



Prove sperimentali monotone e cicliche su pareti realizzate con un sistema costruttivo ibrido in legno - calcestruzzo

Roberto Scotta

Dipartimento di Costruzioni e Trasporti – Università di Padova

Luca Pozza

Dipartimento di Costruzioni e Trasporti – Università di Padova

Renato Vitaliani

Dipartimento di Costruzioni e Trasporti – Università di Padova

Keywords: prove cicliche, legno, duttilità, COSTRUCTURE

ABSTRACT

Nel presente lavoro si tratta del comportamento strutturale di un particolare sistema costruttivo in legno, a moduli prefabbricati e assemblati in opera, che abbina la tipologia a telaio tipica del sistema Platform Frame, largamente utilizzato nei paesi anglosassoni, ad una pelle esterna in c.a. con funzione strutturali, acustiche e termiche. Nel sistema in esame i carichi verticali vengono trasmessi alle fondazioni mediante una intelaiatura di travi e pilastri in legno mentre il sistema di controventamento viene realizzato mediante pannelli in OSB e lastre in calcestruzzo di piccolo spessore connesse all'intelaiatura in legno. L'impiego di connettori di grosso diametro per il fissaggio delle lastre in c.a. insieme alla chiodatura diffusa del pannello in OSB conferisce al sistema una elevata rigidità post elastica e un'ottima capacità di dissipazione energetica.

Allo scopo di indagare il reale comportamento del sistema studiato sotto azioni orizzontali, anche di tipo ciclico, è stata realizzata una campagna di prove sperimentali i cui risultati, in termini di resistenza, rigidità, spostamento massimo e duttilità, sono riassunti nel presente lavoro. I risultati sperimentali sono stati confrontati con i valori di resistenza e rigidità calcolabili con le formulazioni indicate nelle normative nazionali ed internazionali. Vengono fornite inoltre le espressioni analitiche che meglio approssimano le curve di carico monotono sperimentali.

1 INTRODUZIONE

Oggi si assiste ad una inadeguatezza tecnologica oltre che strutturale dei sistemi costruttivi tradizionali in legno, i quali spesso non consentono il completo rispetto dei moderni limiti di consumo energetico e di abbattimento del livello acustico. L'introduzione di nuovi criteri di progettazione antisismica rende ancor più difficile conciliare gli aspetti strutturali con le esigenze di isolamento termico e acustico degli edifici.

La necessità di realizzare edifici altamente efficienti ha spinto molte aziende ad intraprendere progetti di sviluppo di nuove tipologie costruttive in legno. In questo contesto si inserisce la collaborazione tra il Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università di Padova e l'azienda Polifar S.r.l. di Scorzè (Ve) che ha consentito di sviluppare il sistema costruttivo COSTRUCTURE. Trattasi di un sistema innovativo altamente efficiente in quanto garantisce:

- contenimento dei costi di costruzione: attraverso modularizzazione e prefabbricazione degli elementi base e standardizzazione dei processi costruttivi;
- bassi costi di manutenzione futura: utilizzo di materiali durevoli con dettagli costruttivi adeguati;
- bassi costi di gestione: realizzazione di edifici ad altissima efficienza energetica e ridotte richieste di produzione energetica.
- Eco-compatibilità: utilizzo di materiali naturali e riciclabili al termine della vita della costruzione;
- robustezza strutturale e resistenza al sisma grazie all'elevata capacità di dissipazione energetica.

Allo scopo di verificare ed ottimizzare la resistenza alle azioni orizzontali, e quindi al sisma, del sistema COSTRUCTURE è stata intrapresa una campagna di prove sperimentale con prove di pushover ciclica su singoli moduli parete e su in-

tere pareti. Attraverso tali prove è stato possibile ottimizzare il sistema costruttivo, e definirne le reali caratteristiche di resistenza, rigidità e duttilità. Dall'analisi del comportamento isteretico delle pareti testate è stato possibile verificare anche le capacità dissipative del sistema e il degrado di resistenza sotto azioni di tipo ciclico.

2 DESCRIZIONE DEL SISTEMA COSTRUTTIVO

Il sistema costruttivo ibrido legno-calcestruzzo in esame consta di pareti prefabbricate realizzate mediante un'intelaiatura con montanti e traversi in legno controventati da un pannello in OSB e lastre di calcestruzzo. Il layout strutturale è simile a quello del sistema Platform-Frame largamente utilizzato in America settentrionale il quale prevede una baraccatura di morali realizzata in opera stabilizzata e controventata da pannelli in OSB chiodati.

Nel sistema COSTRUCTURE le pareti sono prefabbricate e modulari: infatti ogni modulo parete è assemblato in stabilimento e ha dimensioni pari a 108cm di base x 324 cm di altezza. Il rapporto tra la base della parete a la sua altezza è pari a tre.

In Figura 1 viene riportato uno schema grafico della parete tipologica.

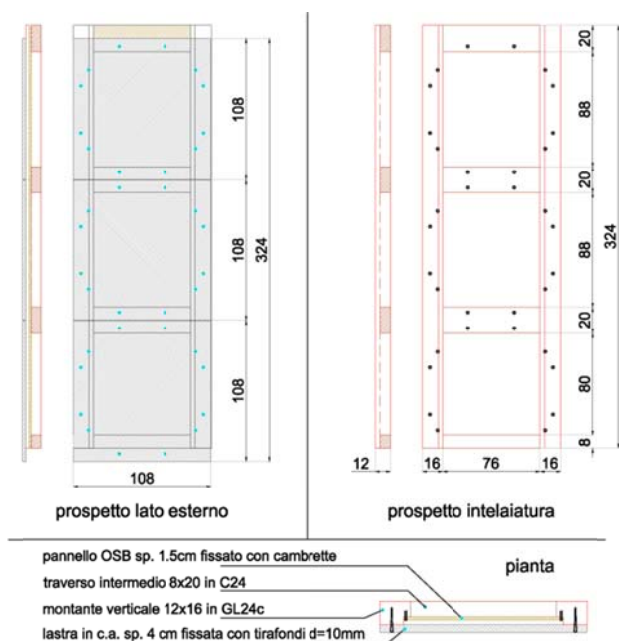


Figura 1. Parete tipologica del sistema COSTRUCTURE. Pianta Prospetto e sezione verticale.

La particolare disposizione degli elementi di controvento garantisce la presenza di una camera d'aria continua dalle fondazioni alla copertura. Tale sistema di ventilazione, oltre a conferire all'abitazione un elevato confort termo-

igrometrico, mantiene asciutta l'interfaccia legno-calcestruzzo evitando fenomeni di deterioramento dei montanti in legno.

2.1 Layout strutturale

L'impostazione strutturale del sistema costruttivo è tale per cui è possibile individuare due sistemi resistenti con funzioni distinte.

Elementi resistenti alle azioni verticali: ogni modulo parete si compone di n. 2 montanti verticali di dimensioni 16x12cm realizzati in legno lamellare GL24c ai quali vengono fissati tre traversi orizzontali in legno massiccio C24 dello spessore di 8cm. Tali montanti verticali trasmettono a terra il peso delle pareti stesse e assieme ai traversi formano l'intelaiatura a cui viene fissato il sistema controventamento. In corrispondenza della giunzione tra due moduli parete vicini è presente un elemento in legno massiccio C24 di dimensioni 8x16cm. Su questi pilastri, posti ad interasse pari a 108cm, appoggiano le travi del solaio.

Elementi resistenti alle azioni orizzontali: ogni singolo modulo parete è controventato mediante due elementi che funzionano in parallelo:

- N.3 pannelli di OSB dello spessore di 15mm e dimensioni 108x84cm chiodati lungo il perimetro ai montanti verticali e ai traversi della parete mediante cambrette.
- N.3 lastre quadrate in c.a. dello spessore di 4cm e lato 108cm avvitate ai montanti e ai traversi mediante viti di diametro 10mm e lunghezza 120mm. Le lastre sono armate con una rete metallica di diametro 4.5mm a maglia quadrata 60x60mm.

La resistenza alle azioni orizzontali è garantita inoltre da appositi elementi di collegamento alla fondazione e interpiano che consentono la trasmissione delle azioni taglianti e dei tiri verticali e impediscono gli effetti di scorrimento e rotazione rigida della parete sotto carichi orizzontali.

2.2 Elementi di connessione

Si distinguono due tipologie di connessioni: quelle per contrastare i tiri verticali e quelle per trasmettere gli sforzi di taglio.

- Connessioni contro i tiri verticali: si realizzano sia alla base che all'interpiano mediante angolari metallici chiodati ai montanti delle pareti. Il collegamento alla fondazione è realizzato mediante barre resinare.
- Connessioni per trasmettere gli sforzi di taglio alla fondazione: gli sforzi di taglio assorbiti dalla lastra in c.a. vengono trasmessi da un

piano e l'altro fissando la lastra del piano superiore sul traverso superiore del modulo parete posto al piano inferiore. A terra la lastra viene avvitata direttamente al cordolo di fondazione. Le azioni taglianti assorbite dal pannello di OSB vengono trasmesse da un piano e l'altro mediante viti da legno che uniscono i traversi dei moduli parete. A terra il traverso inferiore viene avvitato direttamente al cordolo di fondazione. La trasmissione degli sforzi taglianti tra un modulo parete e l'altro viene realizzata mediante un elemento di giunzione in legno massiccio di dimensioni 8x16cm fissato con viti da legno ai montanti verticali delle pareti. Come descritto in precedenza tale elemento funge anche da pilastro da appoggio per le travi del solaio.

In Figura 2 viene riportato uno schema grafico con indicazione dei principali elementi di connessione alla base e in corrispondenza dell'interpiano.

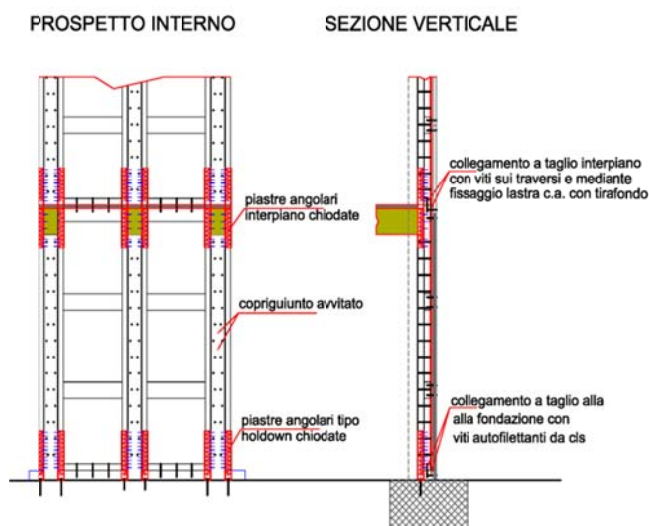


Figura 2. Elementi di connessione – prospetto e sezione verticale.

3 PROVE SPERIMENTALI

Allo scopo di definire le reali caratteristiche di resistenza, rigidezza e duttilità delle pareti CO-STRUCTURE è stata eseguita una campagna di prove sperimentali sia su singoli moduli che su intere pareti. Attraverso le prove monotone e cicliche sui singoli moduli parete sono stati definiti i valori di rigidezza e resistenza massima del sistema costruttivo. Tali valori sono stati poi utilizzati per la progettazione delle prove cicliche su intere pareti in accordo con quanto stabilito in (EN12512, 2005). Nel presente lavoro sono riportati solamente i risultati e i diagrammi forza spostamento della prova ciclica completa eseguita su una parete costituita da due moduli affiancati.

3.1 Allestimento della prova e condizioni di carico verticale e orizzontale

Per l'esecuzione delle prove si è utilizzato un apposito telaio di contrasto in acciaio per l'applicazione delle spinte orizzontali in sommità della parete. Per riprodurre fedelmente le condizioni di attacco a terra della parete la fondazione e il cordolo di base in calcestruzzo armato su cui viene fissata la parete sono stati realizzati in opera con le stesse modalità e caratteristiche previste per la costruzione.

L'applicazione della spinta orizzontale ciclica in sommità alla parete è avvenuta mediante una coppia di martinetti idraulici a doppia azione collegati ad una cella di carico.

Per la stabilizzazione laterale della parete si è utilizzato un pattino metallico che manteneva verticale la parete evitando fenomeni di torsione durante l'applicazione del carico.

Per riprodurre le condizioni di carico di una parete di un edificio residenziale posta al piano terra e soggetta al peso dei solaio e delle pareti sovrastanti è stato studiato un sistema di funi in acciaio con rinvio per applicazione del carico verticale in corrispondenza dei montanti della parete. L'applicazione della forza avveniva mediante un sistema di cavi fissati alla fondazione che abbracciano il montante verticale. I cavi erano messi in tensione da un martinetto e per mantenere pressoché invariata l'entità del carico applicato, indipendentemente dai sollevamenti della parete, è stata collegata in serie al martinetto una molla con costante elastica bassa ($K_{molla}=0.7\text{kN/mm}$) ed elevata capacità di allungamento. In questo modo i sollevamenti della parete sono stati compensati dagli allungamenti della molla a cui corrispondono piccole variazioni del carico applicato. Il carico P applicato in corrispondenza di ogni montante risulta di $P=14.7\text{kN}$. Complessivamente sulla parete grava un carico di $14.7 \times 3 = 44.1\text{kN}$.

In Figura 3 viene riportato uno schema grafico dell'allestimento della prova mentre le foto di Figura 4 mostrano la parete montata prima dell'inizio della prova.

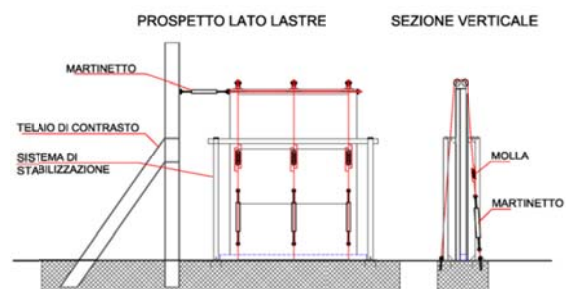


Figura 3. Allestimento della prova – prospetto e sezione verticale.



Figura 4. Allestimento della prova: lato esterno (in alto), lato interno (in basso).

3.2 Descrizione della parete sottoposta a prova

La parete testata aveva dimensioni di 216cm di base per 324cm di altezza. Si componeva quindi di n. 2 moduli parete di larghezza 108cm affiancati. La parete è stata messa in opera al di sopra del cordolo di fondazione e fissata alla fondazione mediante le seguenti connessioni:

- Montanti di estremità collegati a terra con una coppia di angolari metallici sp. 3mm fissati alla parete con n.48 chiodi 4x60 e con tirafondo chimico d=24mm alla fondazione. In corrispondenza dei montanti intermedi, coppia di angolari metallici sp. 3mm fissati con n.28 chiodi 4x60 alla parete e con tirafondo chimico d=16mm alla fondazione.
- Traverso inferiore della parete fissato al cordolo in calcestruzzo con n.3 viti autofilettanti per calcestruzzo con diametro di 10mm, lunghezza di infissione nel cls di 5cm
- Lastra in calcestruzzo inferiore fissata al cordolo in calcestruzzo con n.3 viti autofilettanti per calcestruzzo con diametro di 10mm, lunghezza di infissione nel cls di 8cm
- Lastre in calcestruzzo fissate ciascuna al telaio in legno con tirafondi cl.8.8 d=10mm rispettivamente con n.2 tirafondi sui lati in corrispondenza del traverso e n.4 sui lati in dei montanti verticali.

- Pannelli in OSB chiodati lungo il perimetro con cambrette realizzate con filo di sezione 1.2mm per 1.59mm, lunghezza 60mm, larghezza testa 12mm. Le cambrette sono state messe in opera con un angolo di inclinazione rispetto alla fibratura maggiore di 30° e con passo pari a 4cm.
- Moduli parete uniti mediante elemento coprigiunto in legno massiccio C24 di sezione 8x16cm fissato con n.14 viti da legno 8x160 lungo ogni montante verticale.

La Figura 5 riporta i dettagli dei sistemi di connessione impiegati.

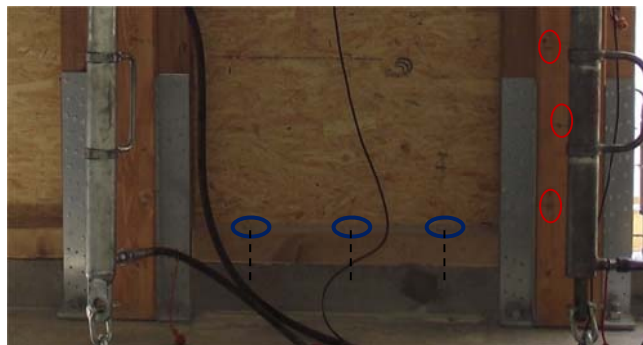


Figura 5. Elementi di connessione a terra e tra i moduli parete – lato interno

3.3 Strumentazione

La parete è stata attrezzata con n.6 sensori di misura con precisione del centesimo di millimetro. In Figura 6 è riportata la disposizione dei sensori di misurazione. In particolare:

- Sensori n. 1 e n. 2 con corsa di ± 5 cm per rilevare lo scorrimento relativo tra la parete e il cordolo di fondazione.
- Sensore n. 3 con corsa di ± 5 cm per rilevare lo scorrimento relativo tra i due moduli parete.
- Sensori n. 4 e n. 5 con corsa di ± 5 cm per rilevare il sollevamento della parete dal piano della fondazione.
- Sensori n. 6 e n. 7: corsa di ± 10 cm per rilevare lo spostamento orizzontale in sommità.

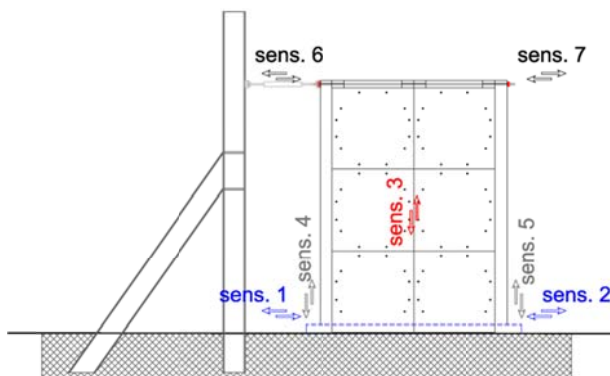


Figura 6. Disposizione dei sensori di misurazione.

Le letture degli spostamenti sono state effettuate in continuo per tutta la durata della prova con intervallo di misurazione di 10sec.

In Figura 7 si riportano foto di dettaglio di alcuni dei sensori di misura disposti.

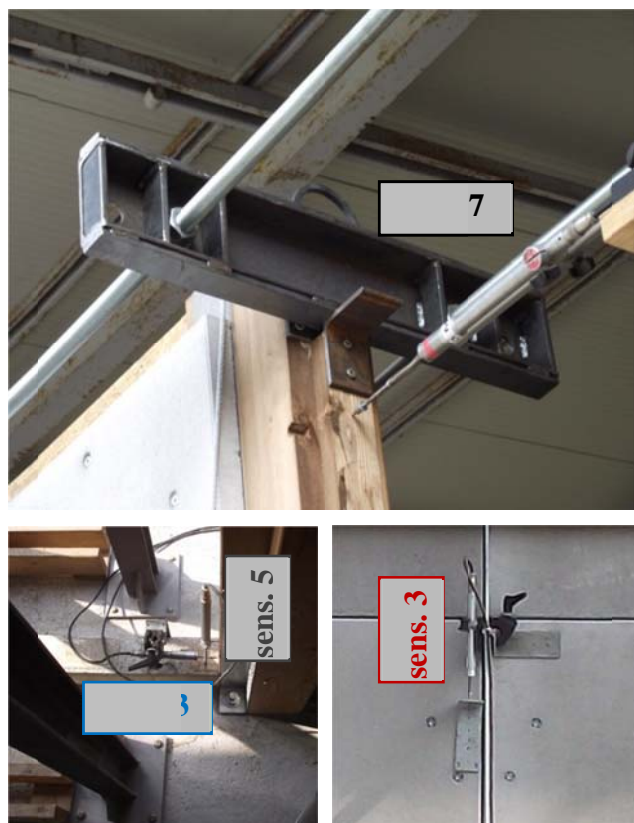


Figura 7. Dettaglio dei sensori di misura degli spostamenti.

3.4 Esecuzione della prova

La prova è stata condotta nel rispetto del protocollo di prova ciclica completa riportato in (EN12512, 2005).

Per la stima del valore dello spostamento di snervamento si è fatto riferimento ai risultati ottenuti da alcune prove preliminari di tipo monotono e ciclico effettuate sul singolo modulo parete. Attraverso tali prove si è stimato lo spostamento di snervamento della parete in 24mm.

Definito il valore dello spostamento di snervamento è stata progettata la prova ciclica completa individuando l'ampiezza dei cicli di carico e scarico. La velocità di carico adottata è pari a 0.2 mm/s.

Nell'esecuzione della prova i cicli di ampiezza pari a 3 e 4 volte lo spostamento di snervamento V_y sono stati eseguiti solamente in tiro poiché in spinta, già per i cicli di ampiezza 2 volte lo spostamento di snervamento, si erano manifestati effetti torcenti che causavano un'instabilizzazione laterale della parete.

Il diagramma ciclico tempo spostamento seguito nella prova è riportato in Figura 8.

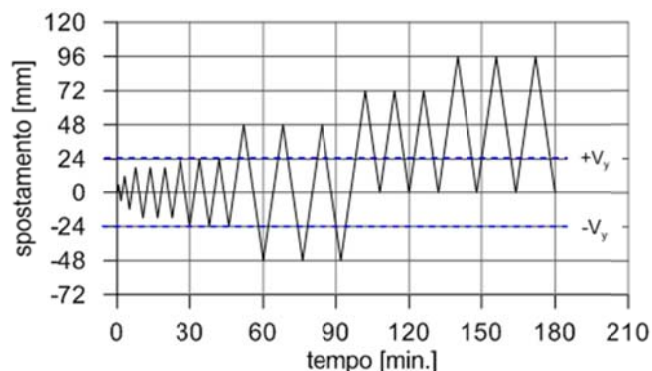


Figura 8. Ciclo spostamento tempo della prova ciclica.

Secondo questo schema di carico ciclico la parete veniva testata sino ad uno spostamento massimo di 96mm che coincideva con la massima corsa disponibile del pistone.

4 RISULTATI DELLA PROVA

Il risultato principale della prova è il diagramma di isteresi della parete sotto carico ciclico di Figura 9, ottenuto plottando gli spostamenti in sommità della parete e il corrispondente carico applicato.

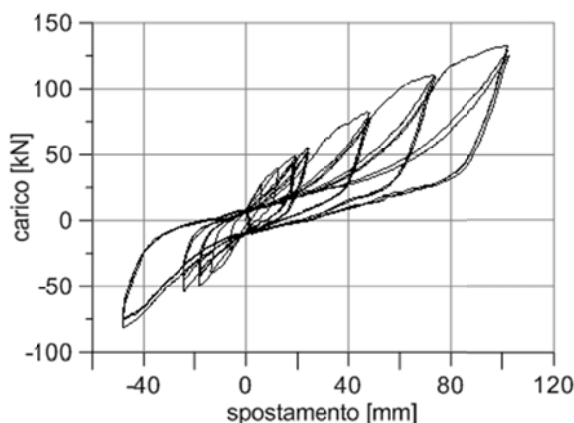


Figura 9. Ciclo carico - spostamento in sommità della parete testata.

Il ciclo isteretico della parete presenta la tipica forma a fiocco delle connessioni legno-legno e legno-acciaio realizzate con connettori metallici di piccolo diametro. La parete inoltre mostra un marcato comportamento incrudente senza cadute di resistenza dovute a rotture fragili delle lastre in calcestruzzo. Va osservato che non è stato possibile portare a rottura la parete in quanto la corsa dei martinetti è stata esaurita prima. Dall'esame visivo della parete soggetta al massimo carico non si sono rilevate fessurazioni delle lastre in c.a. nemmeno nell'intorno delle viti che connettono la lastra al telaio in legno. Gli scorrimenti delle connessioni alla fondazione risultano modesti, non si sono manifestate rotture o fenomeni di estrazione dei chiodi o di rottura fragile del legno. In Figura 10 si riporta una foto della parete e delle connessioni in condizioni ultime.



Figura 10. Condizioni di rottura della parete - vista complessiva (in alto), dettaglio scorrimento delle lastre (in basso a sinistra), dettaglio deformazione piastra di base tipo holdown (in basso a destra).

In accordo con (EN12512, 2005) dall'analisi dei cicli isteretici è possibile ricavare le seguenti grandezze:

- I valori degli spostamenti di snervamento V_y e in condizioni ultime V_u con i rispettivi valori delle forze F_y e F_u . Definiti gli spostamenti si è ricavato il livello massimo di duttilità raggiunto come rapporto tra lo spostamento massimo e quello di snervamento.
- La diminuzione della resistenza per ognuna delle tre serie di cicli e per ogni livello di duttilità considerato nella prova.
- Il rapporto di smorzamento ad ogni livello di duttilità considerato nella prova valutato sulla forma dal terzo ciclo di ogni step di carico.

4.1 Valutazione delle caratteristiche di resistenza e rigidità della parete.

Per definire lo snervamento della parete si devono individuare le pendenze del tratto elastico e incrudente della bilatera che approssima la curva di carico monotono della parete. La curva di carico monotono della parete è stata ottenuta utiliz-

zando il legame forza spostamento di tipo esponenziale proposto da (Foliente et al., 1993) e riportato nell'espressione seguente.

$$F = (r_1 k_0 x + F_0) \left(1 - e^{-\frac{k_0 x}{F_0}}\right) \quad (1)$$

dove:

F = valore della forza

x = spostamento

k_0 = rigidità iniziale

$r_1 k_0$ = pendenza ramo incrudente

F_0 = intercetta con l'asse delle ordinate del ramo incrudente

La pendenza β del tratto incrudente della bilatera corrisponde alla pendenza $r_1 k_0$ del ramo incrudente della curva di involucro. La pendenza elastica α invece è stata definita uguagliando le aree $A_{interna}$ e $A_{esterna}$ comprese tra la bilatera e la curva di involucro. In Figura 11 sono riportate la curva di involucro e la bilatera di compenso.

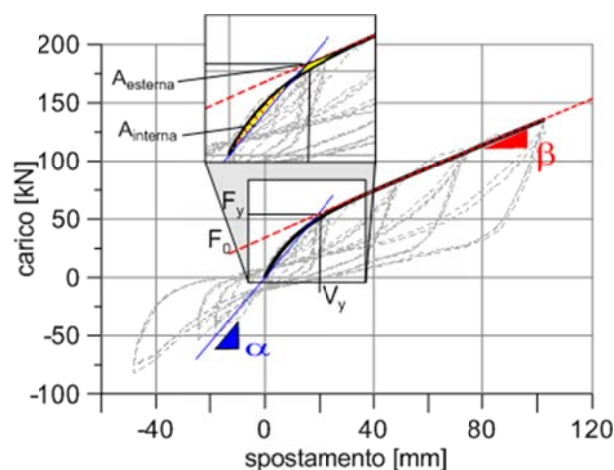


Figura 11. Curva monotona di involucro dei cicli e bilatera .

L'utilizzo di una espressione analitica per la curva di involucro consente di definire le aree di compenso $A_{interna}$ e $A_{esterna}$ in maniera analitica mediante i seguenti integrali in cui con χ (V_y , F_y) si è indicata l'intersezione tra la retta elastica e quella incrudente.

$$A_{interna} = \int_0^{\chi} [(r_1 k_0 x + F_0) \left(1 - e^{-\frac{k_0 x}{F_0}}\right) - \alpha x] dx \quad (2)$$

$$A_{esterna} = \int_{\chi}^{\infty} [(r_1 k_0 x + F_0) e^{-\frac{k_0 x}{F_0}}] dx \quad (3)$$

Ponendo l'uguaglianza degli integrali si ottiene la pendenza elastica:

$$\alpha = \frac{k_0^2}{2(k_0 + r_1 k_0)} + r_1 k_0 \quad (4)$$

L'intersezione tra la retta elastica e il ramo incrudente definisce lo snervamento della parete in termini di forza e spostamento.

In (EN12512, 2005) sono riportati i criteri per definire il carico ultimo del sistema e il relativo valore dello spostamento ultimo. Dal diagramma forza–spostamento di Figura 9 si evince che la parete non presenta un decadimento della resistenza o un ramo softening che indichi la rottura della parete. La prova infatti è stata interrotta per aver terminato la corsa del martinetto senza aver portato a rottura la parete. Pertanto i valori dello spostamento e della resistenza ultima della parete sono stati cautelativamente assunti pari alla massima forza e al massimo spostamento registrati nell'ultimo ciclo di carico.

Nella Tabella 1 sono riepilogate le caratteristiche di rigidezza e resistenza della parete.

Tabella 1. Valori di resistenza e rigidezza della parete.

Grandezza	simbolo	valore
Forza massima	F_{max}	130 kN
Spostamento ultimo	V_u	96 mm
Pendenza tratto elastico	α	3.1 kN/mm
Pendenza tratto incrudente	β	1.0 kN/mm
Forza di snervamento	F_y	54 kN
Spostamento di snervamento	V_y	19.2mm
Duttilità	$\mu = V_u/V_y$	5.0

Si rileva che lo spostamento di snervamento ottenuto non si differenzia molto da quello stimato e utilizzato per progettare la prova.

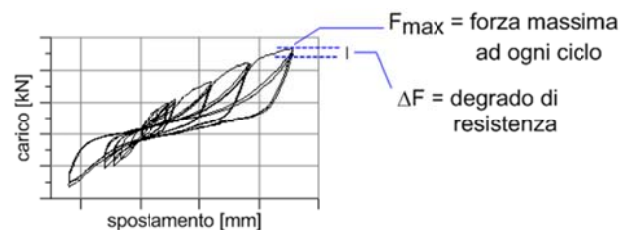
4.2 Valutazione del degrado di resistenza della parete

Un altro parametro importante per caratterizzare il comportamento sotto carichi ciclici della parete è il degrado della resistenza per cicli ripetuti. La Tabella 2 riporta i valori del degrado di resistenza rilevati.

La parete mostra degradi di resistenza molto contenuti e sempre inferiori al 10% del massimo carico relativo al ciclo in esame.

Diversamente da quanto visto per il degrado di resistenza, la riduzione di rigidezza dovuta al rifollamento del legno e alla formazione del gioco nelle connessioni, che si ha all'aumentare dell'ampiezza del ciclo risulta rilevante. Questo aspetto evidenzia un spiccato comportamento di pinching che comporta una riduzione della capacità dissipativa della parete all'aumentare dell'ampiezza del carico. Questo fenomeno è confermato anche dai valori decrescenti dello smorzamento viscoso equivalente.

Tabella 2. Valori del degrado di resistenza per cicli ripetuti di uguale ampiezza.



	Ampiezza ciclo	Forza massima [kN]	Degrado di resistenza [KN]
18 mm	1°	48.50	-
	2°	47.38	1.02
	3°	42.52	4.86
24 mm	1°	54.79	-
	2°	54.55	3.24
	3°	52.20	2.35
48 mm	1°	82.15	-
	2°	78.01	4.14
	3°	76.68	1.33
72 mm	1°	110.15	-
	2°	109.1	6.6
	3°	102.5	6.6
96 mm	1°	132.62	-
	2°	129.2	3.42
	3°	125.2	4.00

4.3 Valutazione del rapporto di smorzamento viscoso equivalente della parete

In una prova ciclica è possibile calcolare il valore dello smorzamento viscoso equivalente v_{eq} , parametro adimensionale che esprime le proprietà di smorzamento isteretico dell'elemento strutturale definito dalla seguente espressione:

$$v_{eq} = \frac{E_d}{2\pi E_p} \quad (5)$$

dove:

E_d = energia dissipata in metà ciclo per effetto delle deformazioni plastiche.

E_p = energia potenziale disponibile (quella assorbita dal sistema).

I valori di energia che compaiono nella formula corrispondono alle aree tratteggiate in Figura 12.

Tale valore è stato valutato con riferimento al terzo ciclo di carico ripetuto ottenendo i valori di smorzamento isteretico riportati in Tabella 3.

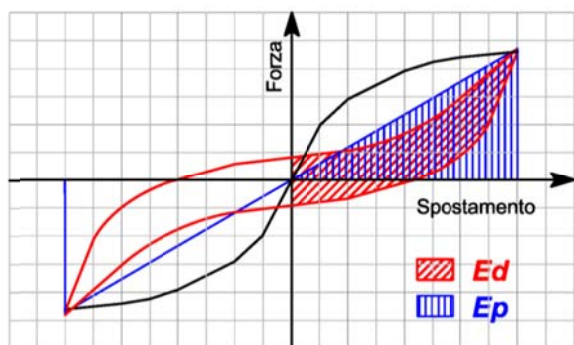


Figura 12. Indicazione delle aree corrispondenti all'energia potenziale E_p e all'energia dissipata E_d .

Tabella 3. Valori dello smorzamento isteretico equivalente.

Ampiezza ciclo [mm]	E_p [kJ]	E_d [kJ]	v_{eq}
18	328.2	387.0	13.5%
24	435.4	624.0	11.1%
48	899.3	1824.0	7.85%
72	1512.2	3672.0	6.55%
96	2335.6	6000.0	6.20%

Si osserva che all'aumentare dell'ampiezza del ciclo si riducono i valori dello smorzamento viscoso equivalente. Il rapporto tra lo smorzamento viscoso equivalente del ciclo con ampiezza 18mm e quello con ampiezza 96mm è pari a 2,2. Questo aspetto indica che per la parte in esame il fenomeno del pinching è molto rilevante, pertanto si assiste ad una diminuzione della capacità dissipativa della parete all'aumentare dall'ampiezza dei cicli di carico.

4.4 Cicli isteretici delle connessioni

Utilizzando i valori degli spostamenti rilevati dai sensori 1 e 2 dal sensore 3 e si sono ricavati i cicli isteretici relativi allo spostamento alla base e allo scorrimento tra i due moduli parete riportati rispettivamente in Figura 13 e 14.

Anche i cicli isteretici di queste connessioni presentano la tipica forma a fiocco con modesti degni di resistenza per cicli ripetuti.

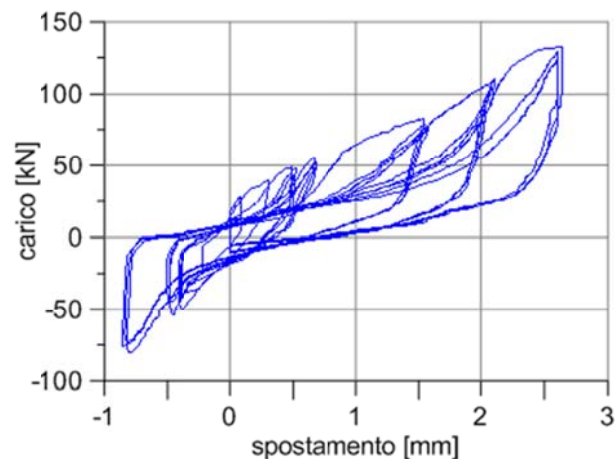


Figura 13. Ciclo isteretico delle connessioni a taglio di collegamento con la fondazione.

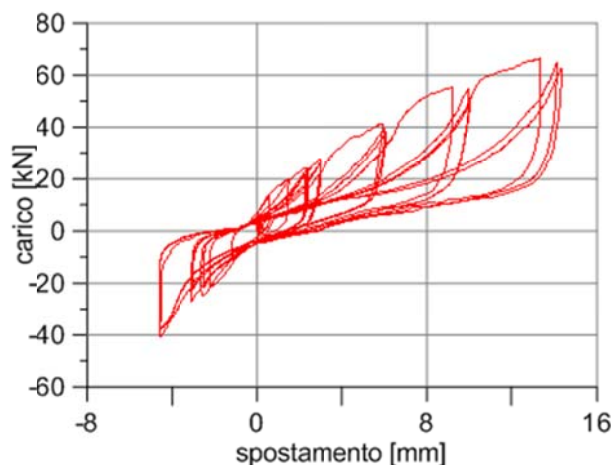


Figura 14. Ciclo isteretico delle connessioni a taglio tra i moduli parete.

5 CONFRONTO CON I VALORI DI RESISTENZA VALUTATI ANALITICAMENTE

La prova sperimentale condotta ha consentito di determinare i valori di resistenza della parete. Tali valori possono essere ricavati anche in maniera analitica utilizzando le formulazioni riportate nelle normative per il calcolo delle strutture in legno (EC5, 2009).

La resistenza a taglio della parete è somma della resistenza fornita dal controventamento con pannello in OSB chiodato con cambrette e della resistenza fornita dalle lastre in c.a. fissate con viti all'intelaiatura in legno.

Il calcolo del contributo di resistenza fornito dalla chiodatura con cambrette è determinato in accordo con le formulazioni riportate in (EC5, 2009). I parametri significativi per il calcolo della resistenza sono riportati in Tabella 4.

Tabella 4. Calcolo della resistenza del controventamento in OSB chiodato con cambrette

CARATTERISTICHE CAMBRETTE			
d_1	1.35	mm	Larghezza filo
d_2	1.59	mm	Spessore filo
d_{eq}	1.7	mm	Diametro equivalente
b	12	mm	Larghezza testa
L	60	mm	Lunghezza
θ	min 30	°	Inclinazione cambretta
α	0	°	Direzione forza rispetto fibratura
f_u	800	MPa	Resistenza a trazione filo
M_k	886.8	Nmm	Momento plastico di ogni gambo
$F_{ax,Rk}$	95.1	N	Resistenza caratt. all'estrazione
CARATTERISTICHE LEGNO E PANNELLO OSB			
ρ_k	350	Kg/m ³	Densità caratteristica legno
t_{OSB}	15	mm	Spessore pannello OSB
$f_{h,1,k}$	59.94	MPa	Resistenza caratt. a rifollamento OSB
$f_{h,2,k}$	24.68	MPa	Resistenza caratt. a rifollamento legno
β	0.41	-	Rapporto tra le resistenze a rifollamento

RESISTENZA SINGOLA CAMBRETTE			
R_{k_III}	368.2	N	Resistenza caratt. minima gambo cambretta modo di rottura III
ΔR_k	23.8	N	Resistenza aggiuntiva gambo cambretta per effetto cordata
R_k	0.78	kN	Resistenza caratt. cambretta
RESISTENZA MODULO PARETE – CONTRIBUTO OSB			
i	40	mm	Interasse cambrette lungo il lato
n	25	-	N. cambrette per lato
R_{k_OSB}	19.5	kN	Resistenza caratt. modulo parete

Per il calcolo del contributo di resistenza fornito dal controventamento con lastra in c.a. si è fatto riferimento allo schema resistente riportato in figura 14. Essendo diverso il numero di viti tra i lati della lastra fissati ai traversi orizzontali e quelli fissati al montante verticale sono stati individuati due meccanismi resistenti: il primo prevede una distribuzione delle forze costante lungo il perimetro della lastra mentre il secondo considera il meccanismo a puntone e tirante che si forma grazie alle due viti aggiuntive sui montanti verticali.

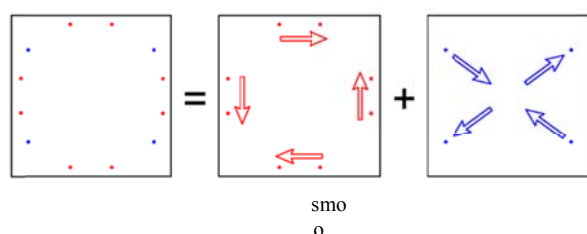


Figura 14. Schema dei meccanismi resistenti

Per determinare la resistenza della singola vite di connessione si è fatto riferimento alle formulazioni per spinotti in quanto il diametro della vite risulta maggiore di 6mm. Il calcolo della resistenza data dai due meccanismi resistenti è riportato in Tabella 5.

Trattandosi di azioni di breve durata, per il calcolo della resistenza a taglio della parete è stato utilizzato un coefficiente di durata del carico K_{mod} pari a 1.1 come indicato da (EC5, 2009). Il coefficiente di sicurezza γ_m adottato è unitario essendo il calcolo riferito ad una azione di tipo eccezionale quale il sisma.

La resistenza complessiva del singolo modulo parete è pari alla somma dei contributi di resistenza dei sistemi di controventamento:

$$R_{modulo} = \frac{K_{mod}}{\gamma_m} (R_{OSB} + R_{lastra\ c.a.}) = 56.2 \text{ kN} \quad (6)$$

Essendo la parete testata composta da due moduli parete la resistenza complessiva risulta il doppio della resistenza del singolo modulo e pari a 112.4 kN. La resistenza calcolata analiticamente risulta di poco inferiore alla resistenza massima della parete ottenuta con le prove sperimentali. Questo

conferma che i meccanismi resistenti ipotizzati schematizzano con buona precisione il comportamento della parete e quindi la sua resistenza.

Tabella 5. Calcolo della resistenza del controventamento con lastre in c.a. avvitate con viti.

CARATTERISTICHE VITE DI COLLEGAMENTO			
d	10	mm	Diametro vite
L	120	mm	Lunghezza vite
α	0	°	Direzione forza rispetto fibratura
f_u	800	MPa	Resistenza a trazione vite
CARATTERISTICHE LEGNO E LASTRA DI CALCESTRUZZO			
ρ_k	350	Kg/m ³	Densità caratteristica legno
t_{LASTRA}	40	mm	Spessore lastra c.a.
$f_{h,k}$	25.83	MPa	Resistenza caratt. a rifollamento
RESISTENZA MECCANISMO A TAGLIO			
α	0	°	Direzione forza rispetto fibratura
R_{k_III}	10.2	kN	Resistenza caratt. minima connessione – modo di rottura 3d
n_{ef}	0.87	-	numero efficace
n	2	-	n. viti per lato
R_{k_taglio}	17.7	kN	Resistenza caratt. modulo parete per meccanismo resistente a taglio
RESISTENZA MECCANISMO PUNTOE - TIRANTE			
α	52	°	Direzione forza rispetto fibratura
R_{k_III}	8.8	kN	Resistenza caratt. minima connessione – modo di rottura 3d
$R_{k_punt.-tir.}$	13.9	kN	Resistenza caratt. modulo parete per meccanismo puntone tirante
RESISTENZA MODULO PARETE – CONTRIBUTO LASTRA			
R_{k_LASTRA}	31.6	kN	Resistenza caratt. modulo parete

6 CONCLUSIONI

Le prove effettuate hanno dimostrato che il sistema COSTRUCTURE possiede una buona resistenza e robustezza alle azioni orizzontali anche di tipo ciclico. La resistenza massima della parete è elevata in quanto somma del contributo resistente della chiodatura del pannello OSB e delle viti di grosso diametro utilizzate per fissare la lastra all'intelaiatura in legno.

Per quanto riguarda la rigidità della parete si osserva che la chiodatura con cambrette del pannello OSB conferisce al sistema una elevata rigidità iniziale mentre i connettori di grosso diametro, impiegati per fissare la lastra, conferiscono al sistema un spiccato comportamento incedente.

Il comportamento isteretico della parete risulta buono, non si hanno fenomeni rilevanti di degrado della resistenza e della rigidità. I connettori utilizzati per fissare la lastra in c.a. riducono l'effetto di degrado della rigidità della parete, pertanto i cicli isteretici si mantengono sempre ampi garantendo una ottima capacità dissipativa della parete.

L'approccio analitico per il calcolo della resistenza caratteristica della parete fornisce valori poco diversi da quelli ottenuti con le prove spe-

rimentali ad indicare che la schematizzazione dei meccanismi resistenti è coerente con il reale comportamento della parete.

7 SVILUPPI FUTURI

I risultati ottenuti costituiscono la base per procedere con una modellazione numerica della parete attraverso l'utilizzo di appositi legami non lineari. Per una corretta modellazione di tutti gli elementi di connessione si renderanno necessarie delle prove aggiuntive sulle piastre angolari di base tipo holdown. Una volta tarato il modello numerico della parete sui risultati sperimentali sarà possibile effettuare delle analisi dinamiche con lo scopo di determinare il fattore di struttura q del sistema COSTRUCTURE da impiegare nella progettazione sismica. La determinazione del fattore q potrà essere effettuata seguendo la procedura descritta in (Pozza L. et al, 2009).

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia la ditta Polifar S.r.l. di Scorzè (Ve), ed in particolare il titolare Sig. Gianfrancesco, che con il suo contributo finanziario e logistico ha reso possibile la ricerca teorica e sperimentale qui presentata.

REFERENCES

- EN 12512. 2005. Timber structures – Test methods – Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners CEN Brussels.
- Foliente, G., 1993. Stochastic Dynamic Response of wood structural system, *phd final dissertation*, dicembre 1993, Blacksburg, Virginia.
- EN 1995-1-1. 2009. Eurocode 5 – Design of Timber Structure – Part 1-1: General – Common Rules and Rules for Buildings.
- Pozza, L., Scotta, R., Vitaliani, R., 2009. A nonlinear numerical model for the assessment of the seismic behavior and ductility factor of X-Lam timber structures, *Proceeding of international Symposium on Timber Structures*, 25-27 June, Istanbul, Turkey.