

Comportamento sismico di edifici in x-lam: il progetto SOFIE

Ario Ceccotti

CNR-IVALSA, San Michele all'Adige (TN), ceccotti@ivalsa.cnr.it

ABSTRACT

In questo articolo sono illustrate le prestazioni sismiche degli edifici di legno Cross-Lam (X-LAM) - evidenziate all'interno di un ampio progetto di ricerca svolto in Trentino per promuovere l'uso del X-LAM per edifici residenziali e non residenziali - con particolare riferimento a resistenza, deformabilità e capacità di dissipare energia. Il coefficiente sismico di struttura è valutato secondo il formato dell'Eurocodice 8. Infine, attraverso prove sismiche full-scale su tavola vibrante è evidenziata la capacità straordinaria di tali edifici di mantenere la propria forma e tornare alla posizione iniziale senza danni importanti, anche dopo una lunga serie di terremoti dati in sequenza.

Seismic performance of X-LAM buildings: the Italian SOFIE project

In this paper the seismic performance of wooden buildings made of Cross-laminated-timber (CLT) is illustrated as a part of an extensive research project undertaken in Trentino (Italy) to promote the use of CLT for residential and non residential buildings. Strength, deformability and capability of dissipating energy are addressed. Design action reduction factor is also evaluated according to Seismic Eurocode format. Finally the amazing capability of shape keeping and self centering of such buildings under the design quake is highlighted.

PAROLE CHIAVE

Comportamento sismico, strutture di legno, tavola vibrante, XLAM, CLT, cross-lam, compensato di tavole.

1 INTRODUZIONE

Gli edifici realizzati con pareti e solai in pannelli di compensato di tavole ovvero legno lamellare incrociato (X-LAM) stanno diventando in Europa un'alternativa sempre più importante ed economicamente valida alla muratura tradizionale od agli edifici in cemento armato. Soprattutto in paesi ad alto rischio sismico come l'Italia, gli edifici X-LAM stanno guadagnando sempre più popolarità tra progettisti ed utenti. Tuttavia, la conoscenza di tali edifici in legno è limitata rispetto al comportamento al terremoto, nonostante il legno si presti per le applicazioni in zona sismica grazie al suo buon rapporto peso-resistenza. Per questi motivi un grande progetto di ricerca denominato SOFIE ha iniziato a studiare il comportamento sismico degli edifici X-LAM, oltre ad investigare su altre questioni come la resistenza al fuoco, la termo-fisica e la durabilità delle costruzioni in X-LAM. Nell'ambito di questo progetto sono state effettuate prove al vero su tavola vibrante di un edificio di tre piani ed uno di sette piani.

Il prodotto X-LAM è realizzato utilizzando tavole di legno di conifera, per la maggior parte dei casi abete, di uno spessore variabile da circa 15 mm a 40 mm, giuntate a

dita nella loro lunghezza e disposte affiancate fra di loro, di bordo, a formare uno strato bidimensionale, dello stesso spessore delle tavole, che viene poi cosparso di colla. Sul lato della colla lo strato successivo di tavole è montato ortogonalmente rispetto allo strato inferiore. Il risultato è un compensato di tavole di legno massiccio, di dimensioni stabili, con differenti spessori a seconda delle diverse esigenze strutturali. Edifici a più piani possono essere facilmente costruiti con questo prodotto molto resistente e rigido.

Il progetto di ricerca SOFIE è un progetto di cooperazione scientifica sostenuto dalla Provincia Autonoma di Trento (SOFIE è infatti l'acronimo per Sistema cOstruttivo FIEmme) e coordinato e condotto dal CNR-IVALSA (Istituto per la Valorizzazione del Legno e delle Specie Arboree - Consiglio Nazionale delle Ricerche Italiano). Le prove su tavola vibrante del progetto sono state eseguite in collaborazione con partner giapponesi dell'Università di Shizuoka, dell'Istituto di Ricerca sulle Costruzioni (BRI) e dell'Istituto Nazionale per le Scienze della Terra e la Prevenzione delle Catastrofi, NIED. I test sull'edificio a tre piani sono stati eseguiti sulla tavola vibrante monodirezionale (dimensioni 15x15 metri) del NIED a Tsukuba, mentre le prove sull'edificio di sette piani sono state effettuate sulla tavola vibrante 3D (dimensioni 20x15m) del NIED a Miki, vicino alla città di Kobe. E' stata la prima volta, indipendentemente dal materiale da costruzione, che un edificio di sette piani, in dimensioni reali, è stato testato su una tavola vibrante 3D.

Uno degli obiettivi principali di SOFIE è stato quello di valutare le prestazioni degli edifici multipiano X-LAM al sisma e di determinare i parametri necessari, in particolare ad esempio il fattore di struttura, necessari per progettare questi edifici nelle regioni battute dai terremoti più violenti. Il progetto sisma è stato suddiviso in diverse fasi di ricerca, secondo una struttura gerarchica; le prove sono state avviate infatti a livello del materiale e delle connessioni per spingersi poi oltre il livello dell'elemento strutturale fino alle prove sugli edifici veri in dimensioni reali:

- prove sulle connessioni e sui pannelli X-LAM (prove di flessione);
- prove cicliche quasi-statiche nel piano sui pannelli parete con diverse connessioni, configurazioni di aperture e di diverse dimensioni e con diversi valori di carico verticale;
- prove pseudo-dinamiche su un edificio di un piano in 3 differenti configurazioni di apertura nelle pareti esterne parallele alla direzione di eccitazione e senza carico verticale;
- prove su tavola vibrante 1D su un edificio di tre piani con dimensioni in pianta di circa 7m x 7m in pianta e 10m di altezza totale con 3 diverse aperture (configurazione A, B, C) al piano terra e 15 tonnellate di peso aggiunto per piano;
- prove su tavola vibrante 3D su un edificio di sette piani con dimensioni in pianta di circa 7,5m x 13,5m e 23,5m di altezza con 30 tonnellate di carico aggiunto per piano.

Queste note presentano il progetto SOFIE concentrandosi sulle prove su tavola vibrante e sui risvolti per i codici di calcolo. Per ulteriori informazioni sulla configurazione delle prove ciclica e pseudo-dinamiche ed i relativi risultati si rimanda alla letteratura (Ceccotti et al 2006, Lauriola et al 2006). In particolare sarà qui trattato l'aspetto importantissimo della valutazione del coefficiente di struttura o fattore di comportamento, come viene chiamato in Europa. I fattori di comportamento

possono infatti essere utilizzati nella progettazione per ridurre convenzionalmente le forze di progetto ottenute attraverso una semplice analisi lineare, in maniera tale però da tenere conto della effettiva risposta non-lineare di una costruzione, associata con il materiale ed il sistema strutturale, consentendo al tempo stesso e comunque la realizzazione di una struttura sismicamente resistente così come richiesto dalla norma (Eurocodice 8).

2 EDIFICI SOFIE

2.1 Prove iniziali

Le prove monotone e cicliche su pannelli-parete sono state effettuate per due motivi principali. La prima ragione era quella di valutare il comportamento ciclico di elementi X-LAM per pareti, in particolare il loro comportamento a taglio nel piano (*racking*). Era necessario stabilire la capacità di dissipazione di energia di questi importanti elementi strutturali e dovevano essere calibrate le connessioni meccaniche in modo da ottenere una modalità duttile di collasso. Non dovrebbero verificarsi fragili rotture delle connessioni, in quanto in questo metodo di costruzione con pannelli molto rigidi ogni comportamento duttile è concentrato nei collegamenti. La seconda ragione era la necessità di ottenere i parametri di input per la modellazione numerica delle strutture X-LAM sotto carico sismico (per la modellazione consultare Ceccotti 2008).

Di conseguenza, sono state effettuate le prove monotone e cicliche, come descritto in (Ceccotti et al 2006). Le prove sono state eseguite su pannelli parete 2,95m x 2,95m con carico verticale diversi. Sono state testate più pareti, dai pannelli al piano terra ai pannelli del piano superiore e pareti con e senza aperture.

I risultati delle prove hanno confermato l'importanza dei collegamenti. Il comportamento generale del sistema strutturale è influenzato fortemente dalla disposizione e dalla progettazione delle connessioni. I pannelli X-LAM sono rimasti quasi completamente intatti, senza deformazioni. Il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente variava dall' 11% al 18,5%, il che ha indicato un buon comportamento dissipativo, con cicli di isteresi ampi. La capacità di carico laterale era tra 39 kN/m e 48 kN/m per i pannelli al piano terra con una rigidezza secante tra 7,3 kN/mm e 6,0 kN/mm. Quindi le prove sui pannelli parete hanno dimostrato che il sistema X-LAM ha un'elevata rigidezza, ma anche una buona duttilità e le prestazioni di dissipazione lo rendono molto interessante ai fini sismici.

2.2 Geometria

Il sistema X-LAM è un sistema modulare in cui tutti i pannelli sono pre-tagliati in fabbrica, trasportati in loco e poi assemblati piano per piano con l'installazione dei pannelli a parete, compresi di tutti i collegamenti, prima della messa in opera dei pannelli dei solai sopra le pareti stesse. Questo sistema, tipo *platform-frame*, non è l'unico metodo possibile: i pannelli parete X-LAM potrebbero essere disposti anche in verticale fino a raggiungere più piani. Due foto rappresentative di questo sistema costruttivo sono illustrate nelle Fig. 1 e 2. I pannelli singoli sono di solito collegati da connettori in acciaio disponibili in commercio e chiodi e/o viti autofilettanti.



Figura 1. Tipica costruzione X-lam (Foto Rasom)



Figura 2. Edificio SOFIE di tre piani per test sismico a Tsukuba

Entrambi gli edifici SOFIE sottoposti ai test sismici in Giappone sono stati interamente realizzati in pannelli X-LAM di abete rosso proveniente da foreste certificate del Trentino. Lo spessore dei pannelli dell'edificio di tre piani era di 85 mm per i pannelli parete e 142 mm per i pannelli solaio. Lo spessore dei pannelli solaio è rimasto lo stesso per l'edificio di sette piani mentre gli spessori delle pareti è stato di 142 mm per il piano terra ed il primo piano, 125mm per i piani secondo e terzo e 85 mm per i piani restanti. Lo spessore dei pannelli parete è stato così variato a seconda delle esigenze strutturali; le pareti interne ed esterne erano dello stesso spessore.

Nella Fig. 3 può essere vista la geometria dell'edificio a tre piani in configurazione C. Questo edificio è stato testato con tre diverse aperture al piano terra:

- Configurazione A con tre aperture di 1,20m x 2,20m;
- Configurazione B con tre aperture di 2,25m x 2,20m;
- Configurazione C con un'apertura di 4,00m x 2,20m in una parete esterna e due altre aperture di 2,25m x 2,20 m (vedi Fig. 3).

L'edificio di sette piani è stato testato solo in una configurazione la cui geometria può essere vista nelle Fig. 4 e 5.



Figura 3. Viste di piante e prospetti dell' edificio di tre piani nella configurazione C

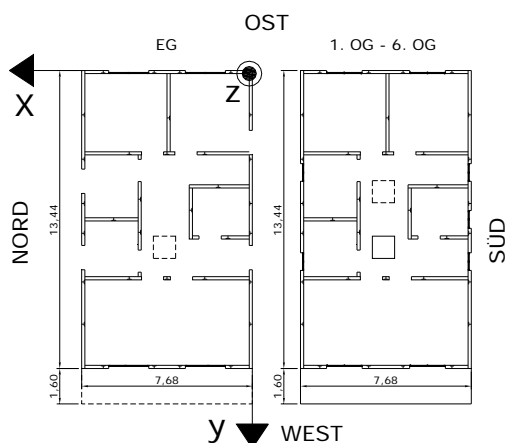


Figura 4. Viste di pianta dell' edificio di sette piani

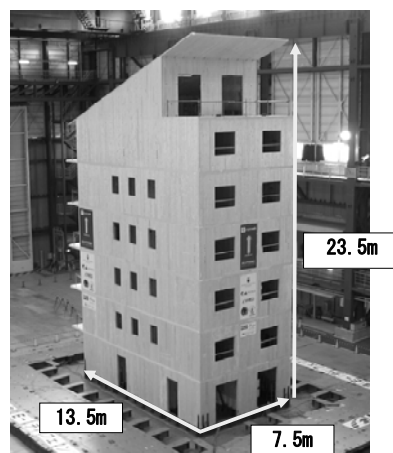


Figura 5. L'edificio a sette piani

2.3 Collegamenti

I collegamenti sono stati calibrati durante le prove monotone e cicliche come già detto. Non solo il tipo di connessione, ma sono stati determinati anche il numero di chiodi in modo da ottenere un modo duttile di rottura delle connessioni. Le forze orizzontali sono assegnate a connettori a taglio spazati in maniera regolare (Fig. 6, c + d), che collegano i pannelli solaio (o la fondazione) con le pareti superiori. I connettori a taglio sono stati fissati con chiodi ad aderenza migliorata. Gli ancoraggi Hold-down (Fig. 6, a + b) sono stati disposti negli angoli dell'edificio e nelle aperture delle porte per contrastare il sollevamento derivante dall'alta azione sismica orizzontale. Gli ancoraggi hold-down Simpson HTT22, come mostrato in Fig. 6b, sono stati scelti per l'edificio a tre piani. Gli HTT22 sono stati fissati ai pannelli delle pareti con chiodi ad aderenza migliorata.

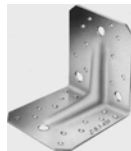
Per l'edificio di sette piani, questi ancoraggi hold-down hanno dovuto essere sostituiti da speciali hold-down realizzati dall'IVALSA come mostrato in Fig. 6a. Le ragioni di ciò sono state le forze notevolmente elevate nell'edificio di sette piani che non potevano essere presa dai più deboli HTT22. Gli speciali hold-down IVALSA sono stati fissati ai pannelli a muro con viti. Il collegamento anti sollevamento tra i piani è mostrato in Fig. 7 ed è costituito da due ancoraggi hold-down collegati attraverso il solaio con una barra di acciaio filettata.



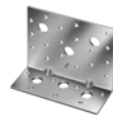
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 6. (a) Ancoraggi 'IVALSA' dell'edificio di 7 piani

(b) Hold-down Simpson HTT22-

(c) Connettore a taglio per i piani superiori

(d) Connettore a taglio per il piano terra

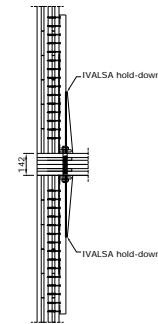


Figura 7. Connettore Hold-down interpiano

La connessione nel piano fra un pannello parete e l'altro è stata realizzata con due riseghe nei due pannelli adiacenti coperte da una striscia di LVL fissata con viti autofilettanti (Sandhaas et al 2009). Tutti gli altri collegamenti, come i collegamenti dei solai e la connessione dei solai alle pareti inferiori, sono state fatte con viti autofilettanti.

In generale è stato utilizzato un sistema gerarchico di progettazione dei collegamenti. Collegamenti critici, come il collegamento dei pannelli alla parete perpendicolare agli angoli dell'edificio, sono stati progettati per essere rigidi, così come la connessione dei solai alle pareti inferiori. Queste connessioni non dovrebbe mai cedere durante un terremoto. La duttilità e la dissipazione di energia degli edifici X-LAM sono state assegnate ai collegamenti contro il sollevamento (hold-down), ai connettori a taglio e alla connessione nel piano fra parete a parete.

2.4 Carico aggiuntivo

In Europa gli edifici X-LAM sono solitamente molto pesanti. A causa dell'isolamento acustico che si vuole raggiungere, al pavimento galleggiante viene aggiunto un consistente strato di sabbia

Gli edifici sottoposti a prova non erano finiti, consistendo solo degli elementi lignei strutturali. Pertanto, il carico supplementare aggiunto come zavorra durante i test sismici, ha dovuto tenere conto dei pavimenti pesanti, dell'isolamento e di altri rivestimenti alle pareti (in particolare cartongesso) nonché del 30% per cento dei

carichi imposti come richiesto dall'(Eurocodice 0). L'edificio di tre piani è stato caricato come mostrato in Fig. 8 con 15 t per piano; l'edificio di sette piani con 30 t per piano. In totale, l'edificio a tre piani pesava 465 kN di cui 300 kN di carico aggiuntivo. L'edificio di sette piani aveva un peso totale di carico di 2840 kN di cui 1500 kN di carico aggiuntivo.

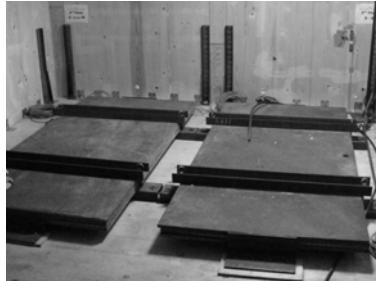


Figura 8. Carico aggiuntivo sul piano

2.5 Fasi di prova

2.5.1 Edificio di tre piani

L'edificio di tre piani è stato testato sulla tavola vibrante 1D del NIED a Tsukuba, in Giappone con tre differenti terremoti: Kobe JMA N-S, El Centro e il terremoto italiano di Nocera Umbra. Le accelerazioni di picco (PGA) dei terremoti sono state in sequenza aumentate da 0,15g a 0,5g per tutte le tre configurazioni. Solo la configurazione C è stata testata *near-collapse* aumentando ulteriormente il PGA.

1.1.1 Edificio a sette piani

L'edificio di sette piani è stato testato sulla tavola vibrante 3D di NIED a Miki, in Giappone. All'inizio sono stati applicati terremoti 1D, poi terremoti 2D e gli ultimi 4 terremoti sono stati terremoti 3D, utilizzando tutti e tre i componenti del terremoto N-S, E-W, U-D. La Tabella 1 mostra la sequenza di prove e nelle Figure 4 e 5 può essere vista la definizione delle direzioni.

Tabella 1. Sequenza di prova dell' edificio a sette piani

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

2.6 Strumentazione

La strumentazione di queste prove dinamiche su dimensioni reali è stata piuttosto complessa; per le prove per l'edificio a sette piani 3D sono stati utilizzati un totale di 266 canali. I sistemi di misurazione principali sono presentati da Fig. 9 a 12:

- Deformazione interpiano, misurata dal solaio inferiore al superiore (Fig. 9);
- Sollevamento in corrispondenza degli hold-down di angolo (Fig. 10);
- Deformazione della connessione nel piano fra parete e parete (Fig. 11);
- Accelerazioni ai diversi piani.

Nell'edificio di sette piani non sono state esplicitamente misurate altre deformazioni come lo scorrimento tra i pannelli a pavimento o la deformazione della connessione (con viti autofilettanti inclinate) tra il solaio e le pareti inferiori, in quanto non ci si aspettavano significative deformazioni, essendo tali collegamenti stati progettati per essere molto rigidi. Le precedenti prove sull'edificio a tre piani, in cui questi valori sono stati misurati, hanno confermato questa ipotesi e tale procedura di progettazione.



Figura 9.
Deformazione
interpiano



Figura 10.
Sollevamento



Figura 11.
Collegamento nel
piano fra parete e
parete

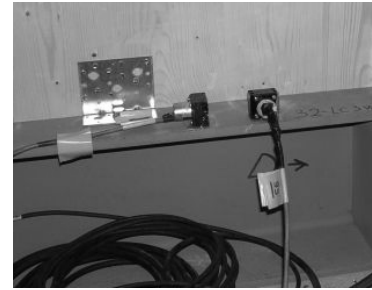


Figura 12. Accelerometri

2.7 Criterio di raggiungimento dello stato limite ultimo (*near-collapse*)

Il criterio di *near-collapse* per entrambe le prove su tavola vibrante è stato definito come la rottura di uno o più ancoraggi hold-down (rottura di chiodi, viti, bulloni o piastre in acciaio).

2.8 Progettazione di un edificio a tre piani

Siccome l'edificio è regolare in pianta e in elevazione, si è potuto utilizzare il metodo semplificato secondo l'Eurocodice 8, capitolo 4.3.3.2, che opera con il metodo dell'analisi statica equivalente con le forze orizzontali ridotte di un fattore di comportamento.

In primo luogo è stato determinato il taglio sismico alla base con:

$$F_b = \gamma_I \cdot m \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (1)$$

dove

γ_I = fattore di importanza dell'edificio (assunto pari a 1 come per gli edifici residenziali);

m = massa totale dell'edificio;

a_g = accelerazione di progetto al suolo;

S = fattore di suolo;

q = fattore di riduzione dell'azione, *a.k.a.* fattore di comportamento per ridurre le forze di progetto ottenute da un calcolo lineare, per tenere in conto della capacità di dissipare l'energia.

Il taglio sismico alla base calcolato in base alla Eq.1 viene poi distribuito ai piani secondo l'Eq.2:

$$F_i = F_b \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (2)$$

dove z_i, z_j sono le altezze delle masse m_i, m_j rispetto al livello di applicazione delle azioni sismiche.

Il valore di a_g è stato preso a 0,35g, che è il più alto PGA per il territorio italiano. Considerato che non si sapeva nulla rispetto al fattore di comportamento q per gli edifici X-LAM e al fine di determinarne un primo valore, giusto dopo aver raggiunto il *near-collapse*, è stato scelto un valore preliminare di progetto di $q=1,0$.

Le connessioni sono poi state progettate con le forze orizzontali elencate nella Tabella 2 ed è stato determinato il numero di connettori, chiodi e viti. Questo numero è diminuito ai piani superiori per via delle forze di taglio decrescenti.

Massa dell'edificio		
tetto		45 kN
piano 2		210 kN
piano 1		210 kN
	TOT	465 kN
forze sismiche		
taglio sismico alla base		
Zona 1 ; $a_q =$		0,35
T1		0,20
Classe del suolo B S=		1,25
q		1
$F_b = 2,5 \cdot (W \cdot S \cdot a) / q$		509 kN
distribuzione ai piani		
altezza		
	Zr (tetto) =	9,40 m
	Z2 (piano 2) =	6,18 m
	Z1 (piano 1) =	3,09 m
forze orizzontali al piano		
	Fr =	91 kN
	F2 =	279 kN
	F1 =	139 kN
taglio di piano		
	Tr =	91 kN
	T2 =	370 kN
	T1 =	509 kN

Tabella 2. Forze sismiche per l' edificio di tre piani

2.9 Progettazione dell' edificio di sette piani

L'edificio di sette piani è stato progettato considerando le seguenti PGA:

- $a_g = 0,82$ g con eccitazione lungo la direzione Y (direzione per il lungo);
- $a_g = 0,60$ g con eccitazione lungo la direzione X (direzione per il corto).

L'altro parametro modificato rispetto al progetto dell'edificio di tre piani è stato il fattore di comportamento q . Questo fattore q risultava essere $q=3$, dopo le prove sulla tavola vibrante dell'edificio a tre piani, come sarà presentato nel capitolo seguente. Pertanto, un fattore di comportamento $q=3$ è stato scelto per calcolare il taglio sismico di base dell'edificio a sette piani. Tuttavia questa volta si è preso un

fattore di importanza $\gamma = 1.5$ come per gli edifici strategici, cioè edifici che devono essere completamente operativi anche dopo un terremoto distruttivo (ospedali, quartiere generale della protezione civile, ecc.).

3 RISULTATI

3.1 Edificio di tre piani

I risultati dell'edificio a tre piani sono sintetizzati nella Tabella 3 per la configurazione C. Nella lista elencata dei maggiori terremoti nessun danno è stato osservato nelle configurazioni A, B e C. Anche dopo aver raggiunto il *near-collapse*, l'edificio ha mantenuto la sua forma, senza spostamenti residui e senza riparazioni importanti. Il *near-collapse* è stato raggiunto dopo il terremoto di Nocera Umbra con un PGA di 1.2g (PGA_{max} originale di Nocera Umbra era di 0,5g) come si può vedere in Fig. 13. Si sono rotti la maggior parte dei chiodi degli hold-down alla base.



Figura 13. Collasso di Hold-down dopo Nocera Umbra 1,2g

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

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

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

$$q = \frac{1.20}{0.35} = 3.4 \quad (2)$$

Tabella 3. Risultati delle prove su tavola vibrante per la configurazione C dell'edificio di tre piani in termini di danni osservati

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

3.2 Edificio di sette piani

Come già detto e sulla base dei risultati delle prove su tavola vibrante dell'edificio X-LAM a tre piani, l'edificio di sette piani è stato progettato con un fattore di comportamento di $q=3$ e un $\gamma=1,5$.

Dopo la serie di terremoti indicati nella Tabella 1 e non avere mai raggiunto un vero e proprio stato di *near-collapse*, nessun spostamento residuo è stato misurato nelle prove finali. La Tabella 4 elenca i danni osservati dopo le prove elencate e la successiva "riparazione". Fra le altre deformazioni misurate durante JMA Kobe 3D-100%, nella prova numero 18, si può citare un sollevamento massimo al piano terra di 13,19 mm, che è ancora ben inferiore al valore risultante dalle prove cicliche pseudo-statiche in laboratorio in cui lo speciale hold-down IVALSA ha raggiunto i 30mm. La massima deformazione interpiano durante JMA Kobe 3D-100% ha raggiunto i 67mm tra il primo e il secondo piano – ancora una volta inferiore al valore di 80mm raggiunto durante le prove cicliche.

Tabella 4. I risultati delle prove sull' edificio di sette piani, in termini di danno e riparazione

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

4 CONCLUSIONI

I risultati delle prove indicano che per gli edifici X-LAM il fattore di comportamento sismico di $q=3$ è un valore ragionevole per la progettazione sismica di tali costruzioni. Nessun danno significativo si è verificato alla PGA di 0,82g in un edificio di sette piani progettato con un fattore di importanza $\gamma=1.5$ come per gli edifici strategici: non solo l'edificio ha resistito al devastante terremoto JMA Kobe del 1995, ma ha anche superato nel suo complesso una serie di terremoti in 1D e 3D, mantenendo la sua forma e rimanendo pienamente operativo.

Il sistema costruttivo X-LAM appare quindi molto promettente per le costruzioni pluripiano massicce in zona sismica in quanto esso permette di realizzare edifici residenziali capaci di resistere a sequenze di più terremoti successivi anche di forte intensità senza perdere la loro operatività e tutto questo a fronte di un impegno economico aggiuntivo decisamente trascurabile.

RIFERIMENTI

- EN 1990:2002, Eurocode 0. Eurocode – Basis of structural design, *CEN*.
- EN 1998-1:2004, Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, *CEN*.
- Ceccotti A., 2008. New Technologies for Construction of Medium-Rise Buildings in Seismic Regions: The XLAM Case, *Structural Engineering International*, 18 (2), 156-165.
- Ceccotti A., Lauriola M.P., Pinna M., Sandhaas C., 2006. SOFIE Project – Cyclic Tests on Cross-Laminated Wooden Panels, *Proceedings WCTE*, Portland, USA.
- Lauriola M.P., Sandhaas C., 2006. Quasi-static and Pseudo-Dynamic Tests on XLAM Walls and Buildings, *Proceedings COST ACTION E29*, Coimbra, Portugal.