



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

DICEA – Dip. di Ingegneria Civile Edile e Ambientale

RAPPORTO INTERNO

ESECUZIONE E INTERPRETAZIONE DI PROVE SPERIMENTALI SU PARETI REALIZZATE CON TECNOLOGIA “ISOSPAN”

**in accordo alle “Linee Guida Cons. Sup. LL. PP. per sistemi costruttivi a
pannelli portanti basati sull’impiego di blocchi cassero e calcestruzzo
debolmente armato gettato in opera” di Luglio 2011**

Prof. Ing. Roberto Scotta

Ing. Davide Girardini

Ottobre 2012

INDICE

1. Premessa e scopo del lavoro	4
2. Breve introduzione sulla tecnologia costruttiva	5
3. Stato dell'arte sugli studi e metodologie di progetto delle pareti in calcestruzzo armato gettate entro blocco cassero	6
4. Il quadro normativo di riferimento e le LL.GG. 2011	7
5. Metodo analitico di verifica proposto dall'Università di Padova	9
5.1 Calcolo delle sollecitazioni con modelli a telaio equivalente	9
5.2 Verifiche di resistenza a presso-flessione di pareti snelle	10
5.3 Verifiche di resistenza a taglio nel piano	10
6. Le prescrizioni delle Linee Guida	12
6.1 Sintesi delle prove sperimentali previste dalla Linee Guida	12
7. Prove di tipo 1	15
8. Prove di tipo 2	16
9. Prove tipo 3 e tipo 4	18
9.1 Descrizione dei campioni	18
9.2 Materiali utilizzati per il confezionamento	18
9.3 Dimensioni geometriche dei blocchi cassero utilizzati	20
9.4 Esecuzione delle prove e risultati sperimentali	20
9.4.1 Nota sulle osservazioni sperimentali	22
9.4.2 Muro 1 – parete 3x3 con finestra	23
9.4.3 Muro 2 - parete 4x3 con porta	24
9.4.4 Muro 3 – parete 3x3 con finestra	25
9.4.5 Muro 4 – parete 4x3 con porta	26
9.4.6 Muro 5 – parete 4x3 senza aperture	27
9.4.7 Muro 6 – parete 4x3 senza aperture	28
9.4.8 Muro 7 – parete 3x3 senza aperture	29
9.4.9 Muro 8 – parete 3x3 senza aperture	30
9.4.10 Campione 9 - connessione parete-solaio a T con armatura $\phi 10$	31
9.4.11 Campione 10 - Connessione parete-solaio a T con armatura $\phi 12$	32
9.4.12 Campione 11 - Connessione parete-parete a L armatura $\phi 12$	33
9.4.13 Campione 12 - Connessione parete-parete a L armatura $\phi 10$	34
9.5 Confronto fra risultati sperimentali e previsioni analitiche	35
9.5.1 Prove tipo 3 – muri 1 e 3 – pareti 3x3 con finestra	35
9.5.2 Prove tipo 3 – muri 2 e 4 – pareti 4x3 con porta	38

9.5.3	Prove tipo 3 – muri 5 e 6 (4x3 m) e muri 7 e 8 (3x3 m) - senza aperture	40
9.5.4	Prove tipo 4 – campioni 9 e 10 - connessioni a T parete-solaio	43
9.5.5	Prove tipo 4 – campioni 11 e 12 - connessioni a L parete-parete	45
9.5.6	Conclusioni confronto sperimentale-analitico prove tipo 3 e 4	48
9.6	Desunzione del fattore di struttura dai risultati sperimentali	50
9.6.1	Valutazione del fattore di struttura	50
9.6.2	Valutazione dello smorzamento viscoso equivalente	54
10.	Prove di taglio diretto	56
10.1	Descrizione delle prove	56
10.2	Materiali utilizzati per il confezionamento	59
10.3	Descrizione dei risultati sperimentali	60
10.4	Confronto con le previsioni analitiche di resistenza	61
11.	Appendice A - Tavole delle prove tipo 3 e tipo 4	63
11.1	Prospetti delle prove tipo 3	63
11.2	Pianta e prospetti delle prove tipo 4	65
11.3	Armatatura muro 1	66
11.4	Armatatura muro 2	67
11.5	Armatatura muro 3	68
11.6	Armatatura muro 4	69
11.7	Armatatura muro 5	70
11.8	Armatatura muro 6	71
11.9	Armatatura muro 7	72
11.10	Armatatura muro 8	73
11.11	Armatatura dei provini a T delle prove tipo 4	74
11.12	Armatatura dei provini a L delle prove tipo 4	75
12.	Appendice B - Calcolo della $V_{R,flex}$ nelle prove tipo 3	76
13.	Appendice C - Calcolo della $V_{R,hear}$ nelle prove tipo 3	79
14.	BIBLIOGRAFIA	80

1. Premessa e scopo del lavoro

L'argomento trattato è quello delle pareti portanti in calcestruzzo, gettato entro blocco-cassero in truciolo di legno mineralizzato, con o senza ausilio di armatura.

La tecnologia costruttiva in legno-cemento ha avuto una grande diffusione nel Nord Europa, soprattutto in Austria e Germania, grazie ai notevoli vantaggi che offre tra i quali si possono menzionare l'ottimo isolamento termico, l'efficace abbattimento acustico e la velocità di messa in opera.

L'efficacia e l'efficienza di tale sistema costruttivo ha portato ad un'espansione del mercato che ha interessato anche l'Italia. Tuttavia i progettisti non sono ancora supportati da una robusta normativa nazionale che permetta un'affidabile verifica strutturale delle pareti in oggetto.

Per quanto riguarda l'aspetto del calcolo strutturale non sono noti metodi validati e universalmente riconosciuti per il progetto e la verifica. Le attuali norme tecniche italiane vigenti, (NTC2008), non contemplano esplicitamente tale sistema costruttivo, né esistono norme a livello extra-nazionale in tal senso. Tale lacuna è stata solo parzialmente colmata dalle recenti LL.GG. emanate dal Min. dei LL.PP. nel Luglio 2011 (LL.GG. 2011) che però si limitano a suggerire la sperimentazione per azione ciclica in campo inelastico delle pareti e dei nodi al fine di comprovarne la risposta strutturale rispetto all'azione sismica, senza però suggerire alcuna interpretazione teorica e/o analitica di tali esperimenti. Tale documento è per sua natura un indirizzo tecnico ma non assume cogenza legislativa.

L'azienda austriaca ISOSPAN Baustoffwerk GmbH, ha provveduto a verificare i propri materiali e prodotti secondo le procedure consigliate dalle LL.GG. 2011 avvalendosi del supporto del Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale (DICEA) dell'Università di Padova, in particolar modo nella persona del Prof. Ing. Roberto Scotta.

Con questo rapporto si vuole da un lato presentare il lavoro sperimentale fatto nell'anno 2012 dall'Università di Padova sulle pareti in c.a. realizzate con getto in blocco-cassero e dall'altro validare tali risultati attraverso un'interpretazione analitica coerente estendibile ai casi più generali e che quindi può essere assunta come valido supporto progettuale.

Si tratteranno sia le prove a taglio diretto svolte nel Laboratorio Prove su Materiali da Costruzione dell'Università di Padova, sia le prove su provini in scala reale previsti dalle LL.GG. 2011 svolte nel campo prove allestito a Terrassa Padovana. I capitoli che seguono descrivono nel dettaglio l'allestimento delle prove e la strumentazione utilizzata.

2. Breve introduzione sulla tecnologia costruttiva

Il sistema dei blocco-cassero consente la costruzione di edifici pluripiano con pareti verticali portanti realizzate in opera.

Il blocco in questione assolve la funzione di cassero a perdere con o senza coibentazione della parete, mentre la resistenza della stessa è data dal nucleo interno di calcestruzzo.

La costruzione della struttura avviene con la posa a secco dei blocchi avendo l'accortezza di poggiare la prima fila di blocchi su una superficie resa piana mediante uno strato di malta autolivellante, previa predisposizione di una barriera per prevenire la risalita dell'umidità e di sufficienti armature di ripresa in modo da ammorsare la parete alla fondazione o al solaio (vedi Figura 2). La posa a secco, senza malta a differenza delle murature ordinarie, permette una forte riduzione dei ponti termici e una maggiore velocità di realizzazione dell'opera.

La particolare geometria dei blocchi permette l'alloggiamento di armatura sia verticale che orizzontale in posizione pressoché equidistante dai due bordi del nucleo di calcestruzzo. Qualora esigenze strutturali lo richiedessero si può adottare la soluzione di aumentare la percentuale di armatura in corrispondenza delle aperture e degli angoli allo scopo di aumentare la resistenza flessionale nel piano delle pareti. Cura si deve avere nel garantire adeguata lunghezza di sovrapposizione delle barre di armatura, con i medesimi criteri che si usano per le strutture in c.a., specialmente laddove le eccentricità di carico sulla parete diventano importanti. È ottimale e suggerito l'uso di idonei distanziatori che assicurino la centralità dell'armatura orizzontale e verticale rispetto allo spessore del nucleo di calcestruzzo.

Si rimanda al manuale d'uso fornito dalla ditta produttrice per maggiori dettagli relativamente alla messa in opera dei blocchi.

Dal punto di vista strutturale, essendo trascurabile il contributo di rigidità e resistenza del blocco cassero in legno mineralizzato, la parete realizzata con il getto di calcestruzzo può vedersi come un graticcio di montanti verticali e traversi orizzontali, con possibile armatura inglobata (vedi Figura 1).



Figura 1 - Struttura a graticcio in c.a. all'interno dei blocchi

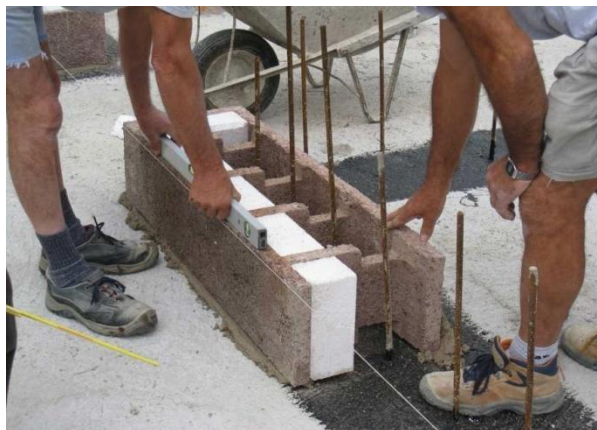


Figura 2 - Posa in opera dei blocchi

3. Stato dell'arte sugli studi e metodologie di progetto delle pareti in calcestruzzo armato gettate entro blocco cassero

La letteratura scientifica nell'ambito strutturale, pur ricca di studi sui sistemi costruttivi a pareti in calcestruzzo armato o in laterizio, è invece molto scarna di studi specifici riguardanti il sistema costruttivo in esame. Questa mancanza è da imputare sia alla giovane età di tale tecnologia che al finora basso impiego in zone a rischio sismico. Infatti tale sistema costruttivo si è sviluppato inizialmente nel Nord Europa dove è stato applicato principalmente nell'edilizia residenziale a pochi piani, ovvero in ambiti nei quali le richieste prestazionali sono principalmente di tipo termico ed acustico e di economicità ed efficienza applicativa, mentre le richieste di prestazioni di ordine strutturale sono moderate e di tipo statico e quindi relativamente semplici da soddisfare. Nella letteratura straniera non è stato conseguentemente possibile incontrare alcuno studio scientifico di interesse

A livello scientifico in Italia il primo lavoro degno di nota è quello del compianto Prof. Ceccoli dell'Università di Bologna (Ceccoli et al., 2000) che ha svolto una propria campagna sperimentale basando il relativo inquadramento analitico nell'ambito della trattazione fatta dall'Eurocodice 2 e dal CEB/FIB 1978 sulle pareti debolmente armate. Approfittando della conformazione periodica di una parete, che si ottiene dal ripetersi indefinito di una cella elementare, nello stesso studio è stata utilizzata la teoria dell'omogenizzazione per individuare dei parametri elastici macroscopici da utilizzare per la descrizione meccanica di una parete.

Invece di considerare le pareti in questione come muratura armata, il metodo proposto dall'Università di Bologna le considera come “pannelli verticali prefabbricati in opera” e per le modalità di progettazione ed esecuzione delle strutture fa riferimento alla circolare n° 6090 “*Norme per il calcolo e la costruzione di strutture a grandi pannelli*”.

Seguendo tale metodo nel calcolo del carico resistente a compressione della parete non appare il contributo dato dalle barre di armatura. Inoltre permette di valutare esclusivamente il carico ultimo di pareti soggette ad azioni eccentriche fuori del piano della parete, mancando un adeguato coefficiente riduttivo che tenga conto di possibili eccentricità di carico nel piano della parete. Non si ritrova peraltro in tale studio alcuna formulazione analitica per la verifica di resistenza a taglio delle pareti realizzate con il sistema dei blocchi cassero in legno mineralizzato.

Successivamente R. Scotta e R. Vitaliani (Scotta R. 2010), basandosi su nuovi e più studi sperimentali condotti presso l'Università di Padova, hanno colmato tale carenza formulando una proposta analitica completa per il calcolo della resistenza ultima delle pareti. Per quanto riguarda le verifiche di pressoflessione (semplice o composta) la trattazione analitica utilizza i principi dell'EC2 delle strutture in calcestruzzo armato, adottando però un approccio analogo a quello utilizzato nell'EC6 per le pareti in muratura sia per l'impostazione della verifica sia per tenere conto degli effetti di eccentricità di carico e di snellezza delle pareti. Per la valutazione della resistenza di taglio nel piano è stata invece proposta una nuova formulazione analitica suffragata mediante confronto con i risultati sperimentali.

La proposta analitica dell'Università di Padova è riassunta nel successivo §5.

4. Il quadro normativo di riferimento e le LL.GG. 2011

Conseguentemente alla carenza di studi scientifici vi è anche quella dei riferimenti normativi che possono essere applicati al procedimento costruttivo in oggetto.

A livello europeo la tipologia costruttiva in oggetto può essere classificata come *lightly reinforced concrete*, ovvero come calcestruzzo debolmente armato, in questo senso ci si può ricondurre alla trattazione sviluppata nella sezione 12 della normativa europea (Eurocodice 2 2004).

In Austria la ditta ISOSPAN Baustoffwerk GmbH ha adottato un manuale che semplifica i calcoli presentando in forma tabellare una grande varietà di casi studio risolti sulla base di una campagna sperimentale condotta all'Università di Graz (Schallaschek P. s.d.)

In Italia fino a poco tempo fa non vi era alcuna fonte normativa o regolamento o istruzione tecnica specificatamente applicabile al sistema costruttivo in esame, tantomeno con riferimento agli aspetti sismici.

Né il DM 14.01.2008 né gli analoghi decreti precedenti citavano il sistema costruttivo in esame fra quelli utilizzabili con funzioni strutturali.

Nelle prime applicazioni una qualche verifica strutturale è stata svolta per analogia con le Istruzioni del Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR-10025/84) che contenevano un capitolo "Costruzioni a setti e pareti portanti realizzati in opera" riguardante gli elementi strutturali non armati o debolmente armati delle costruzioni industrializzate. Tale capitolo peraltro è stato tolto nella più recente revisione delle istruzioni datata 1998 (CNR-10025/98).

La normativa italiana nel campo delle costruzioni vigente fino a dieci anni fa non considerava in maniera adeguata l'evento sismico ed in fase di progettazione le sollecitazioni orizzontali e verticali che possono interessare dinamicamente un fabbricato durante il sisma erano valutate in modo convenzionale e ampiamente sottostimate rispetto a quelle reali. Dopo il terremoto del 2002 in Puglia e Molise viene emanata l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 2003, che riclassifica l'intero territorio nazionale in quattro zone a diversa pericolosità, eliminando le zone non classificate. È un punto di svolta importante: nessuna area italiana dal quel momento può ritenersi non interessata al problema sismico e la stima dell'intensità dell'azione sismica viene fornita su una base probabilistica aderente alla realtà oggettiva.

Con il susseguirsi dei recenti eventi sismici che hanno colpito il territorio italiano, in Abruzzo nel 2009 ed in Emilia nel 2012, la congrua conoscenza comportamento sismico dei materiali e tecnologie costruttive impiegate nel settore edilizio ha assunto sempre più importanza e l'argomento tocca considerevolmente la sensibilità collettiva. Nelle norme tecniche emanate dal 2003 in poi, i concetti fondamentali in tema di progettazione antisismica, come ad esempio la duttilità, la regolarità e la gerarchia delle resistenze, sono diventati infatti centrali.

Un primo supporto ai professionisti è stato fornito dal citato manuale *Le pareti in calcestruzzo gettate entro blocco cassero in legno mineralizzato-seconda edizione* (Scotta R. 2010) in cui gli autori sulla base della campagna sperimentale di prove di taglio diagonale e pressoflessione svolte nei laboratori dell'Università di Padova proponevano per la prima volta un insieme di relazioni analitiche utili al fine di determinare la resistenza di pareti soggette a sollecitazioni membranali e flessionali generiche. Inoltre, nella progettazione sismica, si suggeriva di adottare un fattore di struttura per passare dalle forze su un sistema elastico a quelle ridotte nel sistema inelastico almeno pari a quello suggerito dalle NTC2008 per gli edifici in muratura armata. Tali prove infatti avevano dimostrato la grande capacità dissipativa e la buona duttilità del sistema

costruttivo, qualità che vengono notevolmente amplificate dalla presenza di armatura all'interno dei traversi orizzontali.

Come anticipato precedentemente, il Cons. Sup. del Min. dei LL.PP. ha voluto porre ordine sull'argomento con l'emissione di apposite Linee Guida nel Luglio 2011. Tali Linee Guida, nell'affermare la possibilità di usare la tecnologia costruttiva in questione anche per la realizzazione di pareti con valenza anti-sismica, ha però condizionato l'accettabilità dei prodotti impiegati alla preliminare effettuazione di idonee e approfondite validazioni sperimentali.

Questo rapporto vuole descrivere e commentare le prove sperimentali eseguite ed interpretarle alla luce dei metodi progettuali esposti nel manuale sopracitato.

Trattasi di:

- prove di rottura per taglio diretto su pannelli di dimensione ridotte, che, ancorché non previste dalle LL.GG., sono quelle in grado di fornire le indicazioni più attendibili sulla resistenza a taglio delle pareti,
- prove di rottura per spinta ciclica su pareti in scala reale: di tipo 3 e 4 di quelle elencate dalle Linee Guida;
- inoltre si fornisce una reinterpretazione delle prove di tipo 1 e 2 previste dalle LL.GG., ancorché già realizzate negli anni precedenti e già inserite del citato manuale (Scotta R. 2010).

5. Metodo analitico di verifica proposto dall'Università di Padova

In questo capitolo si sintetizza brevemente il modello analitico di verifica della resistenza di pareti in c.a. realizzate mediante getto all'interno di blocchi cassero in legno mineralizzato proposto da R. Scotta e R. Vitaliani dell'Università di Padova.

Si rimanda al manuale (Scotta R. 2010) per un maggiore approfondimento sui metodi di verifica e il confronto delle formule proposte con i risultati sperimentali e numerici.

5.1 Calcolo delle sollecitazioni con modelli a telaio equivalente

In un approccio numerico si può effettuare una modellazione globale di un edificio a pareti mediante una schematizzazione a *telaio equivalente* formato esclusivamente da elementi *beam*, come suggerito in Figura 3 per una singola parete piana.

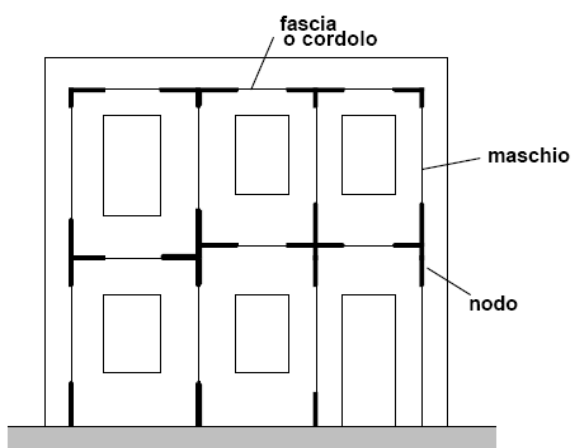


Figura 3 - Parete schematizzata con telaio equivalente (Magenes G. 2000)

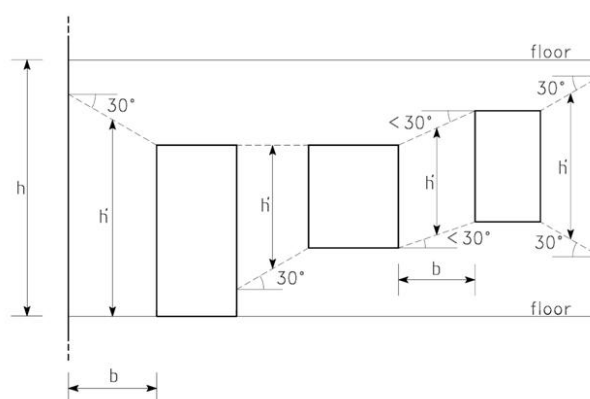


Figura 4 - Schema per il calcolo dell'altezza efficace nei maschi murari (Dolce M. 1989)

Nel telaio equivalente si considerano deformabili i “maschi” murari e le fasce di collegamento di piano, mentre si ipotizzano infinitamente rigidi i nodi di intersezione tra tali elementi strutturali.

Nel modello numerico i collegamenti rigidi tra i maschi murari e le fasce di interpiano si possono realizzare mediante degli elementi *rigid-link*, che riproducono l'ipotesi di nodo rigido, oppure utilizzando elementi *beam* caratterizzati da una rigidità adeguatamente maggiore rispetto a quello degli altri elementi strutturali.

I “maschi” murari hanno lunghezza b pari all'effettiva lunghezza dei setti e altezza efficace h_{eff} , che si suggerisce venga calcolata come mostrato in Figura 4; h_{eff} è l'altezza dei maschi corretta in modo che, inserita nel modello a telaio equivalente, fornisca una rigidità pari a quella della struttura reale.

Lo spessore equivalente t_{eq} delle pareti si determinerà in modo da mantenere invariata l'area della sezione di calcestruzzo. Al materiale della sezione equivalente così determinata si assegnerà un modulo elastico E per tensioni normali pari a quello del calcestruzzo, mentre occorrerà assegnare una caratteristica fittizia di modulo elastico G^* per tensioni di taglio, opportunamente ridotto rispetto a quello proprio del calcestruzzo, per tenere conto della maggiore deformabilità globale a taglio del graticcio interno. Sulla base dei risultati delle prove di compressione diagonale svolte nel 2008 si suggerisce:

$$G^* = \frac{G}{2.20}$$

L'assemblaggio di più pareti, unite alle assunzioni tipiche di piano rigido date dai solai, consente la modellazione di edifici tridimensionali completi e la conseguente valutazione delle sollecitazioni statiche e sismiche mediante le consuete metodologie di analisi numerica. Una volta note le sollecitazioni sui maschi murari e le travi di piano si potranno svolgere le verifiche utilizzando le formule per il calcolo della resistenza di seguito riportate.

5.2 Verifiche di resistenza a presso-flessione di pareti snelle

Il metodo analitico proposto calcola la resistenza a compressione semplice di una sezione in c.a. per unità di lunghezza con la seguente formula:

$$n_{rd} = \Phi_T \cdot \Phi_L \cdot n_{rd,0} \leq 0.8 \cdot n_{rd,0}$$

dove:

- $n_{rd,0} = f_{cd} \cdot t_{eff} \cdot (1 + \omega)$ è la resistenza al metro lineare della parete tozza in assenza di eccentricità del carico;
- $t_{eff} = A_m / i_m$ spessore equivalente della parete;
- Φ_T fattore di riduzione della capacità portante che tiene conto degli effetti dovuti alla snellezza della parete e all'eccentricità trasversale dei carichi e_t ;
- Φ_L fattore di riduzione della capacità portante che tiene conto degli effetti dovuti all'eccentricità longitudinale dei carichi e_l ;
- $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ resistenza a compressione cilindrica di calcolo del calcestruzzo;
- $\alpha_{cc} = 0.85$ coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;
- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$ resistenza a compressione cilindrica caratteristica del calcestruzzo;
- γ_c coefficiente di sicurezza per il materiale calcestruzzo (si consiglia paria 1.8);
- $\omega = \rho \cdot f_{yd} / f_{cd}$ è il rapporto meccanico di armatura, con $\rho = A_s / A_c$;
- 0.80 fattore di sicurezza aggiuntivo sul calcestruzzo da utilizzarsi in condizioni di compressione semplice (ovvero con eccentricità e snellezze trascurabili).

5.3 Verifiche di resistenza a taglio nel piano

Mentre per quanto riguarda il taglio delle pareti prive di armatura la formula proposta è la seguente:

$$v_{rd} = v_{r,cls} = 0.25 \cdot f_{ctd} \cdot A_t / i_t$$

dove:

- $f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} / \gamma$ è la resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo;
- A_t area di calcestruzzo resistente del singolo traverso;
- i_t interasse dei traversi orizzontali;
- 0.25 coefficiente aggiuntivo di sicurezza che tiene anche conto della scarsa affidabilità del meccanismo resistente che si basa solo sulla resistenza a trazione del calcestruzzo.

Per pareti con armatura orizzontale invece la formula proposta è:

$$v_{rd} = v_{r,cls} + v_{r,s}$$

dove:

$$v_{r,s} = \frac{2 \cdot M_u}{l \cdot i_t}$$

rappresenta l'incremento di resistenza garantito dalla presenza dell'armatura longitudinale, avendo introdotto i seguenti nuovi simboli:

- l altezza dei traverzi orizzontali;
- M_u momento resistente ultimo del singolo traverso calcolabile come:

$$M_u = H_p \cdot \frac{R \cdot h}{2} \cdot \left(1 - \frac{H_p}{f_{cd} \cdot R \cdot A_t}\right)$$

- $R = 0.7$ fattore di efficienza che tiene conto della deviazione delle tensioni locali all'interno della sezione di calcestruzzo;
- H_p resistenza a trazione dell'elemento teso calcolabile con:

$$H_p = \min(f_{yd} \cdot A_{sw}; 0.4 \cdot f_{cd} \cdot A_t)$$
- A_{sw} la sezione di armatura orizzontale del singolo traverso;
- f_{yd} resistenza di calcolo a snervamento dell'armatura.

6. Le prescrizioni delle Linee Guida

Le linee guida emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nel Luglio del 2011 forniscono ai progettisti, ai tecnici del settore e agli organi di controllo competenti, i riferimenti teorici e sperimentali e le indicazioni progettuali e costruttive, per la progettazione ed il calcolo di edifici realizzati con sistemi costruttivi a pannelli portanti basati sull'impiego di blocchi cassero e calcestruzzo debolmente armato gettato in opera. Al fine di dimostrare l'efficace comportamento degli elementi portanti nei confronti delle azioni verticali e orizzontali anche cicliche, le Linee Guida suggeriscono un insieme di prove da effettuare sul sistema costruttivo in esame. Ogni produttore di blocchi cassero è pertanto tenuto ad eseguire tali prove su un campione rappresentativo della sua produzione. Sulla base dei risultati ottenuti sperimentalmente dovrà essere proposta una procedura di verifica di sicurezza ai diversi stati limite basata su criteri consolidati.

Scopo del presente rapporto è appunto quello di riassumere i risultati sperimentali ottenuti (tutti già certificati da laboratori autorizzati) e di fornire la relative interpretazione analitica, in ossequio ai contenuti delle citate LL.GG.

6.1 Sintesi delle prove sperimentali previste dalla Linee Guida

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle prove da eseguire, come proposta dalle LL.GG. 2011.

Linea Guida per la progettazione e per il calcolo di sistemi costruttivi a pannelli portanti basati sull'impiego di blocchi cassero e calcestruzzo debolmente armato gettato in opera.

Prove tipo	Caratteristiche dei prototipi		Scopo delle prove	Applicazione dei carichi	Protocollo di prova	Numero di prototipi
1	Porzioni di pannello (indicativamente 1.0 m x 1.0 m) (Figura 10-1)		Valutazione dei moduli elastici	Compressione assiale centrata	Pseudo - statico, monotono	2
				Compressione diagonale	Pseudo - statico, monotono	2
2	Pannelli senza aperture h = altezza interpiano, $b \geq 1.0$ m (Figura 10-2)		Valutazione del carico di collasso per instabilità locale e globale del pannello	Compressione assiale centrata	Pseudo - statico, monotono	2
3	Pannelli in scala reale h = altezza interpiano $b \geq 3.0$ m (Figura 10-3)	Senza aperture $b:h = 1:1$ e $b:h=4:3$	Valutazione di: • resistenza • capacità di spostamento • dissipazione	Compressione assiale costante e carico orizzontale nel piano del pannello	Pseudo - statico, ciclico (orizzontale)	2 per ogni rapporto di forma
		Con porta $b:h = 1:1$ o $b:h=4:3$				2
		Con finestra $b:h = 1:1$ o $b:h=4:3$				2
4	Porzioni di connessioni (almeno un metro di sviluppo lineare di connessione) (Figura 10-4)	ad L	Valutazione dell'efficienza dei vincoli	Compressione assiale costante e momento applicato alla connessione	Pseudo - statico, ciclico (orizzontale)	2
		a T				2

Tabella 1 - Sintesi prove sperimentali obbligatorie (fonte: LL.GG. - luglio 2011)

Una breve descrizione delle prove come si ritrova nelle citate LL.GG. è la seguente:

- *prove tipo 1*: si svolgono su pannelli di dimensioni opportune (indicativamente 1.0 m x 1.0 m) in regime pseudo-statico con applicazione monotona di un carico di compressione normale e diagonale.

Le prove sono finalizzate alla determinazione del rapporto tra la rigidezza secante valutata in corrispondenza del carico massimo e la rigidezza secante al 30% del carico massimo.

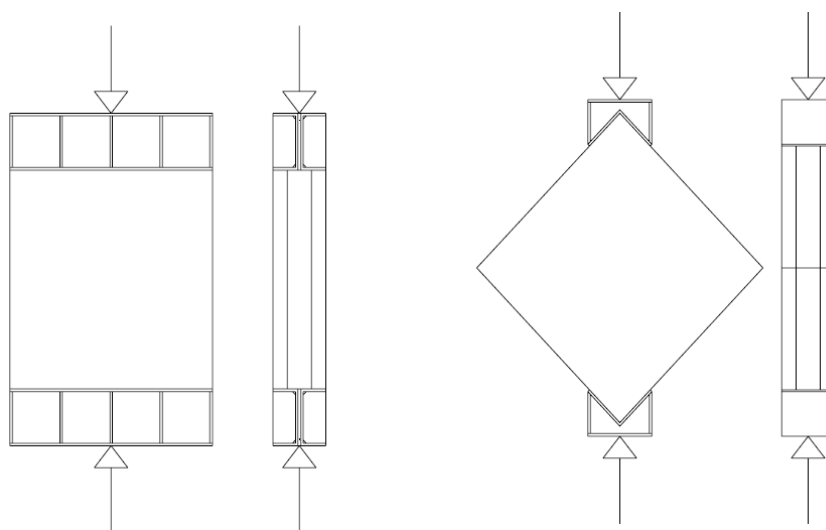


Figura 5 - Prove tipo 1: prototipi di dimensioni ridotte (indicativamente 1.0 m x 1.0 m)

- *prove tipo 2*: si svolgono su porzioni di pannello (indicativamente l'altezza della porzione dovrà essere assunta pari all'altezza dell'interpiano tipo e la base $b \geq 1.0$ m) in regime pseudo-statico con applicazione monotona di un carico assiale, vedi Figura 6. Le prove sono finalizzate alla determinazione del comportamento dei pannelli nei confronti dell'instabilità locale e globale.

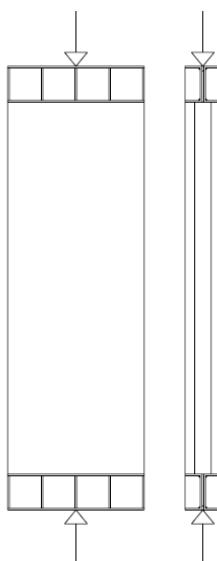


Figura 6 - Prove tipo 2: prototipi di pannelli in scala reale (indicativamente h = altezza interpiano tipo, $b \geq 1.0$ m valutazione del carico di collasso per instabilità locale e globale del pannello)

- *prove tipo 3*: si svolgono su pannelli in scala reale in regime pseudo-statico con applicazione di un carico assiale monotono e di azioni orizzontali cicliche nel piano. Le prove devono essere svolte su pannelli con e senza aperture, sottoposti ad almeno due diversi carichi assiali di valore confrontabile a quelli minimi e massimi riscontrabili nei casi reali. I pannelli devono essere costruiti con un rapporto di forma $b:h=1:1$ assumendo l'altezza pari all'altezza dell'interpiano tipo, i pannelli senza apertura devono essere costruiti anche con il rapporto di forma 4:3 (vedi Figura 7).
Le prove si svolgono applicando inizialmente un carico assiale monotono, in seguito si applica lo spostamento orizzontale di collasso nel piano del pannello per incrementi successivi ed eseguendo

almeno tre cicli per ogni incremento. Gli incrementi dovranno consentire la valutazione della rigidità elastica del pannello e le transizioni dovute alla comparsa della fessurazione (per flessione e per taglio), allo snervamento delle barre di armatura e agli altri fenomeni di degrado (schiacciamento del calcestruzzo, instabilità locale delle barre, rottura delle barre verticali, rottura delle barre orizzontali, scorrimento pannello-fondazione e pannello-cordolo, ecc.). I cicli di spostamento devono essere applicati simmetricamente (tiro e spinta) rispetto alla posizione di partenza della prova. Il carico verticale dovrà essere mantenuto costante durante l'esecuzione dell'intera prova, il vincolo in sommità del pannello può consentire o impedire la rotazione.

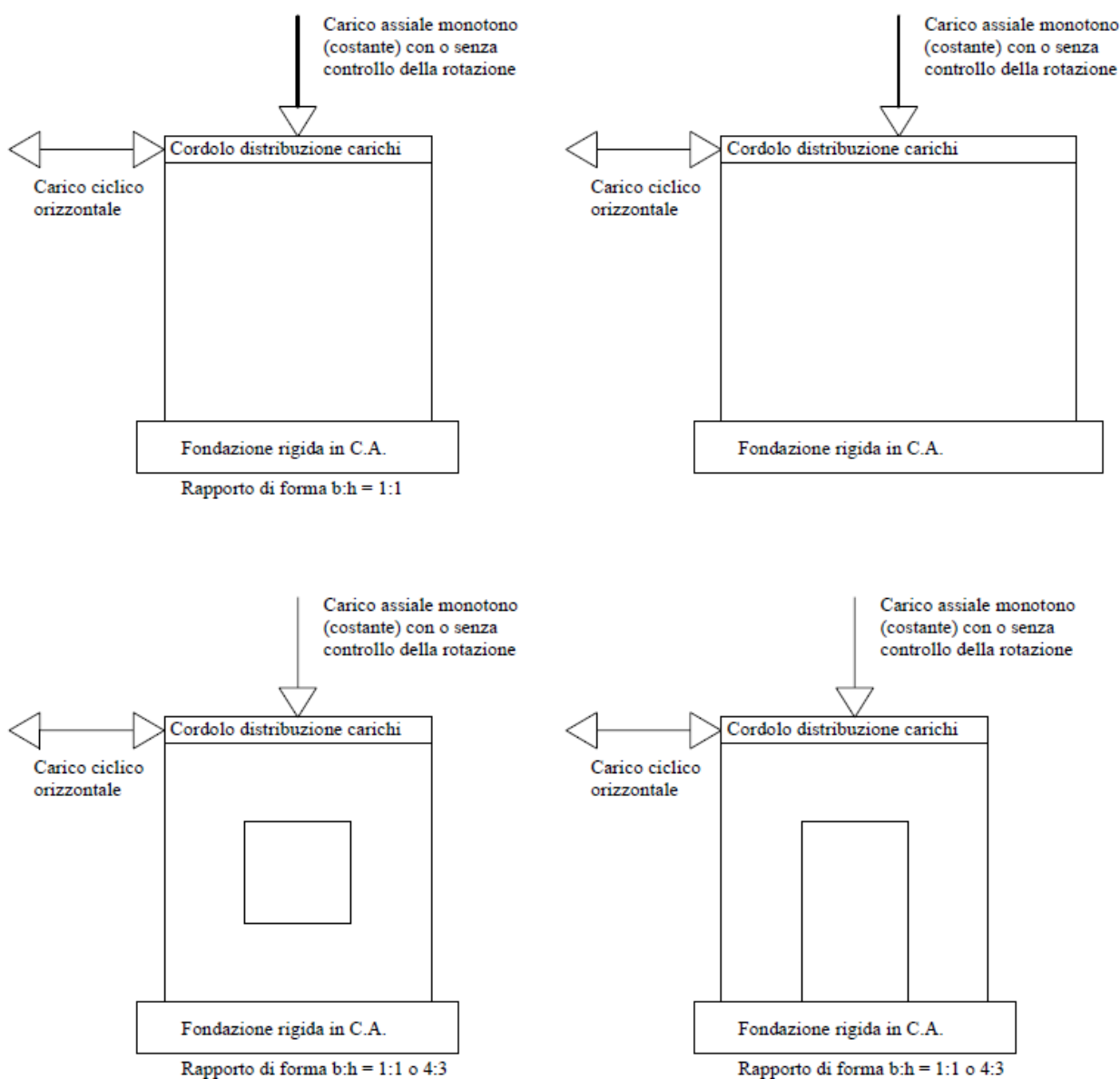


Figura 7 - Prove tipo 3: schema delle prove sperimentali sui pannelli in scala reale su pannelli senza apertura ($b:h=1:1$ e $4:3$) e con apertura ($b:h=1:1$), h = altezza interpiano tipo, valutazione di resistenza, capacità di spostamento, dissipazione. Si noti che nella figura i cordoli e gli elementi di fondazione hanno il solo scopo di consentire l'applicazione del carico in fase di prova e non sono parte integrante dell'elemento strutturale considerato nello studio.

- *prove tipo 4:* si svolgono su porzioni di connessioni pannello-pannello, pannello-solaio e pannello-fondazione applicando un carico assiale monotono ed una azione ciclica fino a collasso sull'unione. Le geometrie dei provini e le modalità di applicazione dei carichi sono meglio specificate nella Figura 8. La prova dovrà essere condotta in controllo di spostamento fino al raggiungimento del

collasso della connessione. Lo spostamento verrà applicato per incrementi successivi eseguendo almeno tre cicli per ogni incremento. Gli incrementi dovranno consentire la valutazione della rigidità elastica della connessione, le transizioni dovute alla comparsa della fessurazione (per flessione e per taglio), lo snervamento dell'acciaio e gli altri fenomeni che determinano la rottura (schiacciamento del calcestruzzo, instabilità locale delle barre, rottura delle barre longitudinali e trasversali, scorrimento, ecc.). I cicli dovranno essere simmetrici mediante l'applicazione di spostamento positivo e negativo (tiro e spinta) rispetto alla posizione di partenza della prova.

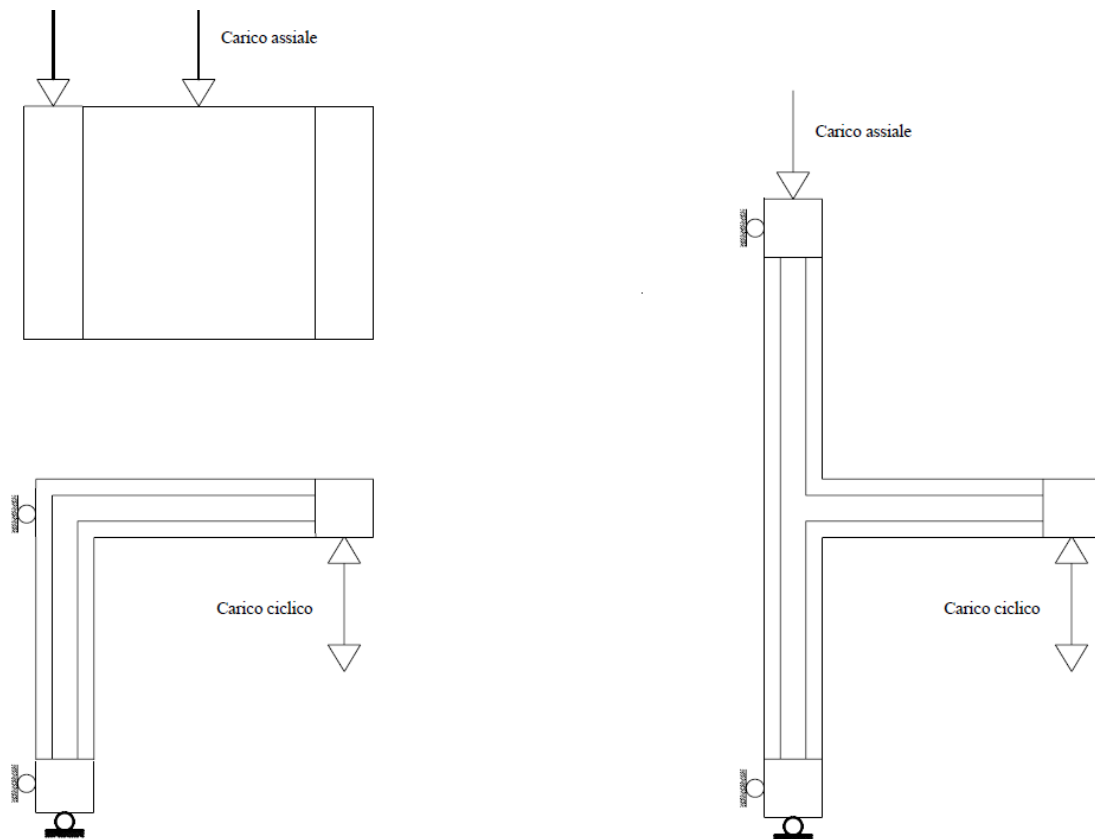


Figura 8 - Prove tipo 4 : schema delle prove sperimentali sulle connessioni ad L e T.

7. Prove di tipo 1

Le prove di tipo 1 erano state commissionate dalla ISOSPAN Baustoffwerk GmbH (in associazione con la Durisol GmbH) al Laboratorio Prove sui Materiali da Costruzione dell'Università di Padova ben prima dell'uscita delle LL.GG.. Si rimanda al rapporto di prova n. 29333 del 06/06/2008 rilasciato da tale Laboratorio per i dettagli di prova e i risultati ottenuti, peraltro già commentati in (Scotta R. 2010).

Trattasi di prove di compressione diagonale su pannelli di dimensione circa 1,20x1,20 metri, con direzione di posa dei blocchi inclinata di 45° o 30° rispetto all'orizzontale. Da tali prove si sono ricavate le relazioni per il calcolo della resistenza a taglio e della rigidità per sollecitazione tagliante già riportate nel precedente §5.3 e più diffusamente nel manuale (Scotta R. 2010), anticipando pertanto le richieste delle successive LL.GG. 2011.

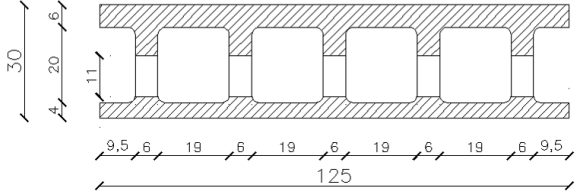
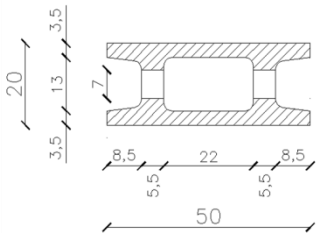
8. Prove di tipo 2

Le prove di tipo 2 erano state commissionate dalla ISOSPAN Baustoffwerk GmbH (in associazione con la Durisol GmbH) al Laboratorio Prove sui Materiali da Costruzione dell'Università di Padova ben prima dell'uscita delle LL.GG.. Si rimanda al rapporto di prova n. 29905 del 06/06/2008 rilasciato da codesto Laboratorio per i dettagli di prova e i risultati ottenuti, peraltro già commentati in (Scotta R. 2010).

Le prove di tipo 2 svolte su pannelli rettangolari con rapporto altezza-larghezza pari a circa 3, erano volte allo studio del collasso per instabilità locale e globale del pannello (Scotta R. 2010). Alcune di esse vengono qui riutilizzate e rielaborate al fine di determinare le rigidezze assiali delle pareti, come ulteriormente e successivamente richiesto dalle LL.GG. 2011.

Fra le diverse prove effettuate quelle utili allo scopo sono quelle di compressione senza eccentricità e senza armatura. Si considerano le due pareti di lunghezza pari a 75 cm realizzate con blocchi tipo TW30 (3 montanti verticali), e di tipo IL20 (4 montanti verticali), prive di armatura.

Le caratteristiche geometriche dei blocchi utilizzati nella costruzione delle pareti sono le seguenti:

<p style="text-align: center;">TW30</p> 	<p style="text-align: right;">$A_{cls} = 1520 \text{ cm}^2/\text{m}$</p> <p>Interasse montanti: $i_m = 25 \text{ cm}$ Interasse traversi: $i_t = 25 \text{ cm}$ Spessore nucleo cls: $t = 20 \text{ cm}$ Spessore equiv. cls: $t_{eq} = 15.2 \text{ cm}$ Area montanti: $A_m = 380 \text{ cm}^2$ Area traversi: $A_t = 110 \text{ cm}^2$ Altezza traversi: $h = 11 \text{ cm}$ Lunghezza traversi: $l = 6 \text{ cm}$</p>
<p style="text-align: center;">IL20</p> 	<p style="text-align: right;">$A_{cls} = 966 \text{ cm}^2/\text{m}$</p> <p>Interasse montanti: $i_m = 25 \text{ cm}$ Interasse traversi: $i_t = 25 \text{ cm}$ Spessore nucleo cls: $t = 13 \text{ cm}$ Spessore equiv. cls: $t_{eq} = 10,14 \text{ cm}$ Area montanti: $A_m = 253 \text{ cm}^2$ Area traversi: $A_t = 96 \text{ cm}^2$ Altezza traversi: $h = 12 \text{ cm}$ Lunghezza traversi: $l = 5.5 \text{ cm}$</p>

Dalle citate prove si sono ottenuti i grafici da Figura 9 a Figura 10 che descrivono l'andamento della tensione sul calcestruzzo contro la deformazione verticale. Calcolando le pendenze delle due rette rappresentate nel grafico si ricavano le rigidezze sperimentali secanti a rottura e al 30% del carico di rottura.

Il valore analitico del modulo elastico secante a compressione si ottiene con la formula proposta dalle NTC 2008 al § 11.2.10.3. Per la qualità del calcestruzzo $f_{cm}=30,3 \text{ MPa}$ determinata sperimentalmente si ha:

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} = 22000 \cdot \left(\frac{30.3}{10}\right)^{0.3} = 30680 \text{ MPa}$$

abbastanza vicino ai risultati sperimentali come si evidenzia nella Tabella 2.

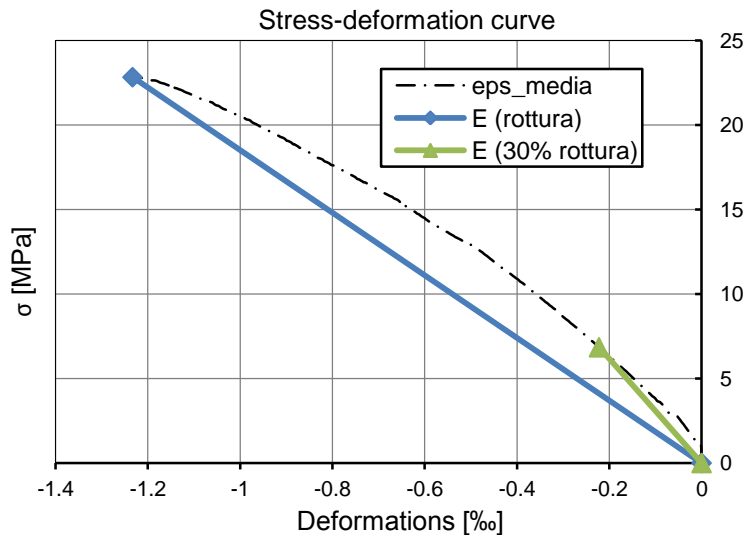


Figura 9- Grafico tensione-deformazione del pannello con blocchi TW30 non armato

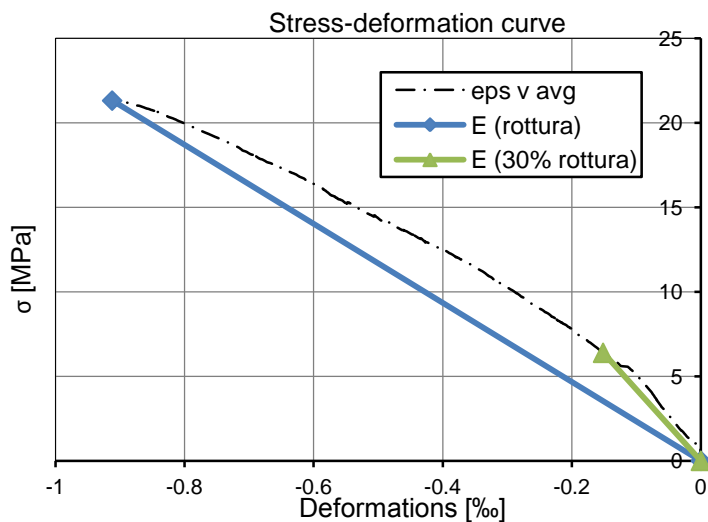


Figura 10 - Grafico tensione-deformazione del pannello con blocchi IL20 non armato

Provino	$E_{cm,th}$	$E_{cm, 30\%}$	$E_{cm, u}$	$E_{cm, 30\%}/E_{cm, u}$
TW30	30680	30791	18511	0.60
IL20	30680	42180	23366	0.55
Media	30680	36486	20939	0.58

Tabella 2: valori del modulo elastico di compressione, teorico, sperimentale al 30% e al carico di rottura

Si ricava un degrado medio della rigidezza assiale di circa il 40% quando si è prossimi alla rottura.

E' da osservare che tali valori si riferiscono alla rigidezza del materiale per compressione assiale e quindi non fessurata. Nella valutazione della rigidezza laterale di pareti è più utile far riferimento alla rigidezza fessurata che, come suggerito da NTC08, può essere assunta fino al 50% di quella per compressione, in funzione del tasso di lavoro per carico verticale.

9. Prove tipo 3 e tipo 4

9.1 Descrizione dei campioni

Quattro diverse forme di pareti sono state considerate nelle prove di tipo 3, per un totale di 8 campioni realizzati con tre tipi diversi di blocchi: N20, I25 e I30. Per la realizzazione dei quattro campioni sperimentati nelle prove di tipo 4 sono stati utilizzati solo blocchi di tipo I30. La differenza tra i diversi tipi di blocchi consiste nella diversa dimensione della camera di getto del calcestruzzo, sia dei montanti verticali che dei traversi orizzontali.

L'armatura è stata disposta ad interasse di 25 cm sia in orizzontale che in verticale. In alcuni campioni con diametro 10 mm in altri 12 mm.

L'elenco completo dei test sperimentali è riassunto nella Tabella 3.

Campione n°	Tipo prova secondo LL.GG. 2011	Tipo di blocco	Armatura (orizzontale e verticale)	Note
1	3	I25	Φ12/25	Con finestra 3x3
2	3	I25	Φ12/25	Con porta 4x3
3	3	I30	Φ12/25	Con finestra 3x3
4	3	I30	Φ12/25	Con porta 4x3
5	3	N20	Φ10/25	Pieno 4x3
6	3	I25	Φ10/25	Pieno 4x3
7	3	N20	Φ10/25	Pieno 3x3
8	3	I25	Φ10/25	Pieno 3x3
9	4	I30	Φ10/25	Conn. parete-solaio
10	4	I30	Φ12/25	Conn. parete-solaio
11	4	I30	Φ12/25	Conn. parete-parete
12	4	I30	Φ10/25	Conn. parete-parete

Tabella 3 – Descrizione campioni di parete oggetto delle prove di tipo 3 e 4

9.2 Materiali utilizzati per il confezionamento

In fase di progettazione delle prove si è prevista la confezione dei pannelli con calcestruzzo C25/30 e acciaio per armatura ad aderenza migliorata del tipo B450C. All'atto del confezionamento dei pannelli si sono prelevati sia spezzoni dell'acciaio di armatura e si sono confezionati dei cilindri di calcestruzzo allo scopo di valutare l'effettiva qualità dei materiali impiegati.

Le prove a rottura per trazione degli spezzoni di armatura hanno fornito i risultati nella Tabella 4. I risultati delle prove di schiacciamento eseguite sui cilindri di calcestruzzo sono riportati nella Tabella 5. Tali risultati sono stati ottenuti presso il Laboratorio Prove dell'Università di Padova che ha emesso il relativo certificato di prova N. 35136.

I valori medi della resistenza sperimentale verranno introdotti nelle formule del §9.5 ai fini della valutazione analitica della resistenza e rigidità delle pareti.

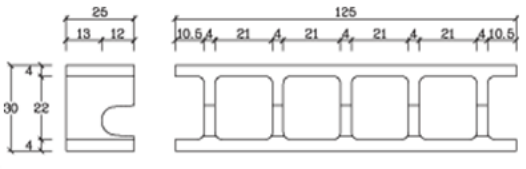
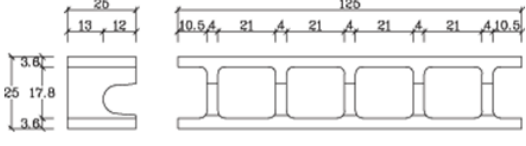
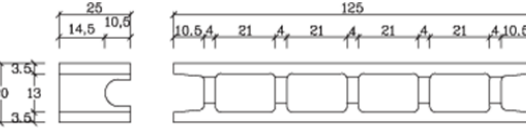
PROVE DI TRAZIONE										
Decreto Ministeriale 14/01/2008 Min. II. TT. - Norma UNI EN ISO 15630-1										
N.	Data prova	Contrassegno	Marchio scheda C.A.	Trattamento termico	ϕ_n [mm]	ϕ_{eq} [mm]	Toll. [%]	f_y [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]	A_{gt} [%]
1	25/10/12	MP-LT 10	049/09	Non eseguito	10	9,9	-3	577	665	7,3
2	25/10/12	MP-LT 10	049/09	Non eseguito	10	9,8	-3	580	665	8,3
3	25/10/12	MP-LT 10	049/09	Non eseguito	10	9,8	-4	593	680	8,3
7	25/10/12	AP 10	049/09	Non eseguito	10	9,9	-3	582	665	8,3
8	25/10/12	AP 10	049/09	Non eseguito	10	9,9	-3	585	667	8,8
9	25/10/12	AP 10	049/09	Non eseguito	10	9,9	-3	573	662	8,3
<i>Media</i>								581,7	667,3	8,22
4	25/10/12	MP-LT 12	013/08	Non eseguito	12	12,0	0	495	591	15,8
5	25/10/12	MP-LT 12	013/08	Non eseguito	12	12,0	0	506	595	15,8
6	25/10/12	MP-LT 12	013/08	Non eseguito	12	12,0	0	501	594	16,3
<i>Media</i>								500,7	593,3	15,97
10	25/10/12	AP 12	018/08	Eseguito	12	12,2	4	541	643	10,3
11	25/10/12	AP 12	018/08	Eseguito	12	12,2	4	545	650	10,3
12	25/10/12	AP 12	018/08	Eseguito	12	12,2	3	556	659	10,3
<i>Media</i>								547,3	650,7	10,30

Tabella 4 - Risultati delle prove di trazione delle armature

PROVE DI COMPRESIONE											
Decreto Ministeriale 14/09/2005 Min. II.TT. - Norma UNI EN 12390-3											
N.	Data di getto	Data di prova	Contrassegno	Rettifica	Requis. provino	d [cm]	h [cm]	Sez. [cm ²]	M_u [kg/dm ³]	f_c [MPa]	Tipo di rottura
1	18/05/2012	05/11/12	1 AP 18/5/12	E	C	9,4	24,1	69	2,30	26,3	S
2	18/05/2012	05/11/12	2 AP 18/5/12	E	C	9,4	24,1	69	2,29	25,7	S
3	18/05/2012	05/11/12	3 AP 18/5/12	E	C	9,4	26,2	69	2,28	31,5	S
<i>Media</i>										27,8	
4	12/07/2012	05/11/12	4 MP 12/7/12	E	C	9,4	27,5	69	2,29	31,2	S
5	12/07/2012	05/11/12	5 MP 12/7/12	E	C	9,4	25,2	69	2,29	32,8	S
6	12/07/2012	05/11/12	6 MP 12/7/12	E	C	9,4	26,6	69	2,29	31,0	S
<i>Media</i>										31,7	
7	18/07/2012	05/11/12	7 LT 18/7/12	E	C	9,4	24,9	69	2,33	27,1	S
8	18/07/2012	05/11/12	8 LT 18/7/12	E	C	9,4	27,2	69	2,32	31,0	S
9	18/07/2012	05/11/12	9 LT 18/7/12	E	C	9,4	11,6	69	2,31	29,7	S
<i>Media</i>										29,3	

Tabella 5 - Risultati delle prove di compressione sui cilindri di calcestruzzo

9.3 Dimensioni geometriche dei blocchi cassero utilizzati

<p style="text-align: center;">I30</p> 	<p style="text-align: right;">$A_{cls} = 1848 \text{ cmq/m}$</p> <p>Interasse montanti: $i_m = 25 \text{ cm}$ Interasse traversi: $i_t = 25 \text{ cm}$ Spessore nucleo cls: $t = 22 \text{ cm}$ Spessore equiv. cls: $t_{eq} = 18.48 \text{ cm}$ Area montanti: $A_m = 462 \text{ cmq}$ Area traversi: $A_t = 107 \text{ cmq}$ Altezza traversi: $h = 12 \text{ cm}$ Lunghezza traversi: $l = 4 \text{ cm}$</p>
<p style="text-align: center;">I25</p> 	<p style="text-align: right;">$A_{cls} = 1512 \text{ cmq/m}$</p> <p>Interasse montanti: $i_m = 25 \text{ cm}$ Interasse traversi: $i_t = 25 \text{ cm}$ Spessore nucleo cls: $t = 17.8 \text{ cm}$ Spessore equiv. cls: $t_{eq} = 15.12 \text{ cm}$ Area montanti: $A_m = 378 \text{ cmq}$ Area traversi: $A_t = 90 \text{ cmq}$ Altezza traversi: $h = 12 \text{ cm}$ Lunghezza traversi: $l = 4 \text{ cm}$</p>
<p style="text-align: center;">N20</p> 	<p style="text-align: right;">$A_{cls} = 1092 \text{ cmq/m}$</p> <p>Interasse montanti: $i_m = 25 \text{ cm}$ Interasse traversi: $i_t = 25 \text{ cm}$ Spessore nucleo cls: $t = 13 \text{ cm}$ Spessore equiv. cls: $t_{eq} = 10.92 \text{ cm}$ Area montanti: $A_m = 273 \text{ cmq}$ Area traversi: $A_t = 72 \text{ cmq}$ Altezza traversi: $h = 9 \text{ cm}$ Lunghezza traversi: $l = 3 \text{ cm}$</p>

9.4 Esecuzione delle prove e risultati sperimentali

Le prove di rottura ciclica dei campioni con ampiezza imposta dei livelli di oscillazione crescente, ognuno ripetuto per 3 cicli completi, si sono svolte presso il campo prove realizzato a Terrassa Padovana sui pannelli realizzati dalla ISOSPAN Baustoffwerk GmbH sulla base del progetto e sotto il controllo e la supervisione degli scriventi.

L'assistenza sperimentale durante le prove e la fornitura delle attrezzature per l'applicazione dei carichi e la misura delle deformazioni è stata assicurata dalla 4 Emme Spa, unità di Padova.

I risultati sperimentali sono riassunti nei rapporti di prova emessi dalla 4 Emme Spa, ai quali si rimanda per dettagli sulle modalità di prova e di acquisizione dei risultati:

- N. 3770/PD del 19/10/12: prove tipo 3 su pareti con apertura
- N. 3795/PD del 19/10/12: prove tipo 3 su pareti senza apertura
- N. 3799-3800/PD del 19/10/12: prove tipo 4 su connessioni di pareti e solai

Si rimanda a tali certificati per le dimensioni geometriche e i dettagli di armatura delle pareti testate e le specifiche di prova.

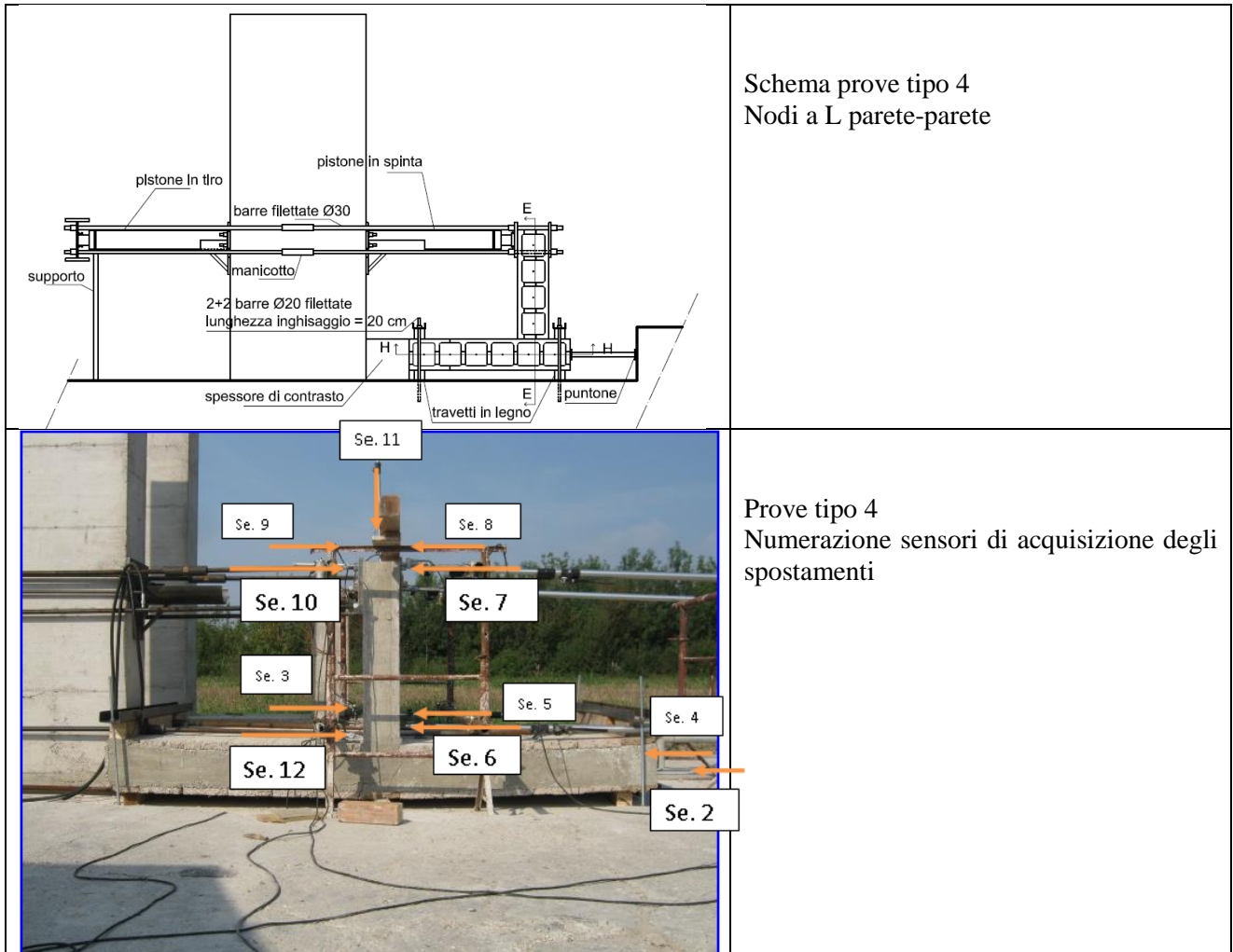
Alle due estremità di ogni muro di cui alle prove tipo 3 si sono realizzate due spalle con una lunghezza di circa 1 m aventi lo scopo di evitare un'eventuale sbandamento del muro causato da piccole eccentricità laterali del carico. In questo modo la sezione in pianta delle pareti risulta essere a doppio T. L'armatura delle

spalle non è stata ancorata alla fondazione. In sommità è stato gettato un solaio che funge anche da cordolo di testa della parete. Sul solaio è stata disposta una zavorra del peso di 50 kN. La spinta orizzontale è stata applicata sul baricentro di tale solaio.

Si riportano di seguito i principali risultati sperimentali ottenuti rappresentati dai grafici del carico applicato contro gli spostamenti in sommità registrati. Nel caso delle prove tipo 4 gli spostamenti in sommità sono depurati di quelli alla base (non trascurabili). I carichi positivi indicano martinetto in fase spinta (campione allontanato dal muro di contrasto), mentre quelli negativi sono relativi al martinetto in tiro (campione attirato verso il muro di contrasto).

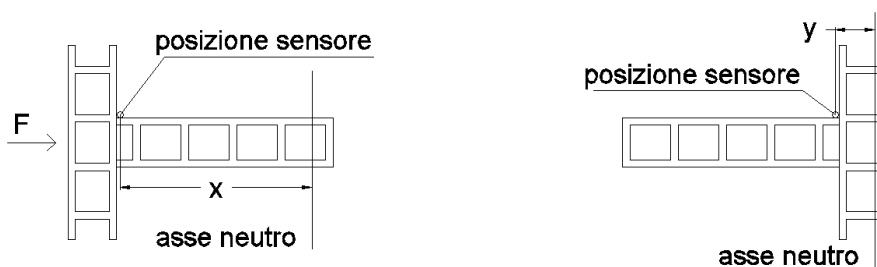
Nelle foto che seguono vi sono i setup sperimentali delle prove con la numerazione dei sensori di acquisizione dei dati di spostamento.

	<p>Prove di tipo 3 – setup completo di prova</p>
	<p>Prove di tipo 3 Numerazione sensori di acquisizione degli spostamenti</p>
	<p>Schema prove tipo 4 Nodi a T parete-solaio</p>

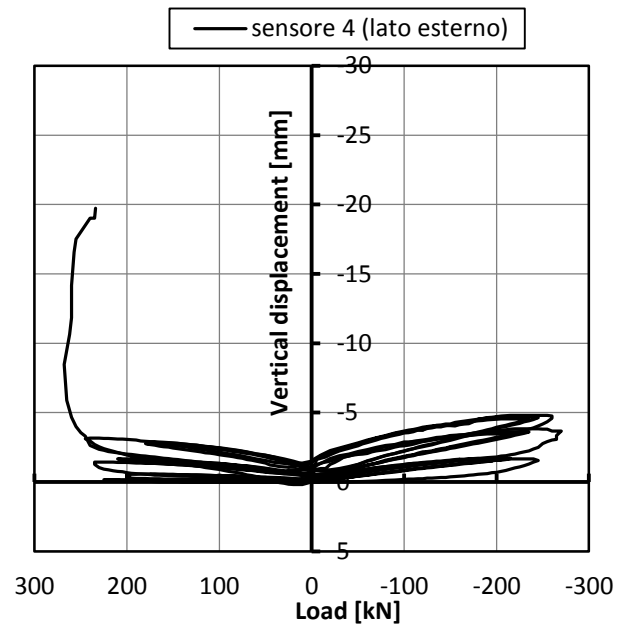
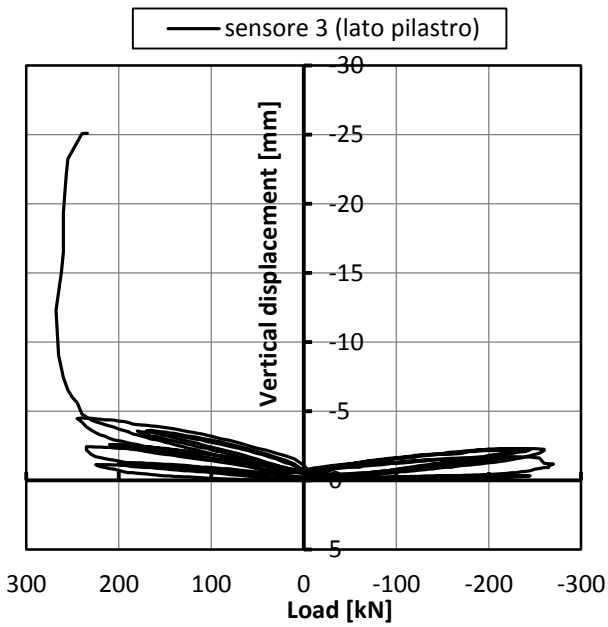
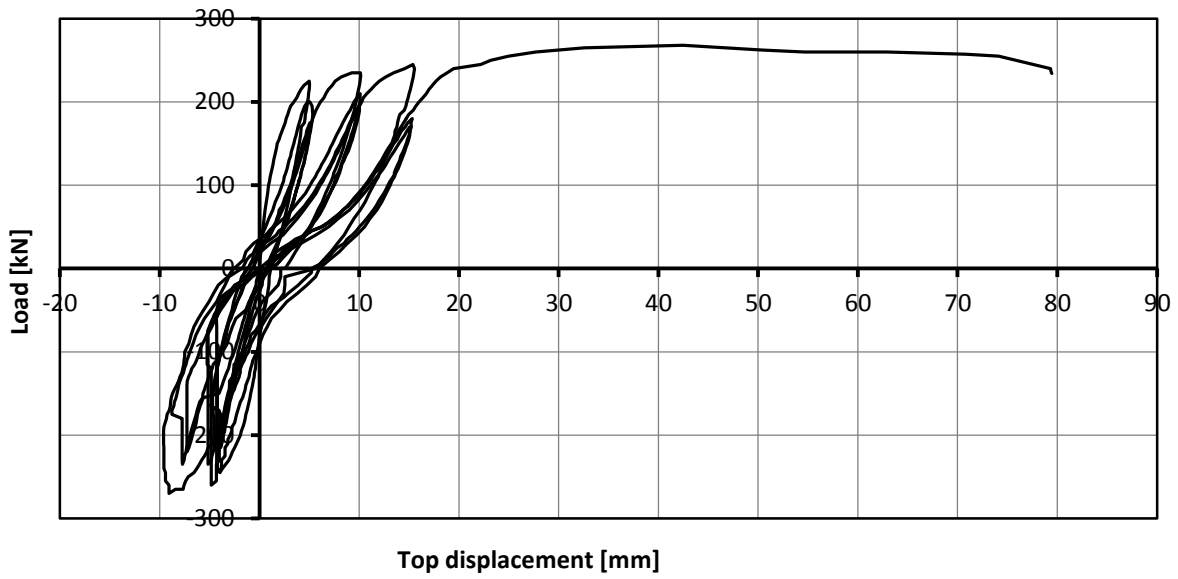


9.4.1 Nota sulle osservazioni sperimentali

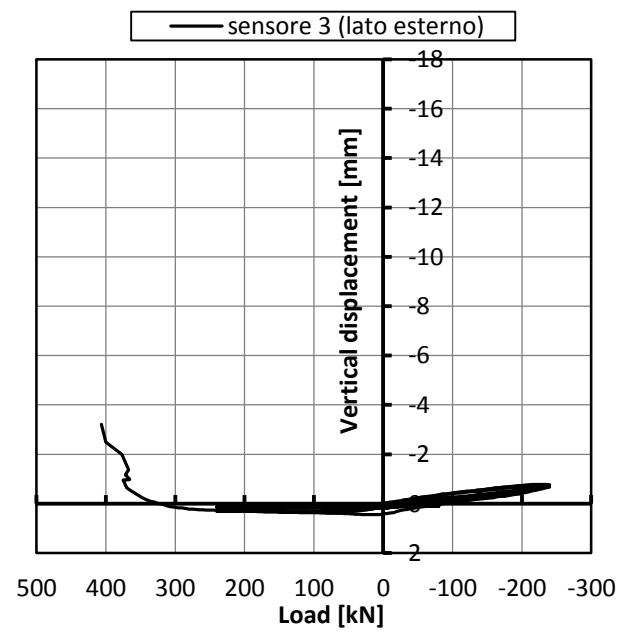
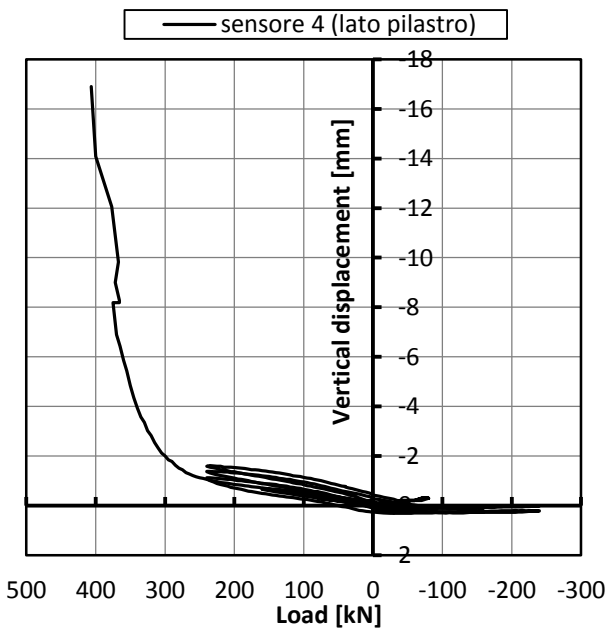
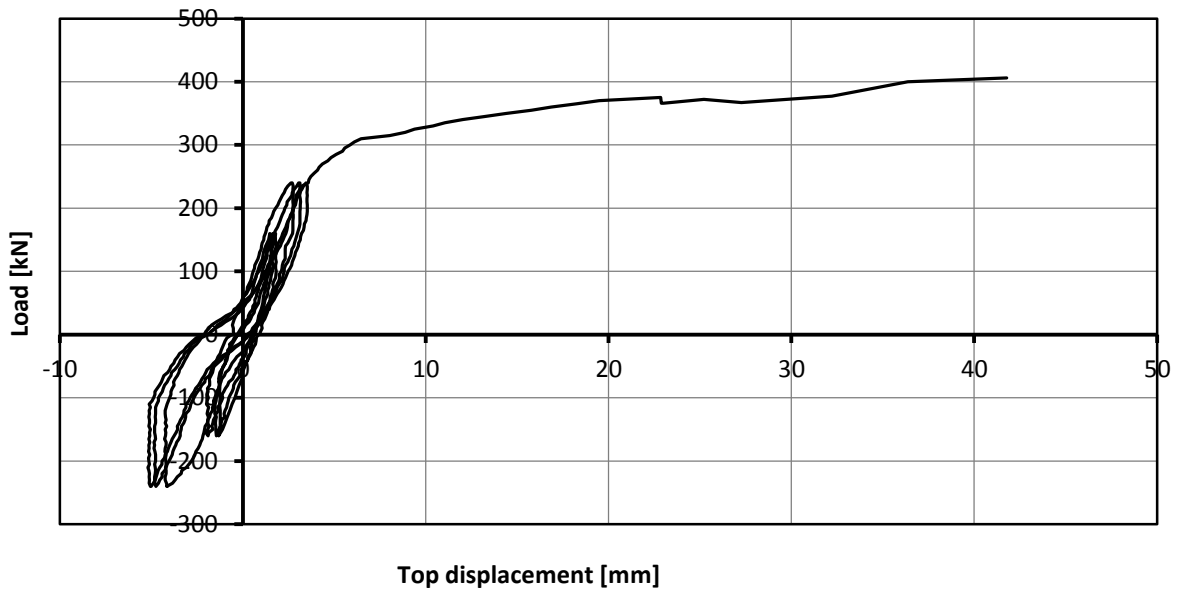
L'andamento non simmetrico degli spostamenti verticali del solaio misurati dai flessimetri posti sui due estremi delle pareti con fori (sensori 3 e 4, la cui posizione in pianta è evidenziata nella figura seguente) si spiega per la diversa distanza del sensore rispetto all'asse neutro di flessione a seconda che la forza applicata sia in spinta o in tiro. L'allungamento misurato è essenzialmente dovuto alla progressiva apertura delle fessure, all'effetto *rocking* (i.e. ribaltamento) dei singoli maschi murari nella pareti con aperture e all'effetto *rocking* globale nelle pareti senza fori. Si noterà che nelle pareti senza fori si sono registrati anche valori di abbassamento (peraltro molto più piccoli di quelli di allungamento), dovuti principalmente allo schiacciamento della parete sul lato compresso, anche se effetti minori dovuti alla dilatazione termica delle aste metalliche di sostegno dei flessimetri non sono completamente da escludere.



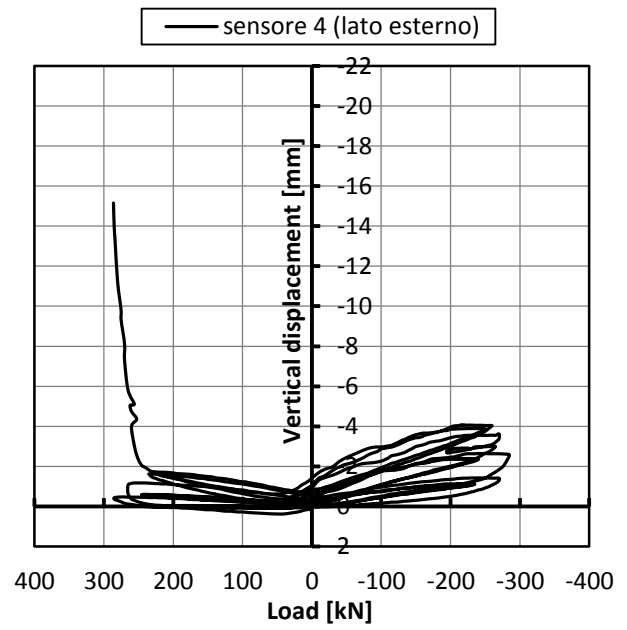
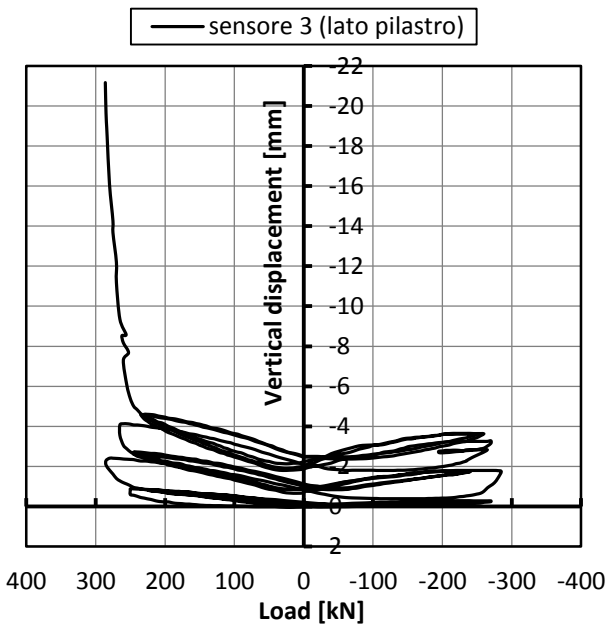
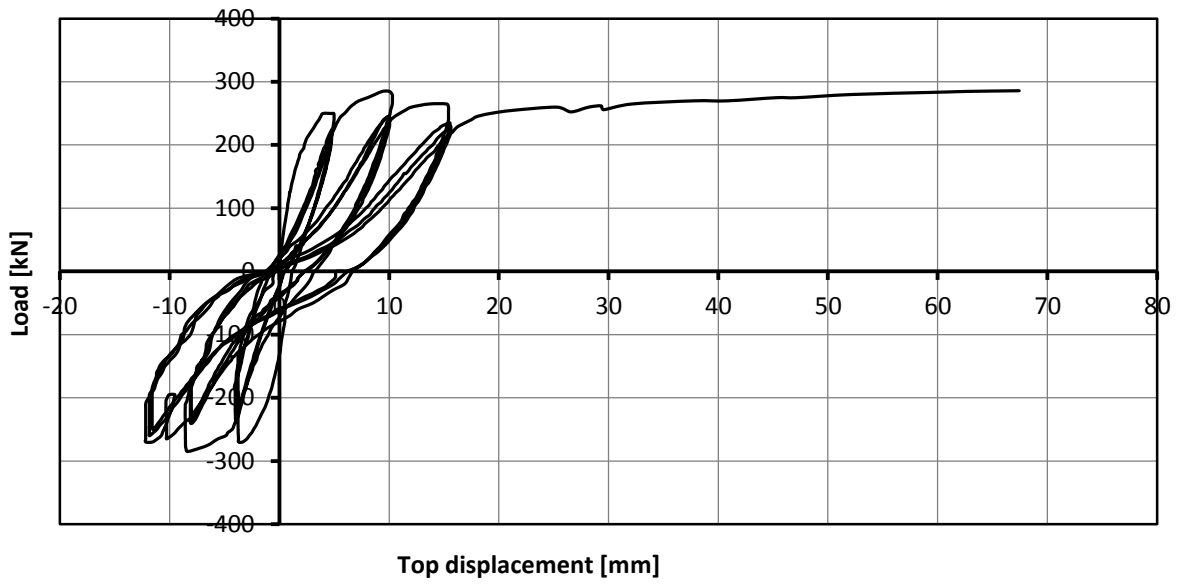
9.4.2 Muro 1 – parete 3x3 con finestra



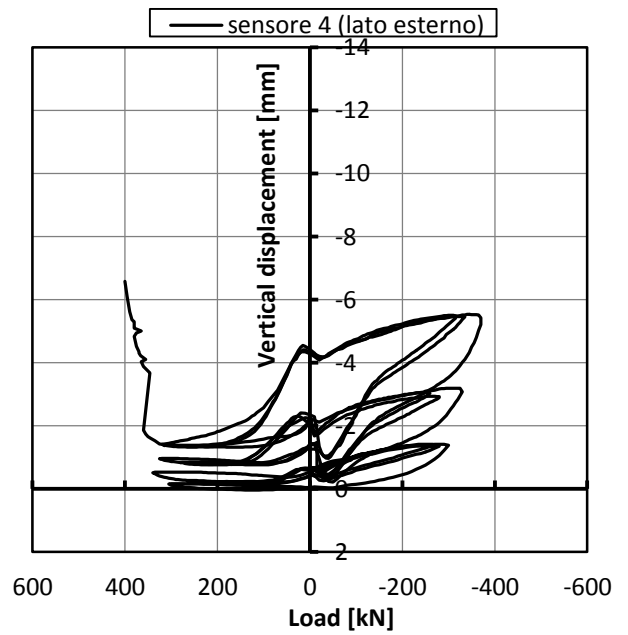
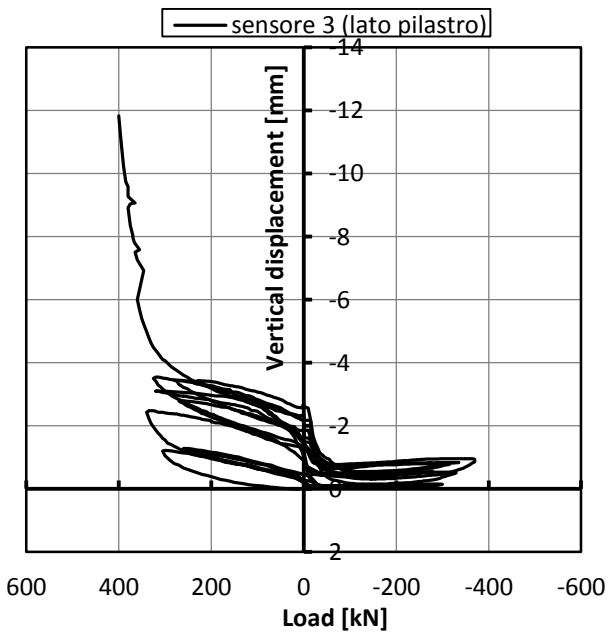
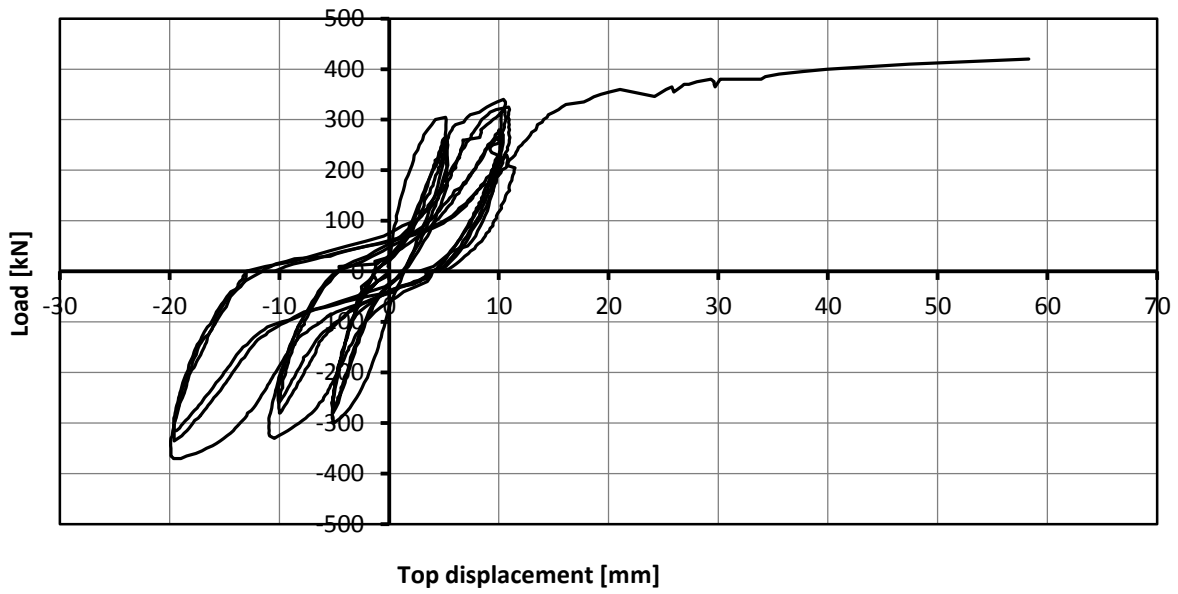
9.4.3 Muro 2 - parete 4x3 con porta



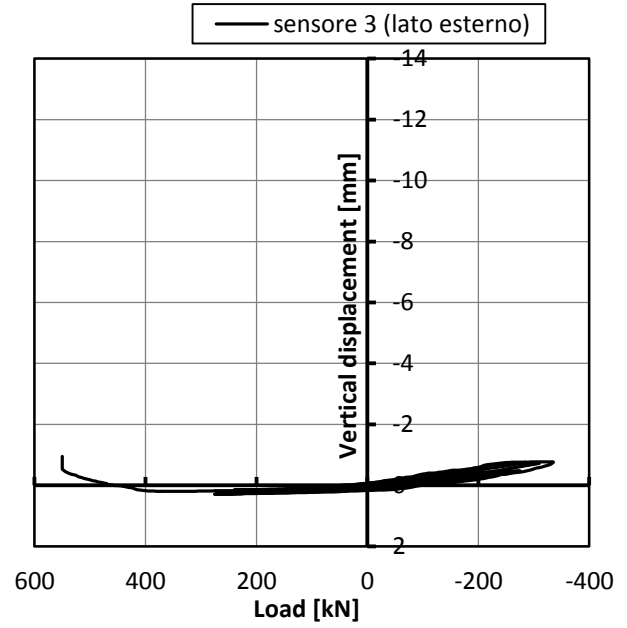
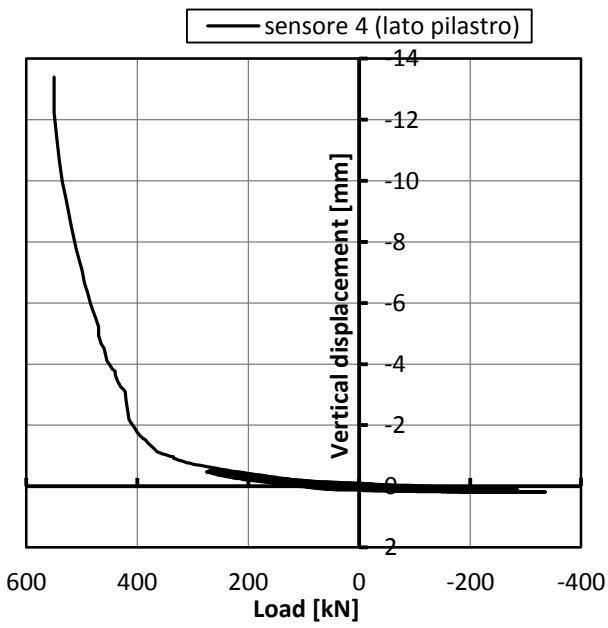
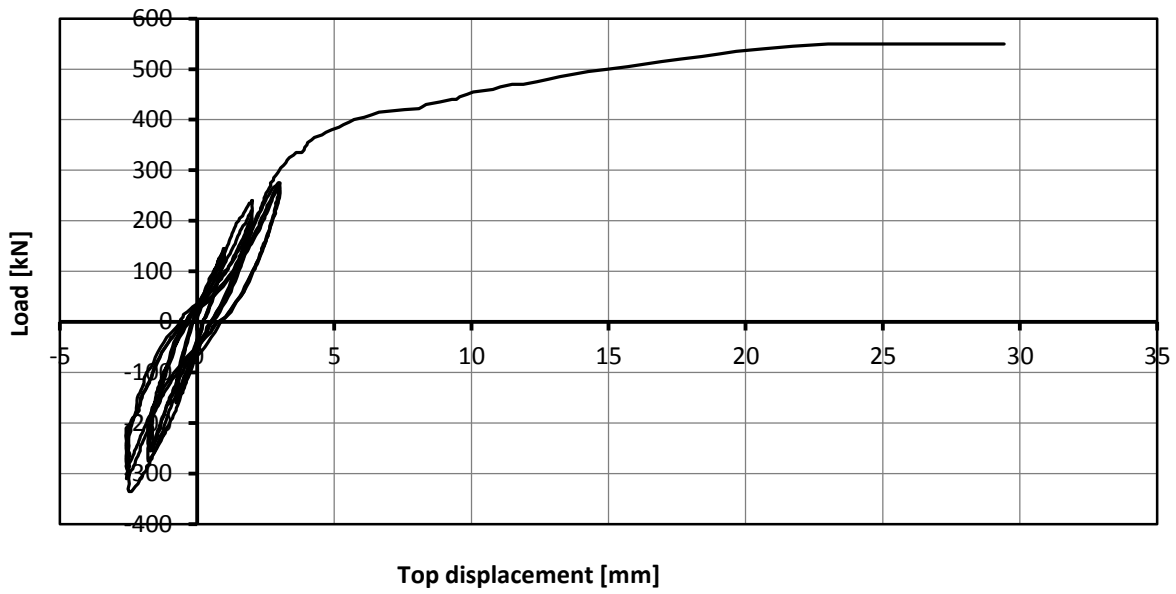
9.4.4 Muro 3 – parete 3x3 con finestra



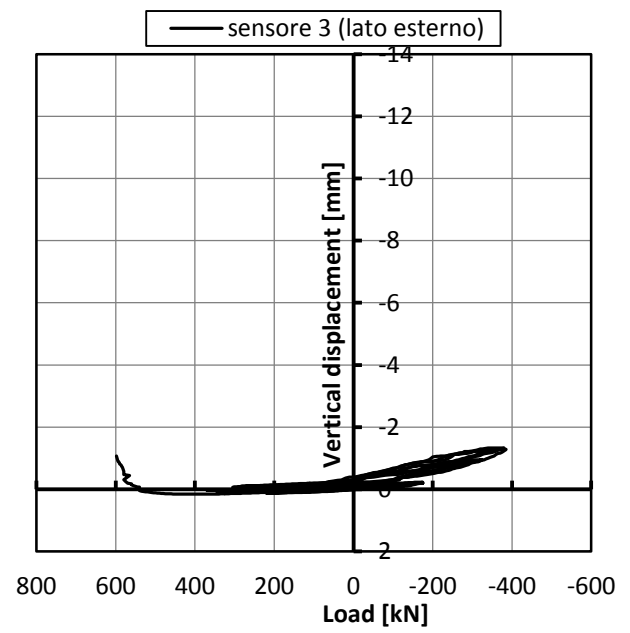
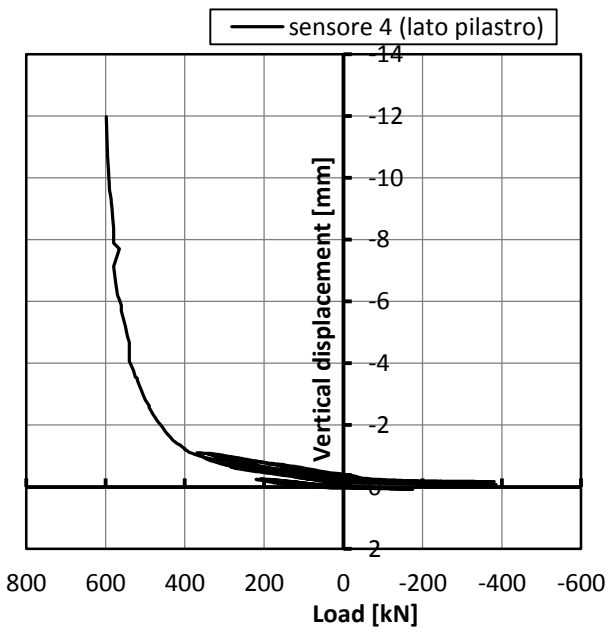
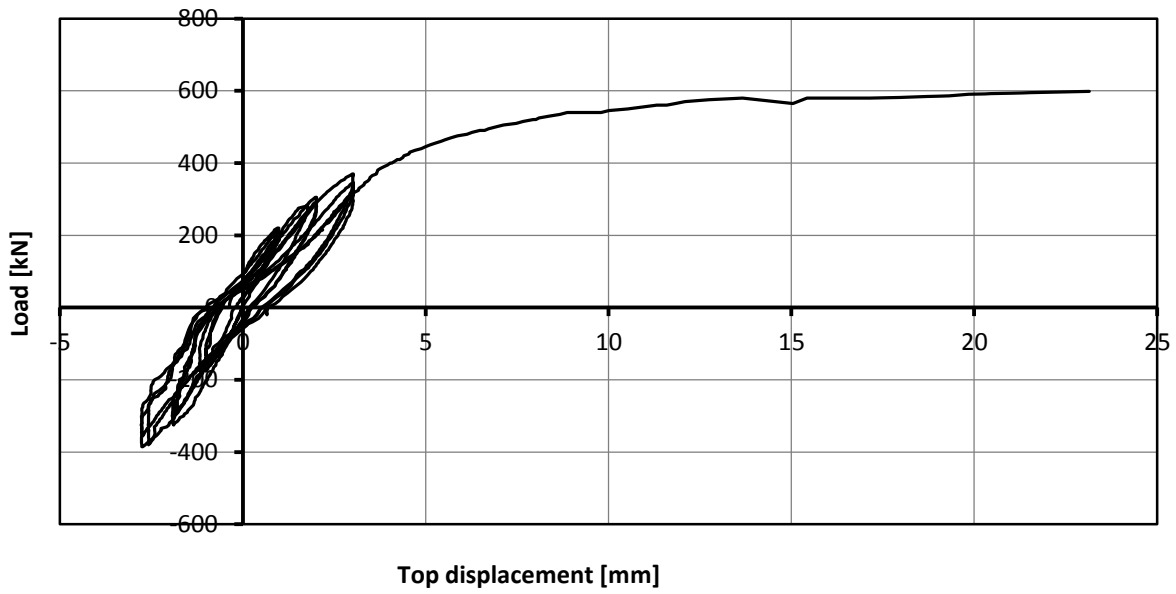
9.4.5 Muro 4 – parete 4x3 con porta



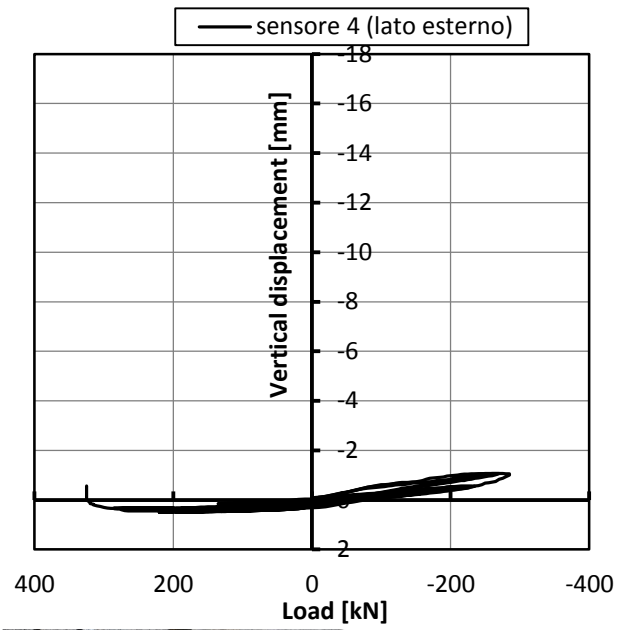
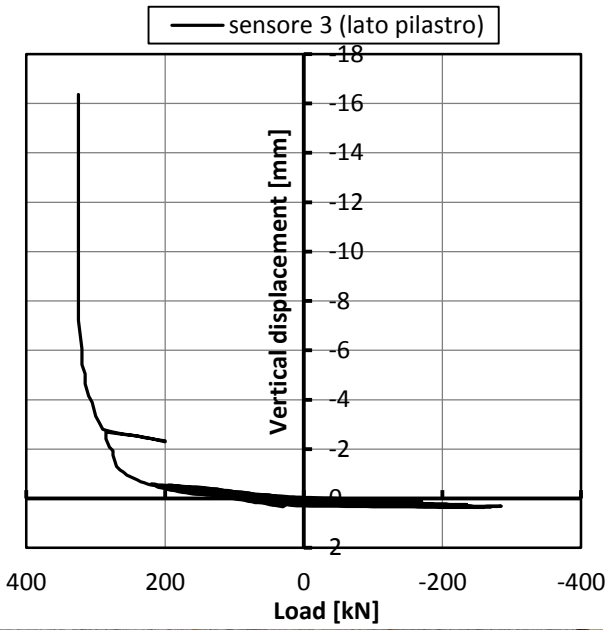
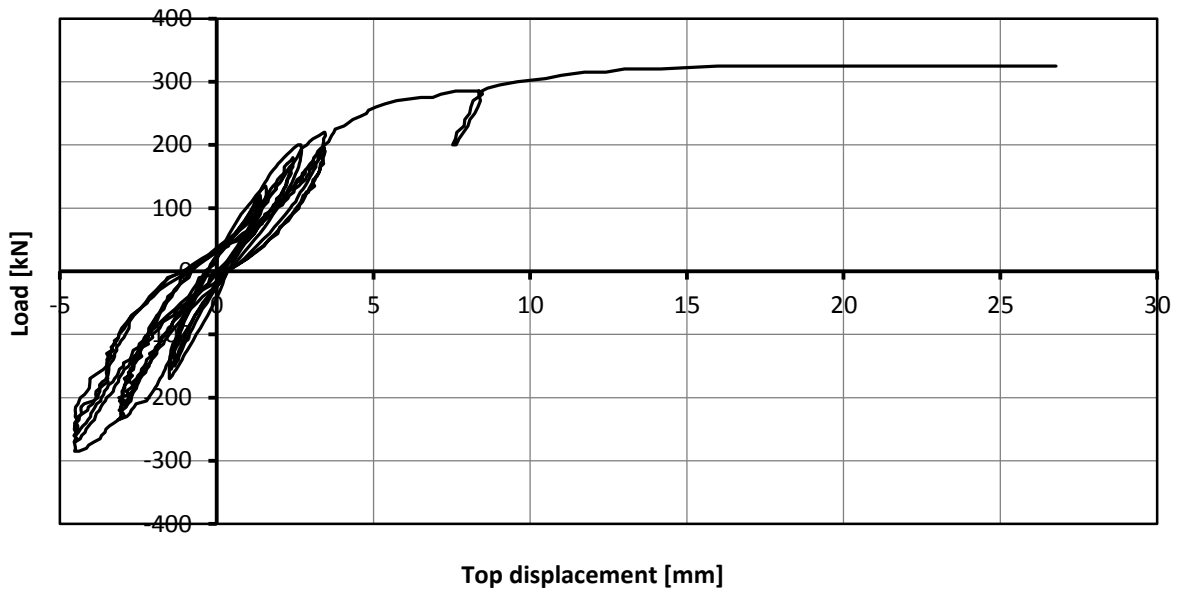
9.4.6 Muro 5 – parete 4x3 senza aperture



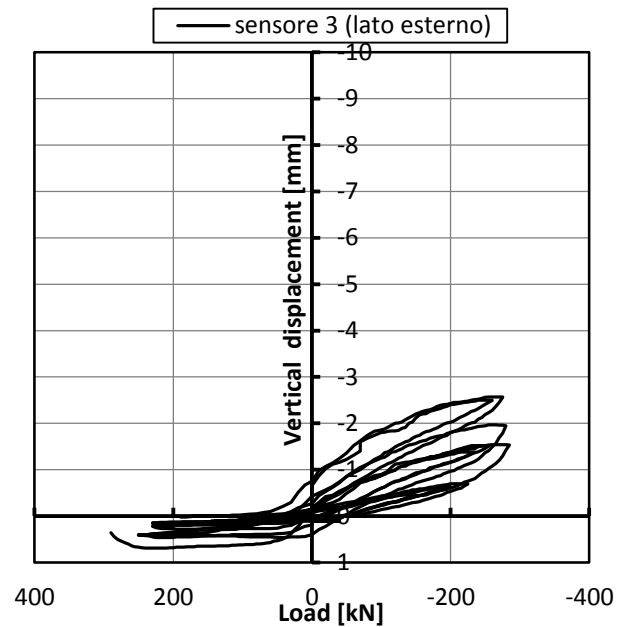
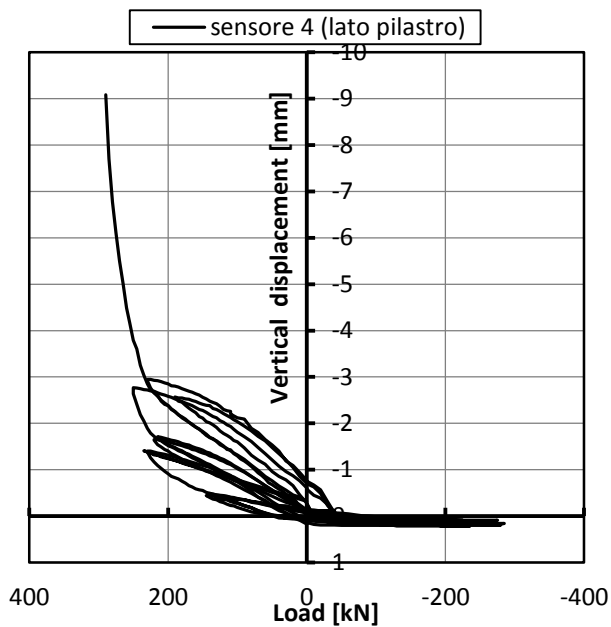
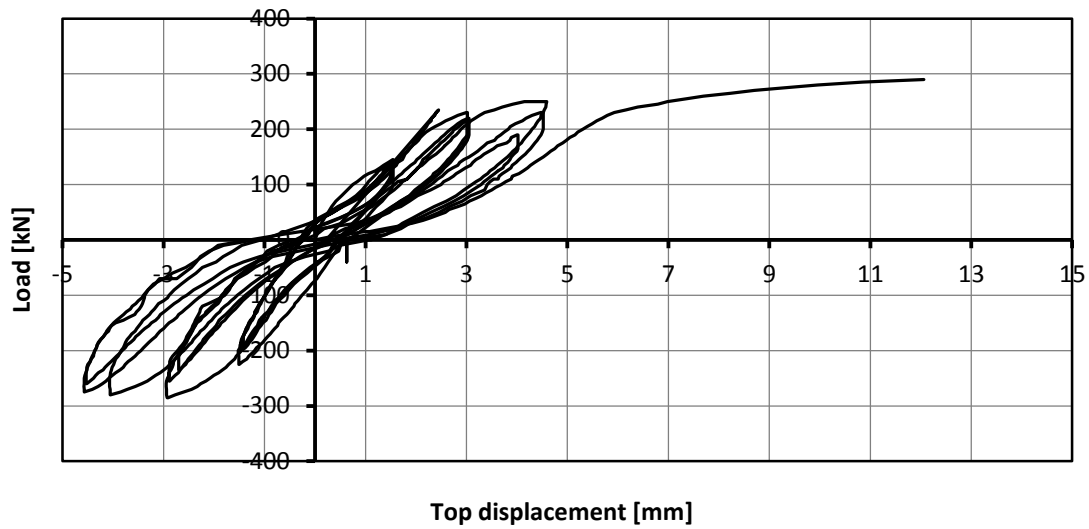
9.4.7 Muro 6 – parete 4x3 senza aperture



9.4.8 Muro 7 – parete 3x3 senza aperture



9.4.9 Muro 8 – parete 3x3 senza aperture



Nota: a rottura avvenuta, durante la demolizione della parete, si è verificato che le due armature verticali estreme della parete non erano state efficacemente ancorate alla fondazione e si sono sfilate senza arrivare a snervamento durante l'ultimo ciclo di applicazione del carico fino a rottura.

9.4.10 Campione 9 - connessione parete-solaio a T con armatura $\phi 10$

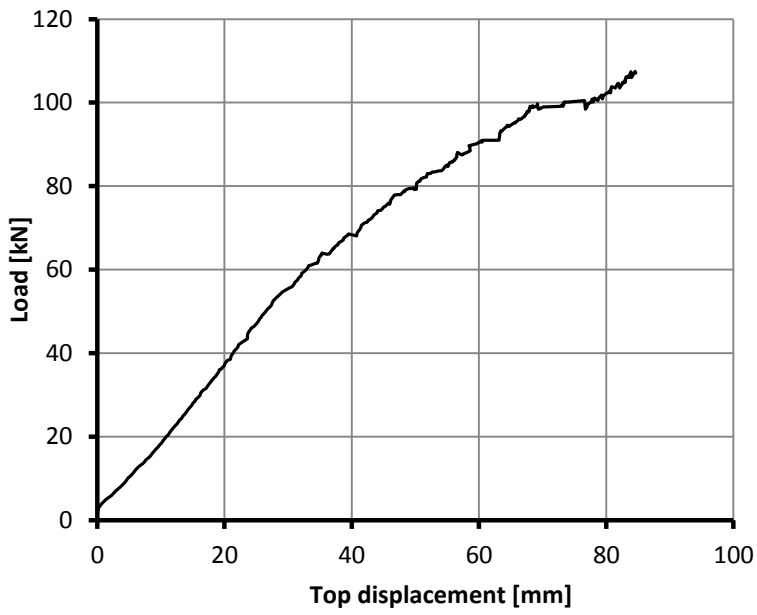


Figura 11 - Prova monotona - spostamenti orizzontali in sommità

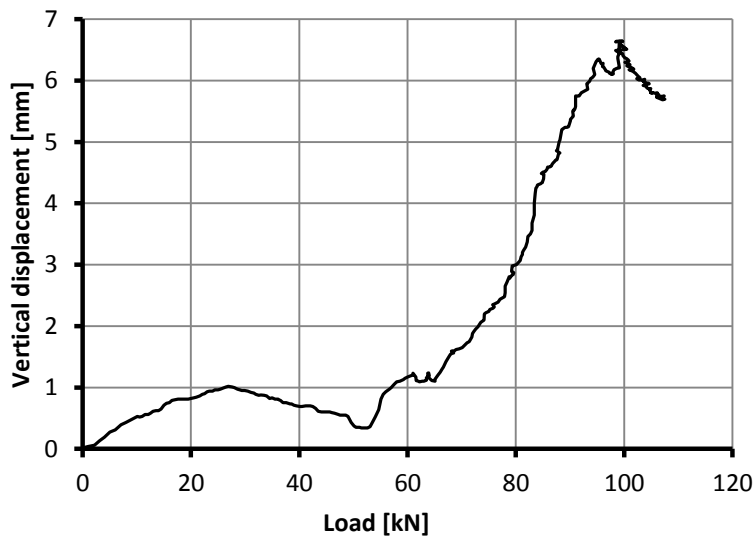


Figura 12 - Prova monotona - spostamenti verticali

9.4.11

Campione 10 - Connessione parete-solaio a T con armatura $\phi 12$

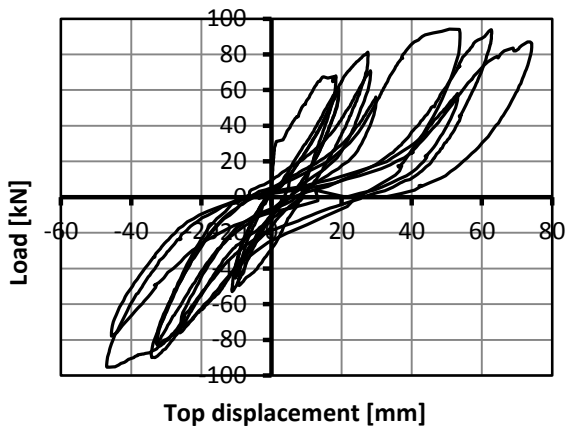


Figura 13 - Prova ciclica - spostamenti orizzontali in sommità

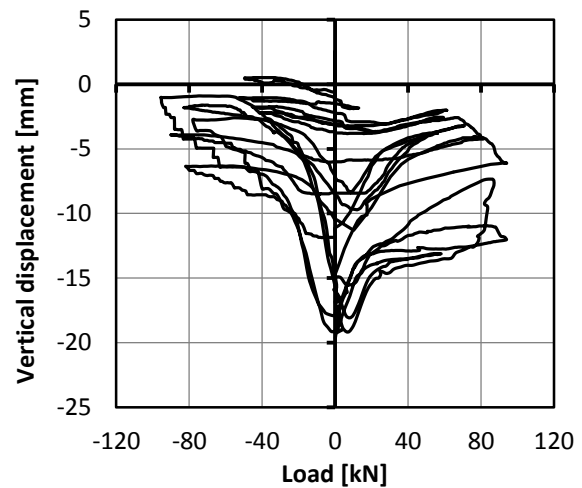


Figura 14 - Prova ciclica: spostamenti verticali del solaio

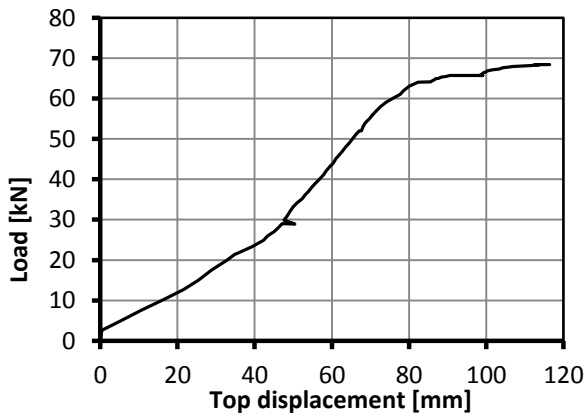


Figura 15 - Prova monona a rottura - spostamenti orizzontali in sommità



Figura 16 - Scorrimento del sensore in sommità

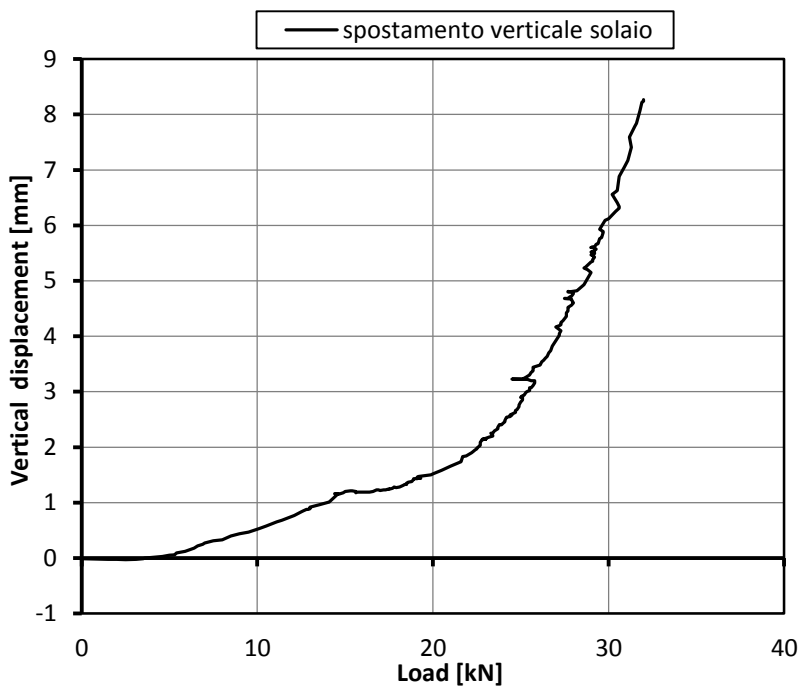
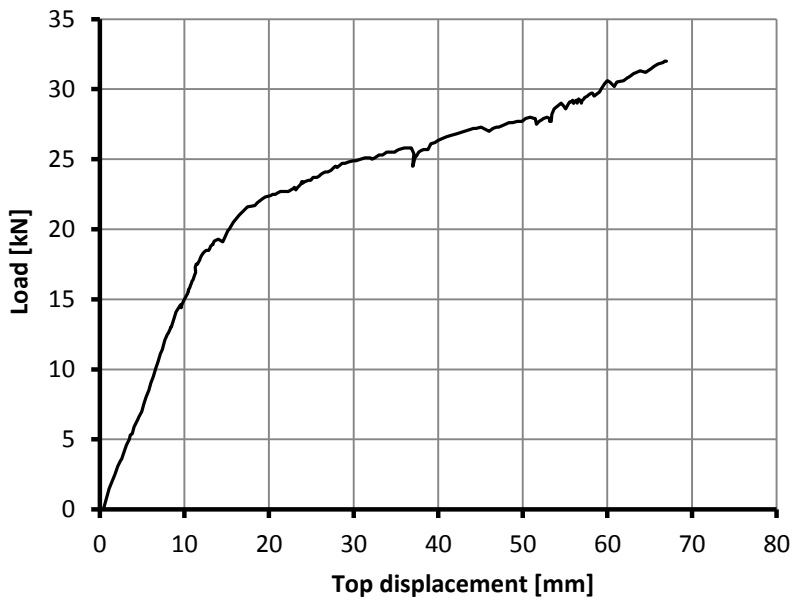


Figura 17 - Fessurazione delle sezioni più sollecitate

Nota: essendo la parete sollevata da terra e appoggiata solo alle due estremità, nella prova ciclica essa mostra un progressivo abbassamento dovuto al progressivo decadimento della rigidità del nodo parete-solaio (Figura 14).

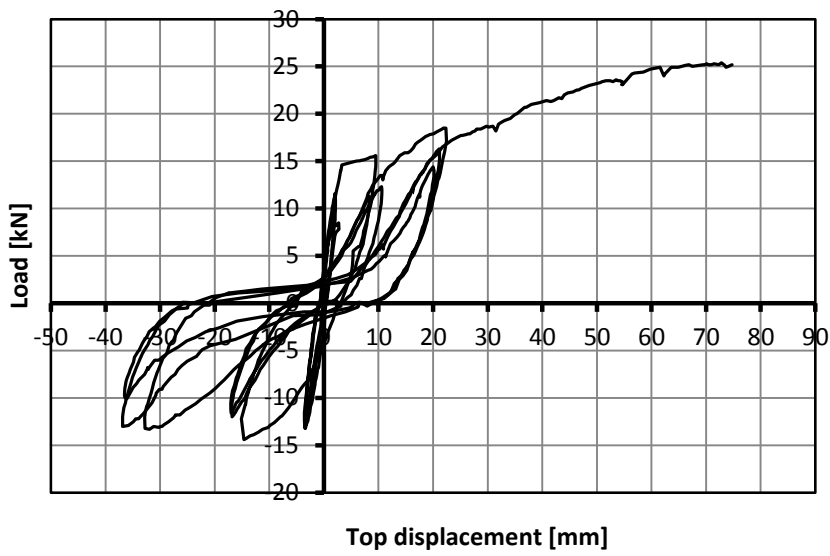
9.4.12

Campione 11 - Connessione parete-parete a L armatura $\phi 12$

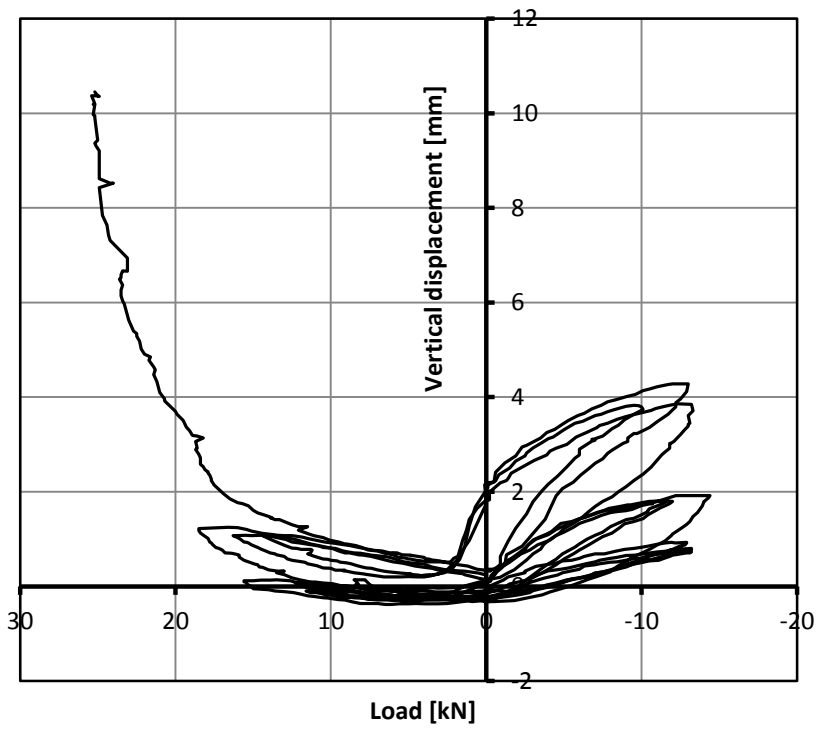


9.4.13

Campione 12 - Connessione parete-parete a L armatura $\phi 10$



— spostamento verticale parete



9.5 Confronto fra risultati sperimentali e previsioni analitiche

9.5.1 Prove tipo 3 – muri 1 e 3 – pareti 3x3 con finestra

Nelle prove di tipo 3 si sono provate tre diverse configurazioni di pareti: pannello pieno, pannello con porta e pannello con finestra. In tutti i casi per l'interpretazione analitica si utilizza un modello a telaio equivalente.

Si ipotizza un vincolo di incastro alla base dei montanti verticali. Ricordando la Figura 4 l'altezza efficace h_{eff} dei maschi verticali si ottiene attraverso la seguente relazione.

$$h_{eff} = h' + \frac{b \cdot (h - h')}{3 \cdot h} \quad (1)$$

Poiché l'architrave 2-4 sopra le finestre ha un momento resistente decisamente superiore a quello dei maschi verticali, per il calcolo della resistenza ultima si assume la formazione di un cinematismo con le cerniere plastiche posizionate al piede e in sommità dei maschi verticali, al di fuori dei tratti rigidi.

In tale assunto la forza resistente ultima $V_{R,flex}$ applicabile sulla sommità del pannello può essere così calcolata:

$$V_R = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{R,flex} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4}{h_{eff}} \\ V_{R,shear} \end{array} \right. \quad (2)$$

essendo M_1, M_2, M_3 e M_4 sono i momenti resistenti ultimi delle 4 sezioni critiche. In ogni caso non potrà superare la forza resistente ultima della rottura per taglio $V_{R,shear}$. Il calcolo di quest'ultima resistenza è riportato nel §13 per ogni provino testato.

Per il calcolo dei momenti resistenti si dovrà tenere conto dello sforzo di compressione applicato ai montanti. Nei test sperimentali era applicata sopra la parete una zavorra del peso di 50 kN, che sommato al peso proprio della parete e della porzione di solaio realizzata fornisce lo sforzo normale medio di compressione su ciascun montante. Per i dettagli del calcolo si rimanda al §12.

Occorre tenere conto che il livello di sforzo normale cambia però durante l'applicazione del carico orizzontale secondo la relazione seguente:

$$N_{1,3} = N_G \mp \frac{V \cdot h_{eff}}{2 \cdot l} \quad (3)$$

rendendo così la soluzione del problema non lineare (il taglio resistente dato dalla (2a) dipende da se stesso attraverso la (3)).

Ad esempio nel caso del muro 1, sostituendo a V il valore sperimentale a rottura V_R si otterrebbe (si indica con segno positivo la compressione e con segno negativo la trazione):

$$\text{Muro 1} \quad N = 39 \mp \frac{260 \cdot 2.07}{2 \cdot 2.3} = 39 \mp 117 = \begin{cases} -78 \text{ kN} \cong -1\% 6000 = -1\% N_{max} \\ 156 \text{ kN} \cong 2\% 6000 = 2\% N_{max} \end{cases}$$

$$\text{Muro 3} \quad N = 40 \mp \frac{280 \cdot 2.10}{2 \cdot 2.4} = \begin{cases} -85 \text{ kN} \\ 166 \text{ kN} \end{cases}$$

che in assoluto rappresentano delle variazioni grandi rispetto a N_G al punto che il maschio lato teso va addirittura in trazione, ma comunque i valori relativi delle variazioni di sforzi normale per effetto del taglio applicato sono piccoli rimanendo dell'ordine del 2% dello sforzo normale resistente di compressione N_{max} .

Esaminando il campo resistente adimensionalizzato in Figura 18 del maschio murario delle pareti 1 e 3, con sezione a T e armatura asimmetrica, si vede che nel campo di interesse (evidenziato con i tratti rossi) vi è dipendenza all'incirca lineare fra il momento resistente e lo sforzo normale applicato. Ciò significa che le variazioni positive e negative dei momenti resistenti delle cerniere plastiche al numeratore della (1) si compensano e possono essere trascurate nel calcolo del taglio resistente $V_{R,flex}$. Tale considerazione ha carattere generale e può essere estesa anche alle pareti di edifici reali semplificando così la valutazione del taglio resistente associato al meccanismo di rottura flessionale $V_{R,flex}$ che potrà sempre essere calcolato a partire dai momenti resistenti dei maschi murari calcolati per il livello di sforzo assiale gravitazionale N_G .

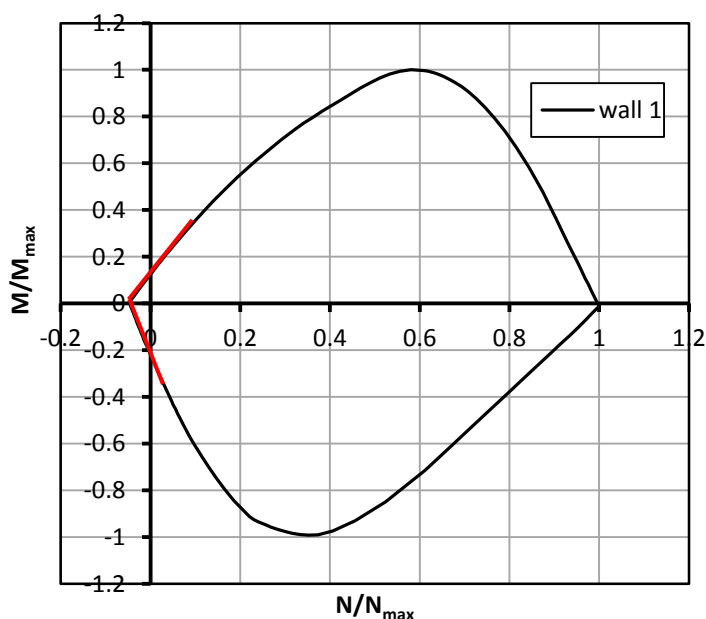


Figura 18 - Campo resistente del montante del muro 1 (muro con finestra)

Ciò premesso nella seguente tabella si riassume il calcolo del carico ultimo per i pannelli 1 e 3:

	Parete 1	Parete 3
M_1 [kNm]	112.5	113.6
M_2 [kNm]	64.8	69.15
M_3 [kNm]	124	140
M_4 [kNm]	217.7	231.4
h_{eff} [m]	2.07	2.10
$V_{R,flex}$ [kN]	250.6	263.4
$V_{R,shear}$ [kN]	708	830
V_R [kN]	250.6	263.4
$V_{R,exp}$ [kN]	260	280
Differenza relativa [%]	3.61	5.92

Tabella 6 – Valori analitici di resistenza a taglio dei pannelli prove tipo 3 (rottura) – muri con finestra

I valori numerici nella precedente tabella si ottengono attraverso le formule al §5, utilizzando le caratteristiche geometriche e le armature delle pareti di cui al §11 e dei blocchi di cui al §9.3, con le caratteristiche dei materiali di cui al §9.2. I dettagli dei calcolo sono riportati in Appendice.

Per il calcolo analitico delle rigidezze elastiche delle pareti attraverso il medesimo modello a telaio si sono adottate le due ipotesi estreme di sezioni non fessurate (stato I) e fessurate (stato II), assegnando ad ogni elemento rispettivamente le rigidezze flessionali della sezione completamente reagente e della sezione parzializzata, non tenendo in conto per quest'ultima dell'effetto della variazione dello sforzo normale e di tension-stiffening.

Nei grafici Figura 19 e Figura 20 rispettivamente per la parete 1 e la parete 3 si pongono a confronto i grafici sperimentali con i risultati analitici. Per quanto riguarda la resistenza ultima si vede bene l'ottima corrispondenza del cinematismo assunto per il calcolo del valore a rottura con il valore a snervamento sperimentale. Il fenomeno di incrudimento dell'acciaio giustifica la sottostima del valore della resistenza di picco. Per quanto riguarda la rigidezza il dettaglio dei grafici a sinistra delle figure evidenzia come la rigidezza secante sperimentale della parete si collochi esattamente fra la rigidezza analitica non fessurata (linea rossa) e quella fessurata (linea azzurra). Si conferma pertanto la bontà del modello analitico delle pareti e la possibilità di dimezzare la rigidezza in stato I non fessurato per ottenere una corretta valutazione della deformabilità in fase elastica del sistema.

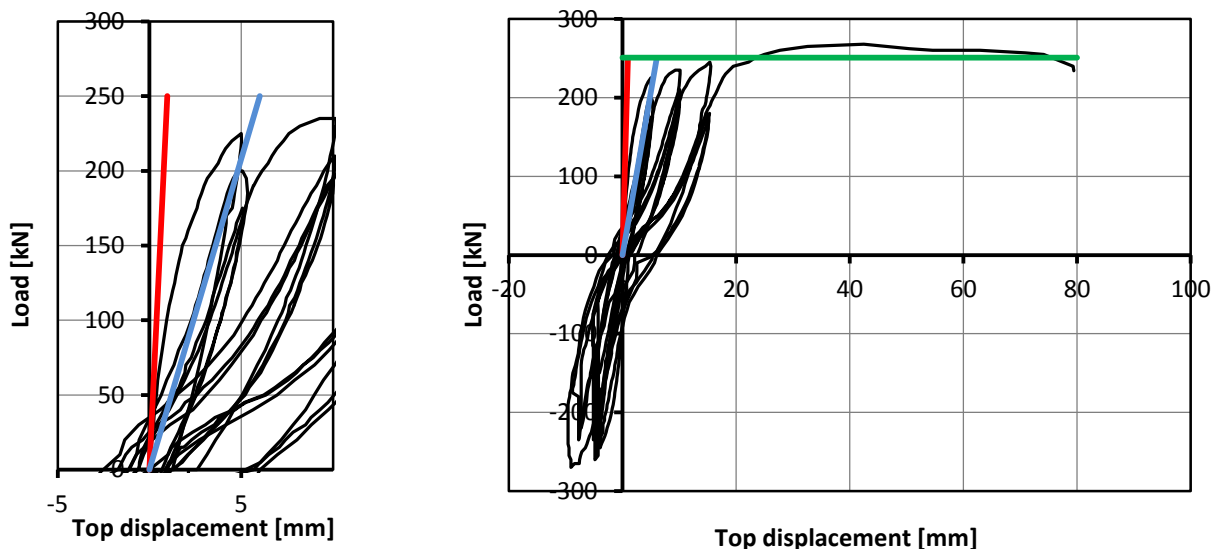


Figura 19 - Confronto grafici sperimentali e risultati analitici muro 1

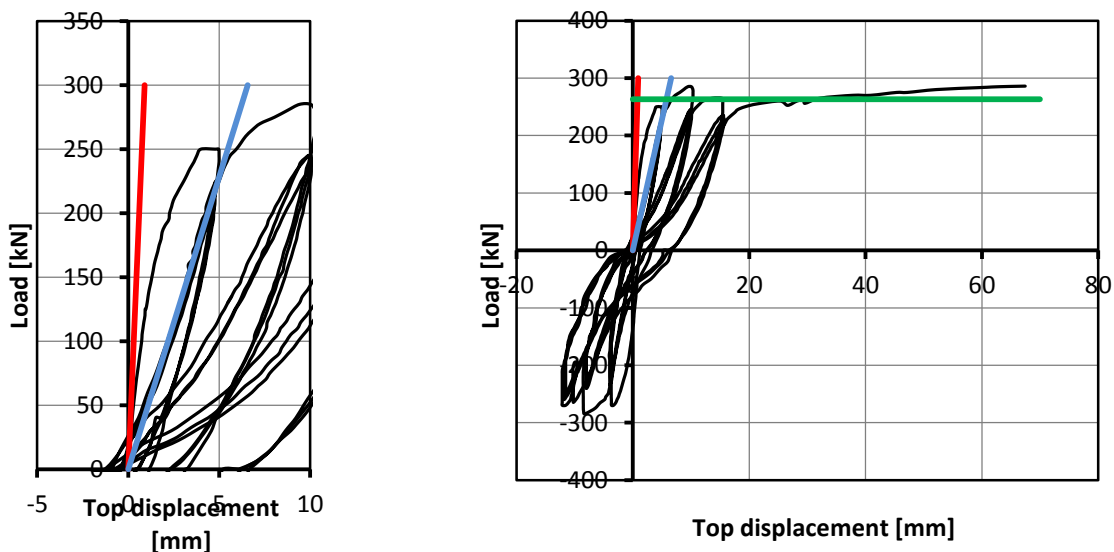


Figura 20 - Confronto grafici sperimentali e risultati analitici muro 3

9.5.2 Prove tipo 3 – muri 2 e 4 – pareti 4x3 con porta

Il procedimento seguito per le pareti con porta è analogo a quello seguito nel paragrafo precedente per le pareti con finestra. Applicando la (1) per il calcolo di h_{eff} si ottiene:

$$\text{Muro 2} \quad h_{eff} = h' + \frac{b \cdot (h - h')}{3 \cdot h} = 287.7 + \frac{130.5 \cdot (320 - 287.7)}{3 \cdot 320} = 292 \text{ cm}$$

$$\text{Muro 4} \quad h_{eff} = h' + \frac{b \cdot (h - h')}{3 \cdot h} = 288.8 + \frac{134.5 \cdot (320 - 288.8)}{3 \cdot 320} = 293 \text{ cm}$$

Nelle pareti con porta, prendendo come riferimento la Figura 21, il montante di sinistra è teso mentre quello di destra è compresso. In maniera analoga a quanto fatto nel caso dei muri con finestra si è proceduto con il calcolo di N_G anche per i muri con porta, tale valore inserito nella (3) fornisce il valore dello sforzo assiale su ciascun maschio murario:

$$N_{1,3}(\text{muro 2}) = 43 \mp \frac{400 \cdot 2.9}{2 \cdot 2.8} = 43 \mp 207 = \begin{cases} -166 \text{ kN} \\ 252 \text{ kN} \end{cases}$$

$$N_{1,3}(\text{muro 4}) = 45 \mp \frac{420 \cdot 2.9}{2 \cdot 2.9} = 45 \mp 216 = \begin{cases} -172 \text{ kN} \\ 261 \text{ kN} \end{cases}$$

Con lo schema statico della seguente figura si è utilizzato lo stesso procedimento dei prototipi con finestra per il calcolo della spinta a rottura e delle deformazioni dei muri con porta.

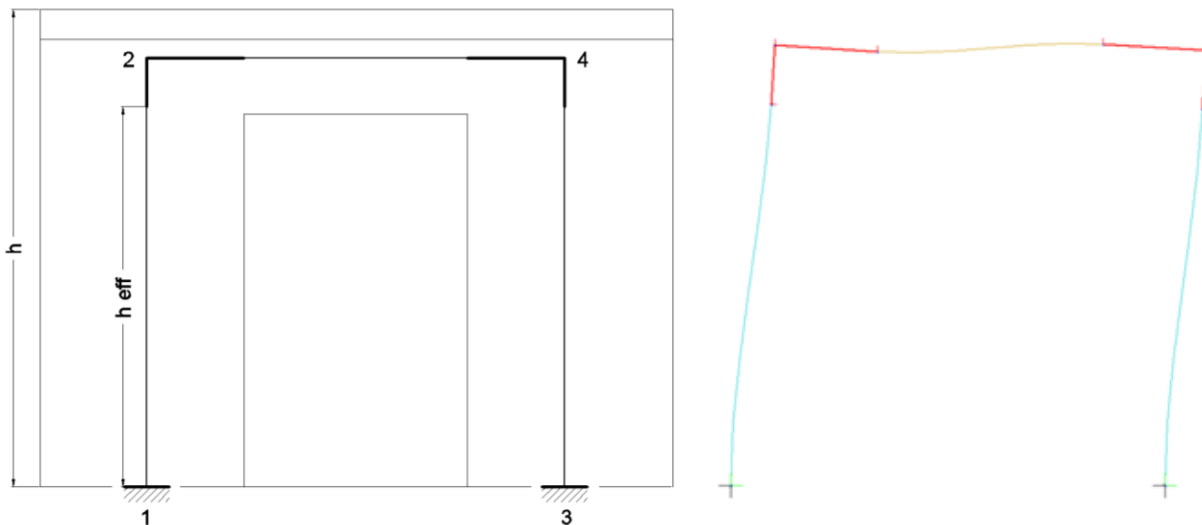


Figura 21 – Telaio equivalente per il calcolo delle deformazioni e deformata nel caso di parete con porta, forza applicata in sommità verso destra

In questo caso, a differenza del caso con finestra, le sezioni di base sono meno armate rispetto a quelle di sommità. Per il calcolo della rigidezza laterale della parete si è considerata quindi una sezione con un armatura media e quindi una rigidezza media costante lungo tutta l'altezza del maschio murario.

Si è proceduto come descritto sopra per i muri con finestra ottenendo le due diverse rigidezze dei muri nel caso non fessurato e fessurato. Nei grafici forza-spostamento di Figura 22 e Figura 23 le rette rossa e blu rappresentano rispettivamente i due comportamenti.

	Parete 2	Parete 4
M_1 [kNm]	42.58	76.21
M_2 [kNm]	151.9	114.7
M_3 [kNm]	332.5	385
M_4 [kNm]	490.7	475.4
h_{eff} [m]	2.9	2.9
$V_{R,flex}$ [kN]	348.0	358.2
$V_{R,shear}$ [kN]	1113	1279
V_R [kN]	348.0	358.2
$V_{R,exp}$ [kN]	400	420
Differenza relativa [%]	13.0	14.7

Tabella 7 – Risultati dei calcoli analitici relativi alle prove di tipo 3 (rottura) – muri con porta

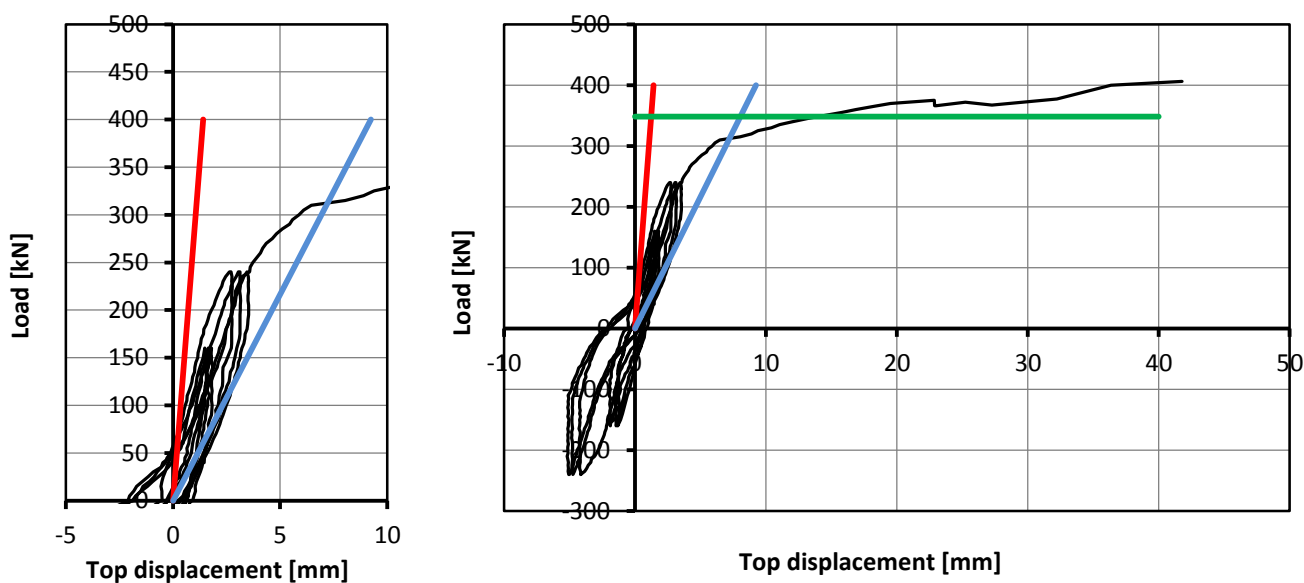


Figura 22 - Confronto grafici sperimentali e risultati analitici muro 2

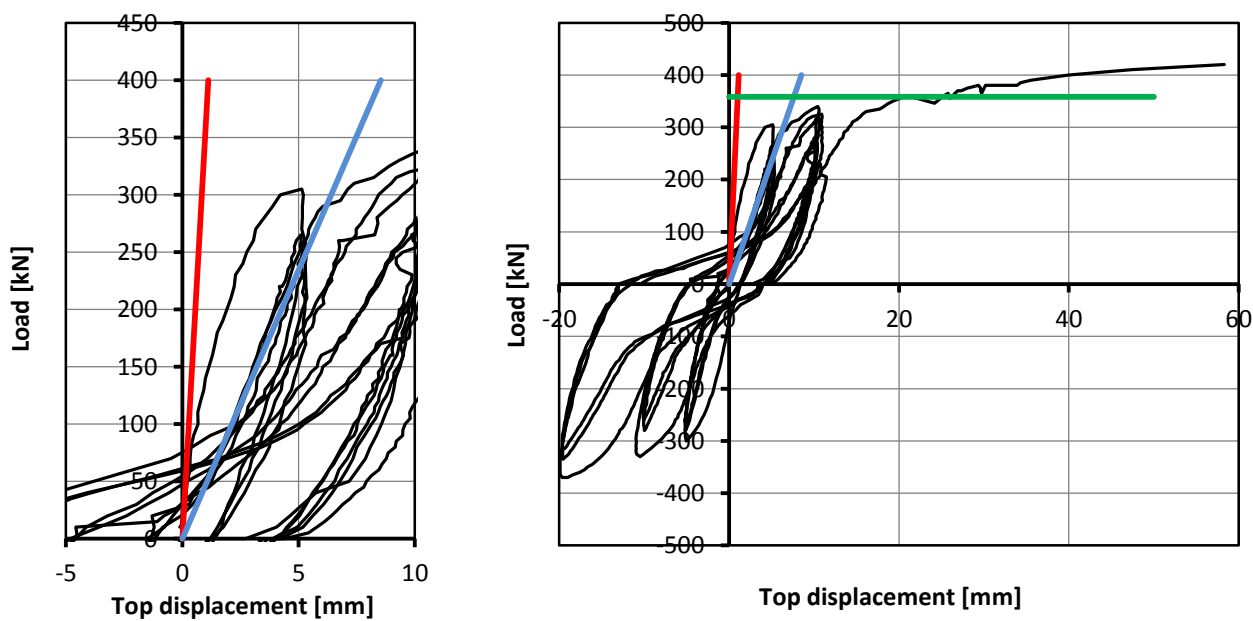


Figura 23 - Confronto grafici sperimentali e risultati analitici muro 4

9.5.3 Prove tipo 3 – muri 5 e 6 (4x3 m) e muri 7 e 8 (3x3 m) - senza aperture

Si fornisce interpretazione delle prove sperimentali di rottura delle quattro pareti prive di aperture. Di seguito si riportano i risultati sperimentali ottenuti confrontati con i valori analitici attesi:

	Parete 5	Parete 6	Parete 7	Parete 8
$V_{R,flex}$ [kN]	537.7	558.4	308.3	322.9*
$V_{R,shear}$ [kN]	1394	1580	1058	1208
V_R [kN]	537.7	558.4	308.3	322.9
$V_{R,exp}$ [kN]	550	598	320	285
Differenza relativa [%]	2.23	6.62	3.66	-13.30

*il valore analitico senza considerare la resistenza delle armature sfilate sarebbe stato di 238.48 kN

Tabella 8 – Confronto tra risultati analitici e sperimentali relativi alle prove di tipo 3 – muri pieni

I valori analitici nella precedente tabella si ottengono attraverso le formule al §5, utilizzando le caratteristiche geometriche e le armature delle pareti di cui al §11 e dei blocchi di cui al §9.3, con le caratteristiche dei materiali di cui al §9.2.

La rottura delle pareti è effettivamente avvenuta sempre per flessione sulla sezione di base sulla quale si ha il massimo momento flettente (fenomeno di rocking), a riprova che la resistenza a taglio attesa di tutti i pannelli è superiore.

Per quanto riguarda le deformazioni, data la semplicità dello schema statico interpretativo di mensola incastrata al piede, si possono calcolare le rigidezze tagliante e flessionale in stato non fessurato e in stato fessurato utilizzando le seguenti formule analitiche, senza ricorrere a modelli numerici:

$$K_{flex} = \frac{3 \cdot EJ}{h^3}$$

$$K_{shear} = \frac{\chi \cdot A \cdot G}{l} \quad \text{con} \quad \chi = \frac{5}{6}$$

$$K_{tot} = \frac{K_{flex} \cdot K_{shear}}{K_{flex} + K_{shear}}$$

# pannello	NON FESSURATO			FESSURATO		
	K_{flex} [kN/mm]	K_{shear} [kN/mm]	K_{tot} [kN/mm]	K_{flex} [kN/mm]	K_{shear} [kN/mm]	K_{tot} [kN/mm]
5	4270	761	646	129	761	110
6	5960	1070	907	155	1070	135
7	2090	578	452	54	578	57
8	2913	813	635	58	813	54

Tabella 9 - Rigidezze delle pareti in stato I e in stato II

I grafici dei dati sperimentali nelle figure che seguono sono stati corredati con le rette che rappresentano la rigidezza analitica prevista in stato non fessurato (retta rossa) e fessurato (retta blu). Le rette verdi corrispondono alle previsioni di resistenza analitiche.

Si evidenzia l'ottima corrispondenza fra valori sperimentali e analitici. La rigidezza effettiva della parete nella fase iniziale è intermedia fra quella stimata in ipotesi fessurata e non fessurata.

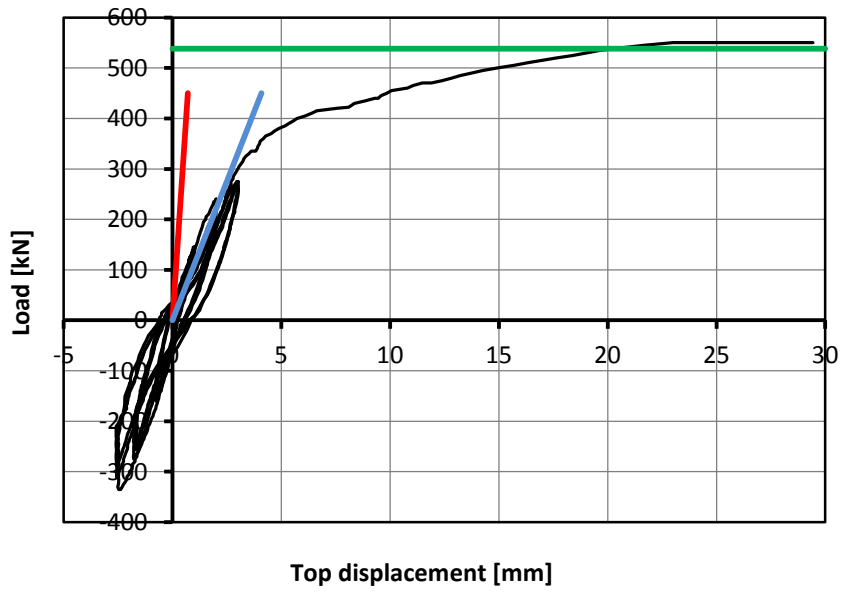
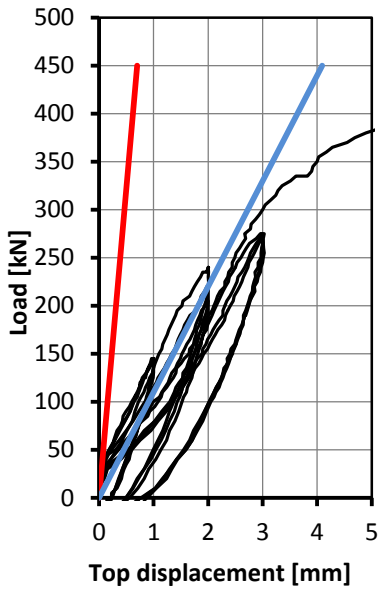


Figura 24 - Grafico forza-spostamento in sommità del pannello 5

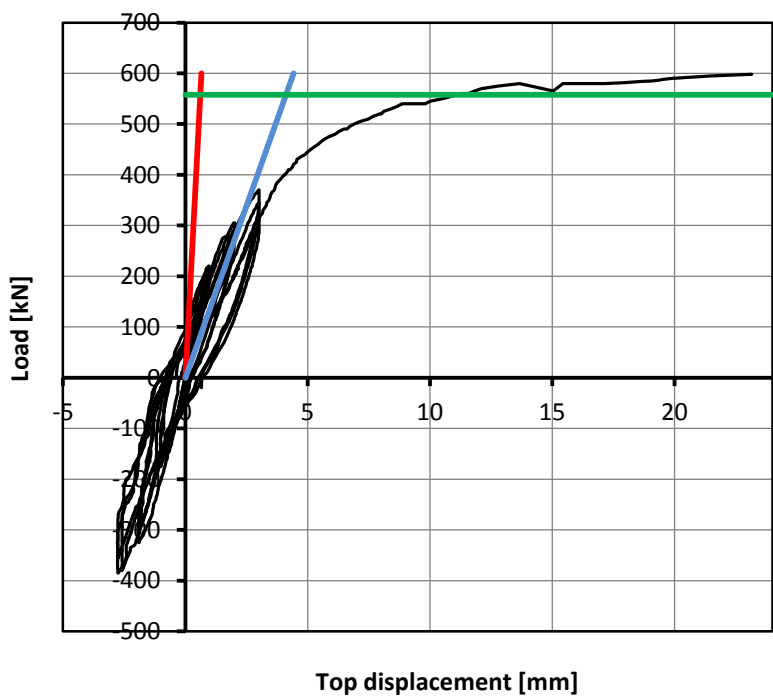
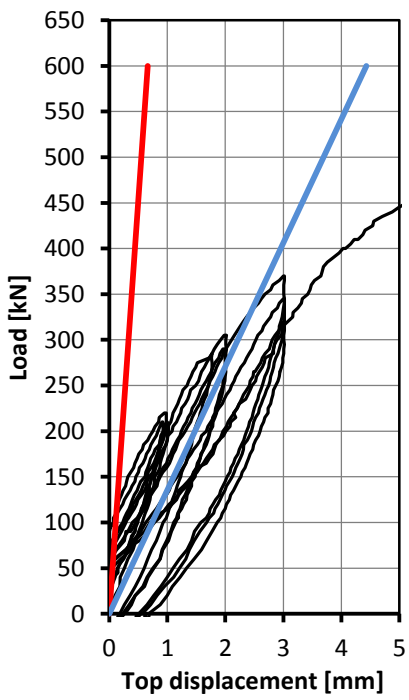


Figura 25 - Grafico forza-spostamento in sommità del pannello 6

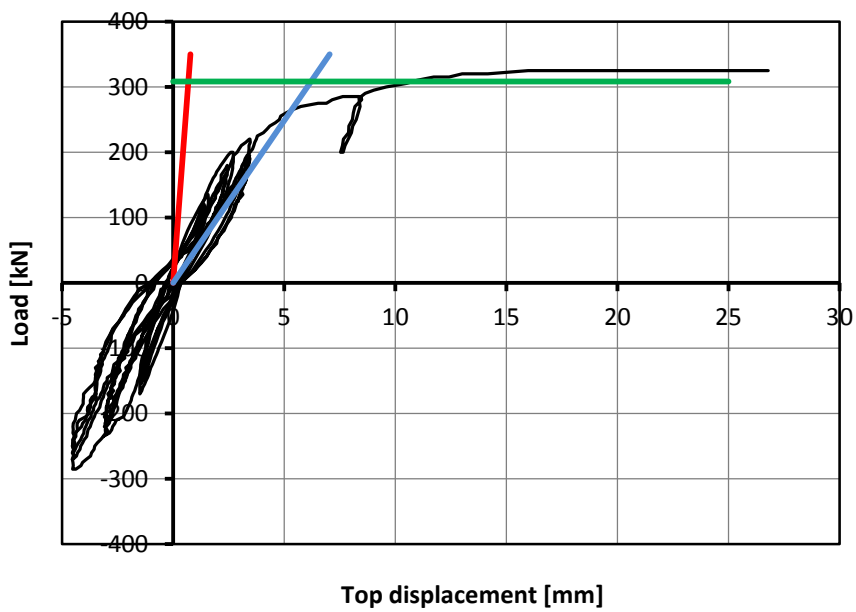
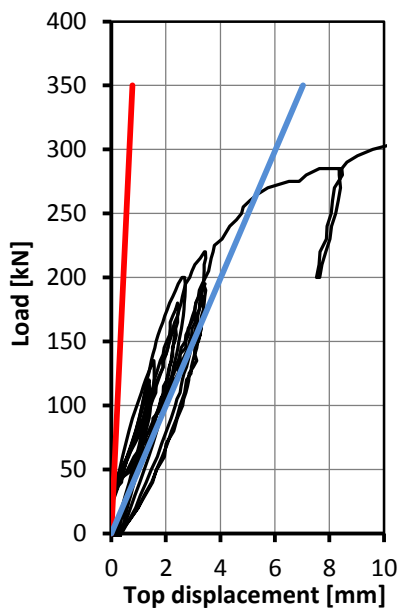


Figura 26 - Grafico forza-spostamento in sommità del pannello 7

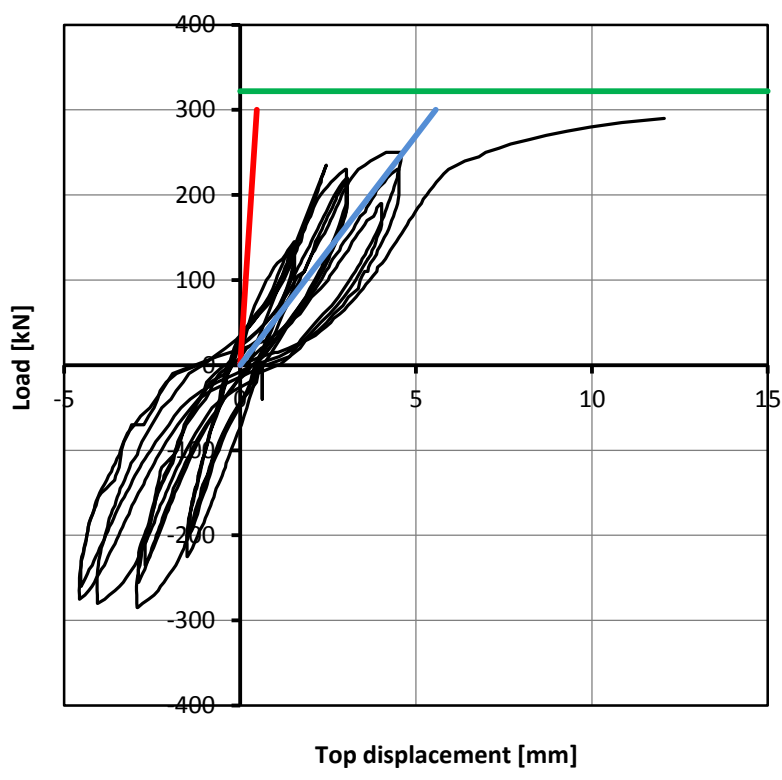
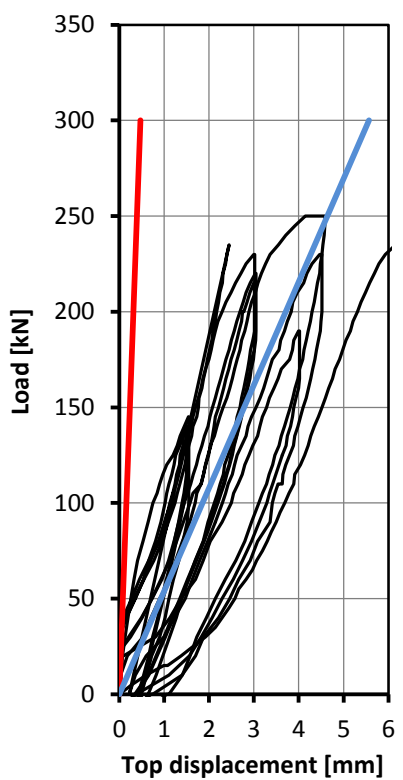


Figura 27 - Grafico forza-spostamento in sommità del pannello 8.

9.5.4 Prove tipo 4 – campioni 9 e 10 - connessioni a T parete-solaio

Nel caso delle connessioni a T parete-solaio la sezione interessata dalla rottura è quella segnata in figura con la lettera S in quanto il solaio è stato realizzato in modo da essere sovrar resistente rispetto alla parete. Si noti che la parete è interessata nella sezione S da sollecitazioni di flessione fuori piano, ovvero nel senso di minore resistenza della sezione e con unica posizione di armatura resistente baricentrica rispetto all'area di calcestruzzo.

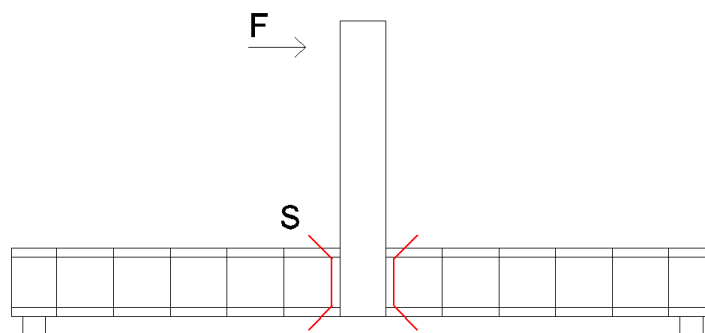
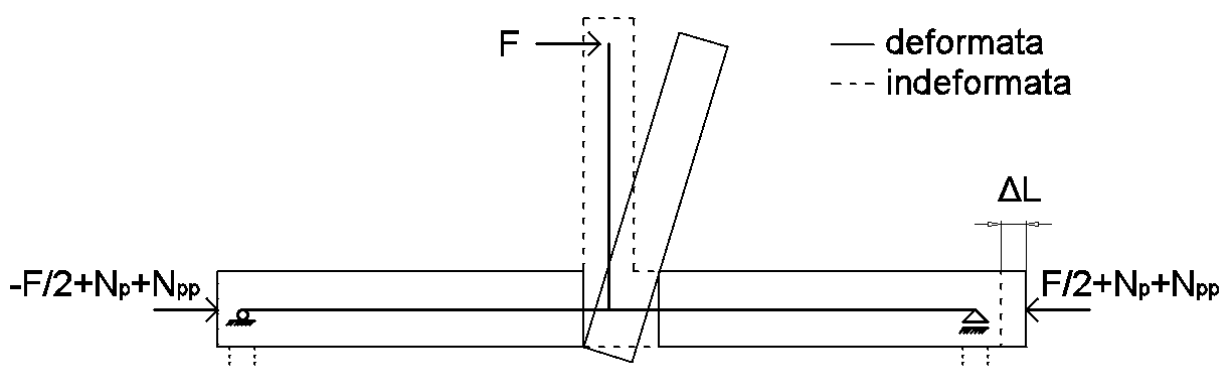


Figura 28 - Sezioni deboli nei campioni a T

Campione 9 – blocchi I30 con armatura $\phi 10$

Nella prova sperimentale di rottura per carico crescente monotonicamente del campione non si è arrivati alla rottura del provino e la prova è stata interrotta per raggiunto limite della strumentazione di misurazione. Pur se ampiamente fessurato nelle due sezioni di attacco parete/solaio (vedasi Figura 11 e Figura 17) il test ha fornito valori di resistenza ben superiori a quelli stimabili mettendo in conto la resistenza della sola armatura della parete passante attraverso il nodo.

La spiegazione di tale fenomeno è stata individuata nell'ulteriore contributo di resistenza a flessione derivante dall'effetto di precompressione fornito dalla 4 barre filettate M30 esterne disposte per ricreare l'effetto dello sforzo assiale sulle pareti. La precompressione iniziale assegnata attraverso tali barre era di 50 kN. L'effetto rocking conseguente all'apertura delle fessure ha peraltro comportato un allungamento della parete e conseguentemente un incremento della forza di precompressione ben maggiore di quello iniziale. L'effetto è ben spiegato dalla figura che segue e spiega perché al crescere dello spostamento applicato si sia sempre registrato un incremento della resistenza del provino.



Attraverso l'interpretazione analitica dello schema precedente si ricava infatti che il valore di forza massima applicata è inferiore al carico ultimo corrispondente atteso:

provino a T I30 ϕ10 (con barre esterne di precompressione)	
*F _{sperimentale} Nota: non rappresenta il carico ultimo resistente in quanto la prova è stata interrotta prima della rottura del provino	107.5 kN
Precompressione sulla parete N _p	50 kN
Allungamento delle barre durante la prova Δl	0.48 cm
Lunghezza iniziale delle barre di precompressione l	480 cm
Incremento di deformazione delle barre di precompressione ϵ	1e-3
Incremento di forza nelle barre di precompressione N _{pp}	582 kN
M _{r,dx} (N=-N _{pp} +N _p +F _u /2)= M _r (N=-578 kN)	74.04 kNm
M _{r,sx} (N=-N _{pp} +N _p -F _u /2)= M _r (N=-686)	82.98 kNm
Momento resistente totale M _{r,tot}	157.02 kNm
Braccio della forza rispetto al baricentro della parete h	1.05 m
Valore di carico ultimo atteso F _{u,analitico} = M _{r,tot} /h	149.5 kN

Il valore del carico ultimo analitico senza la precompressione data dalle barre esterne, calcolato con lo schema rappresentato nella Figura 29, è di 41.35 kN.

Campione 10 – blocchi I30 con armatura ϕ 12

Come fatto per il campione precedente, per la prova ciclica con barre di precompressione esterna (Figura 13e Figura 14), si introduce la seguente tabella interpretativa (con il medesimo significato dei simboli già introdotto):

provino a T I30 ϕ12 (con barre esterne di precompressione)	
F _{sperimentale} =	95.4 kN
N _p =	50 kN
ΔL =	0.23 cm
L=	480 cm
ϵ_s =	4.79e-4
N _{pp} =	279.1 kN
M _r (N=-N _{pp} -N _p -F _u /2)= M _r (N=-377 kN)=	60.29 kNm
M _r (N=-N _{pp} -N _p +F _u /2) = M _r (N=-281.4 kN)=	51.55 kNm
M _{r,tot} =	111.8 kNm
h=	1.05 m
F _{u,analitico} =	106.5 kN
Differenza relativa [%]=	-10.4

Nella prova ciclica non si è arrivati alla rottura del provino, avendo dovuto interrompere la stessa per raggiunti limiti della strumentazione di misura.

Si è quindi rimossa l'armatura di precompressione esterna, impedendo gli spostamenti del campione mediante dei blocchi di contrasto a terra riscontrati sulla testa della parete. Quindi sul campione già danneggiato è stata eseguita una prova di carico con spostamento imposto crescente fino a rottura (vedasi Figura 15) il cui schema interpretativo è il seguente:

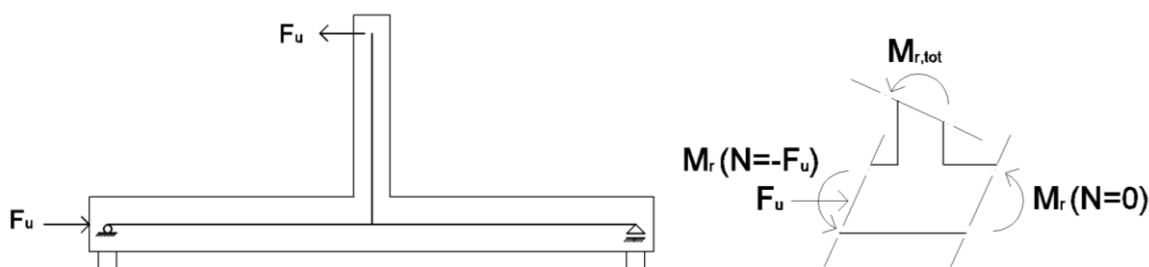


Figura 29 Schema statico ed equilibrio nodale del provino a T senza barre di precompressione esterna

Si riporta pertanto la previsione analitica del carico di rottura nella tabella che segue:

Provino a T- I30 ϕ12 (prova di rottura monotona senza barre di precompressione esterna)	
$F_{u, \text{sperimentale}} =$	68.4 kN
$M_{r, sx} (N = -F_u) =$	30.97 kNm
$M_{r, dx} (N = 0) =$	24.04 kNm
$M_{r, tot} =$	55.01 kNm
$h =$	105 cm
$F_{u, \text{analitico}} =$	52.4 kN
Differenza relativa [%] =	+23.4

9.5.5 Prove tipo 4 – campioni 11 e 12 - connessioni a L parete-parete

Nel caso delle connessioni a L parete-parete la sezione interessata dalla rottura è quella segnata in figura con la lettera S. In questo caso la resistenza flessionale è ancora fuori piano della parete e va ad interessare i traversi in c.a. orizzontali, ovvero nel verso di minima resistenza. La sezione di calcestruzzo resistente è solo quella dei traversi con armatura baricentrica. In tale situazione trascurare il contributo dato dalle pareti in legno mineralizzato del cassero porterebbe ad una forte sottostima del risultato sperimentale. Ancorché si tratti di un materiale di minore resistenza e rigidità rispetto al calcestruzzo la superficie di contatto è grande rispetto a quella dei soli traversi e il considerarla permette di aumentare notevolmente il braccio dell'armatura. Nelle previsioni analitiche si è considerata pertanto una sezione resistente alta quanto l'intero spessore del blocco, assumendo per semplicità anche per l'anima di calcestruzzo dei traversi orizzontali le stesse proprietà meccaniche del legno mineralizzato.

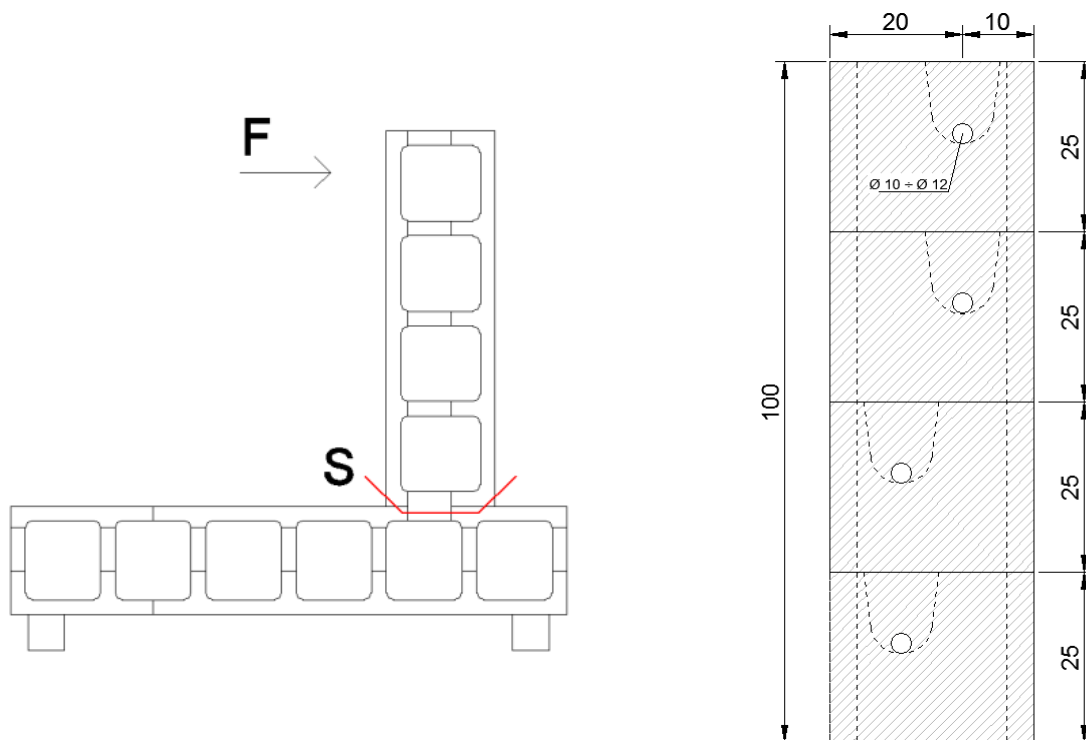


Figura 30 - Sezione debole nei muri a L e vista della sezione resistente adottata

Campione 11 - blocchi I30 con armatura $\phi 12$

La resistenza a compressione del legno è fissata a 3 MPa. Si ricavano i valori analitici nella tabella che segue, posti a confronto con la resistenza sperimentale ottenuta. Valgono le considerazioni precedenti con la specifica che su un totale di 4 traversi resistenti, due avevano erano disposti verso l'alto (profondità di armatura pari a 10 cm) mentre gli altri due verso il basso (profondità di armatura 20 cm). Si sono quindi sommati i due momenti resistenti delle due coppie di traversi, ottenendo:

L I30 $\phi 12$	
$F_{sperimentale} =$	32 kN
$M_r =$	24.12 kNm
$h =$	$1.05 - 0.11 = 0.94$ m
$F_{u, analitico}$	25.66 kN
Differenza relativa [%] =	+19.8



Campione 12 - blocchi I30 armatura $\phi 10$

Si ricavano i valori analitici con le stesse considerazioni fatte qui sopra; i risultati sono riassunti nella tabella che segue, questi sono posti a confronto con la resistenza sperimentale ottenuta.



L I30 ϕ10	
$F_{u,sperimentale} =$	25.4 kN
Momento resistente 4 file di blocchi M_r	20.96 kNm
Braccio della forza applicata rispetto alla sezione critica h	$1.05 - 0.11 = 0.94$ m
$F_{u,analitico} = M_r/h$	22.3 kN
Differenza relativa [%] =	+12.2

9.5.6 Conclusioni confronto sperimentale-analitico prove tipo 3 e 4

In questa sezione si sintetizzano i confronti fatti nei precedenti capitoli tra risultati sperimentali e valori attesi in base alla formulazione analitica proposta nel §5. La seguente tabella ricorda le caratteristiche dei provini testati e i relativi valori di resistenza.

Tipo prova secondo LL.GG. 2011	N°	Tipo di blocco	Armatura (orizz. e verticale)	Descrizione	$V_{r,analitico}$ [kN]	$V_{r,sper}$ [kN]	Differenza %
3	1	I25	$\Phi 12/25$	Con finestra 3x3	250.6	260	3.61
3	2	I25	$\Phi 12/25$	Con porta 4x3	348.1	400	12.98
3	3	I30	$\Phi 12/25$	Con finestra 3x3	263.4	280	5.92
3	4	I30	$\Phi 12/25$	Con porta 4x3	358.2	420	14.70
3	5	N20	$\Phi 10/25$	Pieno 4x3	537.7	550	2.23
3	6	I25	$\Phi 10/25$	Pieno 4x3	558.4	598	6.62
3	7	N20	$\Phi 10/25$	Pieno 3x3	308.3	320	3.66
3	8	I25	$\Phi 10/25$	Pieno 3x3	322.9	285	-13.30
4	9	I30	$\Phi 10/25$	Conn. parete-solaio	41.3	/	/
4	10	I30	$\Phi 12/25$	Conn. parete-solaio	52.4	68.4	23.4
4	11	I30	$\Phi 12/25$	Conn. parete-parete	25.7	32.0	19.8
4	12	I30	$\Phi 10/25$	Conn. parete-parete	22.3	25.4	12.3

Tabella 10 - Confronto tra valori di resistenza sperimentali e analitici nelle prove tipo 3 e tipo 4

Il grafico seguente confronta le previsioni analitiche con i dati sperimentali. La numerazione dei campioni nel grafico è la stessa indicata nella tabella di qui sopra. La retta grigia rappresenta l'ideale perfetta corrispondenza tra gli stessi.

Dal grafico si può osservare la buona corrispondenza tra i dati attesi e quelli misurati, in particolare quasi tutti i punti stanno al di sopra della bisettrice indicando una stima analitica sempre conservativa rispetto al risultato sperimentale, ma sempre molto vicina ed accurata.

Per quanto riguarda le prove tipo 3, l'unico campione che dimostra una resistenza di poco inferiore alle attese è il n. 8, nel quale come sopra ricordato si è riscontrato lo sfilamento di due armature di ripresa dalla fondazione a causa di una non perfetta esecuzione dell'ancoraggio. Se si fosse trascurata del tutto la resistenza di tali barre di armatura la resistenza teorica sarebbe stata ampiamente inferiore rispetto a quella registrata. Tale evento è comunque particolarmente utile per sottolineare l'importanza e la necessità di un adeguato posizionamento e ancoraggio delle armature di ripresa dei muri dalle fondazioni.

Le prove di tipo 4 sono invece di più difficile interpretazione dal punto di vista della resistenza raggiunta, con scarti elevati. Nella prova su campione 9 non si è nemmeno arrivati alla rottura del provino per cui non è possibile un confronto fra i valori. In queste prove risulta più difficile avvicinarsi ai dati sperimentali poiché le forze in gioco sono minori, i meccanismi resistenti legati all'anima di calcestruzzo sono inefficaci e quindi il contributo del legno-cemento non è più trascurabile. Inoltre i difetti di posizionamento delle armature incidono molto, le rotazioni sono notevoli e si è al limite di applicabilità della trattazione lineare in campo di piccoli spostamenti. È peraltro da evidenziare che nelle costruzioni reali non viene mai messa in conto la resistenza flessionale del nodo solaio-parete (se non al massimo per tenere in conto di un effetto di semi-incastro del solaio nella parete), ne tantomeno quella del nodo d'angolo delle pareti. Scopo delle prove tipo 4 è infatti unicamente quello di verificare la duttilità e robustezza dei tali dettagli costruttivi adottati: le prove effettuate, siano monotone che cicliche, dimostrano il soddisfacimento di tali caratteristiche senza alcun margine di dubbio.

Si evidenzia che in tutte le valutazioni analitiche utilizzate per riprodurre i risultati sperimentali si sono assunti valori medi effettivi di resistenza dei materiali, non ridotti per alcun coefficiente di sicurezza. Né si sono considerate riduzioni legate ad effetti di carichi di lunga durata né per tener conto di fenomeni di viscosità del calcestruzzo. Nella pratica progettuale invece tutti tali effetti riduttivi devono essere messi in conto. Unitamente all'adozione di adeguati coefficienti di sicurezza nella combinazione delle azioni e nella valutazione delle resistenze di progetto dei materiali a partire dal loro valore caratteristico inferiore, ciò assicurerà il raggiungimento di un margine di sicurezza complessivo coerente con gli obiettivi prefissati dalle normative vigenti.

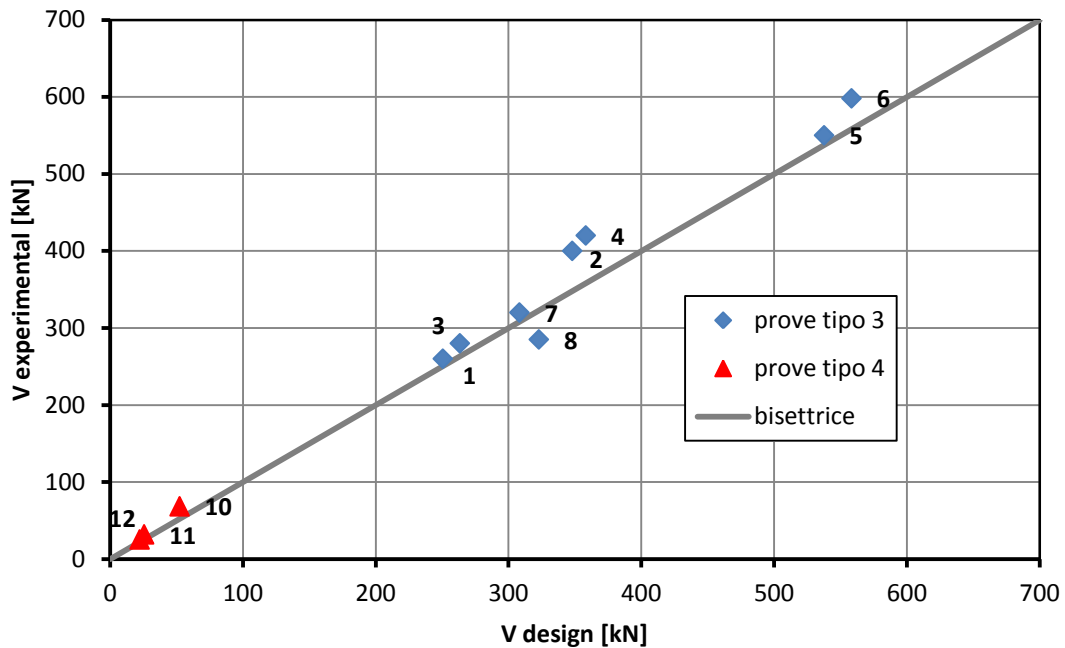


Figura 31 - Confronto tra valori sperimentali e analitici nelle prove tipo 3 e tipo 4

9.6 Desunzione del fattore di struttura dai risultati sperimentali

Il fattore di struttura di base q_0 è un parametro fondamentale per valutare le sollecitazioni di progetto sulle pareti di edifici soggetti all'azione sismica. Tale fattore, corretto per gli opportuni coefficienti che tengono conto della sovraresistenza e regolarità strutturale, permette di tenere conto della capacità dissipativa e di duttilità delle strutture attraverso un'opportuna riduzione delle forze sismiche definite dallo spettro sismico elastico di progetto.

Nelle normative tecniche attuali non vi è alcuna indicazione sul valore di struttura da adottare per la tipologia costruttiva in esame. Le Linee Guida 2011 al punto §7.1 suggeriscono di adottare un fattore di struttura di base q_0 non superiore a 2, rifacendosi per analogia a quanto previsto dall'Eurocodice 8 per le pareti in c.a. debolmente armate, ma senza fornire alcuna giustificazione di tale indicazione. Le stesse LL.GG. ammettono peraltro l'uso di valori di q_0 maggiori se supportati da adeguate prove sperimentali, comunque non maggiori di 3.

Le prove sperimentali tipo 3 effettuate costituiscono una interessante opportunità per la valutazione del fattore di struttura assicurato dalla pareti e della loro effettiva capacità dissipativa.

9.6.1 Valutazione del fattore di struttura

Nel caso delle pareti in scala reale testate nelle prove di tipo 3 si può considerare la singola parete come un sistema ad un solo grado di libertà. Per ogni parete l'involuppo del grafico sperimentale forza-spostamento in sommità rappresenta la curva di capacità della parete. A tale curva di capacità si può applicare il criterio di bilinearizzazione proposto dalle Norme Tecniche italiane (Circ.Min. 2 febbraio 2009; §C7.3.4.1) sintetizzato nella figura seguente, ottenendo così lo spostamento a snervamento d_y , lo spostamento a rottura d_u , conseguentemente la duttilità del sistema $\mu=d_u/d_y$ e la rigidezza del sistema ad un grado di libertà $K=F_y/d_y$.

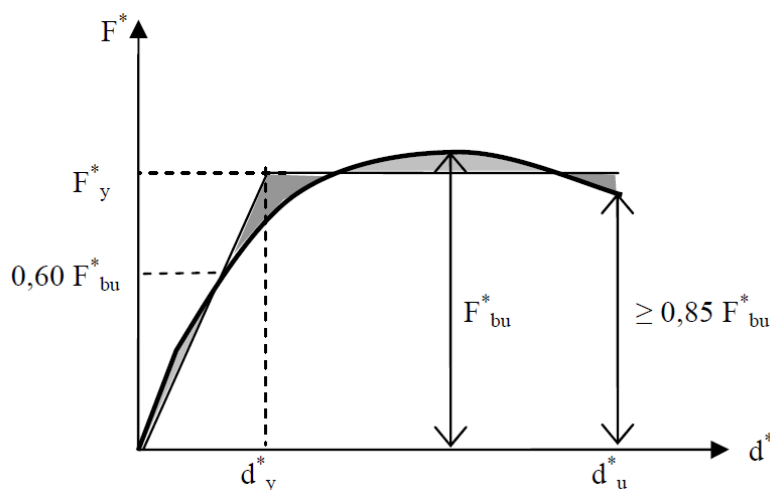
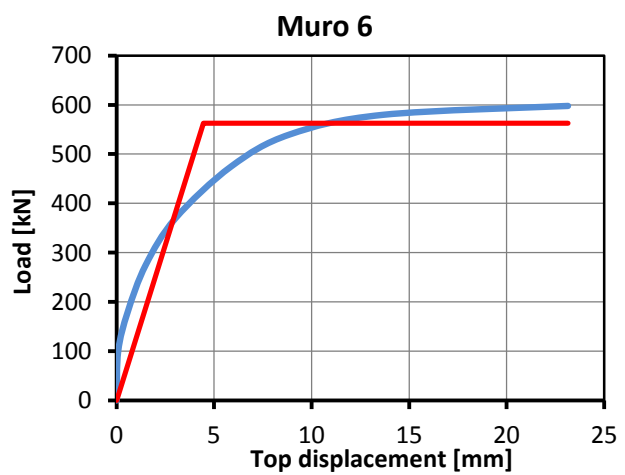
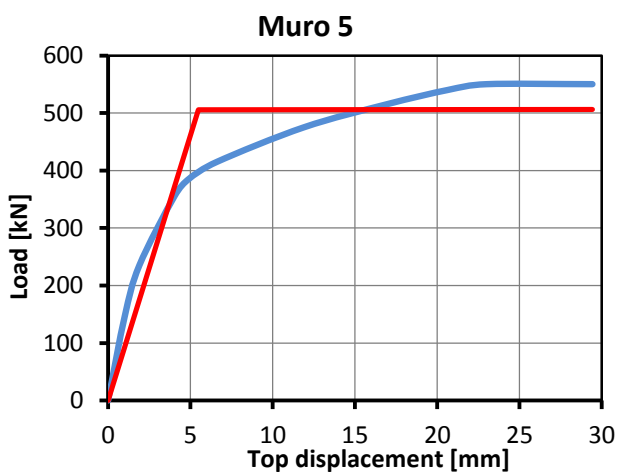
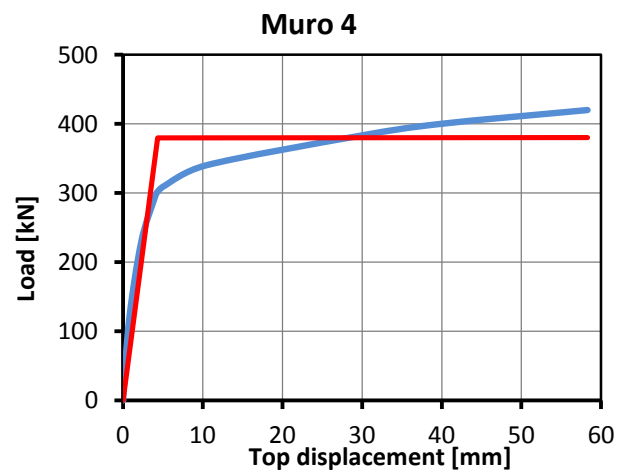
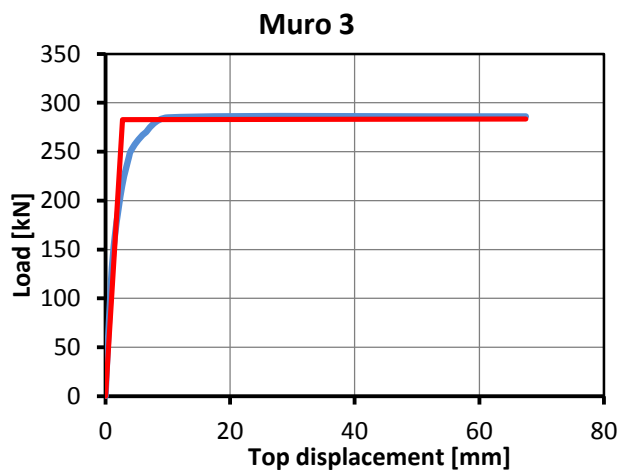
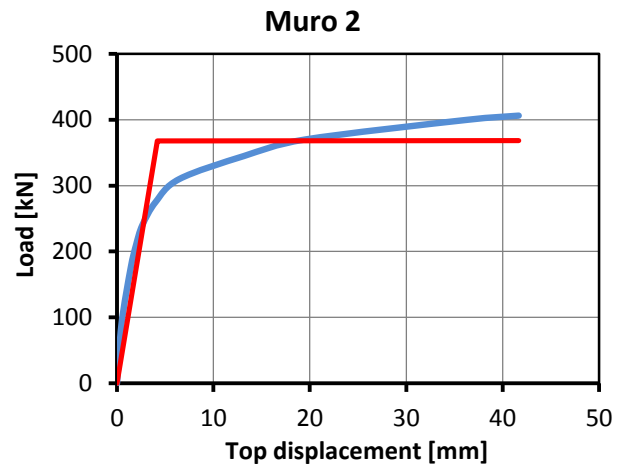
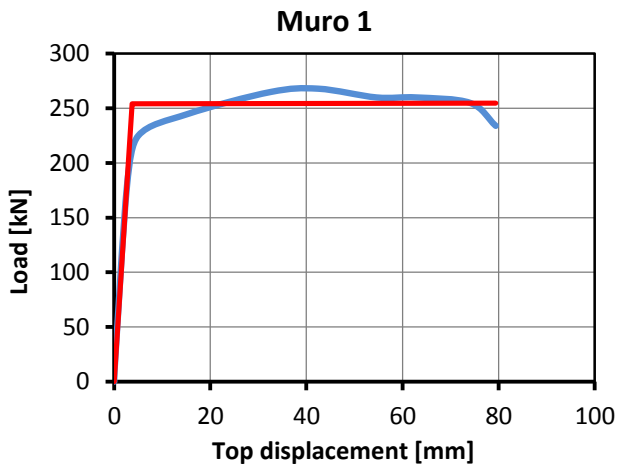
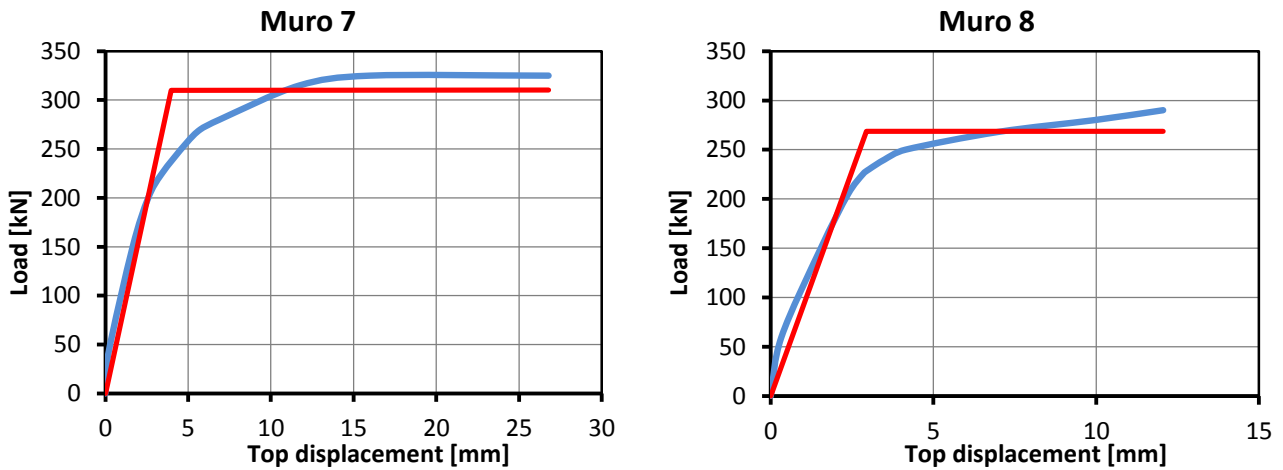


Figura 32 - Sistema e diagramma bilineare equivalente

Si riportano di seguito gli involuppi delle otto curve di capacità sperimentali e le relative leggi bilinearizzate.





Essendo nota la massa partecipante M del sistema ad un grado di libertà, pari alla somma del peso proprio di zavorra, solaio e metà parete, si ricava il periodo naturale di oscillazione grazie alla:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Attraverso le correlazioni fra T , μ e q_0 proposte da Vidic *et al.* (Vidic T. 1994) e riprese dalla NTC2008:

$$\begin{aligned} q_0 &= \mu && \text{per } T \geq T_C \\ q_0 &= (\mu - 1) \cdot \frac{T}{T_C} + 1 && \text{per } T < T_C \end{aligned} \quad (4)$$

si risale infine al valore cercato del fattore di struttura di base q_0 .

Il fattore di struttura dipende dal periodo di transizione T_C che separa il ramo dello spettro a costante accelerazione da quello a costante velocità. Tale periodo è dipendente dal luogo e dal tipo di suolo nel quale è collocata la struttura in esame e dal tempo di ritorno del sisma. Nel prosieguo si sono considerati i seguenti dati per lo spettro elastico di riferimento:

Posizione geografica	L'Aquila (AQ) - Italia
Stato Limite	SLV
Categoria suolo	A
Categoria topografica	T1
Azione del sisma	Orizzontale
Tempo di ritorno	50 anni

dalle quali, secondo le NTC2008, si ricava uno spettro avente $T_C=0.346$ s. Tutte le pareti testate sono molto rigide perché monopiano e hanno perciò periodo di vibrazione ampiamente inferiore a T_C : quindi si applica sempre la (4b).

I risultati sono riportati nella Tabella 11 e nell'istogramma in Figura 33.

n° provino	Descrizione	T [s]	μ	q_0
1	Parete 3x3 con finestra – I25 - ϕ 12	0.068	21.27	5.0
2	Parete 4x3 con porta – I25 - ϕ 12	0.063	9.94	2.6
3	Parete 3x3 con finestra – I30 - ϕ 12	0.056	24.40	4.8
4	Parete 4x3 con porta – I30 - ϕ 12	0.064	13.44	3.3
5	Parete 4x3 – N20 - ϕ 10	0.062	5.36	1.8
6	Parete 4x3 – I25 - ϕ 10	0.054	5.21	1.7
7	Parete 3x3 – N20 - ϕ 10	0.063	6.77	2.0
8	Parete 3x3 – I25 - ϕ 10	0.060	4.13	1.5

Tabella 11- Valori calcolati della duttilità e del fattore di struttura base

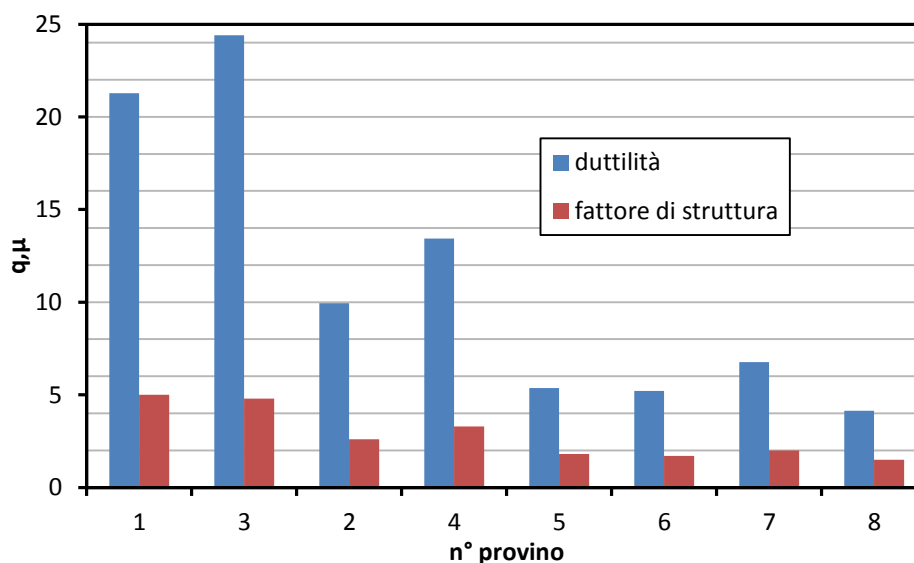


Figura 33 - Duttilità e fattori di struttura base q_0 per i diversi muri indagati

I risultati dimostrano che le pareti con fori e finestre, ovvero pareti con maschi murari accoppiati da travi di piano (pareti accoppiate secondo la definizione data dall'EC8 e dalle NTC08) hanno una duttilità e un fattore di struttura elevati. Il valore sperimentale di q_0 per tali tipologie è superiore a 4.5 per le pareti con finestra (accoppiamento massimo) e mediamente intorno a 3 per le pareti con porta.

Nelle pareti piene i valori di duttilità diminuiscono sensibilmente e corrispondentemente quelli del fattore di struttura. Il valore di q_0 ottenuto si stabilisce intorno a 2 per le pareti 3x3 metri (si ricorda che la parete 8 ha subito una rottura fragile inattesa per effetto dello sfilamento dell'armatura), è leggermente inferiore per le pareti più rigide 4x3 metri.

Si deve peraltro evidenziare che tali ridotti valori di fattore di struttura q_0 , a fronte di valori di duttilità μ invece molto grandi, sono dovuti al fatto che le strutture esaminate hanno un periodo molto ridotto ($T \ll T_C$) e la correzione di Fajfar data dalla (4) porta a una forte penalizzazione del fattore di struttura rispetto al valore della duttilità sperimentale. Negli edifici reali a più piani e con massa di piano usuali invece si opera con valori di T decisamente superiori e quindi con fattori di struttura che tendono al valore della duttilità delle pareti.

Cautelativamente per strutture a lame singole si suggerisce di adottare il valore di $q_0=2$ riportato nelle LL.GG., nell'attesa che future interpretazioni numeriche attraverso analisi non lineari dimostrino la fondatezza di valori superiori. Le prove sperimentali hanno peraltro dimostrato che si possano utilizzare fin

da subito valori di q_0 superiori (almeno fino a 3 come ammesso dalle LL.GG.) nel caso di strutture a pareti accoppiate.

9.6.2 Valutazione dello smorzamento viscoso equivalente



In questo paragrafo si segue una procedura analoga a quella proposta dalla (UNI EN 12512, 2006) per calcolare lo smorzamento viscoso equivalente di tutti i campioni sperimentali.

La norma definisce il rapporto di smorzamento viscoso equivalente come:

$$v_{eq} = \frac{E_d}{2\pi E_p}$$

dando ai parametri il significato geometrico descritto nella figura seguente. Il calcolo viene effettuato nel terzo ciclo ripetuto per il livello di duttilità in spostamento imposta.

Legenda

-  Energia dissipata per metà ciclo, E_d
-  Energia potenziale disponibile, E_p

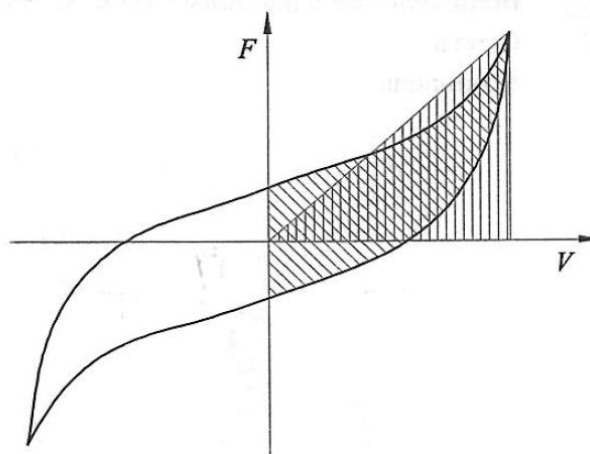


Figura 34 - Definizione del rapporto di smorzamento viscoso equivalente per un solo ciclo (fonte UNI EN 12512)

Nel caso del provino T ϕ 12 sottoposto ad un carico ciclico, si è proceduto bilinearizzando l'involuppo superiore della curva carico-spostamento per individuare il punto di snervamento della giunzione solaio-parete. Si è scelto quindi il terzo ciclo della serie successiva allo snervamento per calcolare v_{eq} ; nel caso delle connessioni parete-parete, provino L ϕ 10 si è scelto l'ultimo ciclo. I risultati sono riassunti dalla seguente tabella, mentre il procedimento seguito per il calcolo delle energie è descritto nei grafici seguenti nei quali l'area delimitata dalla curva rossa rappresenta E_d mentre l'area delimitata dal triangolo viola rappresenta E_p .

Provino	E_d [kN mm]	E_p [kN mm]	v_{eq} [%]
n. 10 - T ϕ 12	320.9	735.1	6.95
n. 12 - L ϕ 10	81.9	144.2	9.04

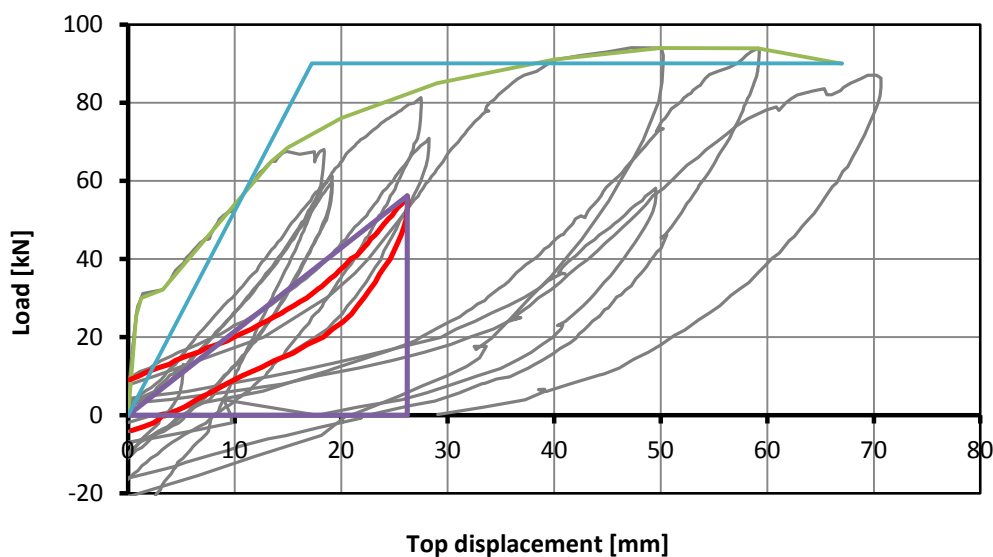


Figura 35 - Calcolo dell'energia dissipata e dell'energia potenziale nel provino n. 10 (Tφ12)

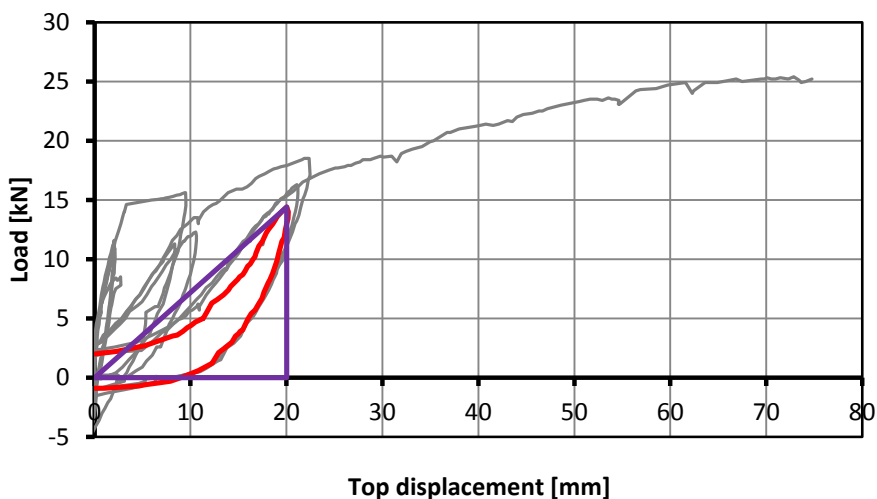


Figura 36 - Calcolo dell'energia dissipata e dell'energia potenziale nel provino n. 12 (Lφ10)

Con un procedimento analogo si è calcolato il rapporto di smorzamento viscoso equivalente anche per le pareti delle prove tipo 3. Il calcolo è stata effettuato al terzo ciclo del massimo livello raggiunto di duttilità. I risultati sono riportati nella seguente tabella:

Provino	E_d [kN mm]	E_p [kN mm]	v_{eq} [%]
1	666	1379	7.7
2	241	414	9.3
3	784	1796	7.0
4	2118	3052	11.0
5	161	405	6.3
6	317	482	10.5
7	117	316	5.9
8	147	380	6.2

Si evidenzia come in ogni caso sia stato raggiunto un grado di smorzamento equivalente maggiore del livello convenzionale $\xi=5\%$ che le norme assumono per la determinazione degli spettri sismici elastici di progetto.

10. Prove di taglio diretto

Le prove di taglio diretto non sono state prescritte dalle LL.GG. 2011 ma sono state comunque volontariamente eseguite per investigare più approfonditamente e in modo più chiaro la resistenza a taglio delle pareti.

I risultati e dettagli di prova sono riportati nel certificato N. 34570 rilasciato dal Laboratorio Prove sui Materiali dell'Università di Padova.

10.1 Descrizione delle prove

Le prove di taglio diretto con carico centrato sono state svolte con l'intento di verificare la resistenza a taglio dei campioni di parete, legata alla resistenza omologa dei traversi orizzontali che collegano i montanti.

I provini sono stati confezionati con tre tipologie di blocco: N18, N25, I30. I test sono stati svolti su 18 campioni rettangolari di altezza pari a 75 cm e larghezza pari a 66 cm per la tipologia N18 (Figura 39), 79 cm per le tipologie N25 (Figura 40) e I30 (Figura 41). L'altezza dei campioni era 75 cm e le larghezze erano: 66 cm, confezionati con tre tipi di blocco: N18, N25, I30. I pannelli erano diversamente armati con acciaio B450C, per ogni tipo di blocco sono state realizzate tre configurazioni di armatura:

- senza armatura,
- con armatura, diametro $\phi 8$, nei corsi orizzontali a passo 25 cm,
- con armatura, diametro $\phi 12$, nei corsi orizzontali a passo 25 cm.

Ad alcuni campioni è stata applicata una storia di deformazione monotonicamente crescente, in altri di tipo ciclico. Le superfici dei pannelli a contatto con le piastre della pressa sono state preventivamente spianate mediante una rasatura in gesso. Nelle prove monotone i pannelli in appoggio al piede su due zoccolini sono stati caricati monotonicamente fino a rottura sulla sommità con carico baricentrico come da schema allegato (vedi Figura 37). Nelle prove cicliche due pannelli per ogni tipologia sono stati caricati ciclicamente con due pistoni, uno posto in sommità e uno posto alla base del pannello. I pannelli sono stati contrastati sia alla base che in sommità contro la traversa del portale per simulare un vincolo bilaterale (vedi Figura 38).

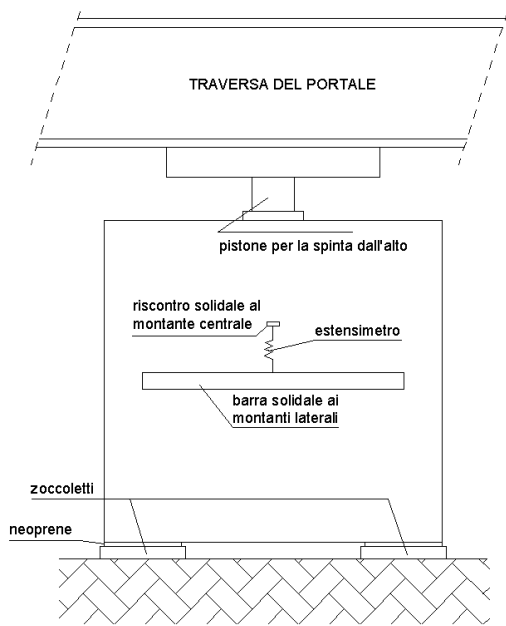


Figura 37 - Schema di prova per la spinta monotona

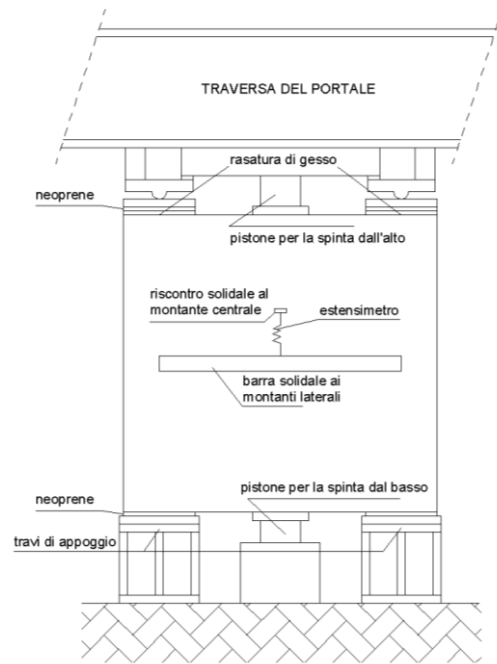


Figura 38 - Schema di prova per la spinta ciclica

L'elenco dei pannelli provati nelle prove monotone, con l'indicazione commerciale dei blocchi cassero, armatura e carico di rottura registrato nelle prove monotone è riportato nella Tabella 12. Quello analogo relativo ai pannelli sottoposti alle prove cicliche è invece riportato nella Tabella 13.

Provino n°	Blocco tipo	Sigla	Spessore cls [cm]	Armatura	N° strain gauge presenti
1	N18	N18 NA I°	12	nessuna	Assenti
2	N18	N18 NA II°	12	nessuna	Assenti
3	N18	N18 $\phi 8$ **	12	$\phi 8/25$	Assenti
4	N18	N18 $\phi 12$	12	$\phi 12/25$	Assenti
5	N25	N25 NA I°	16	nessuna	Assenti
6	N25	N25 NA II°	16	nessuna	Assenti
7	N25	N25 $\phi 8$	16	$\phi 8/25$	Assenti
8	N25	N25 $\phi 12$	16	$\phi 12/25$	Assenti
9	I30	I30 NA I°	22	nessuna	Assenti
10	I30	I30 NA II°	22	nessuna	Assenti
11	I30	I30 $\phi 8$	22	$\phi 8/25$	Assenti
12	I30	I30 $\phi 12$	22	$\phi 12/25$	Assenti

Tabella 12 - Elenco dei provini nelle prove monotone

Provino n°	Blocco tipo	Sigla	Spessore cls [cm]	Armatura	N° strain gauge presenti
13	N18	N18 $\phi 8$ 1SG	12	$\phi 8/25$	1
14	N18	N18 $\phi 12$ 2SG	12	$\phi 12/25$	2
15	N25	N25 $\phi 8$ 2SG	16	$\phi 8/25$	2
16	N25	N25 $\phi 12$ 1SG	16	$\phi 12/25$	1
17	I30	I30 $\phi 8$ 2SG	22	$\phi 8/25$	2
18	I30	I30 $\phi 12$ 1SG	22	$\phi 12/25$	1

Tabella 13 - Elenco dei provini nelle prove cicliche

Durante le prove è stata applicata una velocità media di carico pari a 70 daN/s.

Sono stati rilevati in continuo con opportuni estensimetri:

- lo spostamento verticale del montante centrale rispetto ai montanti laterali sulle due facce dei pannelli: $\delta_{v \text{ int}}$ e $\delta_{v \text{ ext}}$. Dai valori di tali spostamenti sulle due facce si è poi ricavata la deformazione verticale media del campione con la relazione:

$$\delta_{v \text{ avg}} = (\delta_{v \text{ int}} + \delta_{v \text{ ext}}) / 2$$

- la deformazione dell'armatura orizzontale del traverso centrale tramite 1 o 2 strain gauges (solo nelle prove cicliche).

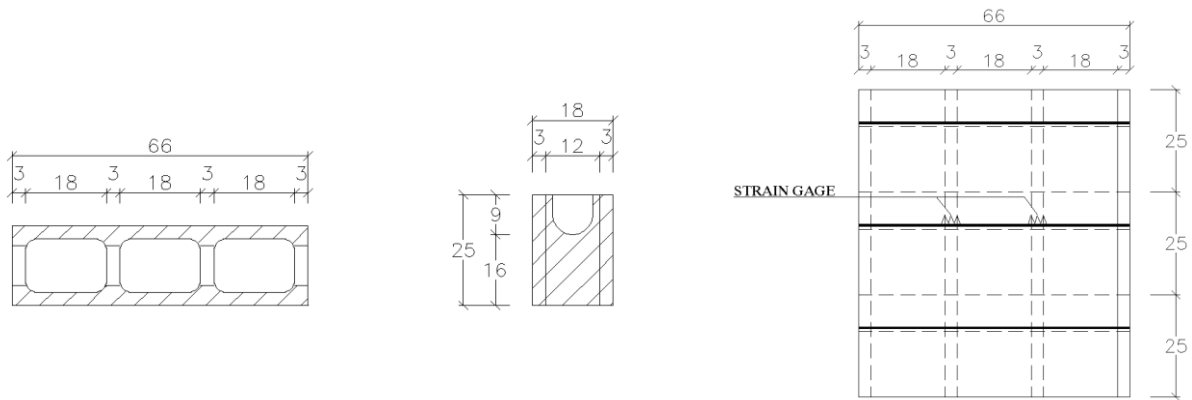


Figura 39 - Sezioni e prospetto del provino N18 ϕ 12 2SG

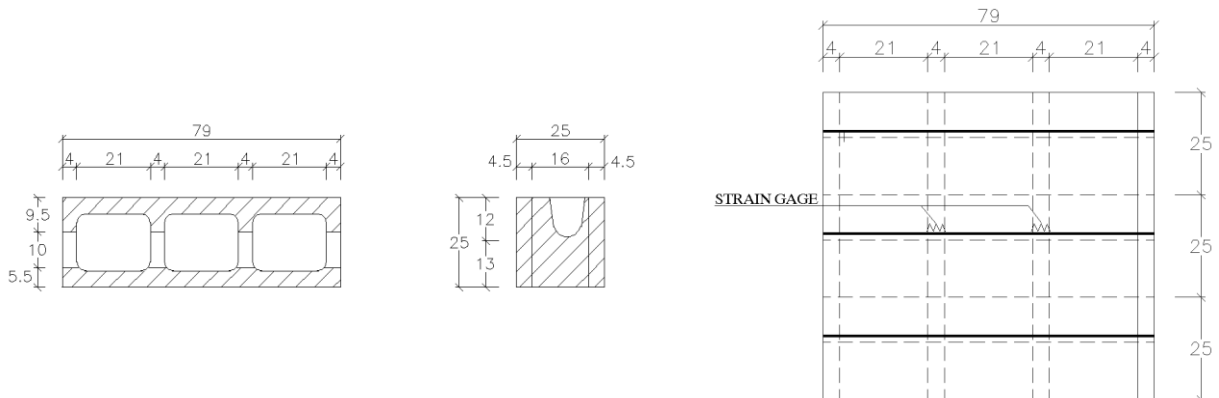


Figura 40 - Sezioni e prospetto del provino N25 ϕ 8 2SG

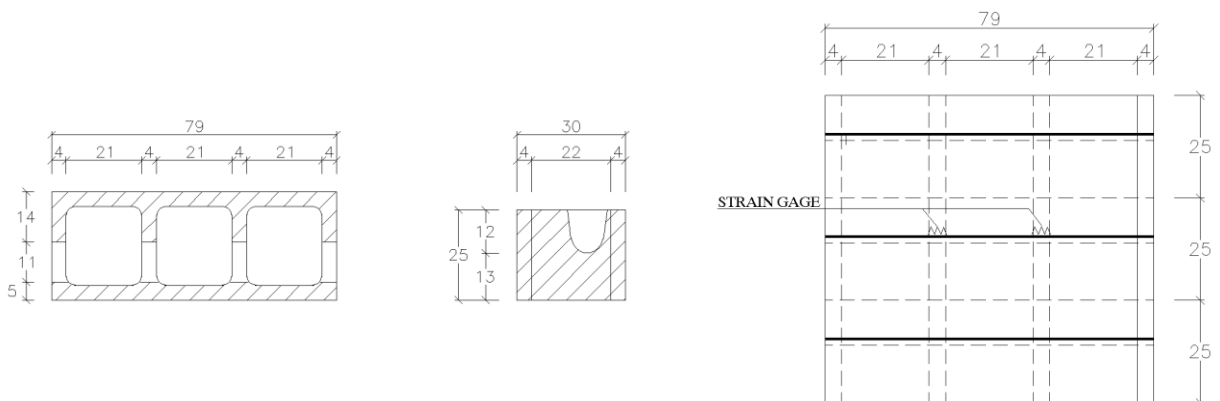


Figura 41 - Sezioni e prospetto del provino I30 ϕ 8 2SG

10.2 Materiali utilizzati per il confezionamento

Durante il confezionamento dei pannelli si sono prelevati campioni dell'armatura utilizzata e confezionati dei provini cilindrici di calcestruzzo. L'armatura era prevista ad aderenza migliorata del tipo B450C.

Le prove a rottura per trazione degli spezzoni di armatura hanno fornito i risultati nella Tabella 14.

PROVE DI TRAZIONE E PIEGAMENTO
Decreto Ministeriale 14/01/2008 Min. II. TT. - Norma UNI EN ISO 15630-1

Campione n.	Data di prova	Marchio scheda n. C.A.	Trattamento termico	ϕ_n [mm]	ϕ_{eq} [mm]	Toll. [%]	f_y [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]	A_{gt} [%]	Prova di piegamento
1	10/05/12	022/10	Eseguito	8	7.9	-2	533	604	7.3	No
2	10/05/12	022/10	Eseguito	8	7.9	-2	545	609	7.3	No
3	10/05/12	022/10	Eseguito	8	8.0	-1	555	621	8.3	No
4	10/05/12	012/08	Non eseguito	12	11.9	-1	540	630	14.3	No
5	10/05/12	012/08	Non eseguito	12	11.9	-1	548	629	13.3	No
6	10/05/12	012/08	Non eseguito	12	11.9	-1	537	629	14.3	No
Media $\Phi 8$							544	611	8	
Media $\Phi 12$							542	629	14	

Tabella 14 - Risultati delle prove di trazione e piegamento delle armature

I risultati delle prove di schiacciamento eseguite sui cilindri di calcestruzzo sono riportati nella Tabella 15 e nella Tabella 16

PROVE DI COMPRESIONE
Decreto Ministeriale 14/09/2005 Min. II.TT. – Norma UNI EN 12390-3

Campione n.	Data di prova	Contrassegno	Rettifica	h [cm]	d [cm]	Sez. [cm ²]	M_u [kg/d m ³]	f_c [MPa]	Tipo di rottura
1	24/05/12	-	Eseguita	19.3	9.4	69	2.35	47.45	S

Tabella 15 - Prove di compressione monotona

Norma UNI 6556:1976

Campione n.	Data	Contrassegno	Rettifica	h [cm]	d [cm]	Sez. [cm ²]	M_u [kg/d m ³]	Modulo secante [MPa] (30%)	f_c [MPa]	Tipo di rottura
2	24/05/2012	-	Eseguita	24.7	9.4	69	2.32	30646*	50.84	S
3	24/05/2012	-	Eseguita	24.2	9.4	69	2.33	31579	57.19	S

* la prova è risultata non significativa secondo quanto indicato dalla Norma UNI 6556 in quanto le letture delle singole deformazioni nel ciclo stabilizzato alla tensione σ_1 si discostano più del 10% dal valore medio.

Tabella 16 - Determinazione modulo elastico secante a compressione

10.3 Descrizione dei risultati sperimentali

L'elenco dei pannelli provati nelle prove monotone, con la sigla identificativa dei blocchi cassero, armatura e carico di rottura registrato nelle prove monotone è riportato nella Tabella 17. Quello analogo relativo ai pannelli sottoposti alle prove cicliche è invece riportato nella Tabella 18.

Provino n°	Blocco tipo	Sigla	Spessore cls [cm]	Armatura	Carico di rottura [kN]	Tipo di rottura	N° di strain gauge presenti
1	N18	N18 NA I°	12	nessuna	240	Splitting*	Assenti
2	N18	N18 NA II°	12	nessuna	285.26	Taglio diretto	Assenti
3	N18	N18 ϕ 8 **	12	ϕ 8/25	352.91	Taglio diretto	Assenti
4	N18	N18 ϕ 12	12	ϕ 12/25	454.68	Taglio diretto	Assenti
5	N25	N25 NA I°	16	nessuna	241.47	Taglio diretto	Assenti
6	N25	N25 NA II°	16	nessuna	247.07	Taglio diretto	Assenti
7	N25	N25 ϕ 8	16	ϕ 8/25	302.79	Taglio diretto	Assenti
8	N25	N25 ϕ 12	16	ϕ 12/25	470.79	Taglio diretto	Assenti
9	I30	I30 NA I°	22	nessuna	320.81	Taglio diretto	Assenti
10	I30	I30 NA II°	22	nessuna	336.33	Taglio diretto	Assenti
11	I30	I30 ϕ 8	22	ϕ 8/25	371.95	Taglio diretto	Assenti
12	I30	I30 ϕ 12	22	ϕ 12/25	522.59	Taglio diretto	Assenti

* rottura anomala rispetto a quella prevista di taglio diretto
 ** prova eseguita con due cicli di carico-scarico parziali

Tabella 17 - Elenco risultati dei provini nelle prove monotone

Provino n°	Blocco tipo	Sigla	Spessore cls [cm]	Armatura	Carico di rottura [kN]	Tipo di rottura	N° di strain gauge presenti
13	N18	N18 ϕ 8 1SG	12	ϕ 8/25	334.42	Taglio diretto	1
14	N18	N18 ϕ 12 2SG	12	ϕ 12/25	447.69	Taglio diretto	2
15	N25	N25 ϕ 8 2SG	16	ϕ 8/25	359.87	Taglio diretto	2
16	N25	N25 ϕ 12 1SG	16	ϕ 12/25	420.68	Taglio diretto	1
17	I30	I30 ϕ 8 2SG	22	ϕ 8/25	399.43	Taglio diretto	2
18	I30	I30 ϕ 12 1SG	22	ϕ 12/25	459.58	Taglio diretto	1

Tabella 18 - Elenco risultati dei provini nelle prove cicliche

I grafici sperimentali carico-spostamento del montante centrale delle prove monotone e cicliche sono riportati nel rapporto di prova citato all'inizio del capitolo.

10.4 Confronto con le previsioni analitiche di resistenza

In questa sezione si confrontano i risultati sperimentali ottenuti con i valori attesi in base alla formulazione analitica proposta nel § 5. In particolare, dovendo confrontare i valori di progetto con i risultati sperimentali, nelle formule proposte si sono assunti:

- i valori geometrici di prova effettivi (dimensioni dei provini, aree di calcestruzzo e di acciaio);
- $f_{cm}=25$ MPa resistenza media del calcestruzzo dei traversi¹
- $f_{yk}=544$ MPa e $f_{yk}=542$ MPa per le armature con diametro rispettivamente di 8 e 12 mm;
- un coefficiente α_{cc} per carichi di lunga durata pari a 1.
- coefficienti dei materiali γ_c e γ_s unitari.

Con tali assunzioni si ottengono i valori riportati in Tabella 19 e poi riassunti nel grafico in Figura 42.

CONFRONTO RISULTATI SPERIMENTALI E DI PROGETTO				
	ϕ	V_{exp}	V_d	Diff. relativa [%]
N18	-	240.00	19.47	91.89
	-	285.26	19.47	93.17
	8	352.91	222.13	37.06
	8 (cicl.)	334.42	222.13	33.58
	12	454.68	417.68	8.14
	12 (cicl.)	447.69	417.68	6.70
N25	-	241.47	24.15	90.00
	-	247.07	24.15	90.22
	8	302.79	285.08	5.85
	8 (cicl.)	359.87	285.08	20.78
	12	470.79	455.52	3.24
	12 (cicl.)	420.68	455.52	-8.28
IW30	-	320.81	28.94	90.98
	-	336.33	28.94	91.40
	8	371.95	323.52	13.02
	8 (cicl.)	399.43	323.52	19.00
	12	522.59	549.35	-5.12
	12 (cicl.)	459.58	549.35	-19.53

Tabella 19 - Valori numerici sperimentali e di progetto a confronto

¹ Nel calcolo della resistenza dei traversi si consiglia e si è scelto di non adottare per i traversi una resistenza cilindrica del calcestruzzo superiore a 25 MPa, nonostante le prove di resistenza del calcestruzzo sui cilindri di cui alla Tab. 16 abbiano dato valori ben superiori. A differenza dei cilindri di prova maturati in ambiente umido, il calcestruzzo dei traversi è a contatto con il blocco-cassero e ha una sezione molto ridotta. E' pertanto soggetto ad un fenomeno di disidratazione a causa dell'assorbimento dell'acqua di impasto da parte del legno mineralizzato. Tale perdita d'acqua impedisce alla matrice cementizia di arrivare ad una completa idratazione. Inoltre la vibrazione del calcestruzzo è agevole solamente nei montanti verticali ma non nei traversi orizzontali, molto più difficili da raggiungere soprattutto se si utilizza un vibratore ad ago.

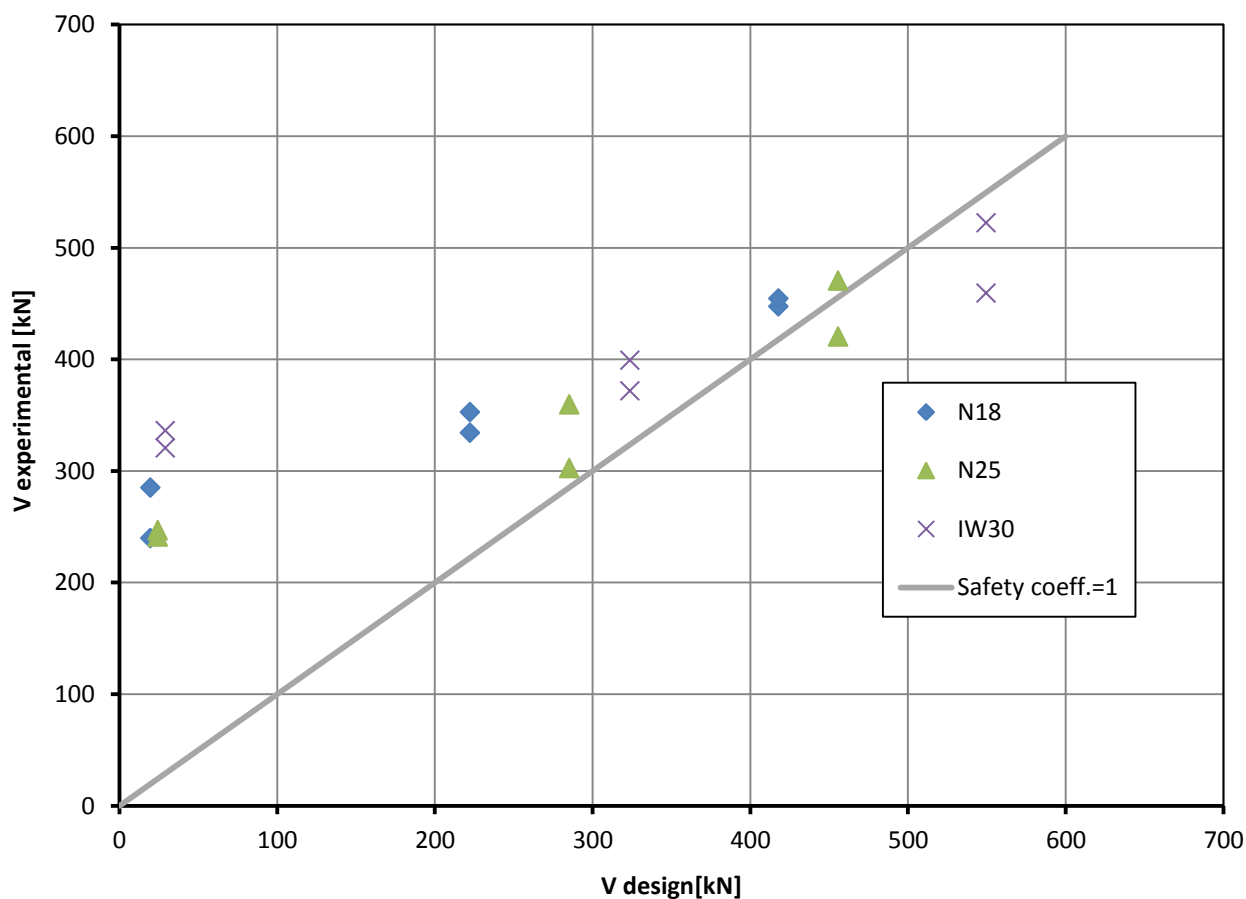


Figura 42 - Confronto tra resistenze di progetto e sperimentali (taglio diretto)

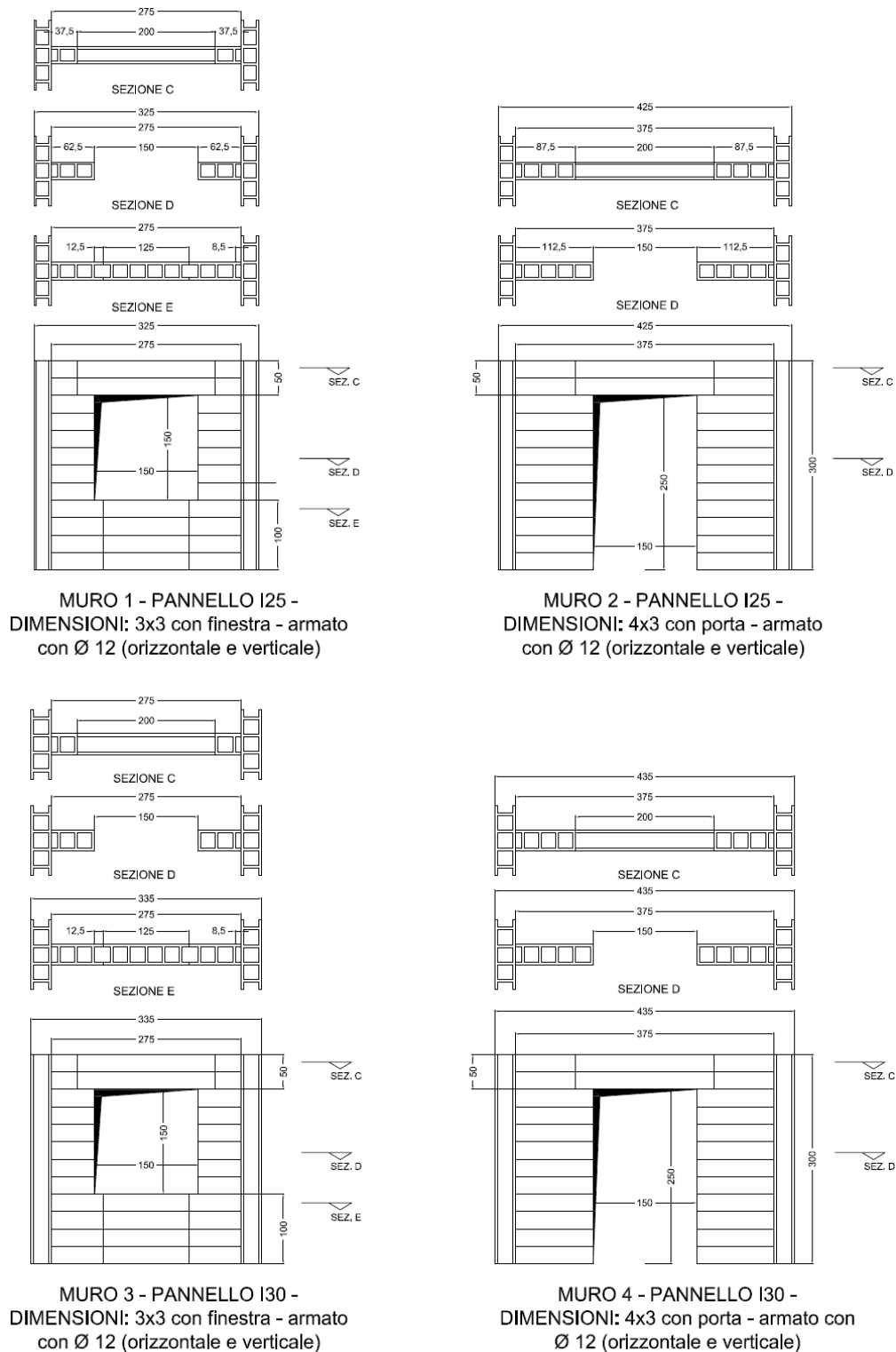
Il confronto permette di evidenziare che le regole di verifica di resistenza a taglio proposte nel § 5.3 forniscono risultati nella maggior parte dei casi inferiori a quelli sperimentali. Comunque, anche nei casi in cui la resistenza analitica è minore della sperimentale, sempre con errori inferiori al 20%.

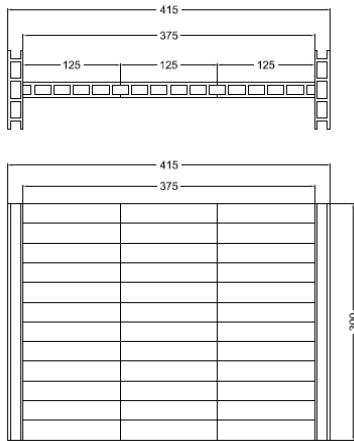
Le discordanze più evidenti a sfavore della sicurezza si sono verificate nelle prove cicliche (pannelli armati con $\phi 12$) in cui la resistenza sperimentale è risultata essere minore della resistenza del pannello sottoposto a carico monotonicamente crescente.

11. Appendice A - Tavole delle prove tipo 3 e tipo 4

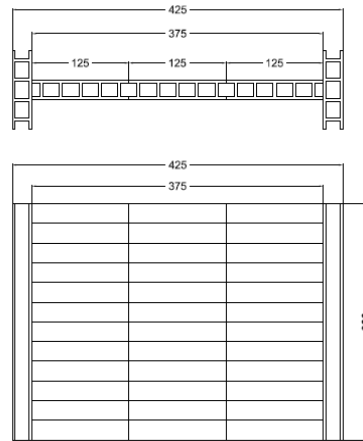
In questa appendice vengono riportati i disegni con le dimensioni geometriche e le armature dei provini impiegati nelle prove tipo 3 e tipo 4.

11.1 Prospetti delle prove tipo 3

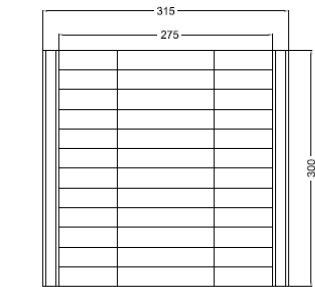
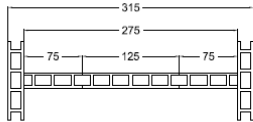




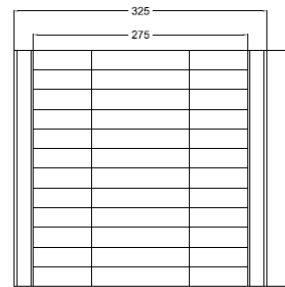
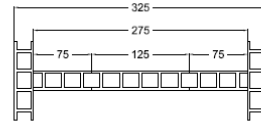
MURO 5 - BLOCCO N20 -
DIMENSIONI: 4x3 - armato con Ø 10
 (orizzontale e verticale)



MURO 6 - BLOCCO I25 -
DIMENSIONI: 4x3 - armato con Ø 10
 (orizzontale e verticale)



MURO 7 - BLOCCO N20 -
DIMENSIONI: 3x3 - armato con Ø 10
 (orizzontale e verticale)



MURO 8 - BLOCCO I25 -
DIMENSIONI: 3x3 - armato con Ø 10
 (orizzontale e verticale)

11.2

Pianta e prospetti delle prove tipo 4

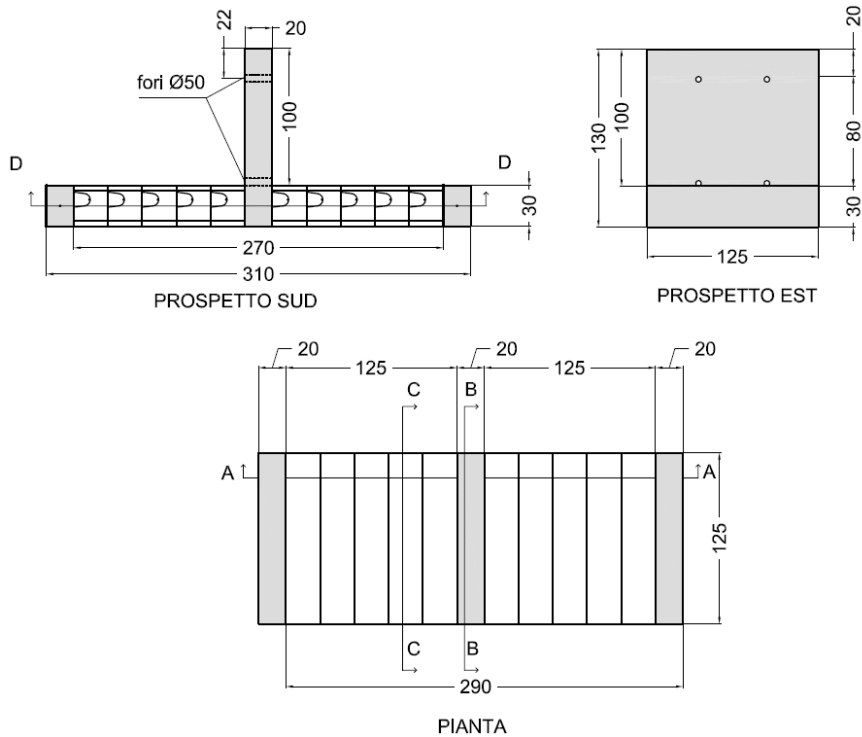


Figura 43 - Connessioni parete-solaio

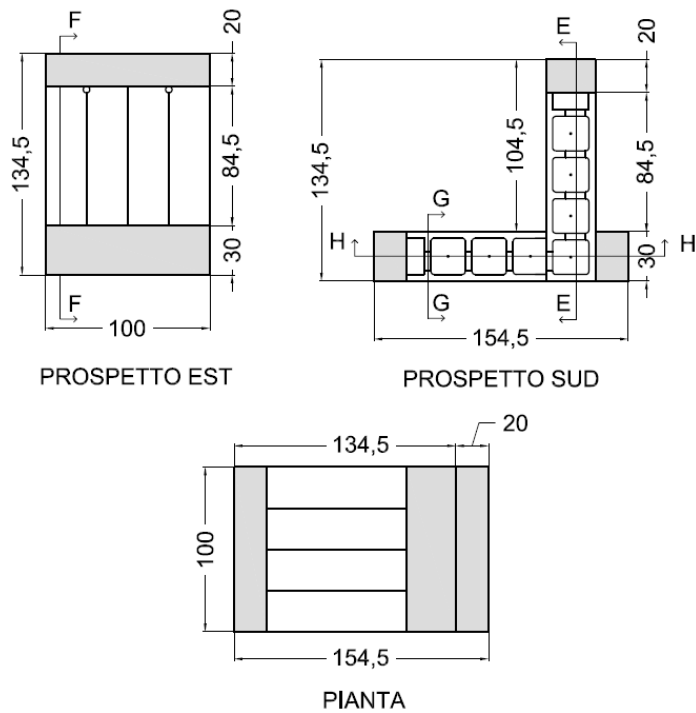
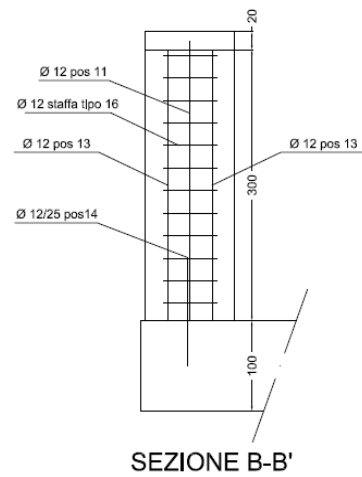
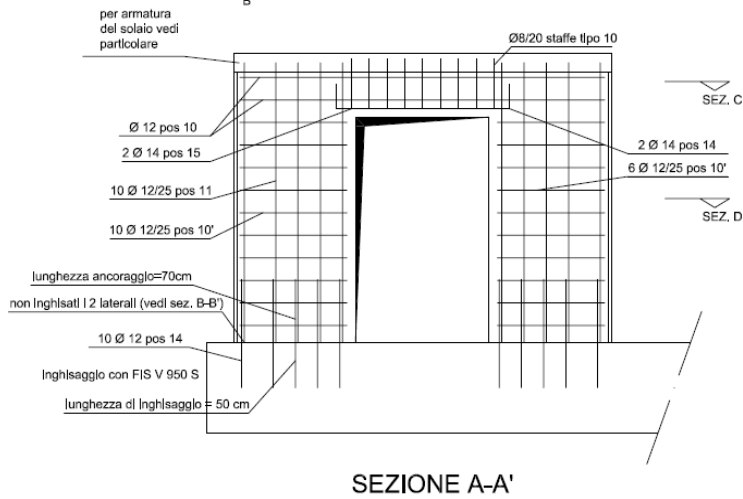
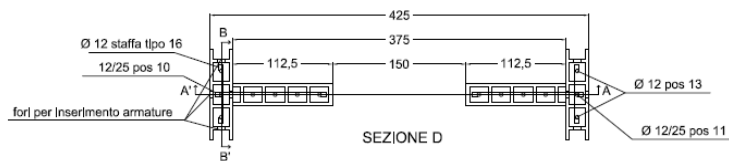
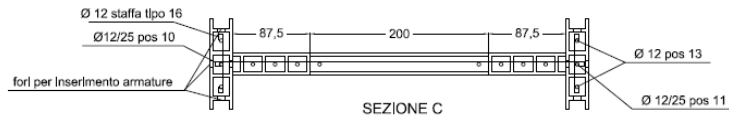


Figura 44 - Connessioni parete-parete

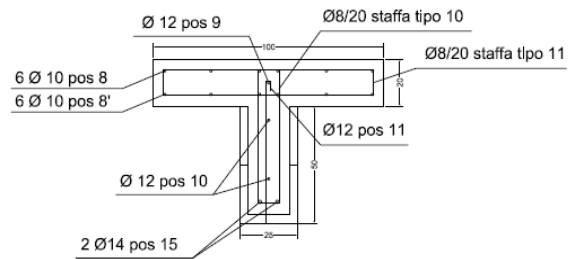
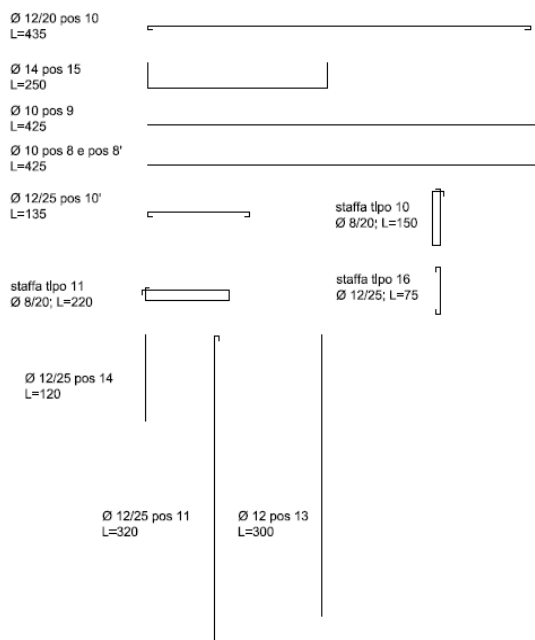
11.4

Armatura muro 2

MURO 2 - PANNELLO I25 - DIMENSIONI 4x3 con porta armato con Ø 12



SVILUPPO ARMATURE

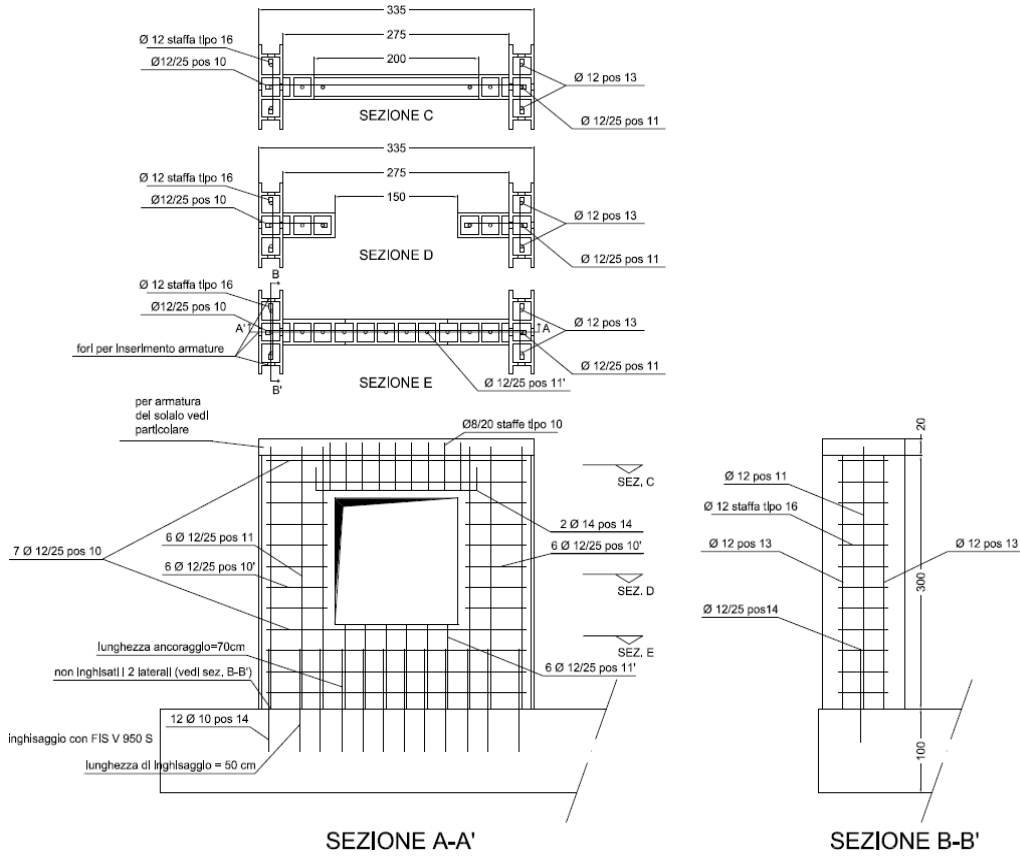


SEZIONE TRASVERSALE ARCHITRAVE
SCALA 1:20

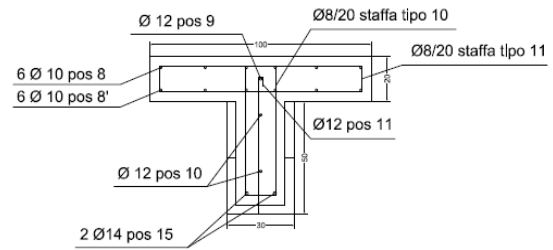
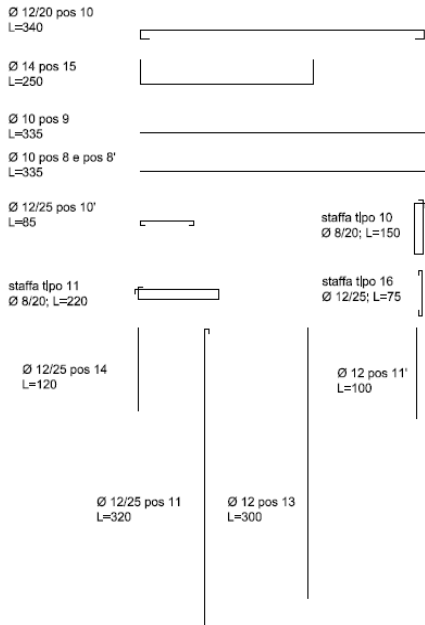
11.5

Armatura muro 3

MURO 3 - PANNELLO I30 -
DIMENSIONI: 3x3 con finestra - armato
con Ø 12 (orizzontale e verticale)



SVILUPPO ARMATURE

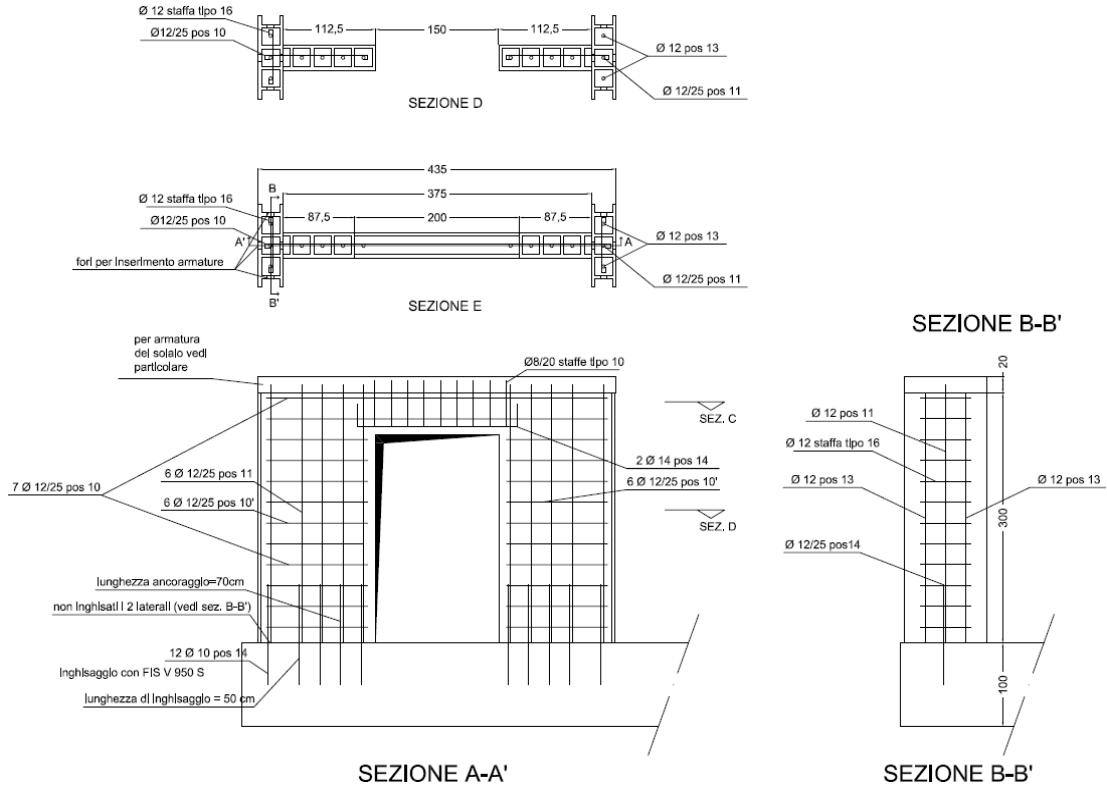


SEZIONE TRASVERSALE ARCHITRAVE
SCALA 1:20

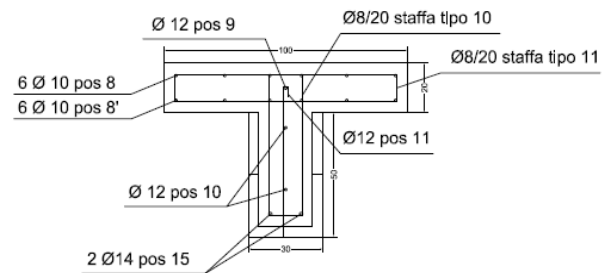
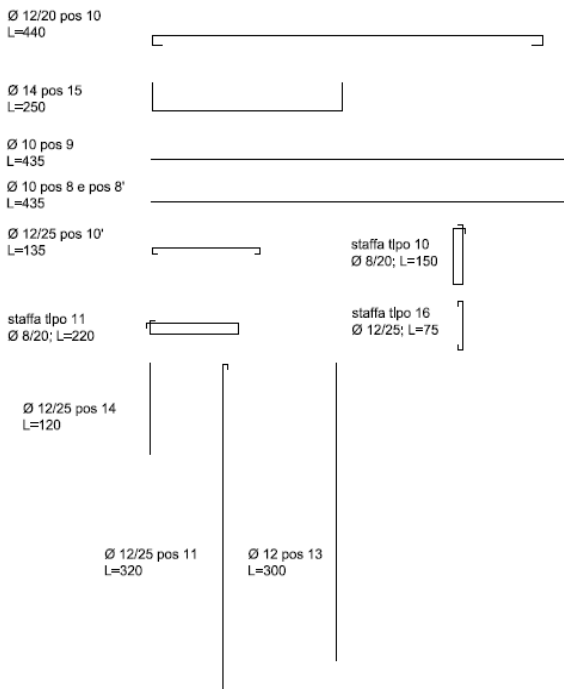
11.6

Armatura muro 4

MURO 4 - PANNELLO I30 -
 DIMENSIONI: 4x3 con porta - armato con
 Ø 12 (orizzontale e verticale)



SVILUPPO ARMATURE

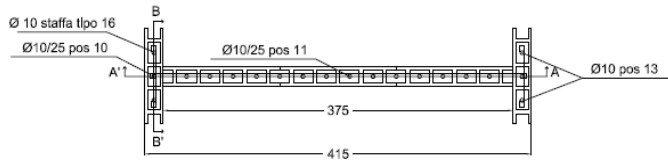


SEZIONE TRASVERSALE ARCHITRAVE
 SCALA 1:20

11.7

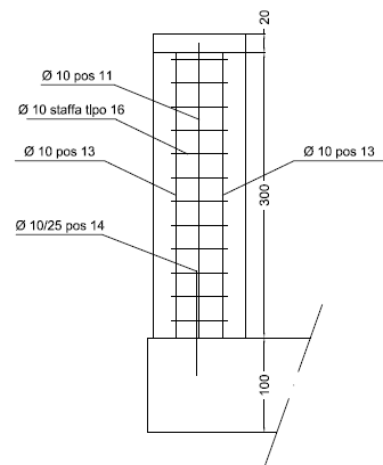
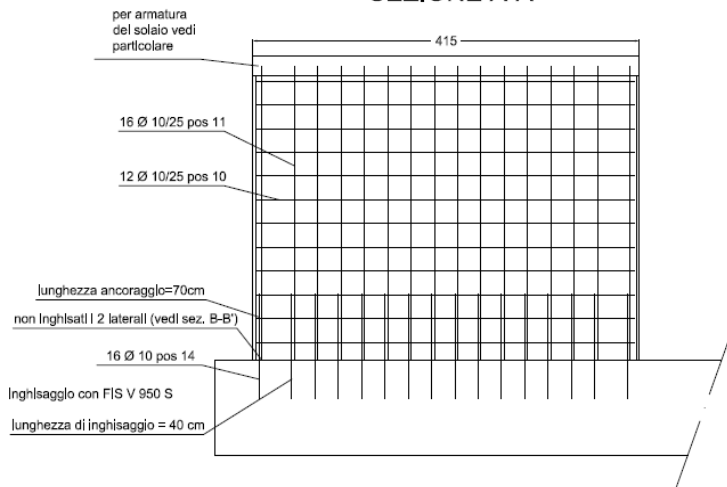
Armatura muro 5

MURO 5 - PANNELLO N20 -
 DIMENSIONI: 4x3 - armato con Ø 10
 (orizzontale e verticale)



SEZIONE A-A'

SEZIONE B-B'



SVILUPPO ARMATURE

Ø 10/20 pos 10
 L=425

Ø 10 pos 9
 L=415

Ø 10 pos 8 e pos 8'
 L=415

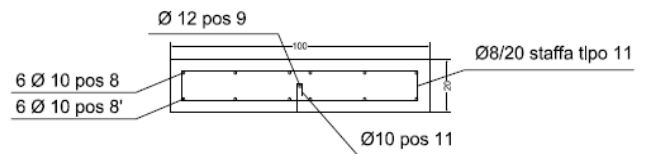
staffa tipo 11
 Ø 8/20; L=220

staffa tipo 16
 Ø 10/25; L=75

Ø 10/25 pos 14
 L=110

Ø 10/25 pos 11
 L=320

Ø 10 pos 13
 L=300

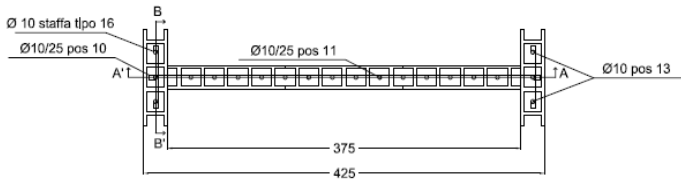


SEZIONE TRASVERSALE SOLAIO
 SCALA 1:20

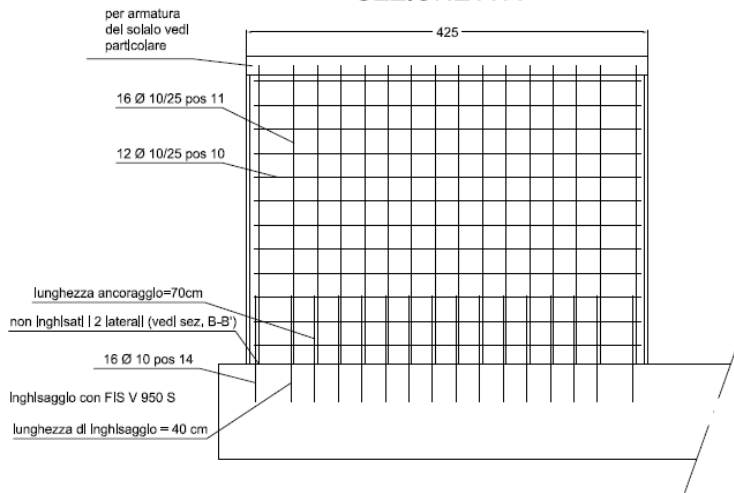
11.8

Armatura muro 6

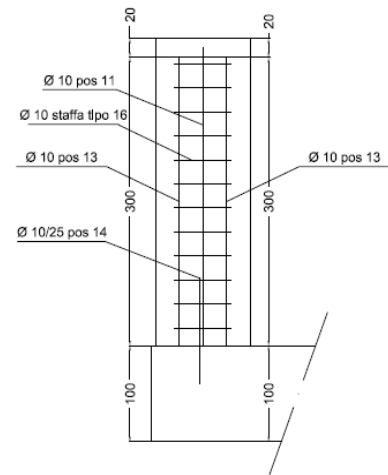
MURO 6 - PANNELLO I25 -
 DIMENSIONI: 4x3 - armato con $\varnothing 10$
 (orizzontale e verticale)



SEZIONE A-A'



SEZIONE B-B'



SVILUPPO ARMATURE

$\varnothing 10/20$ pos 10
 L=435

$\varnothing 10$ pos 9
 L=425

$\varnothing 10$ pos 8 e pos 8'
 L=425

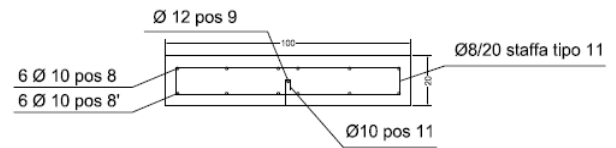
staffa tipo 11
 $\varnothing 8/20$; L=220

staffa tipo 16
 $\varnothing 10/25$; L=75

$\varnothing 10/25$ pos 14
 L=110

$\varnothing 10/25$ pos 11
 L=320

$\varnothing 10$ pos 13
 L=300

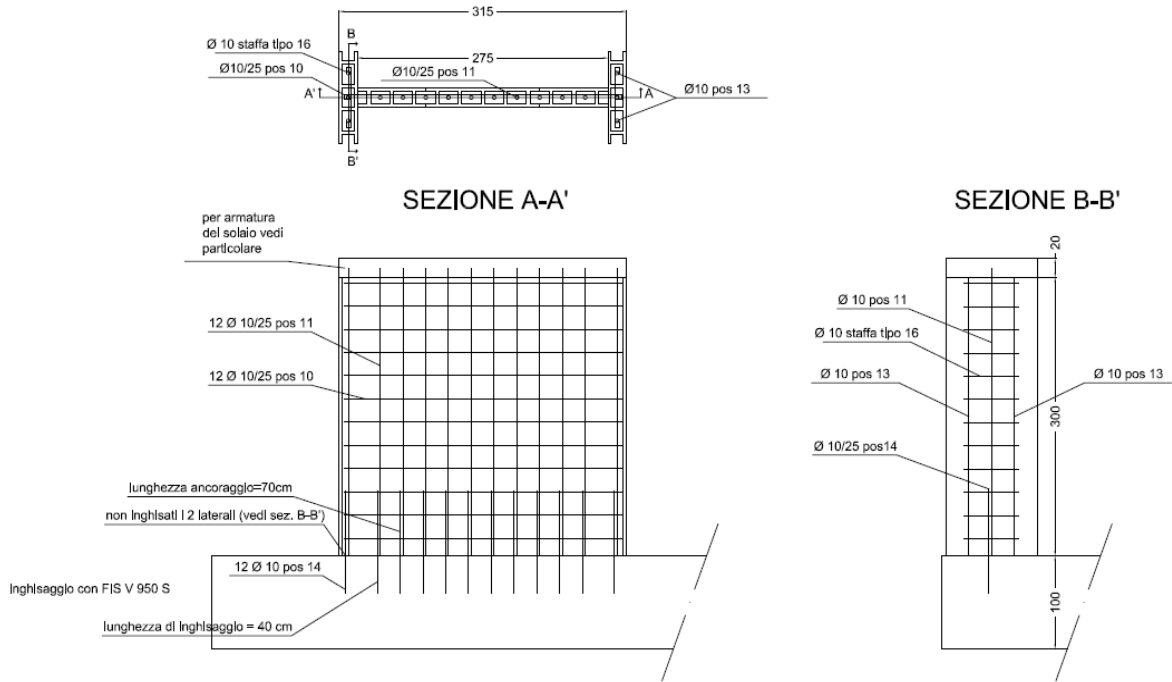


SEZIONE TRASVERSALE SOLAIO
 SCALA 1:20

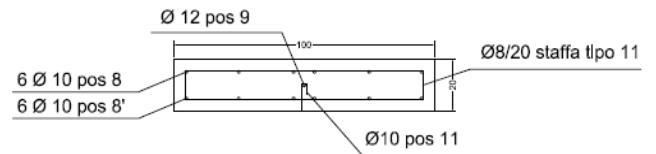
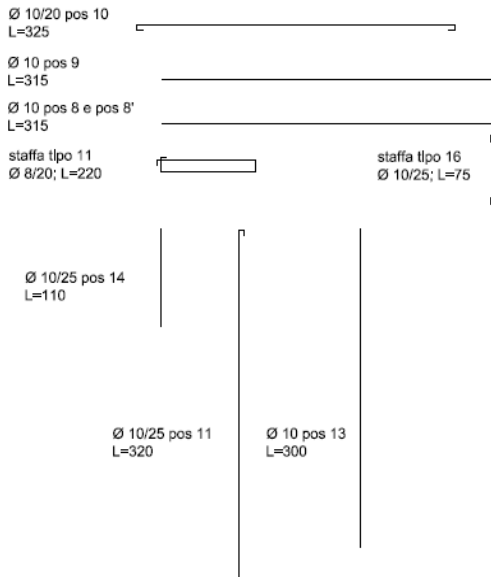
11.9

Armatura muro 7

MURO 7 - PANNELLO N20 -
 DIMENSIONI: 3x3 - armato con Ø 10
 (orizzontale e verticale)



SVILUPPO ARMATURE

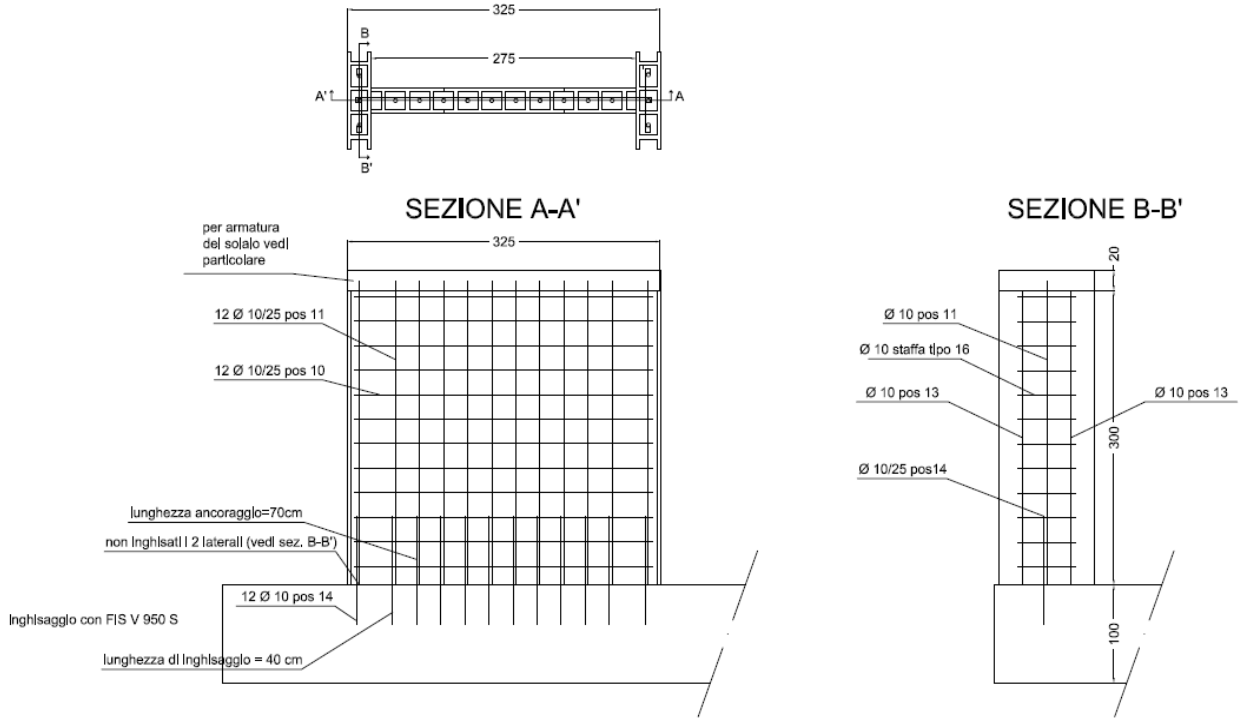


SEZIONE TRASVERSALE SOLAIO
 SCALA 1:20

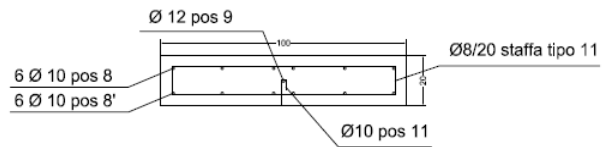
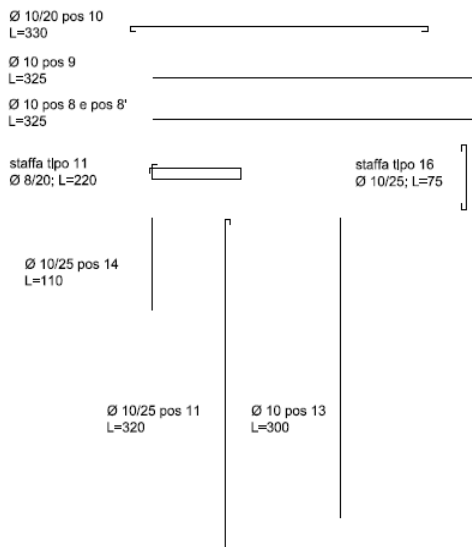
11.10

Armatura muro 8

MURO 8 - PANNELLO I25 -
 DIMENSIONI: 4x3 - armato con Ø 10
 (orizzontale e verticale)

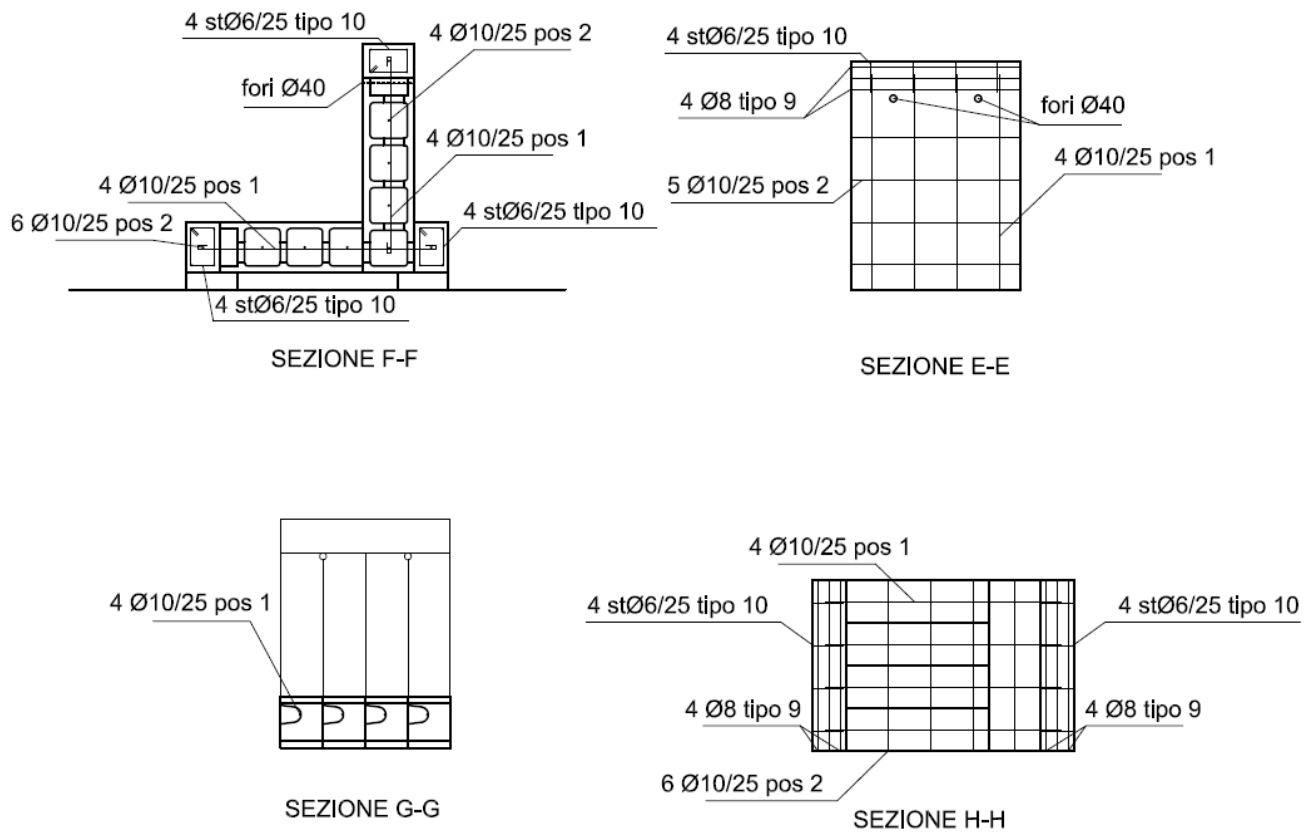


SVILUPPO ARMATURE

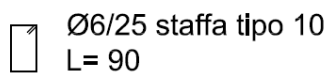
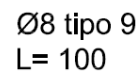
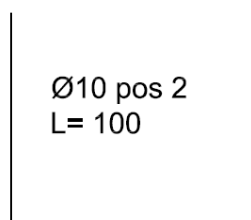
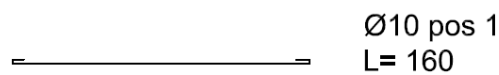


SEZIONE TRASVERSALE SOLAIO
 SCALA 1:20

11.12 Armatura dei provini a L delle prove tipo 4



ARMATURE



Sono state riportate le sole armature del provino L ϕ 10, il provino L ϕ 12 presenta la stessa disposizione ad eccezione delle posizioni 1 e 2 in cui il diametro delle barre cambia da 10 a 12 mm.

12. Appendice B - Calcolo della $V_{R,flex}$ nelle prove tipo 3

In questa appendice a titolo esemplificativo vengono presentati i dettagli per il calcolo della resistenza massima a rottura per flessione, $V_{R,flex}$, della parete provino 1 delle prove tipo 3. Si è proceduto nello stesso modo per tutti gli altri provini.

I dati utili per il calcolo, i.e. le caratteristiche geometriche del muro e le resistenze dei materiali impiegati, vengono di seguito riassunte:

Materiali e geometrie	
$f_{cm} =$	27.8 MPa
$f_{ym} =$	547.3 MPa
$E =$	210000 MPa
ϕ armatura	12 mm
Area barra	1.13 cmq
lung. maschio	62.5 cm
spessore montante	18 cm
lung. montante	21 cm
A_{cls} del maschio	945 cmq
$t_{eff} =$	15.12 cm
$h' =$	1.96 m
$h =$	3.20 m
$h_{eff} =$	2.07 m

Nella seguente figura sono riportate le caratteristiche geometriche del telaio equivalente.

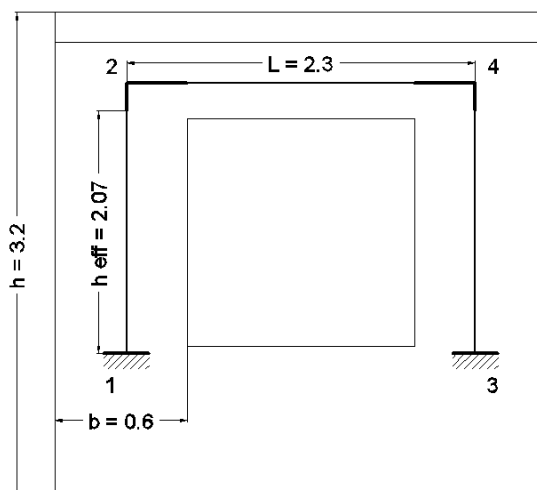


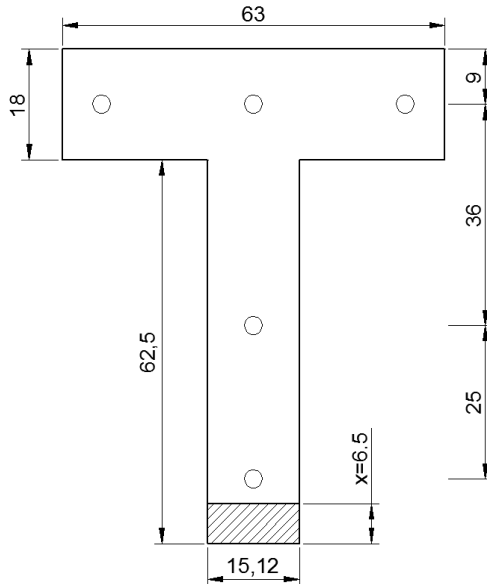
Figura 45 - Telaio equivalente

Per il calcolo del carico verticale gravante su ciascun maschio murario N_G si sono sommati il carico delle zavorre poste sopra il solaio, il peso proprio del solaio e della parete stessa; successivamente applicando la relazione (3) si è poi calcolato lo sforzo assiale N su ciascun maschio murario:

CALCOLO DEL CARICO ASSIALE SUI MASCHI MURARI	
γ_{cls} armato =	25 kN/mc
PP solaio = $3 \cdot 1 \cdot 0.2 \cdot \gamma_{cls}$ =	15 kN
γ_{parete} =	3.84 kN/mq
Sup. parete = $(3^2 - 1.5^2)/2$ =	3.375 mq
PP parete =	12.96 kN
PP zavorre =	50 kN
$N_G = (15 + 12.96 + 50)/2$ =	38.98 kN
L architrave equivalente =	2.3 m
V_{sper} =	260 kN
h_{eff} =	2.07 m
N (nodi 1 e 2) = $39 - 260 \cdot 2.07 / (2 \cdot 2.3)$ =	-78 kN
N (nodi 3 e 4) = $39 + 260 \cdot 2.07 / (2 \cdot 2.3)$ =	156 kN

Sui nodi 2 e 4 grava un carico minore rispetto a quello scaricato alla base, quindi si considera solo metà della superficie della parete dimezzandone così il peso proprio, tale forza la si applica indistintamente ai quattro nodi nel calcolo del momento resistente.

Per il nodo 1 in caso di spinta verso destra la configurazione per il calcolo del momento resistente è:



Calcolo M_R ultimo

$$\begin{aligned} \varepsilon_{su} &= 67.5 \text{ ‰} \\ f_{yd} &= 547.3 \text{ MPa} \\ E_s &= 210000 \text{ MPa} \\ \varepsilon_{c2} &= 2 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{cu} &= 3.5 \text{ ‰} \\ f_{cd} &= 27.8 \text{ MPa} \\ N_d &= -78 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M_{Rd} = 112.5 \text{ kNm}$$

In maniera analoga si calcolano anche i momenti resistenti dei nodi 2, 3 e 4, ottenendo:

$$M_2 = 64.8 \text{ kNm}$$

$$M_3 = 124,0 \text{ kNm}$$

$$M_4 = 217.7 \text{ kNm}$$

e quindi il valore $V_{R,flex} = 250,61 \text{ kN}$ secondo la (2a).

Per i rimanenti pannelli si è utilizzato un procedimento analogo ottenendo i seguenti risultati:

ROTTURA PER FLESSIONE	
<i>n° provino</i>	<i>V_{r,flex} [kN]</i>
1	250.6
2	348.1
3	263.4
4	358.2
5	537.7
6	558.4
7	308.3
8	322.9

13. Appendice C - Calcolo della $V_{R, \text{shear}}$ nelle prove tipo 3

In questa appendice vengono presentati i dettagli per il calcolo della forza massima per provocare la rottura a taglio, $V_{R, \text{shear}}$ del provino 1 delle prove tipo 3. I dati utili per il calcolo, ovvero le caratteristiche geometriche del muro e le resistenze dei materiali impiegati, sono riportati nella tabella di seguito. Per il calcolo si è fatto uso del procedimento descritto al §5.

Calcolo V_R ultimo	
$f_{cm} =$	27.8 MPa
$f_{ct} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{cm}^{2/3} =$	1.927 MPa
$f_{yd} =$	547.3 kN
$L_{trav} =$	4 cm
$h_{trav} =$	12 cm
$A_{trav} =$	89.68 cm ²
$i_{trav} =$	25 cm
$\phi_{trav} =$	12 mm
$A_{s, trav} =$	113.10 mm ²
$H_p = f_{yd} \cdot A_{s, trav} =$	61.90 kN
$v_{r, c} = f_{ct} \cdot A_{s, trav} / i_{trav} =$	69.13 kN/m
$M_u =$	1.68 kNm
$v_{r, s} = 2 \cdot M_u / (L_{trav} \cdot i_{trav}) =$	335.53 kN/m
$v_{rd} = v_{r, s} + v_{r, c} =$	404.66 kN/m
$L = 3.25 - 1.50 =$	1.75 m
$V_{Rd} =$	708.16 kN

Per i rimanenti pannelli si è utilizzato un procedimento analogo ottenendo i seguenti risultati:

ROTTURA PER TAGLIO	
<i>n° provino</i>	<i>V_{r, shear} [kN]</i>
1	708
2	1113
3	830
4	1279
5	1394
6	1580
7	1058
8	1208

14. BIBLIOGRAFIA

Ceccoli C., Dallavalle G., Mantovani L., Tullini N. «Indagini sperimentali effettuate su pareti realizzate con blocchi cassero on legno-cemento.» *Atti del XIII Congresso CTE, Pisa 9/11, Novembre*. Bologna, 2000.

Circ.Min. *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008*. 2 febbraio 2009.

CNR-10025/84. *Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati*. 1984.

CNR-10025/98. *Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo*. 1998.

Dolce M. *Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti*. Corso sul consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica, Ordine degli Ingegneri, Potenza, 1989.

Eurocodice 2. *Design of concrete structures - Part 1-1: General*. 2004.

LL.GG. *Linee Guida per sistemi costruttivi a pannelli portanti basati sull'impiego di blocchi cassero e calcestruzzo debolmente armato gettato in opera*. 2011.

Magenes G., Bolognini D., Braggio C. *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura*, GNDT - Gruppo Nazionale Difesa Terremoti. Roma, 2000.

NTC2008. *Nuove norme tecniche per le costruzioni*. 14 gennaio 2008.

OPCM, 3431. *Norme tecniche per il progetto, la valutazione, e l'adeguamento sismico degli edifici*. 3 maggio 2005.

Schallaschek P. *ISOSPAN, Muratura in blocchi di legno calcestruzzo con coibentazione integrata: tabelle per il calcolo secondo EUROCODICE 6*.

Scotta R., Vitaliani R. *Le pareti in calcestruzzo gettate entro blocco cassero in legno mineralizzato*. Padova: Libreria Progetto, 2010.

UNI EN 12512 *Prove cicliche di giunti realizzati con elementi meccanici di collegamento*. 2006.

Vidic T., Fajfar P., Fishinger M. «Consistent inelastic design spectra: strength and displacement.» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* (Earthquake Engineering and Structural Dynamics), 1994: 23:502-521.