

# Progettazione sismica agli spostamenti di edifici multipiano di legno con sistema costruttivo a pannelli intelaiati (Platform Frame)

## Displacement-based seismic design of multi-storey wood frame buildings

C. Loss<sup>1</sup> ■

### Sommario

Il mercato delle nuove costruzioni ad uso abitativo in Italia, anche in risposta all'instabilità economica che travaglia il paese, sta passando un periodo di preoccupante stagnazione. In contrapposizione a questa tendenza il settore degli edifici di legno registra una crescita inattesa (dalle circa 5.000 abitazioni di legno costruite nel 2010, si stimano circa 7.500 abitazioni nel 2015; Gardino [2011]). Tra le motivazioni che rendono attraente l'impiego del legno ai fini strutturali, vi sono certamente le sempre più pressanti richieste di sostenibilità e biocompatibilità edilizia non solo per gli elementi complementari o di arredo ma anche nella realizzazione dell'involucro strutturale vero e proprio. Il legno, che da sempre ha assolto la funzione indispensabile di materiale strutturale, negli ultimi anni viene percepito come icona simbolo della ecosostenibilità e biocompatibilità. Un caso significativo di impiego del legno strutturale per la realizzazione di edifici residenziali è stato il recente intervento di ricostruzione dopo il terremoto di L'Aquila del 6 aprile 2009. Le attività di ricostruzione hanno trovato proprio nei sistemi costruttivi di legno importanti e tempestive risposte all'esigenza di velocità realizzativa grazie a una spontanea impostazione produttiva caratterizzata da una prefabbricazione industrializzata molto spinta. In questo lavoro si riferisce sulla procedura di progettazione sismica "agli spostamenti" per il dimensionamento di strutture lignee sismo-resistenti ad uso residenziale. La procedura, messa a punto per le costruzioni in acciaio e cemento armato, è stata recentemente estesa per il calcolo di edifici residenziali di legno. Si farà riferimento nel seguito al sistema costruttivo a pannelli intelaiati con tecnologia costruttiva *platform frame*. Come dimostrato in questo lavoro, la procedura può essere applicata in accordo alla Normativa in vigore sul territorio italiano per le costruzioni, D.M. 14 gennaio 2008 (CS.LL.PP., 2008), brevemente richiamata nel seguito NTC2008, unitamente alla Norma europea Eurocodice 8 (CEN, 2004a).

### Abstract

*The market for new wooden residential buildings in Italy, in contrast with the trend of the general building sector, is growing continuously. The reasons why wood is attractive for building include the ever more stringent demands for sustainability and biocompatibility, of which in recent years wood has become a symbol, in addition to its recognized structural use. A significant use of wood in homes has been the recent reconstruction phase after the Aquila earthquake on 6 April 2009. During post-seismic work, the timber system construction was seen to be efficient compared with other structural materials. This is not least due to the highly industrialized prefabrication process that timber allows, significantly reducing building delivery times. This paper deals with the "displacement-based" seismic design process for earthquake-resistant wooden residential structures. This design procedure, first developed for steel and reinforced concrete buildings, has recently been extended to timber. We present the design procedure for the timber frame panel system (platform frame technology). This new procedure complies with the current Italian standard, D.M. 14 Jan 2008, as also with Eurocode 8, and represents a promising design tool for timber structures.*

### 1. Introduzione

In Paesi caratterizzati da elevati livelli di rischio sismico (Canada, Giappone, Nuova Zelanda e Nord America), gli edifici di legno si sono sempre distinti per la loro capacità di salvaguardare la vita umana, anche a fronte di ingenti danneggiamenti strutturali. Le prestazioni delle abitazioni di legno nei confronti dell'azione sismica

sono solitamente garantite da una struttura regolare, leggera, generalmente sviluppata in modo uniforme all'interno dell'edificio, in grado di accettare grandi valori di spostamento prima del collasso. Le strutture lignee ad uso residenziale in genere presentano uno sviluppo in elevazione contenuto che, non di rado, è limitato dalle restrizioni imposte dai regolamenti vigenti

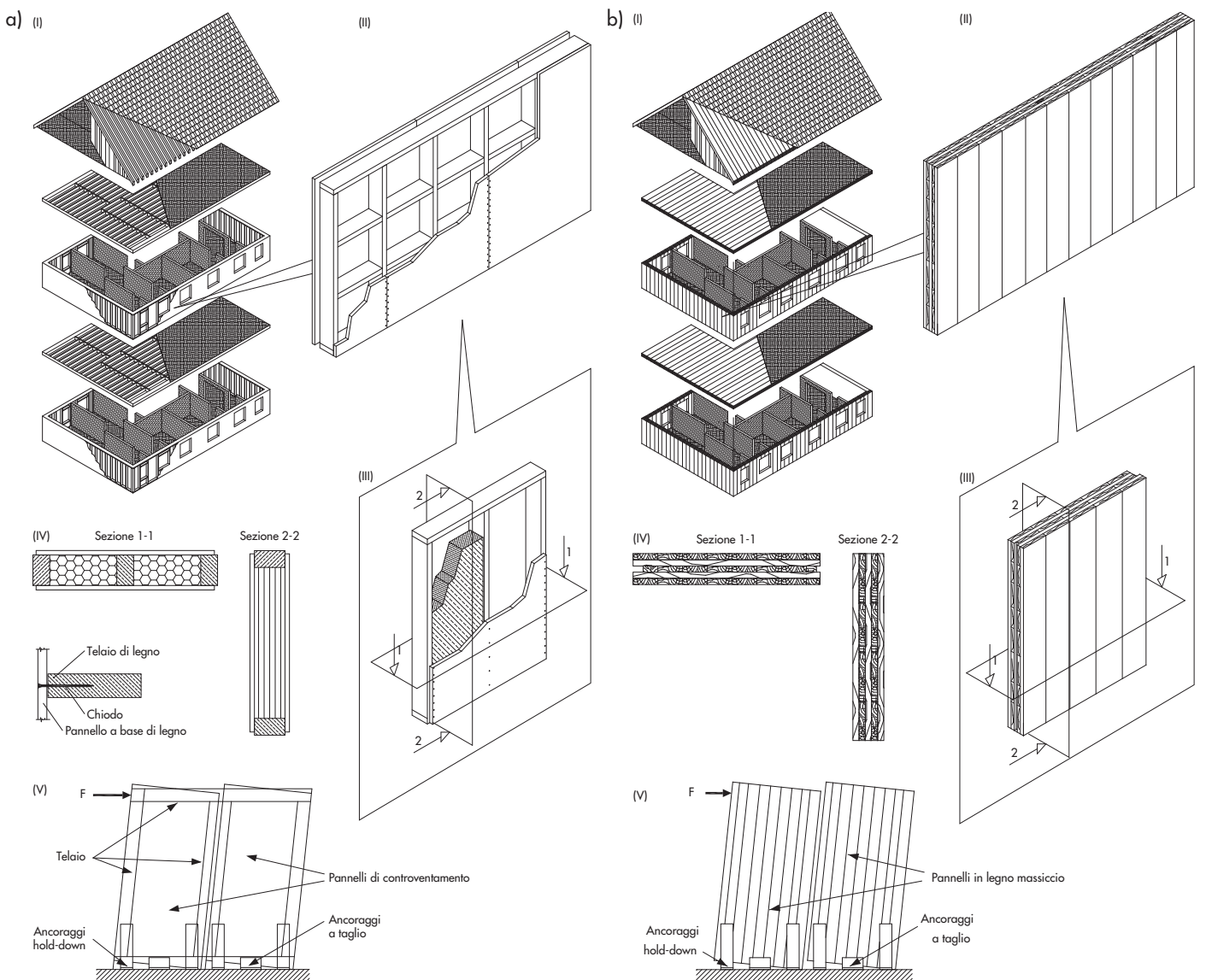
<sup>1</sup> Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale, Università degli Studi di Trento - ✉ cristiano.loss@ing.unin.it  
<http://www.ing.unin.it/~loss/>

in materia di resistenza al fuoco.

Molte delle tecniche costruttive adottate per costruire edifici sismo-resistenti lignei si sono largamente diffuse in tutto il mondo. Alcuni sistemi costruttivi hanno subito il normale processo di evoluzione passando dall'utilizzo di tecniche di assemblaggio tradizionali (giunti di carpenteria) a quelle moderne (connessioni meccaniche, incollaggi, ecc.) e dall'utilizzo di elementi in legno massiccio agli elementi di legno ingegnerizzato. In Europa, i sistemi costruttivi più diffusi per la realizzazione di abitazioni o palazzine di legno a più piani sono rappresentati dal sistema a *pannelli intelaiati* (Figura 1a) e il sistema a *pannelli di legno massiccio incollati composti da tavole incrociate* (Figura 1b). La struttura a *pannelli intelaiati* in legno è conosciuta anche come *woodframe system* o *light-frame timber system*, mentre il sistema a *pannelli di legno massiccio* è conosciuto anche come *XLAM system*. Il sistema costruttivo a *pannelli intelaiati* è da molti riconosciuto come il più diffuso al mondo nella realiz-

zazione di edifici e anche il più utilizzato in Italia. In Europa il sistema costruttivo a *pannelli intelaiati* di legno utilizza la stessa tecnica costruttiva americana, apportando modifiche dimensionali alla configurazione geometrica, dettate dalle diverse dimensioni commerciali degli elementi costruttivi. La tecnica costruttiva per la realizzazione di edifici a *pannelli intelaiati* è nota anche come tecnologia *platform frame*. Durante le fasi di costruzione, essa prevede che ogni piano offra una superficie di lavoro per i livelli successivi, agevolando notevolmente il processo di assemblaggio degli elementi costruttivi. Il sistema costruttivo a *pannelli intelaiati*, così come il sistema XLAM, hanno subito l'inevitabile processo di prefabbricazione, aumentando così il livello di competitività all'interno del mercato edile residenziale. Le pareti diventano così preassemblate in officina accostando una serie di pannelli e includendo porte, finestre e altri materiali termoacustici isolanti, riducendo le lavorazioni richieste in opera.

Figura 1  
 (a) Sistema costruttivo a pannelli intelaiati (platform frame);  
 (b) Sistema costruttivo a pannelli massicci incollati composti da tavole incrociate (XLAM);  
 (I) Esploso della struttura;  
 (II) Configurazione delle pareti; (III) Parete di taglio;  
 (IV) Sezione verticale e orizzontale della parete e collegamenti meccanici;  
 (V) Collegamenti meccanici per impedire il sollevamento e lo scorrimento degli elementi parete di taglio.





tivo di mitigare l'effetto dei terremoti sugli edifici lignei ad uso residenziale, in particolare nelle regioni con sismicità da moderata a elevata.

La procedura DBD con cui si arriva al dimensionamento sismico dell'edificio può essere sintetizzata in otto punti fondamentali, riassunti schematicamente nel diagramma di flusso di Figura 2.

Nel progetto sismico dell'edificio, il parametro che guida il dimensionamento della struttura si identifica nell'*inter-storey drift*. L'*inter-storey drift* è definito dal rapporto tra lo spostamento orizzontale relativo e l'altezza di interpiano. Nel progetto della struttura è richiesto il controllo dell'*inter-storey drift* ai vari piani in funzione del livello di intensità sismica.

La forte novità del metodo DBD proposto da Pang e Rosowsky (2010) è rappresentata dall'introduzione dello spettro di progetto espresso in termini di *inter-storey drift*, definito per ciascun piano della struttura. Gli spettri di progetto di *inter-storey drift* sono modulati in funzione dei parametri di risposta dinamica dell'edificio, calcolati attraverso l'analisi modale in funzione delle caratteristiche meccanico-geometriche della struttura. Il periodo associato allo spostamento di progetto, che la struttura deve garantire per un assegnato livello di performance, si ricava per regressione dallo spettro di progetto di *inter-storey drift* associato al livello  $j$ -esimo più sollecitato. Dal periodo di progetto della struttura si risale alla rigidezza minima, richiesta su ciascun piano, che assicura quello stato di deformazione assunto nel progetto. Il

metodo consente di cogliere in modo sufficientemente raffinato la domanda di spostamento ai vari piani. La forma deformata della struttura, dalla quale si calcolano le grandezze equivalenti nel metodo diretto di Priestley et al. (2007), è qui inglobata nelle forme modali, utilizzate per generare gli spettri di progetto dei piani. Il metodo DBD esposto consente di cogliere verosimilmente l'effetto delle irregolarità in elevazione dell'edificio.

Il metodo DBD di Pang e Rosowsky (2010) si distingue da quello classico di Priestley et al. (2007) anche per l'approccio di linearizzazione della struttura reale (a comportamento non-lineare). L'utilizzo delle rigidezze equivalenti in sostituzione di quelle effettive permette di evitare l'uso dello smorzamento viscoso equivalente ( $\xi_{eq}$ ), normalmente richiesto nell'approccio di Priestley. Il valore di  $\xi_{eq}$ , valutato per un assegnato livello di spostamento, incide sensibilmente sul calcolo finale del taglio di base ( $V_b$ ). Un'espressione analitica generale per la stima di  $\xi_{eq}$  si trova in Loss (2011) ed è stata validata numericamente in condizioni di Stato Limite Ultimo (SLU). Lo stato dell'arte propone espressioni di  $\xi_{eq}$  semplificate e, normalmente, specifiche per alcune tipologie costruttive. L'uso è quindi consentito nei limiti per cui le espressioni sono state validate, ovvero sono ritenute utili generalmente ai fini di un rapido predimensionamento della struttura. Il metodo DBD esposto nelle prossime pagine permette di ovviare dalle incertezze connesse ai modelli di calcolo dello smorzamento.

## 2. Progettazione sismica di un edificio di legno con sistema costruttivo a pannelli intelaiati (*platform frame*)

Nelle pagine che seguono si esemplifica il calcolo di un edificio ad uso residenziale di tre piani con sistema costruttivo a *pannelli intelaiati* di legno e tecnologia costruttiva *platform frame*. La procedura di progettazione dell'edificio è presentata considerando la sola direzione principale (X), e si può applicare in maniera del tutto analoga anche nell'altra direzione (Y).

### 2.1 Edificio oggetto di studio

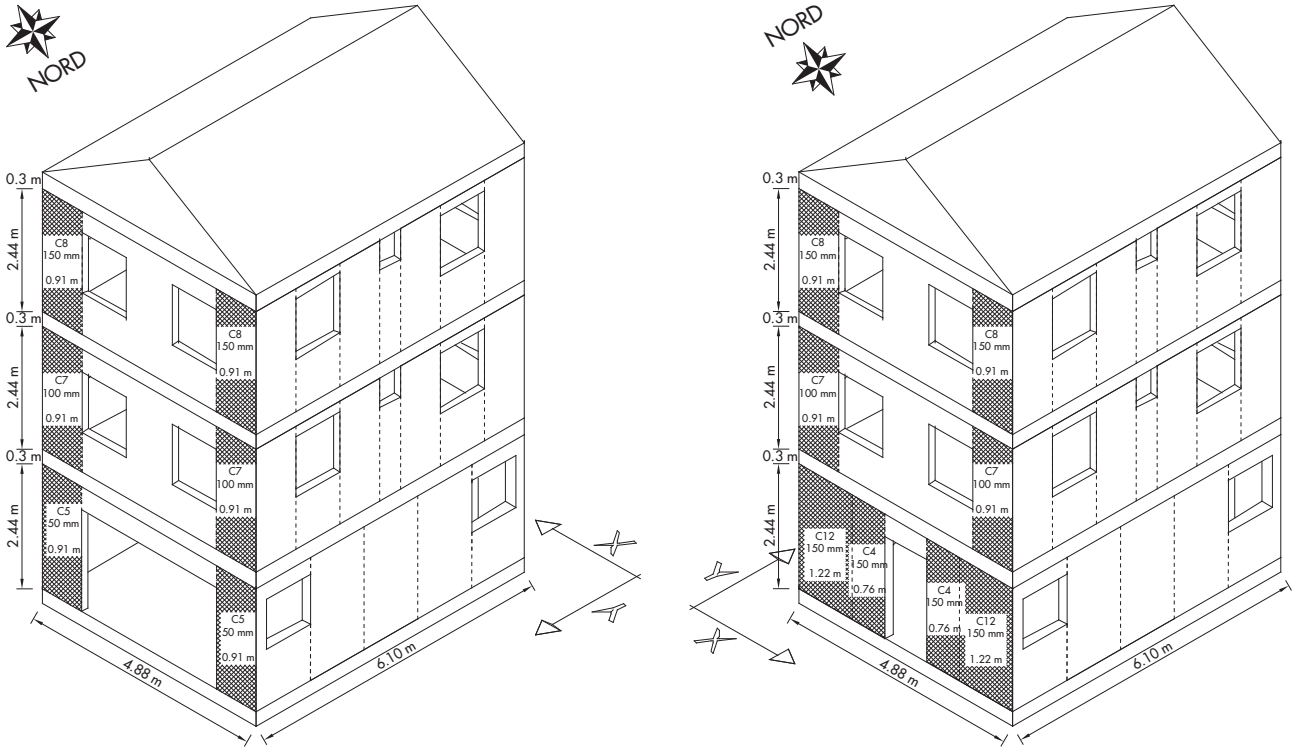
La pianta dell'edificio ha dimensioni pari a 4.9 x 6.1 m e un'altezza totale di interpiano pari a 2.74 m. In Figura 3 sono riportate le due viste tridimensionali dell'edificio, complete di geometria e definizione plano-altimetrica delle pareti e delle aperture. La configurazione geometrica dell'edificio è molto simile a quella che è stata oggetto di studio nel progetto CUREE-Caltech Woodframe Project (Fischer et al., 2001). Il sistema costruttivo a pannelli intelaiati *platform frame* possiede gli

standard geometrici degli elementi costruttivi tipici del mercato ligneo americano. Il motivo di questa scelta sarà chiarito in seguito, nella parte che riguarderà la risposta degli elementi costruttivi "pareti di taglio" (*shear walls*).

I pesi sismici dell'edificio si valutano con la combinazione quasi permanente di tutti i carichi gravitazionali che agiscono sull'edificio, così come definito al § 3.2.4 delle NTC2008. Per i primi due piani risulta un peso pari a 62 kN mentre per il terzo di 48 kN. L'edificio è concepito per essere realizzato nel comune di Gemona (Lat. 46.2767°, Long. 13.1259°), zona caratterizzata da un alto valore di pericolosità sismica così come ci viene tristemente ricordato dal terremoto del 6 maggio 1976. L'accelerazione al suolo di progetto ( $a_g$ ) e gli altri parametri di pericolosità sismica ( $F_0$ ,  $T^*c$ ) sono stati stimati utilizzando la mappa di rischio sismico fornita dall'Istituto Nazionale Italiano di Geofisica e Vulcanologia (INGV<sup>3</sup>).

La struttura è progettata nel rispetto dello Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita (SLV) e



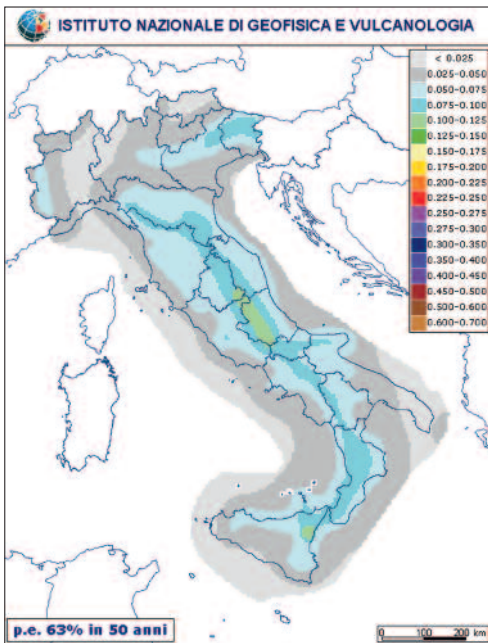


dello Stato Limite di Danno (SLD), assumendo una vita nominale ( $V_N$ ) dell'edificio di 50 anni e una classe d'uso II ( $C_U=1$ ). La probabilità di superamento nel periodo di riferimento ( $P_{VR}$ ) con cui si valuta l'azione sismica orizzontale è pari al 10% in 50 anni per lo SLV e del 63% in 50 anni per lo SLD.

In condizioni medie di sottosuolo si può assumere un profilo stratigrafico del terreno di tipo B, in accordo al § 3.2.2 delle NTC2008 (CS.LL.PP, 2008). In Figura 4 sono riportate le mappe di pericolosità sismica del nostro territorio nazionale in funzione dello Stato Limite (SL), ovvero per un diverso periodo di ritorno dell'azione sismica.

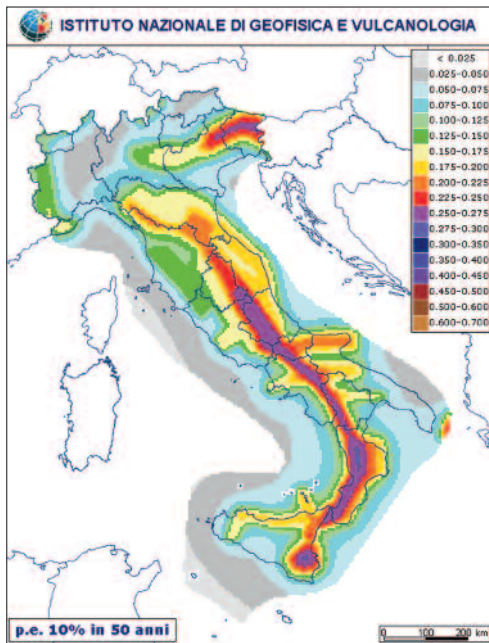
Figura 3  
Viste tridimensionali dell'edificio oggetto di studio.

Figura 4  
Mappe di pericolosità sismica della penisola italiana e posizione geografica dell'edificio da costruire.



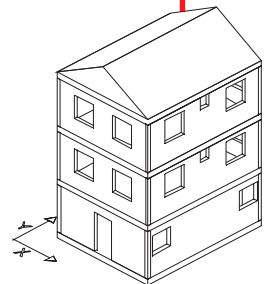
Mappa di pericolosità sismica corrispondente a un periodo di ritorno di 72 anni (63% in 50 anni)

Localizzazione: Lat. 46.2767°, Long. 13.1259°  
Peak Ground Acceleration (PGA): 0.90 m/s<sup>2</sup> (0.092  $a_g/g$ )



Mappa di pericolosità sismica corrispondente a un periodo di ritorno di 475 anni (10% in 50 anni)

Localizzazione: Lat. 46.2767°, Long. 13.1259°  
Peak Ground Acceleration (PGA): 2.54 m/s<sup>2</sup> (0.259  $a_g/g$ )



Ubicazione geografica del nuovo edificio da progettare ([www.google.maps.com](http://www.google.maps.com)).

La struttura portante dell'edificio è sufficientemente uniforme e omogenea, e rispetta dei criteri morfologici che la rendono regolare sia in pianta che in elevazione. La risposta dinamica tridimensionale può essere decomposta studiando separatamente l'edificio nelle due direzioni principali (X e Y).

2.1.1 Definizione dei livelli di performance e azione sismica

Le moderne procedure di progettazione sismica riconoscono il danneggiamento controllato degli elementi costruttivi quale strumento per ottenere un dimensionamento razionale delle costruzioni. L'obiettivo è di garantire la sicurezza delle costruzioni e bilanciare l'onere economico richiesto per la loro realizzazione e l'eventuale riparazione. Si parla in generale di livelli prestazionali, livelli di azione sismica, classi di servizio e vita nominale della struttura, concetti che s'inseriscono all'interno della filosofia del Performance-Based Seismic Design (PBSD). Anche la Normativa italiana per le costruzioni NTC2008 e quella Europea (EN 1998; CEN, 2004a) seguono questa impostazione.

Nella parte della Normativa italiana che tratta il dimensionamento sismico delle strutture lignee non sono esplicitamente definiti dei livelli di performance espressi nello spostamento. Fa eccezione il solo Stato Limite di Danno (SLD) in cui è fissato il limite di *drift* ( $d_r/h$ ) dello 0.5% (§ 7.3.7.2 NTC2008), per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con

la deformabilità della stessa. In questo modo la Norma vuole contenere i danni agli elementi non strutturali, onde evitare che la costruzione risultati inagibile. Per quanto non direttamente specificato nelle NTC2008, si farà riferimento alla normativa statunitense FEMA 356 (FEMA, 2000), in particolare per lo Stato Limite di Salvaguarda della Vita (SLV). La verifica della struttura per lo Stato Limite di Operatività (SLO) e per lo Stato Limite di prevenzione al Collasso (SLC) non sono esplicitamente richieste, poiché la struttura non rientra nella classe degli edifici destinati a un uso strategico e rilevante.

L'azione sismica sulla costruzione è definita a livello normativo da una forma spettrale normalizzata, modulata con parametri che dipendono dal periodo di ritorno ( $T_R$ ). L'azione sismica di base è fornita in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido a superficie topografica orizzontale, in funzione dell'ubicazione geografica (latitudine e longitudine) della costruzione. L'azione sismica di progetto è successivamente calcolata in funzione della situazione locale geografica e topografica. Il procedimento di calcolo dell'azione sismica è contenuto al § 3.2.3 delle NTC2008 a cui si rimanda.

In Figura 5a è riportato lo spettro di risposta elastico orizzontale in termini di accelerazione e di spostamento per i due Stati Limite considerati, SLD e SLV rispettivamente. La tabella di Figura 5b riassume invece i parametri che interessano per la valutazione della pericolosità sismica di una data zona, per i due diversi livelli di prestazione.

Figura 5  
(a) Spettri di risposta elastici per lo Stato Limite di Danno (SLD) e per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) definiti dalla Normativa italiana (NTC2008);  
(b) Livelli di performance (Stati Limite, SL) e principali parametri di pericolosità sismica.

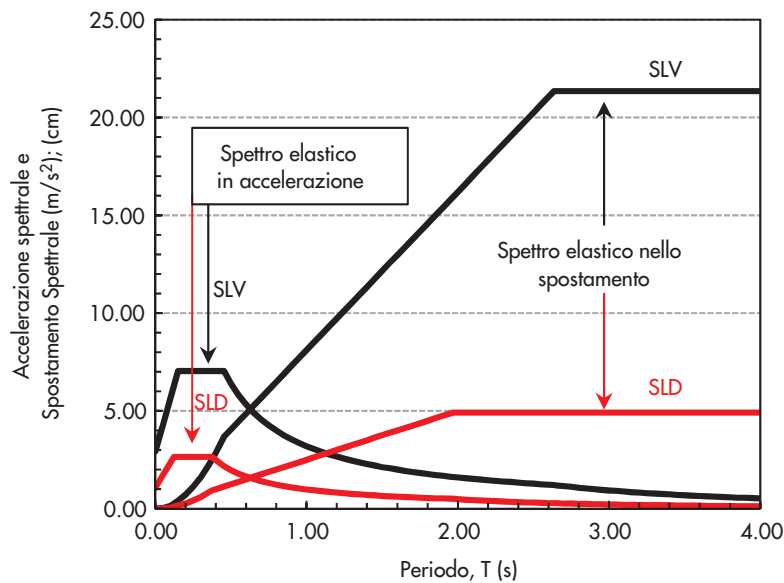


Tabella 1

Stato Limite	Rischio Sismico	Limiti di Drift	Periodo di Ritorno	PGA ( $a_g$ )
SLD	50%/50 Anni	0.05%	72 Anni	0.90 m/s <sup>2</sup>
SLV	10%/50 Anni	2.00%	475 anni	2.54 m/s <sup>2</sup>

2.1.2 Comportamento strutturale, sistema costruttivo e risposta non-lineare dell'elemento parete di taglio

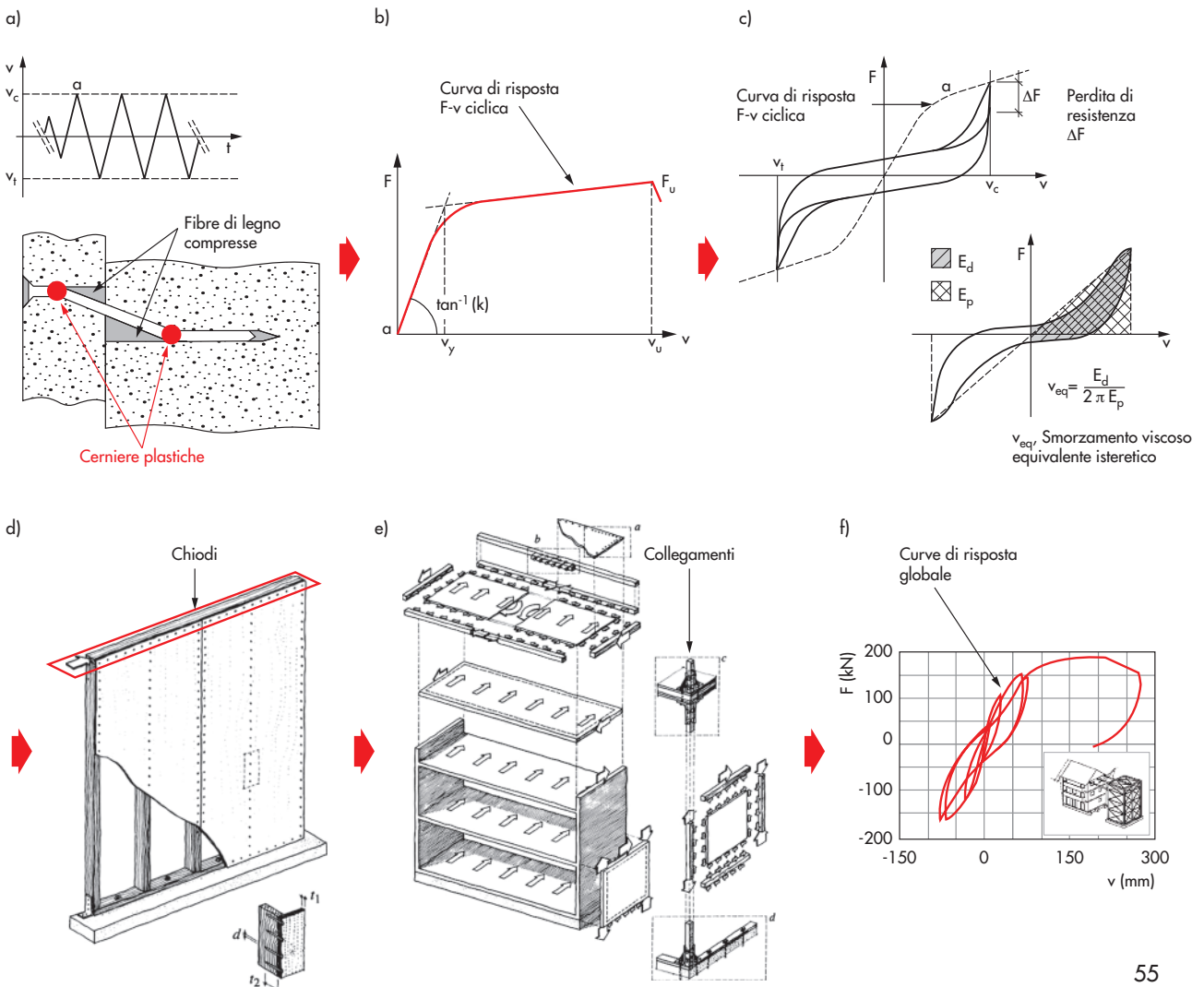
Le costruzioni a pannelli intelaiati di legno tipo *platform frame* sono realizzate assemblando meccanicamente una serie di elementi parete (*shear walls*) ai diaframmi orizzontali di piano, in modo da assicurare la resistenza alle forze orizzontali. La risposta prestazionale sismica degli edifici *platform frame* è ricondotta al comportamento dei singoli elementi costruttivi *shear walls*. Questi ultimi sono generalmente posizionati all'interno dell'edificio seguendo il layout architettonico delle pareti.

L'approccio di calcolo tradizionale (Eurocodice 8; NTC2008) si limita a controllare la capacità della parete in termini di forza o spostamento, in funzione dello stato limite di riferimento e indipendentemente da quale sia la curva di capacità forza-spostamento ( $F-\Delta$ ). In fase di progetto, inoltre, il solaio è considerato infinitamente rigido ed è accettato il principio di calcolo noto come *segmented shear wall design approach*, in cui nel calcolo sono considerati solo gli elementi

costruttivi pannello-parete interi, mentre i pannelli parete con aperture sopra e/o sotto sono trascurati a favore di sicurezza.

La procedura di progettazione agli spostamenti pubblicata da Pang e Rosowsky (2010) richiede esplicitamente la conoscenza delle curve forza-spostamento ( $F-\Delta$ ) dei singoli elementi costruttivi parete. La caratterizzazione della risposta forza-spostamento ( $F-\Delta$ ) di ogni elemento *shear wall* è difficile da eseguire poiché il comportamento è marcatamente non-lineare e i cicli d'isteresi sono affetti da degrado e *pinching*. Sulla previsione della curva  $F-\Delta$  incide anche l'incertezza legata alle proprietà dei materiali e all'effettiva distribuzione geometrica degli elementi costruttivi. Quest'ultima è spesso riconducibile all'incompleta conoscenza sull'assemblato del sistema costruttivo o dalla carente qualità d'esecuzione. L'incertezza sull'elemento parete si riflette direttamente sulla risposta anelastica di tutto l'edificio. Sperimentalmente è stato dimostrato che la risposta non-lineare delle pareti di taglio (*shear walls*) è funzione principalmente del comportamento locale del singolo elemento

Figura 6  
 a) Modo di rottura duttile dei chiodi con rifollamento del legno, formazione di cavità nella zona circostante il chiodo e formazione delle cerniere plastiche nel connettore;  
 b) Risposta monotona forza-scorrimento ( $F-u$ ) del singolo collegamento chiodato;  
 c) Risposta ciclica della connessione chiodata (differenza tra primo e successivi cicli di carico);  
 d) Tipica configurazione geometrica della parete;  
 e) Sistema strutturale resistente con collegamenti atti a trasferire tutte le forze a terra;  
 f) Risposta dinamica globale dell'edificio a seguito di test in scala reale (Figure modificate da Ceccotti, 1995).



di collegamento tra il pannello e il telaio, espresso in termini di legge carico-scorrimento ( $F-\delta$ ). La Figura 6, tratta dal *Manuale del legno strutturale* (Ceccotti, 1995), richiama il ruolo dei collegamenti pannello-telaio sul comportamento dinamico complessivo dell'edificio.

L'implementazione della curva  $F-\Delta$  si basa prevalentemente sui risultati della sperimentazione e avviene per semplice calibrazione numerica successiva del modello CHASEW-Cyclic Analysis of wood SHEar Walls (quale perfezionamento del modello di Foschi [1977]), sulla base dei dati di prova registrati. Questa procedura è stata automatizzata e implementata in un software di calcolo dagli autori Folz e Filiatrault (2001a,b) e permette di alleggerire considerevolmente l'onere di calcolo richiesto nella fase progettuale.

L'elemento parete di taglio, *shear wall*, realizzato da un telaio di legno e da pannelli di rivestimento, disposti mediante chiodatura su uno o ambo i lati, è l'elemento fondamentale con cui le forze orizzontali di ogni piano sono trasferite a terra. Nell'approccio di calcolo qui presentato è indispensabile definire la rigidità equivalente

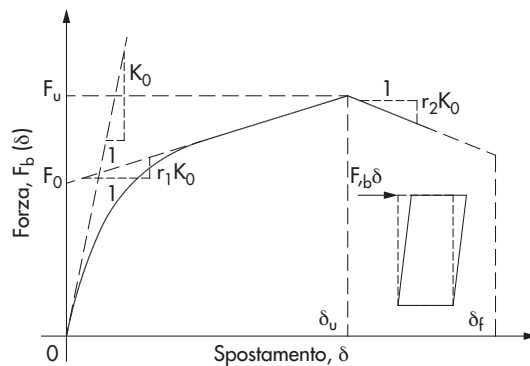
dell'elemento parete ( $k_{eq}$ ) in funzione del livello di *drift* di progetto. Il calcolo della rigidità equivalente è immediato nota la curva forza-spostamento ( $F-\Delta$ ) della parete di taglio, quest'ultima funzione della configurazione geometrica, del materiale e dei collegamenti impiegati. In Figura 7a è riportata la tipica forma della curva ( $F-\Delta$ ), mentre in Figura 7b è illustrato il principio di linearizzazione.

Il modello lineare equivalente della parete, rappresentato da una rigidità  $k_{eq}$ , è utilizzato per riprodurre l'energia immagazzinata in campo non-lineare da un elemento parete ligneo per un dato livello di spostamento. Con riferimento alla Figura 7b, la rigidità equivalente non coincide con quella reale ma risulta mediata in funzione dell'energia immagazzinata e sottesa dalla curva  $F-\Delta$ .

In quest'esempio si utilizzano pareti composte da elementi che seguono gli standard di produzione americani, di cui sono disponibili i dati sperimentali e le relative curve di capacità  $F-\Delta$ . L'insieme delle configurazioni di parete è riassunto in Tabella 1. Le pareti sono prodotte con

Figura 7  
(a) Modello numerico della curva di risposta monotona  $F-\Delta$  (CHASEW model);  
(b) Principio di linearizzazione della parete di taglio (shear wall) e calcolo della rigidità equivalente  $k_{eq}$  (Figure modificate - Pang e Rosowsky [2010]).

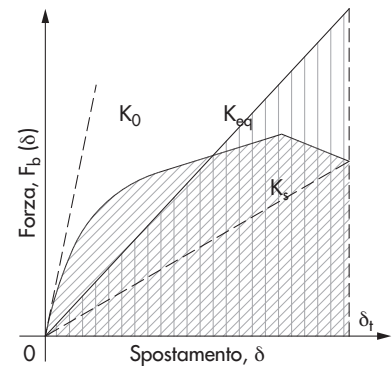
a) Curva monotona  $F-\Delta$  degli elementi parete di taglio (shear walls)



$F_b(\delta)$ , Forza di richiamo  
 $\delta$ , Spostamento

Equazione analitica

b) Modello di calcolo della rigidità equivalente (linearizzazione del sistema anelastico)



Il principio di valutazione della rigidità equivalente,  $k_{eq}$ , prevede che l'energia sottesa dal sistema lineare sia uguale a quella contenuta all'interno della curva di risposta non-lineare monotona

Definizione della rigidità equivalente  $k_{eq}$

Parametri della curva  $F-$  da calibrare numericamente con prove sperimentali

- $K_0$ , Rigidità tangente iniziale
- $F_0$ , Forza di snervamento iniziale
- $r_1$ , Parametro di calibratura del ramo crescente
- $r_2$ , Parametro di calibratura del ramo decrescente
- $F_u$ , Capacità portante della parete (Forza massima)
- $\delta_u$ , Spostamento massimo

In cui:

- $E_{NL}$ , Energia immagazzinata nella parete per lo spostamento obiettivo
- $\delta_t$ , Spostamento obiettivo
- $F_b$ , Forza in sommità alla parete
- $K_{eq}$ , Rigidità equivalente



dei telai di legno massiccio, controventati su ambo le facce da pannelli OSB (spessore 11 mm), di altezza pari a 2.44 m e larghezza variabile tra 0.76 m e 1.22 m. I pannelli OSB sono chiodati al telaio, quest'ultimo realizzato con elementi in legno massiccio di sezione 50 x 100 mm e interasse pari a 400 mm. I chiodi utilizzati sono a gambo liscio cilindrico e presentano un diametro pari a 3.3 mm, una lunghezza di 63.5 mm e interasse di posa in opera variabile in funzione della prestazione richiesta. Presso il "Laboratorio prove Strutture e Materiali" dell'Università degli Studi di Trento, facoltà di Ingegneria, è in corso lo studio della risposta prestazionale delle pareti costruite con materiali e

geometrie tipiche degli standard europei. Si tratta di pannelli parete realizzati con elementi in legno massiccio KVH (sezioni di 160 x 60 mm e 160 x 100 mm) e pannelli di rivestimento OSB (spessore di 15 mm), chiodati su ambo le facce con elementi di collegamento ad aderenza migliorata (chiodi  $d \times L = 4 \times 60$  mm). I primi risultati dei test, eseguiti con protocollo monotono (EN 26891; CEN, 1991) e ciclico (EN 12512; CEN, 2001), saranno presentati nel 2012 in occasione del Convegno WCTE 2012, World Conference on Timber Engineering, che si terrà a Auckland, NZ. La procedura potrà quindi beneficiare di nuove curve di capacità forza-spostamento (F-Δ), definite su altre configurazioni caratteristiche.

Tabella 2 - Parametri della curva forza-spostamento (F-Δ) al variare della configurazione geometrica delle pareti di taglio (shear walls) e rigidezze equivalenti per assegnati livelli di drift (espressi in percentuale)

Pareti di taglio composte da elementi di legno massiccio (50x100 mm), con interasse 400 mm, pannelli in OSB (sp. 11 mm) e chiodi in acciaio a gambo liscio (3.3x63.5 mm)				Parametri della curva monotona F-utilizzati nel modello numerico CHASEW						Rigidezza equivalente, $k_{eq}$ (kN/mm) associata ad un determinato livello di Drift (% dell'altezza di parete)					
Pannello	Larghezza pannello	Interasse chiodi est/int	Pannello ID	k0	r1	r2	du	F0	Fu	0.50%	1%	1.50%	2%	2.50%	3%
	(m)	(mm)	(-)	(kN/mm)	(-)	(-)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN/mm)	(kN/mm)	(kN/mm)	(kN/mm)	(kN/mm)	(kN/mm)
OSB	0.76	50/300	c1	1.34	0.04	-0.083	104	18.9	24.5	1.05	0.85	0.71	0.6	0.53	0.47
	0.76	75/300	c2	1.12	0.038	-0.07	100	13	17.3	0.83	0.65	0.53	0.45	0.39	0.34
	0.76	100/300	c3	0.95	0.037	-0.062	97	9.9	13.3	0.69	0.53	0.42	0.35	0.3	0.27
	0.76	150/300	c4	0.73	0.035	-0.055	94	6.7	9.1	0.51	0.38	0.3	0.25	0.21	0.19
	0.91	50/300	c5	1.73	0.042	-0.096	91	24.6	31.2	1.36	1.1	0.92	0.79	0.69	0.61
	0.91	75/300	c6	1.43	0.042	-0.075	85	16.1	21.2	1.06	0.83	0.67	0.57	0.49	0.43
	0.91	100/300	c7	1.21	0.041	-0.066	83	12.1	16.2	0.87	0.66	0.53	0.44	0.38	0.33
	0.91	150/300	c8	0.94	0.039	-0.055	80	8.2	11.1	0.64	0.48	0.38	0.31	0.27	0.23
	1.22	50/300	c9	2.51	0.037	-0.126	74	37.1	43.7	1.98	1.61	1.35	1.16	1.01	0.9
	1.22	75/300	c10	2.18	0.042	-0.099	70	24.8	31.2	1.62	1.26	1.03	0.87	0.75	0.66
	1.22	100/300	c11	1.91	0.043	-0.083	67	18.7	24.1	1.36	1.03	0.83	0.69	0.59	0.52
	1.22	150/300	c12	1.55	0.042	-0.07	64	12.9	17.1	1.04	0.77	0.61	0.5	0.43	0.37

### 2.2 Stima della massa relativa, del rapporto di rigidezza e analisi modale normalizzata

La procedura di progettazione agli spostamenti qui esposta (DBD) si basa sulla linearizzazione del sistema a più gradi di libertà (MDOF) in uno equivalente. Alle rigidezze reali sono sostituite quelle elastiche lineari calcolate in funzione del livello di spostamento conseguito. L'analisi modale normalizzata" utilizza masse e rigidezze normalizzate in sostituzione delle tradizionali masse e rigidezze per il calcolo dei modi propri di vibrare (frequenze e forme modali). Il calcolo delle masse normalizzate (rapporto tra le masse e quella del primo piano) è semplice e immediato noti i pesi sismici. Il calcolo delle rigidezze normalizzate (rapporto tra le rigidezze e quella del primo piano) è invece una procedura iterativa, che prevede un aggiustamento succes-

sivo in funzione della configurazione di progetto scelta per la parete. Le rigidezze normalizzate iniziali possono essere calcolate facilmente ipotizzando una rigidezza proporzionale alle lunghezze delle pareti.

Noti i modi propri di vibrare, la procedura prevede il calcolo del fattore di partecipazione modale (Equazione 1) e il calcolo del fattore di *inter-storey drift* definito mediante l'Equazione 2.

$$(1)$$

$$(2)$$

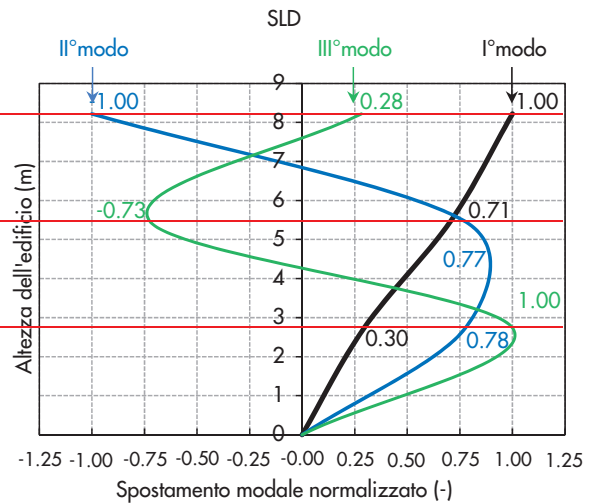
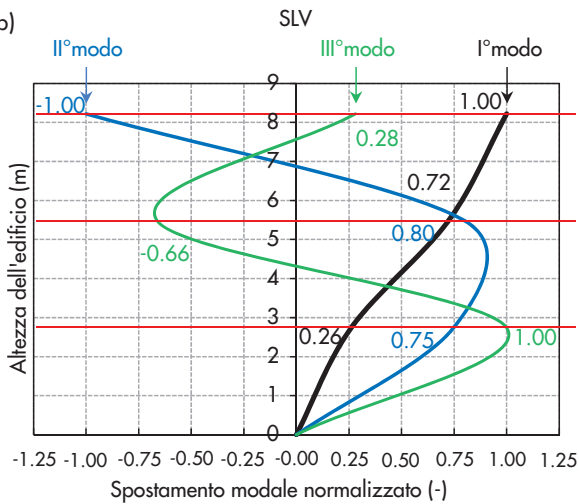
a)

**Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)**

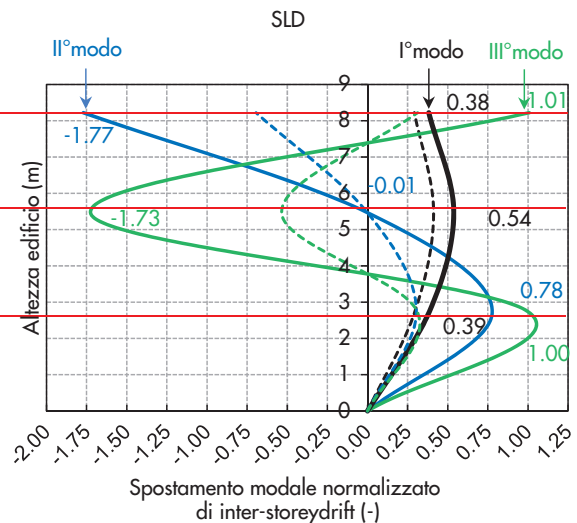
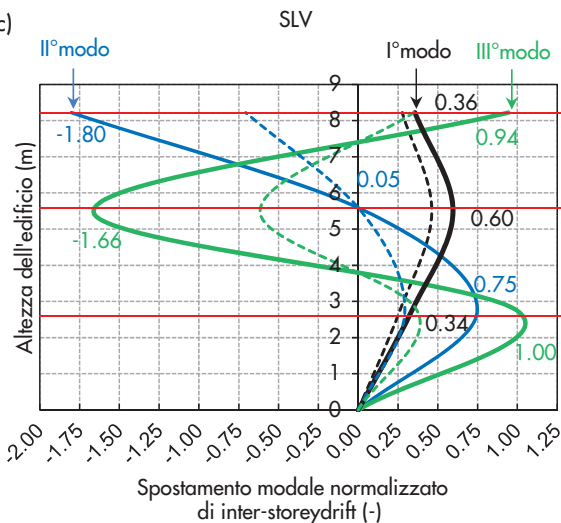
**Stato Limite di Danno (SLD)**

	1.00	1.00	0.26	0.75	1.00		1.00	1.00	0.30	0.78	1.00
$\beta_m =$	1.00	$\beta_k =$ 0.48	$\phi =$ 0.72	0.80	-0.66	$\beta_m =$ 1.00	$\beta_k =$ 0.60	$\phi =$ 0.71	0.77	-0.73	
	0.77	0.42	1.00	-1.00	0.28	0.77	0.44	1.00	-1.00	0.28	
	0.39	81.6%	0.34	0.29	0.37	0.41	83.6%	0.39	0.30	0.31	
$\alpha =$	0.98	$M^* =$ 10.9%	$\gamma =$ 0.60	-0.02	-0.62	$\alpha =$ 1.00	$M^* =$ 10.9%	$\gamma =$ 0.54	0.00	-0.53	
	1.34	7.4%	0.36	-0.71	0.35	1.43	5.5%	0.38	-0.69	0.31	

b)



c)



\*In tratteggio sono rappresentati gli spostamenti modali normalizzati di inter-storey drift amplificati con  $\Gamma_n$ .

Figura 8

(a) Principali risultati dell'analisi dinamica modale normalizzata per lo Stato Limite di Danno e per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita; (b) Forme modali normalizzate dell'edificio per lo SLV e lo SLD; (c) Forme modali normalizzate di inter-storey drift dell'edificio per lo SLV e lo SLD.

Nelle Equazioni 1 e 2  $\beta_{mj}$  è il j-esimo rapporto di massa riferito alla massa del primo piano,  $\phi_{jn}$  è la j-esima componente modale normalizzata riferita all'n-esimo modo di vibrare,  $N_{floor}$  è il numero di piani dell'edificio (qui pari a 3) e  $\Gamma_n$  è l'n-esimo fattore di partecipazione modale. La Figura 8a riporta solo alcuni risultati numerici ottenuti a valle dell'analisi dinamica modale riferita allo SLV e allo SLD, mentre in Figura 8b e 8c sono rappresentate graficamente le diverse forme modali normalizzate. L'analisi modale non risente del livello di azione

sismica, tuttavia è influenzata dai rapporti di rigidità, che evidentemente sono funzione dello spostamento imposto e quindi dello Stato Limite considerato. Per maggiori informazioni sull'analisi modale normalizzata si rimanda alla pubblicazione di Pang e Rosowsky (2010). Noti il fattore di *inter-storey drift*  $\gamma_{jn}$  e le frequenze dei modi di vibrare  $\alpha_n$  (= radici degli autovalori) è quindi possibile generare lo spettro di progetto di *inter-storey drift* direttamente dallo spettro di risposta in accelerazione, quest'ultimo definito nel § 3.2.3 delle NTC2008.

### 2.3 Definizione dello spettro di progetto di inter-storey drift

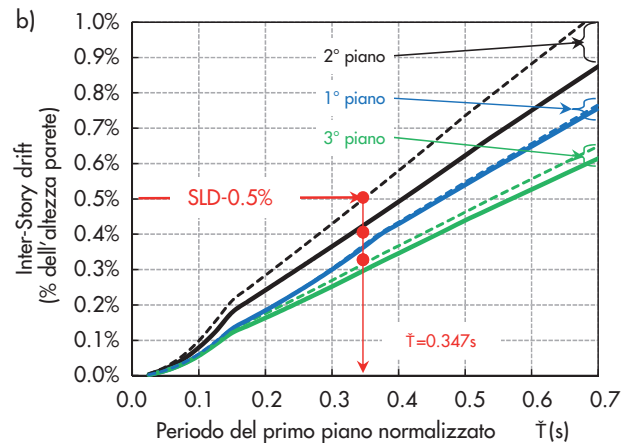
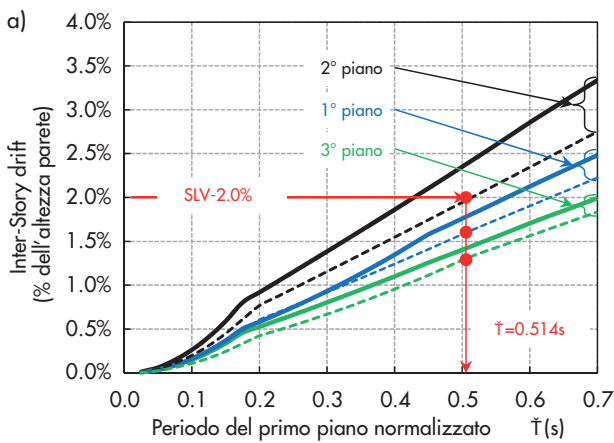
Il processo di generazione dello spettro di progetto di *inter-storey drift* mediante l'uso dei fattori  $\alpha_n$  e  $\gamma_{jn}$ , proposto da Pang e Rosowsky (2010) segue la regola di combinazione modale "square-root-of-sum-of-squares (SRSS)" dei singoli spettri di risposta nello spostamento, modulati mediante il fattore di *inter-storey drift* ( $\gamma_{jn}$ ). La conversione dello spettro di progetto in accelerazione nello spettro di progetto di spostamento segue le regole fornite nel § 3.2.3.2.3 delle NTC2008.

L'Equazione 3 permette di calcolare analiticamente gli spettri di progetto di *inter-storey drift* per tutti i piani dell'edificio.

$$(3)$$

Nell'Equazione 3  $H_j$  è l'altezza di interpiano,  $\bar{T}$  ( $= 2\pi/\sqrt{K/m}$ ) è definito come il periodo del primo piano normalizzato,  $S_a(\bar{T}/\alpha_n)$  è l'accelerazione spettrale valutata in  $\bar{T}/\alpha_n$ , mentre per gli altri parametri  $\gamma_{jn}$  e  $\alpha_n$  vale quanto definito sopra. In Figura 9 sono raffigurati gli spettri di progetto di *inter-storey drift* per lo SLV e lo SLD, calcolati prima con le rigidzze stimate (linee tratteggiate) e poi con le rigidzze effettive (linee continue).

Figura 9  
(a) Spettro di progetto di *inter-storey drift* costruito per lo SLV e determinazione del periodo richiesto al primo piano;  
(b) Spettro di progetto di *inter-storey drift* costruito per lo SLD e determinazione del periodo richiesto al primo piano.



### 2.4 Progetto e verifica della struttura: configurazione delle pareti

Lo strumento fondamentale utilizzato e definito per progettare le pareti dell'edificio è lo spettro di progetto di *inter-storey drift*. Il dimensionamento inizia considerando il livello massimo ammesso di *inter-storey drift*, registrato nel piano più sollecitato, da cui è possibile risalire al periodo minimo richiesto. Per la struttura in esame il periodo normalizzato richiesto allo SLV risulta pari a 0.514 s ( $T_{req}=\bar{T}/\alpha_n$ ), a cui corrisponde un drift di piano pari a 1.63%, 2.00% e 1.33% rispettivamente per il primo, secondo e terzo piano (Figura 9a). Il periodo  $T_{req}$  è valutato considerando le rigidzze normalizzate iniziali stimate come esposto sopra. Dal periodo richiesto al primo piano si risale alle rigidzze equivalenti richieste ai vari piani attraverso l'Equazione (4):

$$(4)$$

Nell'Equazione (4)  $m$  e  $\beta_{kj}$  sono stati definiti prima come la massa del primo piano e il rapporto di rigidzza  $j$ -esimo (riferito al primo

piano) rispettivamente.

Note le rigidzze equivalenti richieste ai vari piani è possibile operare la selezione dei singoli pannelli-parete, utilizzando i dati di Tabella 1, in modo da assicurare la domanda di prestazione della struttura. La scelta dei pannelli-parete mira anche ad avere una distribuzione di rigidzza sufficientemente simile all'interno dell'intera struttura, mitigando così gli eventuali effetti torsionali. La procedura di progetto si estende poi alla verifica delle pareti per lo Stato Limite di Danno (SLD) ed eventualmente alla ridefinizione delle pareti in funzione di richieste prestazionali più stringenti. Per lo SLD si verifica una richiesta di rigidzza nelle pareti inferiore a quella massima disponibile. La Tabella 2 riassume la procedura di calcolo per la struttura in esame per i due Stati Limite considerati (SLV e SLD).

Con questa procedura di progettazione agli spostamenti il calcolo delle forze di taglio ( $V_j$ ) e di sollevamento ai piani ( $F_{up}$ ) diventa semplice e intuitivo. Le  $V_j$  sono calcolate semplicemente come somma algebrica delle forze corrispondenti al livello di deformazione raggiunto nei vari pannelli

parete (*drift*). Le forze di taglio ai piani si calcolano analiticamente mediante l'Equazione (5).

(6)

(5)

in cui  $h$  è l'altezza della parete di taglio (*shear wall*). La massima forza di sollevamento che è richiesta alle estremità dei pannelli parete, per impedirne il sollevamento, può essere calcolata mediante l'Equazione (6).

Nell'Equazione (6)  $B$  è la larghezza della parete di taglio, mentre per gli altri parametri vale quanto definito sopra. La Tabella 3 riporta i valori delle forze di taglio ai piani e le forze di sollevamento per le pareti, valutati con le Equazioni (5) e (6) nella direzione X.

Tabella 3 - Procedura di dimensionamento sismico della struttura secondo il DBD completa di verifica di sicurezza. Selezione dei pannelli parete in funzione della rigidità richiesta nella direzione X dell'edificio

(a) Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

Larghezza pannello (m)	Nome Parete	Interasse chiodi est/int (mm)	Panel ID	Drift (%)	Max. Spostamento (mm)	Forza F (kN)	Taglio (kN)	h (m)	F <sub>sollevamento</sub> (kN)
<b>1 Piano</b>						<b>Taglio di Piano</b>	<b>V<sub>1</sub>=</b>	<b>92.56</b>	<b>(kN)</b>
0.91	Wall-1	50/300	c5	1.19%	32.58	24.24	<b>24.24</b>	2.44	<b>65.00</b>
0.91	Wall-2	50/300	c5			24.24	<b>24.24</b>		<b>65.00</b>
0.76	Wall-3	150/300	c4			7.32	<b>22.04</b>		<b>27.16</b>
1.22		150/300	c12			14.72			
0.76	Wall-4	150/300	c4			7.32	<b>22.04</b>		<b>27.16</b>
1.22		150/300	c12			14.72			
<b>2 Piano</b>						<b>Taglio di Piano</b>	<b>V<sub>2</sub>=</b>	<b>59.03</b>	<b>(kN)</b>
0.91	Wall-5	100/300	c7	2.00%	54.80	14.76	<b>14.76</b>	2.44	<b>39.57</b>
0.91	Wall-6	100/300	c7			14.76	<b>14.76</b>		<b>39.57</b>
0.91	Wall-7	100/300	c7			14.76	<b>14.76</b>		<b>39.57</b>
0.91	Wall-8	100/300	c7			14.76	<b>14.76</b>		<b>39.57</b>
<b>3 Piano</b>						<b>Taglio di Piano</b>	<b>V<sub>3</sub>=</b>	<b>38.38</b>	<b>(kN)</b>
0.91	Wall-9	150/300	c8	1.48%	40.56	9.59	<b>9.59</b>	2.44	<b>25.73</b>
0.91	Wall-10	150/300	c8			9.59	<b>9.59</b>		<b>25.73</b>
0.91	Wall-11	150/300	c8			9.59	<b>9.59</b>		<b>25.73</b>
0.91	Wall-12	150/300	c8			9.59	<b>9.59</b>		<b>25.73</b>

Tabella 4 - Tagli di piano, forze di scorrimento sulle pareti e forze di sollevamento alle estremità delle pareti per gli Stati Limite considerati

(b) Stato Limite di Danno (SLD)

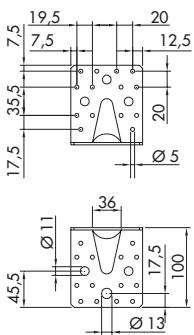
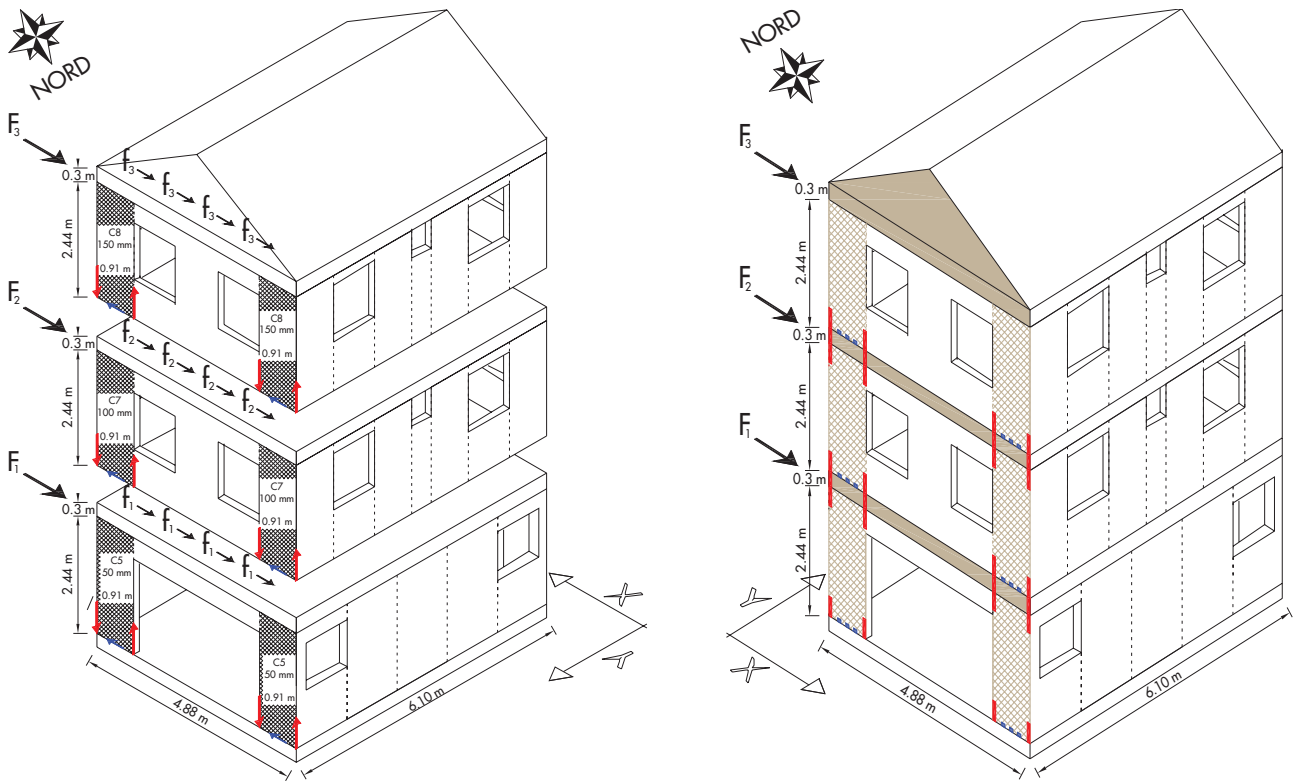
Larghezza pannello (m)	Nome Parete	Interasse chiodi est/int (mm)	Panel ID	Drift (%)	Max. Spostamento (mm)	Forza F (kN)	Taglio (kN)	h (m)	F <sub>sollevamento</sub> (kN)
<b>1 Piano</b>						<b>Taglio di Piano</b>	<b>V<sub>1</sub>=</b>	<b>54.53</b>	<b>(kN)</b>
0.91	Wall-1	50/300	c5	0.37%	10.22	12.99	<b>12.99</b>	2.44	<b>34.84</b>
0.91	Wall-2	50/300	c5			12.99	<b>12.99</b>		<b>34.84</b>
0.76	Wall-3	150/300	c4			4.68	<b>14.27</b>		<b>17.59</b>
1.22		150/300	c12			9.59			
0.76	Wall-4	150/300	c4			4.68	<b>14.27</b>		<b>17.59</b>
1.22		150/300	c12			9.59			
<b>2 Piano</b>						<b>Taglio di Piano</b>	<b>V<sub>2</sub>=</b>	<b>38.13</b>	<b>(kN)</b>
0.91	Wall-5	100/300	c7	0.50%	13.70	9.53	<b>9.53</b>	2.44	<b>25.56</b>
0.91	Wall-6	100/300	c7			9.53	<b>9.53</b>		<b>25.56</b>
0.91	Wall-7	100/300	c7			9.53	<b>9.53</b>		<b>25.56</b>
0.91	Wall-8	100/300	c7			9.53	<b>9.53</b>		<b>25.56</b>
<b>3 Piano</b>						<b>Taglio di Piano</b>	<b>V<sub>3</sub>=</b>	<b>25.77</b>	<b>(kN)</b>
0.91	Wall-9	150/300	c8	0.44%	11.95	6.44	<b>6.44</b>	2.44	<b>17.27</b>
0.91	Wall-10	150/300	c8			6.44	<b>6.44</b>		<b>17.27</b>
0.91	Wall-11	150/300	c8			6.44	<b>6.44</b>		<b>17.27</b>
0.91	Wall-12	150/300	c8			6.44	<b>6.44</b>		<b>17.27</b>

### 2.5 Calcolo dei collegamenti delle pareti

L'odierna tecnica costruttiva *platform frame* utilizza principalmente due categorie ben distinguibili di collegamenti meccanici per trasferire le forze sismiche di piano a terra. Più in generale, si distinguono gli elementi di collegamento installati per assorbire le forze di scorrimento ai piani e gli elementi di collegamento per impedire il sollevamento delle pareti (Figura 10). Gli elementi di collegamento sono scelti, molto spesso, in funzione delle pratiche costruttive matu-

rate nel corso degli anni dalle aziende che costruiscono edifici lignei. Le logiche di messa in opera richiedono in generale semplicità di posa e velocità di assemblaggio degli elementi costruttivi. In questa sede si utilizzano collegamenti con dimensioni standard, facilmente reperibili nel mercato. Il sistema di trasferimento delle forze di sollevamento prevede l'uso di elementi *hold-down* tipo WHT 540<sup>4</sup> (Figura 11b), mentre le forze di scorrimento sono assorbite da connettori a taglio (*squadrette*) tipo 100CR (Figura 11a).

Figura 10  
(a) Forze sismiche ai piani nella direzione X e principio di trasmissione delle forze a terra attraverso gli elementi di collegamento previsti nelle pareti;  
(b) Posizione degli elementi di collegamento: in blu i dispositivi meccanici a taglio, in rosso i dispositivi meccanici a trazione.



#### Squadretta 100CR

Acciaio qualità S 250 GD + Z 275 secondo la norma EN 10327:2004 con  $f_{yk} \geq 235$  MPa zincatura galvanica FeZn 12c di spessore minimo 12 mm

#### Hold-down WHT 540

Acciaio qualità S 355 secondo la norma EN 10025-2:2004 con  $f_{yk} \geq 350$  MPa zincatura galvanica FeZn 12c di spessore minimo 12 mm

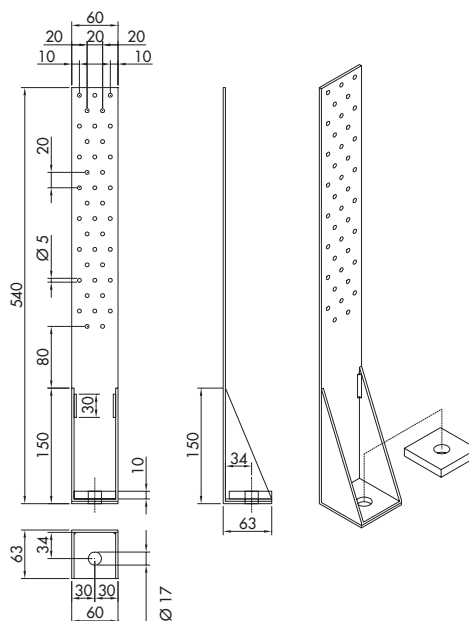


Figura 11  
Layout geometrico del collegamento a taglio tipo squadretta (a) e del collegamento a trazione tipo hold-down (b).

<sup>4</sup> Sistemi di fissaggio forniti da rothoblaas srl ([www.rothoblaas.com](http://www.rothoblaas.com))



Nelle pagine che seguono si introducono sinteticamente i principi di dimensionamento dei collegamenti a terra delle pareti, con particolare riferimento alla parete più sollecitata (Wall-1 di Tabella 3). Per semplicità si trascura la progettazione e verifica dei collegamenti utilizzati tra i dispositivi meccanici (*hold-down* e *squadrette*) e le fondazioni di calcestruzzo, che tipicamente avvengono mediante *ancoranti chimici* inseriti nella fase post maturazione del calcestruzzo o *tirafondi* inseriti in getto. Anche il peso proprio della struttura, in favore di sicurezza, è trascurato nel calcolo dei collegamenti *hold-down*.

Dalla geometria dei collegamenti indicata in Figura 11, è possibile risalire alla valutazione del numero minimo di chiodi in accordo alla Normativa NTC2008. Si rimanda quindi alle regole contenute nell'Eurocodice 5 (CEN, 2004b) per il dimensionamento dei collegamenti meccanici.

Con le caratteristiche del materiale definite sopra e la configurazione geometrica di riferimento si calcola il collegamento in accordo ai punti contenuti al § 8.1 dell'Eurocodice 5 (CEN, 2004b). La connessione si configura di tipo meccanico acciaio-legno con uno spessore della piastra di acciaio compreso tra 0.5d e d. Applicando il modello di calcolo "European Yield Model" (EYM) contenuto nell'Eurocodice 5, in funzione del modo di rottura atteso, è possibile risalire al calcolo della capacità portante del singolo chiodo ( $F_{v,Rk}$ ).  $F_{v,Rk}$  si valuta per interpolazione lineare tra il minore dei valori ottenuti dalle Equazioni (7a) e (7b) e il minore dei valori calcolati mediante le Equazioni (8a), (8b) e (8c).

#### Piastra sottile

(7a)

(7b)

#### Piastra spessa

(8a)

(8b)

(8c)

Nelle Equazioni 7 e 8 d è il diametro del chiodo,  $f_{h,k}$  è la resistenza caratteristica a rifollamento nell'elemento ligneo (§ 8.3.1.1(5), Eurocodice 5),  $t_1$  è la profondità di penetrazione del chiodo,  $M_{y,Rk}$  è il momento caratteristico di snervamento

(§ 8.3.1.1(4), Eurocodice 5) e  $F_{ax,Rk}$  è la capacità caratteristica a estrazione del chiodo. Nelle medesime equazioni sono stati sostituiti i valori numerici dei parametri come indicato nel seguito:  $d=4$  mm,  $f_{h,k}=18.94$  MPa (con  $\rho_k=350$  kg/m<sup>3</sup>),  $t_1=47$  mm,  $M_{y,Rk}=6616.50$  Nmm (con  $f_u=600$  Mpa) e  $F_{ax,Rk}=1274$  N.

Il valore di  $F_{ax,Rk}$  si valuta come minore tra la capacità caratteristica a estrazione del chiodo (Equazione 9a; § 8.3.2 CEN, 2004b) e la capacità all'attraversamento dell'elemento dal lato testa (Equazione 9b; § 3.6 CEN, 2005b).

(9a)

(9b)

Nelle Equazioni 9a e b sono stati assunti  $f_{ax,k}=7.96$  N/mm<sup>2</sup>,  $d=4$  mm,  $t_{pen}=40$  mm,  $d_m=8$  mm,  $t_p=3$  mm e  $f_u=510$  Mpa (acciaio S355;  $f_{yk}=355$  Mpa e  $f_{t,k}=510$  Mpa).

La resistenza caratteristica a estrazione lato punta è stata valutata utilizzando il modello analitico proposto da Werner e Slebert (1991) e qui richiamato (Equazione 10):

$$f_{ax,k} = 65 \cdot 10^{-6} \rho_k = 7.96 \text{ N/mm}^2 \quad (10)$$

La capacità portante caratteristica del chiodo ricavata è pari a  $F_{v,Rk}=1.68$  KN. In condizioni sismiche i coefficienti  $k_{mod}$  e  $\gamma_m$  assumono valore unitario, quindi la capacità portante di progetto coincide con quella caratteristica.

La capacità portante del collegamento *hold-down* considera la rottura del sistema meccanico lato chiodi e lato piastra.

La capacità portante dell'*hold-down* lato chiodi è data semplicemente dal prodotto di  $F_{v,Rk}$  per il numero dei connettori efficace (Equazione 11). Il numero efficace si calcola considerando chiodi posti a un interasse nella direzione di fibratura  $a_1=10d$  e disposti su 4 file sfalsate ( $n_{eff} = 23.44$ ).

$$F_{Rd,hold-down,1} = n_{ef} F_{v,Rk} = 39.38 \text{ kN} \quad (11)$$

La capacità portante dell'*hold-down* lato acciaio,  $F_{Rd,hold-down,2}$ , si valuta come minimo dei valori calcolati con le Equazioni 12a e b (§ 6.2.3; CEN, 2005b):

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{y,k} / \gamma_{M0} = 60.6 \text{ kN} \quad (12a)$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 A_{net} f_{u,k} / \gamma_{M2} = 55.08 \text{ kN} \quad (12b)$$

La capacità  $F_{Rd,hold-down,2}$  risulta pari a 55.08 kN. La verifica al sollevamento è così soddisfatta disponendo due *hold-down* su ciascun lato della

parete:

$$F_{Rd, \text{sollevamento}} > F_{Sd, \text{sollevamento}} = 78.76 > 65 \text{ kN} \quad (13)$$

Per quanto esposto al § 7.7.6 delle NTC2008 è necessario garantire lo sviluppo del comportamento ciclico dissipativo in corrispondenza delle zone assunte come dissipative, mentre gli altri elementi strutturali e/o connessioni devono essere progettati con adeguati valori di sovra-resistenza. Questa logica di progettazione prende il nome di "principio di gerarchia delle resistenze" (o, meglio, *Capacity Design*).

Dal punto di vista operativo, deve essere verificato che (Equazione 14):

$$(14)$$

In assenza di un valore prescritto per  $\gamma_{Rd}$ , si assume un valore cautelativo del fattore di sovra-resistenza pari a 1.3. Il valore citato del fattore  $\gamma_{Rd}$  è in sintonia con quanto è proposto nella fase di revisione

### 3. Conclusioni

Il metodo di progettazione agli spostamenti si inserisce naturalmente all'interno della Normativa italiana NTC2008, visto che quest'ultima è stata scritta basandosi su un principio di calcolo prestazionale (Performance-Based Seismic Design, PBSD).

Lo sforzo iniziale richiesto per l'analisi dinamica modale e la ricerca delle curve di capacità delle pareti di taglio ( $F-\Delta$ ) permette di giungere a definire piano per piano la rigidità e resistenza effettivamente richieste per un dato livello di intensità sismica. La metodologia di calcolo può essere considerata più "trasparente" rispetto a un più tradizionale progetto basato sulla forza (Force-Based Design; FBD), come definito nelle Normative NTC2008 e Eurocodice 8. Le caratteristiche

delle Norme Tecniche per le Costruzioni che, come è noto, nella attuale versione non forniscono indicazioni specifiche al riguardo. Anche questa verifica dà esito positivo poiché risulta:  $F_{Rd, \text{hold-down}, 2} / F_{Rd, \text{hold-down}, 1} = 1.40 > 1.30$ . Il dimensionamento dell'elemento di collegamento a taglio (*squadretta*) è molto simile a quanto descritto fino ad ora. Si valuta prima la resistenza di ogni elemento di collegamento e poi il numero degli elementi stessi da installare per garantire la stabilità del pannello parete. Utilizzando gli stessi chiodi visti sopra è possibile calcolare la resistenza della singola squadretta a taglio come segue:

$$F_{Rd, \text{squadretta}} = n_{ef} F_{v, Rk} = 10.92 \text{ kN} \quad (15)$$

in cui  $n_{ef}$  è pari a 6.5 ( $= 2 \cdot 4^{0.85}$ ). La verifica a scorrimento è soddisfatta disponendo tre angolari a taglio lungo lo sviluppo della parete:

$$F_{Rd, \text{staglio}} > F_{Sd, \text{staglio}} = 32.76 > 24.24 \text{ kN} \quad (16)$$

È banale la verifica della *squadretta* lato acciaio e non viene riportata.

di duttilità, dissipazione energetica e sovra-resistenza della struttura non sono infatti implicitamente richiamate nel fattore di struttura, come avviene nell'FBD, ma compaiono esplicitamente nel processo di calcolo, potendosi quindi operare scelte progettuali coerenti con tali assunzioni.

Non si devono sottovalutare, infine, alcuni importanti aspetti progettuali qui tralasciati, quali il dimensionamento degli orizzontamenti, dei collegamenti delle pareti lungo tutto lo sviluppo verticale e dei collegamenti in fondazione. Infine si deve sottolineare l'importanza di una puntuale applicazione delle regole di progettazione secondo il *Capacity Design* per assicurare che il comportamento strutturale corrisponda effettivamente a quello ipotizzato in sede progettuale.

### Bibliografia

- Calvi G.M. e Sullivan T.J. (2009) - A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures. IUSS Press, Pavia, Italy, pp. 70.
- Ceccotti A. (1995) - Connessioni nelle strutture di legno soggette ad azioni sismiche. In Manuale del legno strutturale, edizione di Uzielli L., Mancosu Editore Press, Italia.
- CEN (1991) - EN 26891. Timber structures - Joints made with mechanical fasteners - General principles for the determination of strength and deformation characteristics (ISO 6891:1983). European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.
- CEN (2001) - EN 12512. Timber Structures-Test methods- Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners.

- European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.
- CEN (2004a) - EN 1998-1. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. CEN, Brussels.
- CEN (2004b) - EN 1995-1-1. Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings. CEN, Brussels.
- CEN (2005a) - EN 1993-1-1. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.
- CEN (2005b) - EN 1993-1-8. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Euro-

- pean Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.
- CS.LL.PP. (2008) - D.M. 14 Gennaio, Norme tecniche per le costruzioni. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n. 29 del 4 febbraio 2008, Italia.
- FEMA (2000) - Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- Fischer D., Filiatrault A., Folz B., Uang C.M., Seible F. (2001) - Shake Table Tests of a Two-Story Wood-frame House. CUREE Report W-06, Task 1.1.1, Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, Richmond, CA.
- Folz B., Filiatrault A. (2001a) - Cyclic analysis of wood shear walls, *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, Vol. 127, No 4, pp. 433-441.
- Folz B., Filiatrault A. (2001b) - CASHEW-Version 1.1 - A computer program for the cyclic analysis of wood SHEarWalls. CUREE Publication No. W-08, CA.
- Foschi R.O. (1977) - Analysis of wood diaphragms and trusses. Part I: Diaphragms, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 4, No. 3, pp. 345-352.
- Gardino P. (2011) - Il mercato italiano delle case in legno nel 2010. Analisi del mercato. Previsioni fino al 2015. Presentazione al MADE expo 2011. Pubblicazione di promo\_legno in collaborazione con Assolegno di FederlegnoArredo.
- Loss C. (2011) - Displacement-Based Seismic Design of Timber Structures. PhD Thesis, University of Trento, Trento, Italy, <http://eprints-phd.biblio.unitn.it/593/>.
- Pang W., Rosowsky D.V. (2010) - Direct Displacement Procedure for Performance-Based Seismic Design of Multistory Woodframe Structures. Technical Report MCEER-10-0001, Buffalo, New York.
- Priestley M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M.J. (2007) - Direct Displacement-Based Seismic Design. IUSS Press, Pavia, Italy, pp. 721.
- ReLUIS (2009) - Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica. Progetto ReLUIS-DPC 2005-2008, <http://www.reluis.it/reluis2/>.
- Seesl (2011) - Structural Engineering and Earthquake Simulation Laboratory: NEESWood Project. Ultimo accesso in data Agosto 2011, <http://nees.buffalo.edu/projects/NEESWood/>.
- Werner H., Siebert W. (1991) - Neue Untersuchungen mit Nägeln für den Holzbau, *Holz als Rohund Werkstoff*, Vol. 49, pp. 191-198.