

Università di Trieste
Dipartimento di Ingegneria e Architettura

Corso di
Progettazione e riabilitazione
Sismica delle Strutture

Modulo 1: Progettazione strutturale in zona sismica

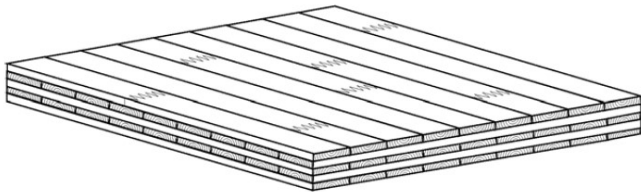
COSTRUZIONI IN LEGNO

Prof. Ing. Natalino Gattesco

INTRODUZIONE

Tipologie di strutture in legno

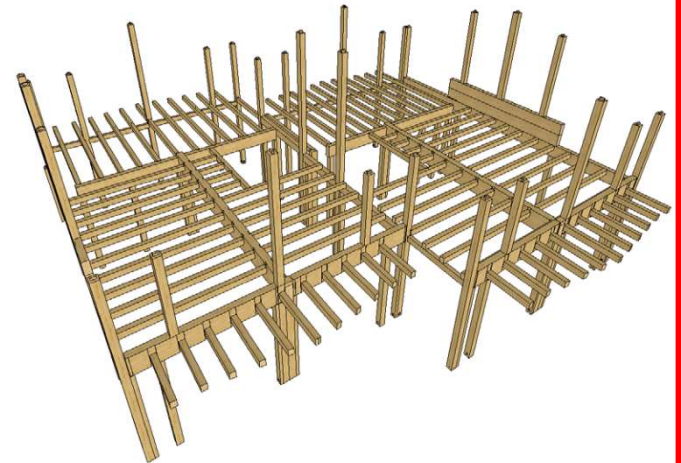
Lamellare incrociato CLT



A pareti intelaiate (*platform frame*)



Struttura a telaio (*post-and-beam*)



INTRODUZIONE

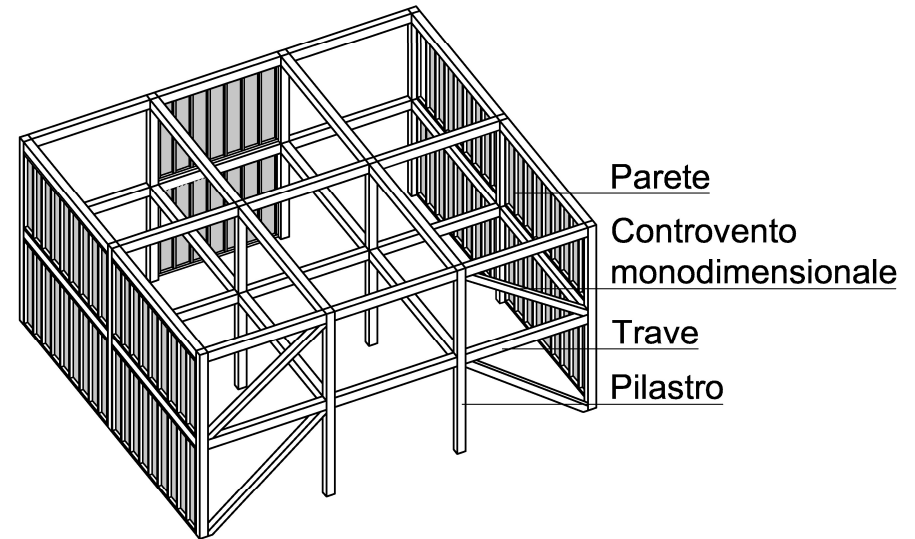
Sistema a telaio

✓ TELAIO PRINCIPALE:

- Pilastri a tutta altezza
- Travi collegate ai pilastri ai piani

✓ CONTROVENTI VERTICALI E ORIZZ.

- Pareti intelaiate formate con pannelli a base di legno chiodati su telaio leggero
- Solai con pannelli a base di legno chiodati sulle travi del solaio
- Elementi monodimensionali in legno, acciaio o composito.

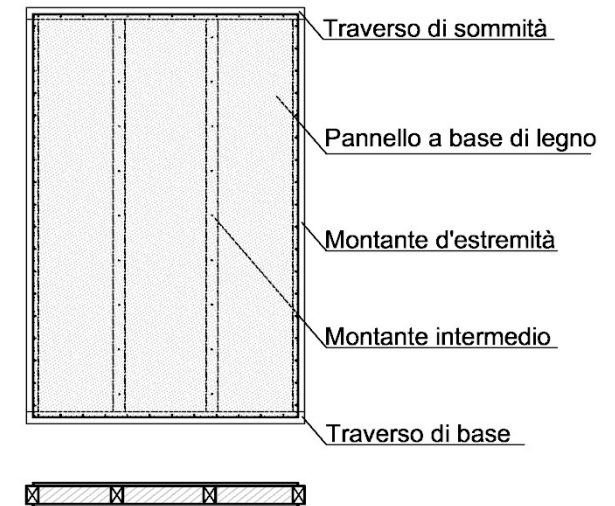


INTRODUZIONE

Tipologie di pareti di controvento

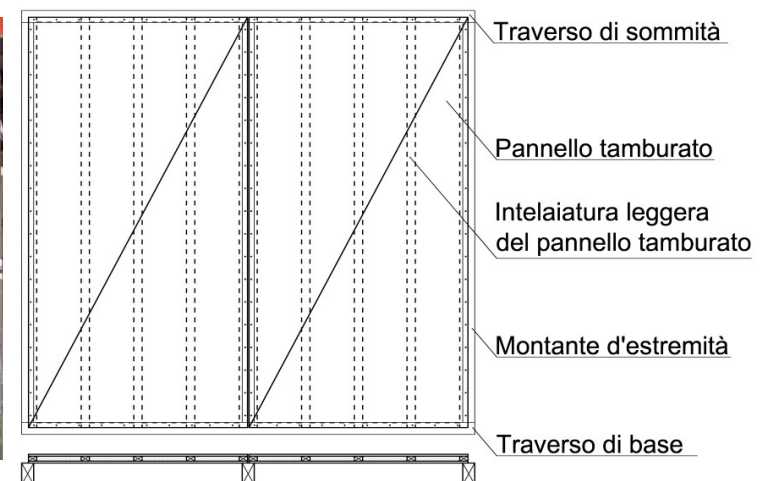
✓ Pareti intelaiate:

- Come nel sistema *platform frame*
- *Pareti fissate al telaio principale mediante chiodatura, viti o angolari*



✓ Pannelli sandwich:

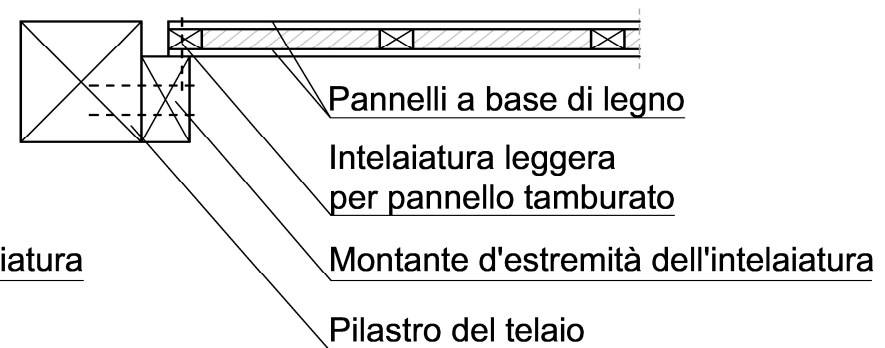
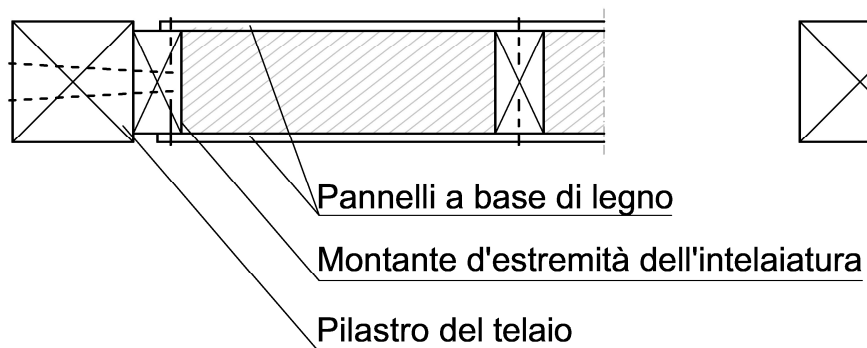
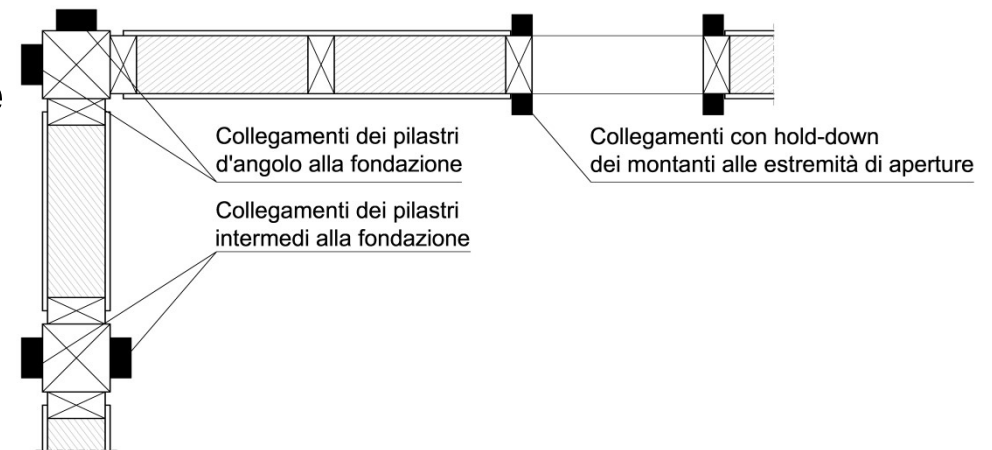
- Pannelli realizzati con due strati di compensato incollati su telaio leggero in listelli di legno
- I pannelli sono collegati al telaio principale mediante chiodatura lungo il perimetro



INTRODUZIONE

Collegamenti tra controventi verticali e telaio

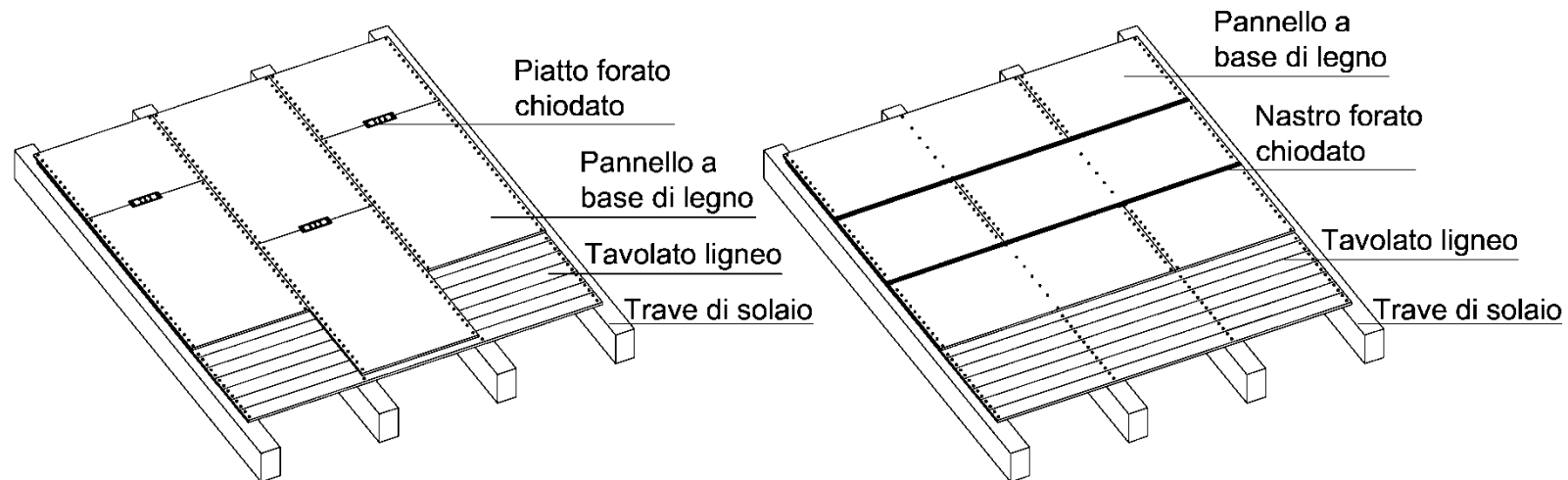
I collegamenti tra pareti, telaio e fondazione si eseguono mediante unioni di tipo meccanico. La connessione diffusa (chiodi, viti) o discreta (piastre, angolari).



INTRODUZIONE

Collegamenti tra solai e telaio

**Per solai a travi parallele (tipo tradizionale), le travi del solaio sono collegate alle travi del telaio in apposite sedi fresate o mediante impiego di collegamenti di tipo meccanico.
Il controventamento orizzontale viene eseguito con pannelli di legno**



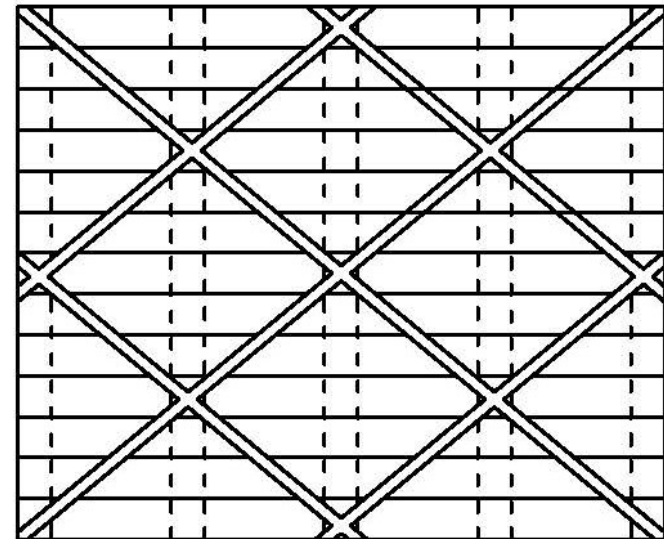
INTRODUZIONE

Collegamenti tra solai e telaio

Per solai a travi parallele (tipo tradizionale), le travi del solaio sono collegate alle travi del telaio in apposite sedi fresate o mediante impiego di collegamenti di tipo meccanico.

Il controventamento orizzontale può essere eseguito mediante l'impiego di nastri in CFRP incollati sull'impalcato di tavole.

Per solai a pannelli intelaiati si procede come nel sistema strutturale *platform frame*.



COMPORTAMENTO STRUTTURALE

Gli edifici sismoresistenti di legno devono essere progettati con una concezione strutturale in accordo a uno dei seguenti comportamenti:

- *dissipativo*
- *non dissipativo*

Le strutture progettate secondo il comportamento strutturale dissipativo devono appartenere alla CD “A” o alla CD “B”, nel rispetto dei requisiti di cui al § 7.7.3, in relazione a: **tipologia strutturale, tipologia di connessione e duttilità della connessione.**

Le **zone dissipative** devono essere localizzate, in accordo al meccanismo di collasso duttile globale prescelto, in **alcuni dei collegamenti o in elementi specificatamente progettati**; le membrature lignee devono essere considerate a **comportamento elastico**

COMPORTAMENTO STRUTTURALE

Ai fini dell'applicazione dei criteri della progettazione in capacità, per assicurare la plasticizzazione delle zone dissipative (i collegamenti prescelti e/o gli elementi specificatamente progettati), queste devono possedere una capacità almeno pari alla domanda mentre le componenti non dissipative (gli altri collegamenti e gli elementi strutturali) adiacenti, debbono possedere una capacità pari alla capacità della zona dissipativa amplificata del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} , di cui alla Tab. 7.2.I.

Le proprietà dissipative devono essere valutate sulla base di comprovata documentazione tecnico-scientifica, basata su sperimentazione dei singoli collegamenti o dell'intera struttura o di parte di essa, in accordo con normative di comprovata validità.

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrane e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al §4.4 delle NTC 2018, senza nessun requisito aggiuntivo

PROPRIETA' DELLE ZONE DISSIPATIVE

Qualora si faccia affidamento a **comportamenti strutturali dissipativi** (CD “A” o “B”), in mancanza di più precise valutazioni teoriche e sperimentali, si devono applicare le **seguenti regole**:

- a) nelle **zone considerate dissipative** possono essere utilizzati solamente materiali e mezzi di unione che **garantiscono un adeguato comportamento di tipo oligociclico**;
- b) le **unioni incollate** devono essere considerate, in generale, **come non dissipative**, a meno che non siano poste in serie con un elemento duttile applicando i criteri della progettazione in capacità;
- c) i **nodi di carpenteria** possono essere utilizzati solamente quando **possono garantire una sufficiente dissipazione energetica**, senza presentare rischi di rottura fragile per taglio o per trazione ortogonale alla fibratura, e con la presenza di dispositivi atti ad evitarne la sconnessione.

PROPRIETA' DELLE ZONE DISSIPATIVE

Per l'utilizzo nelle pareti di taglio e nei diaframmi orizzontali, i pannelli strutturali di rivestimento devono rispettare le seguenti condizioni:

- a) i pannelli di particelle (UNI EN 312) devono avere uno spessore non inferiore a 13 mm e massa volumica caratteristica in accordo a UNI EN 12369-1);
- b) i pannelli di compensato (UNI EN 636) devono avere spessore non inferiore a 9 mm;
- c) i pannelli di OSB (UNI EN 300) devono avere spessore non inferiore ai 12 mm se disposti a coppia, non inferiore a 15 mm se disposti singolarmente.

I mezzi di unione meccanici devono soddisfare i seguenti requisiti:

- a) i connettori a gambo cilindrico devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.7.8 delle presenti norme;
- b) gli elementi di carpenteria metallica, realizzati in composizione anche saldata, devono rispettare le prescrizioni riportate nella presente normativa relativamente alle costruzioni di acciaio.

PRECISAZIONI SU ZONE DISSIPATIVE

Le zone considerate dissipative devono essere in grado di deformarsi plasticamente per almeno tre cicli a inversione completa, con un rapporto di duttilità statica pari a 4, per le strutture in CD “B”, e pari a 6, per le strutture in CD “A”, senza che si verifichi una riduzione della loro resistenza maggiore del 20%.

Le disposizioni di cui al precedente capoverso possono considerarsi soddisfatte nelle zone dissipative di ogni tipologia strutturale se si rispettano le seguenti prescrizioni:

- a) i collegamenti legno-legno o legno-acciaio sono realizzati con perni o con chiodi presentanti diametro d non maggiore di 12 mm ed uno spessore delle membrature lignee collegate non minore di $10d$;
- b) nelle pareti e nei diaframmi con telaio in legno, il diametro d dei chiodi non è superiore a 3,1 mm e il materiale di rivestimento strutturale è di legno o di materiale da esso derivato, con uno spessore minimo pari a $4d$.

PRECISAZIONI SU ZONE DISSIPATIVE

Qualora alcune o tutte le precedenti prescrizioni non siano rispettate, ma sia almeno assicurato lo spessore minimo degli elementi collegati pari, rispettivamente, a $8d$ per il caso a) e a $3d$ per il caso b), le zone dissipative saranno da considerare in classe di duttilità CD “B”.

In alternativa alle prescrizioni di cui sopra, per le zone dissipative di classe CD “B”, i collegamenti meccanici a gambo cilindrico possono essere progettati per garantire lo sviluppo di almeno una cerniera plastica nel gambo dei connettori metallici in accordo ai meccanismi di collasso riportati nelle normative e documenti tecnici di comprovata validità.

Particolare attenzione dovrà essere rivolta a impedire rotture fragili tipo fessure da spacco longitudinale, espulsione di tasselli di legno, rotture a taglio e a trazione del materiale base.

PRESTAZIONE SISMICA

Capacità dissipativa della struttura

La struttura provvista di controventi a pannelli possono presentare un comportamento dissipativo

- **Diffuso (chiodatura perimetrale dei pannelli e collegamenti diffusi tra pareti e telaio)**
- **Concentrato (collegamenti puntuali realizzati con piatti, angolari)**

Nella progettazione si può tener conto di questa capacità dissipativa utilizzando valori del fattore di struttura maggiori dell'unità.

La struttura controventata con controventi concentrici in legno, acciaio, CFRP presenta una scarsa capacità dissipativa. Va quindi progettata utilizzando un fattore di struttura non superiore a 1.5. Per utilizzare valori superiori è necessario verificare sperimentalmente la duttilità

FATTORI DI COMPORTAMENTO

Nel caso di strutture con comportamento dissipativo, è obbligo del Progettista giustificare la scelta dei valori assunti nei calcoli per il fattore q_0 , sulla base della capacità dissipativa del sistema strutturale nonché dei criteri di dimensionamento dei collegamenti, che devono essere in grado di garantire un'adeguata capacità, prevenendo rotture fragili mediante una puntuale applicazione dei principi della progettazione in capacità.

Nella Tab. 7.3.11 sono riportati, per ciascuna classe di duttilità, alcuni esempi di strutture con i valori massimi del fattore di comportamento q_0 . Nel caso in cui il controventamento della struttura sia affidato a materiali diversi (calcestruzzo armato, acciaio), si deve fare riferimento ai pertinenti paragrafi della presente norma.

FATTORI DI COMPORTAMENTO

Costruzioni di legno (§ 7.7.3)	CD «A»	CD «B»
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati	3,0	2,0
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		2,5
Strutture cosiddette miste, con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti		
Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre tipologie strutturali		1,5

ANALISI STRUTTURALE

Criteri di modellazione

Le analisi della risposta sismica della struttura

- statiche
- dinamiche

In campo lineare o non lineare.

Nell'analisi della struttura si deve tener conto della deformabilità dei collegamenti

Le strutture a telaio possono essere modellate con telai spaziali con le travi, normalmente, incernierate ai pilastri. I vincoli a terra sono rappresentati con molle estensionali.

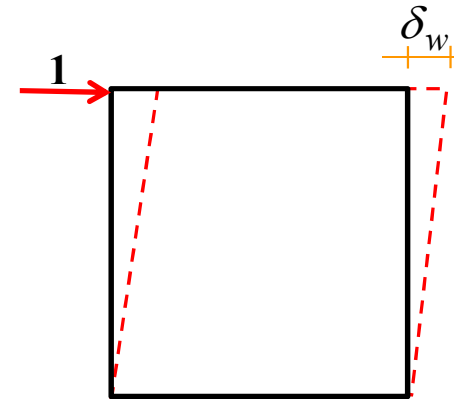
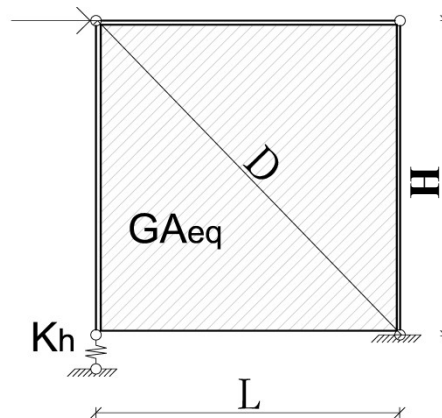
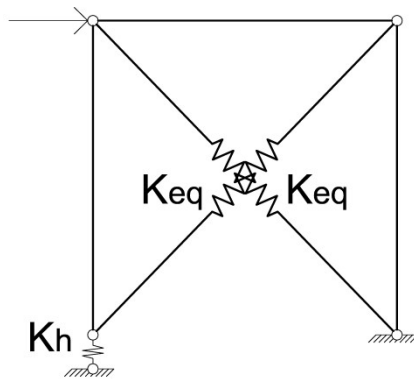
I controventi monodimensionali sono rappresentati mediante semplici aste collegate rigidamente o con molle ai nodi del telaio.

ANALISI STRUTTURALE

Le pareti possono essere modellate con elementi bidimensionali o elementi monodimensionali diagonali di adeguata rigidità.

$$K_{eq} = \frac{D^2}{L^2} \cdot \frac{1}{2\delta_w}$$

$$GA_{eq} = \frac{1 \cdot H}{\delta_w}$$

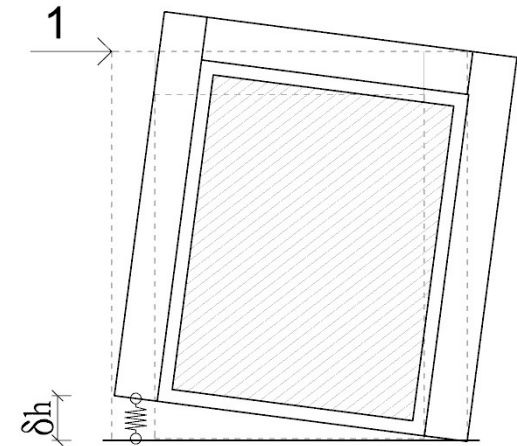


δ_w è lo spostamento in sommità del telaio associato ad una forza orizzontale unitaria dovuto alla deformabilità della parete di controvento (*esclusa rotazione al piede*)

ANALISI STRUTTURALE

δ_h SPOSTAMENTO VERTICALE AL PIEDE

- è legato alla deformabilità dei collegamenti dei pilastri a terra e può essere trascurato per edifici in cui l'altezza è inferiore a 1.5 volte la larghezza;
- può essere modellato mediante molle estensionali al piede dei pilastri aventi rigidità a compressione infinita e rigidità a trazione K_h



$$K_h = \frac{n_h}{\delta_h}$$

n_h numero di collegamenti del pilastro a terra attivi a trazione

δ_h spostamento verticale alla base del pilastro associato ad una forza orizzontale unitaria

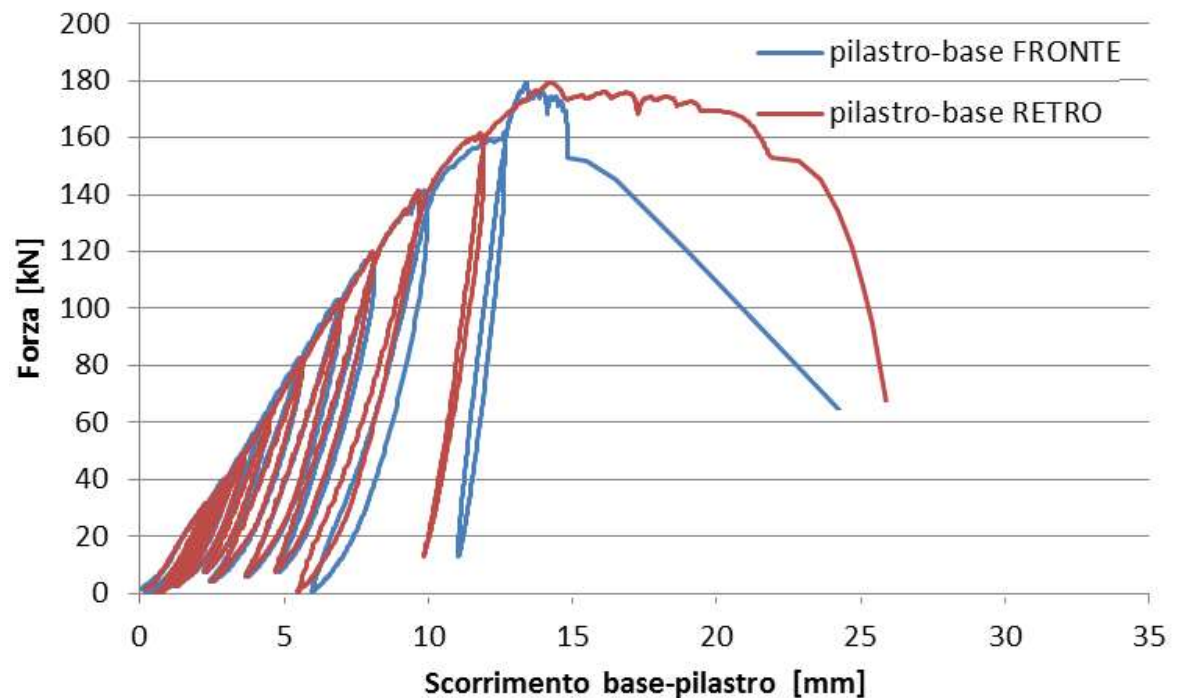
ANALISI STRUTTURALE

δ_h SPOSTAMENTO VERTICALE AL PIEDE

- deve essere valutato tramite prove sperimentali o analiticamente

ESEMPIO

valutazione sperimentale di δ_h per collegamento a terra mediante hold down



ANALISI STRUTTURALE

δ_h SPOSTAMENTO VERTICALE AL PIEDE

- deve essere valutato tramite prove sperimentali o analiticamente

ESEMPIO

valutazione analitica di δ_h per collegamento a terra mediante hold down

$$\delta_h = \delta_{h1} + \delta_{h2} + \delta_{h3} + \delta_{h4} + \delta_{h5}$$

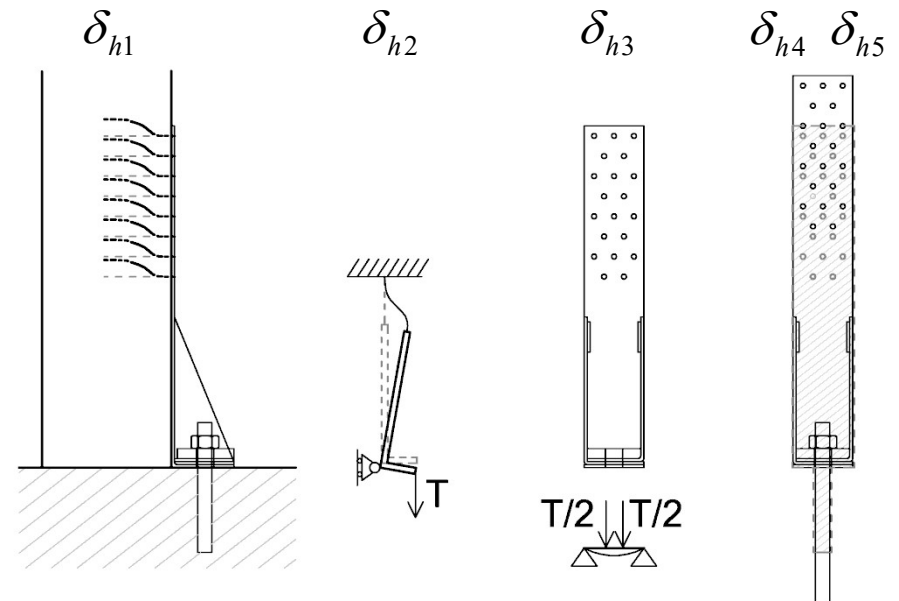
δ_{h1} associato alla deformabilità dei chiodi di collegamento hold down - pilastro;

δ_{h2} associato alla deformazione flessionale dell'hold-down;

δ_{h3} associato alla deformazione flessionale della piastra di base dell'hold-down;

δ_{h4} associato alla deformazione assiale del piatto verticale dell'hold-down;

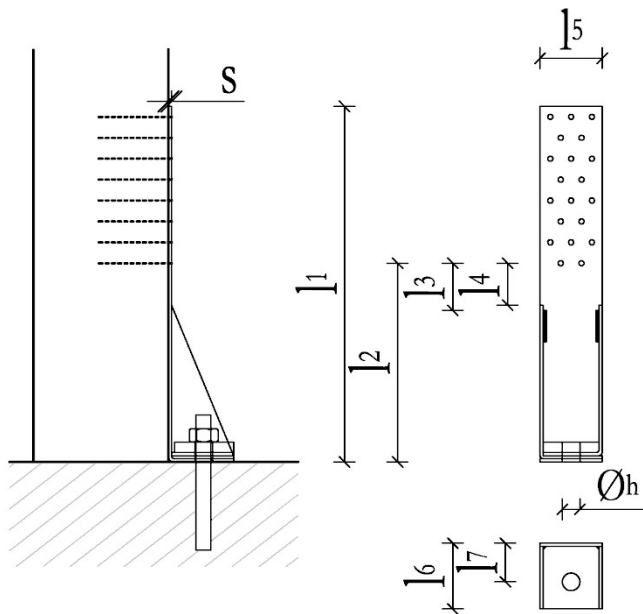
δ_{h5} associato alla deformazione assiale della barra di fissaggio alla base;



ANALISI STRUTTURALE

dove i contributi $\delta_{h,i}$ allo spostamento globale δ_h dipendono:

- dalle caratteristiche geometriche del collegamento;
- dalle proprietà meccaniche dell'hold-down e del pilastro



$$\delta_{h1} = \frac{1}{n_h \cdot K_{ser,h1}} \quad \text{con} \quad K_{ser,h1} = 2 \cdot \frac{\rho_m^{1.5} \cdot \phi^{0.8}}{30}$$

$$\delta_{h2} = \frac{l_7^2}{E_s \cdot l_5 \cdot s^3} \cdot \frac{l_2 \cdot \xi^3}{(1 - \xi + \xi^2/3)} \quad \text{con} \quad \xi = \frac{l_3}{l_2}$$

$$\delta_{h3} = \frac{1}{4E_s \cdot l_5 \cdot s^3} \cdot \frac{(l_5 - \phi_h)}{2} \cdot [3l_5^2 - (l_5 - \phi_h)^2] \cdot \frac{1}{n_s}$$

$$\delta_{h4} = \frac{L_{h4}}{E_s \cdot l_5 \cdot s} \quad \text{con} \quad L_{h4} = \frac{1}{2}(l_1 - l_2) + l_4 + \frac{(l_2 - l_4)}{2}$$

$$\delta_{h5} = \frac{L_{h5}}{E_s \cdot A_{h5}}$$

ρ_m massa volumica del legno [kg/m³]

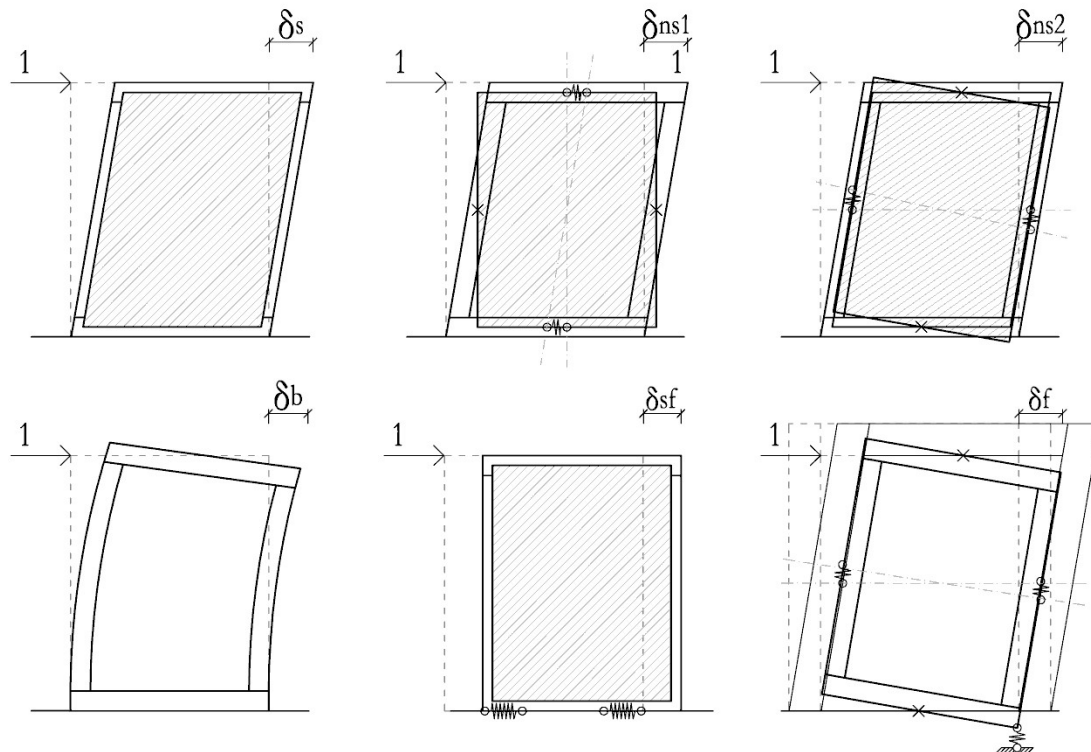
ϕ diametro del chiodo

E_s modulo elastico acciaio dell'hd

ANALISI STRUTTURALE

δ_w **SPOSTAMENTO IN SOMMITÀ DOVUTO ALLA DEFORMABILITÀ DELLA PARETE DI CONTROVENTO**

$$\frac{1}{\delta_w} = K_w = \frac{1}{\delta_s + \delta_b + \delta_{ns} + \delta_{sf} + \delta_f}$$



δ_s associato alla deformabilità a taglio della parete;

δ_b associato alla deformabilità flessionale della parete;

δ_{ns} associato alla deformabilità delle connessioni pannello-intelaiatura leggera;

δ_{sf} associato alla deformabilità dei collegamenti a taglio alla base;

δ_f associato alla deformabilità delle connessioni della parete al telaio principale.

ANALISI STRUTTURALE

δ_s SPOSTAMENTO IN SOMMITÀ ASSOCIATO ALLA DEFORMABILITÀ A TAGLIO DEL PANNELLO

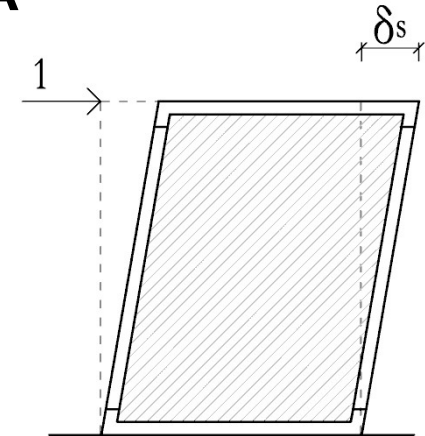
$$\delta_s = \frac{H}{GBt}$$

H altezza della parete

G modulo di elasticità tangenziale del pannello

B larghezza della parete

t spessore complessivo dei pannelli della parete

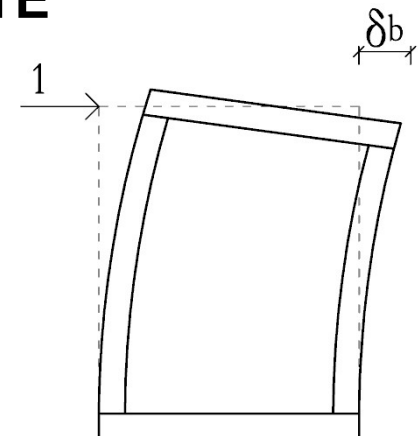


δ_b SPOSTAMENTO IN SOMMITÀ ASSOCIATO ALLA DEFORMABILITÀ FLESSIONALE DELLA PARETE

$$\delta_b = \frac{2H^3}{3EAB^2}$$

E modulo elastico a compressione del legno del montante dell'intelaiatura, in direzione parallela alla fibratura

A area del montante d'estremità dell'intelaiatura

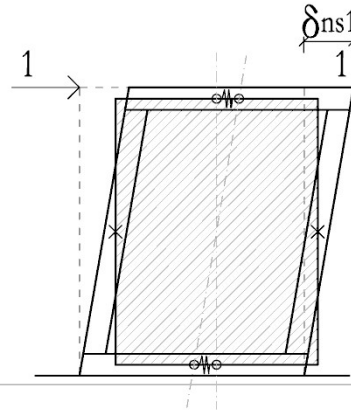


ANALISI STRUTTURALE

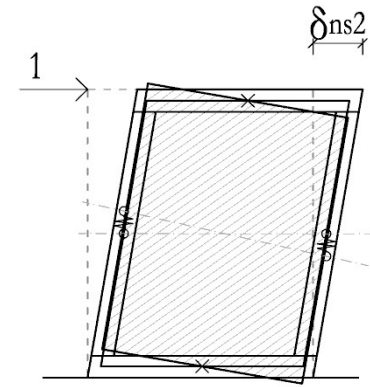
δ_{ns} SPOSTAMENTO IN SOMMITÀ ASSOCIATO ALLA DEFORMABILITÀ DELLE CONNESSIONI PANNELLO-INTELAIATURA

$$\delta_{ns} = \delta_{ns1} + \delta_{ns2}$$

δ_{ns1} associato alla chiodatura in sommità e alla base



δ_{ns2} associato alla chiodatura verticale



Se le unioni hanno lo stesso passo p e lo stesso modulo di scorrimento $K_{ser,ns}$

$$\delta_{ns} = \frac{p}{K_{ser,ns} \cdot B \cdot n_p} \cdot 2 \left(1 + \frac{H}{B} \right)$$

$$\text{con } K_{ser,ns} = \frac{\rho_m^{1.5} \cdot \Phi^{0.8}}{30} \quad e \quad \rho_m = \sqrt{\rho_{m1} \rho_{m2}}$$

$n_p = 2$ se i pannelli sono applicati su entrambe le facce della parete, 1 altrimenti
 ρ_{m1}, ρ_{m2} masse volumiche del pannello e del legno dell'intelaiatura [kg/m³] - ϕ diametro del chiodo

ANALISI STRUTTURALE

δ_{sf} SPOSTAMENTO IN SOMMITÀ ASSOCIATO ALLA
DEFORMABILITÀ DEI COLLEGAMENTI A TAGLIO ALLA BASE

$$\delta_{sf} = \frac{1}{\sum_{i=1}^{n_{sf}} (n_{n,sf} \cdot K_{ser,sf})}$$

n_{sf} numero collegamenti a taglio

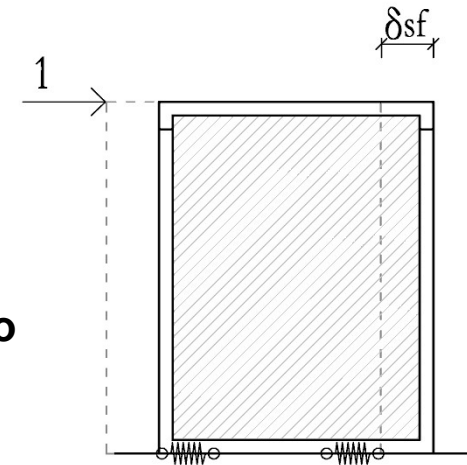
$n_{n,sf}$ numero di chiodi per ciascun collegamento a taglio

$K_{ser,sf}$ modulo di scorrimento del chiodo

$$K_{ser,sf} = 2 \cdot \frac{\rho_m^{1.5} \cdot \Phi^{0.8}}{30}$$

ρ_m massa volumica del legno del traverso di base [kg/m³]

ϕ diametro dei chiodi



ANALISI STRUTTURALE

δ_f SPOSTAMENTO IN SOMMITÀ ASSOCIATO ALLA DEFORMABILITÀ DELLE CONNESSIONI DELLA PARETE AL TELAIO PRINCIPALE

$$\delta_f = \left(\frac{H}{B} \right)^2 \cdot \left(\frac{\delta_{f1}}{\delta_{f1} + \delta_{f2}} \right) \cdot (\delta_{f1} + 2\delta_{f2})$$

δ_{f1} associato alla connessione tra la parete e i pilastri

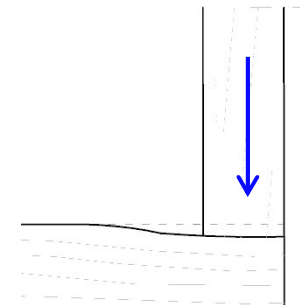
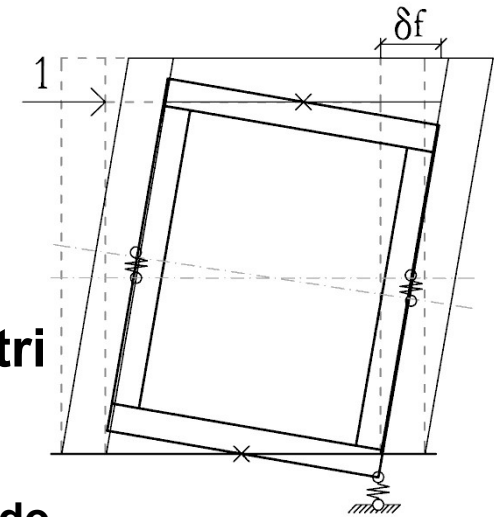
$$\delta_{f1} = \frac{p_f}{H \cdot K_{ser,sf}}$$

p_f passo della chiodatura
 $K_{ser,sf}$ modulo di scorrimento del chiodo

δ_{f2} associato alla deformazione del traverso di base dell'intelaiatura in corrispondenza del montante compresso

$$\delta_{f2} = \frac{h_t}{E_{90^\circ} A}$$

h_t altezza del traverso di base
 E_{90° modulo elastico a compressione del legno del traverso di base, in direzione ortogonale alla fibratura
 A area del montante d'estremità compresso



ANALISI STRUTTURALE

PARETI FORMATE DA PIU' SEGMENTI

(ovvero da più pannelli affiancati orizzontalmente)

Il contributo associato alla deformabilità flessionale e quello associato alla deformabilità delle connessioni della parete al telaio, che vengono valutati in riferimento all'intera larghezza della parete e vanno poi sommati in serie

$$\frac{1}{K_{w,tot}} = \frac{1}{\sum_{i=1}^{n_{sf}} K_{w,i}} + \frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_f}$$

con $K_{w,i} = \frac{1}{\delta_{s,i} + \delta_{ns,i} + \delta_{sf,i}}$

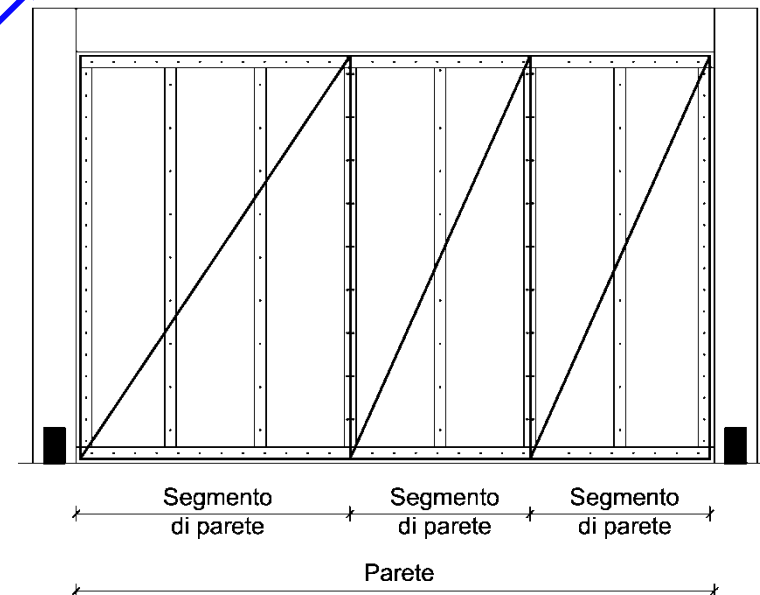
Deform a taglio pannello $\delta_{s,i}$

Deform chiodatura pannello $\delta_{ns,i}$

Deform unioni a taglio alla base $\delta_{sf,i}$

Rigidezza fless parete tamponata

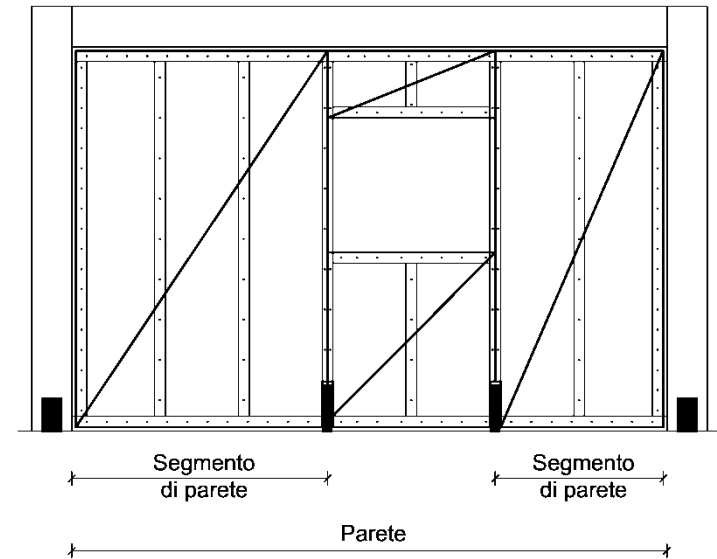
Rigidezza unioni a terra del telaio



ANALISI STRUTTURALE

PARETI FORATE

N.B. Nelle pareti con aperture, devono essere realizzati dei collegamenti a trazione anche alle estremità di tutte le aperture



Valutazione della rigidezza

METODO 1)

La rigidezza può essere valutata, in modo semplificato, come somma delle rigidezze dei singoli segmenti di parete privi di aperture. Questo metodo porta ad una sottostima della rigidezza della parete.

ANALISI STRUTTURALE

PARETI FORATE

METODO 2)

Si calcola la rigidezza della parete piena e si effettua poi una riduzione della rigidezza dovuta alla presenza di aperture

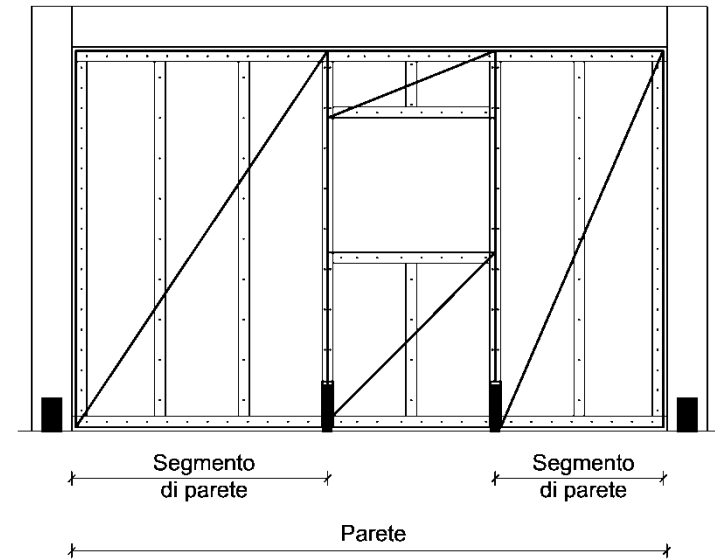
Es. Coefficiente riduttivo di Dolan and Johnson (1996)

$$\gamma = 1.27 \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{\beta}} - 0.28$$

$$\alpha = \frac{\sum A_i}{HB} \quad \beta = \frac{\sum b_i}{B}$$

A_i area dell'apertura

b_i larghezza dell'apertura



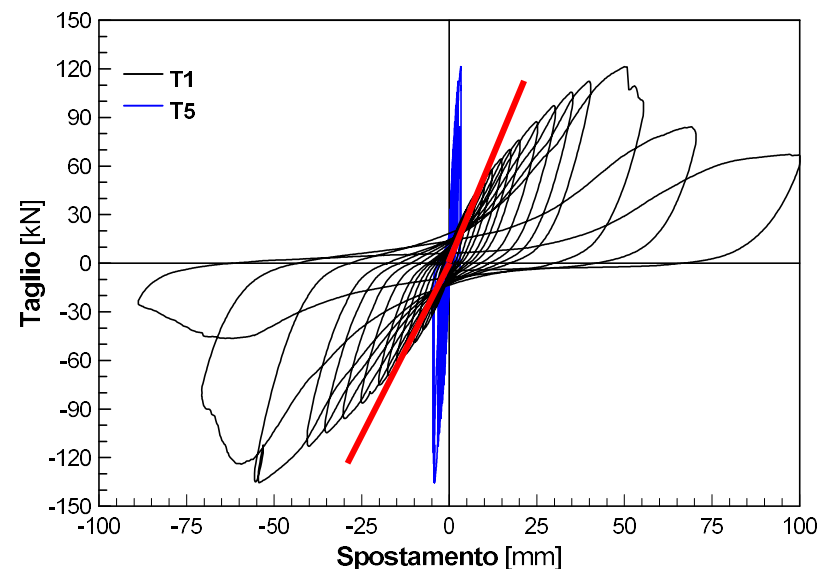
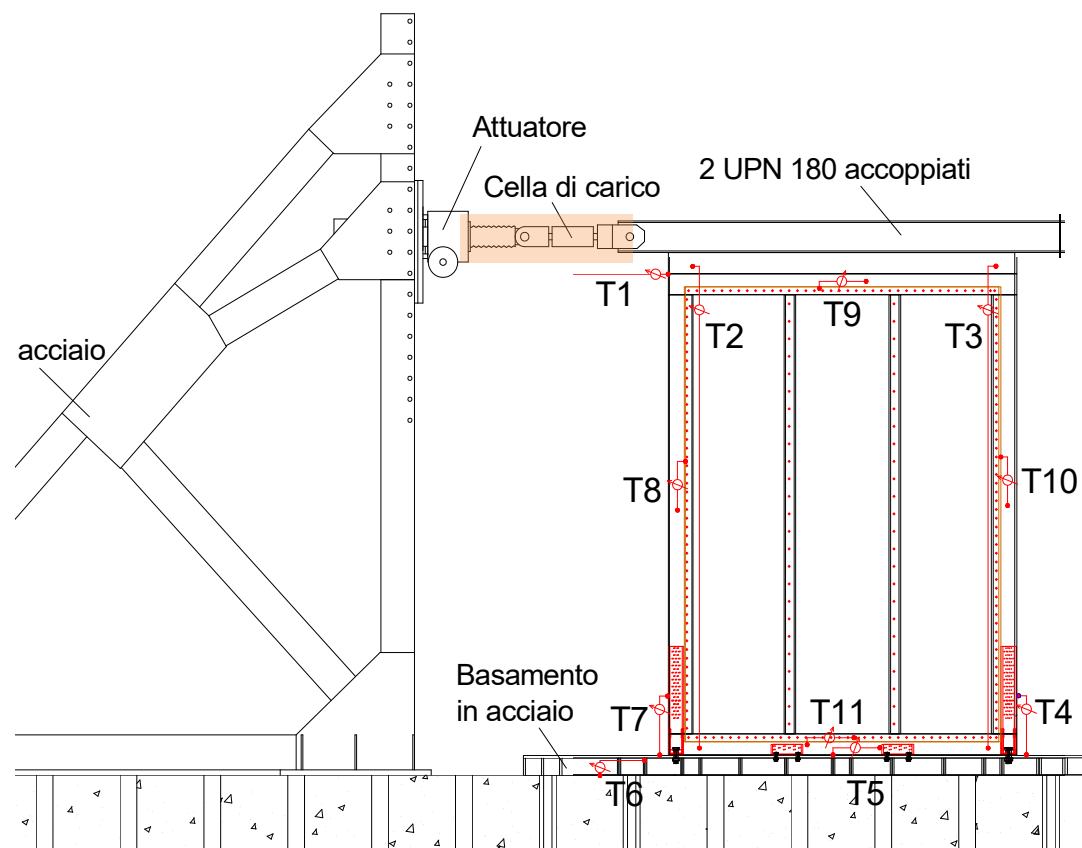
METODO 3)

Si analizza il contributo irrigidente dato dalle traverse poste sopra e sotto le aperture, con valutazioni analoghe a quelle indicate per le pareti

ANALISI STRUTTURALE

RIGIDEZZA PARETI: CONFRONTO CON RISULTATI SPERIMENTALI

Prove sperimentali cicliche di taglio
su pannelli intelaiati in legno



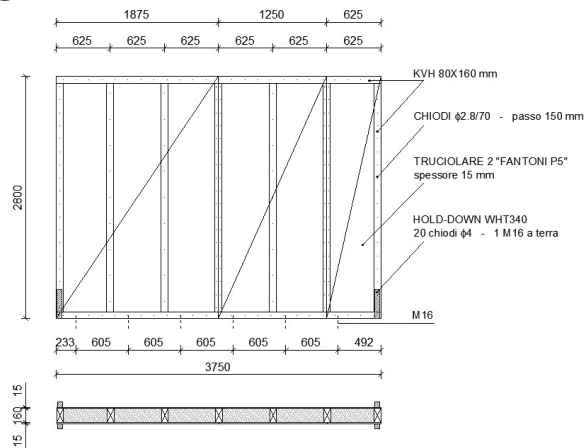
**Rigidezza
sperimentale**

$$K_{w,sper} = \frac{0.4F_{\max} - 0.1F_{\max}}{s_{0.4} - s_{0.1}}$$

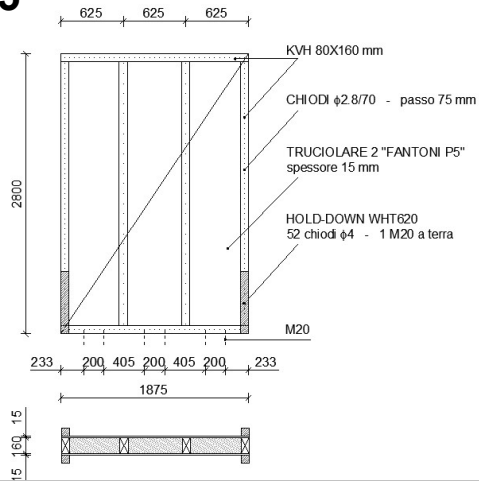
ANALISI STRUTTURALE

RIGIDEZZA PARETI: CONFRONTO CON RISULTATI SPERIMENTALI

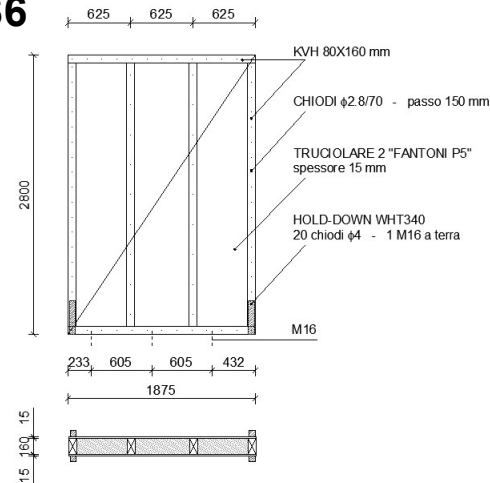
PLS4



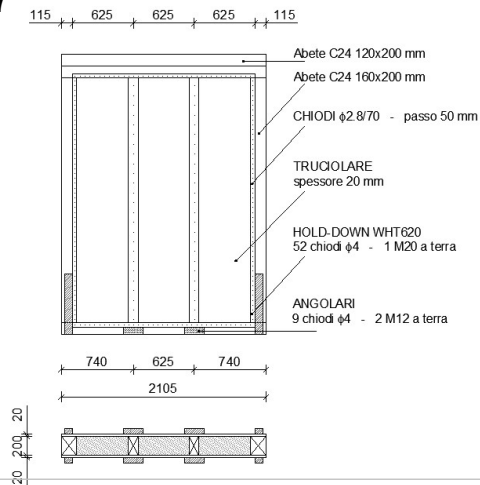
PLS5



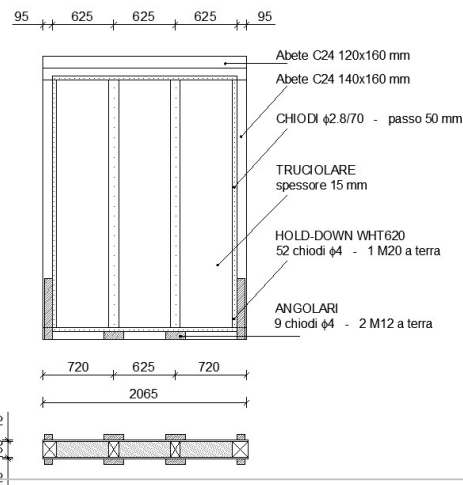
PLS6



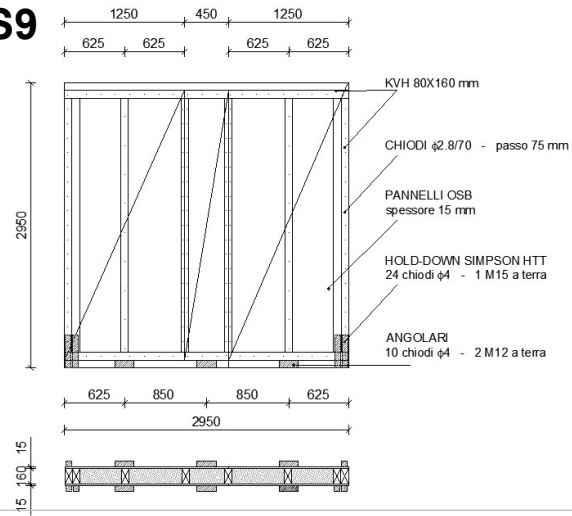
PLS7



PLS8



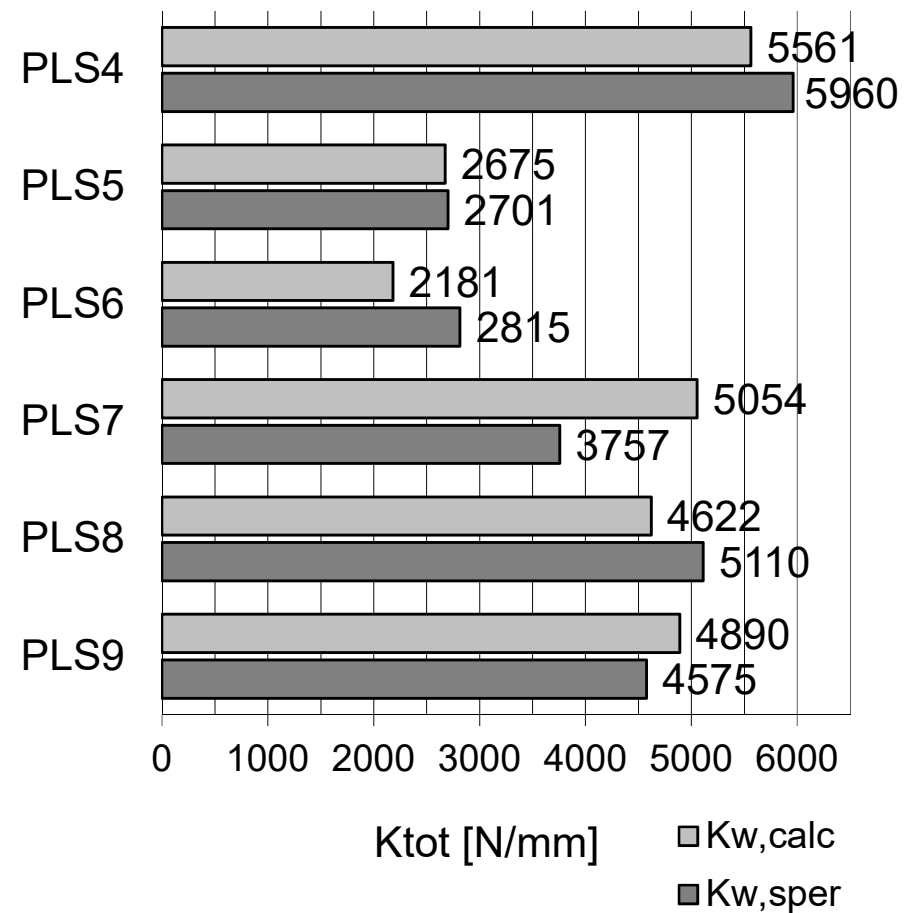
PLS9



ANALISI STRUTTURALE

RIGIDEZZA PARETI: CONFRONTO CON RISULTATI SPERIMENTALI

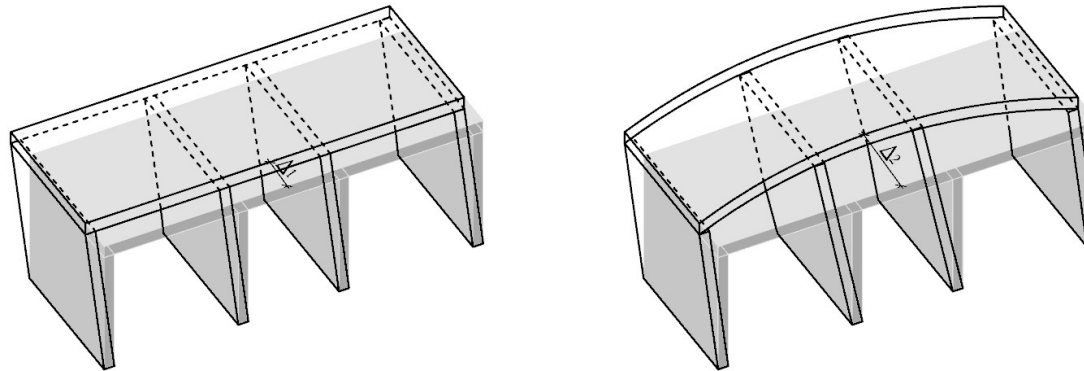
	$K_{w,calc}$ [N/mm]	$K_{w,sper}$ [N/mm]	$K_{w,calc} /$ $K_{w,sper}$
PLS4	5561	5960	0.93
PLS5	2675	2701	0.99
PLS6	2181	2815	0.77
PLS7	5054	3757	1.35
PLS8	4622	5110	0.90
PLS9	4890	4575	1.07



ANALISI STRUTTURALE

Solai

Gli impalcati devono essere assunti con la loro deformabilità;



Possono essere considerati rigidi se sono rispettate le seguenti condizioni e se le aperture non sono tali da influenzare il comportamento membranale (EC8 punto 8.5.3).

- a) non si deve utilizzare il coefficiente amplificativo 1,2 per la resistenza degli elementi di fissaggio ai bordi dei pannelli;
- b) quando i pannelli sono sfalsati, non si deve utilizzare il coefficiente amplificativo di 1,5 per la spaziatura dei chiodi lungo i bordi del pannello discontinuo;

ANALISI STRUTTURALE

Solai

- c) la distribuzione delle forze di taglio negli impalcati deve essere valutata tenendo conto della posizione nel piano degli elementi di controvento verticali;
- d) tutti i bordi dei pannelli che non terminano su membrature del telaio devono essere sostenuti e collegati da elementi di bloccaggio trasversali disposti tra le travi di legno. I bloccaggi devono essere disposti anche sopra gli elementi di controvento verticali (come per esempio le pareti);
- e) si deve assicurare la continuità delle travi, comprese quelle in prossimità delle aperture nel solaio;
- g) se l'accelerazione spettrale $a_g * S \geq 0,2g$ la spaziatura degli elementi di fissaggio relativi a zone di discontinuità deve essere ridotta del 25%, ma non deve essere minore del valore minimo precisato nell'EC5;
- h) non ci devono essere variazioni nella direzione delle campate delle travi sopra gli appoggi, dove le forze orizzontali sono trasferite agli elementi verticali (come per esempio le pareti di taglio).

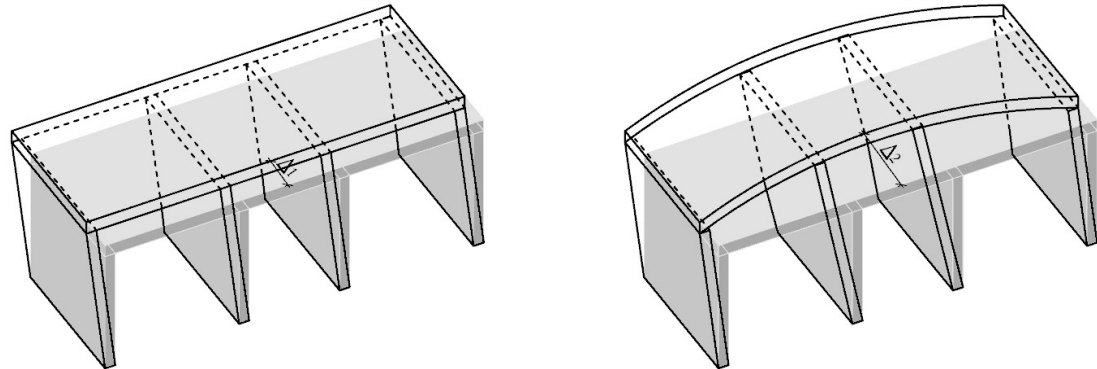
ANALISI STRUTTURALE

Criteri di modellazione dei solai

Gli impalcati devono essere assunti con la loro deformabilità;

**Possono essere
assunti rigidi se:**

$$\Delta_2 - \Delta_1 \leq 0.1 \Delta_1$$

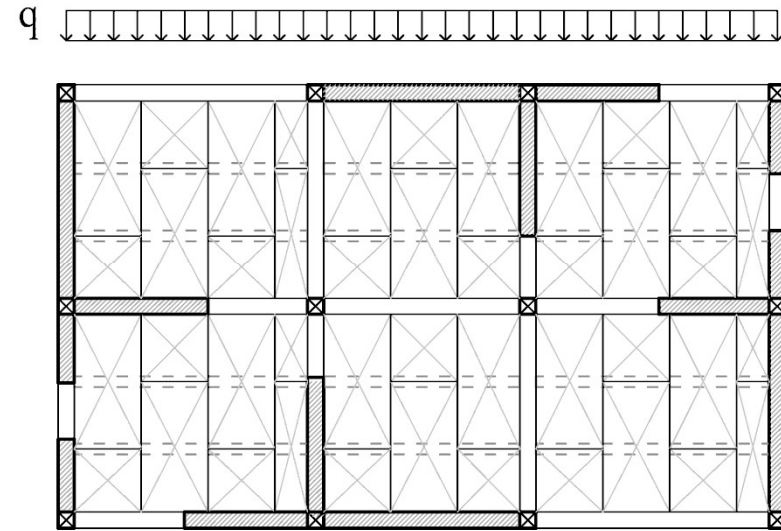
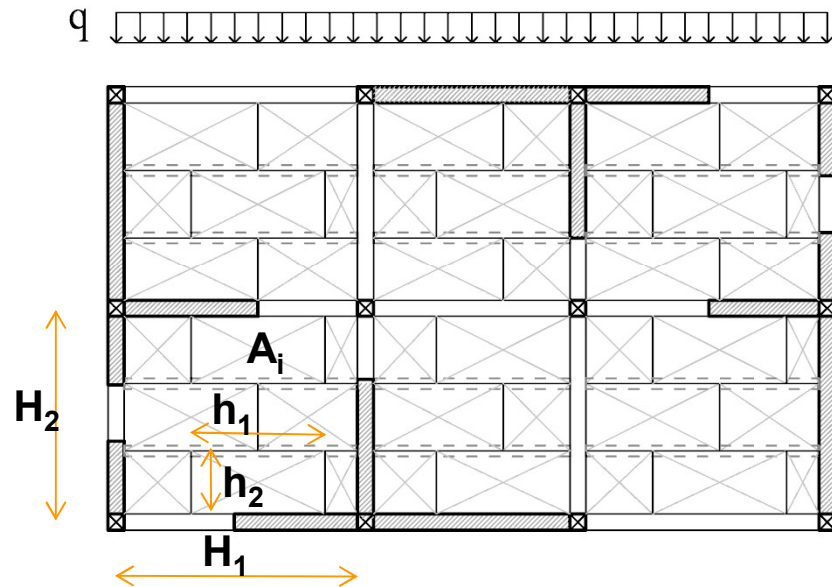


**Valutazione della deformabilità mediante modellazione del solaio
come sistema reticolare in cui**

- le aste rappresentano le travi del telaio;
- i campi di solaio vengono irrigiditi con elementi bidimensionali di rigidezza a taglio $(GA)_{eq}$, o, in alternativa, tramite molle estensionali diagonali di rigidezza K_{eq} ;
- i controventi verticali sono modellati attraverso un vincolo a molla di rigidezza nota K_w (valutata come visto in precedenza)

ANALISI STRUTTURALE

Valutazione della deformabilità dei solai (Metodo analitico)



n_s numero di pannelli per ogni singola cella di solaio (*campo delimitato dalle pareti*)

G modulo di elasticità a taglio del pannello; $\chi = 1.2$;

d diagonale del pannello;

H_1, H_2 dimensione del campo di solaio nella direzione ortogonale/parallela alla deformazione;

A_i sezione del pannello nella direzione della deformazione;

h_1, h_2 dimensione del pannello nella direzione ortogonale/parallela alla deformazione;

p_1, p_2 passo di chiodatura del pannello nella direzione ortogonale/parallela alla deformazione;

K_{ser1}, K_{ser2} scorrimento di un chiodo nella direzione ortogonale/parallela alla deformazione;

ANALISI STRUTTURALE

Valutazione della deformabilità dei solai

$$\frac{GA_{eq,j}}{\chi} = \sum_{i=1}^{n_s} \frac{1}{\frac{\chi}{GA_i} + \frac{2}{h_2} \cdot \left(\frac{p_1}{h_1 K_{ser1}} + \frac{p_2}{h_2 K_{ser2}} \right)}$$

deform. a taglio
singolo pannello

deformabilità connessioni
pannello-orditura

$$K_{eq} = \frac{D^2}{H_1 \cdot H_2^2} \cdot \frac{(GA)_{eq}}{2\chi}$$

n_s numero di pannelli per ogni singola cella di solaio

G modulo di elasticità a taglio del pannello; $\chi = 1.2$;

D diagonale del campo di solaio;

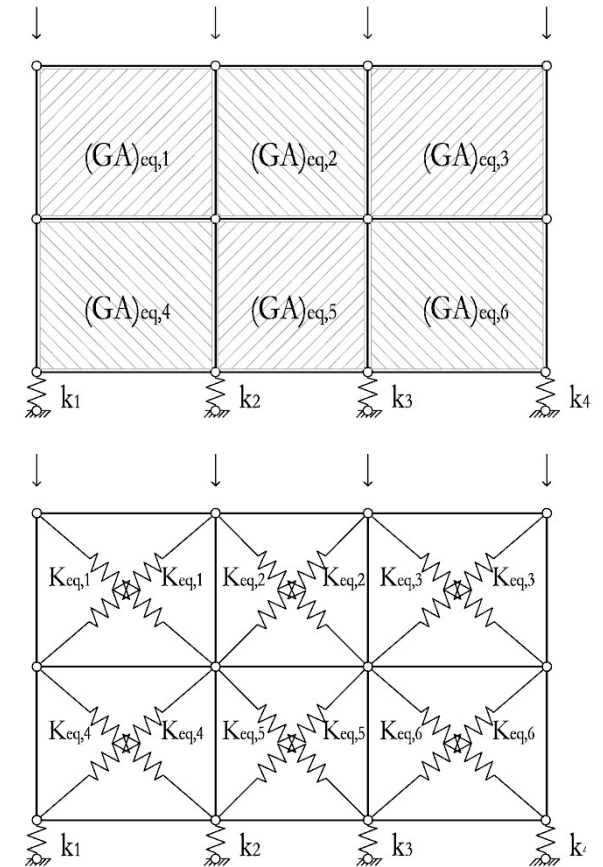
H_1, H_2 dimensione del campo di solaio nella direzione ortogonale/parallela alla deformazione;

A_i sezione del pannello nella direzione della deformazione;

h_1, h_2 dimensione del pannello nella direzione ortogonale/parallela alla deformazione;

p_1, p_2 passo di chiodatura del pannello nella direzione ortogonale/parallela alla deformazione;

K_{ser1}, K_{ser2} scorrimento di un chiodo nella direzione ortogonale/parallela alla deformazione;



ANALISI STRUTTURALE

Valutazione della deformabilità dei solai

N.B. Le forze di compressione e di trazione dovute all'inflessione del solaio si considerano completamente assorbite dalle travi d'estremità, che pertanto svolgono anche la funzione di cordoli perimetrali.

Tali elementi devono quindi essere adeguatamente collegati in modo da garantire la continuità (scarpe, angolari, piatti ...).

Nel modello del solaio si deve tenere conto della deformabilità di tali collegamenti, ad esempio mediante molle concentrate di rigidezza $K_{cor,i}$ o assegnando ai cordoli una rigidezza assiale equivalente $(EA)_{eq}$

$$(EA)_{eq} = \frac{L}{\frac{L}{EA} + \sum \frac{1}{K_{cor,i}}}$$

$$K_{cor,i} = \sum_k K_{ser,k}$$

$K_{ser,k}$ rigidezza singolo connettore dell'unione nel collegamento;

L, A, E lunghezza, sezione e modulo di Young del cordolo;

k indice chiodo nell'unione del cordolo

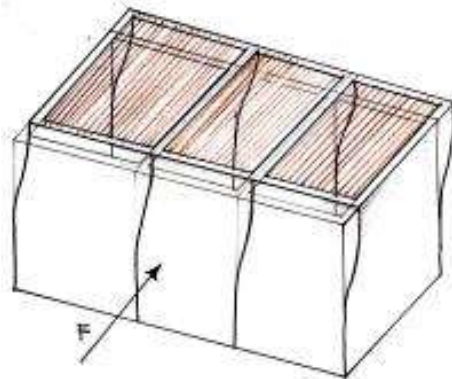
ANALISI STRUTTURALE

Valutazione della deformabilità dei solai (Metodo semplificato)

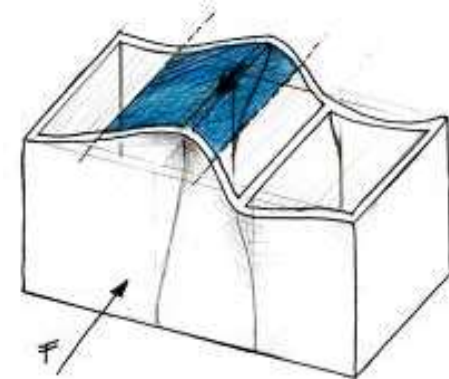
Per edifici semplici a un piano, si può valutare l'impegno degli elementi di controvento verticali come il maggiore ottenuto dalle seguenti situazioni.

- 1 Ipotesi di piano rigido e ripartizione del taglio proporzionalmente alle rigidezze dei controventi verticali
- 2 Ipotesi di piano deformabile e ripartizione del taglio proporzionalmente all'area di influenza dei controventi verticali.

CON SOLAIO
RIGIDO



CON SOLAIO
DEFORMABILE



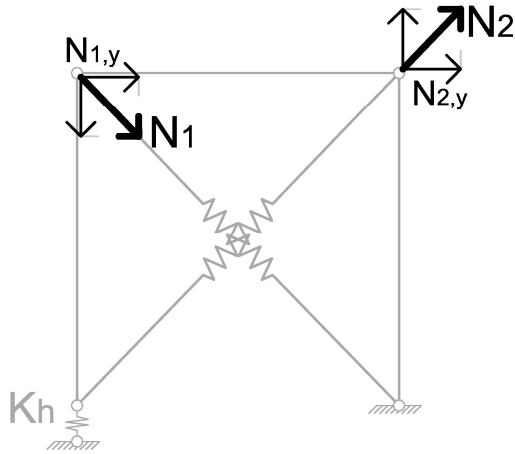
VERIFICHE DI SICUREZZA

Per le verifiche di sicurezza dei componenti della struttura, è necessario tradurre le sollecitazioni derivanti dall'analisi FEM nelle reali sollecitazioni che agiscono sui vari elementi strutturali.

Si ottengono, in questo modo, le quote parti dei tagli di piano che sollecitano ciascuna parete, $F_{v,Ed}$

MOLLE DIAGONALI EQUIVALENTI

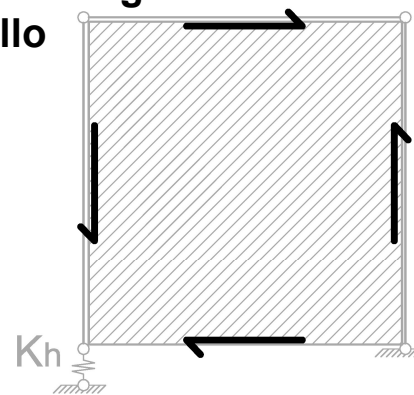
$$F_{v,Ed} = N_{1,y} + N_{2,y}$$



ELEMENTI BIDIMENSIONALI

$$F_{v,Ed} = \tau_{xy} \cdot B t_{eq}$$

t_{eq} spessore del pannello equivalente
 τ_{xy} tensione tangenziale in sommità al pannello



VERIFICHE DI SICUREZZA

I valori di resistenza degli elementi di legno devono fare riferimento a carichi di tipo “istantaneo”, nelle condizioni di esercizio assunte per la struttura.

VERIFICA A TAGLIO DELLE PARETI : metodo A

(EC5 – parte 1.1 - 9.4)

Capacità portante della parete intelaiata

$$F_{v,Rd} = \sum F_{i,V,Rd}$$

Capacità portante di un segmento di parete

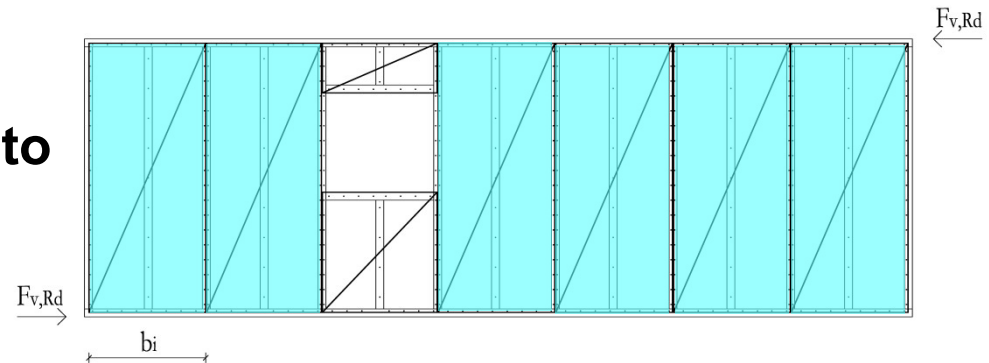
$$F_{i,V,Rd} = \frac{F_{f,Rd} \cdot b_i \cdot c_i}{s}$$

$F_{f,Rd}$ capacità resistente del singolo chiodo

b_i larghezza del segmento

s spaziatura dei mezzi di unione

c_i coefficiente di forma = 1 se $b_i > b_0$, = b_i/b_0 altrimenti
(con $b_0=H/2$ e H altezza della parete).



VERIFICHE DI SICUREZZA

VERIFICA A TAGLIO DELLE PARETI : metodo A

Capacità resistente a taglio del chiodo (EC5 – parte 1.1 – 8.2.2)

$$F_{f,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \\ f_{h,2,k} t_2 d \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

t_1 spessore del pannello - **t_2** penetrazione lato legno del chiodo - **d** diametro del chiodo

$f_{h,1,k}$ resistenza a rifollamento pannello - **$f_{h,2,k}$** resistenza a rifollamento legno;

$M_{y,Rk}$ momento caratteristico di snervamento del chiodo - **$\beta = f_{h,2,k} / f_{h,1,k}$** ;

$F_{ax,Rk}$ capacità caratteristica ad estrazione per il chiodo

VERIFICHE DI SICUREZZA

VERIFICA DEI COLLEGAMENTI ALLA BASE

La verifica di resistenza degli elementi di collegamento a terra deve essere effettuata applicando un coefficiente di sovraresistenza

$$\gamma_{RD} = 1,3$$

VERIFICA A COMPRESSIONE - INSTABILITÀ DEI MONTANTI

Tutti i montanti devono essere verificati a compressione parallela alla fibratura; deve essere inoltre considerata l'instabilità rispetto all'asse debole.

I montanti alle estremità della parete devono essere verificati a compressione e a instabilità per azioni dovute alla combinazione dei carichi verticali e dei carichi orizzontali sismici.

VERIFICHE DI SICUREZZA

VERIFICA A COMPRESSIONE DEI TRAVERSI DI BASE

Particolare attenzione va posta alla verifica a compressione ortogonale alla fibratura dei traversi, in corrispondenza della base dei montanti della parete, che può richiedere soluzioni di dettaglio con geometrie o materiali diversi, in particolare alle estremità delle pareti.

VERIFICA DI INSTABILITÀ DEI PANNELLI

La verifica di instabilità dei pannelli per sollecitazioni di taglio può essere omessa se il rapporto b_{net}/t , tra la distanza libera tra i montanti e lo spessore del pannello, risulta inferiore a 100.

Nei montanti intermedi la spaziatura dei mezzi di unione non deve essere maggiore del doppio della spaziatura dei mezzi di unione lungo i bordi del pannello (punto 9.2.4.2 dell'EC5, Parte 1.1).

ANALISI NON LINEARI PER LA VALUTAZIONE DELLE PRESTAZIONI SISMICHE

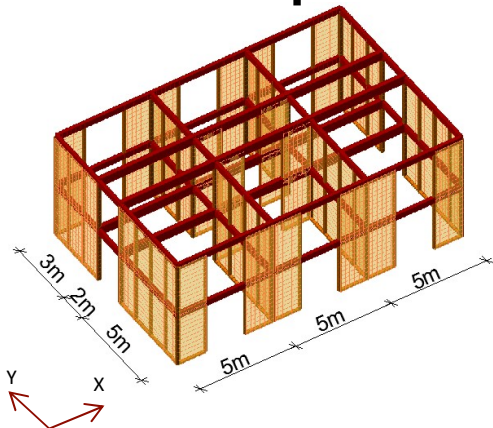
Obiettivo: valutazione del comportamento sismico di edifici a telaio
in legno controventati con pannelli intelaiati in termini di

μ duttilità $a_{g,max}$ accelerazione resistente al suolo

Tipologie analizzate

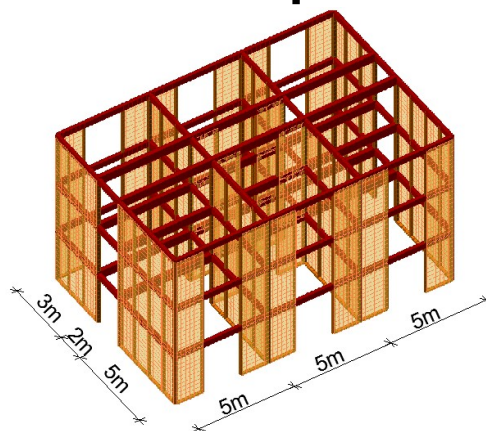
2R

Edificio regolare
a due piani



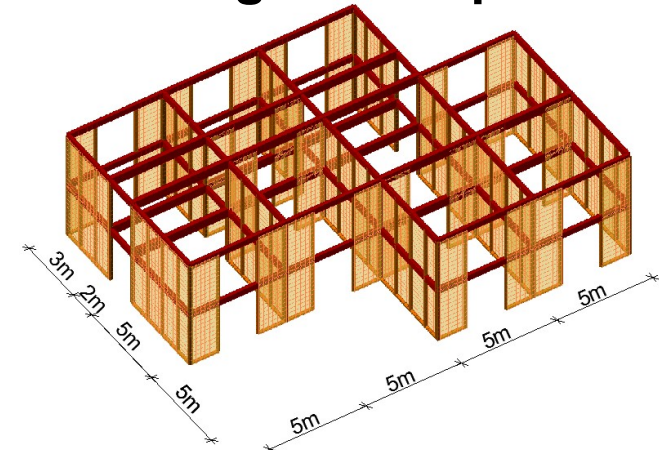
3R

Edificio regolare
a tre piani



2I

Edificio a due piani
non regolare in pianta



ANALISI NON LINEARI PER LA VALUTAZIONE DELLE PRESTAZIONI SISMICHE

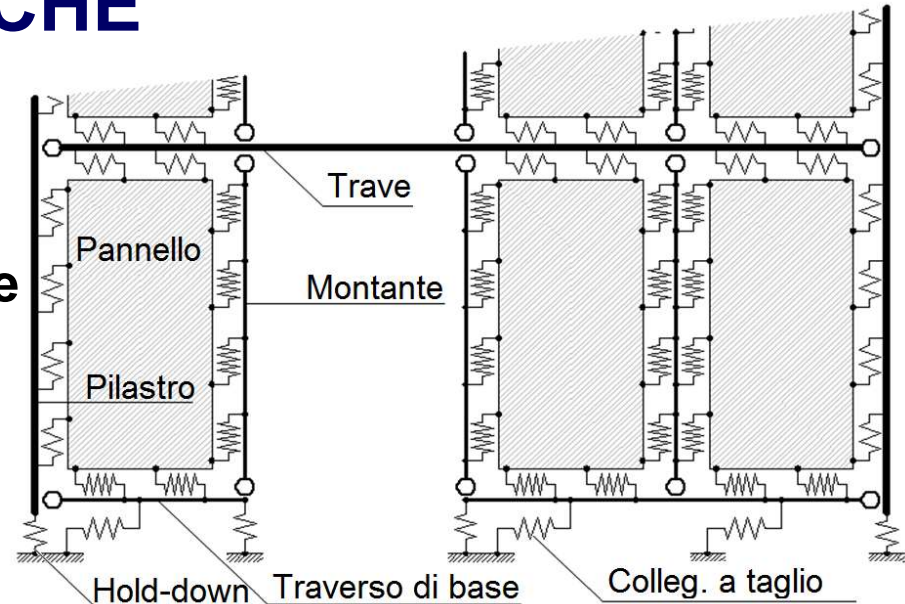
Caratteristiche del modello

ELEMENTI

- ✓ Telaio principale: aste incernierate
- ✓ Pannelli: elementi bidimensionali;
- ✓ Connessioni: molle estensionali (hold-down) o a taglio (altri)

MATERIALI

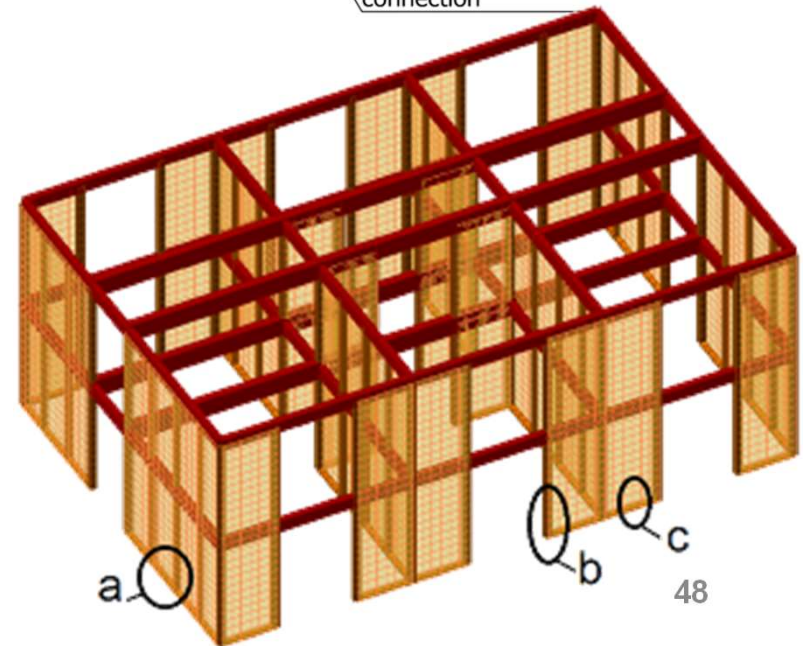
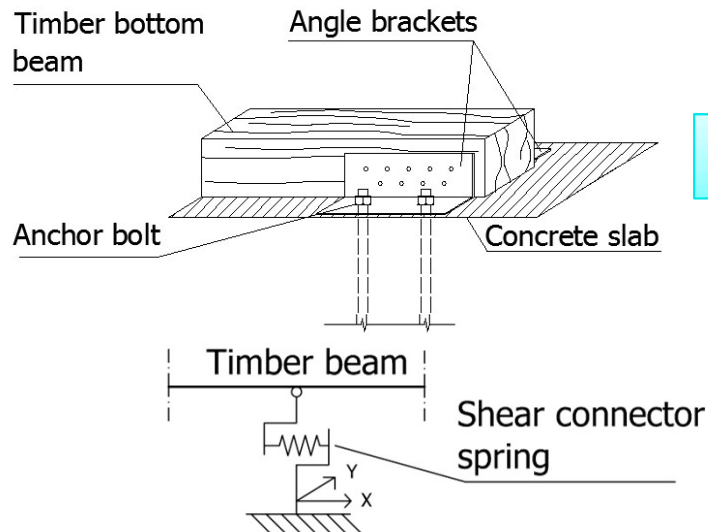
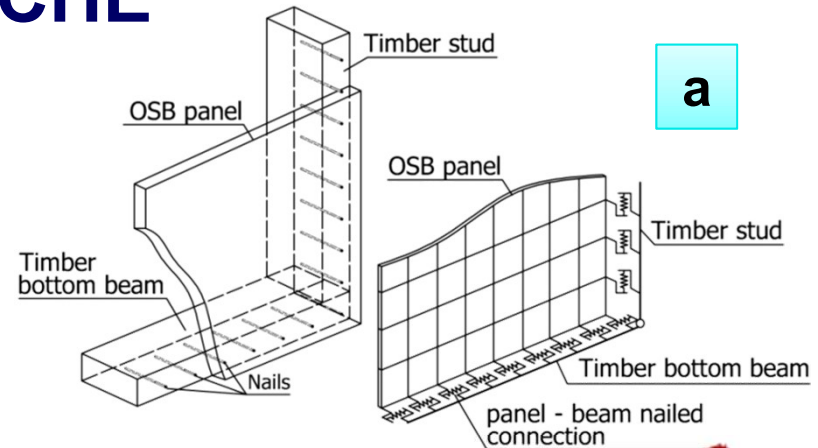
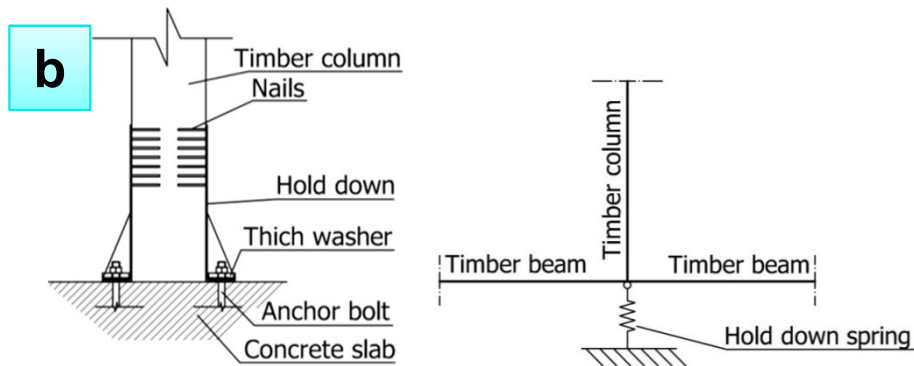
- ✓ Legno: comportamento ortotropo lineare
- ✓ Connessioni: correlazioni non lineari ricavate mediante prove sperimentali, simulazioni numeriche o formulazioni analitiche



LA CAPACITA' DISSIPATIVA E' CONCENTRATA
NELLE CONNESSIONI DIFFUSE TRA GLI ELEMENTI LIGNEI

ANALISI NON LINEARI PER LA VALUTAZIONE DELLE PRESTAZIONI SISMICHE

Caratteristiche del modello

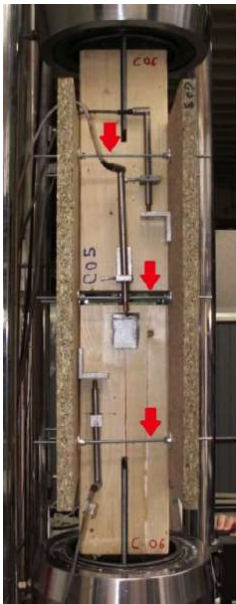
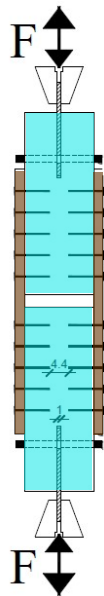


PROVE PER LEGAMI UNIONI

Comportamento connessioni: Parete con pannelli chiodati

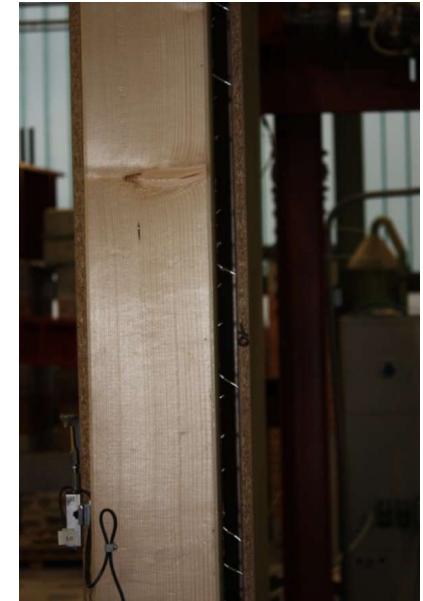
Comportamento chiodi ring $\phi 2.8$ ricavati da prove sperimentali

Exp. A)



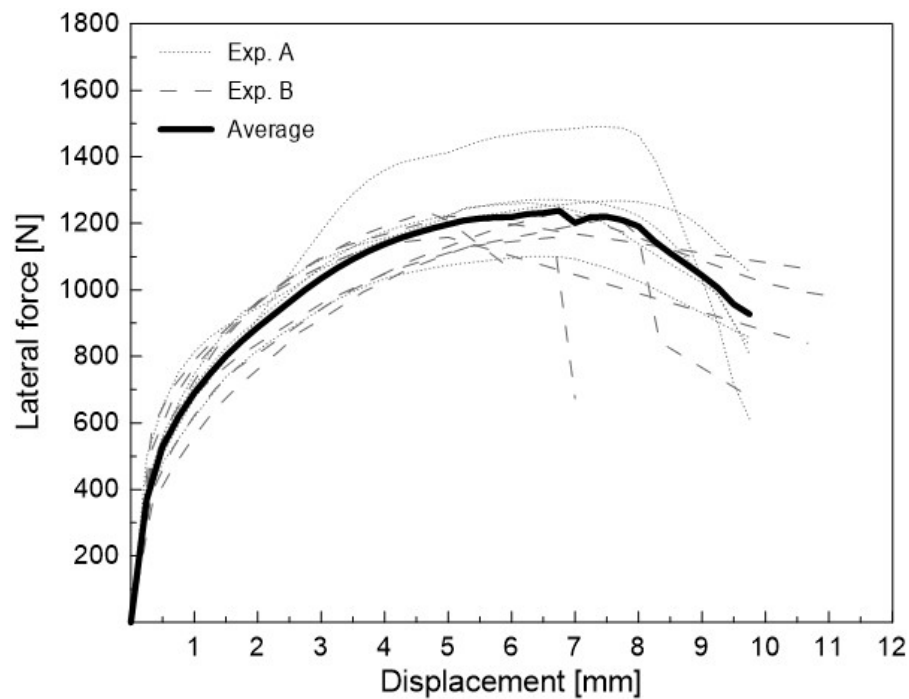
Germano et al., ANIDIS 2013

Exp. B)



PROVE COMPORTAMENTO CHIODI

Comportamento chiodi ring $\phi 2.8$ ricavati da prove sperimentali



Rigidezza elastica:

$$K = 691 \text{ N/mm}$$

Resistenza:

$$F = 1217 \text{ N}$$

ANALISI NON LINEARI PER LA VALUTAZIONE DELLE PRESTAZIONI SISMICHE

Procedura:

1) Dimensionamento struttura

Valutazione delle sollecitazioni negli elementi lignei e nelle connessioni mediante analisi lineare statica, considerando l'accelerazione spettrale elastica $S_e(T)$ ridotta mediante un fattore di struttura $q = 3$.

Dimensionamento degli elementi lignei e delle connessioni assumendo i valori di resistenza di normativa (NTC 2018).

ANALISI NON LINEARI PER LA VALUTAZIONE DELLE PRESTAZIONI SISMICHE

Procedura: 2) Costruzione curve di capacità

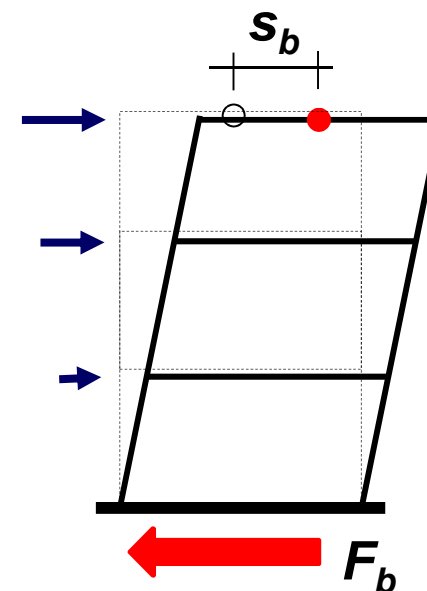
Esecuzione di analisi non-lineari statiche (pushover), considerando il comportamento non lineare delle connessioni.

Si considerano due distribuzioni orizzontali della forza sismica

- distribuzione proporzionale al primo modo
- distribuzione proporzionale alle masse

Le curve di capacità mettono in relazione:

- F_b taglio alla base;
- s_b spostamento del punto di controllo (baricentro dell'ultimo piano)



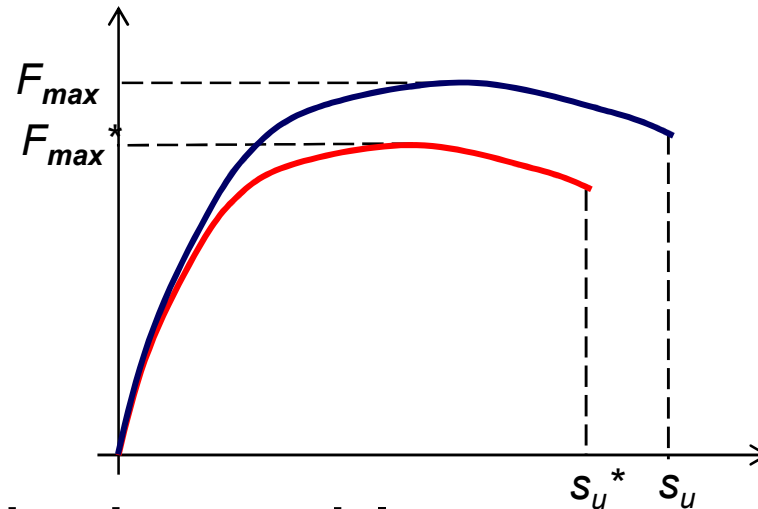
ANALISI NON LINEARI PER LA VALUTAZIONE DELLE PRESTAZIONI SISMICHE

Procedura:

3) Conversione a un sistema ad 1 grado di libertà

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

$$S^* = \frac{S_b}{\Gamma}$$



$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2}$$

Γ fattore di partecipazione modale

m_i massa dell'i-esimo piano del sistema a più g.d.l.

ϕ_i spostamento modale dell'i-esimo piano del sistema a più g.d.l.

$$m^* = \sum m_i \phi_i$$

m^* massa del sistema equivalente a 1g.d.l

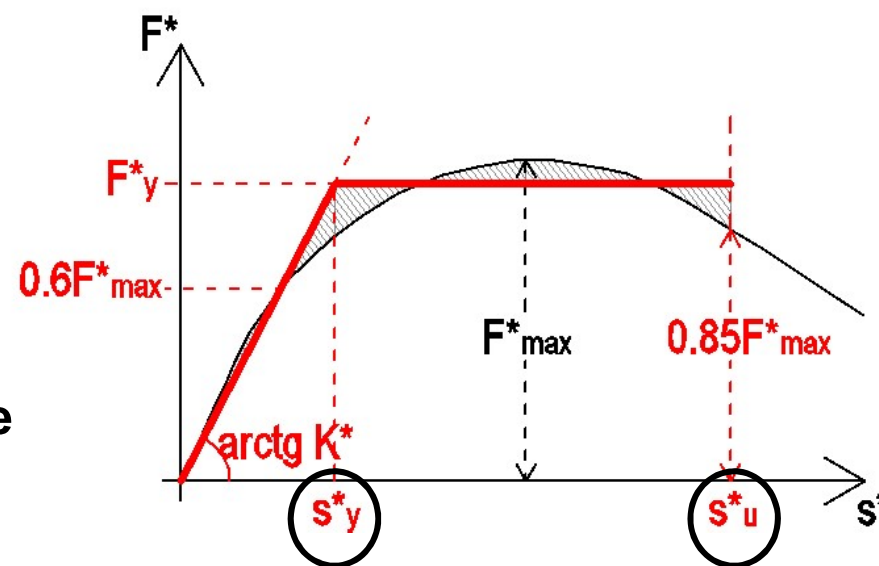
ANALISI NON LINEARI PER LA VALUTAZIONE DELLE PRESTAZIONI SISMICHE

Procedura: 4) Bilinearizzazione della curva di capacità

La pendenza iniziale (rigidezza K^*) è valutata come la secante della curva in corrispondenza di una forza pari al 60% di F^*_{max}

Lo spostamento massimo s^*_u è valutato in corrispondenza di una riduzione del 15% di F^*_{max}

La capacità resistente F^*_y è ricavata dall'uguaglianza tra le aree sottese dalle curve del sistema attuale e di quello bilinearizzato



ANALISI NON LINEARI PER LA VALUTAZIONE DELLE PRESTAZIONI SISMICHE

Procedura:

5) Calcolo di μ e di $a_{g,max}$

DUTTILITA' μ

$$\mu = \frac{S_u^*}{S_y^*}$$

ACCELERAZIONE RESISTENTE AL SUOLO

$$a_{g,max} = \frac{4\pi^2 S_u^*}{S \eta 2.5 T_c T^*}$$

T^* periodo del sistema a 1gdl

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{K^*}}$$

$a_{g,max}$ viene valutata nell'ipotesi di uguaglianza degli spostamenti, valida per $T^* > T_c$ (generalmente soddisfatta per le strutture a telaio ligneo)

$$S_{req}^* = S_{De}(T^*) = S_e(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2 = S a_g \eta 2.5 \left(\frac{T_c}{T^*} \right) \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2$$

ANALISI NON LINEARI PER LA VALUTAZIONE DELLE PRESTAZIONI SISMICHE

Spettro di risposta adottato

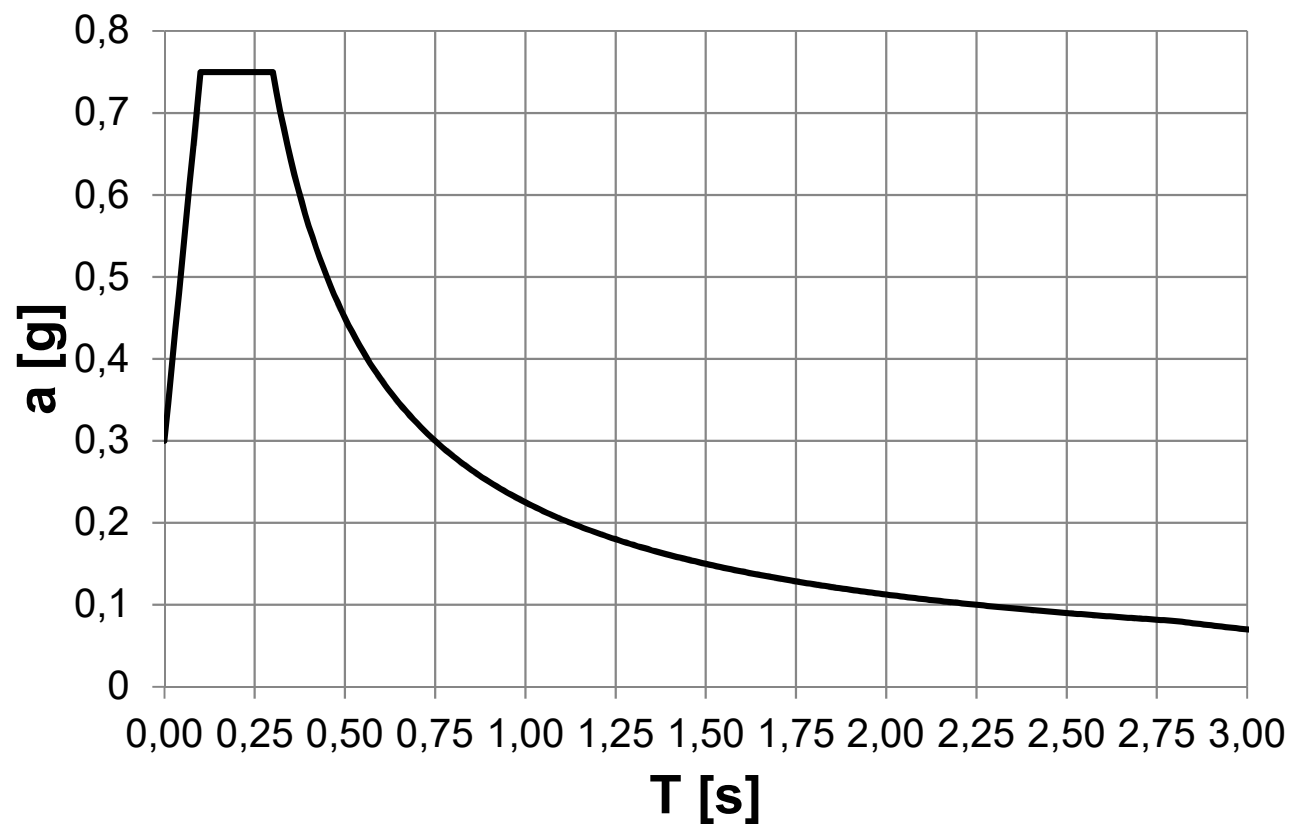
$$a_g = 0.3 \text{ g}$$

$$S = 1.00$$

$$T_B = 0.1 \text{ s}$$

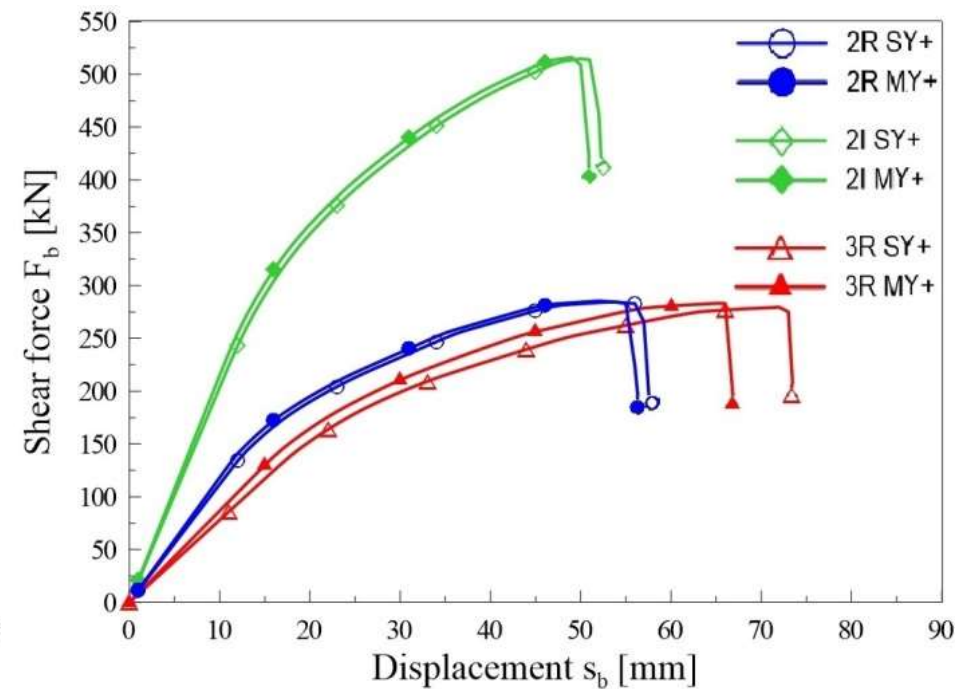
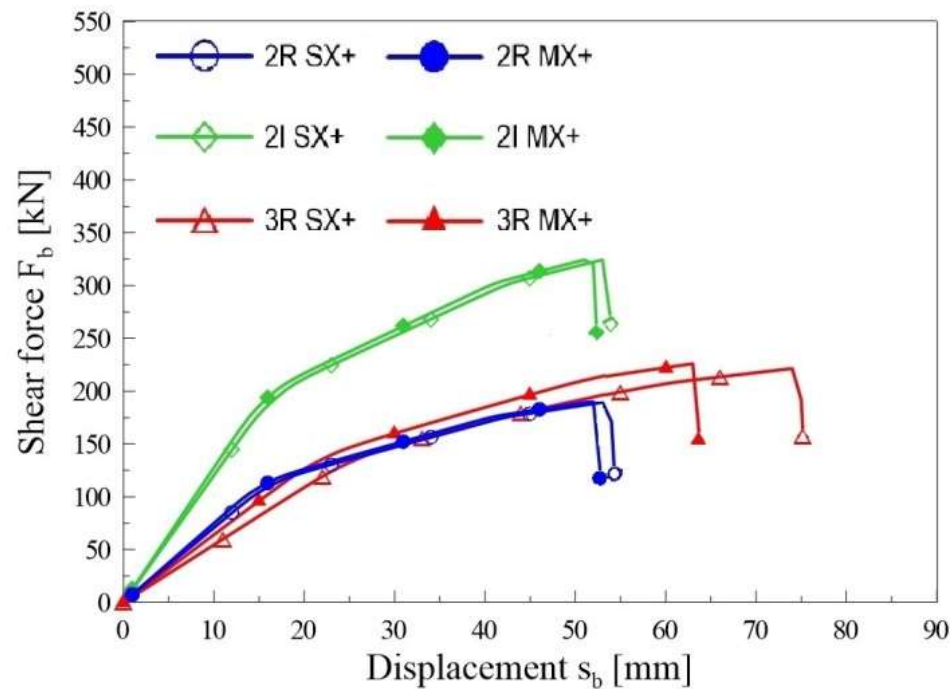
$$T_C = 0.3 \text{ s}$$

$$T_D = 2.8 \text{ s}$$



ANALISI NON LINEARI PER LA VALUTAZIONE DELLE PRESTAZIONI SISMICHE

Curve di capacità: andamento bilineare con incrudimento



ANALISI NON LINEARI PER LA VALUTAZIONE DELLE PRESTAZIONI SISMICHE

Risultati delle analisi:

Two storeys regular building (2R)				
	SX+(-)	MX+(-)	SY+(-)	MY+(-)
F_{max}^* [kN]	154.28	154.64	231.74	232.50
F_y^* [kN]	133.41	133.72	210.32	210.64
s_u^* [mm]	44.05	42.63	46.59	45.36
s_y^* [mm]	19.98	18.94	20.48	19.46
T^* [s]	0.775	0.754	0.625	0.609
μ -	2.21	2.25	2.28	2.33
a_{gmax} [g]	0.305	0.303	0.400	0.400

Three storeys regular building (3R)				
	SX+(-)	MX+(-)	SY+(-)	MY+(-)
F_{max}^* [kN]	169.24	175.82	216.92	220.34
F_y^* [kN]	150.91	153.20	196.63	199.74
s_u^* [mm]	58.41	49.31	57.02	51.70
s_y^* [mm]	28.35	24.87	26.64	24.60
T^* [s]	1.105	1.027	0.938	0.895
μ -	2.06	1.98	2.14	2.10
a_{gmax} [g]	0.284	0.258	0.326	0.310

Two storeys non regular in plan building (2I)				
	SX+	MX+	SY+	MY+
F_{max}^* [kN]	264.60	264.65	419.98	421.12
F_y^* [kN]	228.85	229.47	376.10	376.69
s_u^* [mm]	43.88	42.63	42.56	41.40
s_y^* [mm]	20.03	18.95	19.92	18.97
T^* [s]	0.728	0.707	0.566	0.552
μ -	2.19	2.25	2.14	2.18
a_{gmax} [g]	0.323	0.323	0.403	0.402
	SX-	MX-	SY-	MY-
F_{max}^* [kN]	264.58	264.65	418.93	419.78
F_y^* [kN]	228.80	229.51	375.74	376.04
s_u^* [mm]	43.65	42.62	42.59	41.38
s_y^* [mm]	20.05	18.98	19.86	18.89
T^* [s]	0.729	0.708	0.566	0.552
μ -	2.18	2.26	2.15	2.19
a_{gmax} [g]	0.323	0.321	0.404	0.402

OSSERVAZIONI

- ✓ **La modellazione di strutture in legno a telaio richiede la valutazione delle rigidzze degli elementi componenti tenendo conto delle deformazioni in corrispondenza delle unioni**
- ✓ **La rigidzza delle pareti può essere valutata “per componenti”, quindi in base alla somma dei vari contributi alla deformazione**
- ✓ **E' necessario valutare la deformabilità dei solai nell'analisi della struttura**
- ✓ **Le pareti di controvento e i pannelli di solaio possono essere modellati con elementi diagonali di rigidzza equivalente o con elementi piani e molle sul contorno per simulare le unioni**
- ✓ **Ricavate le forze su ogni elemento si procede alle verifiche di resistenza come nel caso di sollecitazioni da carichi statici.**

OSSERVAZIONI

- ✓ **Un confronto fra tre diverse tipologie di edificio (regolare a 2 piani e 3 piani, irregolare a 2 piani) mostra prestazioni sismiche comparabili.**
- ✓ **In tutti i casi la resistenza in termini di accelerazione al piede è molto vicina a quella di progetto con l'analisi statica equivalente con $q=3$.**