



Test sismici su tavola vibrante di un edificio a tre piani in legno a pannelli portanti intelaiati

Mauro Andreolli, Daniele Casagrande, Maurizio Piazza, Andrea Polastri, Tiziano Sartori, Roberto Tomasi

Dipartimento DIMS –Università degli Studi di Trento. Via Mesiano 77, 38123 Trento

Keywords: edifici intelaiati in legno, tavola vibrante, comportamento sismico

ABSTRACT

Gli edifici multipiano in legno si stanno proponendo in Italia come una valida alternativa ai sistemi costruttivi tradizionali, anche grazie ai vantaggi di natura tecnica che le costruzioni in legno possono offrire. In questo articolo si vuole presentare in particolare il comportamento sismico di un edificio in legno realizzato con un sistema costruttivo a telaio ligneo, estremamente conosciuto e diffuso a livello mondiale, ma in questo caso però adattato dal punto di vista tecnico al mercato ed alla realtà del nostro contesto nazionale. In particolare viene di seguito illustrata una estesa campagna sperimentale che ha coinvolto l'Università di Trento ed un gruppo di imprese trentine, con l'obiettivo di studiare il comportamento sismico degli edifici a telaio ligneo: il progetto di ricerca ha previsto una fase di studio dei componenti strutturali di base del sistema costruttivi, fino al progetto in scala reale di un edificio di tre piani sottoposto ad un test sismico su tavola vibrante presso il laboratorio Eucentre di Pavia.

1 INTRODUZIONE

1.1 Edifici multipiano a telaio

Gli edifici multipiano a struttura lignea stanno guadagnando un'importanza sempre crescente, proponendosi come valida alternativa rispetto a soluzioni realizzate con altri materiali da costruzione, come per esempio è accaduto in occasione della ricostruzione a seguito del terremoto in Abruzzo del 2009 (progetto C.A.S.E). Infatti, come dimostrato dal comportamento “sul campo” di edifici in legno realizzati in zone ad alto rischio sismico, la limitata massa volumica del materiale ha come vantaggio la possibilità di minori sollecitazioni indotte da un evento sismico. D'altra parte alcuni sistemi costruttivi lignei come quelli a telaio, tra i più diffusi per l'edilizia civile negli Stati Uniti, nei Paesi Scandinavi, in Canada e in Nuova Zelanda, sono caratterizzati da una grande

ridondanza strutturale di collegamenti meccanici dotati di buone capacità di duttilità e dissipazione energetica, per i quali quindi, in accordo con le recenti indicazioni normative (Eurocodice 8, NTC 2008), viene assegnato un fattore di struttura tra i più elevati.

Il sistema costruttivo a telaio si sta imponendo anche nel nostro paese, grazie anche all'alto grado di prefabbricazione, ma con alcune peculiarità, sia in termini di geometria che di materiali utilizzati, rispetto alle soluzioni a “telaio leggero” tipicamente presenti nel mercato nord-americano e nord-europeo: i montanti ed i traversi presentano sezioni maggiori ed anche i pannelli di rivestimento utilizzati sono preferibilmente di spessore e peso elevati.

1.2 Progetto di ricerca industriale Chi Quadrato

Per tali ragioni si è ritenuto necessario, nell'ambito di un progetto di ricerca industriale dedicato all'edilizia sostenibile in legno,

effettuare un'estesa campagna sperimentale avente come oggetto la caratterizzazione meccanica, in termini di rigidità, resistenza e duttilità, dei componenti e collegamenti strutturali di un sistema costruttivo a telaio ligneo al variare di alcuni parametri geometrici e materiali utilizzati. Nell'ambito di tale ricerca sono state sottoposte a prove statiche in accordo con i protocolli di normativa di tipo monotono e ciclico angolari di collegamento tra le pareti intelaiate e i diaframmi orizzontali, collegamenti tra montanti lignei e fogli di rivestimento e pareti di taglio intelaiati.



Figura 1. Set-up di prova relativo ai test sui collegamenti pannello-montante e collegamenti parete-fondazione



Figura 2. Set-up di prova relativo ai test su pareti intelaiate soggette ad azione orizzontale (monotona e ciclica) e diverse entità di carico verticale

E' stato inoltre progettato, testato e messo in produzione un solaio ligneo a sezione scatolare realizzato incollando elementi di legno massiccio. I risultati di tale campagna sperimentale hanno consentito l'ottimizzazione della tecnologia costruttiva e la creazione di un database di dati sperimentali utilizzato nell'analisi della risposta di edifici multipiano in zona sismica, sia attraverso metodi lineari (analisi modale con spettro di risposta), sia con metodi non lineari (analisi di push-over, analisi time-history).

1.3 Obiettivi

Al fine di validare i modelli di calcolo basati sulla conoscenza dei componenti strutturali di base, è stato progettato e realizzato un edificio multipiano in legno in scala reale da sottoporre a prova su tavola vibrante. Importante in tal senso risulta il confronto tra gli attuali metodi ed ipotesi di calcolo implementati nelle normative vigenti e i risultati delle prove sperimentali. Appare quindi fondamentale stabilire quale sia il comportamento delle singole componenti strutturali all'interno dell'edificio reale sottoposto ad azione sismica, come esse interagiscono e quali siano i meccanismi di collasso possibili.

2 PROGETTAZIONE E DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

2.1 Geometria dell'edificio e degli elementi strutturali

L'edificio di prova è caratterizzato da una pianta rettangolare 5 m x 7 m e si sviluppa su tre livelli (piano terra, primo piano e sottotetto) per un'altezza massima al colmo di 7.65 m.

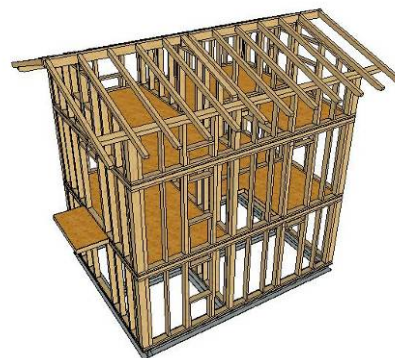


Figura 3. Vista tridimensionale dell'edificio senza la pannellatura strutturale

Gli orizzontamenti sono formati da elementi di solaio a sezione scatolare di altezza pari a 140 mm, ai quali sono sovrapposti e chiodati pannelli in OSB dello spessore di 15 mm per garantire il comportamento a diaframma rigido nel piano.



Figura 4. Edificio di prova

La copertura a due falde è realizzata con travetti in legno massiccio e un tavolato ligneo irrigidito mediante nastri forati metallici. Le pareti strutturali sono del tipo intelaiato con pannelli di rivestimento in OSB di spessore 15 mm, su entrambi i lati fissati mediante chiodi ad aderenza migliorata 2.8 x 60 mm.

I montanti e i traversi della parete sono realizzati con elementi in legno massiccio giuntato di sezione 160 x 60 mm e 160 x 100 mm. L'edificio è stato testato senza alcuna finitura e componente non strutturale. Al fine di simulare la massa aggiuntiva relativa ai carichi permanenti portati e ai carichi accidentali previsti in combinazione sismica sono stati posti sui solai dei blocchi in calcestruzzo di peso equivalente. Al fine di simulare la massa dell'isolante e dell'intero stratigrafia degli elementi, sono state collocate tegole appesantite in copertura e masse aggiuntive all'interno delle pareti.



Figura 5. Masse aggiuntive sui solai e all'interno delle pareti strutturali

2.2 Geometria e organizzazione dei sistemi di collegamento

Al fine di garantire l'interazione fra i vari elementi strutturali nonché il collegamento dell'edificio con la struttura di base sono stati utilizzati differenti dispositivi di connessione. Per quanto riguarda lo scorrimento orizzontale delle pareti strutturali sono state utilizzate piastre

chiodate ai piani superiori (Fig.6a) e coppie di viti da legno 8x180 inclinate a 45° al piano di fondazione (Fig.6b). Le forze di trazione agli angoli delle varie pareti sono state affidate ad angolari tipo hold-down, al piano di fondazione (Fig.6c), ed a piastre metalliche chiodate ai piani superiori (Fig.6d). Il collegamento del solaio con le pareti è stato effettuato mediante viti da legno 8x220.

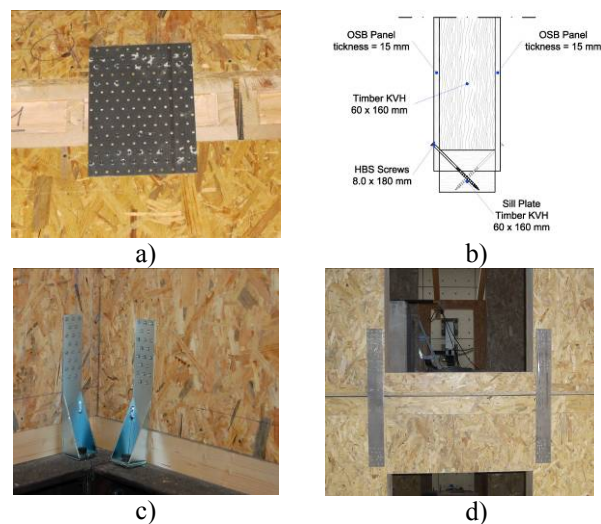


Figura 6. Dispositivi di collegamento . a: Piastre chiodate per la traslazione orizzontale delle pareti ai piani superiori - b: Viti a 45° per la traslazione orizzontale delle pareti al piano fondazione - c: Hold-down - d: Tie-down

2.3 Progetto strutturale

La progettazione è avvenuta in accordo con la normativa italiana vigente (NTC2008) integrata con le disposizioni previste dall'EC5 e dall'EC8. È stata scelta una destinazione d'uso di civile abitazione assumendo una vita nominale V_n pari a 50 anni ed una classe d'uso II.

Si ipotizza che l'edificio sia ubicato nel sito caratterizzato dal massimo valore del parametro di pericolosità sismica a_g per un periodo di ritorno pari a 475 anni previsto dalla normativa italiana.

La progettazione sismica è stata effettuata mediante analisi statica lineare assumendo un coefficiente di struttura q pari a 4. Le forze di piano così calcolate sono state ripartite fra le pareti strutturali in proporzione alla loro rigidità, assumendo l'ipotesi di piano rigido del solaio.

Tabella 1. Parametri di pericolosità sismica considerati per i diversi stati limite di progettazione.

STATO LIMITE	T_R	a_g	F_0	T_C
SLO	30	0,049	2,418	0,249
SLD	50	0,068	2,518	0,268
SLV	475	0,277	2,280	0,424
SLC	975	0,402	2,328	0,476

2.4 Stima dei parametri di prova mediante analisi numerica preliminare

Al fine di stimare i parametri necessari alla progettazione della prova su tavola vibrante sono stati sviluppati alcuni modelli numerici semplificati. In particolare sono stati utilizzati dei modelli lineari al fine di valutare i parametri dinamici dell'edificio utili per una corretta scelta dell'input di prova.

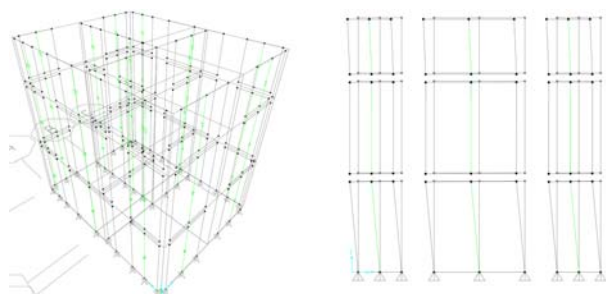


Figura 5. Modello numerico di analisi

Modelli più complessi di tipo non lineare sono stati implementati per la stima del taglio resistente e del momento ribaltante (OTM). Tali analisi hanno permesso inoltre di progettare le fasi di prova a differenti intensità di input sismico in funzione delle prestazioni attese.

3 PROVA SISMICA SU TAVOLA VIBRANTE

3.1 Montaggio

Il montaggio dell'edificio è avvenuto direttamente sulla tavola vibrante. Il collegamento fra l'edificio stesso e la tavola è stato realizzato mediante un graticcio di travi in acciaio disposte in corrispondenza delle pareti strutturali.

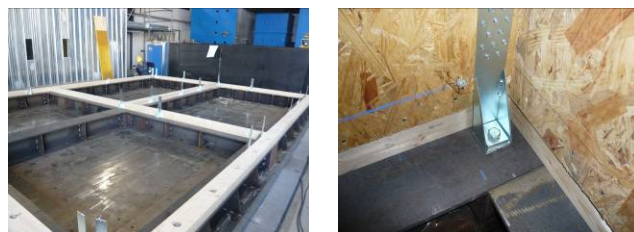


Figura 7. Graticcio di travi in acciaio e collegamento con le pareti strutturali

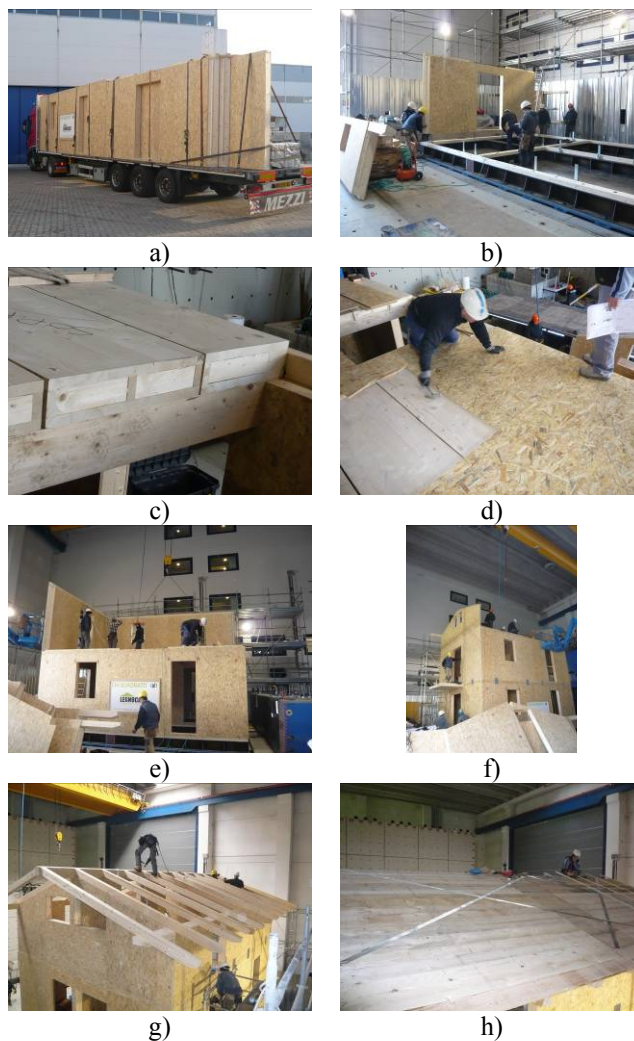


Figura 8. Fasi di montaggio. a: Trasporto degli elementi strutturali - b: Montaggio delle pareti al piano terra - c: Posa degli elementi di solaio - d: Posa e chiodatura dei pannelli OSB per l'irrigidimento di piano - e: Montaggio delle pareti al secondo piano - f: Montaggio delle pareti al terzo piano - g: Posa dei travetti di copertura - h: Chiodatura dei nastri forati per l'irrigidimento di piano della copertura

La forte prefabbricazione del sistema e l'elevata accuratezza delle lavorazioni in stabilimento ha permesso di poter portare a termine le fasi di montaggio in 3 giorni lavorativi da parte di 5 operai. In opera, infatti, è stato necessario effettuare solo il posizionamento degli elementi

strutturali (pareti, elementi di solaio, pannelli irrigidenti, orditura primaria e secondaria del tetto) collegandoli mediante i sistemi di fissaggio descritto al paragrafo 2.2. In Figura 8 sono visibile le successive fasi di montaggio.

3.2 Set-up di misura

Le misure hanno riguardato accelerazioni, spostamenti e deformazioni; i dati sono stati acquisiti con una frequenza di campionamento pari a 20 Hz: sono stati posizionati 103 strumenti in aggiunta al sistema di acquisizione ottico che grazie a telecamere a raggi infrarossi è in grado di monitorare in continuo lo spostamento di marker disposti sull'edificio.

La disposizione degli strumenti è avvenuta tenendo conto della monodirezionalità del moto della tavola, privilegiando dunque le pareti parallele all'input sismico e gli elementi strutturali maggiormente sollecitati.

Per tutte le 12 pareti monitorate (6 al primo piano e 6 al secondo) sono stati disposti i seguenti strumenti:

- trasduttori di spostamento in grado di misurare lo scorrimento orizzontale, lo spostamento verticale e la deformazione a taglio delle pareti;
- estensimetri in grado di misurare la deformazione degli elementi metallici di collegamento (hold-down e tie-down).

In Tabella 2 è riassunta la strumentazione totale disposta.

Tabella 2. Strumentazione disposta.

Tipologia	Numero	Tipo misura
Celle hold-down	12	Forza
Celle tie-down	11	Forza
Potenzimetri a filo	28	Allungamento diagonali parete e diagonali solai
Potenzimetri	28	Spostamento verticale e orizzontale pareti e banchine
Accelerometri	27	Accelerazioni ai vari piani

Si è deciso di non monitorare le pareti del sottotetto in quanto non soggette a spostamenti significativi.

L'utilizzo di un sistema di acquisizione ottico ha premesso inoltre di monitorare sia gli spostamenti assoluti dell'edificio di prova sia gli spostamenti relativi dei punti di controllo delle pareti della facciata C (Figura 10).

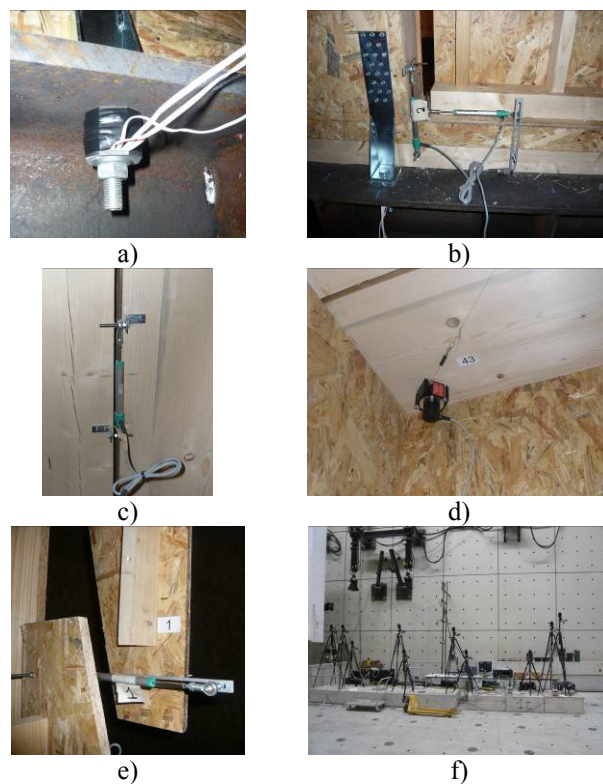


Figura 9. Strumentazione. a: Celle di carico per hold-down - b: Trasduttori di spostamento per lo scorrimento orizzontale ed il sollevamento delle pareti - c: Trasduttore di spostamento per lo scorrimento orizzontale relativo degli elementi di solaio - d: Trasduttori di spostamento a filo per la deformazione nel piano degli orizzontamenti - e: Trasduttore di spostamento per lo spostamento relativo di interpiano in prossimità di una parete interna - f: Sistema ottico di rilevamento degli spostamenti dei punti di controllo sulla facciata C

Le misure di accelerazione sono state effettuate mediante coppie di accelerometri unidirezionali disposti su ciascuno dei 4 angoli dei due solai intermedi. Sulla copertura sono stati adottati 8 accelerometri per le gronde e 2 per il colmo. Le misure di accelerazione sono state effettuate nelle sole direzioni orizzontali.

Alcuni trasduttori di spostamento sono stati utilizzati per monitorare le possibili deformazioni dei solai nel proprio piano e lo scorrimento relativo delle banchine di base rispetto al basamento in acciaio.

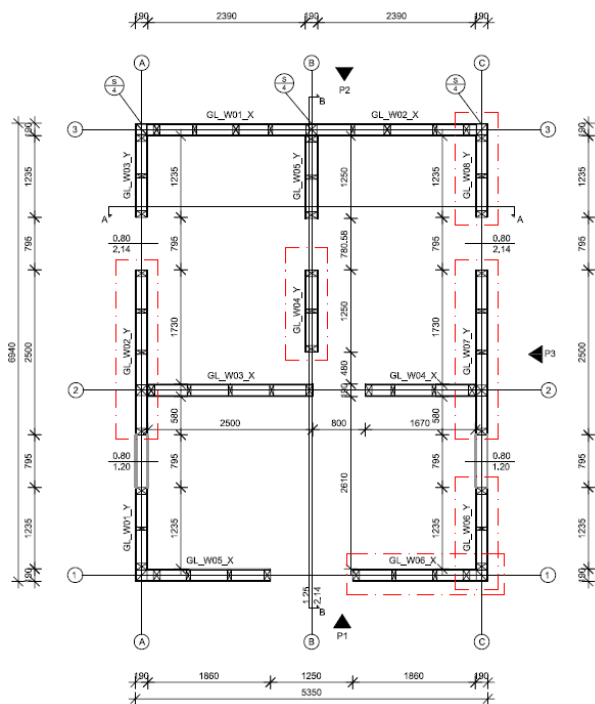


Figura 10. Pareti monitorate al primo piano

3.3 Sequenze di prova

La struttura in esame è stata sottoposta a 5 differenti intensità di input sismico, scalando opportunamente l'accelerogramma registrato dalla stazione "Ulcinj – Hotel Albatros", posta ad una distanza epicentrale di 21 km, durante il terremoto del Montenegro del 15/04/1979 (Mw 6.9).

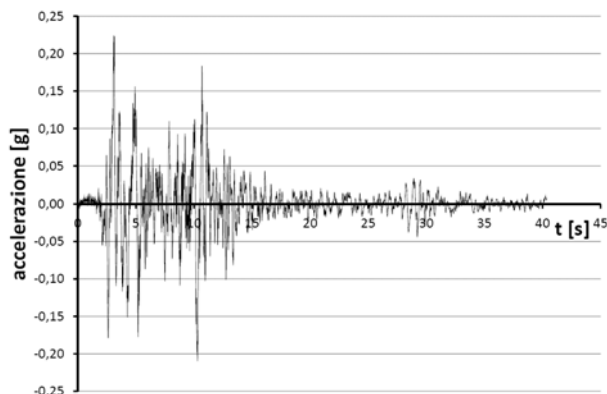


Figura 11. Accelerogramma di prova. Terremoto del Montenegro – stazione "Ulcinj -Hotel Albatros" – PGA: 0.224g

La scelta di tale accelerogramma è avvenuta in relazione al relativo spettro di risposta di pseudo-accelerazione, particolarmente significativo nell'intervallo della frequenza fondamentale attesa dell'edificio.

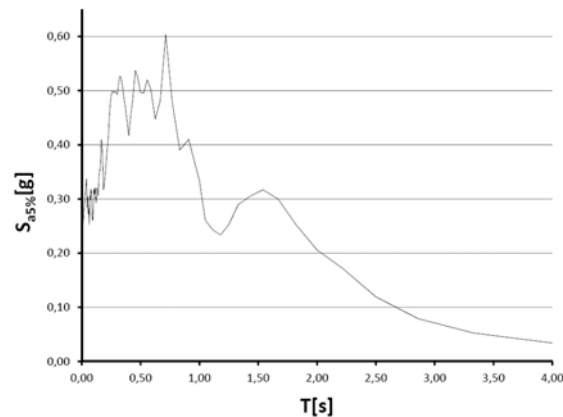


Figura 12. Spettro elastico di pseudo-accelerazione ($\xi=5\%$) relativo all'accelerogramma di Figura 10

I valori di accelerazioni massima (PGA) a cui l'edificio è stato sottoposto nelle 5 fasi di prova sono riportate nella tabella sottostante. Tali valori derivano da considerazioni effettuate in conseguenza alle analisi di simulazione numerica nonché ai risultati ottenuti dopo le prime fasi di prova.

Tabella 3. Fasi di prova e relative accelerazioni massime.

FASE 1	0,07g
FASE 2	0,28g
FASE 3	0,50g
FASE 4	0,70g
FASE 5	1,00g

Ciascuna delle prove sismiche è stata anteceduta da una fase di "tuning", necessaria a calibrare i parametri caratteristici della tavola vibrante al fine di ottenere una buona corrispondenza fra il segnale di "feedback" e il segnale di "reference". Tale procedura è stata effettuata sottoponendo l'edificio ad un moto sismico di tipo "flat white noise" a bassa intensità.

Durante questa fase si è proceduto all'acquisizione dei segnali dei vari accelerometri al fine di poter condurre in seguito la procedura di identificazione dinamica della struttura. E' infatti fondamentale stimare con buona accuratezza le proprietà dinamiche (frequenze fondamentali, modi di vibrare, smorzamento equivalente) dell'edificio di prova al fine di quantificare il danneggiamento dell'edificio dopo ciascuna prova sismica.

La valutazione del danneggiamento strutturale è stata effettuata inoltre dopo ciascun test mediante un'accurata ispezione visiva.

Importante notare come fra una fase di prova e la successiva non è stato eseguito nessun intervento di riparazione sulla struttura.

4 CONCLUSIONI

4.1 Primi risultati

Le ispezioni eseguite sull'edificio a seguito di tutte le prove effettuate non hanno evidenziato alcun danneggiamento visibile agli elementi strutturali.

4.2 Sviluppi futuri

Al fine di comprendere il comportamento strutturale dell'edificio durante le differenti fasi dei test sismici verranno analizzati nel dettaglio i dati forniti dalla strumentazione disposta. L'obiettivo finale è lo studio delle singole componenti strutturali nonché la comprensione dell'interazione fra le stesse nell'ottica di descrivere il comportamento globale della struttura. A tale scopo saranno confrontati i valori di sollecitazione e deformazioni raggiunti durante le prove sismiche dai singoli elementi strutturali, verranno effettuate analisi di identificazione dinamica dell'intera struttura, verrà costruita una curva forza-spostamento dell'edificio ed infine verrà effettuata un'analisi energetica. Tali analisi potranno fornire informazioni fondamentali sul comportamento dei singoli elementi strutturali all'interno di un edificio reale, sia in campo elastico che in campo non lineare.

Il programma di test si concluderà con l'esecuzione presso il Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC - Lisbona) di ulteriori prove su tavola vibrante di un edificio geometricamente simile a quello già testato e dotato anche delle finiture non strutturali.

RINGRAZIAMENTI

La ricerca presentata in questo articolo è stata condotta in collaborazione con la ditta Legno Più Case Spa, nell'ambito del progetto di ricerca industriale Chiquadrato finanziato dalla Provincia Autonoma di Trento. Gli autori desiderano ringraziare il sig. Ivan Brandolise, per l'assistenza fornita nella strumentazione dei tie-down, l'ing. Alessandro Armanini e Andrea Conte per il

prezioso aiuto durante le fasi di prova. Si ringraziano inoltre il prof. Alberto Pavese, l'ing. Maria Pia Scovenna, l'ing. Simone Girello e tutto il personale del laboratorio Trees Lab di Pavia, per l'assistenza fornita durante la sperimentazione sismica.

BIBLIOGRAFIA

CNR-DT 206:2007 – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture di legno.

Conte A., Piazza M., Sartori T., Tomasi R. (2011), Experimental investigation on connections between wood framed shear walls and foundations, Proceedings of the Structural Engineering World Conference, Como Cernobbio, Italy 2011

Conte A., Piazza M., Sartori T., Tomasi R. (2011), Influence of sheathing to framing connections on mechanical properties of wood framed shear walls, Congresso Ingegneria Sismica Anidis 2011, Bari

CSA Standard 086-01:2005. Engineering design in wood

CUREE project: report finali

<http://www.curee.org/projects/woodframe/>

D.M. 14 gennaio 2008: Norme tecniche per le costruzioni

DIN 1052:2008 Deutsches Institut für Normung e.V. – Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken. Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau

EN 1995-1-1:2009 – Progettazione delle strutture di legno Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici

NEESWood project: report finali

http://jvw.eng.ua.edu/neeswood_reports.html

NZS 3603:1993 – Timber structures standard

Piazza M., Tomasi R., Modena R., 2005 Strutture in legno. Materiale, calcolo e progetto secondo le nuove normative europee, Biblioteca Tecnica Hoepli

UNI EN 12512:2006 – Strutture di legno – Prove cicliche di giunti realizzati con elementi meccanici di collegamento

UNI-EN 1998-1 Eurocode 8 Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for building