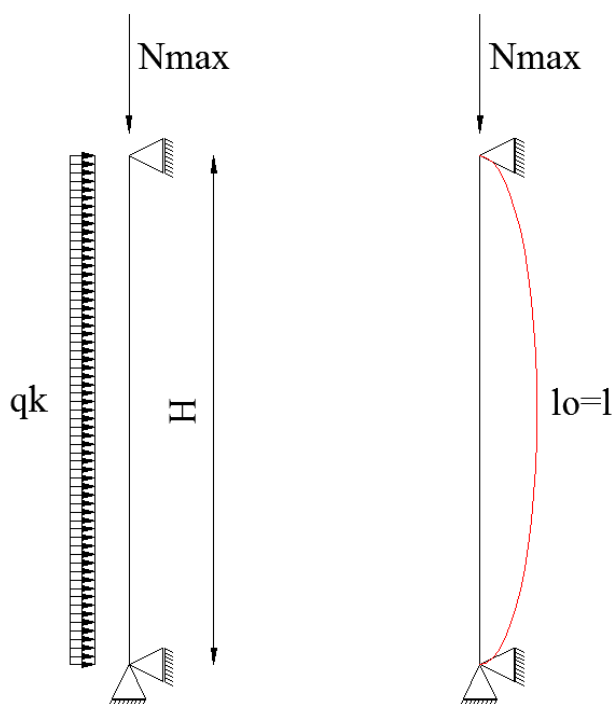


Figura 4.11: Schema statico pannello verticale.

Tabella 4.14: Profilo resistente C24.

PARAMETRI DEL MATERIALE C24 OMOLOGATO	
resistenza a flessione	24,00 N/mm <sup>2</sup>
resistenza a trazione parallela	16,50 N/mm <sup>2</sup>
resistenza a trazione perpendicolare	0,12 N/mm <sup>2</sup>
resistenza a compressione parallela	21,00 N/mm <sup>2</sup>
resistenza a compressione perpend.	2,70 N/mm <sup>2</sup>
resistenza a taglio	2,70 N/mm <sup>2</sup>
resistenza a taglio trasversale	1,20 N/mm <sup>2</sup>

Si ricorda che gli spessori utilizzati per le verifiche sono quelli del piano terra. Non per tutti gli edifici gli spessori sono stati mantenuti dal piano terra all'ultimo piano tranne che per le tipologie C, dove i pannelli coprono tutta l'altezza l'edificio e di conseguenza non possono avere una variazione di spessore al momento della lavorazione dei medesimi.

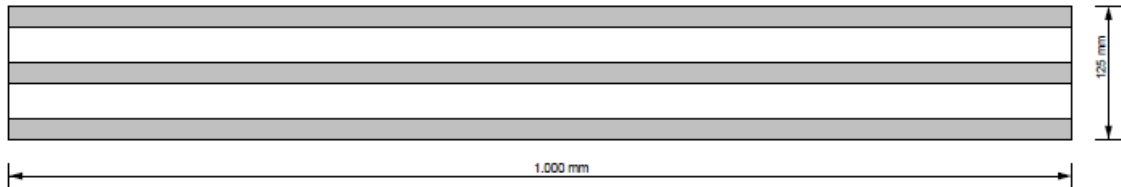


Figura 4.12: Stratigrafia pannello 125mm utilizzato per edificio 3 piani.

Tabella 4.15: Spessore lamelle e orientazione per pannello 3 piani.

Lamella	s [mm]	Orient.	Materiale
1	19	0	C24
2	34	90	C24
3	19	0	C24
4	34	90	C24
5	19	0	C24

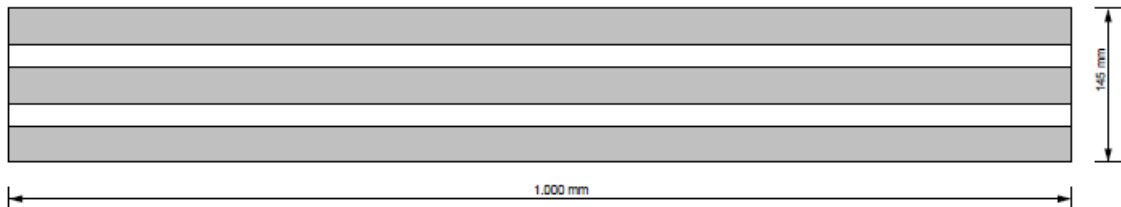


Figura 4.13: Stratigrafia pannello 145mm utilizzato per edificio 5 piani.

Tabella 4.16: Spessore lamelle e orientazione per pannello 5 piani.

Lamella	s [mm]	Orient.	Materiale
1	34	0	C24
2	21,5	90	C24
3	34	0	C24
4	21,5	90	C24
5	34	0	C24



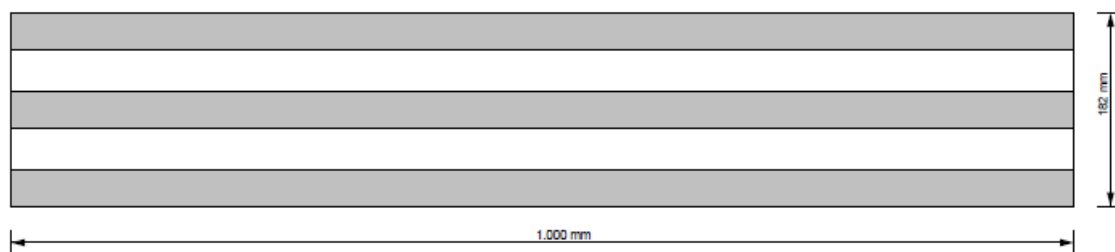


Figura 4.14: Stratigrafia pannello 182mm utilizzato per edificio 8 piani.

Tabella 4.17: Spessore lamelle e orientazione per pannello 8 piani.

Lamella	s [mm]	Orient.	Materiale
1	34	0	C24
2	40	90	C24
3	34	0	C24
4	40	90	C24
5	34	0	C24

Si riportano le tabelle relative le verifiche a instabilità per i pannelli più sollecitati al piano terra della tipologia A. Il momento flettente deriva dalla pressione del vento con schema statico di trave su due appoggi, quindi pari a  $0,125 ql^2$  con  $q$  il carico da vento in tabella 4.10 mentre  $l$  è l'altezza del pannello pari a  $3m$ .

Tabella 4.18: Tasso sfruttamento pannello per edificio 3A.

<b>3 PIANI</b>			
Momento flettente	$M_d$	1,76	kNm
Forza assiale	$N_d$	-109,62	kN
Forza di taglio	$V_d$	0,00	kN
Lung. Inflessione	$l_k$	3,00	m
Spessore pannello	$s$	125	mm
Coef. Tensione	$k_0$	0,76	
Coef. Correzione	$k_{mod}$	0,80	
Coef. Sicurezza	$\gamma_m$	1,25	
Coef. Sistema	$k_1$	1,00	
Tasso sfruttamento	$n$	25,50%	

Tabella 4.19: Tasso sfruttamento pannello per edificio 5A.

<b>5 PIANI</b>			
Momento flettente	$M_d$	2,13	kNm
Forza assiale	$N_d$	-185,03	kN
Forza di taglio	$V_d$	0,00	kN
Lung. Inflessione	$l_k$	3,00	m
Spessore pannello	$s$	145	mm
Coef. Tensione	$k_0$	0,80	
Coef. Correzione	$k_{mod}$	0,80	
Coef. Sicurezza	$\gamma_m$	1,25	
Coef. Sistema	$k_1$	1,00	
Tasso sfruttamento	$n$	21,40%	

Tabella 4.20: Tasso sfruttamento pannello per edificio 8A.

<b>8 PIANI</b>			
Momento flettente	$M_d$	2,19	kNm
Forza assiale	$N_d$	-299,96	kN
Forza di taglio	$V_d$	0,00	kN
Lung. Inflessione	$l_k$	3,00	m
Spessore pannello	$s$	182	mm
Coef. Tensione	$k_0$	0,92	
Coef. Correzione	$k_{mod}$	0,80	
Coef. Sicurezza	$\gamma_m$	1,25	
Coef. Sistema	$k_1$	1,00	
Tasso sfruttamento	$n$	27,10%	

### 4.3 Azione sismica

L'azione sismica di progetto viene individuata in accordo con la normativa vigente, secondo le prescrizioni fornite dalle N.T.C. 2008, attraverso i dati relativi al sito in cui sorge l'opera e alle caratteristiche della costruzione stessa.

Per gli edifici in questione, collocati nel comune dell'Aquila, si hanno i seguenti dati:

- Zona 1;
- Vita nominale 50 anni;
- classe d'uso II;
- classe suolo C;
- categoria topografica T1.

I dati di in-put, qui riportati, permettono di individuare una seconda serie di parametri, indipendenti e dipendenti, direttamente connessi allo spettro elastico di progetto orizzontale:

Tabella 4.21: Parametri spettri di progetto.

Componente orizzontale		
SLV parametri indipendenti		
$a_g$	0,261	g
$F_0$	2,364	
$T_c^*$	0,347	s
$S_s$	1,330	
$C_c$	1,490	
$S_t$	1,000	
$q$	1,000	
SLV parametri dipendenti		
$S$	1,330	
$\eta$	1,000	
$T_B$	0,172	s
$T_C$	0,516	s
$T_D$	2,643	s

Componente orizzontale		
SLD parametri indipendenti		
$a_g$	0,104	g
$F_0$	2,332	
$T_c^*$	0,281	s
$S_s$	1,500	
$C_c$	1,596	
$S_t$	1,000	
$q$	1,000	
SLD parametri dipendenti		
$S$	1,500	
$\eta$	1,000	
$T_B$	0,150	s
$T_C$	0,449	s
$T_D$	2,017	s

In figura 4.15, l'azione sismica viene rappresentata graficamente, attraverso lo spettro elastico di progetto, nella sua componente orizzontale.

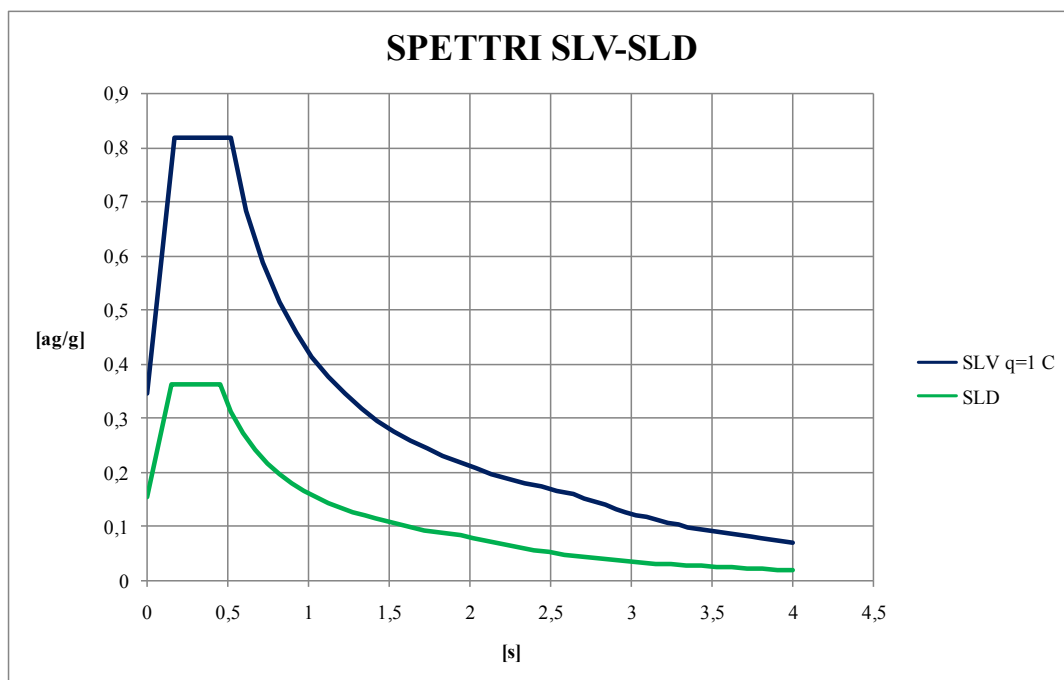


Figura 4.15: Spettri di progetto elastici SLV e SLD.

Esistono diversi tipi di analisi con cui si può valutare il comportamento sismico di una struttura. Essi differiscono in relazione al fatto che l'equilibrio sia trattato staticamente o dinamicamente, oltre che a secondo a che l'analisi sia lineare o non lineare.

Come descritto dalle NTC §7.3.1, “l'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso di sistemi dissipativi sia nel caso di sistemi non dissipativi.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli stati limite di esercizio, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura  $q$  unitario. La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità fissati nei paragrafi successivi.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura  $q$  maggiore dell'unità. La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità fissati nei paragrafi successivi.

L'analisi non lineare si utilizza per sistemi dissipativi e tiene conto delle non linearità di materiale e geometriche; queste ultime possono essere trascurate nei casi precedentemente precisati. I legami costitutivi utilizzati devono includere la perdita di resistenza e la resistenza residua, se significativi.” Le NTC §7.3.2 stabiliscono che “oltre che in relazione al fatto che l'analisi sia lineare o non lineare, i metodi d'analisi sono articolati anche in relazione al fatto che l'equilibrio sia trattato staticamente o dinamicamente.

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o “analisi lineare dinamica”. In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto... In alternativa all'analisi modale si può adottare una integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso accelerogrammi. Per le sole costruzioni la cui risposta sismica, in ogni

*direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori, è possibile utilizzare, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, il metodo delle forze laterali o “analisi lineare statica”. In essa l’equilibrio è trattato staticamente, l’analisi della struttura è lineare, si modella l’azione sismica direttamente attraverso lo spettro di progetto. Infine, per determinare gli effetti dell’azione sismica su sistemi dissipativi, si possono effettuare analisi non lineari. In esse l’equilibrio è trattato staticamente (“analisi non lineare statica”) modellando l’azione sismica direttamente mediante forze statiche fatte crescere monotonamente o dinamicamente (“analisi non lineare dinamica”) modellando l’azione sismica indirettamente mediante accelerogrammi.”*

#### **4.3.1 Fattore di struttura**

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l’uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative di quest’ultime possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell’incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare viene ridotto tramite il fattore di struttura  $q$ . L’analisi lineare può essere utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso di sistemi dissipativi sia nel caso di sistemi non dissipativi. Quando si utilizza l’analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli stati limite di esercizio, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura  $q$  unitario. La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità fissati nei paragrafi successivi. Quando si utilizza l’analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura  $q$  maggiore dell’unità. Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 k_R$$

dove:

- $q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa;
- $k_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

In funzione del loro comportamento duttile e della capacità di dissipazione di energia sotto carichi ciclici, gli edifici a struttura di legno devono essere assegnati alla CD “A” o “B”. Tutte le strutture che non rispettano le condizioni richieste per le CD “A” o “B” si debbono considerare come strutture aventi una scarsa capacità di dissipazione energetica, alle quali si assegna un fattore di struttura  $q \leq 1,5$ . Nella Tab. 4.22 sono riportati, per ciascuna classe, alcuni esempi di strutture e i valori massimi  $q_0$  del fattore di struttura da adottarsi in mancanza di altre specifiche valutazioni.

Tabella 4.22: Tipologie strutturali e fattori di struttura massimi  $q_0$  per le classi di duttilità.

Classe		$q_0$	Esempi di strutture
A	Strutture aventi una alta capacità di dissipazione energetica	3,0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con giunti chiodati
		4,0	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)
		5,0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi e bulloni
B	Strutture aventi una bassa capacità di dissipazione energetica	2,0	Pannelli di parete incollati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con collegamenti a mezzo di bulloni o spinotti; strutture cosiddette miste, ovvero con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti Portali isostatici con giunti con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)
		2,5	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)

Quindi la struttura in X-Lam è una struttura avente una bassa capacità di dissipazione energetica, e si fa riferimento ad un fattore di struttura  $q_0$  pari a 2. Per i requisiti di regolarità in pianta e in altezza si è già discusso abbondantemente nel capitolo 3 paragrafo 3.5, perciò per edifici regolari si considera  $k_R$  pari a 1, mentre per quelli irregolari pari a 0,8. A seguire si riportano i fattori di struttura  $q$  utilizzati nella prima parte di studio di questa tesi:

$$q = 2 \quad \text{edifici regolari}$$

$$q = 1,6 \quad \text{edifici irregolari}$$

In figura 4.16 gli spettri utilizzati per edifici regolari in altezza, mentre in figura 4.17 quelli irregolari. Lo spettro per lo stato limite di danno è uguale per entrambe le tipologie.

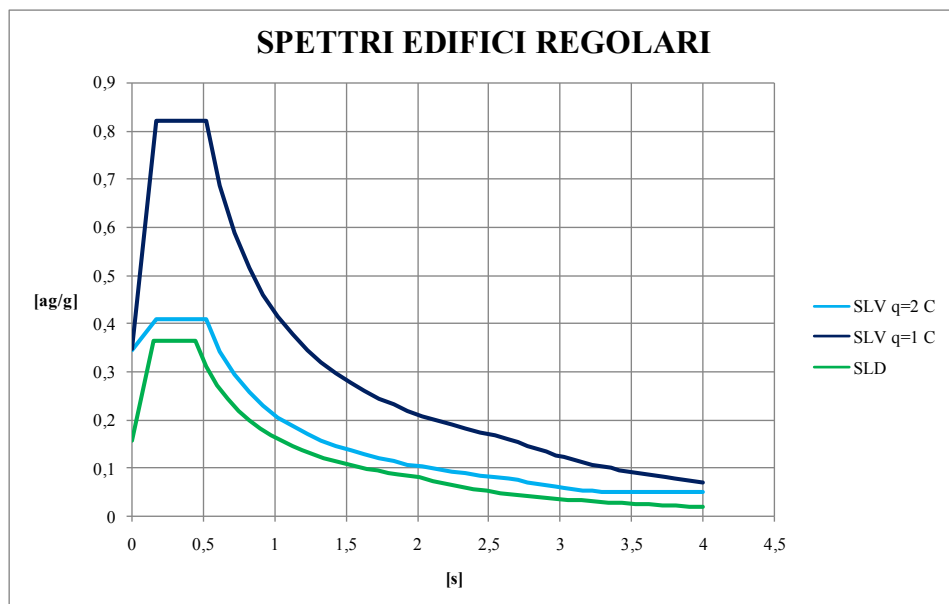


Figura 4.16: Spettri di progetto elastici SLV e SLD per edifici regolari in altezza.

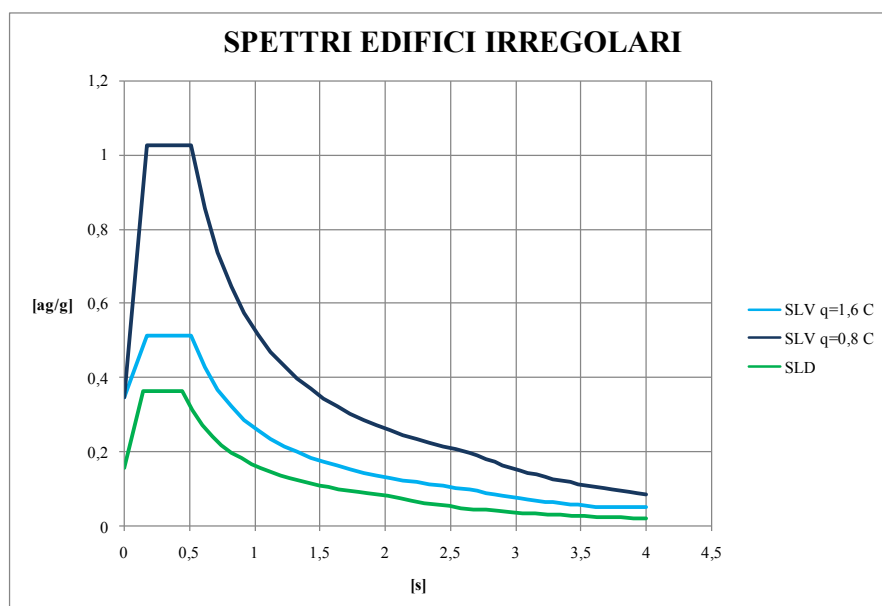


Figura 4.17: Spettri di progetto elastici SLV e SLD per edifici irregolari in altezza.

Quindi per le analisi statiche lineari che per la dinamica lineare si sono impiegati allo stato limite ultimo gli spettri abbattuti del fattore di struttura  $q$ , mentre per lo stato limite di danno lo spettro con un tempo di ritorno maggiore con fattore unitario.

#### 4.3.2 Periodo fondamentale da normativa

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame ( $T_1$ ) non superi  $2,5 T_c$  o  $T_D$  e che la costruzione sia regolare in altezza. Per costruzioni civili o industriali che non superino i  $40 m$  di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza,  $T_1$  può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

dove:

- $H$  è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione;
- $C_1$  vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

Per tutti i casi analizzati si è considerato un  $C_1$  pari a 0,05.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo  $T_1$  e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato. La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h z_i W_i / \sum_j z_j W_j$$

dove:

- $F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$
- $F_i$  è la forza da applicare alla massa  $i$ -esima;
- $W_i$  e  $W_j$  sono i pesi, rispettivamente, della massa  $i$  e della massa  $j$ ;
- $z_i$  e  $z_j$  sono le quote, rispetto al piano di fondazione delle masse  $i$  e  $j$ ;
- $S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;
- $W$  è il peso complessivo della costruzione;
- $\lambda$  è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_c$ , pari a 1,0 in tutti gli altri casi;
- $g$  è l'accelerazione di gravità.

Per gli edifici, se le rigidzze laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, gli effetti torsionali accidentali, possono essere considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, calcolate con la distribuzione fornita dalla formula precedente attraverso il fattore ( $\delta$ ) risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + 0,6 x / L_e$$

Dove:

- $x$  è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;
- $L_e$  è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

Nel nostro caso gli effetti torcenti sono stati calcolati considerando un eccentricità pari al 5% delle lunghezze principali in pianta dell'edificio e successivamente, il momento torcente, verrà distribuito su tutti i setti secondo le formulazioni fornite a seguire.

### 4.3.3 Analisi statica equivalente edificio 3A

A titolo di esempio si riporta la procedura per il primo step di iterazione utilizzato per lo studio di questa tesi per l'edificio 3A. L'analisi statica equivalente viene adottata per avere una prima distribuzione delle connessioni, cioè le molle che saranno utilizzate nella modellazione dell'edificio con gli elementi finiti per la successiva analisi modale e spettrale. La geometria in pianta dell'edificio è data in figura 3.2 mentre in figura 4.18 il prospetto. Seguiamo una scaletta semplificata dove si riportano le varie fasi dell'analisi statica equivalente dell'edificio a tre piani tipologia A.



- **Analisi dei carichi:**

Tabella 4.23: Pesi dei vari elementi.

<b>ANALISI DEI CARICHI</b>			
<b>Solaio di piano</b>	g <sub>1</sub>	0,81	kN/m <sup>2</sup>
	g <sub>2</sub>	0,9472	kN/m <sup>2</sup>
	q <sub>k</sub>	2	kN/m <sup>2</sup>
<b>Copertura</b>	g <sub>1</sub>	0,81	kN/m <sup>2</sup>
	g <sub>2</sub>	1,25	kN/m <sup>2</sup>
	q <sub>k</sub>	1,5	kN/m <sup>2</sup>
<b>Pareti portanti</b>	g <sub>1</sub>	0,625	kN/m <sup>2</sup>
	g <sub>2</sub>	1	kN/m <sup>2</sup>

- **Calcolo peso sismico dei piani:**

$$W = G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad (5.1)$$

Tabella 4.24: Definizione dei pesi sismici di piano.

<b>CALCOLO PESI SISMICI</b>			
Lato x		17100,00	mm
Lato y		15500,00	mm
h piano		3000,00	mm
h piano copertura		1500,00	mm
Superficie 1° piano		265050000,00	mm <sup>2</sup>
Superficie 2° piano		265050000,00	mm <sup>2</sup>
Superficie 3° piano		265050000,00	mm <sup>2</sup>
Sviluppo pareti 1° piano		74800,00	mm
Sviluppo pareti 2° piano		74800,00	mm
Sviluppo pareti 3° piano		74800,00	mm
Peso sismico afferente 1° p.	W=g1+g2+ψqk	989,43	kN
Peso sismico afferente 2° p.	W=g1+g2+ψqk	989,43	kN
Peso sismico afferente 3° p.	W=g1+g2+ψqk	728,33	kN
<b>Totale</b>		<b>2707,18</b>	<b>kN</b>

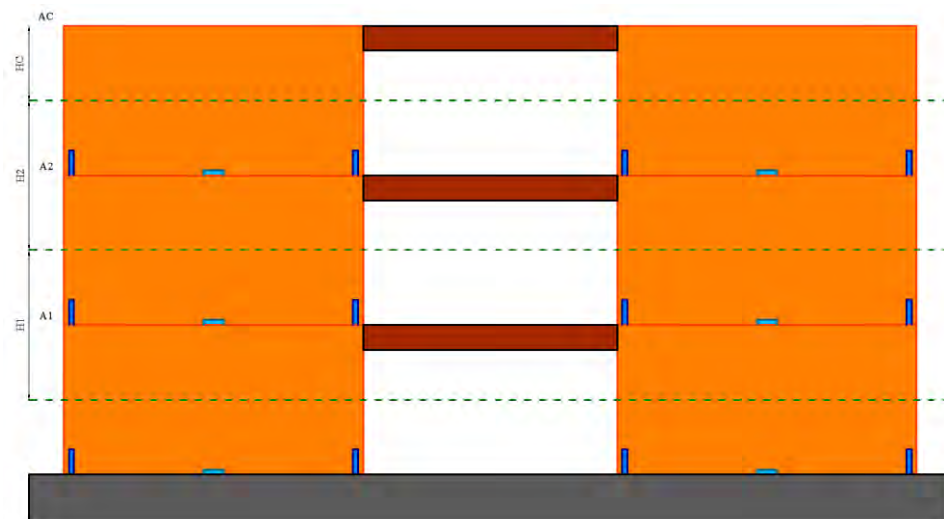


Figura 4.18: Superfici affidenti ai vari piani edificio 3° regolare.

Il peso sismico affidente al piano di copertura è quello definito dall'altezza HC. Ovvero dei 3 m che costituiscono le pareti del secondo piano, solo il 50% concorre al peso sismico dello stesso. Di conseguenza l'altezza h utilizzata per il calcolo della massa sismica è pari a 1,5 m. Il peso sismico affidente al secondo piano è, invece, quello definito dall'altezza H2 che comprende il 50% dell'altezza delle pareti del secondo piano e il 50% dell'altezza delle pareti del primo piano. L'altezza utilizzata è pari a 3 m. Lo stesso vale per il peso sismico del primo piano, dove consideriamo l'altezza H1, la quale è la somma del 50% dell'altezza delle pareti del primo piano e il 50% dell'altezza delle pareti del piano terra. In questo modo otteniamo i dati forniti in tabella 4.28 con evoluzione delle forze di piano in figura 4.18.

- **Verifica condizioni regolarità in pianta e in altezza:**

Tabella 4.25: Parametri per regolarità in pianta e altezza.

<b>REGOLARITA' IN PIANTA</b>	
Simmetria rispetto a due direzioni ortogonali	VERO
Rapporto tra lati inferiore a 4	VERO
Rientri o sporgenze inferiori al 25% dimensione totale edificio	VERO
Solai infinitamente rigidi	VERO
<b>REGOLARITA' IN ALTEZZA</b>	
Sistemi resistenti verticali estesi su tutta l'altezza	VERO
Massa e rigidità costanti sull'altezza o con variazioni tra piani < 20%	VERO
Resistenza effettiva e richiesta dal calcolo, costante tra i piani	VERO
Restringimenti della sezione dell'edificio gradualmente tra i piani	VERO

Data la regolarità in pianta e in altezza dell'edificio è possibile applicare l'analisi statica lineare per il calcolo delle azioni sismiche.

- **Definizione input sismico:**

Tabella 4.26: Dati per spettro elastico e di progetto SLV.

<b>DATI DI PROGETTO SLV</b>			
Zona sismica	1,00	1,00	
Tipo suolo	C	C	
PGA	0,35	0,35	$a_g/g$
Altezza edificio	9,00	9,00	m
Periodo fondamentale T1	0,26	0,26	s
Sd el(T1)	0,82	0,82	$a_g/g$
q	1,00	2,00	
Sd(T1)	0,82	0,41	$a_g/g$
$\lambda$	0,85	0,85	
Massa edificio	275,96	275,96	t
Peso sismico W	2707,18	2707,18	kN
Fh	1885,90	942,95	kN

Oltre ai dati di progetto per lo SLV, si riportano a titolo di esempio anche quelli relativi allo SLD. In figura 4.19 gli spettri adottati per l'edificio a 3 piani.

Tabella 4.27: Dati per spettro di progetto SLD.

<b>DATI DI PROGETTO SLD</b>		
Zona sismica	1,00	
Tipo suolo	C	
PGA	0,16	$a_g/g$
Altezza edificio	9,00	m
Periodo fondamentale T1	0,26	s
Sd el(T1)	0,36	$a_g/g$
q	1,00	
Sd(T1)	0,36	$a_g/g$
$\lambda$	0,85	
Massa edificio	275,96	t
Peso sismico W	2707,18	kN
Fh	838,46	kN

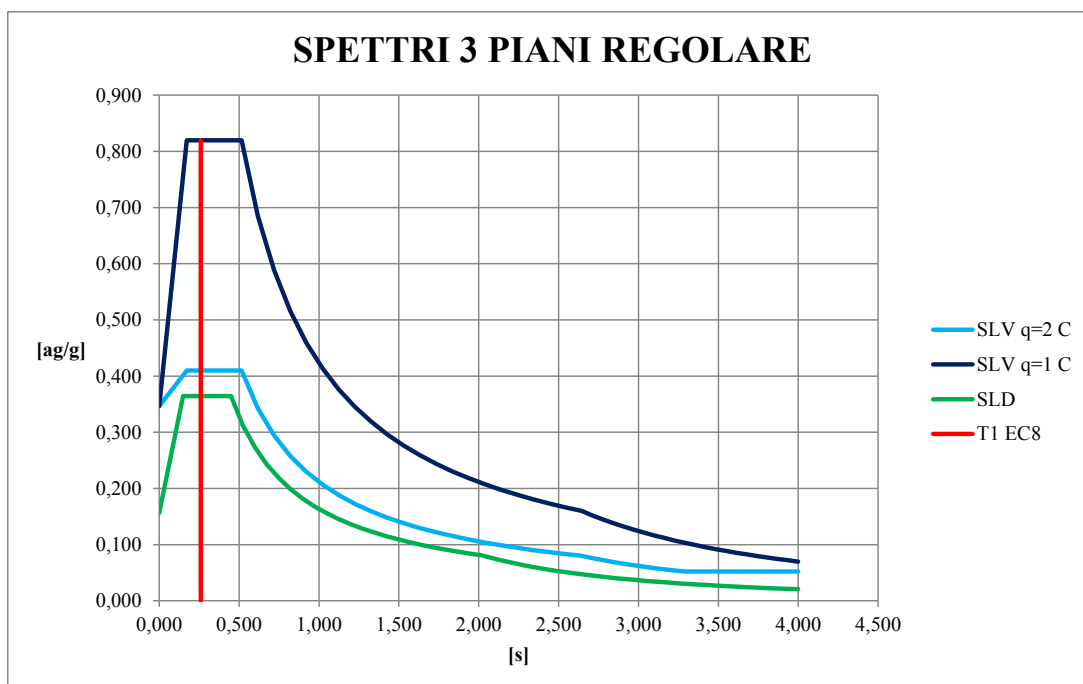


Figura 4.19: Spettri elastico e di progetto SLV e SLD per edificio 3 piani regolari in altezza.

- **Analisi statica lineare:**

Tabella 4.28: Definizione forze sismiche di piano.

ANALISI STATICA LINEARE $q=2C$							
descrizione		$z_i$	$M_i$	$W_i$	$W_i z_i$	$F_i$	$V_i$
		[m]	[t]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]
3	copertura	9,00	74,24	728,33	6554,95	399,81	399,81
2	secondo piano	6,00	100,86	989,43	5936,56	362,09	761,90
1	primo piano	3,00	100,86	989,43	2968,28	181,05	942,95
<b>Totali</b>			<b>275,96</b>	<b>2707,18</b>	<b>15459,78</b>	<b>942,95</b>	

Definito il taglio sismico  $F_h$  si procede alla sua ripartizione rispetto alle masse afferenti ai vari piani e si ottengono le varie forze da applicare al centro di massa di quest'ultimi. Abbinare alle forze ci saranno dei momenti torcenti. Di seguito, in figura 4.20, il grafico con l'andamento a sinistra del taglio sismico a cui è soggetto l'edificio, elastico, cioè con fattore di struttura unitario, e quello abbattuto con  $q$  pari a 2. A destra con la linea tratteggiata, l'andamento delle forze di piano  $F_i$  applicate ai centri di massa.

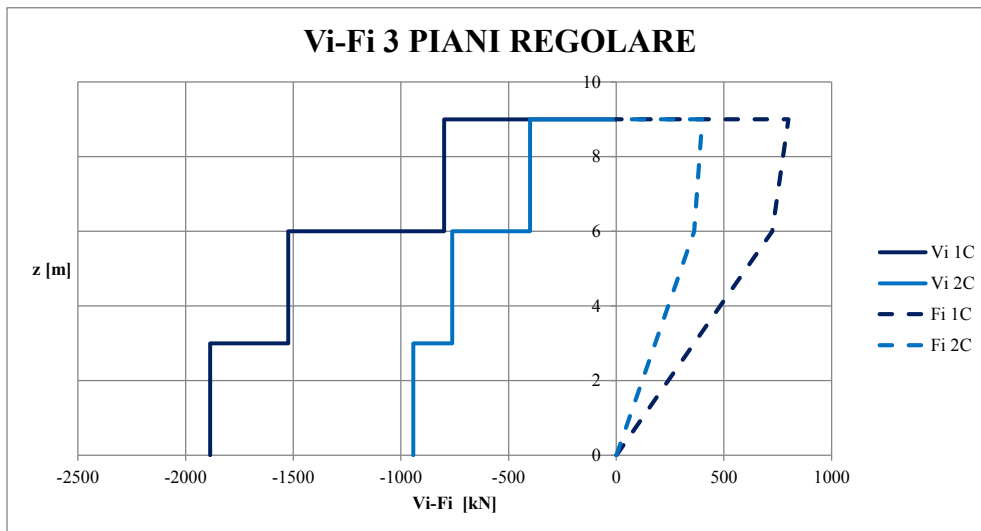


Figura 4.20: Taglio sismico e forze sismiche per edificio 3A regolare.

- **Confronto analisi lineare-vento:**

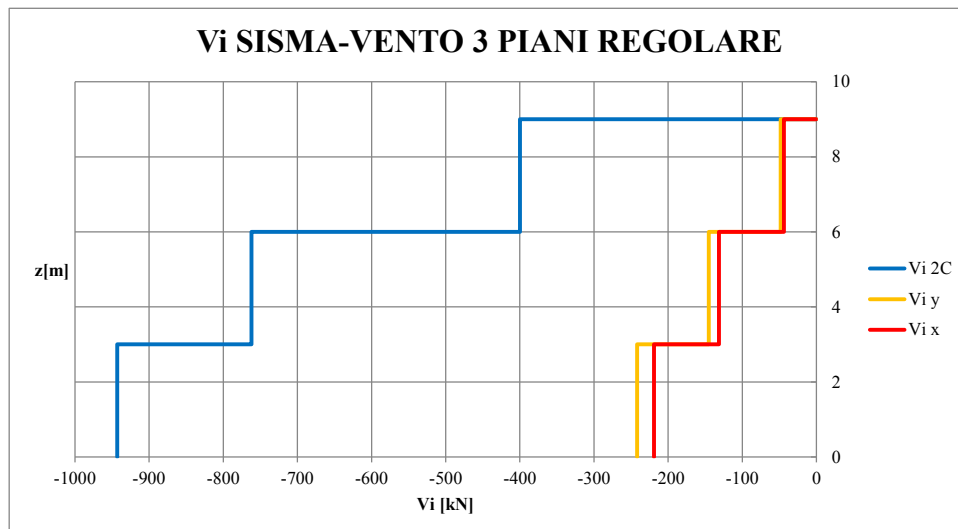


Figura 4.21: Confronto tagli sismici di piano da analisi statica equivalente con tagli da vento. In blu lo sviluppo dei tagli di piano per fattore di struttura  $q$  pari a 2 in riferimento al terreno C, mentre in giallo e rosso l'azione del vento sull'edificio nelle due direzioni principali.

Nota l'evoluzione del taglio sismico sui diversi piani dell'edificio, si svolge un primo confronto per via grafica per definire l'azione orizzontale dominante tra vento e sisma. In questo caso con l'analisi statica equivalente si hanno forze sismiche elevate ma se si calcola il periodo con un'analisi modale una volta definita la convergenza delle connessioni, si possono ottenere dei periodi più alti  $T > T_c$  e quindi l'accelerazione  $a_g/g$  che è l'ordinata dello spettro di progetto può diminuire e di conseguenza possono essere dominanti le azioni da vento.

- **Centro di rigidezza:**

Nel calcolo del centro di rigidezza, è stata assunta una rigidezza delle pareti di controvento proporzionale alla lunghezza della parete stessa, poiché nelle pareti in X-Lam non si può fare affidamento all'incastro alla base come accade per i setti in calcestruzzo, ma sulle connessioni, quindi la rigidezza della parete si basa sulla rigidezza della connessione. Per questo motivo l'analisi statica equivalente deve essere utilizzata come un primo passaggio di un processo iterativo e non come una progettazione definitiva delle connessioni alla base dell'edificio.

Se avessimo un setto in calcestruzzo armato le rigidzze sarebbero pari a:

$$k_i = c E J_i / h^3 \quad \text{con } c = 3 - 12$$

Nel nostro caso la rigidezza è proporzionale alla lunghezza del setto:

$$k_i = l_i$$

Le coordinate del centro di rigidezza:

$$x_R = \frac{\sum_i k_{yi} x_i}{\sum_i k_{yi}} ; \quad y_R = \frac{\sum_i k_{xi} y_i}{\sum_i k_{xi}}$$

Tabella 4.29: Centro di rigidezza edificio 3° regolare.

CALCOLO DEL CENTRO DI RIGIDEZZA								
Denominazione parete	Direzione	Lunghezza	Coordinata		ky	kx	xi ky	yi kx
		[mm]	x parete [mm]	y parete [mm]	[mm3]	[mm3]	[mm4]	[mm4]
X1	x	6000	3000	62,5	0	6000	0	375000
X2	x	6000	14100	62,5	0	6000	0	375000
X3	x	6000	3000	15437,5	0	6000	0	92625000
X4	x	6000	14100	15437,5	0	6000	0	92625000
X5a	x	2250	6925	5100	0	2250	0	11475000
X5b	x	2250	10175	5100	0	2250	0	11475000
X6	x	5500	8550	10400	0	5500	0	57200000
X7a	x	750	7675	6600	0	750	0	4950000
X7b	x	750	9425	6600	0	750	0	4950000
X8	x	2500	8550	8900	0	2500	0	22250000
Y1	y	5200	62,5	2600	5200	0	325000	0
Y2	y	5200	62,5	12900	5200	0	325000	0
Y3	y	5200	17037,5	2600	5200	0	88595000	0
Y4	y	5200	17037,5	12900	5200	0	88595000	0
Y5	y	5500	5900	7750	5500	0	32450000	0
Y6	y	5500	11200	7750	5500	0	61600000	0
Y7	y	2500	7400	7750	2500	0	18500000	0
Y8	y	2500	9700	7750	2500	0	24250000	0
<b>Totali</b>					<b>36800</b>	<b>38000</b>	<b>314640000</b>	<b>2,98E+08</b>

$$x_R = 8,55 \text{ m} \quad y_R = 7,85 \text{ m}$$

- **Centro di massa:**

Qui viene riportato il calcolo del centro di massa relativo al primo piano. Per il secondo ed il terzo non c'è alcuna differenza, se invece si va a modificare gli spessori delle pareti allora il centro di massa può mutare da piano a piano.

Le coordinate del centro di massa:

$$x_M = \frac{\sum_i W_i x_i}{\sum_i W_i} ; y_M = \frac{\sum_i W_i y_i}{\sum_i W_i}$$

Tabella 4.30: Centro di massa primo piano edificio 3° regolare.

CALCOLO DEL CENTRO DI MASSA								
Denominazione parete 1°Piano	Direzione	Lunghezza Lx [mm]	Lunghezza Ly [mm]	Coordinata		Wi [kN]	Wixi [kNmm]	Wiyi [kNmm]
				x parete [mm]	y parete [mm]			
X1	x	6000	125	3000	62,5	29,25	87750	1828,13
X2	x	6000	125	14100	62,5	29,25	412425	1828,13
X3	x	6000	125	3000	15437,5	29,25	87750	451547
X4	x	6000	125	14100	15437,5	29,25	412425	451547
X5a	x	2250	125	6925	5100	10,9688	75958,6	55940,6
X5b	x	2250	125	10175	5100	10,9688	111607	55940,6
X6	x	5500	125	8550	10400	26,8125	229247	278850
X7a	x	750	125	7675	6600	3,65625	28061,7	24131,3
X7b	x	750	125	9425	6600	3,65625	34460,2	24131,3
X8	x	2500	125	8550	8900	12,1875	104203	108469
Y1	y	125	5000	62,5	2600	24,375	1523,44	63375
Y2	y	125	5000	62,5	12900	24,375	1523,44	314438
Y3	y	125	5000	17037,5	2600	24,375	415289	63375
Y4	y	125	5000	17037,5	12900	24,375	415289	314438
Y5	y	125	5100	5900	7750	9,5625	56418,8	74109,4
Y6	y	125	5100	11200	7750	9,5625	107100	74109,4
Y7	y	125	2100	7400	7750	3,9375	29137,5	30515,6
Y8	y	125	2100	9700	7750	3,9375	38193,8	30515,6
trave 1°Piano								
T1	x	5100	125	8550	62,5	1,43438	12263,9	89,6484
T2	x	5100	125	8550	15437,5	1,43438	12263,9	22143,2
T3	y	125	5100	62,5	7750	1,43438	89,6484	11116,4
T4	y	125	5100	17037,5	7750	1,43438	24438,2	11116,4
T5	x	5600	125	3000	5100	1,575	4725	8032,5
T6	x	5600	125	14100	5100	1,575	22207,5	8032,5
T7	x	5600	125	3000	10400	1,575	4725	16380
T8	x	5600	125	14100	10400	1,575	22207,5	16380
T9	y	125	4800	5900	2600	1,35	7965	3510
T10	y	125	4800	11200	2600	1,35	15120	3510
T11	y	125	4800	5900	12900	1,35	7965	17415
T12	y	125	4800	11200	12900	1,35	15120	17415

Coordinate centro di massa primo piano:

$$x_M = 8,55 m \quad y_M = 7,76 m$$

Coordinate centro di massa secondo piano:

$$x_M = 8,55 m \quad y_M = 7,76 m$$

Coordinate centro di massa terzo piano:

$$x_M = 8,55 m \quad y_M = 7,76$$

- **Eccentricità geometrica e accidentale:**

Come indicato dalla normativa si deve tener conto dell'eccentricità tra il centro di massa e di rigidezza. Inoltre si deve aggiungere una eccentricità accidentale pari al 5% del lato dell'edificio per ciascuna direzione del sisma.

Eccentricità geometrica:

$$e_{x,g} = x_M - x_R ; e_{y,g} = y_M - y_R$$

Eccentricità accidentale:

$$e_{x,a} = 0,05 L_x ; e_{y,a} = 0,05 L_y$$

Eccentricità totale:

$$e_{x,tot} = e_{x,g} + e_{x,a} ; e_{y,tot} = e_{y,g} + e_{y,a}$$

Momento torcente:

$$Mt_x = V_i e_{y,tot} ; Mt_y = V_i e_{x,tot}$$

Dove:

- $V_i$  è il taglio di piano

Tabella 4.31: Parametri per eccentricità e momento torcente edificio 3° regolare.

q=2C		1°piano	2°piano	3°piano	
Centro di massa	xM	8550	8550	8550	mm
Centro di massa	yM	7764,00	7764,00	7764,58	mm
Centro di rigidezza	xR	8550	8550	8550	mm
Centro di rigidezza	yR	7850	7850	7850	mm
Eccentricità geometrica	ex	0	0	0	mm
Eccentricità geometrica	ey	86,00	86,00	85,42	mm
Lato lungo x		17100	17100	17100	mm
Lato lungo y		15500	15500	15500	mm
Eccentricità accidentale	ex	855	855	855	mm
Eccentricità accidentale	ey	775	775	775	mm
Eccentricità totale	ex	855	855	855	mm
Eccentricità totale	ey	861,00	861,00	860,42	mm
Taglio di piano		942,95	761,90	399,81	kN
Mt sisma x		811,88	656,00	344,01	kNm
Mt sisma y		806,22	651,43	341,84	kNm
Mtot x=Mt,x+0,3 Mt,y		1053,74	851,42	446,56	kNm
Mtot y=Mt,y+0,3Mt,x		1049,78	848,22	445,04	kNm



- **Ripartizione dell'azione sismica:**

Si considera l'intero sistema di pareti di controvento combinando l'azione sismica nelle due direzioni principali secondo le seguenti espressioni:

$$V_{xi} = \frac{k_{xi}}{k_{x,tot}} V_{tot,x} - \frac{k_{xi}(y_i - y_R)}{J_{p,tot}} M_{tot,x}$$

$$V_{yi} = \frac{k_{yi}}{k_{y,tot}} V_{tot,y} - \frac{k_{yi}(x_i - x_R)}{J_{p,tot}} M_{tot,y}$$

Rigidezza traslazionale di piano:

$$k_{x,tot} = \sum_i k_{xi}; \quad k_{y,tot} = \sum_i k_{yi}$$

Rigidezza torsionale totale di piano:

$$J_{p,tot} = \sum_i k_{xi}(y_i - y_R)^2 + \sum_i k_{yi}(x_i - x_R)^2$$

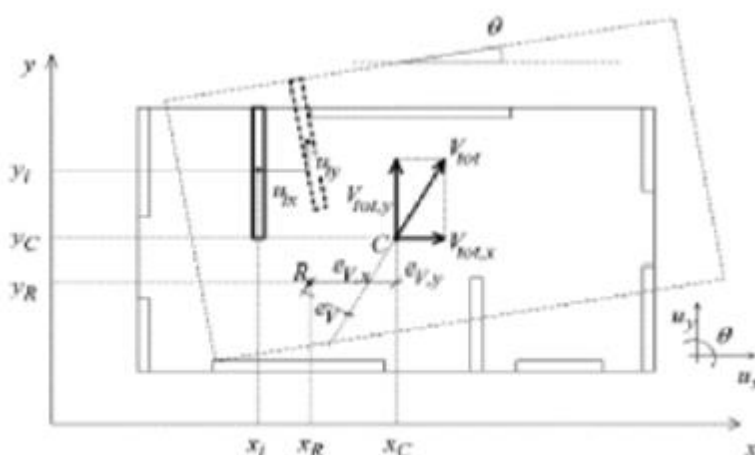


Figura 4.22: Ripartizione azione sismica.

Dove:

- $V_{ix}$  taglio sulla i-esima parete parallela all'asse x;
- $V_{iy}$  taglio sulla i-esima parete parallela all'asse y;
- $V_{tot,x}$  taglio di piano lungo la direzione x assorbito solo dalle pareti parallele all'asse x;
- $V_{tot,y}$  taglio di piano lungo la direzione y assorbito solo dalle pareti parallele all'asse y;
- $M_{tot,x} = M_{t,x} + 0,3 M_{t,y}$  per il calcolo della forza sulle pareti lungo x;
- $M_{tot,y} = M_{t,y} + 0,3 M_{t,x}$  per il calcolo della forza sulle pareti lungo y.

- **Resistenza connessioni a taglio:**

Per le connessioni a taglio, in questo caso si sono utilizzati angolari TITAN TCN 240, tutti i dati relativi si possono trovare nel catalogo del produttore. Si determina la resistenza dell'angolare secondo Eurocodice 5.

$$X_d = \frac{X_k k_{mod}}{\gamma_M}$$

Dove:

- $X_d$  valore di progetto della resistenza del collegamento;
- $X_k$  valore caratteristico della resistenza del collegamento, il valore caratteristico può essere determinato anche mediante prove sperimentali sulla base di prove svolte in condizioni definite dalle norme europee applicabili;
- $K_{mod}$  è un coefficiente correttivo che tiene conto del effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura.

	NTC 2008	EC 5
$K_{mod}$	1	1,1
$\gamma_M$	1,5	1

ANGOLARE TCN 240			
TCN240	$R_{k,ang}$	$R_{d,ang}$	kN
	30,3	33,33	
n° chiodi	36		

A seguire troviamo la progettazione delle connessioni a taglio al piano terra.

Tabella 4.32: Prima disposizione di angolari al piano terra, edificio 3° regolare.

PIANO TERRA STATICA EQUIVALENTE								
Denominazione parete	Direzione	Lunghezza [mm]	$R_{d,ang}$ [kN]	1° piano		n° angolari per parete	$R_{d,tot}$ [kN]	$R_{d,tot} > V_i$
				$V_{ix}$ [kN]	$V_{iy}$ [kN]			
X1	x	6000	33,33	164,96	0,00	6	199,98	VERO
X2	x	6000	33,33	164,96	0,00	6	199,98	VERO
X3	x	6000	33,33	133,23	0,00	6	199,98	VERO
X4	x	6000	33,33	133,23	0,00	6	199,98	VERO
X5a	x	2250	33,33	57,97	0,00	2	66,66	VERO
X5b	x	2250	33,33	57,97	0,00	2	66,66	VERO
X6	x	5500	33,33	131,63	0,00	6	199,98	VERO
X7a	x	750	33,33	18,93	0,00	1	33,33	VERO
X7b	x	750	33,33	18,93	0,00	1	33,33	VERO
X8	x	2500	33,33	61,13	0,00	2	66,66	VERO
Y1	y	5200	33,33	0,00	148,37	6	199,98	VERO
Y2	y	5200	33,33	0,00	148,37	6	199,98	VERO
Y3	y	5200	33,33	0,00	118,11	6	199,98	VERO
Y4	y	5200	33,33	0,00	118,11	6	199,98	VERO
Y5	y	5500	33,33	0,00	145,95	6	199,98	VERO
Y6	y	5500	33,33	0,00	135,91	6	199,98	VERO
Y7	y	2500	33,33	0,00	65,05	2	66,66	VERO
Y8	y	2500	33,33	0,00	63,07	2	66,66	VERO

- **Trazione sugli hold-down:**

Consideriamo la parete X1 soggetta alla seguente distribuzione di taglio e di forze sismiche:

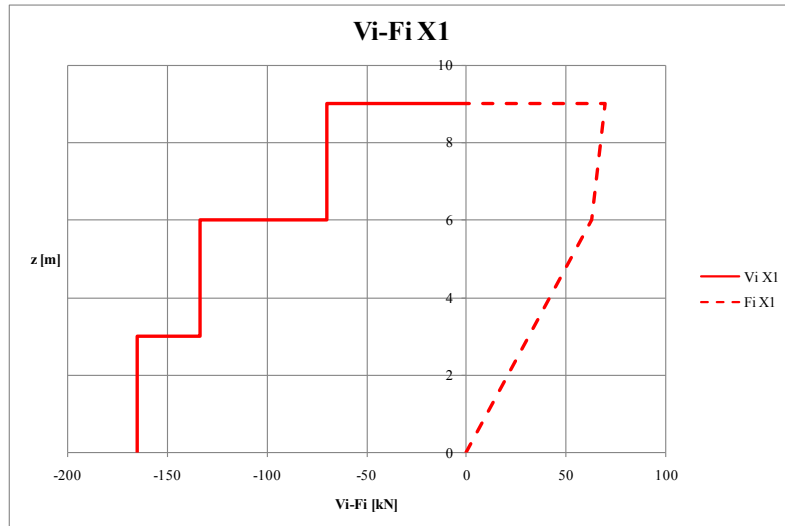


Figura 4.23: Taglio sismico e forze sismiche per parete X1 edificio 3A regolare.

Per determinare la trazione sui connettori ad ogni piano si utilizzano delle semplici equazioni di equilibrio. Consideriamo la figura 4.24 che rappresenta la nostra parete X1. Le forze sismiche  $F_T$ ,  $F_1$ ,  $F_2$  che agiscono sulla parete determinano un momento ribaltante rispetto al punto C di ogni pannello, il cui andamento è riportato in figura 4.25. Allo stesso tempo sul pannello, ad ogni piano agisce il peso proprio dello stesso consolidato dalla quota parte di peso del solaio che grava su quest'ultimo. Queste forze  $P_2$ ,  $P_1$ ,  $P_T$ , determinano un momento stabilizzante sempre rispetto al punto C di ogni pannello.

$$M_{rib2} = F_2 H_2 ; M_{rib1} = F_2 (H_2 + H_1) + F_1 H_1 ;$$

$$M_{ribT} = F_2 (H_2 + H_1 + H_T) + F_1 (H_1 + H_T) + F_T H_T$$

$$M_{stab2} = P_2 B/2 ; M_{stab1} = (P_2 + P_1) B/2 ; M_{stabT} = (P_2 + P_1 + P_T) B/2$$

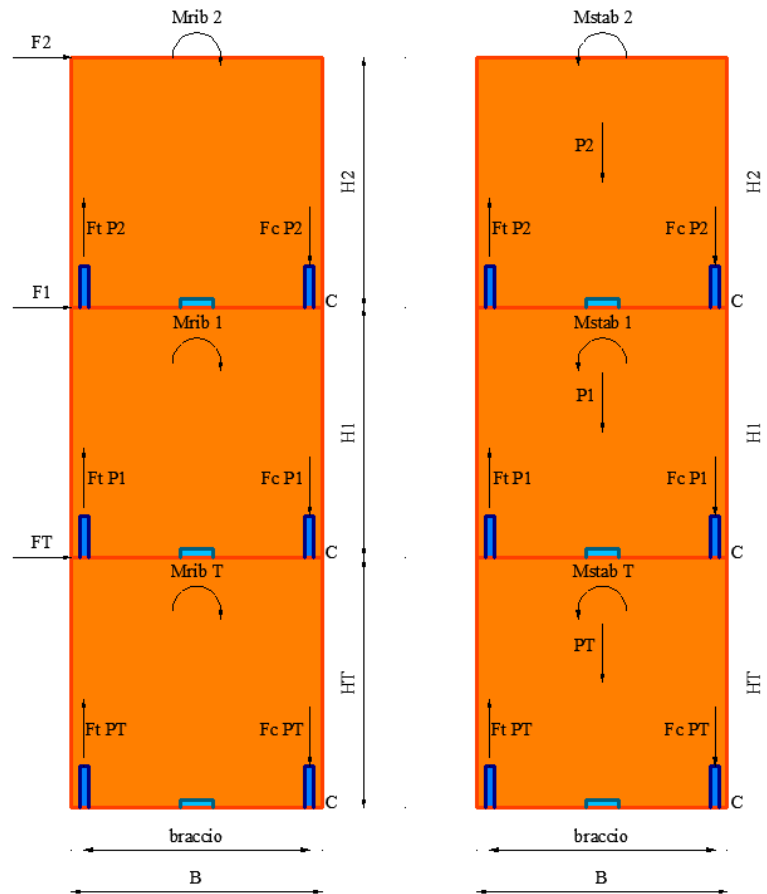


Figura 4.24: Schema semplificato per momento ribaltante e stabilizzante.

La trazione sull'hold-down si desume dalle seguenti formulazioni:

$$F_{tP2} = (M_{rib2} - M_{stab2})/b ; F_{tP1} = (M_{rib1} - M_{stab1})/b ;$$

$$F_{tPT} = (M_{ribT} - M_{stabT})/b$$

Tabella 4.33: Definizione della trazione sugli hold-down ad ogni piano.

SECONDO PIANO								
Denominazione parete	b [mm]	P2 [kN]	h rib [m]	b stab [m]	F2 [kN]	Mrib [kNm]	Mstab [kNm]	T [kN]
X1	5700	61,386	3	2,85	69,94	209,82	174,95	6,83724

PRIMO PIANO								
Denominazione parete	b [mm]	P1 [kN]	h rib [m]	b stab [m]	F1 [kN]	Mrib [kNm]	Mstab [kNm]	T [kN]
X1	5700	66,0223	3	2,85	63,35	609,69	363,114	48,3483

PIANO TERRA								
Denominazione parete	b [mm]	PT [kN]	h rib [m]	b stab [m]	FT [kN]	Mrib [kNm]	Mstab [kNm]	T [kN]
X1	5700	66,0223	3	2,85	31,67	1104,57	551,277	108,489

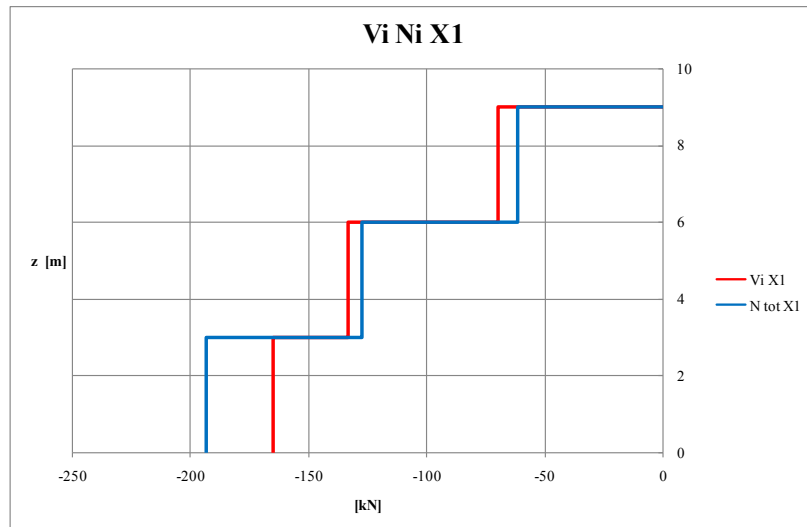


Figura 4.25: Sviluppo taglio sismico di piano e sforzo normale di piano per parete X1 edificio 3A regolare.

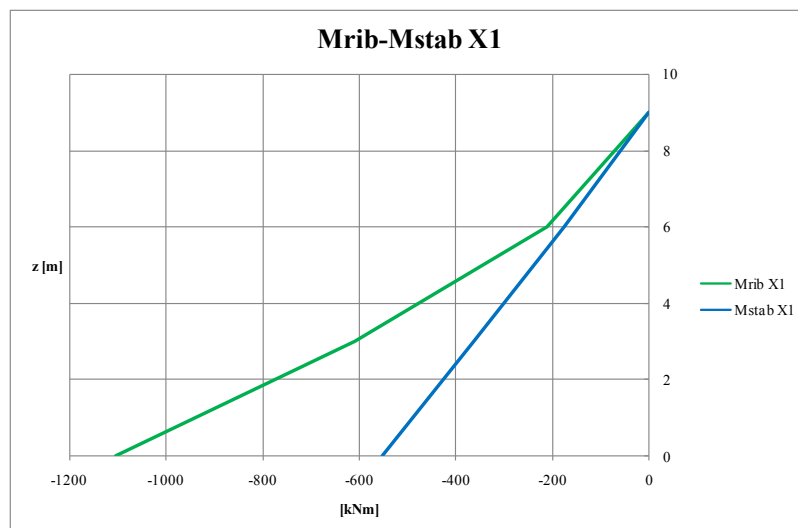


Figura 4.26: Sviluppo momento ribaltante e stabilizzante per parete X1 edificio 3A regolare.

In tabella 4.33 si stabiliscono con le equazioni di equilibrio citate in precedenza gli andamenti dei momenti ribaltanti e stabilizzanti. In figura 4.25 si ha lo sviluppo del taglio sismico, in rosso, cui è soggetta la parete X1, sempre secondo analisi statica equivalente. Sempre in figura 4.25 si è riportato l'andamento dello sforzo normale, ovvero il peso a cui sono soggette le pareti X1 ai vari piani. Anche se da grafico le forze verticali sono maggiori rispetto a quelle orizzontali, il braccio di leva delle forze sismiche è il doppio di quelle statiche, quindi è evidente da figura 4.26 che l'azione sismica è maggiormente dimensionante rispetto all'azione del peso statico cui è soggetta la parete, infatti per ogni piano l'andamento del momento ribaltante, verde, è sempre superiore a quello stabilizzante, azzurro, per cui gli hold-down sono sempre soggetti a trazione. Un volta indicate tutte le resistenze delle connessioni, si passa al calcolo delle loro rigidità come spiegato nel capitolo 3 paragrafo 3.6.

#### 4.4 Confronti analisi statica equivalente, vento

Riportiamo delle tabelle riassuntive dove andiamo a vedere il periodo fondamentale calcolato tramite formula dell'Eurocodice 8 per tutte le tipologie di edificio analizzate, regolari e irregolari. Oltre al periodo fondamentale si ha l'ordinata dello spettro di progetto, il taglio sismico, la cui ripartizione tra i piani si può notare nelle figure seguenti. Nelle figure 4.27 e 4.28 gli spettri con le differenze tra i periodi da normativa per edifici regolari e irregolari. Il periodo non cambia tra edifici della stessa altezza della tipologia A, B e C poiché l'unico parametro variabile nella formulazione da EC8 è l'altezza dell'edificio. Infine lo sviluppo dei tagli sismici secondo analisi statica equivalente confrontati con i tagli da vento per alcune delle tipologie. Si vuole far notare che in questi casi il sisma è dimensionante rispetto all'azione del vento.

Tabella 4.34

DATI DI PROGETTO SLV REGOLARI										
	3AR	3BR	3CR	5AR	5BR	5CR	8AR	8BR	8CR	
Zona sismica	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
Tipo suolo	C	C	C	C	C	C	C	C	C	
PGA	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	a <sub>g</sub> /g
Altezza edificio	9,00	9,00	9,00	15,00	15,00	15,00	24,00	24,00	24,00	m
T1 EC8	0,26	0,26	0,26	0,38	0,38	0,38	0,54	0,54	0,54	s
S <sub>d-el</sub> (T1)	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,78	0,78	0,78	a <sub>g</sub> /g
q=k <sub>R</sub> q <sub>0</sub>	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	
S <sub>d</sub> (T1)	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,39	0,39	0,39	a <sub>g</sub> /g
λ	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	
Massa edificio	275,96	275,96	275,96	482,25	482,25	487,97	799,70	799,70	827,43	t
Peso sismico W	2707,18	2707,18	2707,18	4730,91	4730,91	4787,01	7845,05	7845,05	8117,13	kN
Fh	942,95	942,95	942,95	1647,84	1647,84	1667,38	2601,54	2601,54	2691,77	kN

Tabella 4.35

DATI DI PROGETTO SLV IRREGOLARI							
	3AI	3BI	5AI	5BI	8AI	8BI	
Zona sismica	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
Tipo suolo	C	C	C	C	C	C	
PGA	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	a <sub>g</sub> /g
Altezza edificio	9,00	9,00	15,00	15,00	24,00	24,00	m
T1 EC8	0,26	0,26	0,38	0,38	0,54	0,54	s
S <sub>d-el</sub> (T1)	1,02	1,02	1,02	1,02	0,97	0,97	a <sub>g</sub> /g
q=k <sub>R</sub> q <sub>0</sub>	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	
S <sub>d</sub> (T1)	0,51	0,51	0,51	0,51	0,49	0,49	a <sub>g</sub> /g
λ	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	
Massa edificio	275,96	275,96	482,25	482,25	799,70	800,16	t
Peso sismico W	2707,18	2707,18	4730,91	4730,91	7845,05	7849,54	kN
Fh	1178,68	1178,68	2059,80	2059,80	3251,92	3253,78	kN

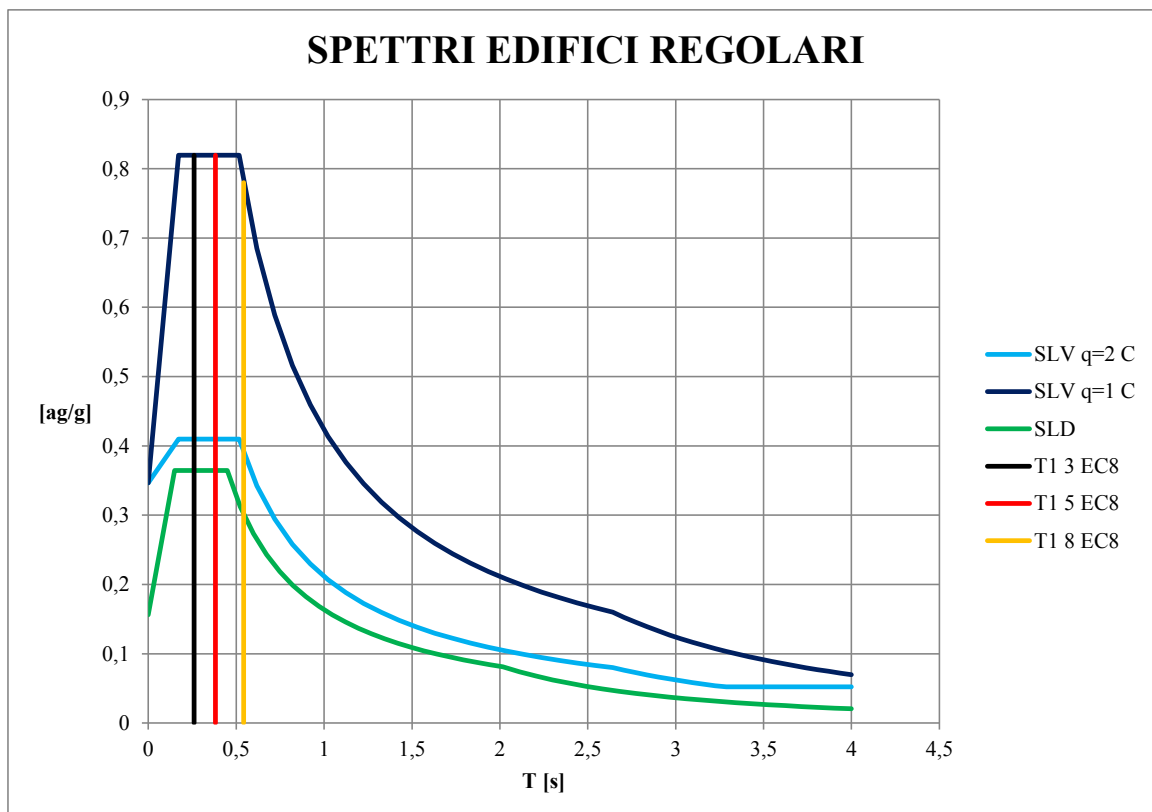


Figura 4.27: Periodi fondamentali da normativa edifici regolari. C indica la tipologia di suolo.

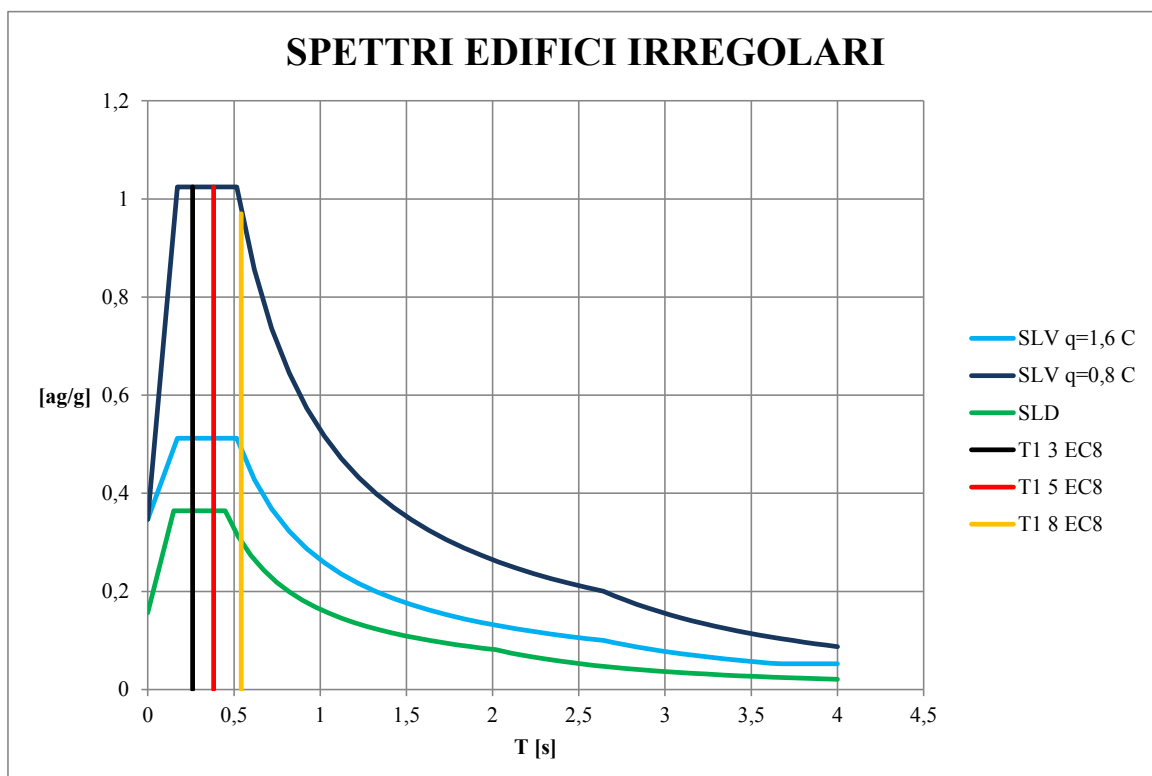


Figura 4.28: Periodi fondamentali da normativa edifici irregolari. C indica la tipologia di suolo.

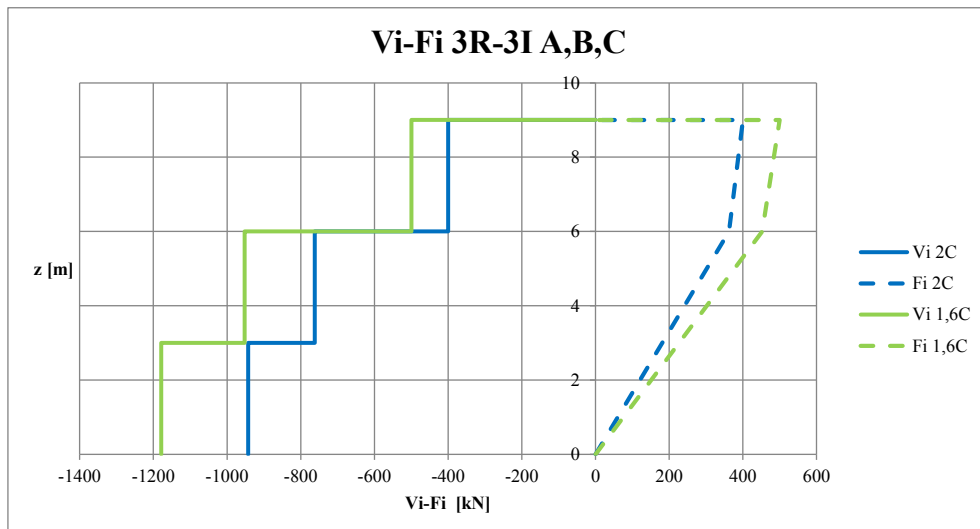


Figura 4.29: Taglio sismico e forze sismiche per edificio 3 piani.

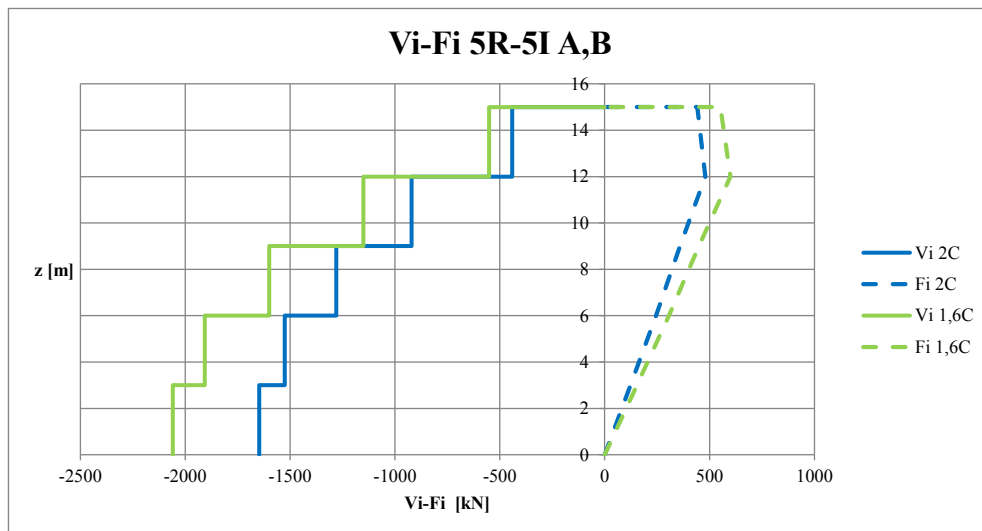


Figura 4.30: Taglio sismico e forze sismiche per edificio 5 piani.

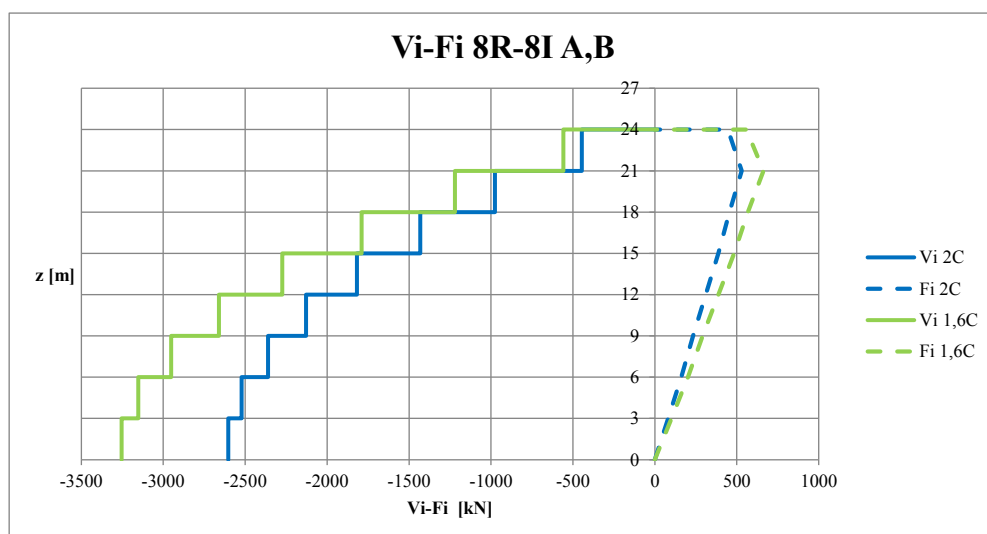


Figura 4.31: Taglio sismico e forze sismiche per edificio 8 piani.

Note. In blu e in verde si riporta l'andamento del taglio sismico ( $Vi$ ) e delle forze di piano ( $Fi$ ) per la configurazione regolare e irregolare.



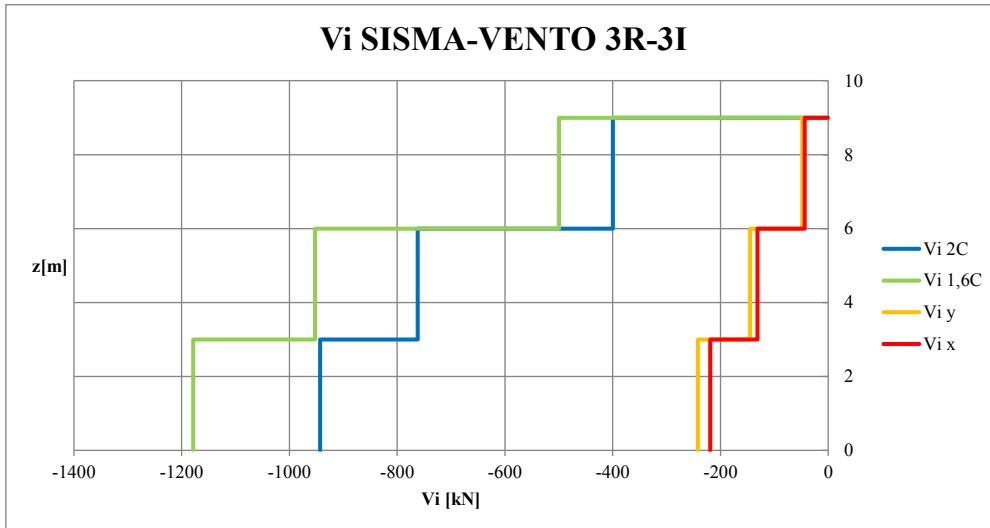


Figura 4.32: Confronto tagli sismici di piano da analisi statica equivalente con tagli da vento.

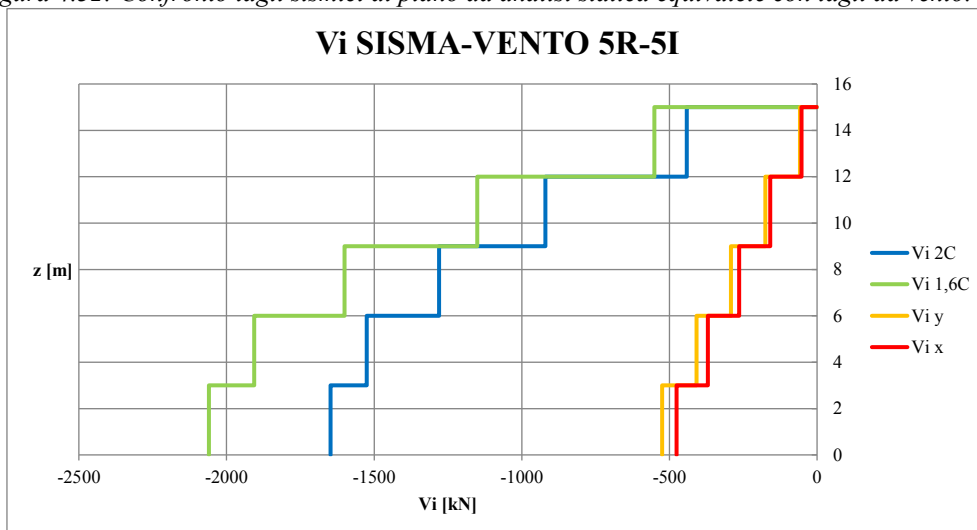


Figura 4.33: Confronto tagli sismici di piano da analisi statica equivalente con tagli da vento.

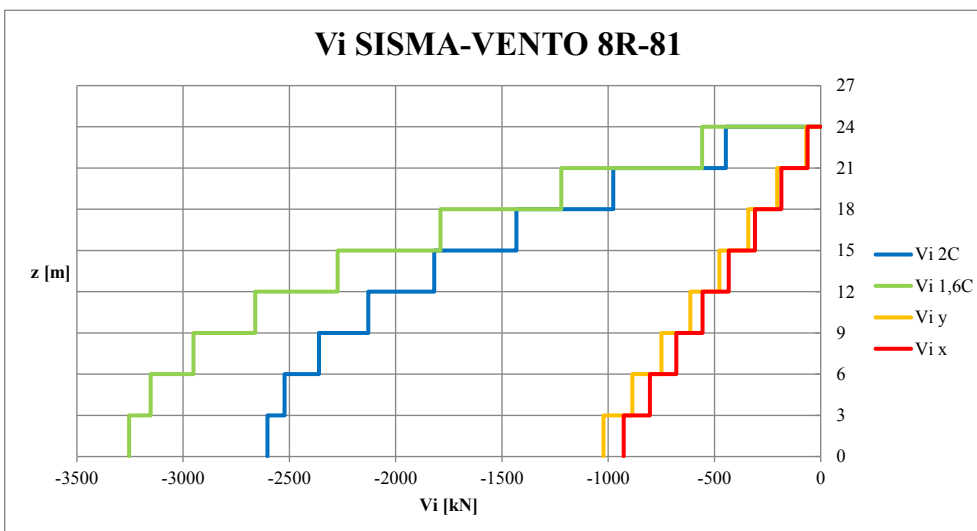


Figura 4.34: Confronto tagli sismici di piano da analisi statica equivalente con tagli da vento.

Note. In blu e in verde si riporta l'andamento del taglio sismico per la configurazione regolare e irregolare, mentre in rosso e in giallo gli sviluppi dei tagli da vento.

## 4.5 Analisi modale

Una volta effettuata la progettazione di tentativo delle connessioni, con relativa rigidità sperimentale o da normativa, in base all'Eurocodice 5, si determinano le masse afferenti ai vari solai che verranno applicate ai load patch visti nel capitolo 3. Le masse di piano per le diverse tipologie di edificio vengono riportate in tabella 4.36. Le masse calcolate devono essere divise per l'area della pianta dell'edificio, tabella 4.37, per poter essere inserite all'interno dei load patch che costituiscono l'intero solaio di pianta. Definite le masse si procede con l'analisi alle frequenze naturali. Trovata la frequenza relativa al primo modo di vibrare si trova il corrispondente periodo  $T_1$ :

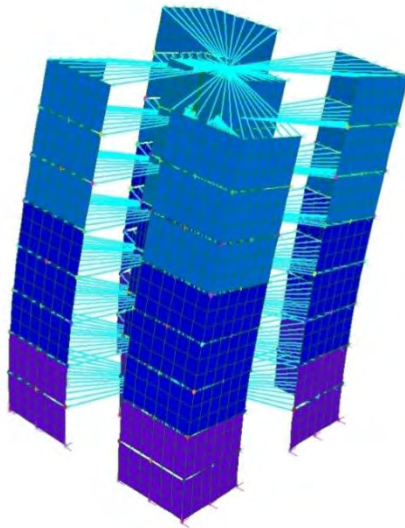
$$T_{1,k} = 1/f_1$$

Dove:

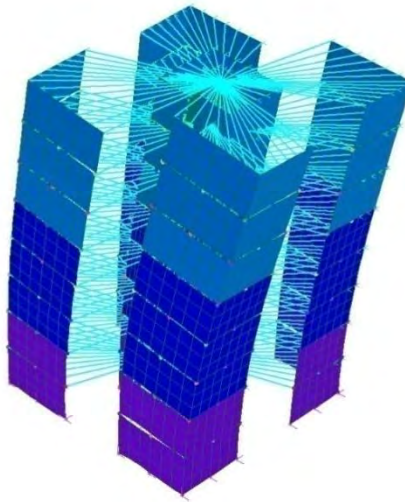
- $T_{1,k}$  è il periodo proporzionale alle rigidità  $k$  utilizzate nella modellazione;
- $f_1$  è la frequenza relativa al primo modo di vibrare.

In tabella 4.38 si restituiscono tutte le frequenze e i periodi relativi agli edifici con fattore di struttura da normativa e rigidità sperimentali ( $k_{test}$ ) e analitiche ( $k_{ser}$ ). Nella tabella 4.39 si riportano invece, le ordinate dello spettro di risposta relative al periodo fissato da analisi modale con collegate rigidità.

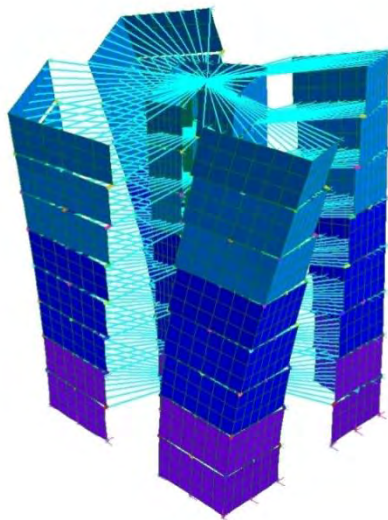
Nelle immagini sottostanti si osservano i primi tre modi di vibrare dell'edificio a 8 piani tipologia A regolare in altezza. Il primo modo è coerente con la distribuzione delle masse adottate per la ripartizione dei carichi, cioè la massa disposta sul load patch trasferisce il carico in direzione  $y$ , vale a dire sulle pareti e sulle travi disposte in direzione  $x$ , quindi l'edificio subisce una traslazione in direzione  $y$ . Il secondo modo è sempre traslazionale, ma in direzione ortogonale al primo, mentre il terzo è di tipo torcente. Le masse partecipanti del primo e del secondo modo non superano il limite imposto da normativa pari a 85% della massa partecipante, quindi nelle analisi dinamiche lineari si sono considerati dei modi di vibrare successivi per la risposta sismica sulle connessioni.



*Figura 4.35: 1°modo di vibrare  $f$  1,37Hz massa partecipante 61,88%.*



*Figura 4.36: 2°modo di vibrare  $f$  1,39Hz massa partecipante 60,96%.*



*Figura 4.37: 3°modo di vibrare  $f$  2,05Hz.*

MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	1.3677E+00	2.3566E+02	1.7404E+04	0.000	61.882	0.018
2	1.3906E+00	1.6910E+02	1.2909E+04	60.960	0.000	0.000
3	2.0449E+00	1.6462E+02	2.7176E+04	2.099	0.000	0.000
4	5.8441E+00	2.9361E+02	3.9588E+05	0.000	18.420	3.867
5	5.9674E+00	1.9666E+02	2.7646E+05	20.144	0.000	0.000
6	6.1458E+00	1.3625E+02	2.0318E+05	0.000	1.891	30.835
7	6.9722E+00	1.2466E+02	2.3924E+05	0.008	0.000	0.000
8	6.9845E+00	1.7710E+02	3.4108E+05	0.000	0.000	44.323
9	7.0457E+00	1.4911E+02	2.9223E+05	0.530	0.000	0.000
10	7.0866E+00	1.6855E+02	3.3416E+05	0.000	0.804	0.046
11	7.7435E+00	1.6217E+02	3.8388E+05	0.478	0.000	0.000
12	1.2354E+01	1.9233E+02	1.1588E+06	0.000	7.634	0.026
13	1.2503E+01	1.4250E+02	8.7948E+05	6.865	0.000	0.000
14	1.3260E+01	6.1161E+01	4.2451E+05	0.460	0.000	0.000
15	1.5319E+01	9.6627E+01	8.9521E+05	0.145	0.000	0.000
16	1.5857E+01	9.3346E+01	9.2661E+05	0.000	0.004	4.754
17	1.7414E+01	8.6890E+01	1.0403E+06	0.000	0.000	6.058
18	1.7482E+01	6.7542E+01	8.1494E+05	0.000	0.000	0.000
19	1.7552E+01	7.7646E+01	9.4433E+05	0.002	0.000	0.000
20	1.7708E+01	1.0787E+02	1.3354E+06	0.000	0.011	0.023
21	1.9000E+01	1.5770E+02	2.2474E+06	0.000	3.849	0.002
22	1.9243E+01	9.2878E+01	1.3577E+06	3.349	0.000	0.000
23	2.0217E+01	6.0206E+01	9.7152E+05	0.000	0.000	0.054
24	2.0250E+01	1.0558E+02	1.7092E+06	0.000	0.002	0.003
25	2.0896E+01	7.6563E+01	1.3198E+06	0.001	0.000	0.000

-----  
TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS      95.041      94.497      90.009

MODE PARTICIPATION FOR ROTATIONAL EXCITATION

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-RX (%)	PF-RY (%)	PF-RZ (%)
1	1.3677E+00	2.3566E+02	1.7404E+04	0.154	0.013	0.000
2	1.3906E+00	1.6910E+02	1.2909E+04	0.000	0.023	0.000
3	2.0449E+00	1.6462E+02	2.7176E+04	0.000	0.016	0.000
4	5.8441E+00	2.9361E+02	3.9588E+05	1.459	2.808	0.000
5	5.9674E+00	1.9666E+02	2.7646E+05	0.000	0.242	0.000
6	6.1458E+00	1.3625E+02	2.0318E+05	24.925	22.387	0.000
7	6.9722E+00	1.2466E+02	2.3924E+05	0.000	0.169	0.000
8	6.9845E+00	1.7710E+02	3.4108E+05	31.496	32.179	0.000
9	7.0457E+00	1.4911E+02	2.9223E+05	0.000	17.393	0.000
10	7.0866E+00	1.6855E+02	3.3416E+05	15.182	0.033	0.000
11	7.7435E+00	1.6217E+02	3.8388E+05	0.000	0.129	0.000
12	1.2354E+01	1.9233E+02	1.1588E+06	0.047	0.019	0.000
13	1.2503E+01	1.4250E+02	8.7948E+05	0.000	0.200	0.000
14	1.3260E+01	6.1161E+01	4.2451E+05	0.000	0.635	0.000
15	1.5319E+01	9.6627E+01	8.9521E+05	0.000	0.000	0.000
16	1.5857E+01	9.3346E+01	9.2661E+05	4.136	3.452	0.000
17	1.7414E+01	8.6890E+01	1.0403E+06	4.307	4.398	0.000
18	1.7482E+01	6.7542E+01	8.1494E+05	0.000	1.924	0.000
19	1.7552E+01	7.7646E+01	9.4433E+05	0.000	0.015	0.000
20	1.7708E+01	1.0787E+02	1.3354E+06	1.427	0.017	0.000
21	1.9000E+01	1.5770E+02	2.2474E+06	0.450	0.001	0.000
22	1.9243E+01	9.2878E+01	1.3577E+06	0.000	0.305	0.000
23	2.0217E+01	6.0206E+01	9.7152E+05	0.039	0.039	0.000
24	2.0250E+01	1.0558E+02	1.7092E+06	0.038	0.002	0.000
25	2.0896E+01	7.6563E+01	1.3198E+06	0.000	0.821	0.000

-----  
TOTAL ROTATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS      83.660      87.221      0.000

## 4.6 Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione seguente:

$$E = \left( \sum_j \sum_i \rho_{ij} E_i E_j \right)^{1/2}$$

con:

- $E_j$  valore dell'effetto relativo al modo  $j$ ;
- $\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo  $i$  e il modo  $j$ , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) [(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}]}$$

Dove:

- $\xi$  smorzamento viscoso dei modi  $i$  e  $j$ ;
- $\beta_{ij}$  è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia  $i$ - $j$  di modi ( $\beta_{ij} = T_j/T_i$ );

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo. In alternativa, nel caso in cui la struttura sia non dissipativa, si può effettuare un'analisi con integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso accelerogrammi, tenendo conto dell'eccentricità accidentale. Per semplicità nelle tabelle 4.41 e 4.42 si riportano tutti i momenti torcenti utilizzati nelle analisi degli edifici. Le eccentricità sono già state trattate nel paragrafo 4.3.3. Per le analisi con spettro di risposta i momenti torcenti considerati sono quelli relativi alle forze di piano calcolate da analisi statica equivalente. Quindi i momenti torcenti adottati sono a favore di sicurezza, poiché da analisi modale con rigidzze sperimentali si generano dei periodi maggiori rispetto a quelli calcolati tramite EC8 e di conseguenza i tagli sismici sono più inferiori rispetto a quelli calcolati con formula da normativa.

Tabella 4.36:

Mi [t]															
	3AR	3AI	3BR	3BI	3CR	5AR	5AI	5BR	5BI	5CR	8AR	8AI	8BR	8BI	8CR
PT	74,24	74,24	74,24	74,24	74,24	74,24	74,24	74,24	74,24	75,39	74,24	74,24	74,24	74,24	77,39
P1	100,86	100,86	100,86	100,86	100,86	100,86	100,86	100,86	100,86	103,15	100,86	100,86	100,86	100,86	107,15
P2	100,86	100,86	100,86	100,86	100,86	100,86	100,86	100,86	100,86	103,15	100,86	100,86	100,86	100,86	107,15
P3										103,15	103,15	103,15	103,15	103,15	107,15
P4										103,15	103,15	103,15	103,15	103,15	107,15
P5											103,15	103,15	103,15	103,15	107,15
P6											107,15	107,15	107,15	107,15	107,15
P7											107,15	107,15	107,15	107,15	107,15

Tabella 4.37:

mi [t/mm <sup>2</sup> ]															
	3AR	3AI	3BR	3BI	3CR	5AR	5AI	5BR	5BI	5CR	8AR	8AI	8BR	8BI	8CR
PT	2,8E-07	2,8E-07	2,8E-07	2,8E-07	2,8E-07	2,8E-07	2,8E-07	2,8E-07	2,8E-07	2,84E-07	2,8E-07	2,8E-07	2,8E-07	2,8E-07	2,92E-07
P1	3,81E-07	3,81E-07	3,81E-07	3,81E-07	3,81E-07	3,81E-07	3,81E-07	3,81E-07	3,81E-07	3,89E-07	3,81E-07	3,81E-07	3,81E-07	3,81E-07	4,04E-07
P2	3,81E-07	3,81E-07	3,81E-07	3,81E-07	3,81E-07	3,81E-07	3,81E-07	3,81E-07	3,81E-07	3,89E-07	3,81E-07	3,81E-07	3,81E-07	3,81E-07	4,04E-07
P3										3,89E-07	3,89E-07	3,89E-07	3,89E-07	3,89E-07	4,04E-07
P4										3,89E-07	3,89E-07	3,89E-07	3,89E-07	3,89E-07	4,04E-07
P5											3,89E-07	3,89E-07	3,89E-07	3,89E-07	4,04E-07
P6											4,04E-07	4,04E-07	4,04E-07	4,04E-07	4,04E-07
P7											4,04E-07	4,04E-07	4,04E-07	4,04E-07	4,04E-07

Tabella 4.38:

FATTORE DI STRUTTURA q DA NORMATIVA															
	3AR	3AI	3BR	3BI	3CR	5AR	5AI	5BR	5BI	5CR	8AR	8AI	8BR	8BI	8CR
$f_{kEC5}$ [Hz]	4,45	5,37	4,65	5,09	5,55	2,70	2,91	2,66	2,84	3,38	1,37	1,44	1,37	1,47	1,98
$f_{ktest}$ [Hz]	2,12	2,54	2,04	2,34	3,07	1,25	1,65	1,23	1,52	2,21	0,83	0,88	0,79	0,82	1,52
$T_{1EC8}$ [s]	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
$T_{1-kEC5}$ [s]	0,22	0,19	0,22	0,20	0,18	0,37	0,34	0,38	0,35	0,30	0,73	0,69	0,73	0,68	0,50
$T_{1-ktest}$ [s]	0,47	0,39	0,49	0,43	0,33	0,80	0,61	0,81	0,66	0,45	1,21	1,14	1,26	1,22	0,66

Tabella 4.39:

FATTORE DI STRUTTURA q DA NORMATIVA															
	3AR	3AI	3BR	3BI	3CR	5AR	5AI	5BR	5BI	5CR	8AR	8AI	8BR	8BI	8CR
$Sd_{kser}$ [ag/g]	0,41	0,51	0,41	0,51	0,41	0,41	0,51	0,41	0,51	0,41	0,29	0,38	0,29	0,39	0,41
$Sd_{ktest}$ [ag/g]	0,41	0,51	0,41	0,51	0,41	0,26	0,44	0,26	0,40	0,41	0,17	0,23	0,17	0,22	0,32

Tabella 4.40:

Fi [kN]															
	3AR	3AI	3BR	3BI	3CR	5AR	5AI	5BR	5BI	5CR	8AR	8AI	8BR	8BI	8CR
PT	181,05	226,31	181,05	226,31	181,05	122,57	153,22	122,57	153,22	122,11	80,46	100,58	80,46	100,58	79,69
P1	362,09	452,61	362,09	452,61	362,09	245,15	306,43	245,15	306,43	244,23	160,93	201,16	160,93	201,16	159,38
P2	399,81	499,76	399,81	499,76	399,81	359,57	449,46	359,57	449,46	366,34	232,37	290,47	232,37	290,47	239,07
P3						479,42	599,28	479,42	599,28	488,45	309,83	387,29	309,83	387,29	318,76
P4						441,13	551,42	441,13	551,42	446,25	387,29	484,11	387,29	484,11	398,45
P5											454,44	568,05	454,44	568,05	478,14
P6											530,18	662,73	530,18	662,73	557,83
P7											446,03	557,53	446,03	557,53	460,45

Tabella 4.41:

Mt <sub>x</sub> [kNm]															
	3AR	3AI	3BR	3BI	3CR	5AR	5AI	5BR	5BI	5CR	8AR	8AI	8BR	8BI	8CR
PT	155,88	194,85	155,88	194,85	155,88	105,46	131,83	105,46	131,83	104,89	69,15	86,44	69,15	86,44	68,36
P1	311,76	389,70	311,76	389,70	311,76	210,93	263,66	210,93	263,66	209,77	138,31	172,88	138,31	172,88	136,72
P2	344,01	430,01	344,01	430,01	344,01	309,34	386,68	309,34	386,68	314,66	199,67	249,59	199,67	249,59	205,08
P3						412,46	515,57	412,46	515,57	419,54	266,23	332,79	266,23	332,79	273,44
P4						379,26	474,07	379,26	474,07	383,01	332,79	415,99	332,79	415,99	341,80
P5											390,46	488,07	390,46	488,07	410,16
P6											455,53	569,42	455,53	569,42	478,52
P7											382,95	478,68	382,95	478,68	394,68

Tabella 4.42:

Mt <sub>y</sub> [kNm]															
	3AR	3AI	3BR	3BI	3CR	5AR	5AI	5BR	5BI	5CR	8AR	8AI	8BR	8BI	8CR
PT	154,79	193,49	154,79	193,49	154,79	104,80	131,00	104,80	131,00	104,41	68,80	86,00	68,80	86,00	68,13
P1	309,59	386,99	309,59	386,99	309,59	209,60	262,00	209,60	262,00	208,81	137,59	171,99	137,59	171,99	136,27
P2	341,84	427,30	341,84	427,30	341,84	307,43	384,29	307,43	384,29	313,22	198,68	248,35	198,68	248,35	204,40
P3						409,90	512,38	409,90	512,38	417,63	264,91	331,13	264,91	331,13	272,54
P4						377,17	471,46	377,17	471,46	381,54	331,13	413,92	331,13	413,92	340,67
P5											388,55	485,68	388,55	485,68	408,81
P6											453,31	566,63	453,31	566,63	476,94
P7											381,35	476,69	381,35	476,69	393,68



Per quanto concerne la combinazione delle componenti dell'azione sismica, i valori massimi della risposta sismica, ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali attribuite separatamente, sono combinati sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. Così facendo si ottengono 32 diverse combinazioni, in quanto vi sono 8 coppie di azioni ortogonali da moltiplicare per le 4 possibili posizioni del centro delle masse. Nei casi studio, dato che l'edificio è simmetrico rispetto ai 2 assi principali, le combinazioni considerate sono 8. Valutata un'azione sismica orizzontale in direzione x, i cui effetti vengono indicati con  $E_x$ , ed una ad essa ortogonale applicata secondo la direzione y, i cui effetti vengono indicati con  $E_y$ , le 8 combinazioni risultano essere le seguenti:

$$E_x + 0,3E_y ; E_x - 0,3E_y ; -E_x - 0,3E_y ; -E_x + 0,3E_y$$

$$E_y + 0,3E_x ; E_y - 0,3E_x ; -E_y - 0,3E_x ; -E_y + 0,3E_x$$

A ciascuna combinazione vanno poi sommati i valori degli effetti dovuti ai carichi verticali valutati nella combinazione sismica. Naturalmente la semplice sovrapposizione degli effetti è consentita dalla linearità del modello adottato. Nei casi studio comunque, non è necessario costruire due modelli separati, uno per le masse verticali e il secondo per quelle traslazionali, poiché si è scelto di dare densità nulla agli elementi che realizzano il modello, quali pareti, travi e solaio, e applicare all'elemento load patch una massa non strutturale della quale si possono scegliere le componenti x, y, z. Così facendo si esegue un'analisi spettrale per determinare  $E_x$  ed  $E_y$ , si salvano i risultati e si importano nelle combinazioni dei carichi, infine si abbinano ai momenti torcenti e ai pesi sismici verticali e si esegue un'analisi lineare finale per determinare le forze sulle connessioni, come mostrato in tabella 4.43:

Tabella 4.43: Combinazioni utilizzate per edificio a 3 piani.

COMBINAZIONI DI CARICO PER EDIFICIO 3 PIANI									
	W	+EX+0,3EY	+EX-0,3EY	-EX-0,3EY	-EX+0,3EY	+0,3EX+EY	+0,3EX-EY	-0,3EX-EY	-0,3EX+EY
WP1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
WP2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
WPT	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fh_X_P1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Fh_Y_P1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Fh_X_P2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Fh_Y_P2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Fh_X_PT	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Fh_Y_PT	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Mt_X_P1	0,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30
Mt_Y_P1	0,00	0,30	-0,30	-0,30	0,30	1,00	-1,00	-1,00	1,00
Mt_X_P2	0,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30
Mt_Y_P2	0,00	0,30	-0,30	-0,30	0,30	1,00	-1,00	-1,00	1,00
Mt_X_PT	0,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30
Mt_Y_PT	0,00	0,30	-0,30	-0,30	0,30	1,00	-1,00	-1,00	1,00
Ex(SRSS)	0,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30
Ey(SRSS)	0,00	0,30	-0,30	-0,30	0,30	1,00	-1,00	-1,00	1,00

Una volta raggiunta convergenza per la progettazione delle connessioni, per la quale sono soddisfatte le verifiche SLV e SLD, si esegue un confronto tra i diversi periodi delle analisi effettuate, sui singoli casi studio, con relative accelerazioni, come riportato in tabella 4.38 e 4.39, il tutto si riporta nello spettro di progetto di riferimento. A differenza di quanto esposto in precedenza, con l'analisi modale il periodo varia a seconda delle rigidezze considerate per le connessioni ( $k_{ser}$ - $k_{test}$ ). Si considerano le due tabelle sopra citate e si procede ad analizzare i diversi edifici della tipologia A regolare in altezza. Se si confrontano i periodi con rigidezze analitiche  $k_{ser}$  (EC5) con i periodi da normativa (EC8) i primi sono più bassi ma comunque l'ordinata è la stessa che si avrebbe con quelli da normativa, vale a dire che comunque siamo sul plateau dello spettro, come mostrato in figura 4.38. Se si raffronta il taglio sismico nelle figure 4.41, 4.42 e 4.43, invece, questo è più basso pur avendo la stessa accelerazione, poiché la massa partecipante è minore rispetto a quella della statica equivalente. Per le rigidezze sperimentali  $k_{test}$  notiamo che i periodi sono più elevati dal momento che quest'ultime presentano valori inferiori rispetto a quelle analitiche per cui l'edificio risulta più flessibile e soggetto ad accelerazioni più basse a mano a mano che l'altezza della costruzione aumenta. Avendo delle accelerazioni minori si ha un decremento notevole del taglio sismico (SRSS  $k_{test}$ ) come dimostrano le figura 4.42, edificio a 5 piani, figura 4.43, edificio a 8 piani e può accadere che come forza orizzontale sia dimensionante il vento al posto del sisma.

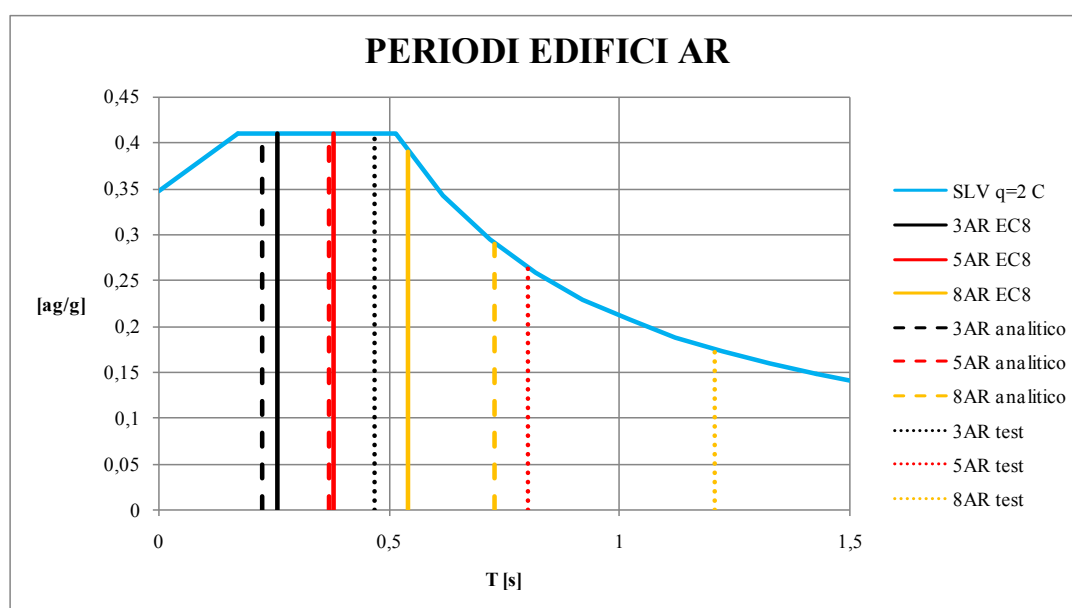


Figura 4.38: Confronto periodi edifici tipologia A regolare.

Per gli edifici irregolari in altezza cambia lo spettro di progetto, poiché cambia il fattore di struttura  $q$ , ma avendo una disposizione di connessioni che non varia da piano a piano, gli edifici, raffrontati con quelli regolari della stessa tipologia A, si dimostrano meno flessibili sia con rigidezze sperimentali che con rigidezze analitiche.

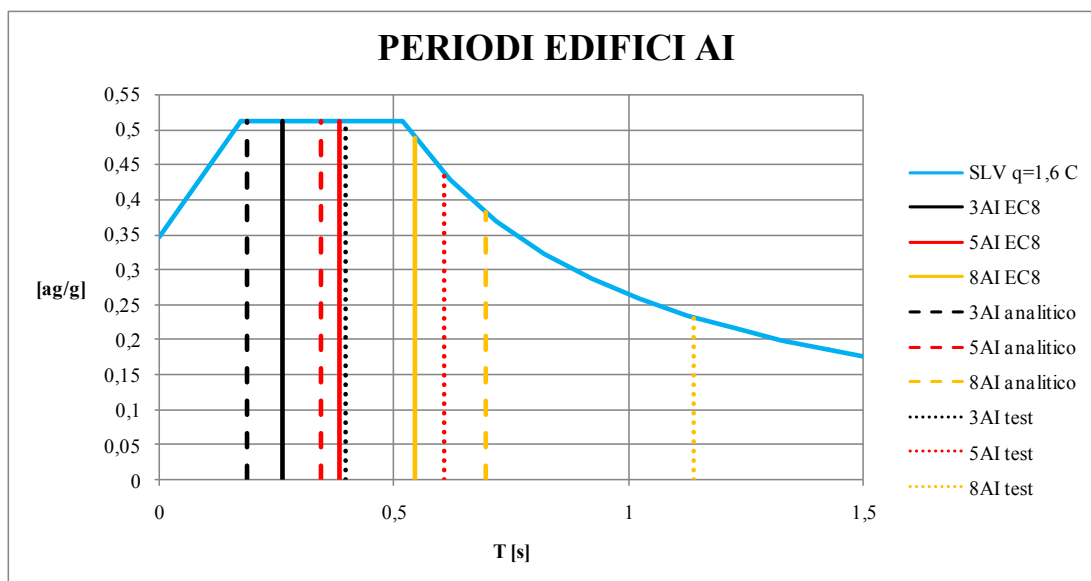


Figura 4.39: Confronto periodi edifici tipologia A irregolare.

Ovviamente i periodi da normativa sono sempre gli stessi per tutte le tipologie studiate, vale a dire che l'unico parametro variabile è l'altezza dell'edificio, perciò non si hanno differenze dei tagli di piano calcolati con la statica equivalente dalla tipologia A, B e C. Differenti sono invece i periodi definiti cambiando le rigidezze delle connessioni e inserendo al posto di pareti monolitiche orizzontali, un coprighiunto che unisce due pareti adiacenti, vale a dire tipologia B e C. Infatti in figura 4.39, dove si indicano sullo spettro i periodi fondamentali delle costruzioni tipo B, si nota che l'inserimento del coprighiunto tra due pareti rende l'edificio più deformabile e quindi si assiste ad una traslazione verso destra dei periodi rispetto a quanto visto in figura 4.37 dove si sono considerati i modelli A regolari. Di conseguenza ci si aspetta dei tagli sismici minori.

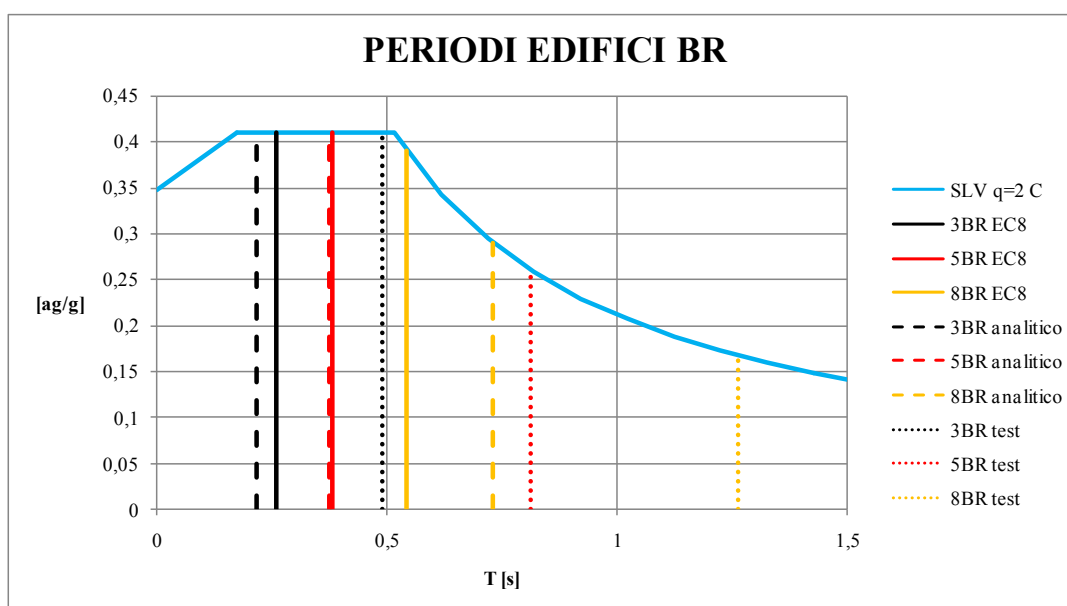


Figura 4.40: Confronto periodi edifici tipologia B regolare.

## 4.7 Confronti analisi dinamica lineare, vento

Oltre a comparare i periodi visti nel paragrafo 4.6, si effettua una verifica per via grafica per determinare se, per la zona dove sorge l'edificio, è dimensionante il sisma da analisi dinamica lineare o il vento. Per tutti i grafici, come visto nel paragrafo 4.4, le analisi statiche equivalenti per il sisma sono sempre dimensionanti rispetto all'azione del vento, ma se si considerano le effettive forze a cui sono soggette le connessioni a taglio, proporzionali alle rigidezze con cui sono state messe a punto, dovute ad un'analisi modale che considera una massa partecipante minore rispetto alla statica equivalente, è necessario fare un confronto dettagliato con l'azione del vento che investe la struttura nelle due direzioni principali. Le azioni sulle connessioni dipendono quindi dalla massa partecipante, dal periodo e dall'accelerazione per definire il taglio sismico a cui l'edificio è soggetto. Per una semplice lettura dei grafici a seguire si commenta la leggenda posta a lato di ciascun grafico:

- $V_i 2C$  è l'andamento dei tagli di piano fissati da analisi statica equivalente con fattore di struttura  $q$  pari a 2 per edifici regolari, 1,6 per edifici irregolari, la lettera C rappresenta la categoria di suolo di riferimento;
- $V_i y$  è l'andamento del taglio dovuto all'azione da vento che investe la superficie verticale dell'edificio posta in direzione  $x$ ;
- $V_i x$  è l'andamento del taglio dovuto all'azione da vento che investe la superficie verticale dell'edificio posta in direzione  $y$ ;
- $SRSS k_{ser}$  è l'andamento del taglio di piano in direzione  $x$  o  $y$ , calcolato da analisi dinamica lineare con spettro, definito dall'azione sismica E. Le varie componenti sono le somme delle azioni taglianti che si esercitano sugli angolari di ogni singolo piano con rigidezze in  $x$  o in  $y$  secondo Eurocodice 5.
- $SRSS k_{test}$  è l'andamento del taglio di piano in direzione  $x$  o  $y$ , calcolato da analisi dinamica lineare con spettro, definito dall'azione sismica E. Le varie componenti sono le somme delle azioni taglianti che si esercitano sugli angolari di ogni singolo piano con rigidezze in  $x$  o in  $y$  secondo prove sperimentali.

Si osserva che a mano a mano che l'altezza dell'edificio aumenta con un'analisi modale la massa partecipante decresce, i tagli sismici diminuiscono poiché si hanno periodi più alti. Tutto ciò si nota sugli edifici da 5 e 8 piani, dove, se si considerano le rigidezze sperimentali, per il primo l'andamento del taglio di piano dovuto al sisma è quasi sempre la metà di quello da analisi statica equivalente, ma comunque maggiore dell'azione da vento nelle due direzioni. Per il secondo, dato che è molto più flessibile, con le rigidezze sperimentali, l'andamento del taglio è abbattuto rispetto a quello da statica equivalente e quasi confrontabile con l'azione orizzontale da vento. Per l'edificio a 3 piani, invece, il quale risulta comunque tozzo per via che le dimensioni in pianta sono maggiori dell'altezza, non si hanno eccessive variazioni tra gli andamenti dei tagli da normativa e quelli dovuti a rigidezze sperimentali e analitiche, anzi la distribuzione dei tagli sismici tra le due differenti rigidezze è simile e quasi coincidente.

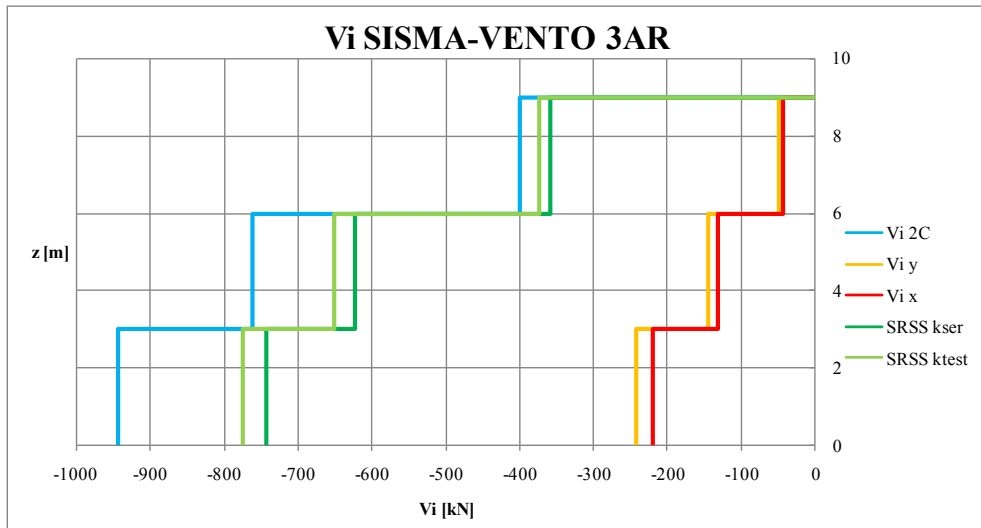


Figura 4.41: Confronto andamenti taglio sismico,vento 3AR.

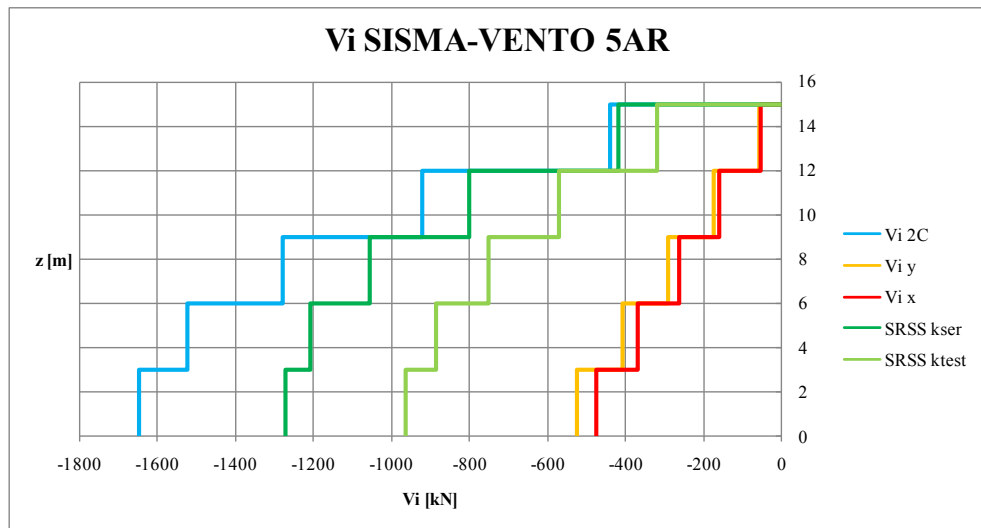


Figura 4.42: Confronto andamenti taglio sismico,vento 5AR.

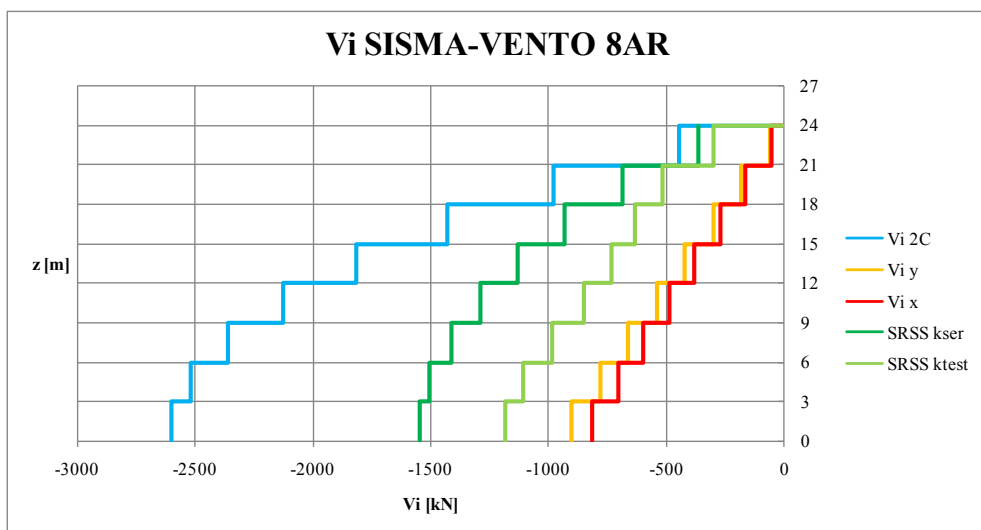
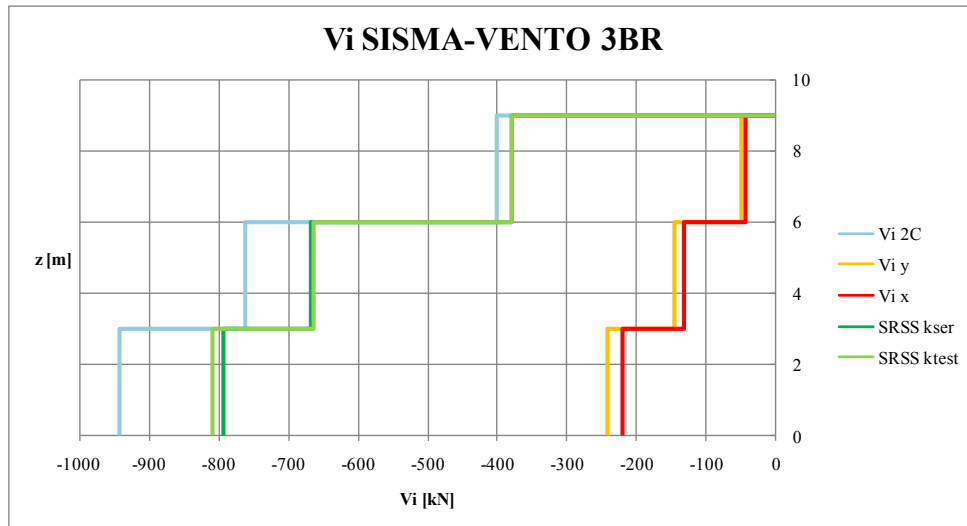
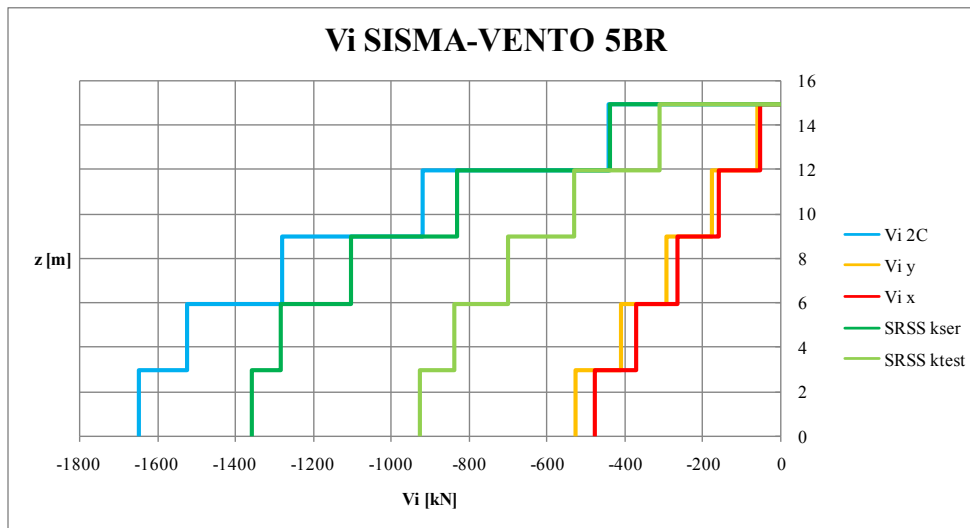


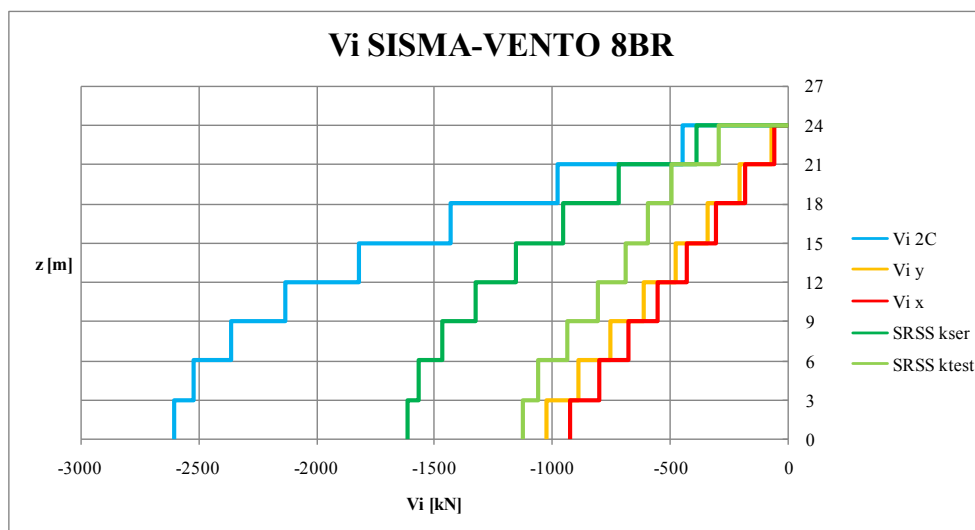
Figura 4.43: Confronto andamenti taglio sismico,vento 8AR.



*Figura 4.44: Confronto andamenti taglio sismico, vento 3BR.*



*Figura 4.45: Confronto andamenti taglio sismico, vento 5BR.*



*Figura 4.46: Confronto andamenti taglio sismico, vento 8BR.*

## 4.8 Progetto delle connessioni

### 4.8.1 Verifiche SLV

Sempre riferendosi all'edificio 3AR utilizzato per l'analisi statica equivalente vista nel paragrafo 4.3.3, si procede andando ad eseguire un'analisi modale con le connessioni della statica equivalente, un'analisi spettrale con spettro di risposta dove si inseriscono tutte le frequenze ottenute. Alla fine si ricavano le forze sugli elementi modellati con le rigidezze analitiche o sperimentali e si determina se le verifiche SLV e SLD sono soddisfatte o meno. Si riporta in tabella 4.44 la progettazione degli angolari utilizzati al piano terra nella configurazione di convergenza. In tabella troviamo:

- Prima colonna identificativo elemento connection abbinato a relativa parete, con direzione in cui è efficace;
- Seconda colonna la tipologia di angolare da catalogo;
- Terza colonna la rigidezza  $K_{ser}$  del chiodo Anker 4x60 calcolata secondo EC5;
- Quarta colonna il numero di chiodi con cui è costituito l'angolare;
- Quinta colonna le rigidezze di un angolare;
- Sesta colonna la progettazione a convergenza degli angolari necessari a soddisfare le verifiche;
- Settima colonna la rigidezza totale  $K_{ser}$  che andremo a inserire nell'elemento connection da modello, poiché si è scelto di rappresentare un'unica molla a taglio posta nel centro del lato inferiore della parete;
- Ottava e nona colonna la resistenza di progetto di un singolo angolare e quella totale.

Tabella 4.44

PIANO TERRA TAGLIO								
Nome elemento "connection"	tipologia connettore	kser singolo chiodo [N/mm]	n° chiodi per connettore	kser connettore [N/mm]	n°connettori per parete	kser totale elemento [N/mm]	Rd connettore [kN]	Rd tot.elemento [kN]
A_X1_PT	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	8	574230,12	33,33	266,64
A_X2_PT	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	8	574230,12	33,33	266,64
A_X3_PT	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	8	574230,12	33,33	266,64
A_X4_PT	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	8	574230,12	33,33	266,64
A_X5a_PT	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	2	143557,53	33,33	66,66
A_X5b_PT	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	2	143557,53	33,33	66,66
A_X6_PT	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	8	574230,12	33,33	266,64
A_X7a_PT	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	2	143557,53	33,33	66,66
A_X7b_PT	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	2	143557,53	33,33	66,66
A_X8_PT	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	4	287115,06	33,33	133,32
A_Y1_PT	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	8	574230,12	33,33	266,64
A_Y2_PT	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	8	574230,12	33,33	266,64
A_Y3_PT	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	8	574230,12	33,33	266,64
A_Y4_PT	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	8	574230,12	33,33	266,64
A_Y5_PT	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	8	574230,12	33,33	266,64
A_Y6_PT	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	8	574230,12	33,33	266,64
A_Y7_PT	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	4	287115,06	33,33	133,32
A_Y8_PT	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	4	287115,06	33,33	133,32

In tabella 4.45 le caratteristiche delle connessioni raggruppate per semplificare il processo di calcolo e per attribuire la medesima rigidezza agli elementi che risultano avere lo stesso numero di angolari fissati alla base della parete.

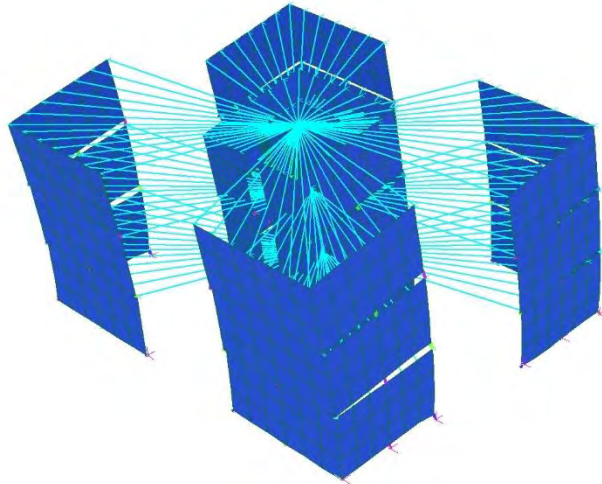


Figura 4.47: 1°modo di vibrare  $f$  4,44Hz massa partecipante 64,34%.

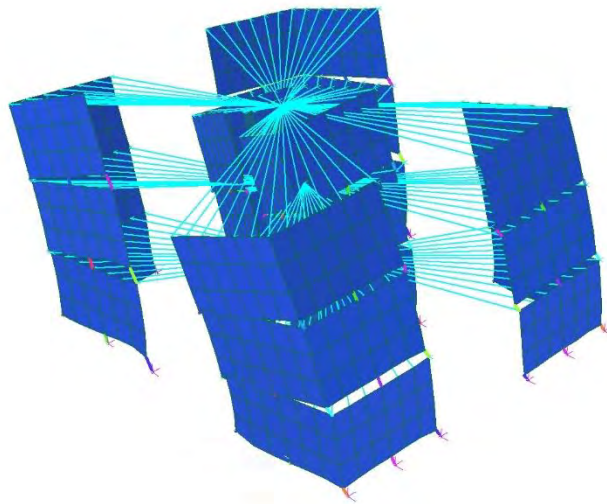


Figura 4.48: 2°modo di vibrare  $f$  4,47Hz massa partecipante 66,72%.

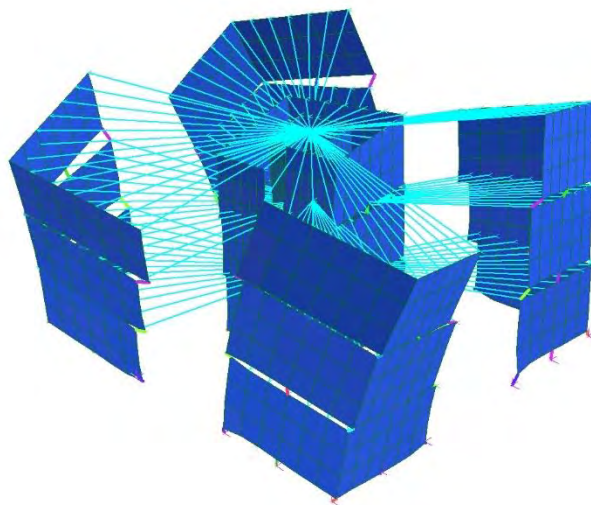


Figura 4.49: 3°modo di vibrare  $f$  6,01Hz.



Tabella 4.45

PIANO TERRA TAGLIO								
Nome elemento "connection"	Nome elemento "connection" modello	tipologia connettore	kser singolo chiodo [N/mm]	n° chiodi per connettore	kser connettore [N/mm]	n° connettori per parete	kser totale elemento [N/mm]	Rd tot.elemento [kN]
A_X1_PT A_X2_PT A_X3_PT A_X4_PT A_X6_PT	A_X_PT 8	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	8	574230,12	266,64
A_X5a_PT A_X5b_PT A_X7a_PT A_X7b_PT	A_X_PT 2	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	2	143557,53	66,66
A_X8_PT	A_X_PT 4	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	4	287115,06	133,32
A_Y1_PT A_Y2_PT A_Y3_PT A_Y4_PT A_Y5_PT A_Y6_PT	A_Y_PT 8	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	8	574230,12	266,64
A_Y7_PT A_Y8_PT	A_Y_PT 4	TITAN TCN 240	1993,85	36	71778,77	4	287115,06	133,32

Una volta attribuite le rigidezze al modello, effettuata l'analisi dinamica lineare, si ricavano le sollecitazioni sugli angolari secondo le diverse combinazioni viste in tabella 4.43. Alla fine si verifica che le sollecitazioni per le diverse combinazioni, siano minori delle resistenze come si può notare in tabella 4.46.

Tabella 4.46

PIANO TERRA TAGLIO										
Nome elemento "connection"	Nome elemento "connection"	Rd tot.elemento [kN]	Ved EX+0,3EY [kN]	Ved EX-0,3EY [kN]	Ved -EX-0,3EY [kN]	Ved -EX+0,3EY [kN]	Ved 0,3EX+EY [kN]	Ved 0,3EX-EY [kN]	Ved -0,3EX-EY [kN]	Ved -0,3EX+EY [kN]
A_X1_PT A_X2_PT A_X3_PT A_X4_PT A_X6_PT	A_X_PT 8	<b>266,64</b>	149,31	168,64	104,66	123,98	31,11	95,54	13,55	50,88
A_X5a_PT A_X5b_PT A_X7a_PT A_X7b_PT	A_X_PT 2	<b>66,66</b>	116,28	112,37	160,94	157,03	25,19	12,14	69,85	56,80
A_X8_PT	A_X_PT 4	<b>133,32</b>	149,72	131,54	109,52	91,34	86,56	25,95	46,36	14,24
A_Y1_PT A_Y2_PT A_Y3_PT A_Y4_PT A_Y5_PT A_Y6_PT	A_Y_PT 8	<b>266,64</b>	97,89	102,96	138,09	143,15	7,61	24,51	47,80	64,70
A_Y7_PT A_Y8_PT	A_Y_PT 4	<b>133,32</b>	152,41	148,77	152,41	148,77	51,25	39,11	51,25	39,11
A_X5a_PT A_X5b_PT A_X7a_PT A_X7b_PT	A_X_PT 2	<b>66,66</b>	12,58	20,88	22,42	30,72	12,26	15,41	2,42	25,25
A_X8_PT	A_X_PT 4	<b>133,32</b>	29,88	23,26	20,04	13,42	22,45	0,38	12,61	9,46
A_Y1_PT A_Y2_PT A_Y3_PT A_Y4_PT A_Y5_PT A_Y6_PT	A_Y_PT 8	<b>266,64</b>	0,35	2,71	0,04	2,39	3,35	4,49	3,67	4,17
A_Y7_PT A_Y8_PT	A_Y_PT 4	<b>133,32</b>	2,30	0,13	2,62	0,44	3,88	3,38	4,20	3,06
A_Y1_PT A_Y2_PT A_Y3_PT A_Y4_PT A_Y5_PT A_Y6_PT	A_Y_PT 8	<b>266,64</b>	57,22	56,67	57,22	56,67	18,02	16,15	18,02	16,15
A_Y7_PT A_Y8_PT	A_Y_PT 4	<b>133,32</b>	25,28	40,22	16,56	82,06	121,57	96,77	79,73	138,61
A_X5a_PT A_X5b_PT A_X7a_PT A_X7b_PT	A_X_PT 2	<b>66,66</b>	75,33	23,33	33,49	18,51	116,10	57,21	74,26	99,05
A_X8_PT	A_X_PT 4	<b>133,32</b>	25,12	40,16	84,24	18,95	85,87	131,76	144,98	72,65
A_Y1_PT A_Y2_PT A_Y3_PT A_Y4_PT A_Y5_PT A_Y6_PT	A_Y_PT 8	<b>266,64</b>	25,46	77,66	33,66	18,55	50,85	123,17	109,97	64,05
A_Y7_PT A_Y8_PT	A_Y_PT 4	<b>133,32</b>	79,23	3,29	58,37	24,15	156,23	118,84	135,36	139,70
A_Y1_PT A_Y2_PT A_Y3_PT A_Y4_PT A_Y5_PT A_Y6_PT	A_Y_PT 8	<b>266,64</b>	20,55	54,66	0,32	75,53	127,54	123,17	106,67	144,03
A_Y7_PT A_Y8_PT	A_Y_PT 4	<b>133,32</b>	30,36	3,50	33,95	7,09	48,59	40,95	52,18	37,36
A_Y1_PT A_Y2_PT A_Y3_PT A_Y4_PT A_Y5_PT A_Y6_PT	A_Y_PT 8	<b>266,64</b>	7,64	33,38	4,05	29,79	35,48	50,30	39,07	46,71
A_Y7_PT A_Y8_PT	A_Y_PT 4	<b>133,32</b>								

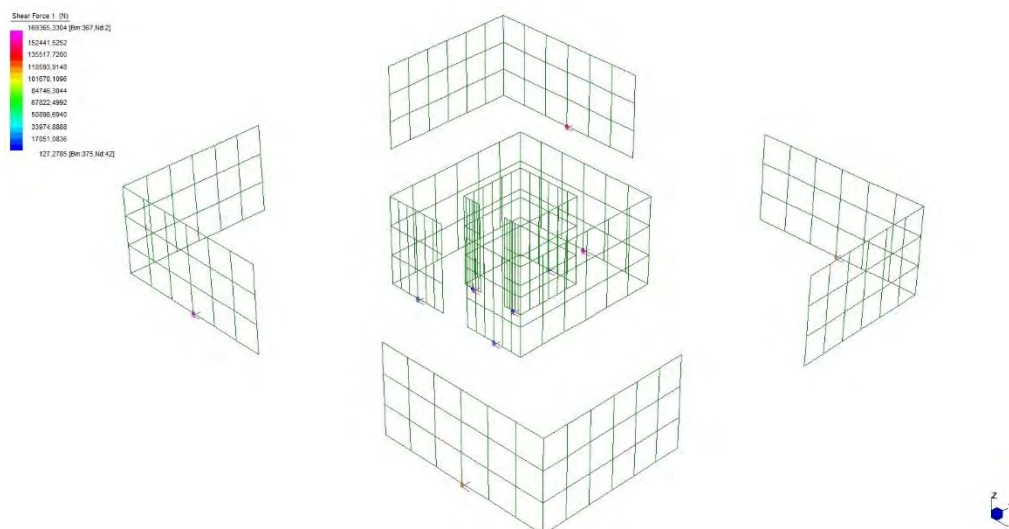


Figura 4.50: Sollecitazioni sui connettori a taglio direzione x, edificio 3AR.

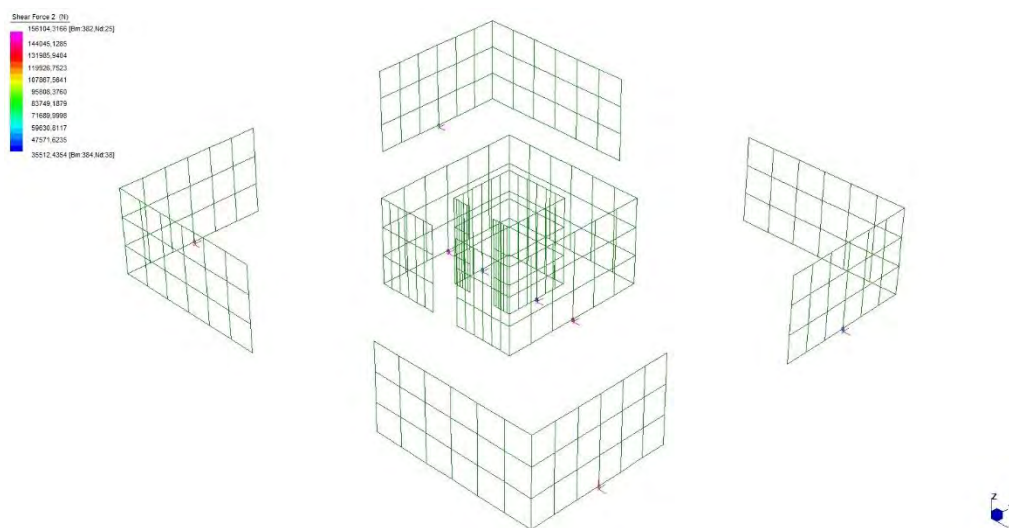


Figura 4.51: Sollecitazioni sui connettori a taglio direzione y, edificio 3AR.

Per la trazione generata sul relativo elemento connection, non si sono considerati prodotti da catalogo, ma solamente i chiodi necessari a sopportare la relativa sollecitazione. Anche qui come visto per le connessioni a taglio si fa riferimento ad una tabella dove:

- Prima colonna identificativo elemento connection abbinato a relativa parete,
- Seconda colonna la rigidezza  $K_{ser}$  del chiodo Anker 4x60 calcolata secondo EC5;
- Terza colonna il numero di chiodi a convergenza necessari per resistere alla sollecitazione di trazione;
- Quarta e quinta colonna numero di connettore costituito da 55 chiodi posti alle estremità sinistra e destra della parete di riferimento;
- Sesta e settima colonna la rigidezza totale  $K_{ser}$  che andremo a inserire nell'elemento connection da modello, per i connettori posti negli angoli dove si intersecano due pareti ortogonali tra loro le rigidezze si sommano in un'unica molla;
- Ottava e nona colonna la resistenza di progetto dell'insieme di chiodi che costituiscono il connettore a sinistra e a destra del pannello.

Tabella 4.47

PIANO TERRA TRAZIONE								
Nome elemento "connection"	kser	n° chiodi	n°connettori	n°connettori	kser	kser	Rd tot	Rd tot
	singolo chiodo [N/mm]	per connettore	lato sx	lato dx	totale elemento sx [N/mm]	totale elemento dx [N/mm]	connettori sx [kN]	connettori dx [kN]
HD_X1_PT	1993,85	55	1	1	219324,00	219324,00	116,77	116,77
HD_X2_PT	1993,85	55	1	1	219324,00	219324,00	116,77	116,77
HD_X3_PT	1993,85	55	1	1	219324,00	219324,00	116,77	116,77
HD_X4_PT	1993,85	55	1	1	219324,00	219324,00	116,77	116,77
HD_X5a_PT	1993,85	55	1	1	219324,00	219324,00	116,77	116,77
HD_X5b_PT	1993,85	55	1	1	219324,00	219324,00	116,77	116,77
HD_X6_PT	1993,85	55	1	1	219324,00	219324,00	116,77	116,77
HD_X7a_PT	1993,85	55	1	1	219324,00	219324,00	116,77	116,77
HD_X7b_PT	1993,85	55	1	1	219324,00	219324,00	116,77	116,77
HD_X8_PT	1993,85	55	1	1	219324,00	219324,00	116,77	116,77
HD_Y1_PT	1993,85	55	1	1	219324,00	219324,00	116,77	116,77
HD_Y2_PT	1993,85	55	1	1	219324,00	219324,00	116,77	116,77
HD_Y3_PT	1993,85	55	1	1	219324,00	219324,00	116,77	116,77
HD_Y4_PT	1993,85	55	1	1	219324,00	219324,00	116,77	116,77
HD_Y5_PT	1993,85	55	1	1	219324,00	219324,00	116,77	116,77
HD_Y6_PT	1993,85	55	1	1	219324,00	219324,00	116,77	116,77
HD_Y7_PT	1993,85	55	1	1	219324,00	219324,00	116,77	116,77
HD_Y8_PT	1993,85	55	1	1	219324,00	219324,00	116,77	116,77

Come per gli angolari, si individuano le trazioni sui connettori posti alle estremità della parete secondo le diverse combinazioni utilizzate, il tutto in tabella 4.48. Come detto in precedenza per i connettori a trazione posti sugli angoli dell'edificio si considera l'elemento a trazione della prima parete e il relativo elemento a trazione della parete ortogonale alla prima come mostrato in figura 4.52. Nella modellazione di quest'ultimo si è valutato un solo elemento connection nel quale si sono sommate le rigidezze e quindi le resistenze dei due connettori. Quindi si riportano nella prima parte della tabella tutte le sollecitazioni che si hanno sui connettori d'angolo tra due pareti ortogonali tra loro, mentre nella seconda parte le sollecitazioni del singolo connettore posto all'altra estremità.

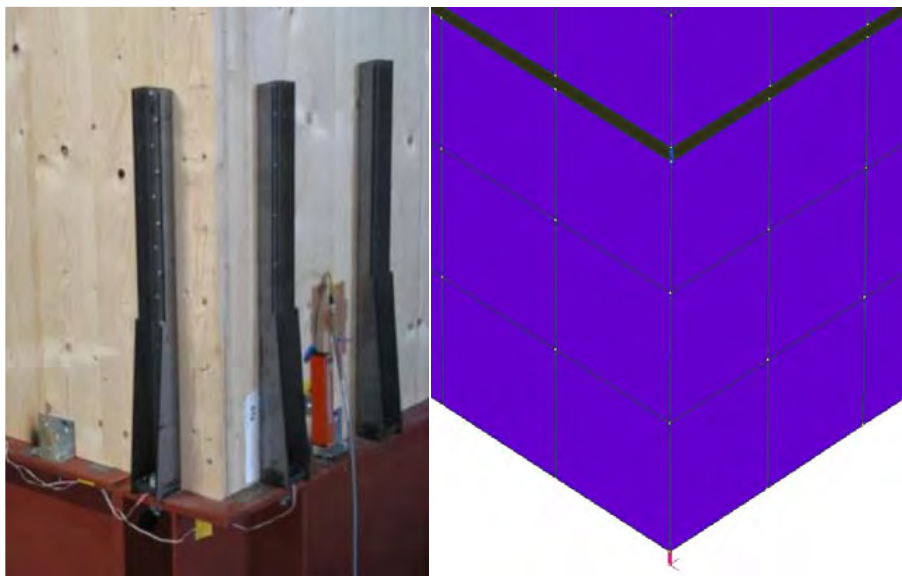


Figura 4.52: Particolare di modellazione molle disposte sugli angoli della costruzione.

Tabella 4.48

PIANO TERRA TRAZIONE										
Nome elemento "connection"	Nome elemento "connection" modello	Rd tot.elemento [kN]	Ned	Ned	Ned	Ned	Ned	Ned	Ned	Ned
			EX+0,3EY [kN]	EX-0,3EY [kN]	-EX-0,3EY [kN]	-EX+0,3EY [kN]	0,3EX+EY [kN]	0,3EX-EY [kN]	-0,3EX-EY [kN]	-0,3EX+EY [kN]
HD_X1/HD_Y1_PT	HD_ANGOLI_PT	<b>233,53</b>	-313,76	-251,63	-19,26	-81,39	-304,92	-97,81	-28,10	-235,21
HD_X2/HD_Y2_PT			-81,81	-18,84	-251,21	-314,18	-236,61	-26,70	-96,41	-306,32
HD_X3/HD_Y3_PT			-264,56	-327,95	-96,57	-33,17	-109,61	-320,93	-251,51	-40,19
HD_X4/HD_Y4_PT			-34,01	-95,72	-327,11	-265,40	-43,00	-248,70	-318,12	-112,42
HD_X5a/HD_Y5_PT			-379,19	-286,27	-56,79	-149,71	-407,28	-97,54	-28,70	-338,43
HD_X5b/HD_Y6_PT			-146,82	-59,67	-289,15	-376,31	-328,82	-38,30	-107,15	-397,67
HD_X6/HD_Y5_PT			-387,46	-522,56	-164,57	-29,47	-104,55	-554,89	-447,49	2,85
HD_X6/HD_Y6_PT			-29,44	-164,60	-522,60	-387,43	2,96	-447,59	-554,99	-104,44
HD_X7a/HD_Y7_PT			-79,05	-33,16	88,32	42,43	-90,07	62,90	99,34	-53,63
HD_X7b/HD_Y8_PT			43,17	87,58	-33,89	-78,31	-51,16	96,88	60,44	-87,61
HD_X8/HD_Y7_PT			-66,37	-130,74	53,18	117,55	73,09	-141,46	-86,28	128,27
HD_X8/HD_Y8_PT			117,44	53,30	-130,63	-66,49	127,90	-85,91	-141,08	72,72
HD_X1_PT	HD_SETTO_PT	<b>116,765</b>	75,74	106,72	-280,14	-311,12	-95,81	7,46	-108,60	-211,87
HD_X2_PT			-302,11	-289,15	97,71	84,74	-181,83	-138,63	-22,57	-65,78
HD_X3_PT			61,58	32,31	-276,18	-246,91	-12,25	-109,80	-202,35	-104,80
HD_X4_PT			-254,21	-268,88	39,61	54,28	-129,12	-178,03	-85,48	-36,57
HD_X5a_PT			-74,37	-34,69	-126,85	-166,53	-152,91	-20,65	-48,30	-180,56
HD_X5b_PT			-163,67	-129,70	-37,54	-71,51	-171,04	-57,82	-30,17	-143,39
HD_X7a_PT			-6,68	12,97	10,60	-9,06	-30,45	35,07	34,36	-31,16
HD_X7b_PT			-8,52	10,03	12,43	-6,12	-29,31	32,51	33,23	-28,59
HD_Y1_PT			-123,92	-226,74	-97,08	5,74	41,42	-301,32	-262,42	80,32
HD_Y2_PT			-2,85	-88,49	-218,15	-132,51	51,67	-233,77	-272,67	12,77
HD_Y3_PT			-178,83	-76,47	-3,87	-106,24	-272,84	68,36	90,14	-251,07
HD_Y4_PT			-98,08	-11,99	-84,62	-170,71	-223,95	63,03	41,24	-245,73

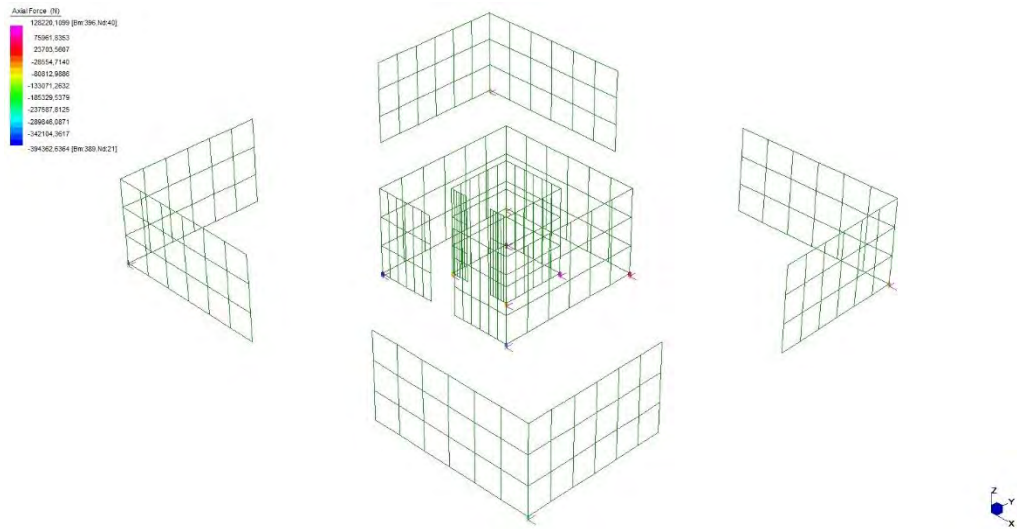


Figura 4.53: Sollecitazioni sui connettori a trazione disposti sugli angoli, edificio 3AR.

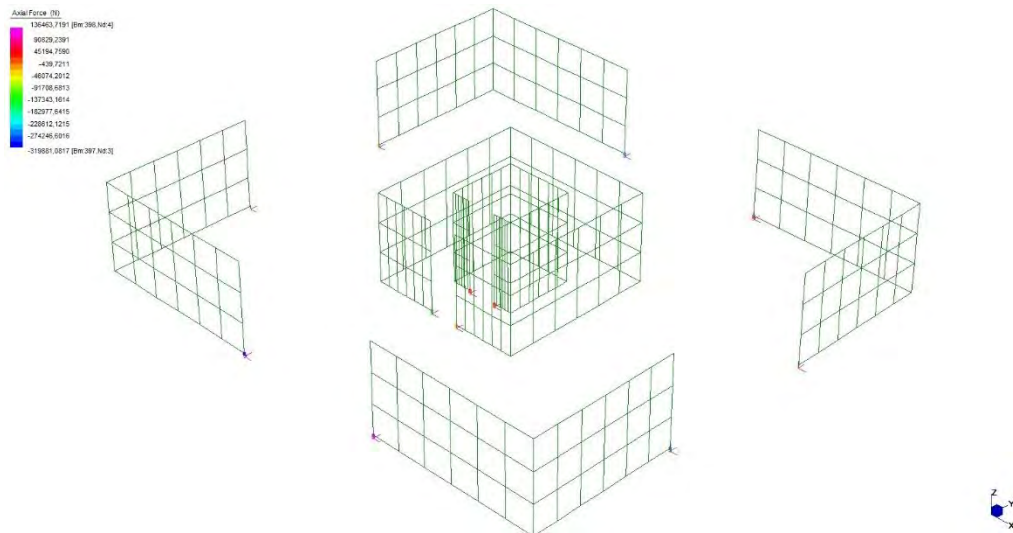


Figura 4.54: Sollecitazioni sui connettori a trazione disposti sulle aperture, edificio 3AR.

## 4.8.2 Verifiche SLD

Per le verifiche di deformabilità si è impiegato il seguente spettro SLD non abbattuto valido per tutti gli edifici studiati. Una volta progettate le connessioni, quindi le rigidezze a convergenza, si effettua un'ulteriore analisi spettrale andando a servirsi dello spettro SLD. I momenti torcenti da abbinare al sisma  $E_x$  ed  $E_y$  sono minori rispetto a quelli utilizzati nell'analisi SLV. A differenza di prima, non si determinano le sollecitazioni sulle connessioni ma si esaminano gli spostamenti che subisce l'edificio per le 8 combinazioni, cioè massimo spostamento in direzione  $x$  e  $y$ , in un punto di controllo che viene posto nella sommità dell'edificio preso in esame.

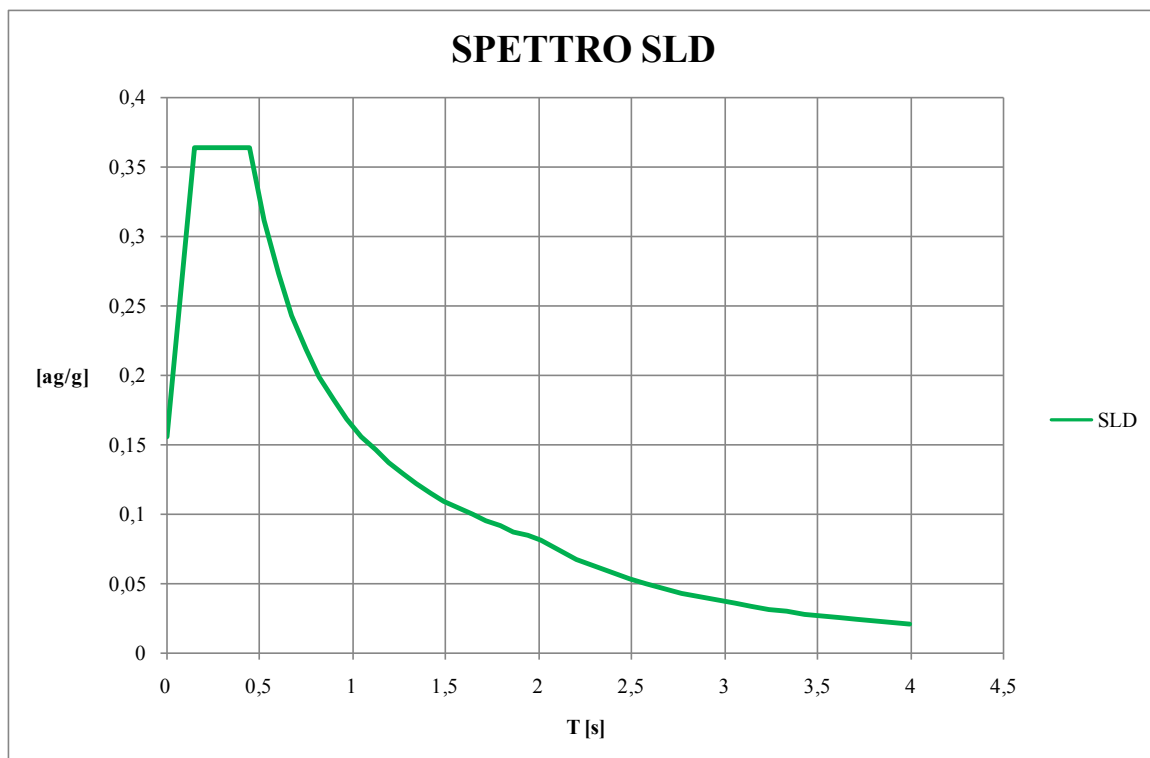


Figura 4.55: Spettro stato limite di danno.

L'Eurocodice 8 per quanto concerne la limitazione del danneggiamento stabilisce quanto segue:

Il requisito relativo alla limitazione del danneggiamento è considerato soddisfatto se, per effetto di un'azione sismica caratterizzata da una maggiore probabilità di verificarsi che non l'azione sismica di progetto corrispondente al requisito di non-collasso, i movimenti relativi tra i piani sono limitati in accordo con i punti seguenti:

- Per edifici che hanno elementi non-strutturali, costituiti da materiale fragile, solidali con la struttura:

$$d_r v \leq 0,005 h ;$$

- per edifici che hanno elementi non-strutturali duttili:

$$d_r v \leq 0,0075 h ;$$

- per edifici che hanno elementi non-strutturali fissati in modo da non interferire con le deformazioni della struttura o senza elementi non-strutturali:

$$d_r v \leq 0,010 h ;$$

dove:

- $d_r$  è il valore di progetto del movimento relativo tra i piani, valutato come differenza degli spostamenti laterali medi in sommità e alla base del piano che si sta considerando;
- $h$  è l'altezza di piano;
- $v$  è il coefficiente di riduzione che tiene conto del più basso periodo di ritorno dell'azione sismica, associata al requisito di limitazione del danneggiamento.

Il valore del coefficiente di riduzione può anche dipendere dalla classe di importanza dell'edificio. Implicita nel suo utilizzo è l'ipotesi che lo spettro di risposta elastico dell'azione sismica sotto la quale il "requisito di limitazione del danno" dovrebbe essere soddisfatto abbia la stessa forma dello spettro di risposta elastico dell'azione sismica di progetto corrispondente al "requisito di non-collasso".

I valori da attribuire a  $v$  per l'utilizzo in una nazione possono essere trovati nella sua appendice nazionale. Possono essere definiti differenti valori di  $v$  per le varie zone sismiche della nazione, che dipendono dalle condizioni di rischio sismico e dalla protezione dell'obiettivo del programma. I valori raccomandati di  $v$  sono 0,4 per le classi di importanza III e IV e  $v=0,5$  per le classi di importanza I e II.

In prima approssimazione per i nostri calcoli si è assunto il limite pari a:

$$d_r v \leq 0,005 h ;$$

con  $v$  pari a 1 a favore di sicurezza.

Con riferimento alla tipologia 3AR con rigidzze analitiche si riportano i massimi spostamenti in sommità in direzione  $x$  e  $y$  secondo le 2 combinazioni che risultano dimensionanti.

Tabella 4.49

	<b>EX+0,3EY</b>	<b>0,3EX+EY</b>
h [m]	sx [mm]	sy [mm]
0	0,00	0,00
0,1	0,63	0,16
3	1,35	1,32
3,1	2,02	1,46
6,1	3,65	3,63
6,2	4,17	3,70
9,2	6,46	6,52

A seguire in figura 4.56 si osserva l'andamento degli spostamenti sopra citati. Non bisogna trarre inganno dai grafici poiché le scale utilizzate sono differenti, per cui lo spostamento in *mm* risulta accentuato rispetto all'altezza che è espressa in *m*.

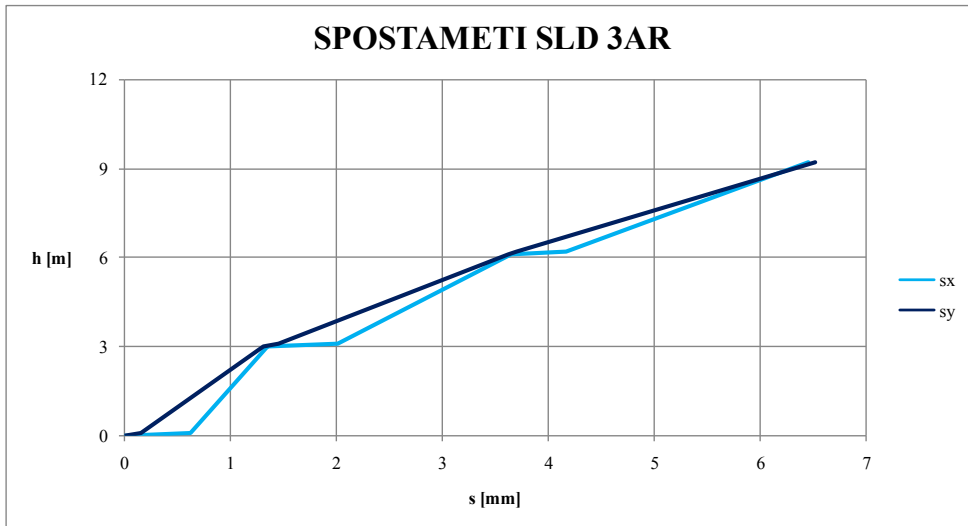


Figura 4.56: Spostamenti interpiano edificio 3AR.

Per ottenere i drift di piano si esegue una differenza dei spostamenti da piano a piano in tabella 4.49. I drift acquisiti da queste semplici operazioni si riportano in tabella 4.50.

Tabella 4.50

<b>DRIFT DI PIANO</b>					
drx	dry	h	drx/h	dry/h	0,005 h
[mm]	[mm]	[mm]			[mm]
1,3534	1,318	3000	0,05%	0,04%	15
2,2959	2,3125	3000	0,08%	0,08%	15
2,8106	2,8914	3000	0,09%	0,10%	15

Quindi le verifiche allo stato limite di danno sono soddisfatte. Si vuole far notare che in nessuno dei casi studiati con fattore di struttura da normativa lo SLD è stato dimensionante rispetto allo SLV, questo si può vedere dagli spettri adottati nelle figure 4.26 e 4.27.

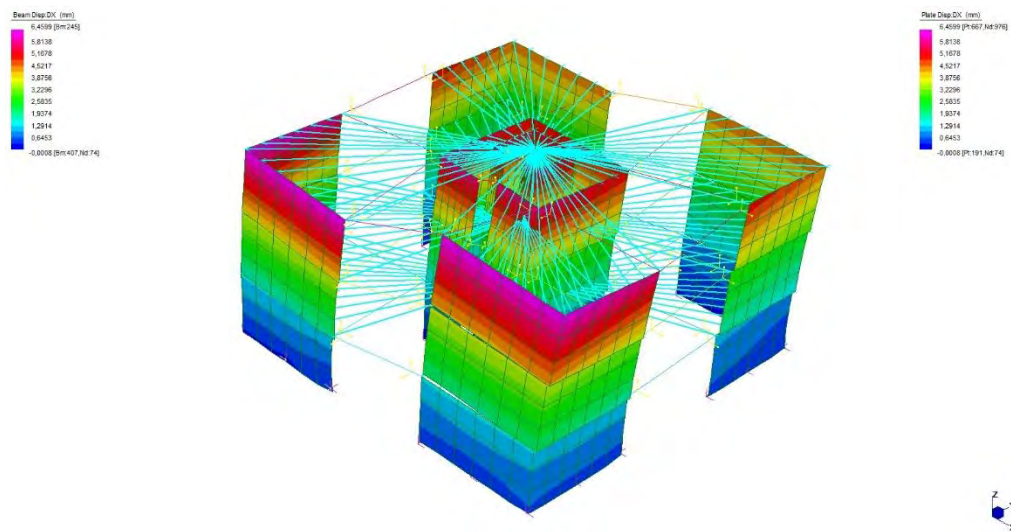


Figura 4.57: Spostamenti interpiano direzione x, edificio 3AR.

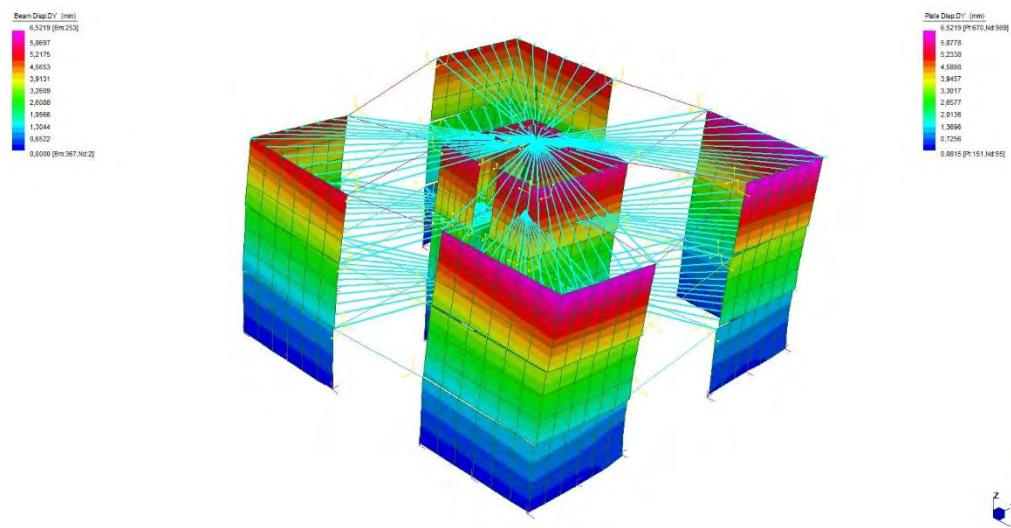


Figura 4.58: Spostamenti interpiano direzione y, edificio 3AR.

A titolo di esempio si riportano alcuni confronti tra spostamenti di interpiano di edifici analizzati.





Figura 4.59: Confronto spostamenti kser-ktest,8AR.



Figura 4.60: Confronto spostamenti kser-ktest,8AI.



Figura 4.61: Confronto spostamenti kser-ktest,8CR

Esaminando i grafici dei spostamenti delle tipologie A si nota che i modelli con rigidzze sperimentali sono più flessibili rispetto a quelli con rigidzze analitiche, inoltre si possono

osservare dei tratti orizzontali che non sono altro spostamenti che subiscono gli elementi connection alle proprie estremità, in figura 4.61 e 4.62 dove abbiamo la deformata per spostamento in x dell'edificio 8AR con differenti rigidzze. Se confrontiamo gli spostamenti tra edifici regolari e irregolari sempre della tipologia A, la modellazione con eguali rigidzze da piano a piano implica un migliore comportamento, poiché si hanno dei spostamenti in sommità minori rispetto ad una modellazione con rigidzze che variano linearmente in altezza, sia per via analitica che per via sperimentale.

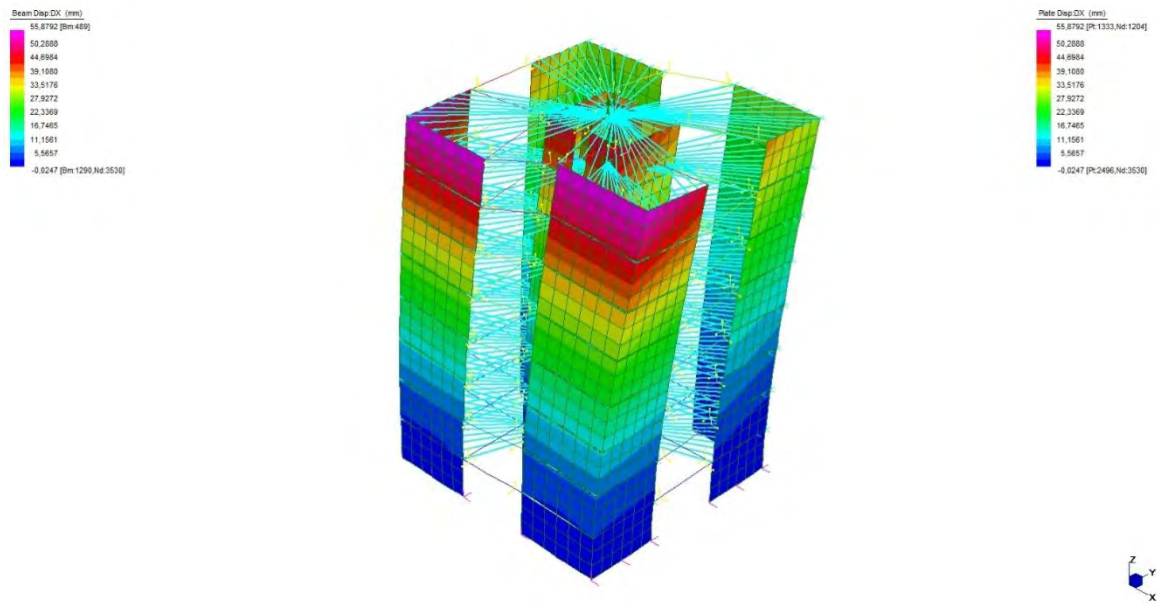


Figura 4.62: Confronto spostamenti kser, 8AR.

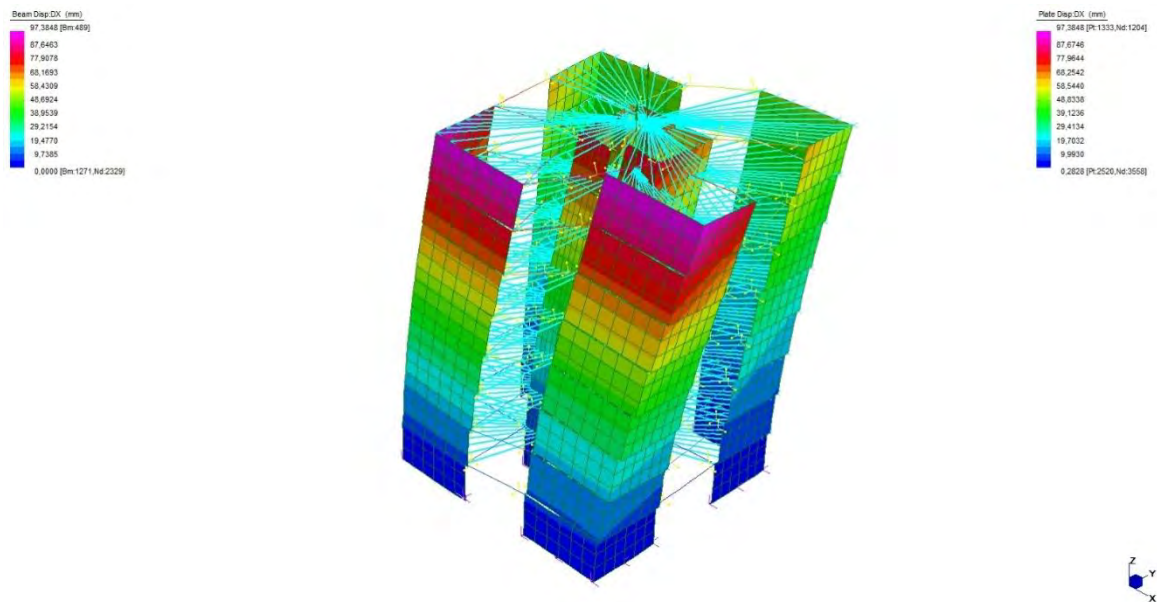


Figura 4.63: Confronto spostamenti ktest, 8AR.

Per la tipologia C, invece, non abbiamo nessun problema di tratti orizzontali nell'andamento dei spostamenti, poiché non abbiamo elementi connection intermedi tra piano a piano, ma un unico pannello che si sviluppa dalla base alla sommità dell'edificio. Grazie a questo l'edificio risulta il 50% meno deformabile rispetto alla tipologia A, infatti se confrontiamo lo spostamento in sommità della tipologia C con rigidzze sperimentali

( $k_{ser}$ ) abbiamo uno spostamento di circa 46 mm contro i 90 mm e i 96 mm della tipologia A irregolare e regolare.

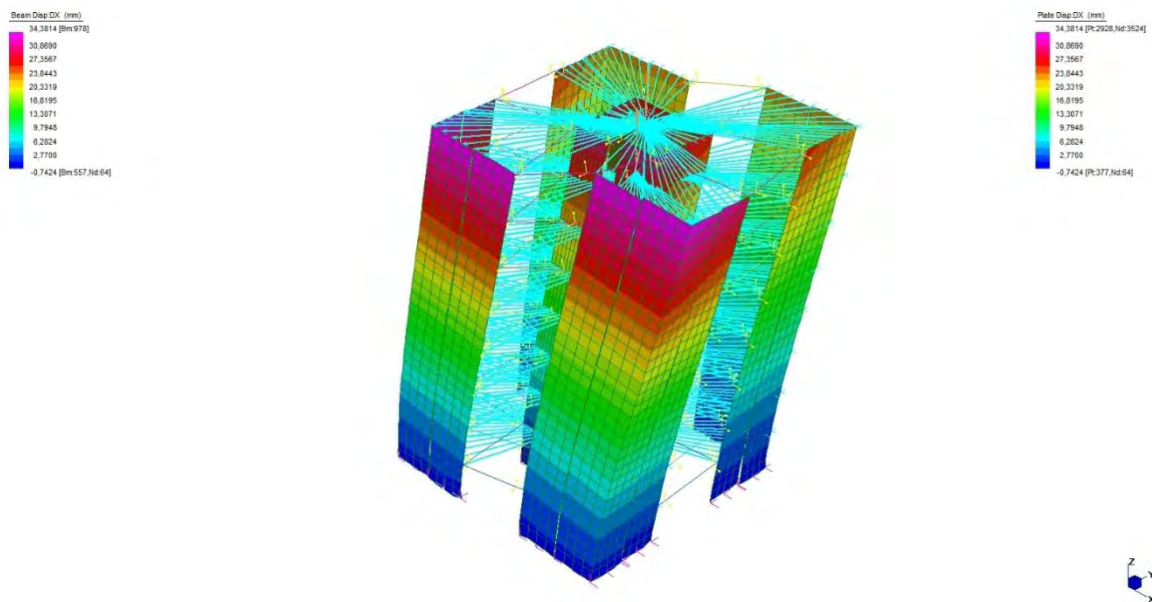


Figura 4.64: Confronto spostamenti  $k_{ser}$ , 8CR.

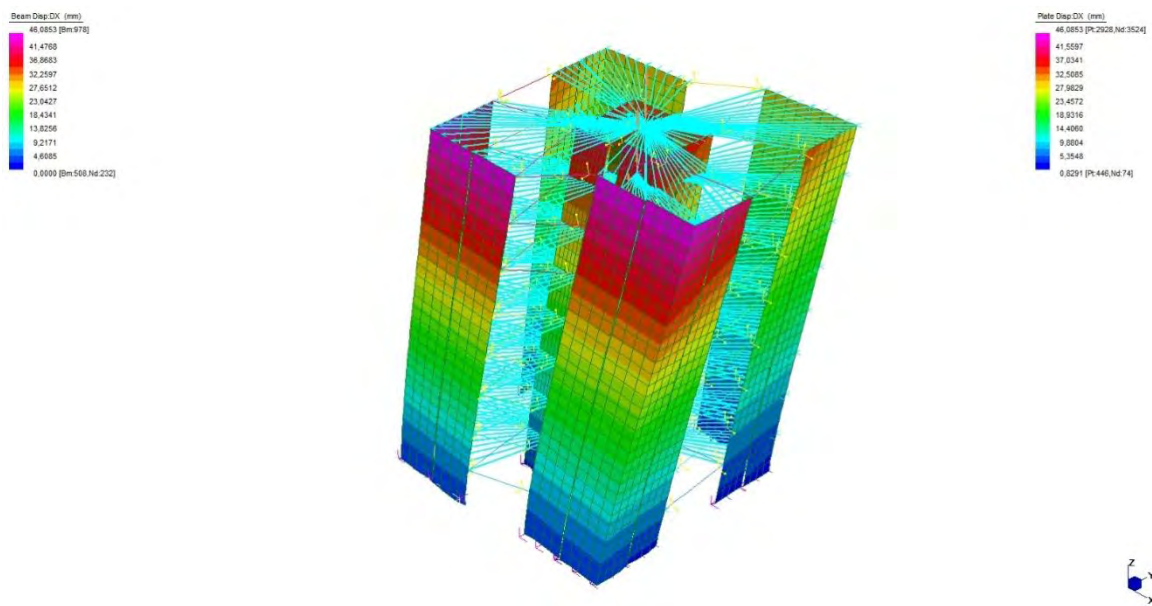


Figura 4.65: Confronto spostamenti  $k_{ser}$ , 8CR.

Altri confronti si vedranno nel capitolo successivo.

## 4.9 Gerarchia delle resistenze

La normativa risulta molto carente per quanto concerne la progettazione sismica degli edifici in X-Lam, poiché è un sistema costruttivo che sta avendo sviluppi nell'ultimo decennio. Ci sono delle lacune nella definizione del corretto fattore di struttura  $q$  da adottare nelle analisi. Ma soprattutto si osserva una mancanza di un metodo di progetto basato sulla gerarchia delle resistenze per prevenire meccanismi di rottura fragile. Viceversa nei sistemi a parete del tipo micro-telaio (plat-form frame, figura 4.66) queste mancanze sono meno rilevanti in quanto:

- Grande esperienza di progettazione mutuata dai paesi del nord-americani;
- Capacità dissipativa diffusa e non concentrata in pochi elementi di connessione;
- Regole di progettazione specifiche presenti nell'Eurocodice 5.

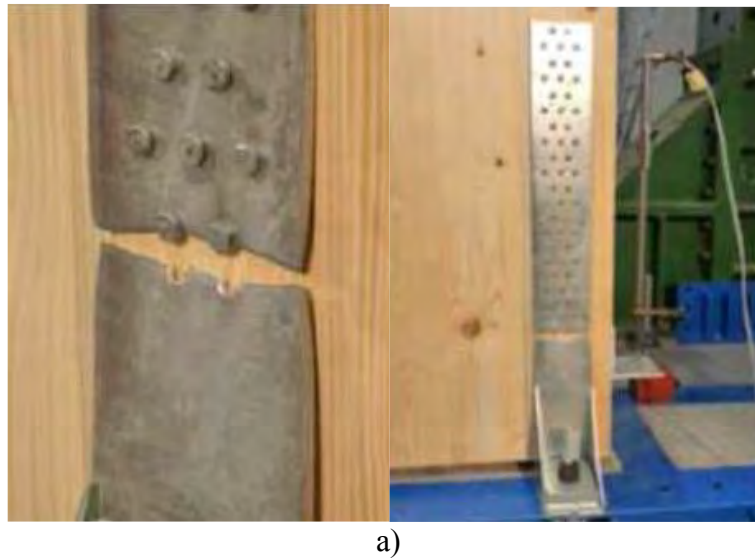


*Figura 4.66: Sistema costruttivo plat-form frame.*

Oltre a questo gli edifici del tipo sopra indicato hanno fattori di struttura più elevati poiché posseggono capacità dissipative migliori rispetto alle costruzioni in X-Lam.

Per quanto riguarda le strutture in X-Lam, si approfondisce il concetto di gerarchia delle resistenze, come per le costruzioni in calcestruzzo armato, anche in questa sede si predilige una rottura per comportamento duttile piuttosto che per comportamento fragile. Si riporta una breve panoramica delle rotture fragili che interessano gli elementi principali:

- **Rottura fragile hold-down**



a)



b)

c)

d)

*Figura 4.67: Rotture fragili hold-down. Immagini tratte da dispensa lezioni e da "Capacity seismic design of X-Lam wall systems based on connection mechanical properties" Gavric et al. 2013.*

In figura 4.66 vengono illustrate le tipiche rotture fragili da parte di connettori a trazione:

- Tranciamento della lama in acciaio;
- rottura del legno;
- estrazione del chiodo;
- instabilizzazione per azioni cicliche in zona compressa.

Le modalità di rottura sopra indicate risultano estremamente fragili e possono essere evitate solo con una progettazione eseguita in accordo con criteri di gerarchia delle resistenze.

- **Rottura fragile angolari**



a)



b)

*Figura 4.68: Rotture fragili angolari. Immagini tratte da dispensa lezioni e da “Capacity seismic design of X-Lam wall systems based on connection mechanical properties” Gavric et al. 2013.*

In figura 4.67 vengono illustrate le tipiche rotture fragili da parte di connettori a taglio:

- a) Estrazione dei chiodi su angolari che lavorano in trazione;
- b) Rottura del legno e estrazione dei chiodi, angolari con rotazione impressa.

Le modalità di rottura sopra indicate, risultano estremamente fragili e possono essere evitate solo con un corretto impiego e fissaggio degli angolari.

Riassumendo i connettori a trazione, hold-down, presentano una modalità di rottura duttile solo se:

- la chiodatura non è sovradimensionata rispetto alla lama metallica, la resistenza della lama deve essere superiore alla resistenza della chiodatura totale dell'elemento;
- si sollecita l'hold-down a trazione con scarsi scorrimenti laterali.

La sovrarresistenza dell'hold-down deve essere pari al 30%.

I connettori a taglio, invece, non riescono mai a presentare una modalità di rottura duttile se:

- Sollecitati a trazione e quindi si ha l'estrazione dei chiodi;
- si innescano fenomeni di rotazione della squadretta metallica.

Anche qui la sovrarresistenza dell'angolare deve essere pari al 30%.

I giunti verticali a differenza degli altri due tipi di collegamento, presentano sempre un comportamento duttile se progettati con elementi di connessione snelli come viti o chiodi, e la loro sovrarresistenza dovrebbe essere sempre maggiore del 50%.



Figura 4.69: Test su giunto verticale. Immagine tratta "Experimental cyclic tests on cross-laminated timber panels and typical connections" Gavric et al. 2013.

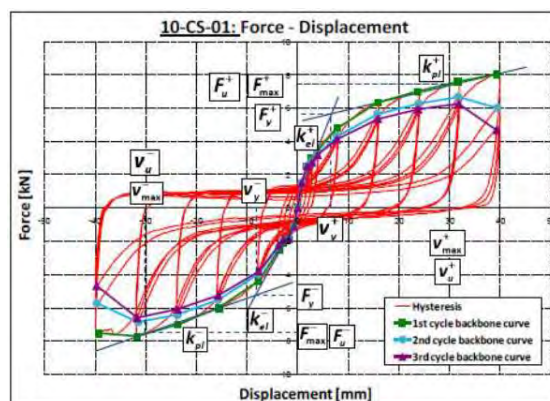
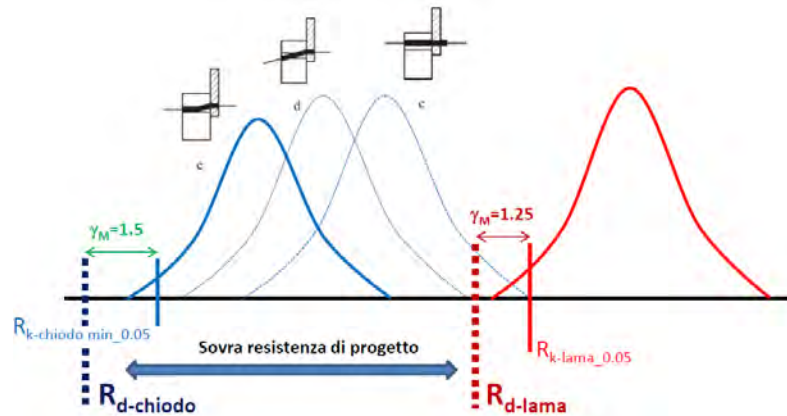


Figura 4.70: Test su giunto verticale, cicli di isteresi. Immagine tratta "Experimental cyclic tests on cross-laminated timber panels and typical connections" Gavric et al. 2013.

Quindi per la progettazione, la rottura governata dagli hold-down e dai giunti verticali definiscono un comportamento duttile, mentre la rottura governata dagli angolari implica

un comportamento fragile o poco duttile. Da qui nasce il concetto di gerarchia delle resistenze per strutture in X-Lam, dove si evita l'innescò di meccanismi di rottura fragile sovradimensionandoli rispetto a quelli duttili. Si hanno due criteri di gerarchia delle resistenze:

- Gerarchia delle resistenze di connessione, dove si evitano rotture fragili della connessione, privilegiando quelle più duttili e dissipative:  
la resistenza della lama metallica si ottiene mediante formulazioni dell'Eurocodice 3 per elementi forati soggetti a trazione, mentre la resistenza della chiodatura si ottiene mediante la teoria di Johansen con formulazioni presenti nell'Eurocodice 5 per connessioni legno-acciaio.



In riferimento all'immagine si considera la rottura del chiodo più duttile, andando a definire la sua distribuzione statistica, si utilizzano sempre i valori frattili 5%. Quest'ultimi devono essere inferiori dei valori di resistenza frattili 5% della lama. Quindi si ottiene il fattore  $\gamma$  di sovrarresistenza

$$R_{d,lama} > 1,5 - 2 R_{d,chiodi}$$

- Gerarchia delle resistenze di parete, dove si evitano meccanismi di collasso della parete di tipo fragile o scarsamente dissipativi.  
Nel caso di parete l'applicazione della gerarchia delle resistenze si semplifica in quanto si devono evitare meccanismi di rottura fragile del sistema pannello-connessione sotto l'ipotesi che le connessioni siano progettate in modo duttile. La gerarchia delle resistenze risulta assicurata se:

$$R_{d,parete,Hd} \leq R_{d,parete,Angolari}$$

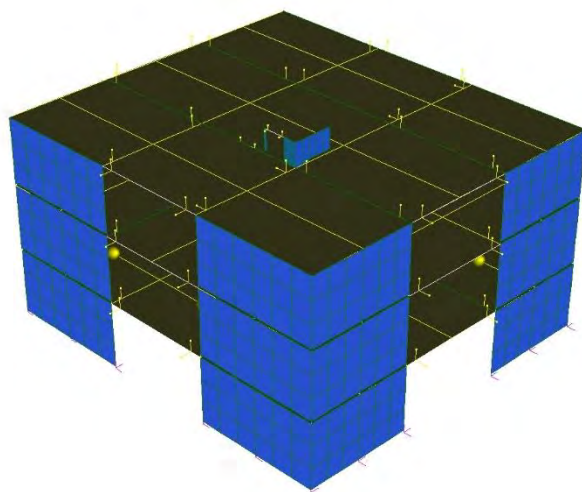
Negli studi affrontati in questa tesi la gerarchia delle resistenze di parete è stata possibile effettuarla solamente per gli edifici di 3 piani, dove la trazione che si genera sull'elemento connection disposto alle estremità delle pareti ha valori contenuti, per cui si sono aggiunti degli elementi a taglio in ogni parete in modo tale da verificare la relazione precedente. Per le altre tipologie invece, questo approccio non è stato possibile, poiché le sollecitazioni ricavate sono troppo elevate, e di conseguenza, è necessario un numero troppo elevato di angolari che molto spesso non riescono a essere distribuiti nella parete, perché di lunghezza limitata, ad esempio nei nuclei centrali degli edifici oggetto di analisi.



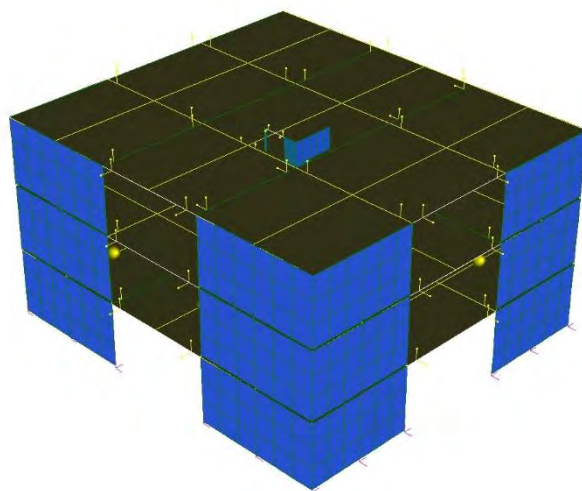
## 5 Analisi risultati ottenuti.

### 5.1 Edifici A, orditura solaio modificata

In prima analisi, sono state eseguite delle modellazioni per gli edifici della tipologia A, con differente orientamento dei solai da piano a piano. Con l'indice 1 si vuole indicare che i solai dei piani dispari sono orientati secondo y, mentre quelli pari secondo x. Viceversa, con indice 2, i solai ai piani dispari sono orientati secondo x, mentre quelli ai piani pari orientati secondo y. Questo si visualizza dalle immagini riportate a seguire.



*Figura 5.1: Edificio 3AR1*



*Figura 5.2: Edificio 3AR2*

Per queste analisi le rigidezze delle connessioni si sono considerate da un punto di vista analitico, quindi con formulazioni da Eurocodice 5. Nella tabella 5.1 si è costruito un riassunto delle informazioni più importanti che riguardano queste costruzioni:

- 3AR: nominazione edificio da tabella matrice vista nel capitolo 3;
- $f$  [Hz]: frequenze da analisi modale;
- $T$  [s] analisi: periodo da analisi modale;
- $T$  [s] EC8: periodo da EC8;
- $V_{max}$  PT: massima sollecitazione su angolare al piano terra;
- $V_{max}$  P1: massima sollecitazione su angolare al primo piano;
- $N_{max}$  ANG.PT: massima trazione su hold-down disposti sugli angoli dell'edificio;
- $N_{max}$  APE.PT: massima trazione su hold-down disposti sulle aperture dell'edificio;
- $V_{max}/m$ : massimo taglio agente su angolari a metro;
- $n^\circ$ chiodi: numero di chiodi per supportare la massima trazione registrata;
- $V$  sismico: Taglio sismico  $F_h$  da analisi statica equivalente;
- $s_{max}$ : massimo spostamento in sommità dell'edificio registrato da analisi;
- drift: massimo drift interpiano.

Il taglio a metro è un utile parametro che può essere utilizzato nella costruzione o modellazione di edifici similari a quelli analizzati. Si considera la massima sollecitazione agente su una connessione a taglio disposta in direzione  $x$  o  $y$ , dopo di che la si divide per la lunghezza della parete vincolata su cui agisce, così si può ottenere il numero di angolari necessari da disporre sulle pareti di un edificio simile a quello proposto.

Per meglio comprendere i risultati esposti in tabella 5.1, si sono adottati degli istogrammi per comparare diversi parametri appartenenti ai 9 modelli impiegati. Se si osservano i dati relativi i periodi  $T_1$  da EC8 con quelli da modellazione con rigidezze analitiche, figura 5.3, per i tre piani, i primi sono maggiori rispetto ai secondi, poiché entrano in gioco modi di vibrare e massa partecipante, dovuti in parte alle rigidezze delle connessioni, lo stesso dicasi per il cinque piani, mentre per gli edifici a otto piani, essendo più flessibili, i periodi da modellazione sono maggiori rispetto a quelli da EC8, perciò la forza sismica a cui sono soggetti è minore rispetto a quella quantificata da statica equivalente. Cosa più importante è che il periodo  $T_1$  da rigidezza analitica  $k_{ser}$  per i tre tipi di edificio a 3,5, 8 piani non cambia. Pertanto esaminando il taglio massimo su angolare al piano terra, figura 5.4, la massima trazione sulle connessioni d'angolo, figura 5.5, quella di apertura, figura 5.6 e infine lo spostamento, figura 5.8, considerando i tre modelli con medesimo numero di piani, non variano. Per questo motivo si è deciso in sede di analisi successive di non studiare come indice parametrico il diverso orientamento dei solai, dato che, in queste prime configurazioni studiate, non influiscono in alcun modo sulla risposta dell'edificio. In figura 5.7 viene proposto un confronto tra le sollecitazioni ottenute da analisi dinamica lineare degli hold-down disposti sugli angoli dei setti e quelli disposti sulle aperture. Vediamo che per l'edificio tozzo sono maggiori le sollecitazioni sugli angoli invece per gli altri sono preponderanti quelle sulle aperture.

Tabella 5.1

FATTORE STRUTTURA NORMATIVA RIGIDEZZE ANALITICHE													
	f[Hz]	T[s] analisi	T[s] EC8	Vmax [kN] PT	Vmax [kN] P1	Nmax [kN] ANG.PT	Nmax [kN] APE.PT	Vmax/m [kN/m]	n° chiodi Hold-down	V sismico [kN]	smax [mm]	drift [mm] < 15 mm	dr/h
3AR	4,45	0,22	0,26	169,38	165,68	128,11	106,22	28,23	110,00	942,95	6,52	2,89	0,10%
3AR1	4,45	0,22	0,26	169,38	165,68	128,11	106,22	28,23	110,00	942,95	6,52	2,89	0,10%
3AR2	4,43	0,23	0,26	169,59	167,77	128,13	108,01	28,26	110,00	942,95	6,52	2,89	0,10%
5AR	2,70	0,37	0,38	253,84	284,86	315,99	435,79	42,31	225,00	1647,84	20,53	5,61	0,19%
5AR1	2,71	0,37	0,38	249,99	281,05	316,91	435,26	41,67	225,00	1647,84	20,53	5,61	0,19%
5AR2	2,71	0,37	0,38	250,25	283,17	317,36	436,88	41,71	225,00	1647,84	20,53	5,61	0,19%
8AR	1,37	0,73	0,54	300,96	361,74	511,58	850,07	50,16	410,00	2601,54	55,88	9,90	0,33%
8AR1	1,37	0,73	0,54	298,66	358,72	512,58	840,47	49,78	410,00	2601,54	55,88	9,90	0,33%
8AR2	1,37	0,73	0,54	299,04	359,00	512,70	843,87	49,84	410,00	2601,54	55,88	9,90	0,33%

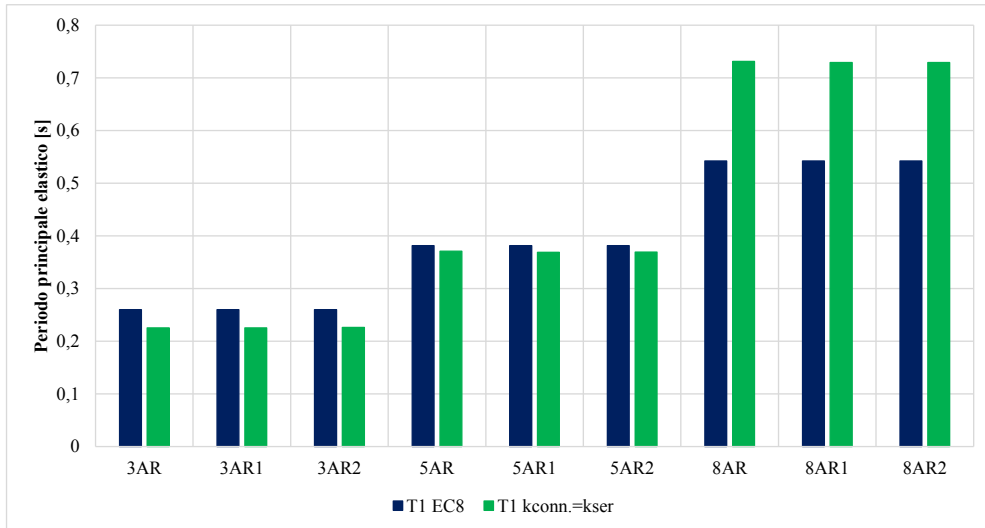


Figura 5.3: Confronto T1 EC8 e T1kser.

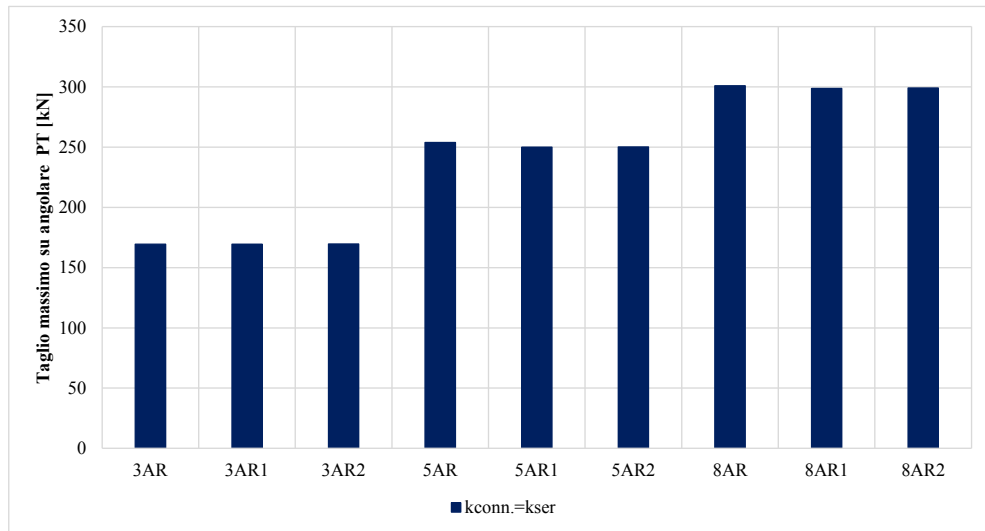


Figura 5.4: Massima sollecitazione su angolari al piano terra.

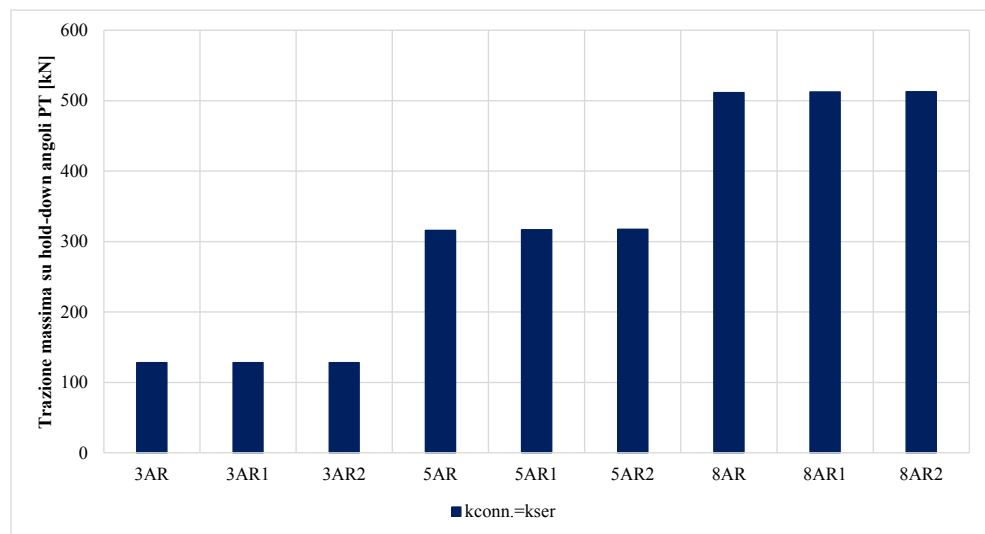


Figura 5.5: Massima sollecitazione su hold-down angoli edificio.

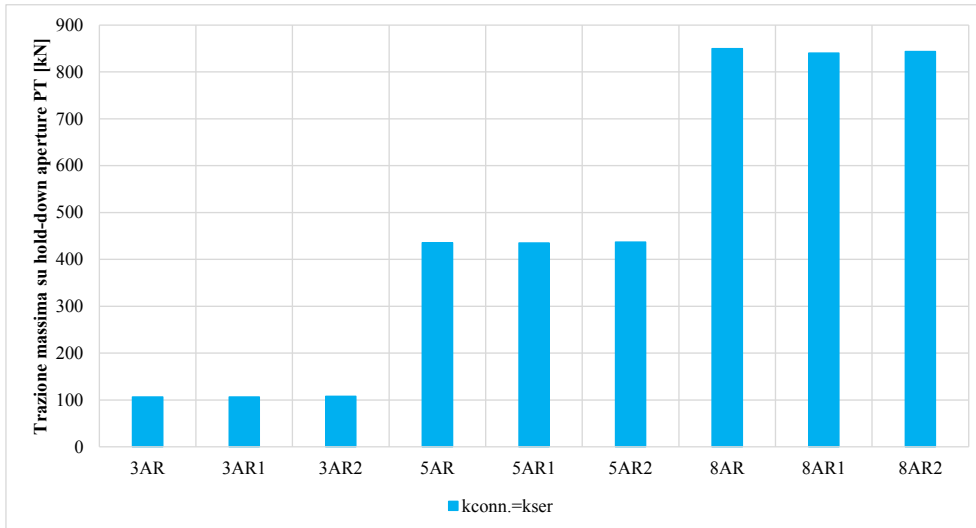


Figura 5.6: Massima sollecitazione su hold-down aperture edificio

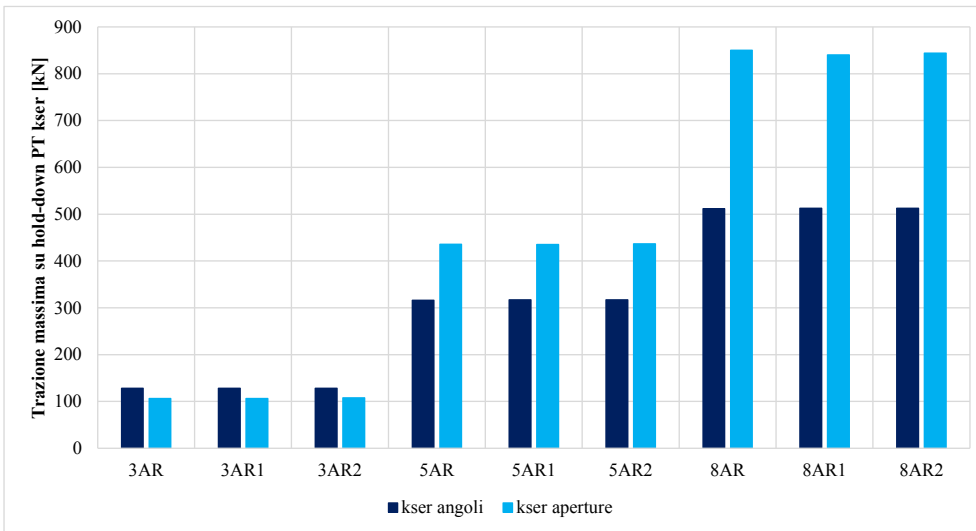


Figura 5.7: Confronto sollecitazioni su hold-down angoli/aperture.

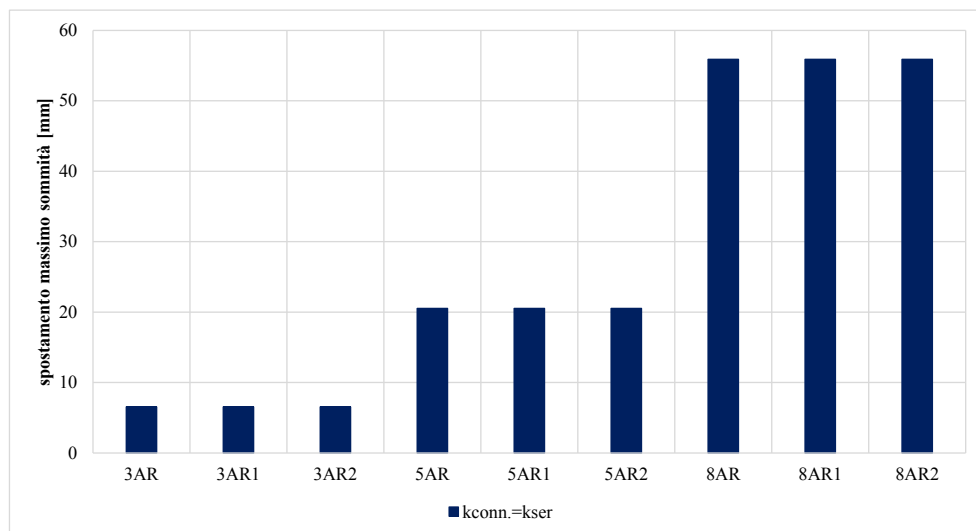


Figura 5.8: Massimi spostamenti.

## 5.2 Confronto rigidezze analitiche, rigidezze sperimentali con fattore di struttura da normativa.

Si commentano i risultati ottenuti dalle analisi effettuate su edifici modellati con rigidezze analitiche, con spettro di progetto abbattuto dal fattore di struttura  $q$  pari a 2 e 1,6, tabella 5.2 e quelli relativi gli edifici modellati con rigidezze sperimentali con medesimi spettri, tabelle 5.3. In figura 5.9 si ha il confronto tra diversi periodi da normativa e analisi, si osserva che essendo le rigidezze sperimentali meno elevate rispetto a quelle analitiche, gli edifici sono soggetti a periodi più alti rispetto a quelli trovati considerando le rigidezze analitiche. In molti casi il periodo in rosso ( $k_{conn.}=k_{test}$ ) è circa il doppio di quello blu ( $k_{conn.}=k_{ser}$ ) tranne che per gli edifici della tipologia C, dove i periodi sono comunque più bassi rispetto alla media dei modelli con la stessa altezza, per la presenza di elementi di connessione solo alla base di questi setti che si sviluppano per tutta l'altezza dell'edificio.

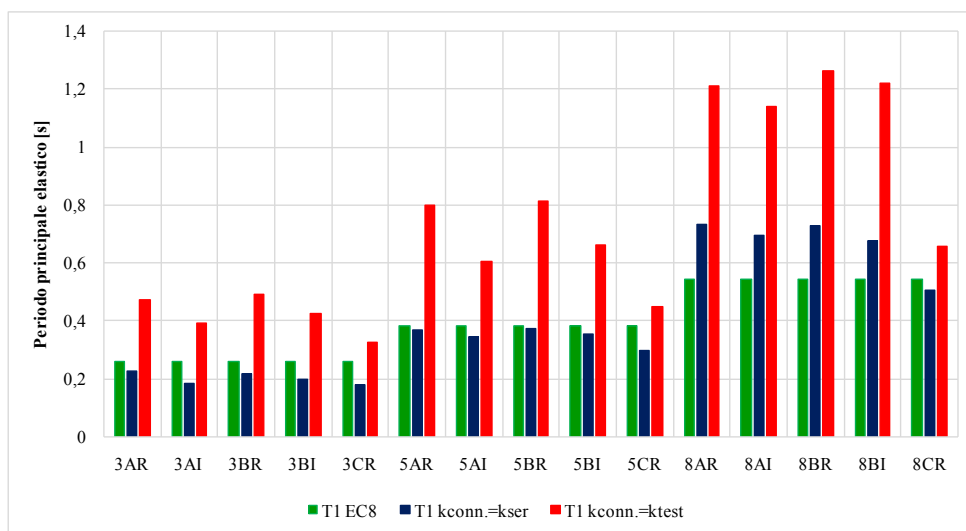


Figura 5.9: Confronto periodi

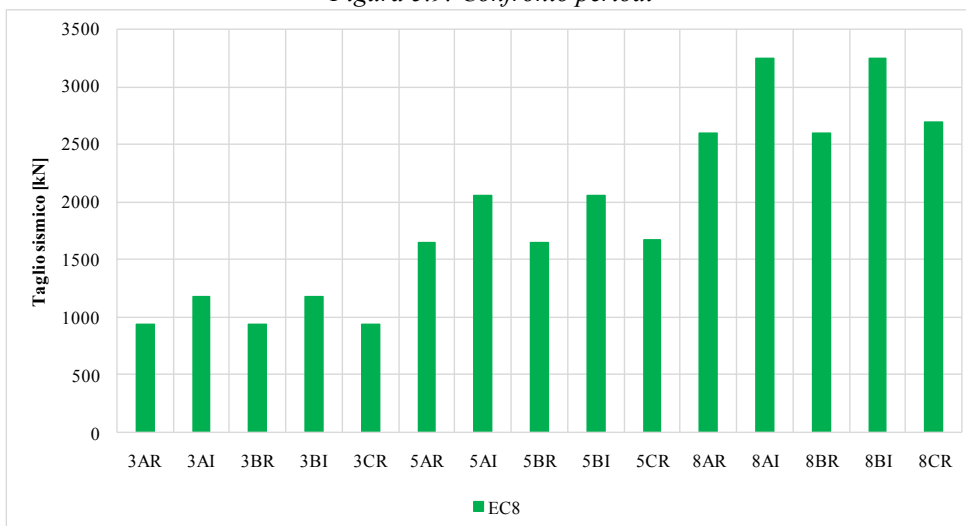


Figura 5.10: Taglio sismico EC8.

I tagli sismici in figura 5.10 sono stati determinati con le formulazioni da normativa, una volta definito il periodo  $T1$  EC8. Si nota che per gli edifici regolari appartenenti a modelli con lo stesso numero di piani, il taglio sismico non cambia ed è inferiore rispetto a quelli degli edifici irregolari. Questa differenza nasce dal diverso fattore di struttura utilizzato.

Tabella 5.2

FATTORE STRUTTURA NORMATIVA RIGIDENZE ANALITICHE													
	f[Hz]	T[s] analisi	T[s] EC8	Vmax [kN] PT	Vmax [kN] P1	Nmax [kN] ANG.PT	Nmax [kN] APE.PT	Vmax/m [kN/m]	n° chiodi Hold-down	V sismico [kN]	smax [mm]	drift [mm] < 15 mm	dr/h
3AR	4,45	0,22	0,26	169,38	165,68	128,11	106,22	28,23	110,00	942,95	6,52	2,89	0,10%
3AI	5,37	0,19	0,26	199,42	197,79	170,90	205,17	33,24	110,00	1178,68	4,70	1,79	0,06%
3BR	4,65	0,22	0,26	98,07	98,72	151,98	125,15	32,69	90,00	942,95	6,13	2,54	0,08%
3BI	5,09	0,20	0,26	120,95	121,33	178,06	175,86	40,32	70,00	1178,68	5,15	1,93	0,06%
3CR	5,55	0,18	0,26	107,28		161,28	133,36	35,76	70,00	942,95	4,30	1,40	0,05%
5AR	2,70	0,37	0,38	253,84	284,86	315,99	435,79	42,31	225,00	1647,84	20,53	5,61	0,19%
5AI	2,91	0,34	0,38	310,47	349,55	420,55	616,52	51,74	330,00	2059,80	17,72	4,43	0,15%
5BR	2,66	0,38	0,38	155,30	175,78	355,40	373,46	51,77	200,00	1647,84	20,34	5,11	0,17%
5BI	2,84	0,35	0,38	192,67	217,14	447,33	497,07	64,22	275,00	2059,80	17,79	4,25	0,14%
5CR	3,38	0,30	0,38	151,20		373,18	393,58	50,40	200,00	1667,38	12,42	2,62	0,09%
8AR	1,37	0,73	0,54	300,96	361,74	511,58	850,07	50,16	410,00	2601,54	55,88	9,90	0,33%
8AI	1,44	0,69	0,54	387,65	467,02	884,12	1211,32	64,61	600,00	3251,92	52,24	8,78	0,29%
8BR	1,37	0,73	0,54	184,90	215,53	559,53	718,57	61,63	370,00	2601,54	52,96	8,78	0,29%
8BI	1,47	0,68	0,54	247,92	290,38	759,67	1029,56	82,64	530,00	3251,92	48,60	7,76	0,26%
8CR	1,98	0,50	0,54	239,23		896,99	1091,73	79,74	520,00	2691,77	34,38	4,69	0,16%

Tabella 5.3

FATTORE STRUTTURA NORMATIVA RIGIDENZE SPERIMENTALI													
	f[Hz]	T[s] analisi	T[s] EC8	Vmax [kN] PT	Vmax [kN] P1	Nmax [kN] ANG.PT	Nmax [kN] APE.PT	Vmax/m [kN/m]	Hold-down	V sismico [kN]	smax [mm]	drift [mm] < 15 mm	dr/h
3AR	2,12	0,47	0,26	168,43	163,21	138,48	128,34	28,07	3 WHT440	942,95	28,06	12,32	0,41%
3AI	2,54	0,39	0,26	209,33	197,79	185,68	200,23	34,89	2 WHT620	1178,68	21,28	7,77	0,26%
3BR	2,04	0,49	0,26	110,56	107,58	135,60	143,14	36,85	3 WHT440	942,95	28,13	11,49	0,38%
3BI	2,34	0,43	0,26	139,54	134,94	174,16	209,09	46,51	4 WHT440	1178,68	21,12	7,16	0,24%
3CR	3,07	0,33	0,26	87,57		138,50	147,56	29,19	3 WHT440	942,95	13,99	3,85	0,13%
5AR	1,25	0,80	0,38	177,99	191,06	246,22	220,00	29,66	3 WHT620	1647,84	57,78	15,00	0,52%
5AI	1,65	0,61	0,38	295,73	309,54	403,76	502,46	49,29	5 WHT620	2059,80	42,29	9,66	0,32%
5BR	1,23	0,81	0,38	124,87	128,35	228,60	262,01	41,62	3 WHT620	1647,84	53,69	14,29	0,48%
5BI	1,52	0,66	0,38	194,46	203,62	369,90	495,03	64,82	5 WHT620	2059,80	39,91	8,48	0,28%
5CR	2,21	0,45	0,38	151,52		366,87	430,23	50,51	4 WHT620	1667,38	28,56	5,09	0,17%
8AR	0,83	1,21	0,54	221,65	235,37	401,78	415,10	36,94	7 WHT620	2601,54	97,38	15,00	0,50%
8AI	0,88	1,14	0,54	284,18	304,42	527,33	653,51	47,36	7 WHT620	3251,92	91,07	13,91	0,46%
8BR	0,79	1,26	0,54	148,64	156,55	358,00	458,32	49,55	6 WHT620	2603,03	90,31	14,32	0,48%
8BI	0,82	1,22	0,54	188,01	200,70	463,69	649,02	62,67	6 WHT620	3253,78	84,69	12,44	0,41%
8CR	1,52	0,66	0,54	184,85		678,85	919,05	61,62	9 WHT620	2691,77	46,09	5,65	0,19%



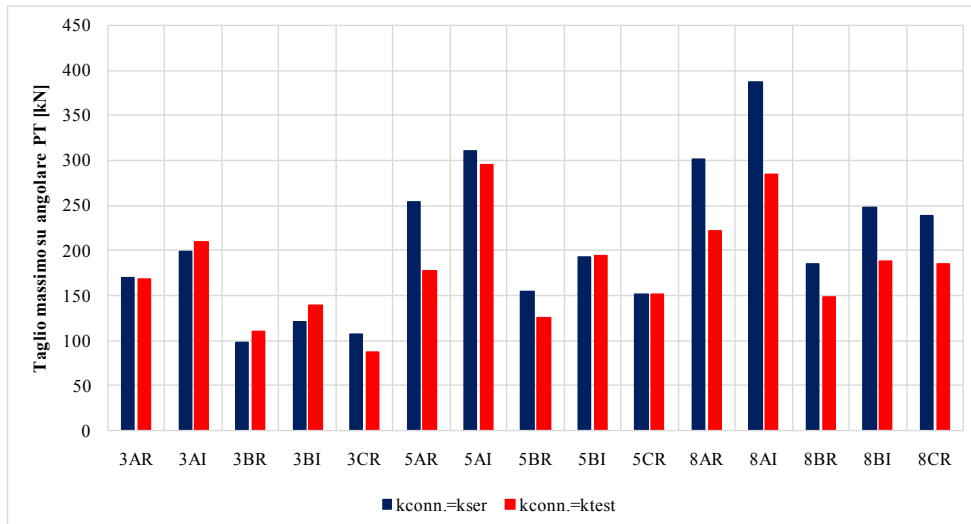


Figura 5.11: Confronto taglio massimo su angolare PT.

Per quanto attiene il taglio massimo su angolare, si veda figura 5.11, per la maggior parte dei casi, edifici flessibili, quindi con altezze maggiori a 9 metri, il periodo fondamentale da analisi modale su edifici modellati con rigidezze analitiche, determina delle sollecitazioni che sono sensibilmente maggiori rispetto a quelle con rigidezze sperimentali. Il massimo taglio con rigidezza  $k_{ser}$  si registra per l'edificio 8AI, poiché il periodo comunque risulta in prossimità del plateau dello spettro utilizzato e la massa sismica movimentata risulta maggiore. Il periodo, quindi le sollecitazioni, dipendono dalla tipologia di modellazione adottata, in questo caso per gli edifici A si ricorda che i setti sono costituiti da elementi tozzi orizzontali, per cui saranno meno deformabili e soggetti a forze più elevate come si evince dal confronto con le tipologie B e C. Ovviamente se si valutano le rigidezze  $k_{test}$  le sollecitazioni saranno minori rispetto alle precedenti poiché il periodo tende a spostarsi verso destra, si veda le figure 4.37, 4.38 e 4.39, quindi le accelerazioni con cui dimensionare il taglio sismico saranno più basse. Per gli edifici a 3 piani, invece, si registra una tendenza differente, i tagli maggiori si hanno per rigidezze  $k_{test}$  piuttosto che per quelle  $k_{ser}$ .

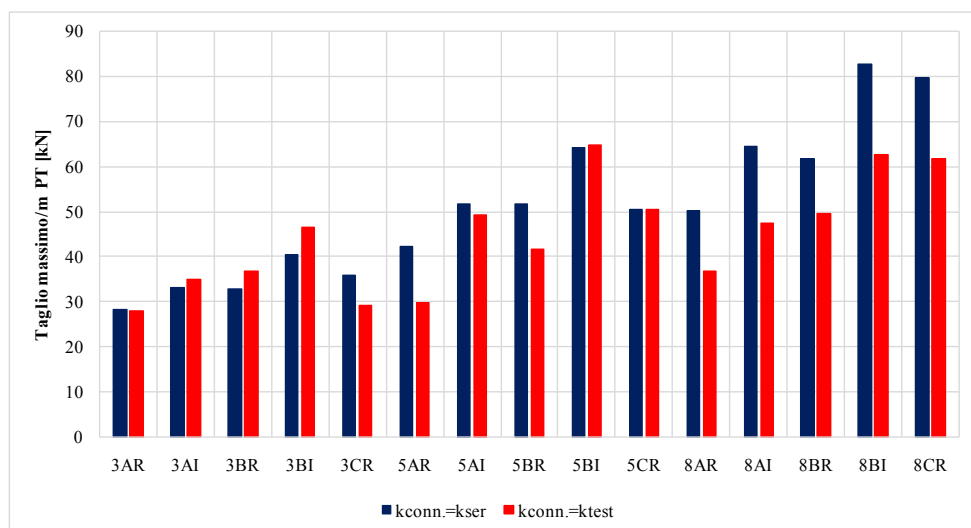


Figura 5.12: Taglio massimo a metro.

Come esposto in precedenza un parametro di dimensionamento risulta il taglio a metro rappresentato in figura 5.12.

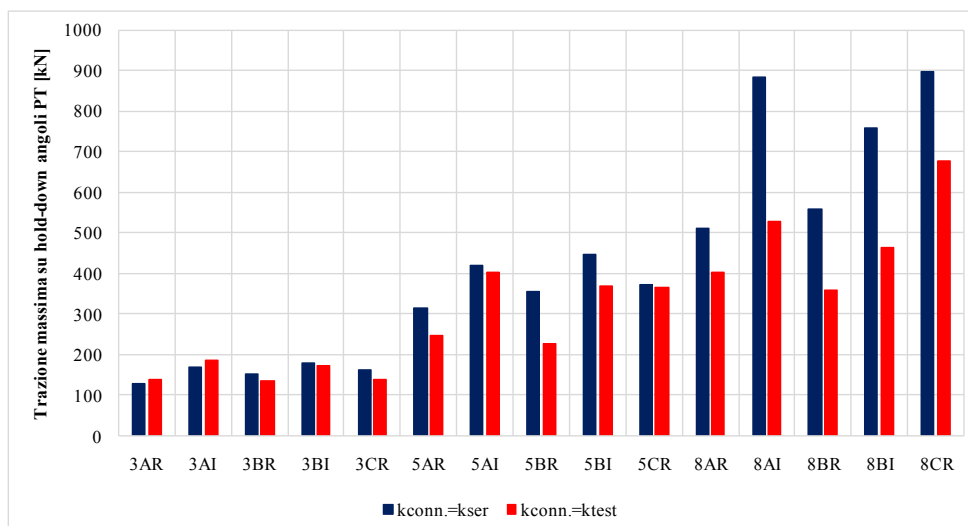


Figura 5.13: Confronto trazione massima hold-down angoli PT.

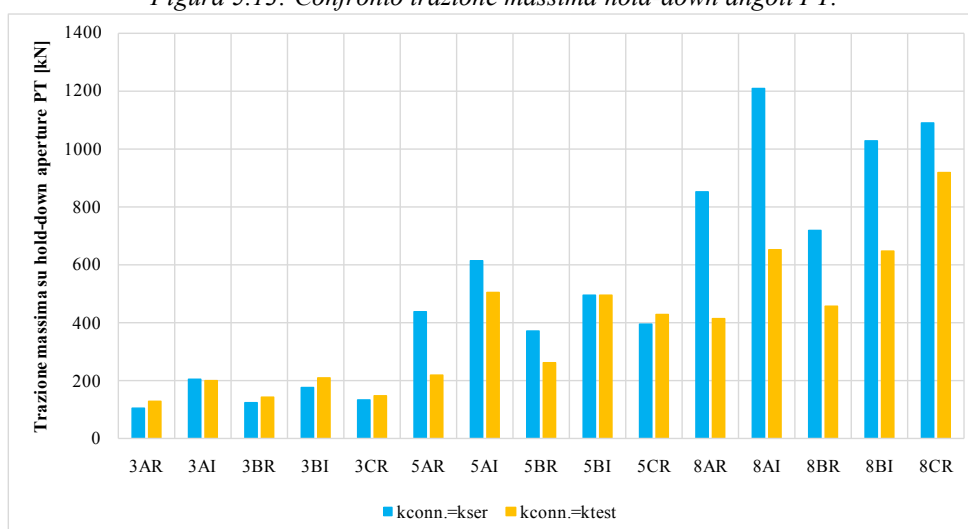


Figura 5.14: Confronto trazione massima hold-down aperture PT.

Se si analizza la trazione massima sugli hold-down negli angoli, il valore più elevato per gli edifici a 8 piani si evidenzia per la tipologia C con rigidezza  $k_{ser}$ , a seguire il modello 8AI, irregolare in altezza. La situazione migliora andando a esaminare le rigidezze sperimentali. Un buon comportamento, sempre per quanto riguarda la rigidezza analitica, lo si riscontra per gli edifici 8AR e 8BR, ma comunque il secondo presenta una trazione sull'angolo maggiore rispetto al primo, questo è dovuto al numero di chiodi presenti sul coprigiunto che tendono a far sì che le due pareti accoppiate assumano lo stesso comportamento della parete monolitica. Maggiore è il numero di chiodi sul coprigiunto più la tipologia B tende alla configurazione strutturale assunta dalla tipologia A, se si osserva attentamente le sollecitazioni in blu degli edifici B, queste risultano più elevate delle medesime estratte dai modelli A. Quanto analizzato è valido per tutte e tre le configurazioni di piano. Per i modelli sperimentali, in rosso, si è provato a diminuire il passo dei chiodi presenti nella tipologia B e infatti le sollecitazioni risultano più basse rispetto a quelle riscontrate negli edifici A. Ora si considera la figura 5.14, che raffigura la sollecitazione di trazione sugli hold-down disposti in prossimità delle aperture degli edifici. I modelli maggiormente sollecitati sono quelli di otto piani, come prima si nota la tendenza dei modelli B analitici di possedere le sollecitazioni più gravose rispetto a quelle in A. La trazione massima con rigidezze  $k_{ser}$  si registra per l'edificio 8AI, mentre la massima per rigidezze  $k_{test}$  si registra per il modello 8CR.

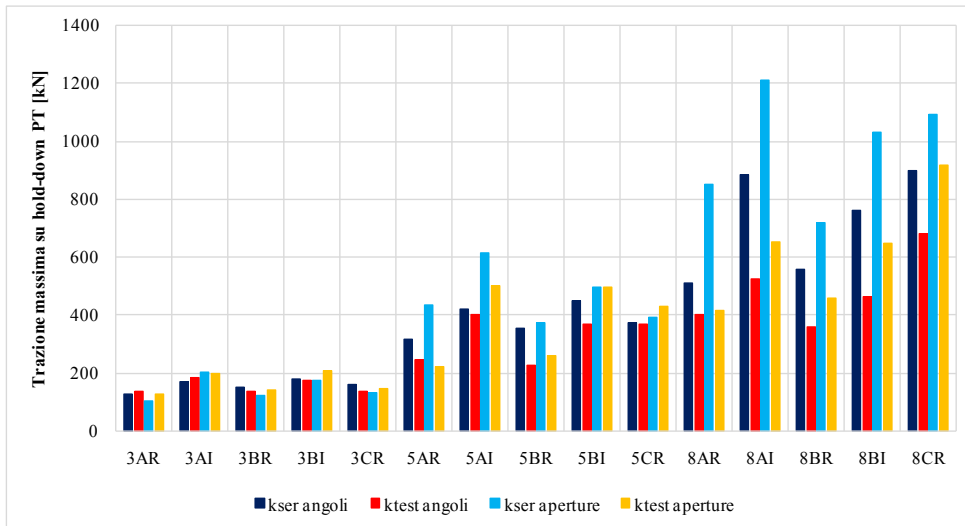


Figura 5.15: Confronto trazione massima hold-down PT.

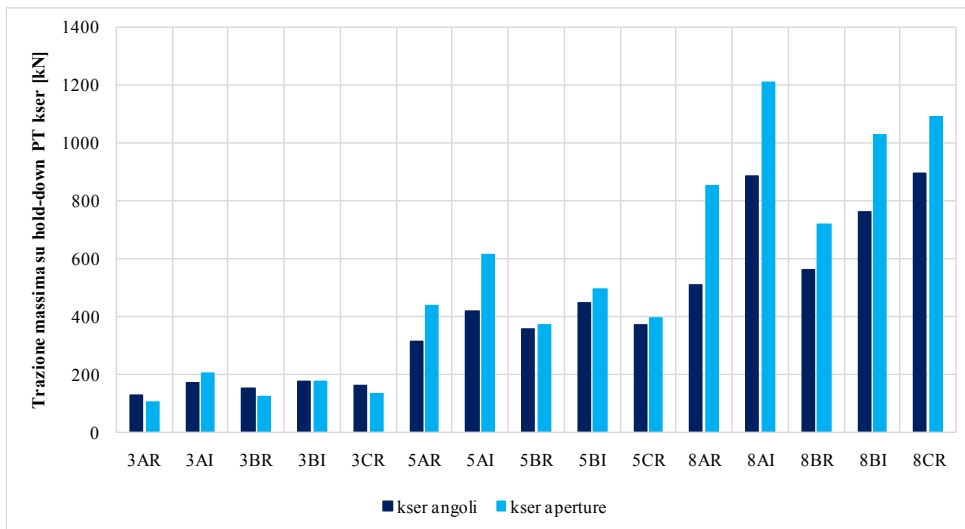


Figura 5.16: Confronto trazioni kser.

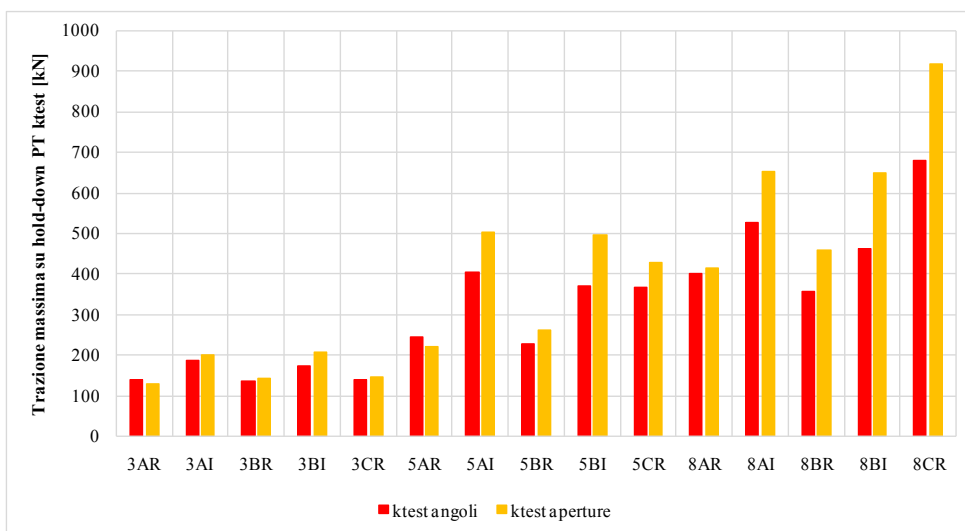


Figura 5.17: Confronto trazioni ktest.

Dalla figura 5.15 alla 5.17 si riscontra che le massime sollecitazioni di trazione in generale, sono associate agli edifici irregolari. La massima assoluta si segnala per l'edificio 8AI, a seguire 8CR, entrambi modellati con rigidzze analitiche. Se invece si considerano solamente le rigidzze sperimentali, l'edificio che soffre le maggiori sollecitazioni è sempre il modello 8CR. Quindi a questo punto delle analisi effettuate, gli edifici che presentano i maggiori problemi a taglio e a trazione risultano essere quelli sovra citati, mentre un buon comportamento lo assumono i modelli 8AR, 8BR e 8BI. Gli edifici a 3 piani, da figura 5.15, presentano un andamento tra rigidzze analitiche e sperimentali che può essere assunto simile tra loro, infatti non si hanno delle rilevanti differenze di sollecitazioni tra i diversi gruppi di modelli. Un ulteriore parametro, utilizzato come discriminante per la realizzazione di questi edifici alti, è il numero di chiodi impiegati per sopportare le sollecitazioni di trazione sugli hold-down, vedi figura 5.18. Come sottolineato in precedenza, sia dal punto di vista analitico che sperimentale gli edifici a 8 piani della tipologia AI, CR necessitano di un elevato numero di chiodi per poter soddisfare le verifiche allo SLV. Per i 3 piani invece, il numero di chiodi tra rigidzze analitiche e sperimentali non è dissimile.

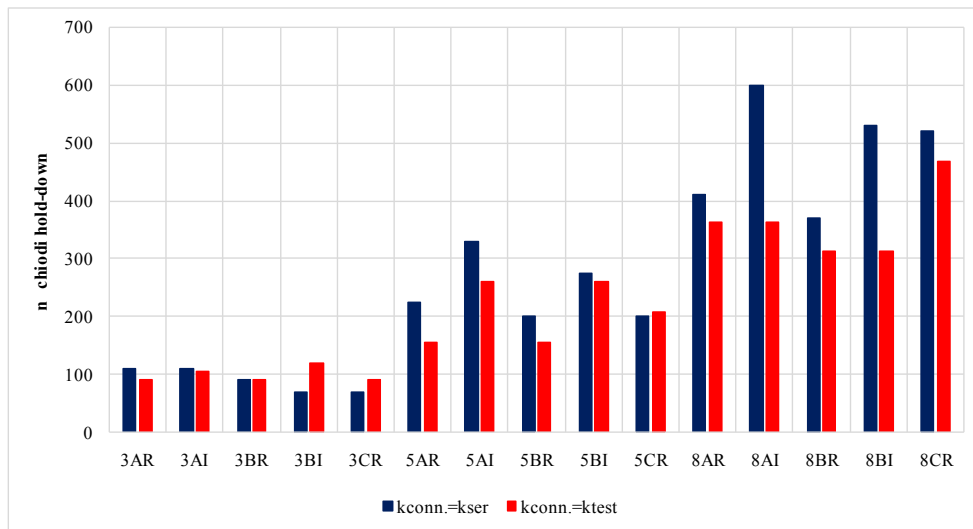


Figura 5.18: Confronto numero di chiodi.

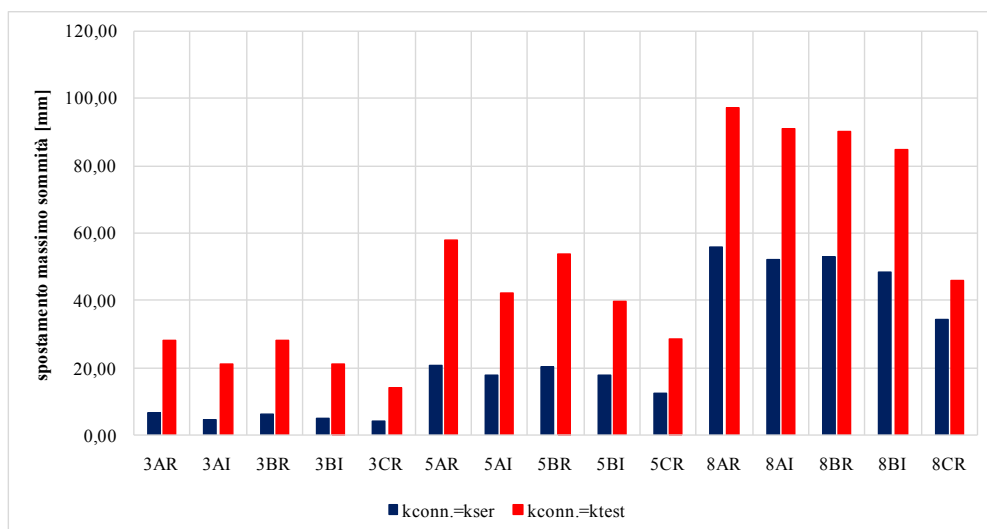


Figura 5.19: Confronto spostamenti sommità.

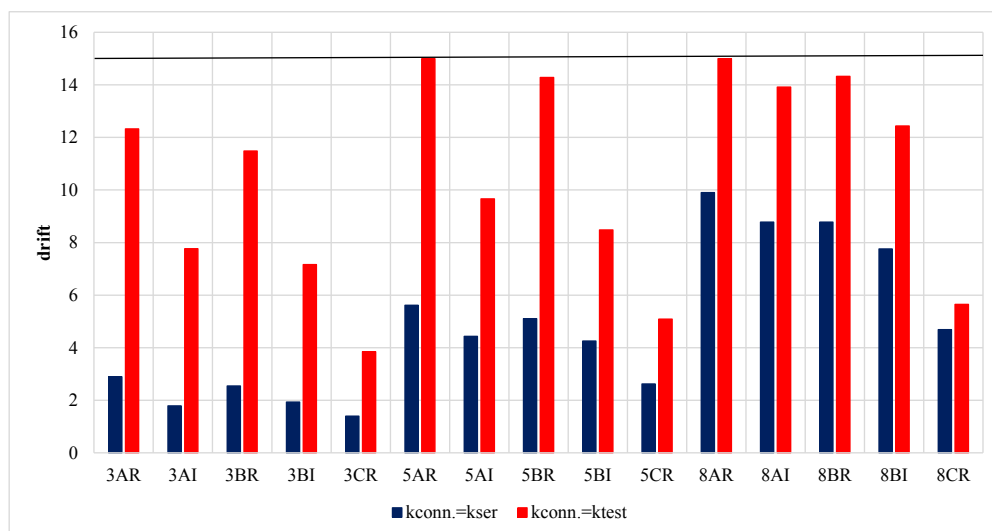


Figura 5.20: Confronto drift di piano.

Gli spostamenti in sommità, da figura 5.19, risultano elevati per i modelli con rigidezze sperimentali poiché data la minore rigidezza delle connessioni rispetto a quelle analitiche, gli edifici risultano più flessibili e più deformabili. A differenza delle sollecitazioni gli spostamenti maggiori si registrano per gli edifici regolari in altezza, poiché le connessioni diminuiscono da piano a piano, mentre gli irregolari hanno spostamenti più contenuti per via che gli elementi di fissaggio si mantengono invariati per tutti i piani. Ovviamente gli spostamenti maggiori si notano per gli edifici a 8 piani, ma se si osserva il comportamento del modello 8CR confrontato con i pari altezza, lo spostamento in sommità è minore, poiché i setti sono stati modellati come un'unica parete verticale che copre tutta l'altezza dell'edificio per cui non si hanno delle connessioni ai piani intermedi che rendono l'edificio deformabile come avviene per le tipologie A e B. Le verifiche allo SLD, figura 5.20, mostrano il limite superiore fissato a 15 mm, i modelli con rigidezze  $k_{ser}$  presentano massimo drift sempre al di sotto del limite da normativa, mentre per quelli con rigidezze  $k_{test}$  si sono dovuti effettuare diversi cicli iterativi per raggiungere la convergenza per poter soddisfare la verifica, infatti si può notare che molti modelli in rosso, il massimo drift è poco al di sotto del limite consentito da normativa, in particolare per gli edifici a 5 e 8 piani regolari A e B. Allo stato limite di danno le configurazioni irregolari garantiscono uno spostamento ed un drift minori rispetto alle progettazione delle connessioni regolare in altezza.

### 5.3 Variazione risultati in funzione del fattore di struttura

- **Fattore di struttura q proposto**

La normativa stabilisce il fattore di struttura  $q_0$  da utilizzare per le strutture in X-Lam sia pari a 2, come visto nel paragrafo 4.3.1, con relativo coefficiente di riduzione pari a 0,8 per edifici irregolari. Non considera invece:

- il numero di piani, dove il numero delle connessioni alla base delle pareti aumenta con il numero di piani;
- numero di giunti verticali, i quali influenzano la capacità di spostamento dell'edificio e la sua duttilità;
- snellezza, edifici tozzi tendono a rotture per taglio, mentre edifici snelli a rotture per flessione e deformazione per roving.

Quindi in base a quanto osservato si sono utilizzate delle formulazioni per definire un nuovo fattore di struttura valido per gli edifici della tipologia B, che presentano un numero di connessioni maggiore rispetto alle altre due tipologie, poiché forniti di sia connessioni alla base di ogni pannello che di connessioni verticali, quindi più duttili e dissipativi. Per tutti i parametri forniti nelle formulazioni si rimanda all'articolo di L. Pozza, R. Scotta, D. Trutalli "Analytical formulation based on extensive numerical simulations of behavior factor q for CLT buildings". A seguire la formulazione adottata per stabilire il fattore di struttura da utilizzare nelle analisi:

$$q(\beta, \lambda) = (q_0 + k_1 \lambda) \beta^{k_2}$$

Tabella 5.4

	3		5		8	
q	BR 3,0	BI 2,4	BR 3,5	BI 2,8	BR 4,0	BI 3,2

Dalla formula proposta otteniamo i diversi valori di struttura per i 3 edifici della tipologia B regolari in altezza, per l'irregolarità si è considerato il fattore di struttura appena definito moltiplicato semplicemente per il coefficiente di riduzione pari a 0,8. Le analisi che si andranno a commentare sono relative a rigidità delle connessioni di tipo sperimentale. In figura 5.21 e 5.22 si possono osservare gli spettri abbattuti per i diversi fattori di struttura utilizzati per i 3 edifici regolari e irregolari. Maggiore è il numero di piani, maggiore è il fattore di struttura utilizzato.

Analizzando i grafici degli spettri di progetto notiamo che lo spettro SLD risulta sempre maggiore rispetto agli spettri SLV sia per gli edifici regolari che per quelli irregolari, perciò lo stato limite di danno risulta essere dimensionante.

Da figura 5.23 a 5.25 si sono riportati gli sviluppi delle forze sismiche di piano e dei tagli di piano da analisi statica equivalente per i 6 edifici, si osserva che quelli irregolari sono soggetti anche in questo caso a forze sismiche più elevate per via della riduzione del fattore di struttura. Rispetto alle forze e i tagli sismici determinati con fattore di struttura da normativa, quelli calcolati tramite il fattore di struttura proposto risultano sicuramente minori.

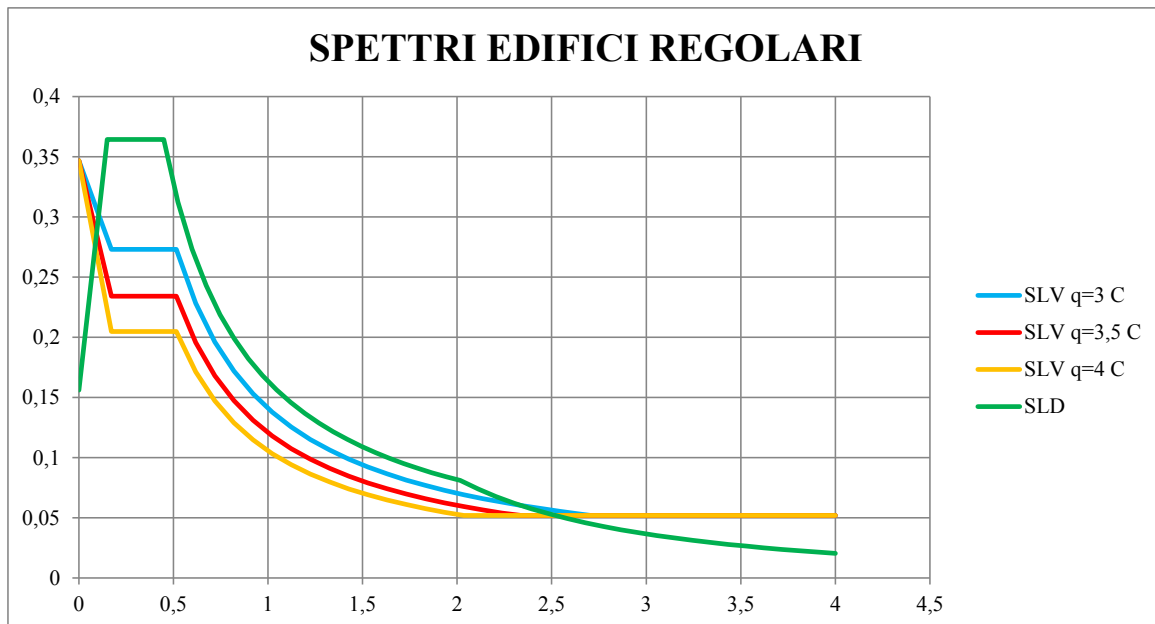


Figura 5.21: Spettri di progetto elastici SLV e SLD per edifici B regolari in altezza.

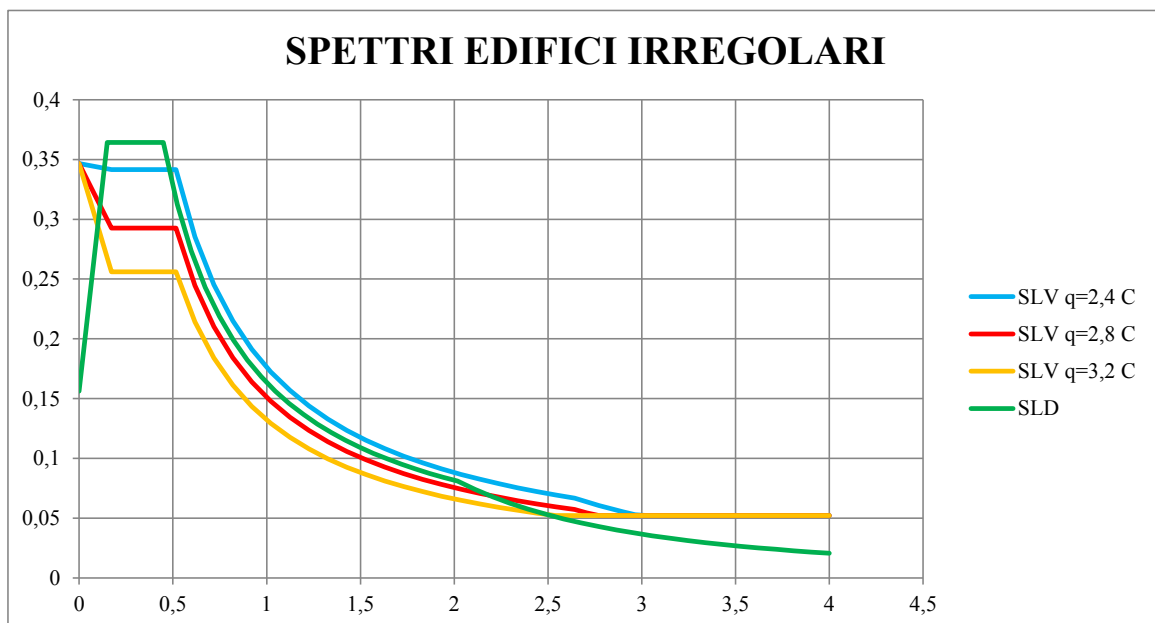


Figura 5.22: Spettri di progetto elastici SLV e SLD per edifici B irregolari in altezza.

Una volta raggiunta la convergenza nel progetto delle connessioni per le analisi dinamiche, si è estrapolato lo sviluppo dei tagli di piano per il sistema  $E_x$  ed  $E_y$ , dalla stessa analisi e lo si è confrontato con i tagli indotti dal vento in direzione  $x$  e  $y$  sull'edificio in esame. Con l'utilizzo di connessioni con rigidzze sperimentali e spettri con fattori di struttura maggiori rispetto a quelli da normativa si osserva che per gli edifici a 8 piani, regolari e irregolari (figura 5.28 e 5.31) è dimensionante l'azione da vento. Con lo sviluppo del taglio ricavato da analisi statica equivalente, il sistema risulta sempre dimensionante rispetto al vento e questo si può notare in tutti i grafici da figura 5.26 a 5.31.

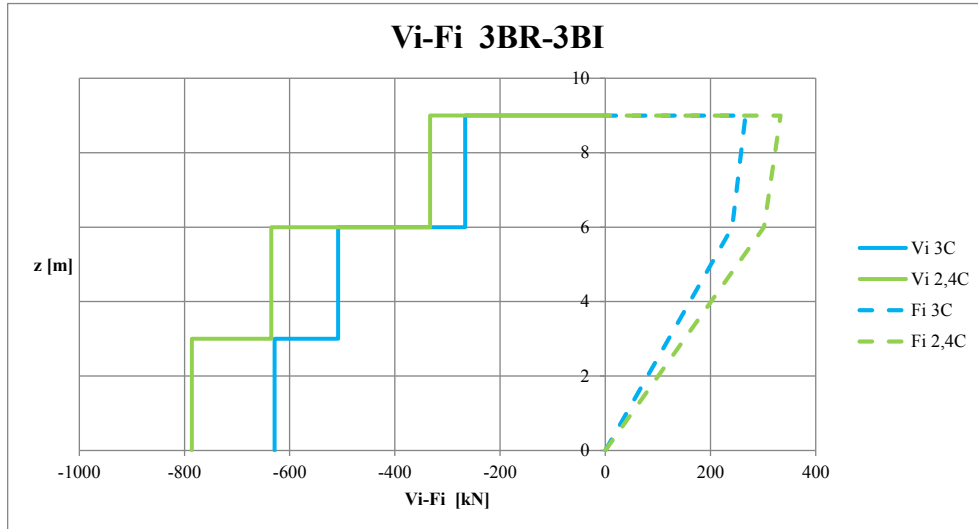


Figura 5.23: Taglio sismico e forze sismiche per edificio 3 piani.

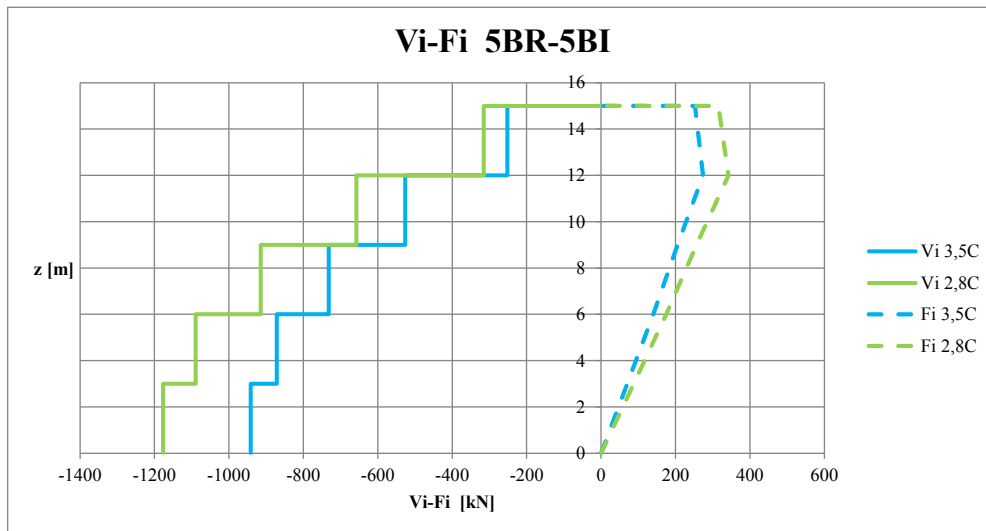


Figura 5.24: Taglio sismico e forze sismiche per edificio 5 piani.

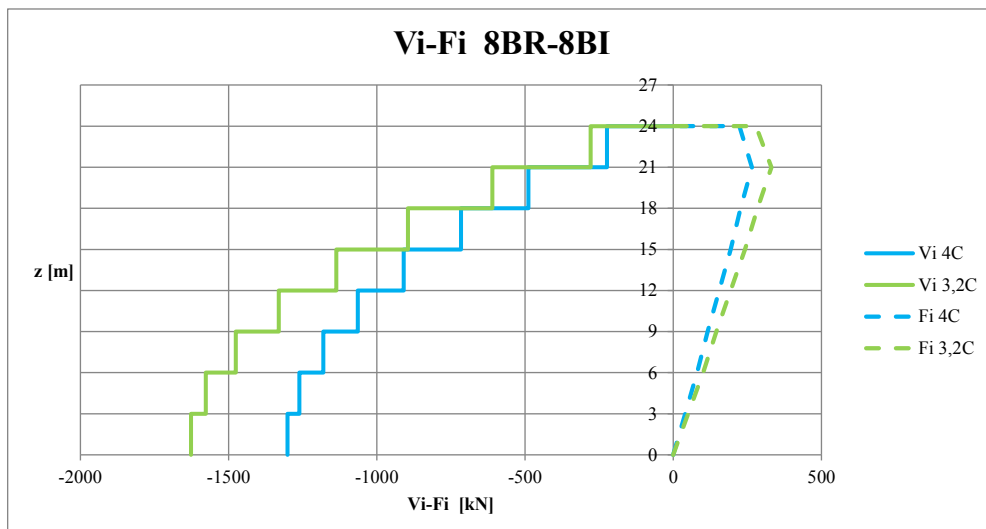


Figura 5.25: Taglio sismico e forze sismiche per edificio 8 piani.



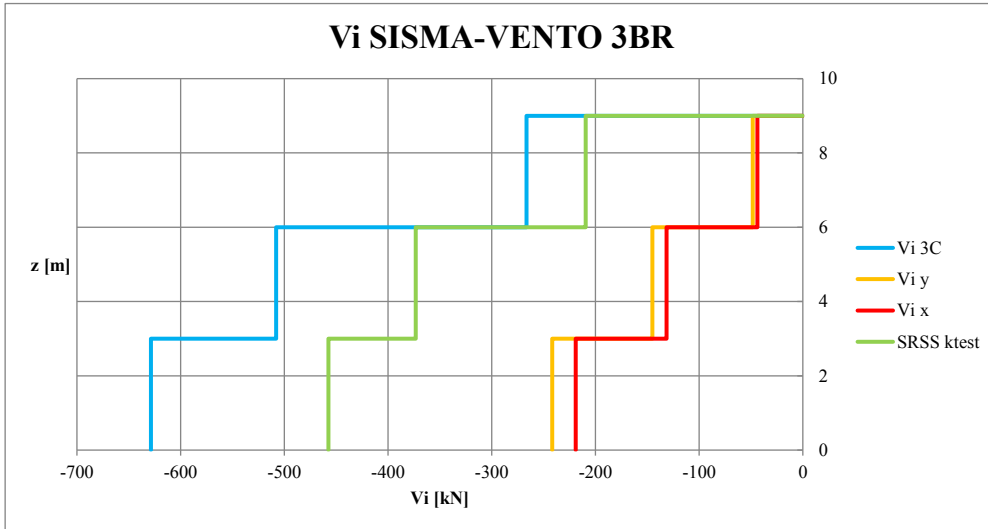


Figura 5.26: Confronto andamenti taglio sismico, vento 3BR.

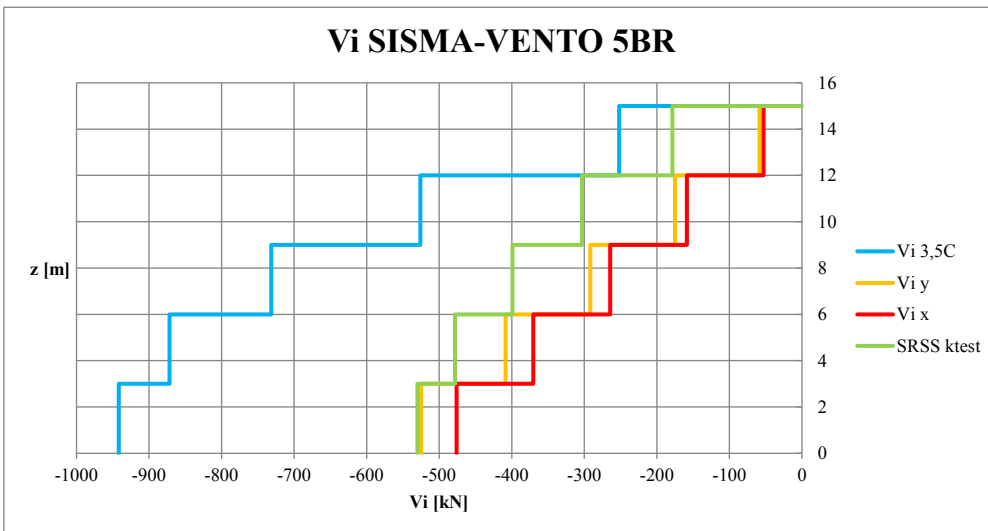


Figura 5.27: Confronto andamenti taglio sismico, vento 5BR.

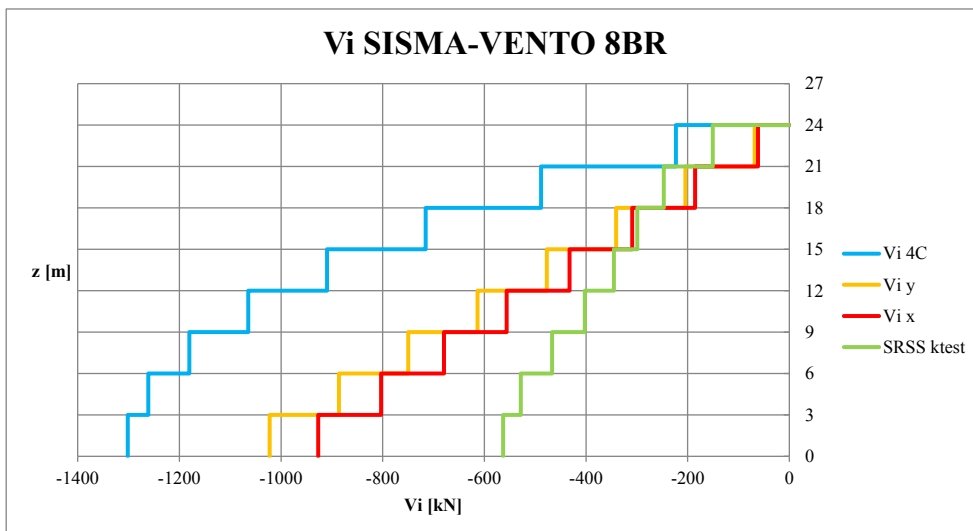


Figura 5.28: Confronto andamenti taglio sismico, vento 8BR.

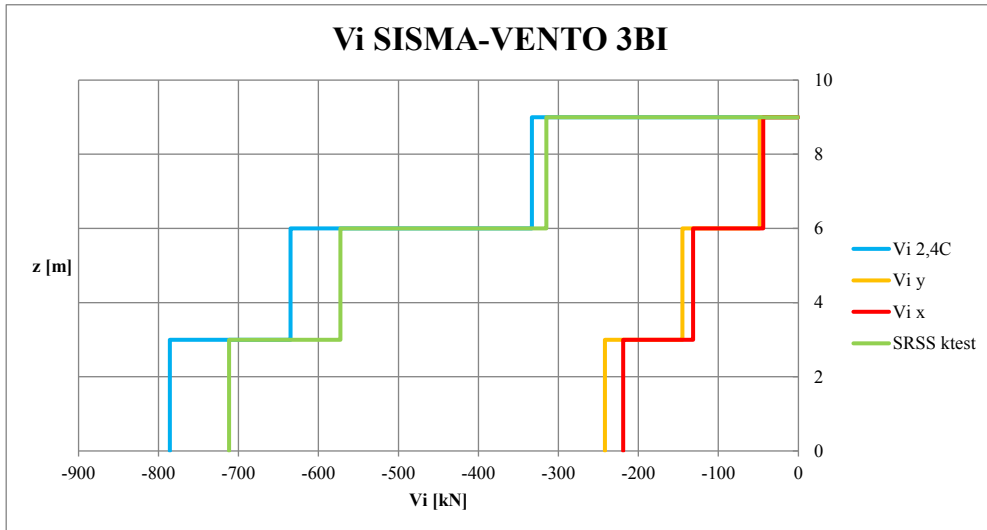


Figura 5.29: Confronto andamenti taglio sismico, vento 3BI.

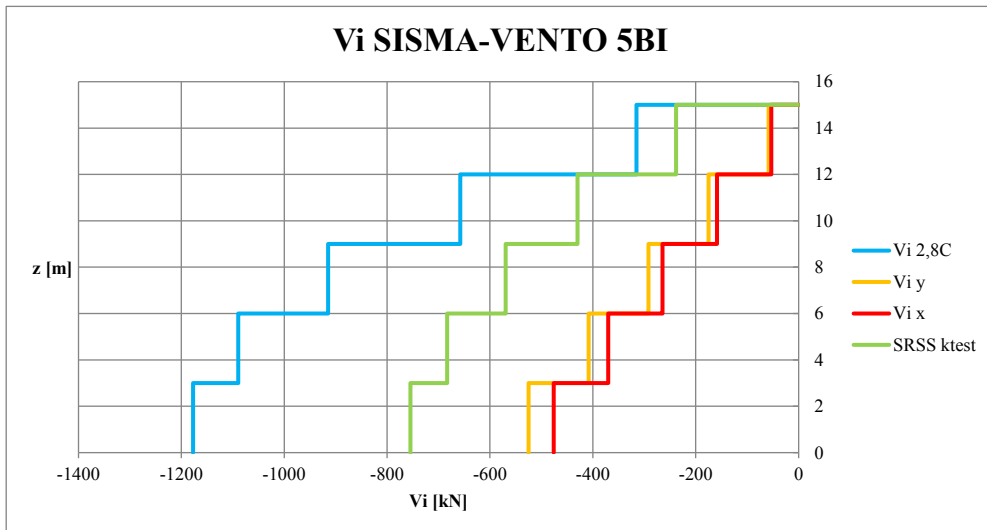


Figura 5.30: Confronto andamenti taglio sismico, vento 5BI.

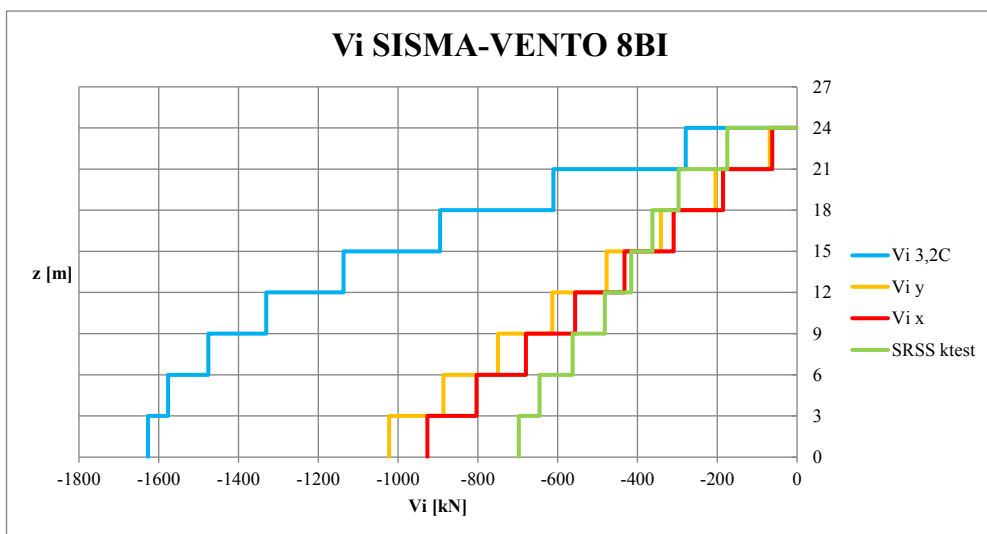


Figura 5.31: Confronto andamenti taglio sismico, vento 8BI.

Tabella 5.5

<b>FATTORE STRUTTURA NORMATIVA RIGIDENZE SPERIMENTALI EDIFICI B</b>													
	f[Hz]	T[s] analisi	T[s] EC8	Vmax [kN] PT	Vmax [kN] P1	Nmax [kN] ANG.PT	Nmax [kN] APE.PT	Vmax/m [kN/m]	Hold-down	V sismico [kN]	smax [mm]	drift [mm] < 15 mm	dr/h
3BR	2,04	0,49	0,26	110,56	107,58	135,60	143,14	36,85	3 WHT440	942,95	28,13	11,49	0,38%
3BI	2,34	0,43	0,26	139,54	134,94	174,16	209,09	46,51	4 WHT440	1178,68	21,12	7,16	0,24%
5BR	1,23	0,81	0,38	124,87	128,35	228,60	262,01	41,62	3 WHT620	1647,84	53,69	14,29	0,48%
5BI	1,52	0,66	0,38	194,46	203,62	369,90	495,03	64,82	5 WHT620	2059,80	39,91	8,48	0,28%
8BR	0,79	1,26	0,54	148,64	156,55	358,00	458,32	49,55	6 WHT620	2603,03	90,31	14,32	0,48%
8BI	0,82	1,22	0,54	188,01	200,70	463,69	649,02	62,67	6 WHT620	3253,78	84,69	12,44	0,41%

Tabella 5.6

<b>FATTORE STRUTTURA PROPOSTO RIGIDENZE SPERIMENTALI EDIFICI B</b>													
	f[Hz]	T[s] analisi	T[s] EC8	Vmax [kN] PT	Vmax [kN] P1	Nmax [kN] ANG.PT	Nmax [kN] APE.PT	Vmax/m [kN/m]	Hold-down	V sismico [kN]	smax [mm]	drift [mm] < 15 mm	dr/h
3BR	1,60	0,62	0,26	69,35	63,84	78,32	50,16	23,12	1 WHT440	628,63	38,75	14,50	0,48%
3BI	1,97	0,51	0,26	92,01	89,51	146,17	109,21	30,67	2 WHT440	785,79	29,74	10,37	0,35%
5BR	1,23	0,81	0,38	74,06	78,18	130,42	105,77	24,69	3 WHT620	941,62	53,69	14,29	0,48%
5BI	1,36	0,73	0,38	100,29	105,90	180,86	195,30	33,43	3 WHT620	1177,03	46,50	10,08	0,34%
8BR	0,79	1,26	0,54	77,52	83,19	179,09	146,69	25,84	6 WHT620	1301,51	90,31	14,19	0,47%
8BI	0,75	1,34	0,54	93,05	99,66	161,15	210,89	31,02	4 WHT620	1626,89	96,39	14,45	0,48%

Tabella 5.7

<b>FATTORE STRUTTURA PROPOSTO RIGIDENZE SPERIMENTALI limitazione sld <math>v=0,5</math></b>													
	f[Hz]	T[s] analisi	T[s] EC8	Vmax [kN] PT	Vmax [kN] P1	Nmax [kN] ANG.PT	Nmax [kN] APE.PT	Vmax/m [kN/m]	Hold-down	V sismico [kN]	smax [mm]	drift [mm] < 30 mm	dr/h
8BR	0,72	1,39	0,54	72,38	77,21	182,75	115,91	24,13	4 WHT620	1301,51	105,71	17,79	0,59%
8BI	0,71	1,41	0,54	88,60	93,91	166,86	185,37	29,53	3 WHT620	1626,89	106,83	16,42	0,55%

Nella tabella 5.5 sono elencati i dati di output degli edifici della tipologia B progettati con rigidzze sperimentali  $k_{test}$ , fattore di struttura stabilito da normativa, precedentemente già oggetto di confronto. Si sono adottati gli stessi modelli B, le cui connessioni si sono valutate con le rigidzze sperimentali, ma per i parametri di sollecitazione e per gli spettri impiegati si è tenuto in considerazione il contributo legato al nuovo fattore di struttura. Eseguite le analisi sui 6 edifici con i nuovi dati di input si sono acquisiti i risultati in tabella 5.6. Come si potrà osservare negli istogrammi presenti in questo paragrafo, per alcune delle soluzioni modellate è stato dimensionante lo stato limite di danno, per cui si è ritenuto opportuno eseguire le verifiche in accordo all'Eurocodice 8, esposte nel paragrafo 4.8.2, considerando il fattore  $\nu$ , coefficiente di riduzione, pari a 0,5 per classi di importanza I e II. A favore di sicurezza per le analisi effettuate in precedenza il valore di  $\nu$  è stato sempre posto pari a 1.

$$d_r \nu \leq 0,005 h ;$$

Quindi il drift limite assegnato per tutti i modelli è stato di 15 mm, senza fattore riduttivo. In tabella 5.17 i risultati delle analisi con  $\nu$  pari a 0,5, per cui il valore limite entro il quale le verifiche SLD sono soddisfatte da 15 passa a 30 mm.

Per meglio comprendere le immagini a seguire, si introduce una leggenda in cui si spiega con i diversi colori, le categorie di modelli oggetto di confronto.

- Verde dati di output da Eurocodice 8, quali periodo e tagli sismici  $F_h$ ;
- Blu, dati collegati ai modelli con rigidzze analitiche ( $k_{ser}$ ) e fattore di struttura da normativa ( $q=2$  o  $1,6$ );
- Rosso, risultati dei modelli con rigidzze sperimentali ( $k_{test}$ ) e fattore di struttura da normativa;
- Azzurro, dati dei modelli con rigidzze sperimentali ( $k_{test}$ ), fattore di struttura da formulazione proposta;
- Giallo, dati dei modelli con rigidzze sperimentali ( $k_{test}$ ), fattore di struttura proposto e coefficiente di riduzione  $\nu$  per le verifiche allo SLD pari a 0,5.

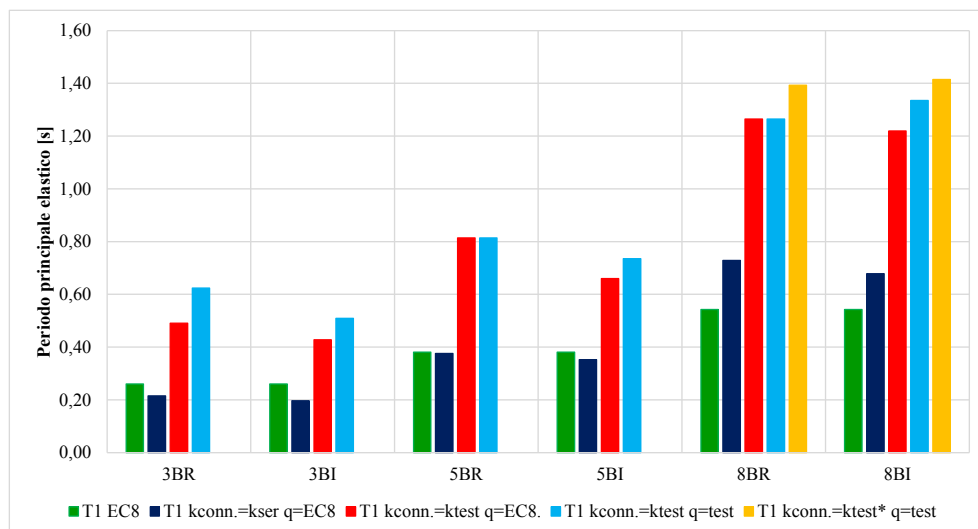


Figura 5.32: Confronto periodi

Un primo confronto dei periodi si effettua, non solo in relazione alle connessioni con rigidzze sperimentali, ma anche con quelli stabiliti da normativa e dei modelli con rigidzze analitiche. Si osserva che i periodi risultanti dalle analisi dei 6 modelli in azzurro, sono sempre superiori rispetto a quelli ricavati da Eurocodice 8 e di quelli ottenuti dai

modelli con rigidezze analitiche. Inoltre se si esegue una comparazione diretta tra rigidezze sperimentali, figura 5.33, i periodi relativi ai modelli azzurri risultano maggiori o tutt'al più uguali a quelli ricavati da modelli rossi. Solo nei casi 5BR e 8BR i periodi coincidono, poiché la progettazione a convergenza delle connessioni è la medesima, per i problemi riscontrati durante la progettazione di queste due tipologie con fattori di struttura da formulazione. Il periodo maggiore per i modelli azzurri si osserva per l'edificio 8BI. Ovviamente tutti i periodi ottenuti sono superiori al limite  $T_D$  imposto da normativa.

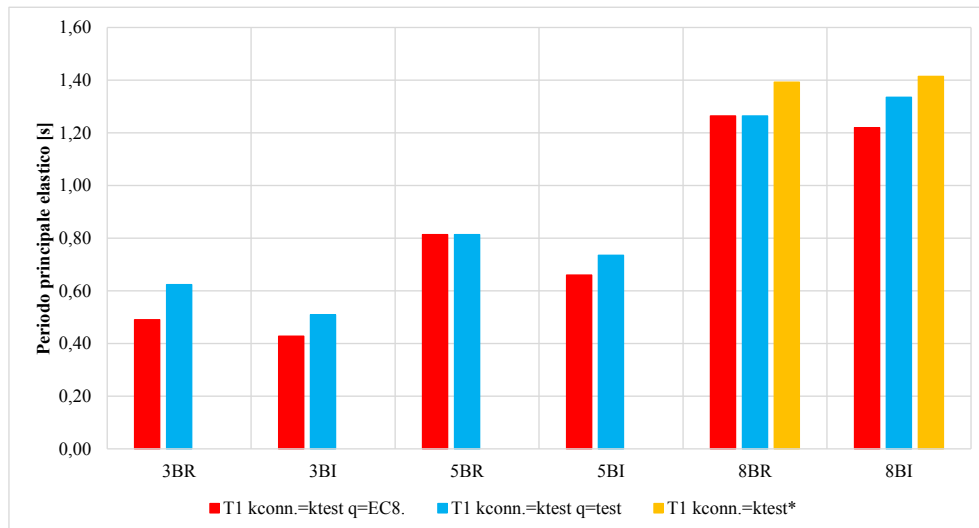


Figura 5.33: Confronto periodi edifici con rigidezze sperimentali.

Se si comparano esclusivamente gli edifici a 8 piani regolare e irregolare, figura 5.34, modelli azzurri e gialli, il periodo della seconda progettazione risulta più alto rispetto alla distribuzione azzurra, perché le connessioni necessarie a convergenza si sono rilevate inferiori per soddisfare sia le verifiche SLD che SLV. Quindi l'analisi modale, dato che i modelli in giallo risultano più flessibili rispetto al resto delle distribuzioni analizzate, considera periodi più alti.

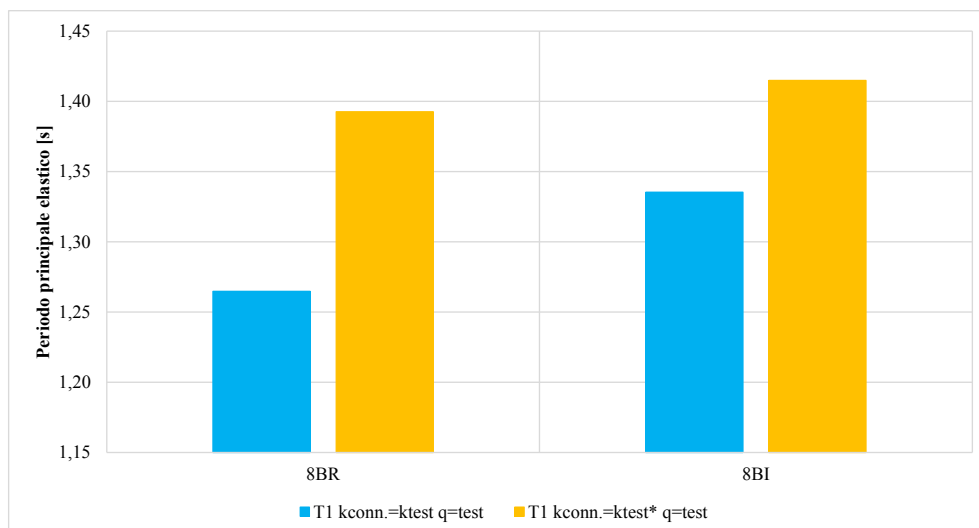


Figura 5.34: Confronto periodi edifici 8 piani.

I periodi riportati in istogramma in figura 5.34 possono essere valutati anche nelle figure 5.37 e 5.38.

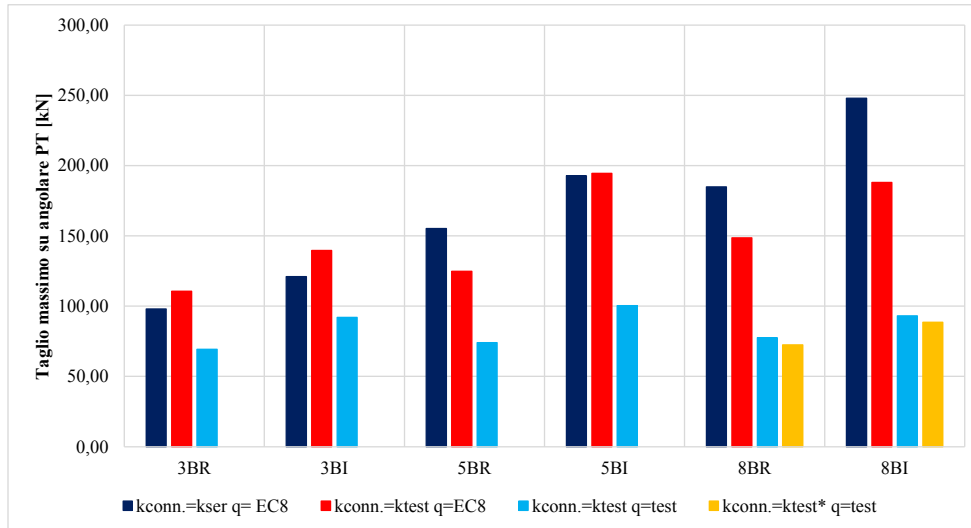


Figura 5.35: Confronto taglio massimo su angolare PT.

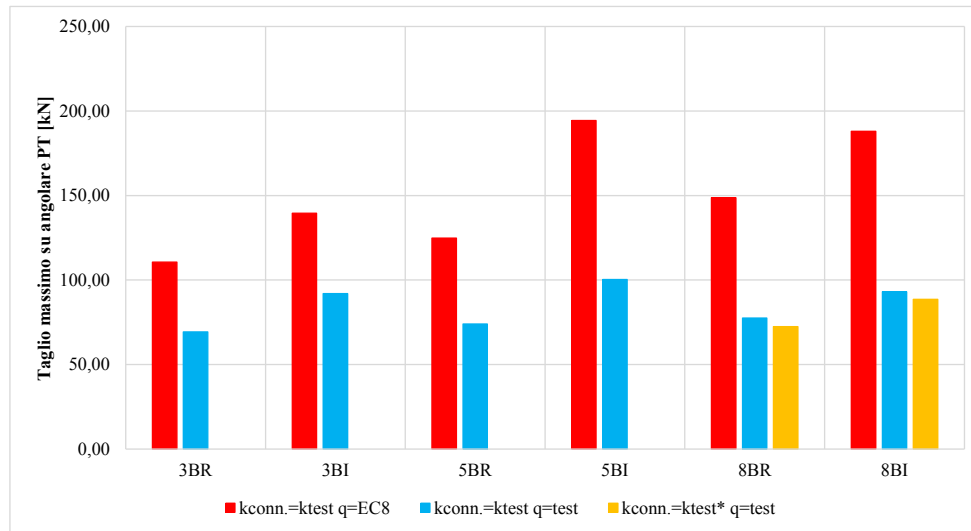


Figura 5.36: Confronto taglio massimo su angolare PT rigidzze sperimentali.

Fattori di struttura più alti implicano un maggiore abbattimento dello spettro di progetto, spettri più bassi a loro volta consentono di ottenere tagli sismici di minor intensità se confrontati con quelli relativi a spettri di progetto con fattore q da normativa. Tutto questo influisce sulla ripartizione dei tagli di piano sulle connessioni progettate per resistere a queste sollecitazioni. Infatti si registra un notevole abbassamento delle massime sollecitazioni sugli angolari. Per gli edifici regolari, distribuzione azzurra, le sollecitazioni sono confrontabili tra loro, lo stesso si osserva per gli edifici irregolari. Ulteriore abbassamento delle sollecitazioni si esamina per i 2 modelli a 8 piani con distribuzione gialla, i quali sono soggetti a periodi fondamentali più alti rispetto alla distribuzioni agli stessi edifici con rigidzza sperimentale e fattore di struttura da formulazione, vedi immagine 5.34, e quindi soggetti ad accelerazioni più basse a parità di spettro di progetto, basta osservare le immagini 5.37 e 5.38.

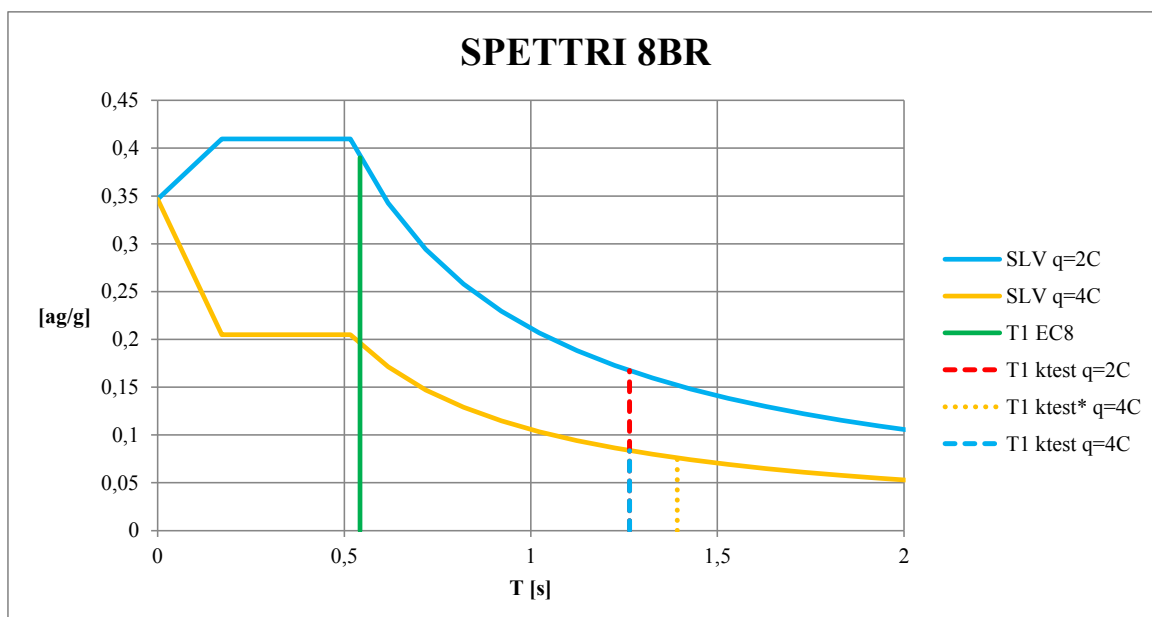


Figura 5.37: Confronto spettri e periodi edificio 8BR.

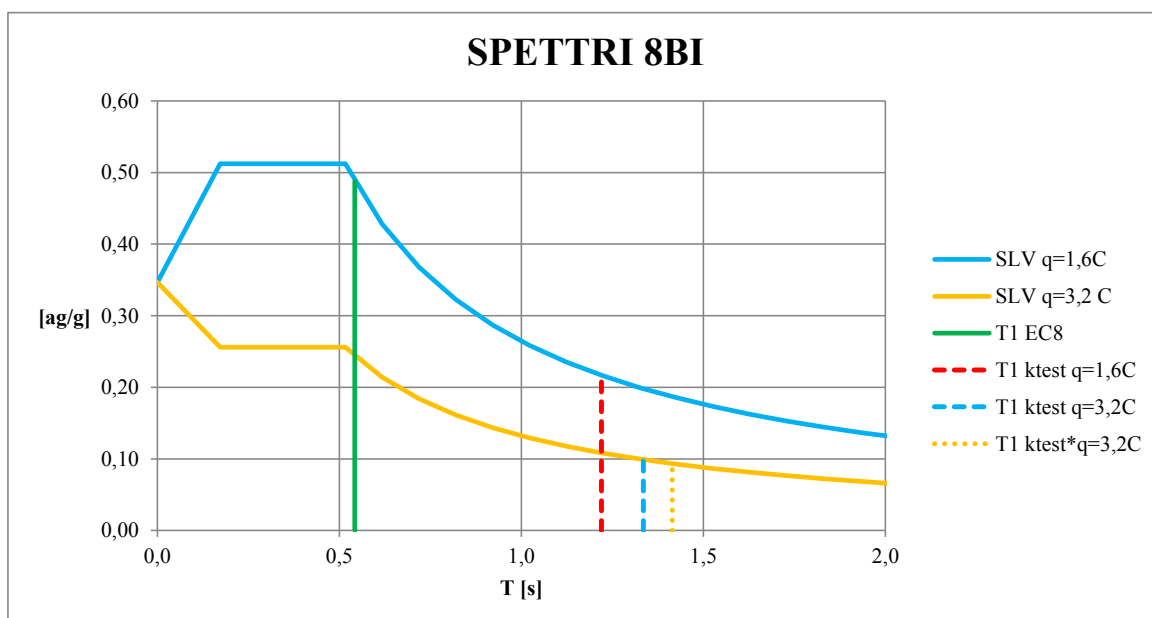


Figura 5.38: Confronto spettri e periodi edificio 8BI.

In figura 5.37 si nota la sovrapposizione dei periodi dei modelli azzurri con quelli rossi, per 8 piani regolare in altezza, giacché la progettazione delle connessioni risulta essere la stessa per entrambe gli edifici, per problemi di deformazione del modello azzurro. Per l'edificio 8BI, figura 5.38, con modellazione gialla, in un primo step iterativo si è assunto una progettazione delle connessioni pari a quelle del modello azzurro, ma dato che le verifiche SLD risultavano ampiamente soddisfatte si è proceduto comunque a una nuova iterazione con minori connessioni rispetto alla precedente, quindi il periodo è aumentato preservando comunque le verifiche allo stato limite di danno.

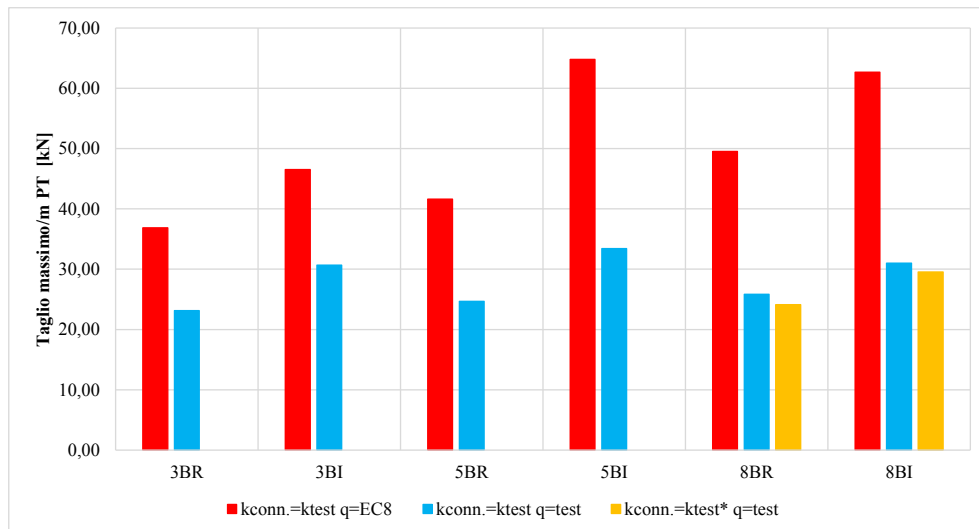


Figura 5.39: Confronto taglio massimo/m.

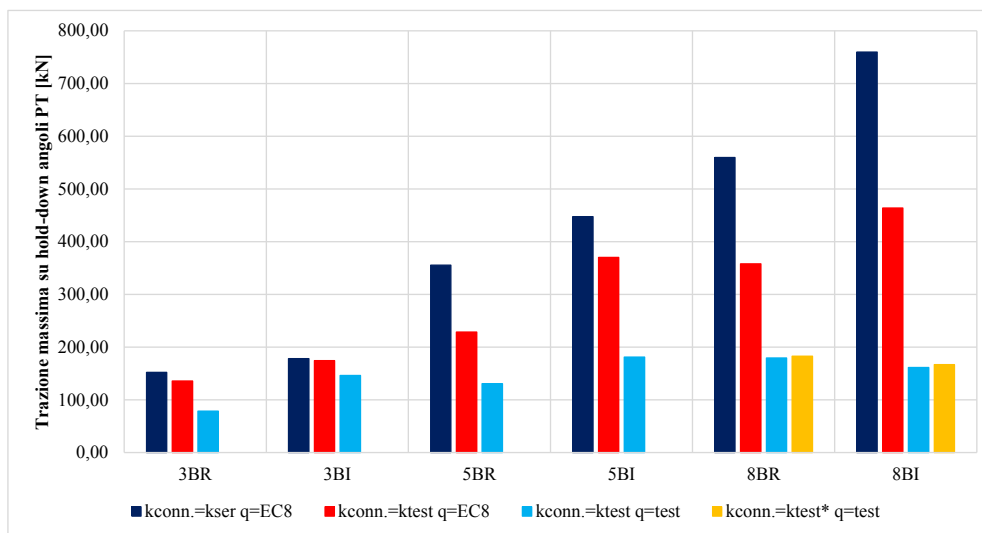


Figura 5. 5.40: Confronto trazione su hold-down angoli PT.

Si analizzano le trazioni massime registrate sulle connessioni d'angolo dei diversi modelli in figura 5.40. Con il passaggio da rigidezze analitiche (istogramma blu) a rigidezze sperimentali (istogramma rosso) entrambe con fattore q da Eurocodice 8, le sollecitazioni di trazione sulle connessioni presenti agli angoli degli edifici, diminuiscono. Se si considerano rigidezze sperimentali con fattore di struttura da formulazione (istogramma azzurro) l'effetto dello spettro abbattuto, esercita sul modello delle forze sismiche di piano inferiori rispetto alle precedenti, di conseguenza il momento ribaltante si riduce, mantenendo inalterato l'effetto del momento stabilizzante, per cui nascono delle sollecitazioni di trazione di minor' intensità rispetto a quelle della distribuzione rossa. Si nota inoltre che per l'edificio 8BI, la relativa trazione massima della distribuzione azzurra è inferiore a quella registrata per il 5BI, effetto che non si può riferire di certo ai modelli con rigidezze analitiche e sperimentali con fattore di struttura da normativa, dove l'edificio 8BI presenta comunque le sollecitazioni massime.



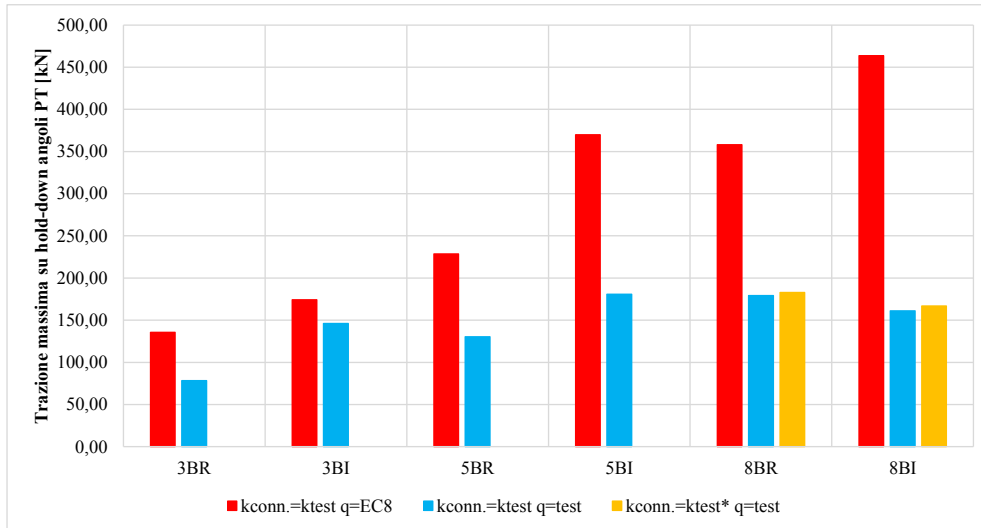


Figura 5.41: Confronto trazione su hold-down angoli ktest PT.

In figura 5.41 si confrontano solamente le trazioni massime dei modelli con rigidzze sperimentali.

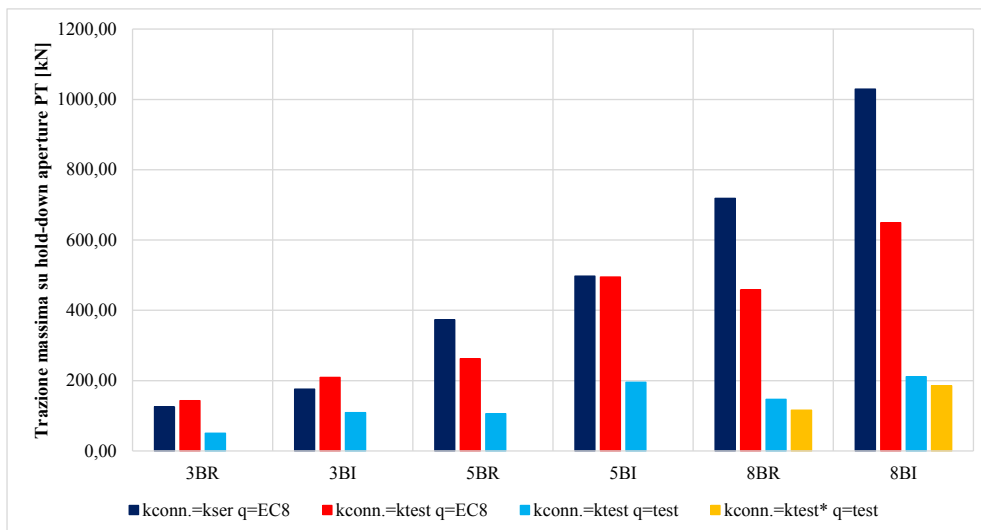


Figura 5.42: Confronto trazione su hold-down aperture PT.

Per le trazioni sul lato opposto dei setti, si riscontra lo stesso sviluppo di distribuzione delle sollecitazioni visto in figura 5.40. Qui le trazioni sugli hold-down risultano comunque più elevate rispetto a quelle delle connessioni d'angolo, se si considerano solamente i modelli blu, la massima trazione si esercita sul modello 8BI, poiché risulta comunque più rigido per la progettazione delle connessioni che non varia da piano a piano. Con le rigidzze analitiche ci si aspetta questo tipo di comportamento, poiché più alto è l'edificio, maggiori saranno le sollecitazioni alla base per effetto rocking. I modelli rossi e azzurri presentano trazioni decrescenti rispetto alla configurazione blu, per effetto delle rigidzze e per lo spettro di progetto abbattuto dal fattore di struttura  $q$  da formulazione.

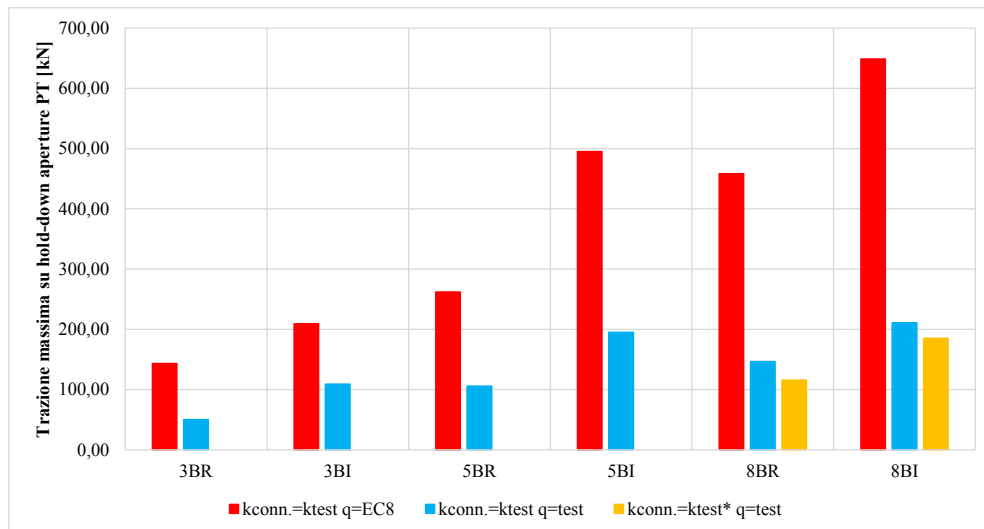


Figura 5.43: Confronto trazione su hold-down aperture ktest PT.

Nel confronto tra rigidezze sperimentali, figura 5.43, con la distribuzione rossa si trovano le massime trazioni per tutti i gruppi di modelli con stessa altezza di edificio. Anche qui l'edificio a 8 piani irregolare presenta il massimo valore analizzato, ma quando entra in gioco lo spettro con fattore di struttura più alto rispetto a quello da normativa, distribuzione azzurra, la sollecitazione cala bruscamente, e se rapportata con quella ricavata dal 5BI è del tutto simile.

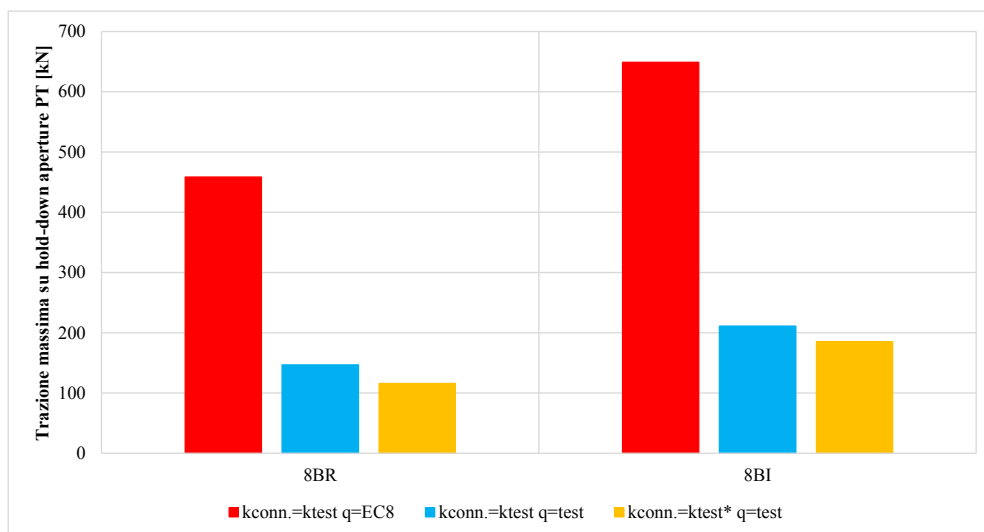


Figura 5.44: Confronto trazione su hold-down aperture ktest PT edifici 8 piani.

Quindi analizzando gli edifici a 8 piani con rigidezze sperimentali, figura 5.44, considerando i fattori di struttura proposti, quest'ultimi sono soggetti a sollecitazioni molto inferiori rispetto ai medesimi con fattore di struttura da normativa. La trazione risulta meno elevata per una progettazione delle connessioni variabile da piano a piano, poiché anche se il periodo di riferimento risulta più basso rispetto ad una progettazione irregolare in altezza, vedi figura 5.34, l'accelerazione di riferimento è minore per via del diverso fattore di struttura utilizzato, e questo si può facilmente notare andando a definire l'ordinata dei spettri di progetto con  $q$  pari a 4 e 3,2 dei periodi  $T_1$  con rigidezze sperimentali e periodi da formulazione proposta (linea azzurra tratteggiata dei grafici 5.37 e 5.28). Infatti l'accelerazione  $ag/g$  per quello irregolare risulta circa pari a  $0,1 m/s^2$  mentre per quello regolare pari a  $0,08 m/s^2$ .

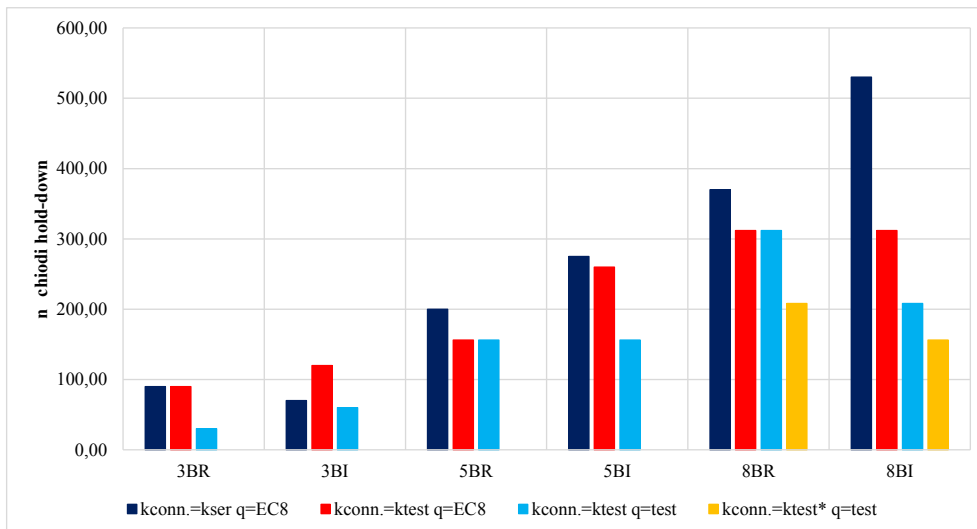


Figura 5.45: Confronto n° di chiodi necessari a trazione PT.

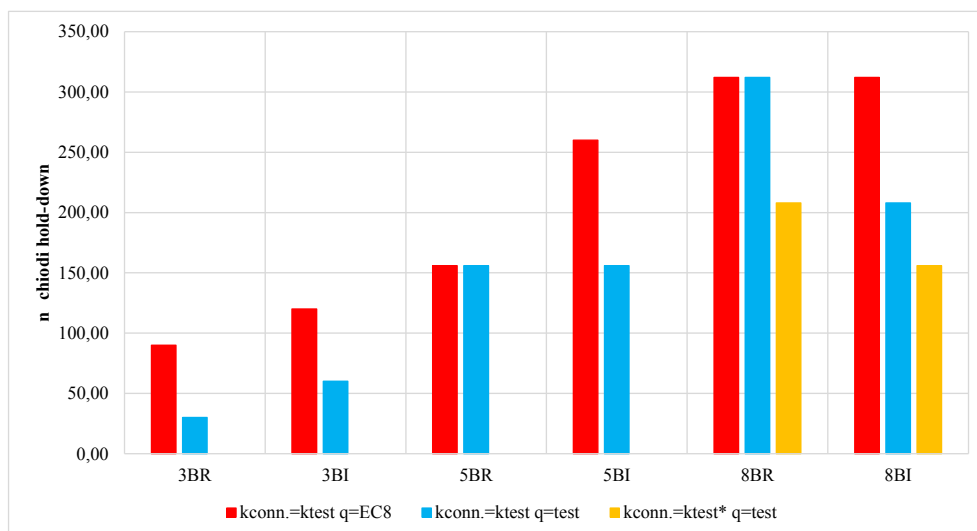


Figura 5.46: Confronto n° di chiodi necessari a trazione ktest PT.

Si confronta ora il numero di chiodi utilizzato negli hold-down per i diversi modelli studiati. Il numero di chiodi necessario è legato alle massime sollecitazioni di trazione registrate per ogni gruppo di modelli con medesime altezze ma differenti rigidezze e fattori di struttura. Nella distribuzione blu, rigidezze analitiche, si osserva che il massimo numero di chiodi deriva da una progettazione irregolare in altezza per edifici 5BI e 8BI. Migliori sono le condizioni per gli edifici alti regolari in altezza, dove i chiodi necessari diminuiscono, sempre esaminando la distribuzione blu.

In figura 5.46 si rileva quanto visto per le sollecitazioni di trazione sugli hold-down. Con rigidezze sperimentali il numero di chiodi essenziali diminuisce, ma se si considerano le distribuzioni azzurre, si può notare che per i modelli 5BR e 8BR il numero di chiodi utilizzato coincide, con quelli della distribuzione rossa, in quanto si è impiegata la stessa configurazione di progetto, dato che le verifiche allo stato limite di danno non erano mai soddisfatte con conformazioni differenti di connessioni. Ovviamente con i modelli evidenziati in giallo il numero di chiodi decrementa notevolmente.

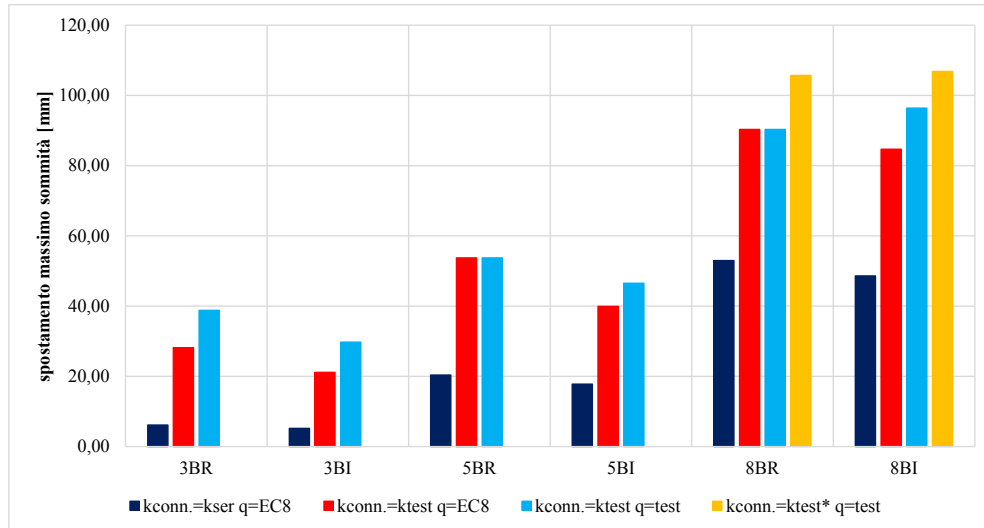


Figura 5.47: Confronto spostamenti sommità.

I modelli blu avendo rigidzze analitiche presentano spostamenti più contenuti rispetto a quelli progettati con rigidzze sperimentali, come evidenzia la figura 5.47. Gli edifici 5BR e 8BR con rigidzze sperimentali, mostrano lo stesso spostamento massimo rilevato in sommità sia per la configurazione rossa che per quella azzurra, poiché come spiegato in precedenza, per entrambe si è utilizzata la medesima progettazione delle connessioni, dal momento che per le distribuzioni azzurre si è osservato che lo spettro dimensionante è quello allo stato limite di danno. Lo spostamento massimo ottenuto è quello dei modelli a 8 piani in configurazione gialla.

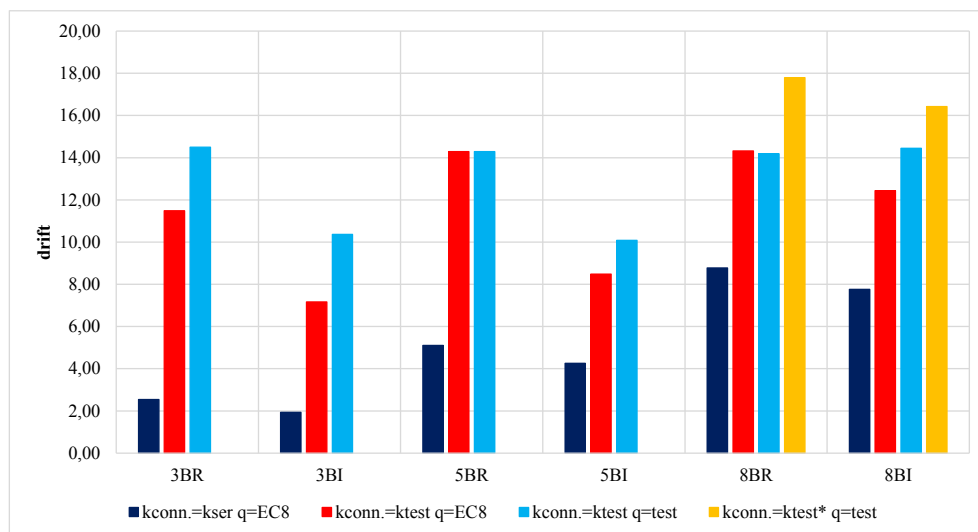


Figura 5.48: Confronto andamenti taglio sismico, vento 8BI. Confronto drift di piano.

Nelle figure 5.48 e 5.49 si mostrano i drift di piano, in particolare in figura 5.49 vengono inseriti i limiti da normativa, in nero i 15 mm senza considerare il fattore riduttivo  $\nu$ , mentre in rosso il limite di 30 mm con  $\nu$  pari a 0,5, quest'ultimo valido per i modelli gialli 8BR e 8BI. Ovviamente dato che per i modelli azzurri, per la tipologia B, risulta dimensionante lo spettro SLD, il calcolo delle connessioni si è fermato alla prima progettazione utile per soddisfare le verifiche, di fatto, per quasi la totalità dei modelli, il drift è poco al di sotto del limite dei 15 mm. Se invece si introduce il fattore  $\nu$ , allora i drift di tutti i modelli presentati sono ampiamente soddisfatti.

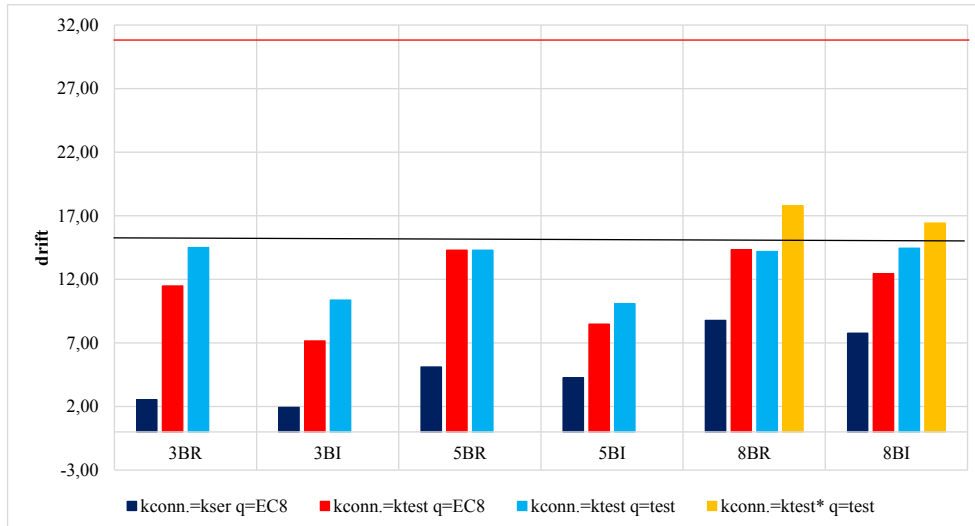


Figura 5.49: Confronto drift di piano.

## 5.4 Edificio 2 piani, confronto con programma scritto in ambiente Matlab.

Come ultima fase degli studi, si è deciso di impiegare un programma scritto in ambiente Matlab, si rimanda alla tesi “Una procedure numerica per il progetto di edifici in X-Lam” di Zecchetto Massimiliano, per la validazione e l’applicazione di quest’ultimo per edifici alti in legno. Si è considerato un edificio della tipologia A di 2 piani, vedi figura 5.50, del quale si è effettuato un confronto tra analisi statica equivalente, analisi dinamica lineare e dati di output del programma in ambiente Matlab. Oltre a questo si è sviluppata un analisi statica non lineare per verificare che le connessioni progettate si plasticizzino in modo corretto.

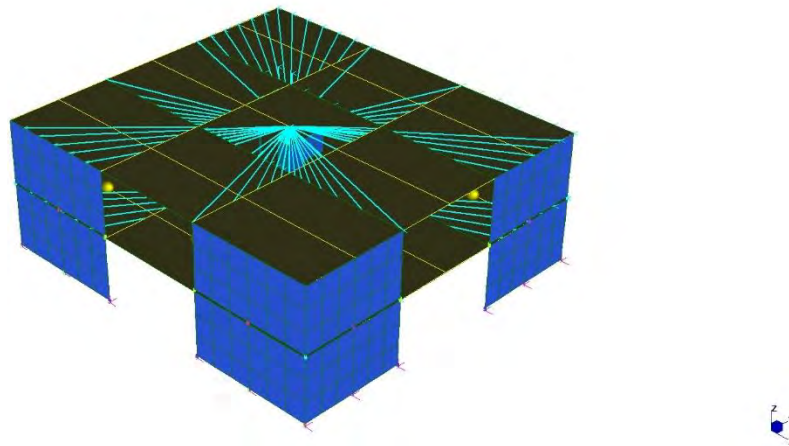


Figura 5.50: Edificio 2AR.

Nel modello in Matlab si è implementato solamente una parete, poiché il programma sviluppato non consente di analizzare tipologie costruttive tridimensionali, ma solo bidimensionali. Il sistema parete in due dimensioni è mostrato in figura 5.51. Si sono considerate delle semplificazioni a livello di periodo della struttura analizzata, se i due sistemi parete raffigurati in figura 5.51, sono uguali, stesse masse  $M1 = M2$  ed entrambi con la stessa modellazione delle rigidzze  $k1 = k2$ , allora si può studiare una sola parete poiché il fattore 2 sotto il segno di radice, riportato nella formula iniziale si semplifica.

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{2M}{2k}}$$

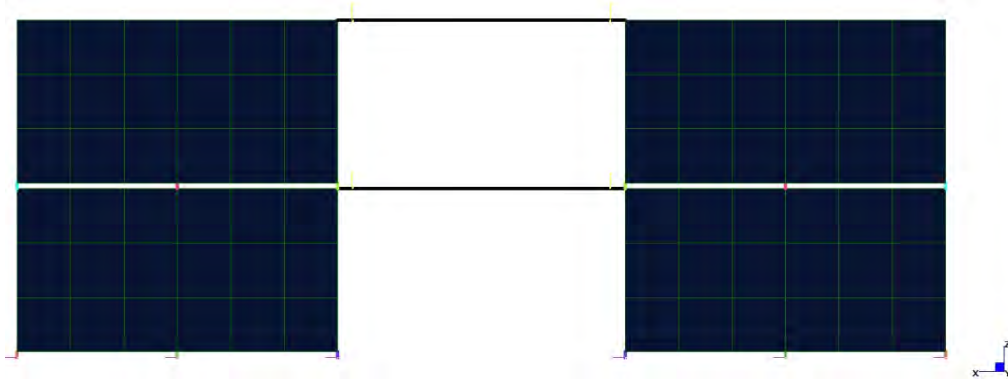


Figura 5.51: Prospetto delle due pareti accoppiate

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k}}$$

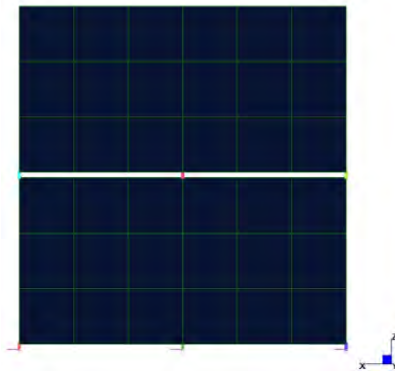


Figura 5.52: Prospetto della singola parete studiata.

La mesh ricavata da programma Matlab è la seguente, con una maglia 60x15.

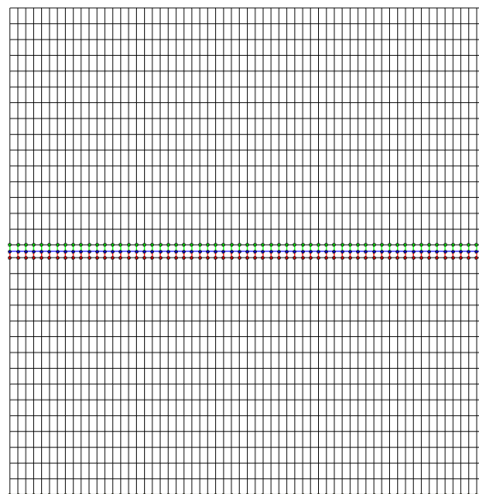


Figura 5.53: Mesh parete 2D Matlab.

I dati di input inseriti all'interno del file Parete 2 piani, sono le proprietà del pannello X-Lam, quali spessori delle lamelle, numero di strati, modulo elastico, modulo a taglio, densità, il numero di chiodi per il processo iterativo implementato all'interno, per gli angolari e per gli hold-down, lo spettro di progetto. Particolare importanza è data all'inserimento delle masse  $g_2$  che agiscono in direzione x e y. In y si è fornito il peso in tonnellate dell'area di influenza che ha il solaio sulla parete, mentre in x, con processo iterativo da analisi statica equivalente si sono immesse le masse sismiche a partire dalle forze di piano che agiscono sulla parete.

Tabella 5.8

ANALISI STATICA LINEARE							
Descrizione		$z_i$	$M_i$	$W_i$	$W_j z_j$	$F_i$	$v_i$
		[m]	[t]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]
2	copertura	6,00	13,28	<b>130,25</b>	781,50	148,94	148,94
1	primo piano	3,00	17,35	<b>170,25</b>	510,75	97,34	246,28
<b>Totali</b>			<b>30,63</b>	<b>300,50</b>	<b>1292,25</b>	<b>246,28</b>	

Alle masse così ottenute bisogna eliminare il contributo del peso proprio della parete, che il programma già considera.

Tabella 5.9

	$M_i$		$W_{pan}$		$W_i$	
WPT	17,35	[t]	3,54	[t]	<b>13,82</b>	[t]
WP1	13,28	[t]	3,09	[t]	<b>10,19</b>	[t]

Immessi tutti i parametri iniziali si procede con il ciclo iterativo per la progettazione delle connessioni a taglio, alla base e alla sommità del pannello, e di quelle a trazione.

- Profili di convergenza angolari

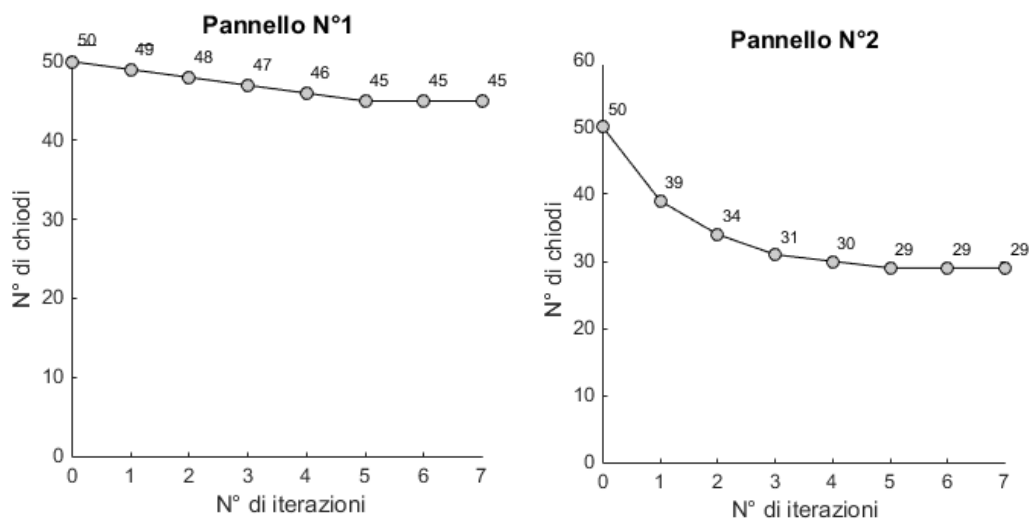


Figura 5.54: Profili convergenza chiodi a taglio.

Il pannello n°1 è il pannello vincolato al piano terra mentre il pannello n°2 è quello vincolato al primo solaio.

- Profili di convergenza Hold down

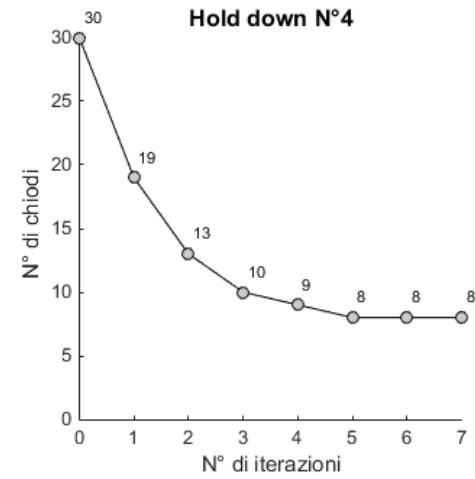
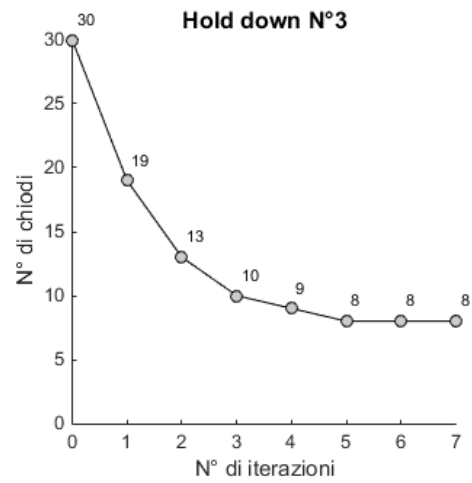
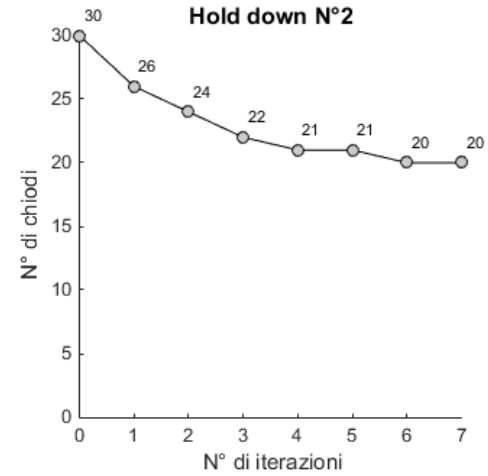
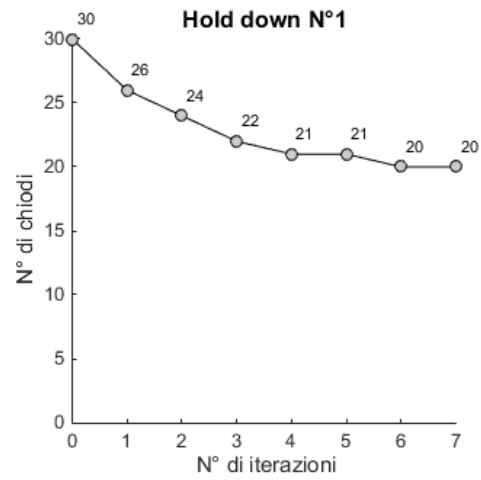


Figura 5.55: Profili convergenza chiodi a trazione.



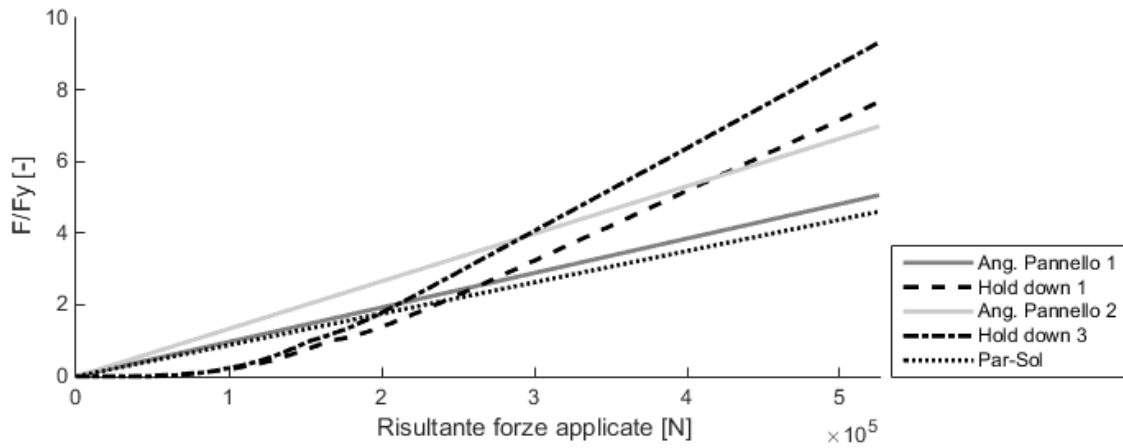


Figura 5.56: Rapporti di snervamento elementi.

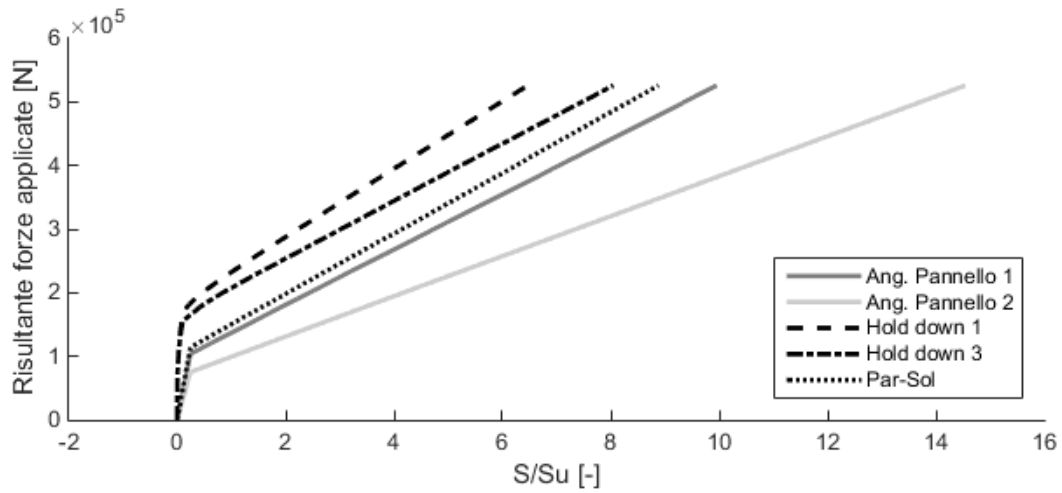


Figura 5.57: Curve di push over.

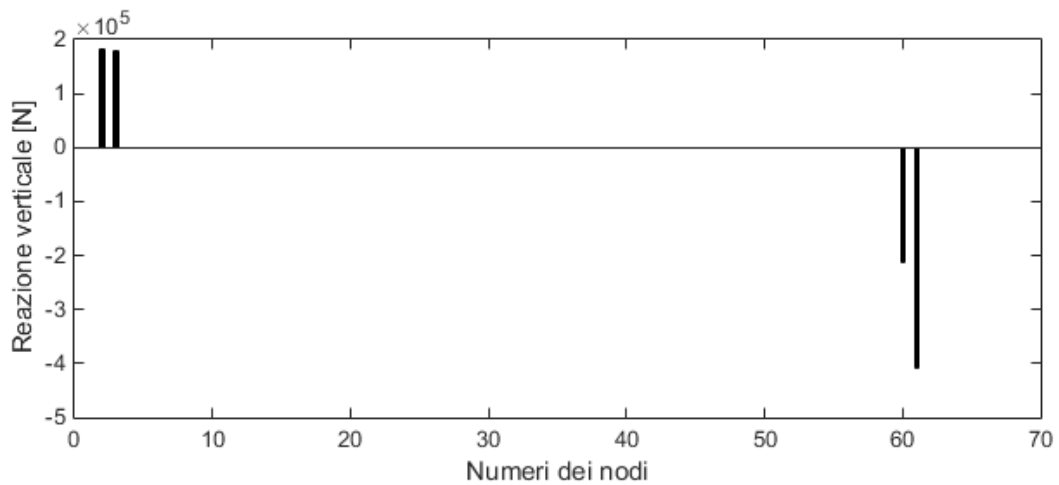


Figura 5.58: Risultanti trazioni e compressioni su Hold-down.

Si procede con la progettazione dei chiodi a taglio necessari alla parete considerata, con l'analisi statica equivalente.

Tabella 5.10

<b>PRIMO PIANO STATICA EQUIVALENTE</b>							
Denominazione parete	Direzione	Lunghezza [mm]	Rd,chiodo [kN]	P1 Vix [kN]	n° chiodi per parete	Rd,tot [kN]	Rd,tot>Vi
X1	x	5700	2,12	73,33	<b>35</b>	74,31	OK

<b>PIANO TERRA STATICA EQUIVALENTE</b>							
Denominazione parete	Direzione	Lunghezza [mm]	Rd,chiodo [kN]	PT Vix [kN]	n° chiodi per parete	Rd,tot [kN]	Rd,tot>Vi
X1	x	5700	2,12	123,14	<b>60</b>	127,38	OK

Brevemente si riportano le tabelle con i confronti conclusivi tra chiodi necessari da programma, statica equivalente e analisi dinamica lineare, per taglio dove:

- MATLAB: si riportano i dati di output visti in figura 5.54;
- S.3D: numero di chiodi necessari da analisi dinamica lineare con software Strand7;
- St.Eq: 2D: analisi statica lineare equivalente in tabella 5.10.

Tabella 5.11

<b>TAGLIO</b>			
	<b>MATLAB</b>	<b>S.3D</b>	<b>St.Eq. 2D</b>
	n° chiodi	n° chiodi	n° chiodi
PT	44	144	60
P1	29	108	35

Si notano alcune differenze per quanto attiene il numero di chiodi necessario per resistere all'azione sismica, la quale insiste sulla parete presa in esame. Il programma sviluppato in ambiente Matlab, considera comunque i modi di vibrare della geometria scelta, definisce quindi il periodo dal primo modo di vibrare, quindi anch'esso, da spettro, riesce a determinare l'accelerazione sismica per la definizione delle forze orizzontali che sollecitano il setto. Se si confrontano i chiodi necessari da analisi statica equivalente, con quelli acquisiti in Matlab, i risultati sono comunque soddisfacenti, l'errore che si riscontra è minimo per entrambe i piani. Differenza elevata invece si riscontrano con analisi dinamica lineare dove la struttura è stata analizzata con una modellazione tridimensionale, quindi sulla singola parete possono influire diversi parametri riguardanti modi di vibrare, ripartizione delle forze sugli elementi connection che si basano sulla rigidità inserita nell'elemento. Si ricorda che la resistenza caratteristica degli angolari, la quale è stabilita da catalogo, ed è inferiore a quella che si avrebbe moltiplicando la resistenza del chiodo, stabilita con Johansen, per il relativo numero di chiodi da cui l'angolare è formato. Questo perché l'angolare è soggetto non a taglio puro ma anche a trazione, quindi la resistenza dell'elemento diminuisce.

In tabella 5.12, invece si riportano i momenti ribaltanti e stabilizzanti per ottenere l'eventuale trazione sul Hold-down. Per eventuali passaggi si rimanda al capitolo 4 paragrafo 4.3.3.

Tabella 5.12

PRIMO PIANO								
Denominazione parete	Lunghezza [mm]	Peso Pan. [kN]	h rib [m]	b stab [m]	P1 Fix [kN]	Mrib [kNm]	Mstab [kNm]	T [kN]
X1	5700	61,38	3,00	2,85	73,33	219,98	174,93	<b>8,83</b>

PIANO TERRA								
Denominazione parete	Lunghezza [mm]	Peso Pan. [kN]	h rib [m]	b stab [m]	PT Fix [kN]	Mrib [kNm]	Mstab [kNm]	T [kN]
X1	5700	66,02	3,00	2,85	49,81	589,40	363,09	<b>44,37</b>

Conoscendo la resistenza di progetto di un chiodo Anker 4x60 mm, calcolata secondo EC5, in base alla trazione T calcolata in tabella 5.12 con semplici equilibri, è possibile dimensionare il numero di chiodi utili ad assorbire la sollecitazione definita. A differenza degli angolari, qui la resistenza del chiodo moltiplicata per i chiodi necessari restituisce la resistenza del hold-down.

Tabella 5.13

TRAZIONE			
	MATLAB	S.3D	St.Eq. 2D
	n° chiodi	n° chiodi	n° chiodi
PT	20	35	20
P1	8	15	5

In questo caso le differenze tra i 3 tipi di modellazione sono minime, basta osservare che il numero di chiodi a convergenza, estratti dal programma in Matlab è tuttalpiù uguale a quelli calcolati con la statica equivalente. Quindi da quanto esaminato, la modellazione in ambiente Matlab fornisce dati confrontabili con quelli estratti dal processo iterativo che è stato messo a punto in questa tesi. Lo stesso non si può dire in campo non lineare dove si osserva in figura 5.56 che la rottura non avviene mai in modo bilanciato, la parete essendo tozza predilige una rottura anticipata degli angolari piuttosto che una duttile governata dagli hold-down, come visto nel capitolo 4 paragrafo 4.9.

## 6 Conclusioni.

Dagli studi compiuti, il punto fondamentale è la fattibilità di realizzazione degli edifici con numero di piani maggiore o uguale a 8. Dalle analisi il dato di basilare interesse risulta la trazione che si esercita sugli hold-down, se guardiamo i dati relativi allo SLV le sollecitazioni maggiori per edifici a 8 piani si trovano per rigidzze analitiche in configurazioni irregolare, dove il numero di connessioni essenziali a trattenere il setto è troppo elevato. Un miglioramento si ottiene andando a considerare edifici regolari in altezza, ma anche qui il numero di hold-down è sempre elevato. Quindi il comportamento della tipologia A e C risulta il peggiore, mentre se si considera la tipologia B, la quale ha un maggior numero di connessioni, quindi più deformabile, la trazione risulta meno elevata.

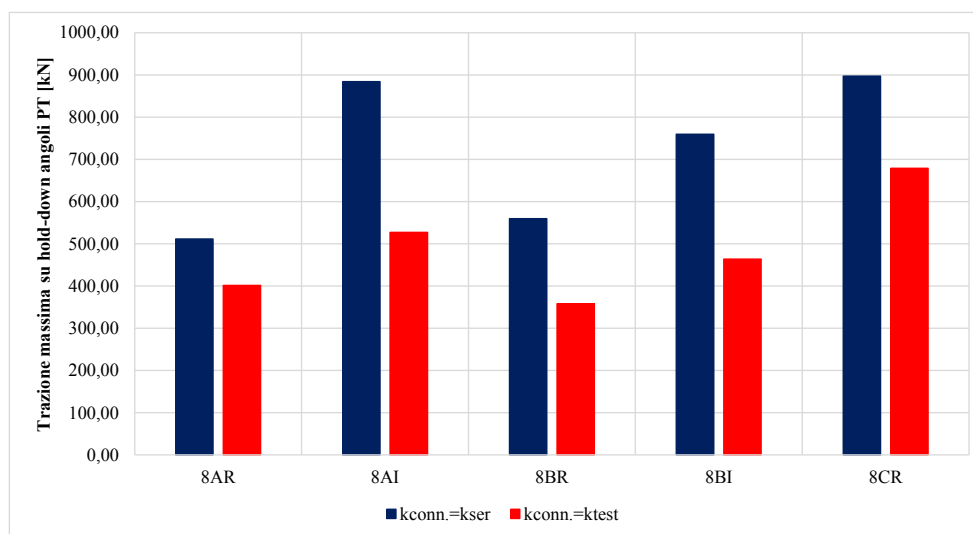


Figura 6.1: Trazione massima sugli elementi d'angolo edificio 8 piani.

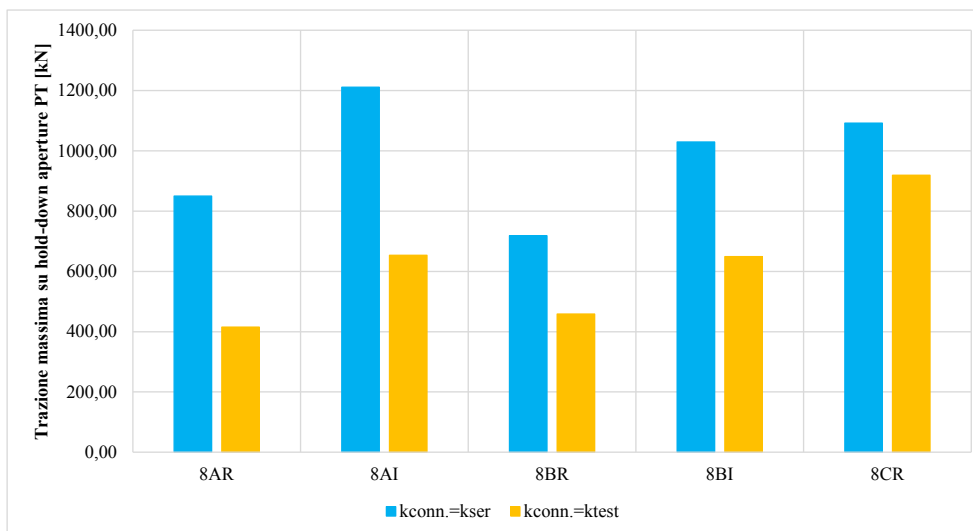


Figura 6.2: Trazione massima sugli elementi lato apertura edificio 8 piani.

Altra discriminante è la rigidzza con cui mettere a punto le connessioni da modello, se si utilizzano le rigidzze sperimentali, si osserva nelle immagini sovrastanti che le sollecitazioni comparate con quelle definite da rigidzza analitica, diminuiscono notevolmente. Oltre a quanto appena descritto, le rigidzze influiscono sulla deformabilità della struttura, e qui entrano in gioco gli studi effettuati allo SLD. Rigidzze analitiche

tendono a rendere l'edificio più rigido e quindi meno deformabile, soprattutto nelle configurazioni irregolari, e nella configurazione C dove i setti sono a tutt'altezza. Con le rigidezze sperimentali, invece, i modelli tendono a essere più flessibili e ad avere un coefficiente di sicurezza minimo nelle verifiche SLD, vedi figura 5.20.

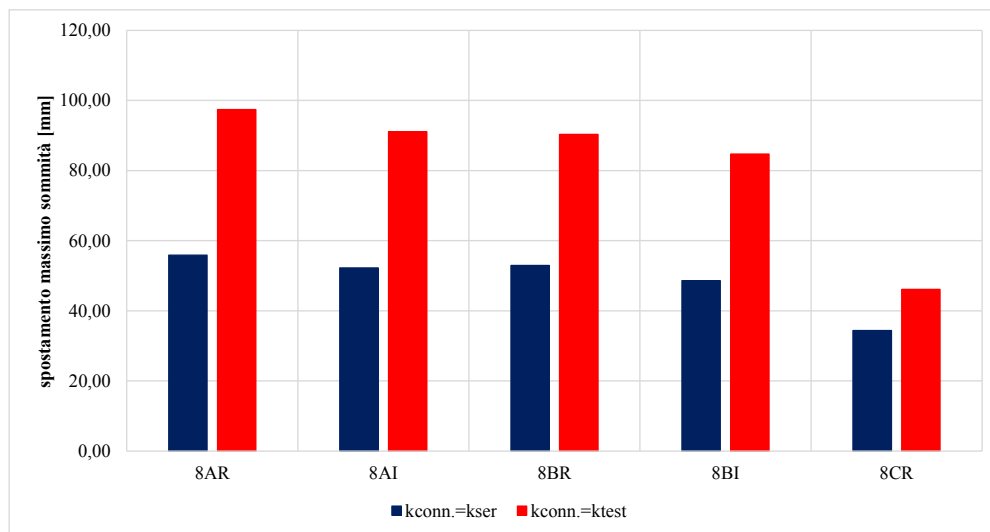


Figura 6.3: Spostamento massimo edificio 8 piani.

In tutto questo influiscono le limitazioni che la normativa impone sulle strutture in legno, in particolare sul sistema X-Lam che è considerato in via generale un sistema poco dissipativo, infatti il fattore di struttura imposto è di  $q=2$ . Studi recenti, vedi il progetto SOFIE, hanno dimostrato che questa tipologia costruttiva risulta avere una buona capacità dissipativa, ricordiamo che quest'ultima non è legata al legno ma alle connessioni in acciaio che fissano le pareti al suolo o da piano a piano, quindi è lecito pensare di utilizzare fattori di struttura maggiori. A questo scopo si sono utilizzate diverse formulazioni fornite dall'articolo di L. Pozza, R. Scotta, D. Trutalli "Analytical formulation based on extensive numerical simulations of behavior factor  $q$  for CLT buildings" dove si è fissato per i tre edifici della tipologia B da 3,5,8 piani i rispettivi fattori di struttura in tabella 5.4. Si è presa in considerazione solamente la tipologia B poiché è quella che presenta il maggior numero di connessioni su tutti i lati del pannello, infatti alla base e in sommità troviamo angolari e hold-down, sui lati troviamo giunti verticali a doppio coprigiunto, mentre sugli angoli viti incrociate per fissare i setti in senso ortogonale.

Andando a confrontare gli spettri per gli edifici a 8 piani della tipologia B, vedi figure 5.37 e 5.38, si nota che con spettri abbattuti le accelerazioni per la definizione della forza sismica dimezzano, e quindi diminuiscono a loro volta tutti i parametri di interesse nel confronto con rigidezze sperimentali. Al contempo bisogna sempre tenere presente se l'azione del vento diventa dimensionante una volta abbattuto lo spettro elastico, vedi figure 5.28 e 5.31. e se è dimensionante lo stato limite di danno rispetto allo SLV, figure 5.21 e 5.22, ed è quello che accade per gli edifici 8B analizzati.

Analizzando solamente l'azione sismica, con i fattori di struttura proposti da formulazione, per gli edifici a 8 piani le sollecitazioni sugli hold-down allo SLV diminuiscono notevolmente, come da figura 5.44. Ma dato che è dimensionante lo spettro SLD il numero di chiodi necessari è pari a quello con progettazione con fattore di struttura da normativa, nel caso di edificio regolare, migliore invece risulta quello irregolare. Si ricorda comunque che le verifiche allo SLD sono state effettuate a favore di sicurezza considerando il coefficiente di riduzione  $v$  unitario, vedi capitolo 5 paragrafo 5.3. Per ottenere una migliore

progettazione delle connessioni il coefficiente  $\nu$  è stato portato a 0,5 e di conseguenza la sollecitazione sugli hold-down è calata ancora come il numero di chiodi da utilizzare.

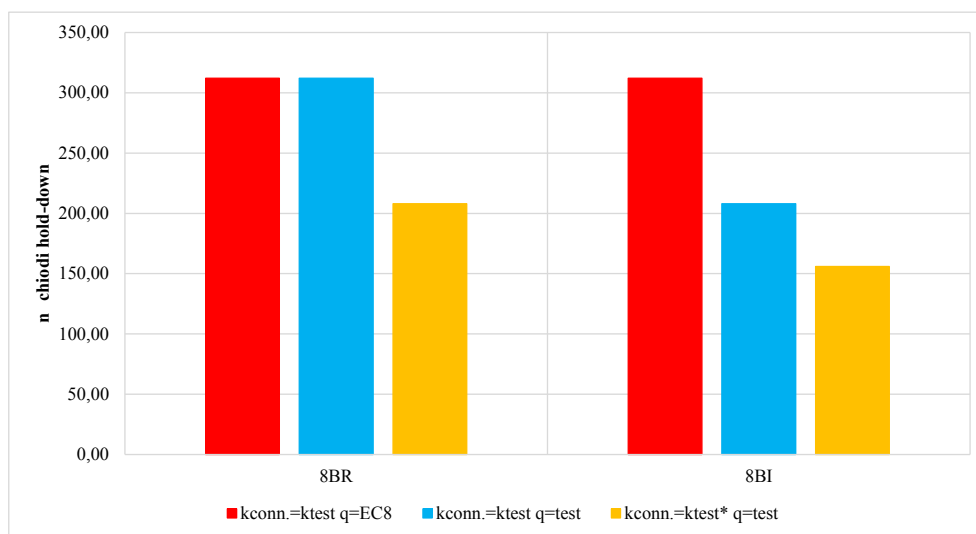


Figura 6.4: n° chiodi edificio 8 piani.

Se si considerano le connessioni modellate con rigidzze analitiche, il numero di chiodi necessari, quindi hold-down è troppo elevato per edifici di 8 piani poiché si rischiano le seguenti modalità di rottura:

- Rottura del legno senza dissipazione da parte delle connessioni alla base;
- Rottura dei tirafondi fissati alla platea di calcestruzzo armato.

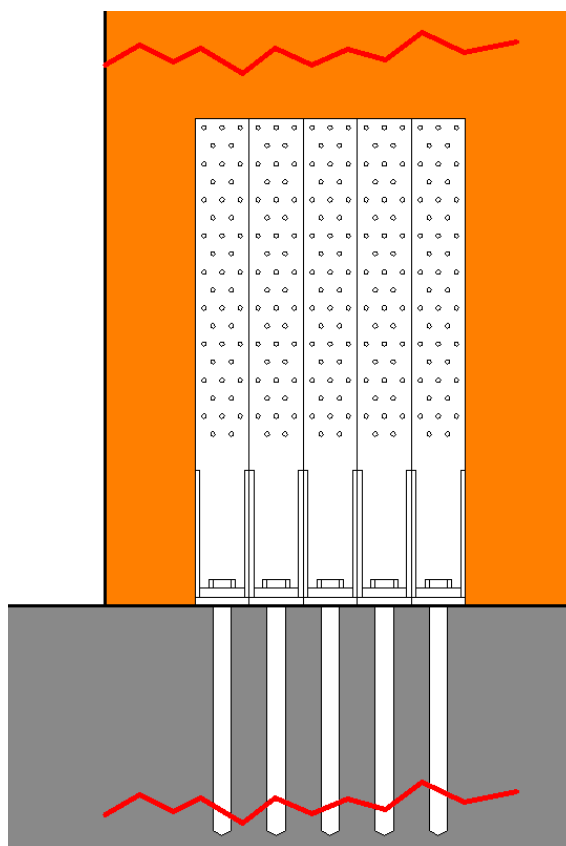


Figura 6.5: Rotture evidenziate.

Se invece si considerano rigidzze sperimentali, i risultati migliorano notevolmente, dal momento che le sollecitazioni dipendono dalle rigidzze e dai modi di vibrare dell'edificio, rigidzze più basse, periodo più alto da spettro e forze sismiche inferiori che investono l'edificio. Comunque un buon comportamento lo offrono gli edifici a 8 piani in tipologia B, regolare o irregolare, poiché sono costituiti da più elementi di fissaggio e quindi riescono a dissipare maggiormente l'energia sismica in entrata. Se si prevedono studi futuri e aggiornamenti all' Eurocodice 8, per quanto attiene al fattore di struttura  $q$  di questi edifici, allora gli edifici alti in legno risulterebbero realizzabili, sia considerando l'effettiva rigidzza, andando a considerare per lo SLD un danneggiamento ammissibile pari al 1%, o considerando la rigidzza da normativa, con un aumento delle sollecitazioni sugli elementi di connessione e con danneggiamenti ridotti.

# Bibliografia

- Bhat Pooja, Azim Riasat, Popovski Marjan, Tannert Thomas. Experimental and numerical investigation of novel steel-timber-hybrid system. (Word Conference on Timber Engineering 2014).
- Ceccotti Ario, Follesa Maurizio e Lauriola Marco Pio (2005). Le strutture di legno in zona sismica. C.L.U.T. Editrice.
- Stora Enso Building and Living (2012).
- Ceccotti Ario, Sandhaas Carmen, Okabe Minoru, Yasumura Motoi, Minowa Chikahiro, Kawai Naohito. SOFIE project-3D shaking table test on a seven-storey full scale cross-laminated timber building (2012).
- Ceccotti Ario. Comportamento sismico degli edifici in X-Lam: il progetto SOFIE.
- Ceccotti Ario, Follesa Maurizio, Lauriola Marco Pio. La sperimentazione sismica sulle costruzioni in legno: attualità e prospettive.
- Ceccotti Ario, Follesa Maurizio, Lauriola Marco Pio, Sandhaas Carmen. Which seismic behaviour factor of multi-storey buildings made of cross-laminated wooden panels?
- Ceccotti Ario. New technologies for construction of medium-rise buildings in seismic regions: The X-Lam case (2007).
- Chapman John. Integrating Cross-Laminated Timber panels to construct buildings to twenty levels.
- Eurocodice 5
- Eurocodice 8
- Fairhurst Micheal, Zhang Xiaoyue, Tannert Thomas. Nonlinear dynamic analyses of novel timber-steel hybrid system. (Word Conference on Timber Engineering 2014).
- Gavric Igor, Fragiaco Massimo, Ceccotti Ario. Capacity seismic design of X-Lam wall system based on connection mechanical properties (2013).
- Giordano, Guglielmo (1993). Tecnica delle costruzioni in legno. Milano: Hoepli.
- Liu Jingjing, Lam Frank. Numerical simulation for the seismic behavior of mid-rise clt shear walls with coupling beams. (Word Conference on Timber Engineering 2014).
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (MIT) (2008): DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni - NTC (Italian national regulation for construction), MIT, Rome, Italy.
- Pei Shiling, Berman Jeffrey, Dolan Daniel, Van de Lindt Jhon, Ricles James, Sause Van de Kuilen J.W.G., Ceccotti Ario, Xia Zhouyan, He Minjuan. Very tall wooden buildings with Cross-Laminated Timber. (The Twelfth East-Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction 2011).
- Piazza Maurizio, Roberto Tomasi e Roberto Modena (2007). Strutture in legno. Milano: Hoepli.
- Polastri Andrea, Pozza Luca, Trutalli Davide, Scotta Roberto, Smith Ian. Structural characterization of multi-storey buildings with CLT cores. (Word Conference on Timber Engineering 2014).
- Polastri Andrea, Pozza Luca, Loss Cristiano, Smith Ian. Structural characterization of multi-storey CLT buildings braced with cores and additional shear walls. (INTER 2015).
- Pozza Luca, Scotta Roberto, Trutalli Davide, Ceccotti Ario, Polastri Andrea. Analytical formulation based on extensive numerical simulations of behavior factor  $q$  for CLT buildings. (2013)
- Pozza Luca, Scotta Roberto, Trutalli Davide, Marchi Luca. Seismic behavior of timber shear-wall systems. Summary of the research activity at University of Padova and Hypotheses of future works. (Padova 2015).



Richard, Blomgren Hans-Erik, Popovski Marjan, Rammer Douglas. Progress on the development of seismic resilient tall CLT buildings in the Pacific northwest. (World Conference on Timber Engineering 2014).

Zecchetto Massimiliano. Una procedura numerica per il progetto di edifici in X-Lam (2015).