

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BRESCIA
Dipartimento di ingegneria civile, architettura,
territorio, ambiente e matematica
CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA EDILE - ARCHITETTURA



Tesi di laurea

**Studio del comportamento sismico
di tamponamenti duttili e dissipativi
con giunti di scorrimento in legno**

RELATORI:

Prof. Marco Preti

Prof. Ezio P. Giuriani

CORRELATORE:

Ing. Malek Neffati

LAUREANDO:

Carlo Piacentini

Mat. 77726

ANNO ACCADEMICO 2013 - 2014

Abstract

The infill – frame interaction is one of the main cause of the high vulnerability of RC frame structures. This phenomenon, well known in literature for decades (Pulay, et al., 1992; Fardis, et al., 1999), has been observed several times during seismic events like, for example, the earthquake of L'Aquila (2009). The aforementioned interaction originates from the use of infills made of stiff elements rigidly linked with the structure, like in most of the infilled frames in Italy and, in general, in southern Europe.

This building technique is still prominent because of a lack of legislation, that has been partially sorted out only recently (CEN, 2003; Ministero dei Lavori Pubblici, 2008), and mostly because engineers consider infills as non-structural elements, ignoring or underestimating their effect on the seismic response of the building.

During the last decade many experimental programs, aiming to analyze this phenomenon and to research new techniques and construction details suitable to prevent it, have been set in motion (Aref, et al., 2003; El Dakhakhni, et al., 2004; Mohammadi, et al., 2010; Mohammadi, et al., 2011; Preti, et al., 2012; Migliorati, 2014). This research can be divided into two topics: the first one delves into the increase of the stiffness and the resistance of the infills to avoid brittle failures and to transform them into active structural elements to sustain seismic stresses; the second one is about granting them high ductility and low stiffness to limit their interaction with the frame. Both topics aims to use the infills as energy dissipating elements, increasing the ductility of their hysteretic response and, above all, to grant them a stable and predictable behavior. The greatest weakness of traditional infills is their brittleness and unpredictable failure (Mehrabi, et al., 1996), defined by several possible collapse scenarios and dependent on materials, installation, workers' skills, geometry and boundaries conditions.

Having a ductile infill is also crucial for post – seismic damage control: an infill able to sustain major deformations without falling apart could reduce costs of post-earthquake building repair.

Recent researches on distributed infills with sliding joints (Mohammadi, et al., 2010; Mohammadi, et al., 2011; Preti, et al., 2012; Preti, et al., 2014) showed that this technology is particularly suitable to decrease the infill stiffness and increase their ductility. Those sliding joints, made of either wooden planks or steel plates and inserted into the mortar joints, divide the infill in two or more portions and allow them to slide onto one another, fitting the seismic-imposed deformation without damage.

Advanced studies on infills with wooden joints, with better thermo-hygrometric properties than steel ones, showed that they can also efficiently sustain out of plane stresses and that, with the help of a pre-compression system, can achieve a high degree of dissipation thanks to the friction originated in the joints (Migliorati, 2014).

Therefore, the benefits of the sliding joints are twofold: on the one hand they reduce the infill stiffness and increase its ductility, preserving it from damage; on the other hand they ensure energy dissipation due to friction. These benefits though oppose each other: increasing the energy dissipation with friction results in an increased infill stiffness at the same time, causing greater damage to the walls (Migliorati, 2014).

The purpose of this research is twofold: to complete the studies on ductile and dissipative infill walls with horizontal sliding joints and prestress started by Migliorati (2014), taking into account possible repair methods of this technology, and to start a new set of studies on infill walls with vertical sliding joints to evaluate their ductility, their dissipation capabilities, their installation, and more broadly their behavior under in-plane and out-of-plane stresses.

The experimental study is based upon two different prototypes. The first one, with horizontal sliding joints and vertical prestressing, is the same used by Migliorati (2014). The infill wall, already damaged during the previous tests, is repaired using a plaster reinforced with fiberglass mesh interrupted along the sliding joints and then tested using in-plane, quasi static loads under different prestress levels. This repair strategy turned out to be reliable: the test showed a stable and very dissipative cyclic behavior, suffering almost the same level of damage of the intact wall without reinforced plaster.

The second part of the research aims to design and build a real-world scaled infill wall with vertical sliding joints and to test its seismic response under both in-plane and out-of-plane quasi static cyclic loading. To reach this goal the author designed and installed a modular out-of-plane loading frame that could be fitted into this prototype and into the next scheduled experiments.

The in-plane test showed how this technology is suitable to reach low stiffness and high ductility, but with low dissipative capabilities. The infill wall, under a 2,5% drift, showed practically no damage.

Sommario

Il fenomeno di interazione telaio - tamponamento è alla base dell'elevata vulnerabilità sismica delle strutture a telaio tamponato in c.a.: tale fenomeno, noto alla letteratura ormai da decenni (Pulay, et al., 1992; Fardis, et al., 1999), è stato riscontrato più volte in numerosi eventi sismici, tra cui il terremoto dell'Aquila del 2009. Questa interazione può nascere in presenza di telai tamponati con elementi rigidi e rigidamente connessi con la struttura, come nella maggior parte dei telai tamponati italiani e più in generale dell'area mediterranea. Questa tecnica costruttiva risulta ancora affermata in primo luogo a causa di carenze normative, risolte solo parzialmente negli ultimi anni (CEN, 2003; Ministero dei Lavori Pubblici, 2008), e in secondo luogo a causa dell'abitudine dei progettisti a considerare i tamponamenti come elementi non strutturali e quindi a trascurarne o a sottostimarne l'effetto sulla risposta sismica dell'edificio.

Nell'ultimo decennio sono stati perciò avviati numerosi programmi sperimentali con l'obiettivo di approfondire il fenomeno di interazione telaio - tamponamento e di studiare nuove tecniche e dettagli costruttivi adeguati a prevenirlo (Aref, et al., 2003; El Dakhakhni, et al., 2004; Mohammadi, et al., 2010; Mohammadi, et al., 2011; Preti, et al., 2012; Migliorati, 2014). Tale ricerca si è divisa in due filoni: il primo è orientato al rinforzo dei tamponamenti per prevenirne una rottura fragile e per renderli elementi strutturali volti a sopportare i carichi sismici, il secondo volto a fornire i tamponamenti di elevata duttilità e scarsa resistenza perché ne venga limitato il più possibile l'effetto sul telaio. Entrambi gli approcci si propongono di sfruttare i tamponamenti come elementi dissipativi, incrementando la duttilità della loro risposta isteretica e soprattutto rendendo il loro comportamento stabile e prevedibile. Il maggior difetto dei tamponamenti tradizionali è infatti la loro rottura fragile e imprevedibile (Mehrabi, et al., 1996), caratterizzata da numerosi meccanismi di collasso possibili e dipendente da materiali, posa in opera, qualità della manodopera, geometria e condizioni di contatto col telaio. L'importanza di realizzare tamponamenti duttili è sottolineata anche dalla crescente richiesta di controllo dei danni post - sisma: un tamponamento in grado di deformarsi senza danneggiarsi permetterebbe di limitare i costi di riparazione dell'edificio in seguito ad un evento sismico.

Ricerche recenti sui tamponamenti ripartiti con giunti di scorrimento orizzontali (Mohammadi, et al., 2010; Mohammadi, et al., 2011; Preti, et al., 2012; Preti, et al., 2014) hanno mostrato come questa tecnica sia particolarmente promettente nel ridurre la rigidità dei tamponamenti a vantaggio della duttilità. Tali giunti, in acciaio o in legno,

sono inseriti all'interno dei corsi di malta orizzontali in modo da ripartire la parete in due o più pannelli sovrapposti e capaci di scorrere l'uno sull'altro, assecondando la deformazione imposta dal sisma senza danni. Studi più approfonditi su tamponamenti con giunti in legno, dal miglior comportamento termoigrometrico rispetto a quelli in acciaio, hanno mostrato come essi possano resistere efficacemente anche alle sollecitazioni fuori piano e come possano diventare elementi fortemente dissipativi con l'ausilio di un sistema di precompressione, disperdendo energia grazie all'attrito che si sviluppa in corrispondenza dei giunti di scorrimento (Migliorati, 2014). Lo scopo dei giunti di scorrimento è quindi duplice: da un lato servono a ridurre la rigidità del tamponamento e a preservarlo dal danneggiamento aumentandone notevolmente la duttilità, dall'altro dissipare energia per attrito. Questi due scopi risultano tra loro discordi: aumentando l'energia dissipata per attrito si ottiene come effetto un maggiore danneggiamento della parete e un incremento di rigidità (Migliorati, 2014).

L'obiettivo del presente studio è duplice. Da un lato si propone di terminare lo studio su tamponamenti duttili e dissipativi con giunti orizzontali e precompressione avviato da Migliorati (2014), valutando la possibilità di riparazione di questa tipologia di tamponamenti. Dall'altro si propone di avviare uno studio su tamponamenti caratterizzati da giunti di scorrimento verticali per valutarne la duttilità, le capacità dissipative, la cantierabilità e in generale il comportamento a sollecitazioni nel piano e fuori piano.

Lo studio si articola su due provini differenti. Il primo, caratterizzato da giunti orizzontali e precompressione, è lo stesso prototipo utilizzato nei test svolti da Migliorati (2014). Tale provino, pervenuto già danneggiato dai test precedenti, viene riparato per mezzo di un intonaco armato con maglia in fibra di vetro interrotto in corrispondenza dei giunti di scorrimento e successivamente testato per valutarne la risposta alle sollecitazioni nel piano attraverso carichi quasi statici in diversi gradi di precompressione. La tecnica di riparazione si è rivelata affidabile: il provino ha mostrato un comportamento ciclico stabile e molto dissipativo, soffrendo danneggiamenti paragonabili a quelli del provino non intonacato.

Il secondo studio si propone di progettare e realizzare un muro di tamponamento in scala reale con giunti verticali e di valutarne la risposta sismica nel piano e fuori piano con sollecitazioni cicliche quasi statiche. A tal fine è stato progettato un apposito telaio modulare in acciaio per i test fuori piano che potesse adattarsi alla configurazione di questo provino e dei successivi test in programma. La tecnica costruttiva è risultata adatta a garantire bassa rigidità e grande duttilità nel piano. La parete, sottoposta a drift del 2,5%, non ha riportato praticamente alcun danno.

Ringraziamenti

Un sentito ringraziamento va al Prof. Preti, che mi ha guidato e si è sempre reso disponibile per risolvere i miei dubbi.

Un ringraziamento particolare va anche al Prof. Giuriani che ha saputo indirizzarmi più di una volta sulla strada giusta.

Un grazie va anche all'ing. Malek Neffati, che è sempre stato presente in questi mesi per aiutarmi.

Un grazie va anche a tutto il personale del lab. P. Pisa, che ha reso possibile la realizzazione di queste prove e che, col suo occhio pratico, è sempre riuscito a darmi spunti per migliorare il mio lavoro.

Ringrazio anche tutti i miei compagni di studi, che mi hanno affiancato in questi anni dal primo giorno di università fino a quest'esperienza in laboratorio, motivandomi e soprattutto sopportandomi ogni giorno. Parlo in particolare di quelli che posso chiamare con orgoglio i miei migliori amici.

Un grazie di cuore ai miei genitori e ai miei fratelli che mi hanno sostenuto ogni giorno di questi anni e nei quali posso sempre trovare la sicurezza di una famiglia.

E grazie a te, Elisa, che sei capace di farmi dare sempre il massimo e di rendere sopportabile ogni difficoltà.

Indice

Abstract.....	III
Sommario	V
Ringraziamenti.....	VII
Introduzione	XIII
CAPITOLO 1. Stato dell'arte	1
1.1 Tecniche costruttive antisismiche storiche.....	1
1.1.1 Portogallo: la gaiola pomablina	3
1.1.2 Italia: la casa baraccata	4
1.1.3 Turchia: Hatil e Himis.....	5
1.1.4 Europa settentrionale: <i>Fachwerk</i> e <i>Log House</i>	6
1.1.5 Grecia, isola di Lefkas	8
1.1.6 Kashmir: taq, dhajji-dewari e cator and cribbage.....	8
1.1.7 Centro America: <i>taquezal</i> e <i>bahareque</i>	10
1.1.8 Sud America: <i>quincha</i> e costruzioni in bambù	11
1.2 I tamponamenti in laterizio nell'edilizia contemporanea.....	12
1.3 Ruolo dei tamponamenti nella risposta antisismica	13
1.4 Stato dell'arte dei tamponamenti duttili e dissipativi.....	15
CAPITOLO 2. Prove sperimentali su tamponamenti in scala reale.....	23
2.1 Programma di ricerca.....	23
2.2 Tecnica costruttiva	26
2.2.1 Tamponamento in laterizio con giunti orizzontali, sistema di precompressione verticale e intonaco armato.....	27
2.2.2 Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento verticali.....	42
2.3 Descrizione del telaio in acciaio	60
CAPITOLO 3. Progettazione della struttura di carico fuori piano	65
3.1 Caratteristiche della struttura esistente.....	65
3.2 Caratteristiche della nuova struttura di carico.....	67
3.3 Dimensionamento del banco di prova.....	69

3.3.1	Parete con giunti di scorrimento verticali	70
3.3.2	Parete con giunti di scorrimento verticali e apertura.....	72
3.3.3	Parete con giunti di scorrimento orizzontali	74
3.3.4	Caratteristiche dei profili scelti	76
3.3.5	Progettazione delle cerniere.....	78
3.3.6	Approssimazioni dovuti all'utilizzo di cerniere plastiche	81
3.4	Verifiche	85
3.4.1	Instabilità flesso – torsionale.....	85
3.4.2	Verifica a taglio.....	88
3.4.3	Verifica a flessione	88
3.4.4	Stabilità del carrello di sostegno e adeguatezza della trave di contrasto 88	
CAPITOLO 4. Modalità di prova.....		91
4.1	Descrizione della prova	91
4.1.1	Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento orizzontali e sistema di precompressione	91
4.1.2	Tamponamento in laterizio con giunti verticali	93
4.2	Sequenza di carico	94
4.2.1	Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento orizzontali e sistema di precompressione	94
4.2.2	Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento verticali.....	96
4.3	Strumentazione utilizzata.....	98
4.3.1	Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento orizzontali e sistema di precompressione	98
4.3.2	Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento verticali.....	102
CAPITOLO 5. Risultati delle prove sperimentali		107
5.1	Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento orizzontali e sistema di precompressione	107
5.1.1	Aspetti operativi secondari	107
5.1.2	Risultati sperimentali	108

5.1.3	Confronto del comportamento della parete in esame con i risultati delle tesi precedenti	114
5.1.4	Variazioni della tensione nelle barre per la precompressione.....	117
5.1.5	Analisi del quadro fessurativo	120
5.2	Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento verticali – prova nel piano	124
5.2.1	Aspetti operativi secondari.....	124
5.2.2	Risultati sperimentali	126
5.2.3	Analisi del quadro fessurativo	130
5.3	Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento verticali – prova fuori piano	133
5.3.1	Risultati sperimentali	133
CAPITOLO 6. Conclusioni.....		137
6.1	Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento orizzontali e sistema di precompressione.....	137
6.2	Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento verticali	138
APPENDICE A. Stima dell'azione sismica fuori piano		141
Calcolo dell'accelerazione al suolo.....		141
Caso italiano		141
Caso generalizzato internazionale		141
Calcolo della massa dei provini		141
Provino in laterizio con giunti verticali.....		141
Provino in laterizio con apertura centrale.....		142
Provino in terra cruda.....		143
Calcolo della forza fuori piano		143
Forza fuori piano utilizzata nei test.....		145
APPENDICE B. Verifica del telaio di prova esistente e riprogettazione.....		146
Caratteristiche delle cerniere.....		147
Verifica a taglio della sezione ridotta.....		147
Verifica a taglio dell'unione bullonata ad attrito.....		148

Dimensionamento della saldatura sostitutiva	148
---	-----

APPENDICE C. Progettazione dei giunti di collegamento dei listelli in legno al telaio
151

Progettazione degli elementi di collegamento.....	151
---	-----

Bibliografia e sitografia	155
---------------------------------	-----

TAVOLA 1. Struttura di carico fuori piano - Descrizione e configurazioni di
montaggio previste

TAVOLA 2. Struttura di carico fuori piano in acciaio - distinte dei profili, dei pezzi
richiesti e delle lavorazioni

Introduzione

Il terremoto, a causa del suo effetto globale sul territorio e della sua severità, è uno degli eventi naturali più disastrosi e temuti dall'umanità. Le aree a forte rischio sismico del globo sono numerose: basti pensare all'Anello di Fuoco del Pacifico, alla regione Himalayana, alla regione iraniana, all'area mediterranea. Il territorio italiano è fortemente interessato dal fenomeno, con la presenza di diversi terremoti di media intensità ogni anno e un disastro sismico ogni 4 – 5 anni. Nel passato recente si contano per esempio il terremoto dell'Aquila del 2009 e il terremoto dell'Emilia del 2012. È importante notare come la causa di questi terremoti disastrosi non stia solamente nella gravità del fenomeno sismico, quanto nelle caratteristiche di alta vulnerabilità del patrimonio edilizio italiano, caratterizzato in larga parte da edifici degli anni '60 e '70 progettati senza tenere conto dell'effettiva pericolosità sismica del territorio.

Tale fattore di rischio è importante in quanto la caratteristica più pericolosa dell'evento sismico è senza dubbio l'impossibilità di prevederlo adeguatamente, rendendo perciò la prevenzione a lungo termine l'unico mezzo efficace per ridurre gli effetti. Gli unici strumenti di prevenzione sono quindi l'informazione di massa (caratteristiche del terremoto, atteggiamenti da evitare e da seguire, istruzioni di evacuazione immediatamente comprensibili) e l'utilizzo di edifici e infrastrutture progettati per resistere alla maggior parte dei fenomeni sismici.

In molti Paesi dell'area mediterranea, tra cui l'Italia, la tipologia costruttiva più utilizzata è il telaio tamponato¹, in cui nella maggior parte dei casi i muri di riempimento, trascurati dal calcolo strutturale in virtù della loro denominazione di elemento non strutturale, sono costruiti con materiali rigidi e fragili come i mattoni in laterizio forato. Le analisi dei danni post – sisma mostrano tuttavia come questi elementi, in virtù della loro elevata rigidità e del loro essere a contatto diretto con la struttura primaria, modifichino profondamente il comportamento strutturale dell'edificio², causando spesso diffusi danneggiamenti o crolli di edifici a telaio, anche se progettati secondo standard antisismici. Si può affermare con convinzione che la causa di questi danneggiamenti sia l'elevata interazione strutturale tra il telaio e il tamponamento.

La ricerca presentata in questa tesi si propone di contribuire allo sviluppo di soluzioni costruttive che garantiscano un effettivo comportamento non strutturale dei tamponamenti, e che siano al contempo di facile realizzazione e in linea con la prassi

¹ Dati ISTAT

² (Pulay, et al., 1992)

costruttiva mediterranea. Tale filone di ricerca è attivo da diversi anni all'Università degli Studi di Brescia, sia mediante sperimentazione di provini in scala reale, sia attraverso analisi numeriche. Il lavoro presentato in questa tesi si pone come obiettivo l'indagine sperimentale del comportamento di tali soluzioni con due prove sperimentali su due pareti di tamponamento con diversi dettagli costruttivi.

CAPITOLO 1.Stato dell'arte

1.1 Tecniche costruttive antisismiche storiche

Nell'ambito delle costruzioni in calcestruzzo i sistemi antisismici più utilizzati in Italia negli ultimi decenni sono il telaio e la struttura a setti di controvento (muri a taglio). Tali sistemi antisismici, pur avendo grandi potenzialità dissipative e di protezione dal sisma, spesso sono accoppiati ad elementi "secondari" che ne alterano la risposta strutturale come i tamponamenti in laterizio forato, realizzati di norma senza soluzione di continuità con la struttura e dotati di elevatissima rigidità. L'utilizzo improprio o non ragionato di tali elementi "non strutturali" può portare a danneggiamenti imprevedibili dell'edificio e, in certi casi, anche al collasso della struttura, come testimoniato per esempio dai numerosi casi di crollo nei terremoti dell'Aquila del 2009 (vedi esempi in Figura 1.1 e Figura 1.2). Tale esito si ottiene in quanto il tamponamento tradizionale in laterizio, pur essendo un elemento non strutturale, è dotato di una rigidità tale da alterare fortemente la rigidità globale della struttura e la distribuzione di tale rigidità in pianta e in alzata, incassando perciò forti sollecitazioni, e di una fragilità tale da reagire a tali sollecitazioni, qualora esse siano molto intense, in modo fragile, cioè disgregandosi improvvisamente perdendo la maggior parte della propria rigidità, e creando quindi un punto di debolezza nella struttura dove si concentrano le deformazioni e le sollecitazioni, causando spesso collassi per meccanismo di "piano debole" come nell'esempio riportato in Figura 1.2. Un altro esempio di interazione negativa si verifica quando, per ragioni architettoniche come per esempio l'utilizzo di finestre a nastro, la configurazione del tamponamento determina una situazione di pilastro corto sulle colonne che ne pregiudica la duttilità a favore di un collasso fragile a taglio. Sebbene l'utilizzo di strutture a setti di controvento, meno sensibile a questi effetti, impedisca lo sviluppo di un meccanismo di collasso globale della struttura, l'utilizzo improprio di tamponamenti rigidi può modificarne la risposta considerevolmente e può causare danneggiamenti locali imprevedibili.



Figura 1.1 - Terremoto dell'Aquila 2009: un edificio in c.a. parzialmente crollato e con vistosi danni ai tamponamenti



Figura 1.2 - Terremoto dell'Aquila 2009: esempio di edificio in telaio collassato per meccanismo di piano debole

Il problema dell'interazione telaio - tamponamento è stato oggetto di studio negli ultimi decenni e lo è tutt'ora, ma già nell'edilizia storica delle regioni frequentemente interessate da terremoti si possono evidenziare soluzioni antisismiche efficaci nella realizzazione delle pareti portanti degli edifici multipiano nate grazie all'esperienza empirica delle popolazioni autoctone.

Nei seguenti paragrafi verranno elencati alcuni sistemi costruttivi storici per le murature che presentino un buon comportamento nei confronti degli eventi sismici. Gran parte di queste tecniche deve le sue proprietà antisismiche alla formazione di una struttura scatolare e allo sviluppo di meccanismi attritivi tra elementi in legno (spesso strutturali) e tamponamenti in muratura o altri materiali che generano meccanismi dissipativi stabili.

1.1.1 Portogallo: la gaiola pomablina

Il 1° Novembre del 1755 il Portogallo fu interessato da uno dei terremoti più devastanti della sua storia. Tale terremoto, con epicentro a Lisbona, raggiunse una magnitudo del 9° grado della scala Richter e causò un'onda di maremoto di 15m di altezza. In risposta a tale sisma si razionalizzò l'assetto urbanistico della città con un intervento programmato e si adottò una nuova tecnica costruttiva antesignana del *balloon frame*, la *gaiola pomabalina* (Byrne, 1986), in quanto considerata antisismica (Figura 1.3). Tale struttura era caratterizzata dall'utilizzo di telai tridimensionali in legno, controventati con elementi in legno e tamponati in pietra o laterizio. Tale utilizzo tridimensionale del telaio era in grado di garantire un comportamento unitario della struttura, evitando problemi di collasso locale delle facciate degli edifici; inoltre la struttura era in grado di dissipare una gran quantità di energia per attrito tra il tamponamento e gli elementi in legno del telaio portante. Le pareti interne furono collegate ai muri perimetrali grazie a elementi in metallo, garantendo maggiore rigidezza e capacità dissipative alla struttura.



Figura 1.3 - Esempio di gaiola pombalina (Bai15).

1.1.2 Italia: la casa baraccata

A seguito della serie di terremoti che colpì la Calabria nel 1783 (Tobriner, 1997) si intuì l'importanza di garantire alla struttura degli edifici un comportamento unitario in caso di sisma. Poiché all'epoca l'unico materiale disponibile per ottenere questo obiettivo era il legno, e poiché esso scarseggiava nella zona, si sviluppò una tecnica costruttiva mista con legno e pietrame, caratterizzata da una profonda consapevolezza dei meccanismi di collasso degli edifici. Si può infatti notare come tale sistema preveda l'utilizzo di tetti leggeri in opposizione alla tradizione calabrese, regolarità in pianta, connessioni tra le pareti perimetrali e interne e elementi di controventatura (Figura 1.4). L'efficacia delle connessioni tuttavia non fu tale da evitare ingenti danni nel sisma del 1908 di Messina e Reggio Calabria (Barbisan, 1997), ma nessuno degli edifici costruiti con questa tecnica subì crolli totali.

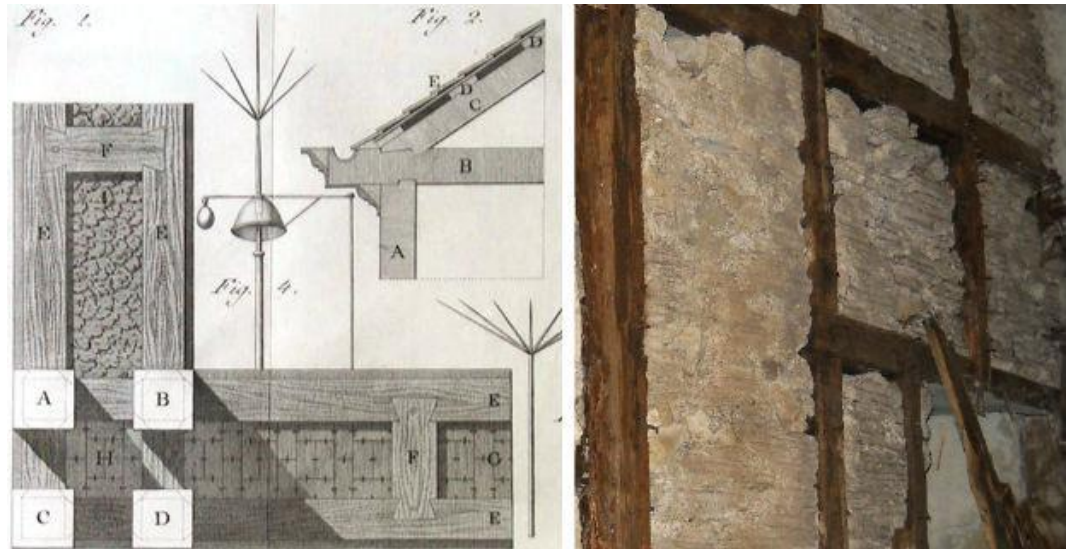


Figura 1.4 - Esempio di casa baroccata e illustrazione di Vincenzo Ferraresi tratta dalla normativa borbonica e pubblicata da Giovanni Vivenzio (Vivenzio, 1783). Immagine tratta da sito web (Grieco, 2013).

1.1.3 Turchia: Hatil e Himis

La Turchia, territorio da sempre fortemente interessato da attività sismica, ha visto nascere una tecnica costruttiva tradizionale che si è diffusa con l'Impero Ottomano fino all'India. Tale tecnica (Figura 1.5) prevedeva una forte differenza tra il sistema costruttivo del piano terra (*hatil*) e quello dei piani superiori (*himis*). Il piano terra era realizzato in pietrame, legato con elementi in legno disposti orizzontalmente lungo tutto il perimetro dell'edificio e sovrapposti agli angoli. Su di esso poggiava l'*himis*, l'insieme dei piani superiori, costruiti con un telaio in legno controventato e riempito di mattoni o pezzetti di legno. L'*himis*, spesso sporgente rispetto all'*hatil*, poggia su di esso attraverso dei puntelli in legno che contribuiscono a proteggere la muratura in pietra del piano terra dal ribaltamento (Langenbach, 2006 A). Una variante dell'*himis* è la tecnica *dizeme*, realizzata sostituendo il tamponamento in mattoni con assi di legno inchiodate al telaio ligneo.



Figura 1.5 - Esempio di edificio realizzato con tecnica himis (Langenbach, 2006 B).

Recentemente queste tecniche tradizionali hanno dimostrato di sapere contrastare i fenomeni sismici in maniera spesso superiore ai telai moderni in c.a., nonostante la povertà di dettagli e l'approccio costruttivo non ingegneristico. Bisogna sottolineare comunque che gran parte dei danni ricevuti dai telai moderni negli ultimi decenni sono da imputare a difetti di realizzazione, alla povertà di dettagli costruttivi e differenze geometriche (Gulkan, et al., 2004): gli edifici moderni erano più alti (5 – 6 piani in media contro i 2 – 3 degli edifici tradizionali), molti edifici sono stati realizzati con materiali e maestranze scadenti e molti telai con tamponamenti rigidi sono rimasti seriamente danneggiati. Come risultato di queste criticità di progettazione che, come nel caso del telaio con tamponamenti rigidi, risultano lo standard costruttivo della maggior parte degli edifici moderni, il comportamento degli edifici tradizionali è stato di gran lunga superiore a quello di edifici ingegnerizzati. Questo in particolare in condizioni ultime (Dogangun, et al., 2006; Gulhan, et al., 2000), in quanto gli edifici tradizionali possono contare su un meccanismo dissipativo stabile come l'attrito tra i tamponamenti e il telaio in legno. La gran quantità di superfici di scorrimento genera un forte smorzamento della sollecitazione sismica, proteggendo l'edificio da effetti di risonanza. Tali effetti di scorrimento relativo tra i componenti dell'edificio si attivano per contro anche per sismi di lieve entità, causando un più frequente danneggiamento delle pareti, anche se al solo livello delle finiture.

1.1.4 Europa settentrionale: *Fachwerk* e *Log House*

Anche nel Nord Europa, nonostante l'attività sismica sia particolarmente ridotta, si sono sviluppate tecniche costruttive antisismiche simili alla tecnica ottomana *himis*. La tecnica *Fachwerk* infatti è caratterizzata dalla presenza di un telaio in legno con tamponamenti in laterizio o altri materiali facilmente reperibili, ed è caratterizzata dalla presenza di controventi, connessioni rigide tra gli elementi e collegamenti ad incastro tra gli elementi lignei (Figura 1.6). Tali dettagli garantiscono una notevole rigidezza alla struttura, senza però impedire la formazione di meccanismi dissipativi per attrito analoghi a quelli presenti nella tecnica *himis*.



Figura 1.6 - Esempi di Fachwerkhaus a Colmar, in Alsazia

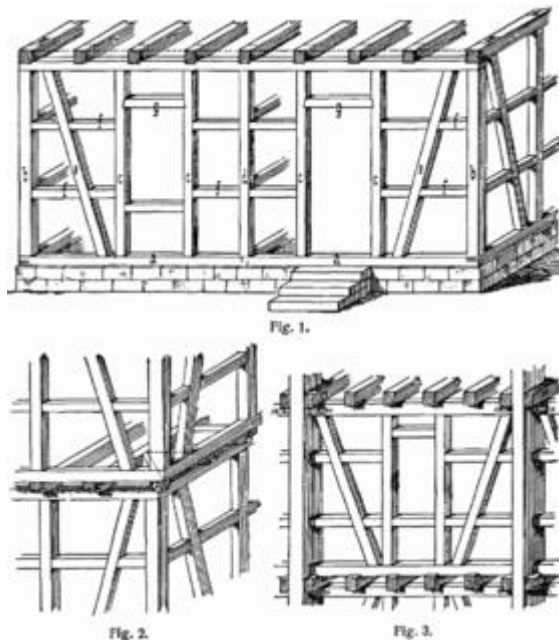


Figura 1.7 - Schema degli elementi portanti del Fachwerk (Lueger, 1843 - 1911)

Un'altra tecnica costruttiva utilizzata nel Nord Europa è la *log house*, cioè la casa di tronchi. I suoi muri sono realizzati impilando tra loro dei tronchi, connessi agli angoli tramite giunzioni ad incastro senza l'ausilio di elementi in metallo. In caso di sisma l'attrito tra i vari tronchi e in corrispondenza dei collegamenti d'angolo, sebbene non raggiunga livelli di dissipazione tali da essere al livello del *Fachwerk*, gioca un ruolo fondamentale nella protezione di tale struttura.

1.1.5 Grecia, isola di Lefkas

Sull'isola di Lefkas è stata sviluppata a fine Ottocento una tecnica costruttiva antisismica basata su una doppia struttura portante. Tale tecnica infatti presenta una struttura in muratura al piano terra, al cui interno è presente una seconda struttura lignea (pilastri di legno) che contribuisce a sostenere i piani superiori: infatti essi, realizzati in telaio ligneo controventato e con angoli rinforzati, appoggiano sia sulla muratura portante che sui pilastri (Figura 1.8). Questo permette alla struttura di reagire favorevolmente senza danni ai sismi di minore intensità, grazie alla rigidezza fornita dalla struttura in muratura, e per i sismi più severi, nel caso in cui si verificino dei crolli in alcune sottoporzioni in muratura, la struttura in legno garantisce la resistenza ai carichi verticali. A causa della natura scadente del suolo dell'isola inoltre le fondazioni sono realizzate in dimensioni notevoli e garantiscono un comportamento unitario della struttura.

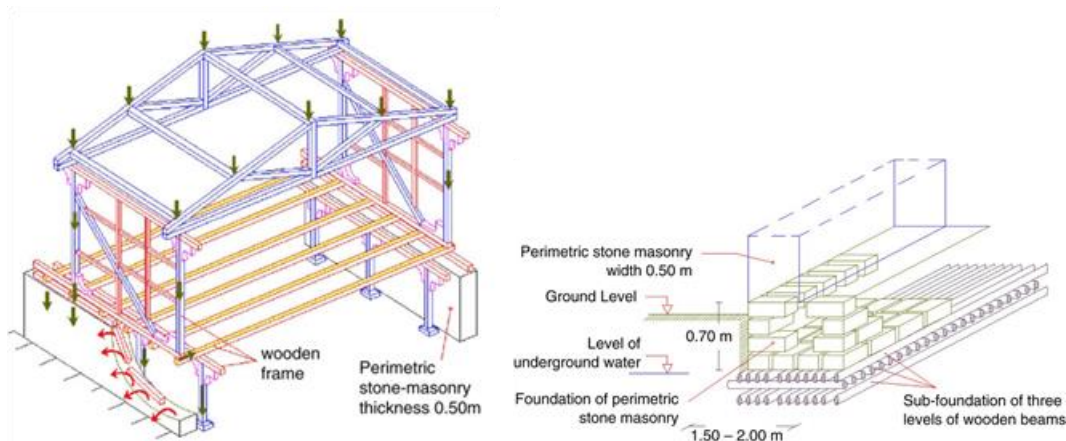


Figura 1.8 - Sistema costruttivo dell'Isola di Lefkas: rappresentazione della struttura fuori terra a sinistra e delle fondazioni a destra (Makarios, et al., 2006)

1.1.6 Kashmir: taq, dhajji-dewari e cator and cribbage

Nel Kashmir, a causa dell'influenza che l'Impero Ottomano vi ha esercitato, si possono ammirare tecniche costruttive simile alla tecnica *himis* in Turchia. La tecnica *taq* (Figura 1.9) è costituita da muraure massicce in pietra con allettamento in malte povere (spesso d'argilla) fasciate ad ogni piano da robuste travi in legno, a cui si sovrappongono i travetti dei solai lignei. Tale sistema conferisce ai vari piani un effetto diaframma, incatenando efficacemente la muratura e garantendo un comportamento unitario della struttura (Langenbach, 1990). La malta di allettamento in argilla permette una buona elasticità della muratura, che è realizzata con elementi di diverse dimensioni, organizzati in maniera ragionata (Neve, 1913). Inoltre i correnti lignei e l'organizzazione della muratura permettono una forte dissipazione di energia per attrito e un maggior numero

di superfici di rottura nella muratura, garantendo così valori dei coefficienti di smorzamento dell'ordine del 20%, contro il 4% della muratura tradizionale.



Figura 1.9 - Utilizzo del legno in un edificio con tecnica taq

L'irregolarità della muratura permette alla stessa di restare unita, mentre l'effetto diaframma dei piani di calpestio protegge l'edificio da collassi locali (Gosain, et al., 1967).

Il secondo sistema costruttivo tipico della zona del Kashmir è il *dhajji-dewari*, anch'esso sistema caratterizzato da un uso ibrido di legno e muratura, molto simile al *fachwerk* nordeuropeo (Figura 1.10). Il *dhajji-dewari*, che significa *muro trapuntato*, è infatti caratterizzato dall'uso di un telaio ligneo molto sottile tamponato con mattoni di laterizio o, nelle costruzioni più povere, di terra cruda. Il telaio in legno ha la funzione di aumentare la resistenza della muratura a meccanismi fuori piano e confinarla allo stesso tempo.



Figura 1.10 - Esempio di edificio in dajji-dewari (2013)

La tecnica del *cator and cribbage* infine è concettualmente simile al *taq*, ma con un uso molto più esteso del legno. Il legno viene utilizzato come rinforzo “incatenando” la muratura con fasce molto fitte (una ogni 25 – 30cm), e sovrapponendosi in corrispondenza degli angoli formando dei pilastri di rinforzo (*cribbage*) come mostrato in Figura 1.11.

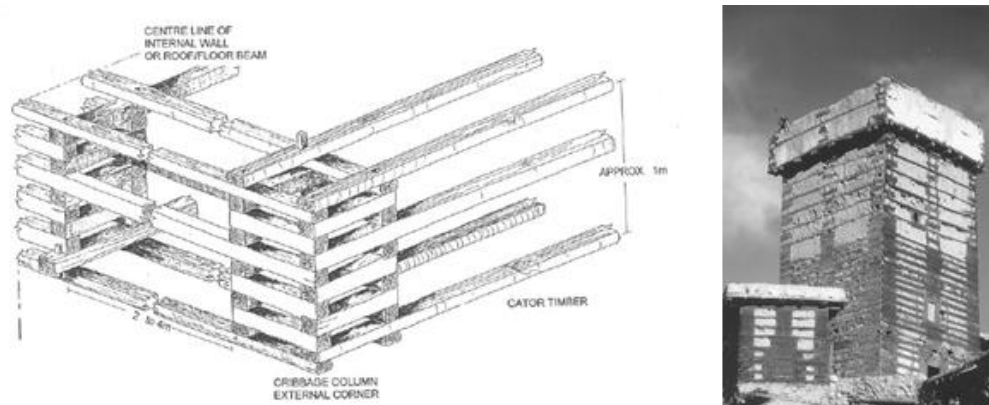


Figura 1.11 - Schema e esempio di utilizzo della tecnica *cator and cribbage* (Hughes, 2000)

Grazie ai numerosi piani di rottura tra muratura e elementi in legno tale tecnica costruttiva gode di notevoli capacità dissipative.

1.1.7 Centro America: *taquezal* e *bahareque*

Spesso originate da una commistione della cultura europea con quella autoctona, le tecniche costruttive tradizionali del Centro e del Sud America si sono sviluppate soprattutto verso una commistione tra elementi in legno o bambù e riempimenti in pietra o terra cruda (*adobes* in particolare). In particolare le tecniche note come *taquezal* (Figura 1.12), originaria del Nicaragua, e *bahareque*, di San Salvador, prediligono l'utilizzo di telai in legno realizzati tra una commistione di elementi massicci (pilastri principali, di passo tipico 2m) e elementi più leggeri, di rinforzo (pilastrini, interasse circa 60cm). Su questo telaio vengono inchiodati listelli in legno a formare un'intercapedine, riempita poi con materiale inerte, principalmente pietra o *adobes* (Langenbach, 2006 A).

Tali tecniche hanno mostrato di poter resistere adeguatamente a terremoti di notevole intensità, come il sisma di Managua (Nicaragua, 5,6 Richter), subendo solamente danni all'intonaco e la caduta di tegole dai tetti¹. Tuttavia in occasione del terremoto del 1972 di Managua (6,2 Richter) e di quello del 1986 di San Salvador (5,5 Richter) la situazione fu decisamente differente: soprattutto nel 1972 la maggior parte

¹ Freeman (Langenbach, 2006 A)

delle oltre 5000 vittime sono morte a causa del crollo della maggior parte degli edifici costruiti con tecnica *taquezal*. I motivi di questo diverso comportamento sono da ricercare nello stato di conservazione dei telai in legno: molti di quelli crollati nel 1986 infatti erano marcescenti o attaccati da insetti, e molti telai erano stati ricostruiti utilizzando legni nordamericani, più soffici rispetto a quelli tropicali precedentemente utilizzati.



Figura 1.12 – Costruzione *taquezal* dopo il terremoto del 1986 (Langenbach, 2006 A)

1.1.8 Sud America: *quincha* e costruzioni in bambù

Le più diffuse tecniche tradizionali sudamericane utilizzano spesso come materiali da costruzione la terra cruda e il bambù. È il caso per esempio del *tapial*, un equivalente della tecnica del *pisè* europea che consiste nella formazione di muri in terra cruda battuta all'interno di casseforme (*rammed earth*) e della tecnica *quincha*, precedente di parecchi secoli alla conquista spagnola. Tale tecnica permette di realizzare strutture con elevatissima flessibilità, ed è costituita da un telaio in legno su cui viene intrecciato un cannicciato e la cui intercapedine viene riempita di terra cruda, a volte addizionata con paglia o calce (Figura 1.13).



Figura 1.13 - Esempio di parete realizzata con tecnica *quincha*

Molto diffusa è anche la tecnica del *bahareque hueco*, cioè *vuoto*, differente rispetto alla tecnica centroamericana in quanto utilizza una struttura cava in legno e canne su cui

viene steso direttamente l'intonaco, tanto che tale tecnica è stata oggetto di ricerca del *Costa Rican National Bamboo Project* (Figura 1.14). Ai fini di tale ricerca sono stati realizzati alcuni prototipi costruiti con pannelli prefabbricati in legno e un singolo strato di canne, su cui poi viene steso uno strato di intonaco cementizio di 5cm di spessore. Tali prototipi sono stati recentemente interessati da un terremoto di forte intensità (7,5 Richter) senza riscontrare alcun danno nonostante si trovassero in zona epicentrale (Gutierrez, 2004).



Figura 1.14 - Edificio sperimentale realizzato in bahareque hueco senza intonaco (a sinistra) e dopo il completamento (a destra) (Gutierrez, 2004)

1.2 I tamponamenti in laterizio nell'edilizia contemporanea

Dal secondo dopoguerra in poi si è diffusa enormemente in Italia e, più in generale, nell'Europa Mediterranea, la tecnica costruttiva nota come telaio tamponato, costituita da un telaio, generalmente in c.a., tamponato con pareti in laterizio (pieno e forato) o in altri materiali industrializzati. Il motivo di tale diffusione sta nelle necessità di ricostruzione post-belliche, che richiedevano grande disponibilità di materiale, processi di produzione industrializzati e standardizzati, e quindi produzione di massa, col duplice scopo di costruire moltissime abitazioni in poco tempo e di risollevare un'economia provata dagli sforzi bellici. Non essendo presente una normativa antisismica ed essendo questa tecnica costruttiva molto giovane la maggior parte degli edifici realizzati fino agli anni '70 non dispongono di dettagli costruttivi né di soluzioni globali adatte a resistere adeguatamente ad un evento sismico. In particolare, anche dopo l'avvento delle normative per un'edilizia sismoresistente (legge 64 del 1974), il fenomeno dell'interazione tra telaio e tamponamento non è ancora stato recepito. Anche le norme attuali, come le NTC 2008 e l'Eurocodice 8, hanno forti carenze nella definizione del fenomeno. Per comprendere appieno questo fenomeno bisogna contestualizzarne chiaramente l'ambito.

Come muri di tamponamento si intendono tutti quei muri perimetrali di un edificio, incorniciati in un telaio portante, che non ricoprono un ruolo strutturale primario ma che fungono invece come riempimento o divisione tra ambiente interno ed esterno.

Nell'Europa mediterranea, come accennato precedentemente, sono generalmente realizzati in blocchi di laterizio o altri materiali fragili, quali blocchi in calcestruzzo cellulare, principalmente per motivi tradizionali, economici e realizzativi. Realizzare una tamponatura in laterizio infatti comporta i seguenti vantaggi:

- Il laterizio è un prodotto economicamente competitivo e fortemente industrializzato: l'argilla è un materiale economico, disponibile in grandi quantità. È possibile produrre laterizi di molte forme e dimensioni a livello industriale lasciando all'impresa il solo compito di assemblare la parete;
- Il laterizio appartiene ad una tradizione costruttiva millenaria, e fornisce quindi una sensazione psicologica di sicurezza e affidabilità, sia per l'impresa costruttrice che per l'utente finale;
- Il laterizio è un materiale modulare fortemente adattabile alle dimensioni dei tamponamenti grazie alla possibilità di dividere facilmente i blocchi in elementi più piccoli e assorbire le irregolarità costruttive attraverso la gestione dello spessore di malta.

Tali vantaggi sono innegabili, tuttavia le analisi recenti dei danni sismici su edifici realizzati in telai tamponati ha messo in luce diverse carenze di questo materiale dal punto di vista del comportamento antisismico. Tali carenze sono particolarmente visibili negli effetti del terremoto dell'Aquila del 2009, in cui una progettazione carente e non attenta al ruolo chiave dei tamponamenti nella risposta antisismica ha causato gravi danneggiamenti del patrimonio edilizio.

1.3 Ruolo dei tamponamenti nella risposta antisismica

I tamponamenti sono storicamente considerati come elementi non strutturali, e quindi non interagenti con la risposta sismica globale dell'edificio. Solo nelle normative più recenti comincia ad essere incluso il concetto di interazione tra telaio e tamponamento, ma comunque in modo necessariamente riduttivo, vista la difficoltà nel prevedere il comportamento di questi elementi (Mahdi, et al., 2009).

Le caratteristiche principali di questo tipo di tamponamenti sono infatti tre: la loro elevata rigidezza, la loro fragilità e i loro numerosi meccanismi di collasso, raggruppabili in 5 categorie (Mehrabi, et al., 1996):

- **Meccanismo A:** rottura per flessione dell'intero portale tamponato; la struttura nell'insieme si comporta come una mensola entrando in crisi per flessione;
- **Meccanismo B:** rottura per scorrimento orizzontale nel letto di malta;
- **Meccanismo C:** rottura per fessurazione diagonale nel pannello; può generare collassi per taglio nei pilastri o la formazione di cerniere plastiche in zone non previste;
- **Meccanismo D:** scorrimento orizzontale diffuso nei letti di malta; può avvenire in caso di malta di qualità scadente;
- **Meccanismo E:** rottura per schiacciamento agli angoli del tamponamento, causato dalla formazione di un puntone diagonale.

Vista l'enorme diversità dei meccanismi di collasso e i numerosi fattori da cui dipendono (forma, percentuale di foratura, qualità del materiale, qualità della malta, posa, proporzione dell'area tamponata e altri) è sostanzialmente impossibile determinare con sicurezza le proprietà dei tamponamenti in campo anelastico, cioè posteriore alla rottura dello stesso. Poiché inoltre il comportamento fuori piano dei tamponamenti dipende fortemente dal grado di danneggiamento degli stessi è senza dubbio possibile affermare come questo tipo di tecnica costruttiva dia luogo ad un'elevatissima incertezza di comportamento.

La mancata valutazione dell'effetto dell'interazione dei tamponamenti col telaio può portare alle conseguenze così riassunte:

- Formazione di piano debole, spesso causato da una debolezza congenita nella distribuzione dei tamponamenti (edifici su *pilotis*) o dal collasso degli stessi in una zona circoscritta, come il piano soggetto al massimo *drift*;
- Torsione in pianta, riconducibile ad una distribuzione irregolare in pianta dei tamponamenti, che sposta la posizione del centro di rigidità rispetto alla struttura non tamponata;
- Rottura per taglio nei pilastri, riscontrabile in caso di pilastri poco resistenti a taglio e tamponamenti robusti;
- Formazione di pilastro corto dovuta alla presenza di tamponamenti che coprono solo parzialmente in elevazione la luce dei pilastri (presenza di finestre a nastro);
- Collasso a taglio delle colonne a seguito dello scorrimento di parte del tamponamento su uno o più letti di malta;

- Distacco dal telaio e conseguente espulsione fuori piano dei tamponamenti, causati da un collegamento inefficiente tra detti elementi e la struttura portante.

Si noti come queste problematiche possano essere causate sia dalla mancata valutazione dell'interazione tra telaio e tamponamento in campo elastico, sia e soprattutto dall'incertezza di comportamento in campo plastico (o post – picco) dei tamponamenti, che causa una variazione imprevedibile ed irreversibile della loro risposta sismica e conseguentemente della risposta sismica globale dell'edificio con un elevato rischio in termini di vite umane e danni economici in caso di terremoti di forte intensità (Dolšek, et al., 2008). Inoltre anche le strutture a setti sono vulnerabili a questo tipo di problematica, sebbene, grazie all'elevata robustezza delle pareti di controvento, limitino i danneggiamenti ad un livello locale. Attualmente le prescrizioni degli eurocodici non sono in grado di garantire una sicurezza adeguata nel comportamento sismico dei telai tamponati (Hak, et al., 2012). È nell'ottica di questo fatto che negli ultimi anni si è sviluppato il ramo di ricerca incentrato sui tamponamenti duttili.

1.4 Stato dell'arte dei tamponamenti duttili e dissipativi

Lo studio di tecniche costruttive di tamponamenti in laterizio alternative a quella attualmente impiegata è un campo di ricerca piuttosto recente, che si prefigge di ingegnerizzare tecniche costruttive molto simili alla tecnica tradizionale che garantiscano però oggettivi vantaggi dal punto di vista antisismico. Tali ricerche sono divise in due filoni principali: il primo ricerca una elevata duttilità del tamponamento, elevate capacità dissipative e soprattutto un meccanismo di collasso guidato e facilmente modellabile; il secondo è caratterizzato dal rinforzo dei tamponamenti in modo che possano sopportare sforzi molto più elevati di quelli attualmente assorbibili, in modo da opporsi al sisma contribuendo col loro benefico ruolo irrigidente della struttura. Poiché lo scopo di questa ricerca rientra nel primo filone, cioè nella messa a punto di tecniche costruttive votate a garantire duttilità e bassa rigidezza ai tamponamenti, verranno elencate solo le più importanti ricerche in questo campo.

Aref e Jung: tamponamenti in polimeri compositi

La ricerca di Aref e Jung si propone di sperimentare una tipologia di tamponamento dalle elevate capacità dissipative (Aref, et al., 2003). Essi hanno avviato una campagna sperimentale in tre test per studiare il possibile impiego di tamponamenti dissipativi in materiale polimerico. Due dei tre provini sono infatti costituiti da un telaio in acciaio ad un piano ed una campata, tamponato con pannelli realizzati in materiali polimerici compositi; il terzo test ha riguardato, per confronto, il telaio nudo.

I pannelli sono costituiti da due elementi in polimero fibrorinforzato con un riempimento in schiuma vinilica, uno utilizzato come nucleo della parete e l'altro realizzato intorno al primo come elementi di confinamento. I due pannelli concentrici sono connessi e distanziati da uno strato in materiale viscoelastico a nido d'ape, agente come elemento dissipativo e caratterizzato da un elevato coefficiente di smorzamento (Figura 1.15).

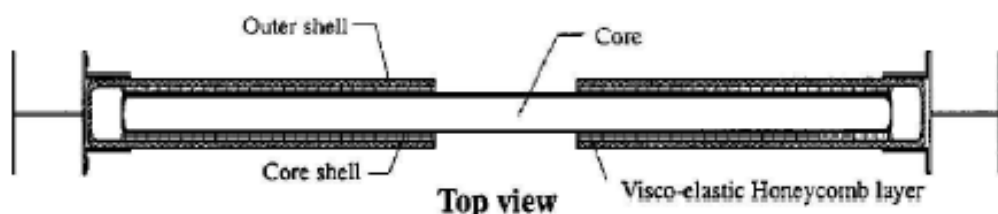


Figura 1.15 - Schema rappresentativo del tamponamento in polimeri composti fibrorinforzati (Aref, et al., 2003)

Tutti i provini sono realizzati in modo da essere rappresentativi di una struttura esistente progettata per resistere ai soli carichi verticali. In entrambi i casi il tamponamento è stato connesso alla struttura in acciaio con uno strato in resina epossidica per garantire una perfetta aderenza tra gli elementi. In un solo caso la connessione col telaio è stata ulteriormente rinforzata con l'uso di connettori.

I tamponamenti così realizzati hanno mostrato notevole duttilità ed elevate proprietà dissipative: la capacità dissipativa è infatti tripla rispetto a quella del telaio nudo per piccoli spostamenti, e cresce al crescere di questi. Il tamponamento non ha mostrato segni di degrado di resistenza o rigidità fino al collasso per instabilità, tuttavia è soggetto ad un pronunciato fenomeno di pinching.

El Dakhakhni e al.: tamponamenti rinforzati in GFRP

L'idea di aumentare la resistenza a taglio dei tamponamenti e prevenirne il degrado post-picco delle proprietà con l'utilizzo di rinforzi in GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) è alla base di questa estesa campagna sperimentale consistente in sei provini realizzati con un telaio in acciaio ad un piano ed una campata riempita con diverse configurazioni di tamponamento (El Dakhakhni, et al., 2004). L'obiettivo è determinare una tipologia di "tamponamento ingegnerizzato" con un comportamento post-picco stabile ed un meccanismo di collasso controllato in modo da evitare fenomeni di collasso improvviso. Il rinforzo in GFRP è stato applicato in due strati: il primo perpendicolare ai letti di malta, il secondo parallelo ad essi.

Tutti i provini rinforzati in GFRP hanno visto la propria resistenza e rigidità aumentare rispetto ai provini in tamponamento tradizionale e il rinforzo in fibra di vetro ha permesso di evitare fenomeni di collasso, anche locali, e di garantire un

comportamento post-picco stabile. Gli autori hanno osservato come il meccanismo di collasso graduale e prolungato abbia permesso di dissipare quantità di energia ben maggiori rispetto a quelle di un tamponamento tradizionale.

Mohammadi e al.: studi su soluzioni costruttive finalizzate alla duttilità dei tamponamenti

Un importante studio verso la duttilità dei tamponamenti è stato svolto da Mohammadi (Mohammadi, et al., 2010; Mohammadi, et al., 2011), che ha testato tre diverse tecniche costruttive volte al conseguimento di un'elevata duttilità delle pareti.

Lo studio si è articolato in due fasi distinte: la prima, volta a sperimentare differenti tecniche costruttive, si è composta di uno studio su tre differenti configurazioni di tamponamenti. La seconda si è concentrata sull'approfondimento di una delle tre tecnologie sperimentate precedentemente.

La prima tecnologia presa in considerazione è caratterizzata dall'utilizzo di un tamponamento tradizionale a cui sono stati rimossi gli angoli superiori, a contatto col nodo trave colonna, al fine di prevenire la formazione di un puntone compresso nella parete (Figura 1.16).

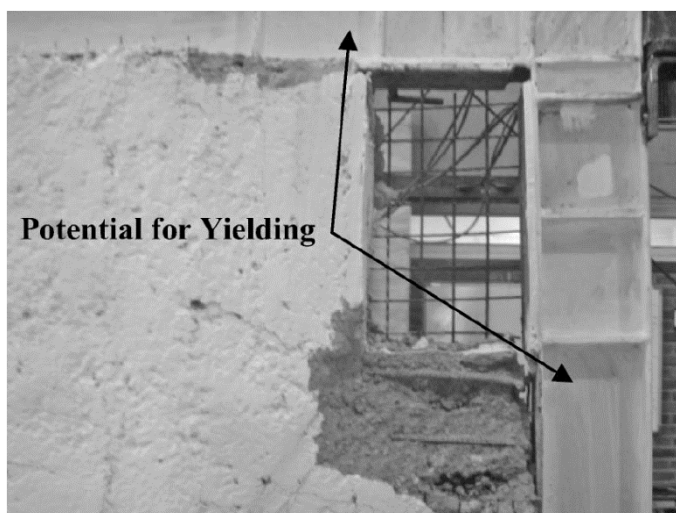


Figura 1.16 - Dettaglio del primo provino, caratterizzato dalla rimozione degli angoli superiori (Mohammadi, et al., 2011)

Il risultato di questa prova ha mostrato come la rimozione degli angoli non è in grado di impedire completamente la formazione di un puntone compresso, ma permette di ritardare notevolmente il fenomeno: il collasso del muro di tamponamento si è infatti verificato per drift dell'ordine del 5%.

La seconda tecnologia sperimentata è caratterizzata da un intervento di riduzione della sezione resistente alla base delle colonne per poter controllare il posizionamento della cerniera plastica (Figura 1.17). Il tamponamento non è stato invece modificato.



Figura 1.17 - Dettaglio del secondo provino con riduzione locale della sezione resistente dei pilastri (Mohammadi, et al., 2011)

Il comportamento del provino è stato caratterizzato da uno scorrimento orizzontale del tamponamento e dal collasso del sistema per instabilità della sezione ridotta della colonna. Non è stato tuttavia riscontrato un incremento di duttilità.

La terza tecnologia impiegata consiste nella formazione di due giunti di scorrimento all'interno della parete di tamponamento, realizzati con piatti di acciaio sovrapposti tra loro e liberi di scorrere l'uno sopra l'altro.

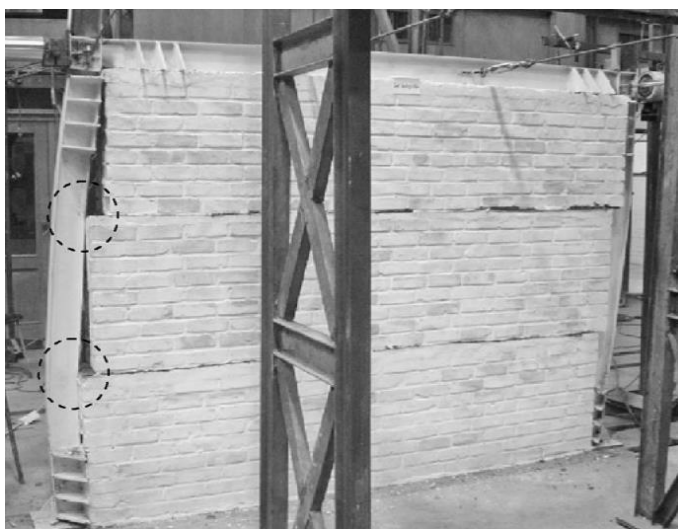


Figura 1.18 - Dettaglio del terzo provino, realizzato con giunti di scorrimento orizzontali (Mohammadi, et al., 2011)

Il tamponamento così realizzato ha mostrato elevate capacità di deformazione e dissipazione, raggiungendo il termine della prova senza mostrare segni visibili di danneggiamento. Gli autori tuttavia affermano come questa tecnologia renda le colonne più vulnerabili a taglio e possa indebolire il tamponamento nella risposta fuori piano.

Alla luce di questi risultati la seconda serie di test si è occupata di approfondire il comportamento di tamponamenti con giunti di scorrimento.

La prima variante è stata realizzata ripartendo il tamponamento in due porzioni orizzontali, divise tra loro da due piatti d'acciaio sovrapposti e spinottati ai pannelli murari separati da un terzo piatto d'acciaio libero di scorrere (Figura 1.19). Gli elementi d'acciaio sono stati sagomati per impedire uno scorrimento fuori piano, e i pannelli murari sono stati realizzati in modo da evitare un collasso per taglio dei pilastri nella zona centrale.

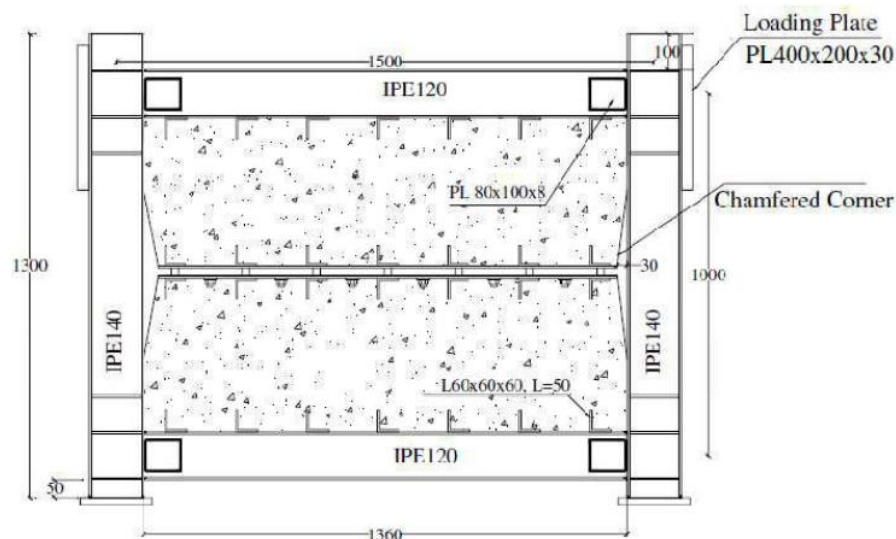


Figura 1.19 - Progetto del provino con giunto di scorrimento (Mohammadi, et al., 2011)

I provini così realizzati hanno mostrato una rigidità superiore alle aspettative, secondo gli autori dovuta ad effetti del secondo ordine quali il confinamento operato dalla trave superiore. Per drift elevati i provini hanno mostrato fessurazioni negli angoli in corrispondenza dei nodi trave – colonna e la formazione di cerniere plastiche alle estremità della trave superiore, mostrando tuttavia un degrado di rigidità e resistenza praticamente nullo rispetto a quello di un tamponamento tradizionale.

Dopo essere stati riportati in configurazione indeformata i provini sono stati testati nella resistenza fuori piano, resistendo per forze equivalenti a 4,5g.

Gli autori dichiarano di aver ottenuto un incremento di 5 volte in duttilità ed energia dissipata rispetto ad un tamponamento tradizionale, coniugati al vantaggio di poter decidere a priori il meccanismo di collasso della parete e la resistenza del giunto di scorrimento.

Preti e al.: tamponamenti con giunti di scorrimento

Preti ed altri (Preti, et al., 2012) hanno proseguito lo studio di questo filone di ricerca, testando sperimentalmente 4 provini in scala reale, realizzati all'interno di un telaio in acciaio, col fine di verificare la duttilità e le capacità dissipative dei tamponamenti con giunti di scorrimento per diversi materiali, sia nel comportamento in piano che nel

comportamento fuori piano. In particolare hanno testato, in una prima fase di sperimentazione (Bettini, 2010) votata alla definizione di un comportamento nel piano:

- Un tamponamento in terra cruda senza giunti di scorrimento;
- Un tamponamento in terra cruda con giunti di scorrimento orizzontali;
- Un tamponamento in laterizio tradizionale;
- Un tamponamenti in laterizio con giunti di scorrimento orizzontali.

Mentre in una seconda campagna sperimentale (Migliorati, 2014) sono stati testati, sia per il comportamento nel piano che in quello fuori piano:

- Un tamponamento in laterizio tradizionale;
- Un tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento orizzontali;
- Un tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento orizzontali e un'apertura;
- Un tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento orizzontali ed un sistema di precompressione.

I risultati hanno mostrato come i tamponamenti in terra cruda, a causa della deformabilità del materiale, non presentino segno di danneggiamento anche a seguito di drift molto elevati e in particolare nel caso con giunti in scorrimento. Tuttavia presentano un minore potere dissipativo rispetto ai tamponamenti in laterizio con giunti di scorrimento. Questi sono risultati decisamente duttili, in particolare nel caso in cui sia stato rimosso il contatto tra il tamponamento e la trave superiore. Infatti, se la parete comincia a fessurarsi all'1% di drift per un tamponamento con giunti che si sviluppi fino alla trave superiore, tale fessurazione non ha luogo invece nel caso in cui tale contatto venga rimosso: la parete così modificata ha subito un drift del 2,5% senza fessurazioni aggiuntive e con una rigidezza ben minore a quella di un telaio tamponato. La Figura 1.20 mostra come un tamponamento ripartito possa sopportare un drift del 3% opponendo solo 150kN di forza, contro i 400kN opposti da un tamponamento tradizionale per un drift dell'1%.

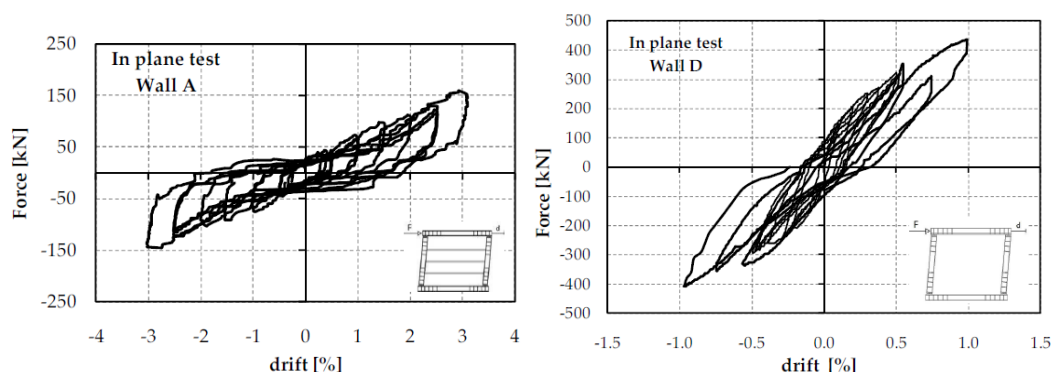


Figura 1.20 - Confronto tra comportamento nel piano di una parete di tamponamento in laterizio con giunti orizzontali in legno (a sinistra) e un tamponamento tradizionale in laterizio (a destra) (Migliorati, 2014; Preti, et al., 2014)

Utilizzando un sistema di precompressione regolabile per studiare le proprietà dissipative del meccanismo attritivo si è visto come sia la fessurazione della parete che le capacità dissipative della stessa siano proporzionali al carico di precompressione, rendendo questo meccanismo un possibile strumento per realizzare sistemi passivi e prevedibili di dissipazione sismica (Figura 1.21).

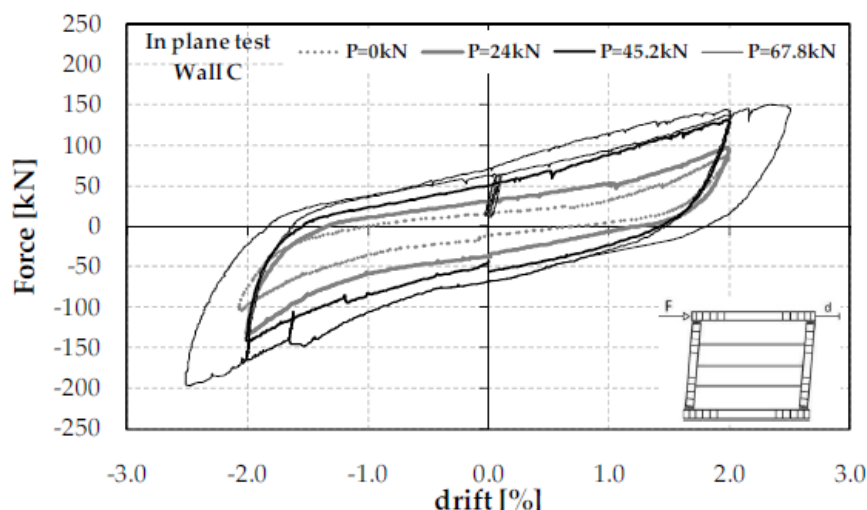


Figura 1.21 - Relazione tra proprietà dissipative di una parete con giunti orizzontali e il carico di precompressione applicato sulla stessa (Migliorati, 2014)

La presenza di aperture sembra interferire inoltre con le capacità deformative del sistema a giunti di scorrimento orizzontali, rendendo il tamponamento nel complesso più rigido e più sensibile al danneggiamento rispetto ad un campione equivalente ma senza aperture, e soggetto a danneggiamento per drift minori, pari a circa l'1% (Figura 1.22).

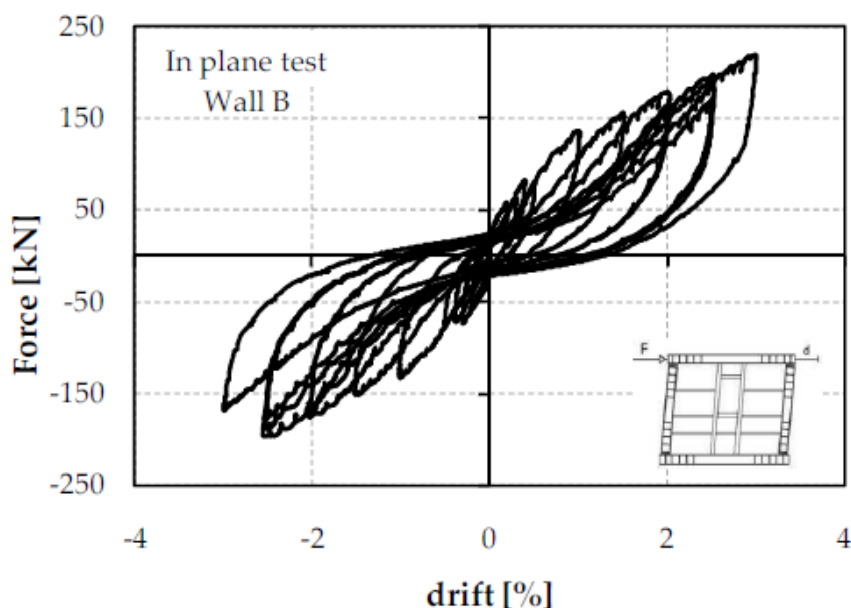


Figura 1.22 - Relazione carico - spostamento in una parete con giunti di scorrimento orizzontali e apertura (Migliorati, 2014; Preti, et al., 2014)

La resistenza fuori piano dei sistemi in laterizio con giunti di scorrimento è risultata pienamente soddisfacente, dell'ordine di 4g, anche dopo aver subito una deformazione nel piano di 2,5% di drift, rendendo il sistema più sicuro di un tamponamento tradizionale in quanto le sollecitazioni nel piano non generano danneggiamenti generalizzati. Non sono stati invece eseguiti test fuori piano per i tamponamenti in terra cruda.

Nella presente campagna sperimentale verrà approfondito il ruolo dei giunti di scorrimento sia orizzontali che verticali nella risposta sismica dei tamponamenti. Le prove contenute nella presente tesi sono:

- Test nel piano della parete di tamponamento con giunti di scorrimento orizzontali e precompressione, già utilizzata da Migliorati (Migliorati, 2014; Preti, et al., 2014), riparata per mezzo di un intonaco armato in fibra di vetro.
- Test nel piano e fuori dal piano di una parete di tamponamento con giunti verticali e soluzione di continuità tra il laterizio e la trave superiore.

Le prove in programma, con sola progettazione del test, sono invece:

- Test nel piano e fuori piano della parete con giunti verticali citata al punto precedente, a seguito del riempimento con malta del *gap* tra laterizio e trave superiore.
- Test nel piano e fuori piano di una parete di tamponamento in laterizio con giunti verticali e apertura centrale a tutta altezza.
- Test nel piano e fuori piano di una parete di tamponamento in terra cruda (*adobes*) con giunti di scorrimento orizzontali.

CAPITOLO 2. Prove sperimentali su tamponamenti in scala reale

2.1 Programma di ricerca

Il programma di ricerca nel quale si inserisce questo lavoro di tesi si propone di proseguire la sperimentazione iniziata negli ultimi anni ad opera di professori Preti, Giuriani e Plizzari sui muri di tamponamento duttili con giunti di scorrimento in legno (Bettini, 2010; Migliorati, 2014; Preti, et al., 2012). L'obiettivo che tale ricerca si propone è quello di determinare e raffinare una tecnica costruttiva alternativa ai tamponamenti tradizionali che dia garanzie di elevata duttilità e ridotta rigidità, in modo da limitare il più possibile il fenomeno di interazione tra telaio portante e tamponamento nel caso di sollecitazioni orizzontali, e che allo stesso tempo sia facilmente cantierabile. Si intende inoltre di studiare un meccanismo che permetta a questi tamponamenti duttili di possedere elevate capacità dissipative.

Le prove attualmente in programma sono:

- Prove contenute nella presente tesi:
 - Test nel piano della parete di tamponamento con giunti di scorrimento orizzontali e precompressione, già utilizzata da Migliorati (Migliorati, 2014; Preti, et al., 2014), riparata per mezzo di un intonaco armato in fibra di vetro.
 - Test nel piano e fuori dal piano di una parete di tamponamento con giunti verticali e soluzione di continuità tra il laterizio e la trave superiore.
- Prove in programma, con sola progettazione del test:
 - Test nel piano e fuori piano della parete con giunti verticali citata al punto precedente, a seguito del riempimento con malta del *gap* tra laterizio e trave superiore.
 - Test nel piano e fuori piano di una parete di tamponamento in laterizio con giunti verticali e apertura centrale a tutta altezza.
 - Test nel piano e fuori piano di una parete di tamponamento in terra cruda (*adobes*) con giunti di scorrimento orizzontali.

Il programma attuale si propone in primo luogo di riparare la parete di tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento orizzontali e sistema di precompressione oggetto della tesi di Marco Vecchi (2014) con un sistema che permetta

di ripristinarne le capacità statiche e dissipative “cucendo” le fessure realizzatesi durante il test, e testare nuovamente la parete con diversi gradi di precompressione per valutare l’efficacia di tale operazione (Figura 2.1). Come sistema di riparazione si è deciso di utilizzare un intonaco armato con rete in fibra di vetro interrotto in corrispondenza dei giunti di scorrimento, in modo da garantire una buona rigidezza delle sottoporzioni di muratura senza compromettere lo scorrimento in corrispondenza dei giunti. La prova in questione verrà eseguita applicando delle sollecitazioni solamente nel piano della parete.

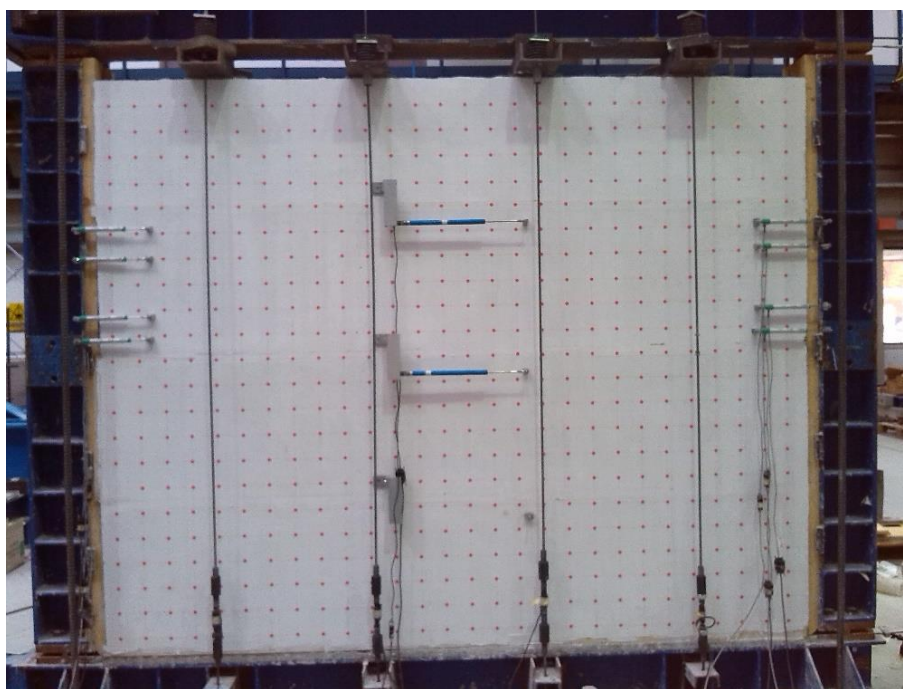


Figura 2.1 - Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento orizzontali, sistema di precompressione e intonaco armato

In secondo luogo si prevede di investigare il comportamento di pareti di tamponamento con giunti in legno nel caso in cui questi siano orientati verticalmente. Il motivo di tale scelta è da ricercare nella maggior facilità costruttiva di tale tecnica: poiché i giunti sono disposti verticalmente non devono essere interrotti in presenza di porte e finestre, facilitando quindi la messa in opera. Inoltre il comportamento fuori piano del sistema, governato dalla lunghezza dei listelli in legno, non dipende dall’interasse tra i pilastri ma dall’interasse tra le colonne, distanza soggetta a minori variazioni. Il comportamento di queste pareti verrà analizzato con 2 provini, entrambi testati con sollecitazioni sia nel piano che nel fuori piano del tamponamento. Il primo provino (Figura 2.2), costituito da 4 sottoporzioni di muratura separate dai giunti in legno, simulerà il comportamento di una parete cieca, mentre il secondo provino (Figura 2.3), costituito da tre sottoporzioni di muratura di cui la centrale verrà lasciata vuota, simulerà quello di una parete con apertura a tutta altezza.



Figura 2.2 - tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento verticali

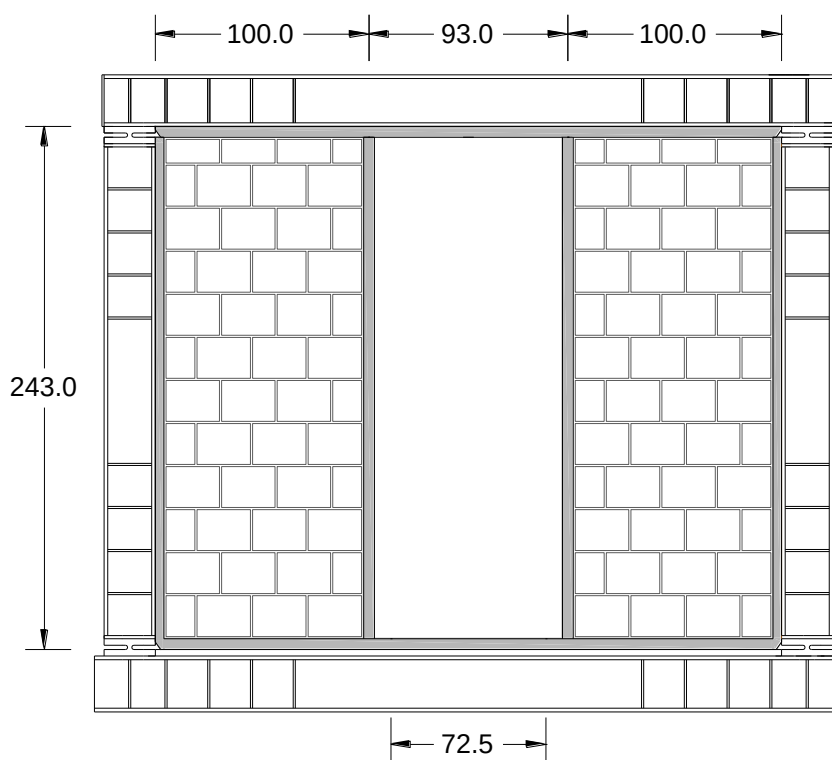


Figura 2.3 - Schema realizzativo del tamponamento in laterizio con giunti verticali e apertura centrale

In terzo luogo si intende valutare la resistenza fuori piano dei tamponamenti in terra cruda con giunti di scorrimento orizzontali in legno (Figura 2.4). Tale prova sarà eseguita su una parete cieca, divisa in quattro sottoporzioni orizzontali di muratura come nel test

eseguito da Nicola Bettini (2010), con l'obiettivo principale di stimare le caratteristiche di resistenza fuori piano di questo tipo di tecnica costruttiva.

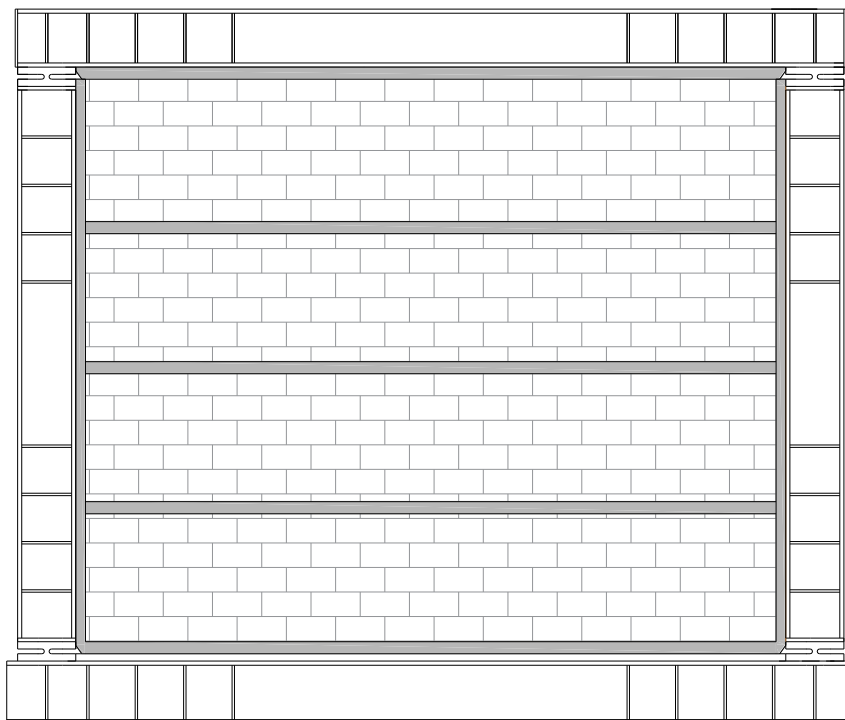


Figura 2.4 - Schema realizzativo del tamponamento in terra cruda con giunti di scorrimento orizzontali

I test fuori piano dei provini saranno eseguiti con l'ausilio di una struttura di carico progettata ad hoc¹, che permetterà un miglior controllo della forza applicata sulla parete rispetto ai test precedenti (Migliorati, 2014).

L'obiettivo di questa tesi è di eseguire i test sui primi due campioni (la parete con giunti orizzontali e precompressione e la parete cieca con giunti verticali) e progettare la struttura di carico fuori piano.

2.2 Tecnica costruttiva

La tecnica costruttiva utilizzata si basa sull'idea che l'inserimento di giunti di scorrimento attritivi in una parete di tamponamento sia in grado di ridurre la rigidità e al contempo incrementarne le capacità deformative e dissipative, senza pregiudicarne la resistenza a sollecitazione fuori dal piano. Attraverso la messa in opera di tali giunti si ricerca infatti una riduzione sostanziale della rigidità complessiva della parete, e quindi del meccanismo di interazione tra telaio e tamponamento, accompagnata da una notevole capacità deformativa del sistema.

¹ Per la progettazione dettagliata della struttura di carico vedere il §CAPITOLO 1 a pag. 43

Tale meccanismo di scorrimento dissipativo è sviluppato attraverso l'utilizzo di inserti in legno che dividono in fasce la muratura, sfruttando il fatto che il comportamento dell'interfaccia tra il legno e la malta è governato dal solo attrito a causa dell'assenza di adesione tra i due materiali. Il vantaggio sta nel fatto che il meccanismo di attrito possiede proprietà dissipative stabili ed efficaci. La ricerca oggetto di questa tesi si pone due obiettivi: da un lato quello di proseguire lo studio sull'efficacia della messa in opera di un meccanismo di precompressione per trasformare un tamponamento con giunti di scorrimento orizzontali in un meccanismo dissipativo efficiente, affidabile e facilmente quantificabile, dall'altro quello di studiare il comportamento di una parete con giunti di scorrimento verticali per valutare le differenze che intercorrono tra questo sistema e quello con giunti orizzontali. Tale tipologia di giunti permetterebbe infatti una messa in opera del tamponamento più agevole in presenza di finestre e una resistenza fuori piano indipendente dalla luce tra i pilastri.

2.2.1 Tamponamento in laterizio con giunti orizzontali, sistema di precompressione verticale e intonaco armato

Introduzione alla prova

Nel lavoro di ricerca precedente (Vecchi, 2014) è stato mostrato come il comportamento nel piano di tamponamenti in laterizio con giunti di scorrimento orizzontali possa essere reso fortemente dissipativo grazie all'inserimento di un sistema di precompressione, al prezzo di un maggior danneggiamento della parete. Tale danneggiamento non compromette tuttavia il comportamento del tamponamento: nonostante il laterizio si fessuri localmente per drift elevati (Figura 2.5), la risposta isteretica del sistema non subisce fenomeni di *pinching* (Figura 2.6), segno che non si ha degrado di resistenza del materiale.

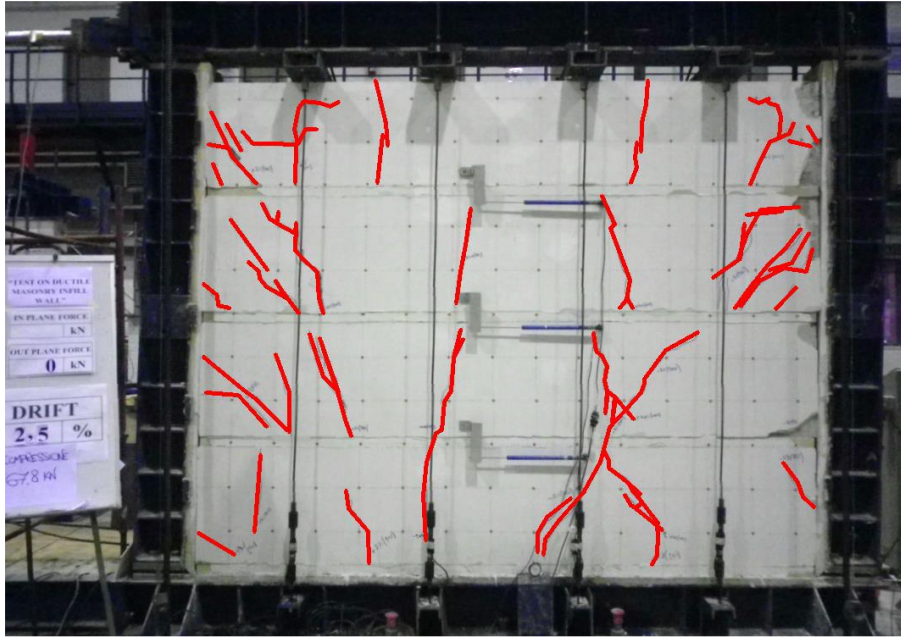


Figura 2.5 - Quadro fessurativo al termine della prova sulla parete in laterizio con giunti orizzontali e precompressione oggetto della tesi precedente (Vecchi, 2014)

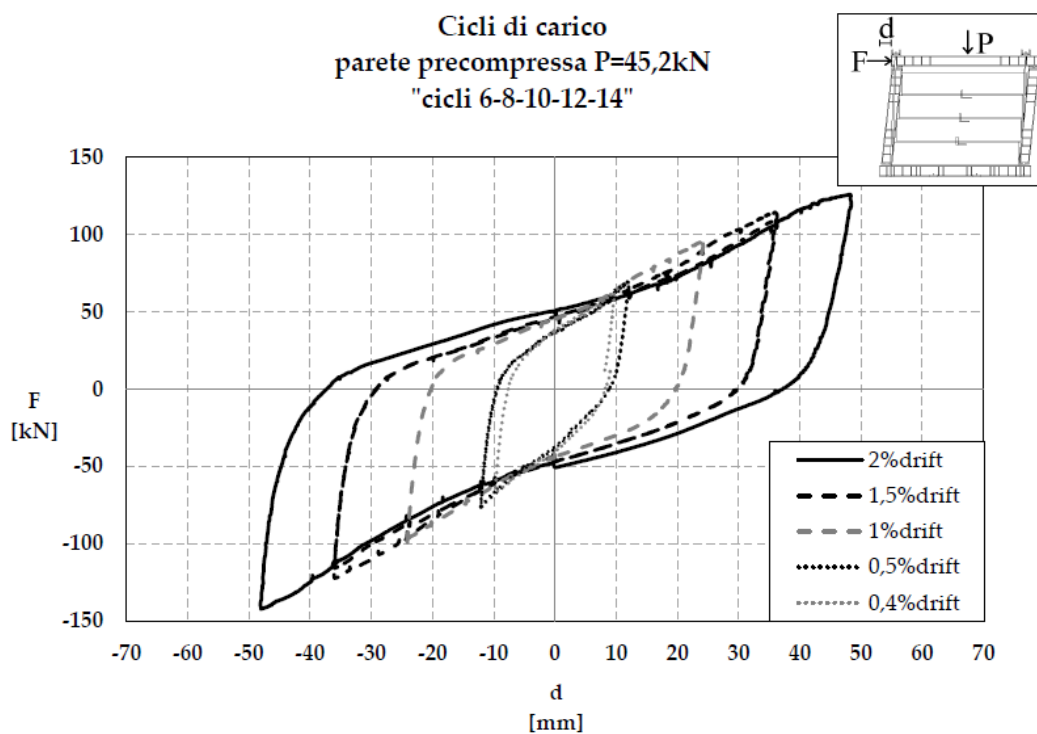


Figura 2.6 - Risultati della parete sperimentale precompressa, senza intonaco armato, oggetto della tesi precedente (Vecchi, 2014)

Il danneggiamento del laterizio rappresenta però una realtà potenzialmente sgradita, in quanto uno degli obiettivi della tecnica costruttiva con giunti in legno è far sì che il danno sia di lieve entità e localizzato prevalentemente in corrispondenza dei giunti di scorrimento per permettere una facile riparazione. Tuttavia il danno può risultare pienamente accettabile nel momento in cui non compromette il comportamento globale

del sistema e può essere riparato con la sostituzione dell'intonaco. Viene quindi predisposta una prova analoga a quella eseguita da Vecchi nella sua tesi di ricerca, con l'obiettivo sia di ipotizzare una riparazione del sistema a seguito di un danneggiamento da sisma, sia di valutare l'incremento di resistenza che si avrebbe affogando nell'intonaco una rete di armatura che si interrompa in corrispondenza dei giunti. Tale soluzione si prefigge il compito di irrigidire e rinforzare le diverse fasce di laterizio separatamente senza contrastare lo scorrimento in corrispondenza dei giunti e allo stesso tempo di "cucire" le fessure originate nel laterizio durante il test precedente. Si prefigge inoltre di valutare la massima dissipazione permessa del sistema rinforzato anche accettando un ulteriore degrado del laterizio.

Modello di comportamento

Come schematizzato in Figura 2.7 la rigidezza della parete è determinata da diversi fattori, tra cui i principali sono la formazione di puntoni nei pannelli murari e l'insorgere di fenomeni attritivi lungo l'interfaccia tra i giunti di scorrimento e i pannelli murari.

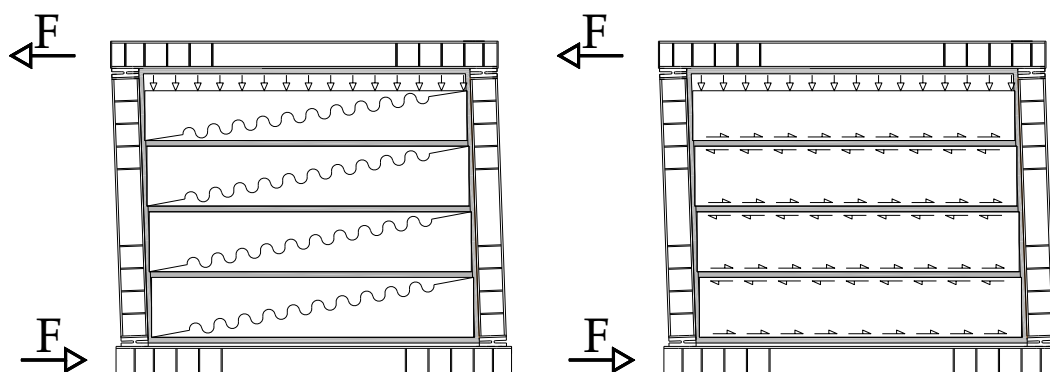


Figura 2.7 – Principali elementi che concorrono alla resistenza della parete: formazione di puntoni nei pannelli murari (a sinistra) e azione dell'attrito (a destra)

La rigidezza fornita dal primo meccanismo dipende dal numero di puntoni che si vengono a formare nella parete. Tale dipendenza è dovuta all'efficacia che questi puntoni hanno nel contrastare la deformazione imposta al banco: più sono i puntoni, meno rigida è la parete. Dipende inoltre dalla rigidezza a schiacciamento del legno realizzato intorno ai pannelli murari: il legno, essendo infatti molto meno rigido rispetto al laterizio, soprattutto trasversalmente alle fibre, incassa quasi tutta la deformazione imposta dal sistema. Questo permette di contenere i fenomeni di crushing locale della muratura (il legno, compresso perpendicolarmente alle fibre, è molto duttile e tende ad acquisire la forma del pannello di muratura aumentando la superficie di contatto).

Il contributo di rigidezza fornito dall'attrito invece dipende direttamente dalla forza di precompressione impiegata. Sia la forza di attrito statico che quella di attrito dinamico

sono infatti linearmente dipendenti dalla precompressione della parete. Questo contributo è facilmente prevedibile e progettabile.

Il quadro fessurativo della parete ottenuto nel test precedente inoltre sembra sottolineare un'interazione tra il meccanismo di formazione dei puntoni e la forza di precompressione applicata. In particolare la componente orizzontale della spinta applicata dal martinetto e quella verticale del sistema di precompressione sembrano generare la formazione di puntoni compressi tanto più inclinati quanto più è intensa la forza di precompressione, come schematizzato in Figura 2.8.

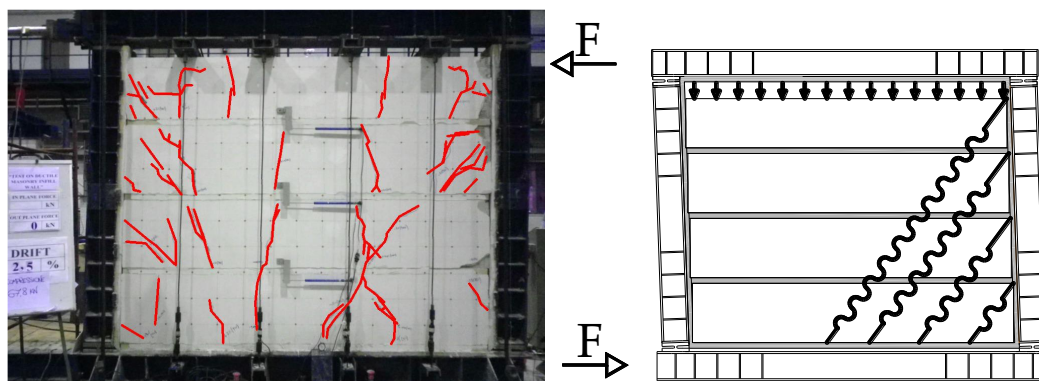


Figura 2.8 – Quadro fessurativo (Vecchi, 2014) e modello di comportamento della parete sottoposta a precompressione

Descrizione del provino

Il provino utilizzato è lo stesso realizzato nel precedente lavoro di tesi (Vecchi, 2014), realizzato costruendo dapprima un telaio in legno a contatto col telaio in acciaio¹, avente funzione di elemento duttile a protezione del laterizio, all'interno del quale è stato realizzato il tamponamento vero e proprio.

¹ Il telaio in questione è descritto al §2.3 a pag. 39

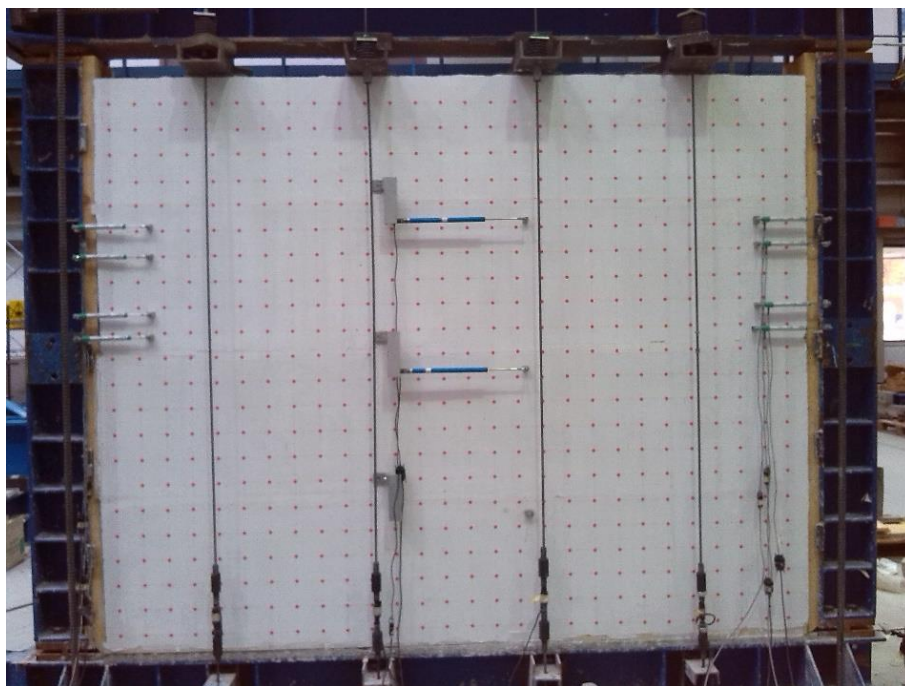


Figura 2.9 - Provino utilizzato per il test, completo di finitura bianca in gesso e sistema di precompressione

Il tamponamento è costituito da quattro fasce di blocchi in laterizio forato divise da tre travetti di legno della stessa qualità del telaio (assi da ponteggio, classe di resistenza C14), aventi funzione di piani di scorrimento orizzontali. Tali listelli sono collegati al telaio ligneo attraverso chiavi di taglio. A separare legno e laterizio è sempre presente uno strato di malta di allettamento. Uno schema della struttura in legno impiegata è rappresentato in Figura 2.10.

Il tamponamento non riempie tutto lo spazio disponibile: è stato infatti lasciato un gap di 150mm tra il tamponamento e la trave superiore del telaio al fine di predisporre il dispositivo di precompressione.

Il telaio in legno in cui sono realizzate le fasce murarie è costituito da 3 travi in legno d'abete di qualità comune (assi da ponteggio, classe di resistenza C14), disposte a contatto con le colonne e la trave inferiore del telaio in acciaio e a questo spinottate. Le due assi adiacenti alle colonne sono state fresate in mezzeria per una profondità di 1cm ed una larghezza di 4cm in modo tale da permettere l'inserimento di un listello, dello stesso materiale, delle dimensioni 4cm di larghezza e 3cm di altezza (Figura 2.11). La funzione di questa sagomatura è quella di offrire un vincolo ai blocchi del tamponamento quando il provino viene sollecitato fuori piano, come mostrato nei precedenti lavori di tesi (Pasini, 2013; Vecchi, 2014).

Sulle facce del tamponamento, a differenza del lavoro di Vecchi, è stato messo in opera un intonaco strutturale armato con maglie in fibra di vetro e realizzato con malta M5.

L'intonaco è fisicamente interrotto in corrispondenza dei listelli orizzontali in legno, in modo da non essere di impedimento allo scorrimento relativo tra le fasce murarie. Il motivo per cui è stato posto in opera tale intonaco strutturale è duplice: in primo luogo si intende osservare le differenze che intercorrono con l'utilizzo di un tamponamento senza intonaco rinforzato, in secondo luogo si vuole studiare una soluzione efficace di riparazione di un tamponamento con giunti di scorrimento già sottoposto a stress sismico, utilizzando tale intonaco come cucitura delle fessure.

Poiché il provino testato è lo stesso utilizzato da Vecchi le caratteristiche dei materiali sono analoghe.

Il materiale utilizzato per il tamponamento è un laterizio alveolato $250 \times 200 \times 190 \text{ mm}$ di massa volumica lorda pari a 810 kg/m^3 , forato al 50% (Vecchi, 2014); la malta utilizzata è una malta premiscelata a secco di categoria M5, massa volumica 1550 kg/m^3 e resistenza a compressione $> 7 \text{ MPa}$.

L'intonaco è stato applicato in due strati, di cui il più esterno è costituito dalla stessa tipologia di malta utilizzata per l'allettamento, mentre lo strato più interno, a contatto con il laterizio, è stato ottenuto additivando la stessa malta con un aggrappante a base di lattice. All'interno dell'intonaco è stato inserito un doppio strato di rete di armatura in fibra di vetro.

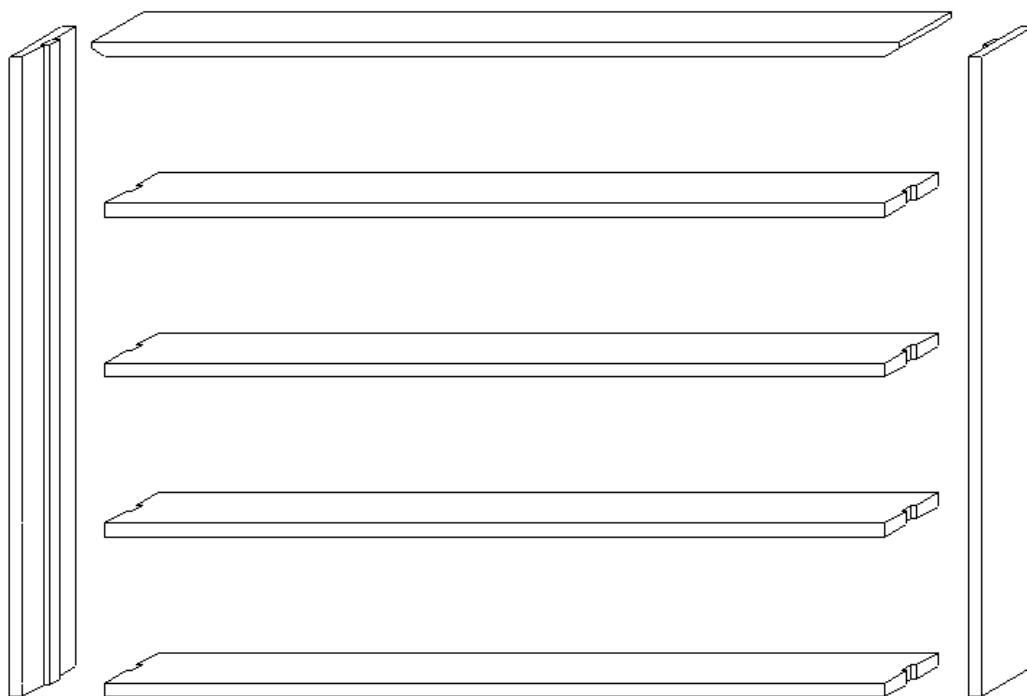


Figura 2.10 - Schema del telaio in legno utilizzato

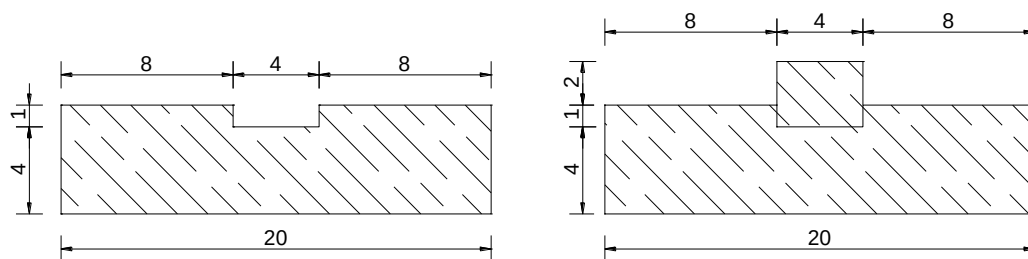


Figura 2.11 - Sezione del listello di legno con fresatura (a sinistra) e con l'aggiunta della chiave di taglio (a destra)

Il sistema di precompressione

Il sistema di precompressione utilizzato è identico a quello dello studio precedente (Vecchi, 2014). Esso è costituito da 4 profilati UPN160 posti direttamente sopra il laterizio, allettati su uno strato di malta per un'ottimale distribuzione del carico e alloggiati all'interno dal gap tra tamponamento e telaio. Ad essi sono state ancorate e tirantate 8 barre filettate M10 di classe di resistenza 8.8, fissati alla trave inferiore grazie a profili UPN120 saldati precedentemente a dei piatti di irrigidimento. Le barre filettate sono state post-tese con l'ausilio di martinetti idraulici a semplice effetto con un carico crescente durante la prova, fino ad un massimo di $11,3\text{ kN}$ ciascuna per un carico di precompressione massimo totale sulla parete di $90,4\text{ kN}$. Per mantenere la sollecitazione pressoché costante durante la prova, nonostante l'ingente drift a cui è sottoposto il provino, tali barre sono state fissate con delle colonne di molle a tazza in serie, con una rigidezza complessiva del valore di circa 420 kN/m (Figura 2.12). Informazioni più approfondite possono essere trovate nel precedente lavoro di tesi (Vecchi, 2014).



Figura 2.12 - Colonna di molle a tazza del sistema di precompressione

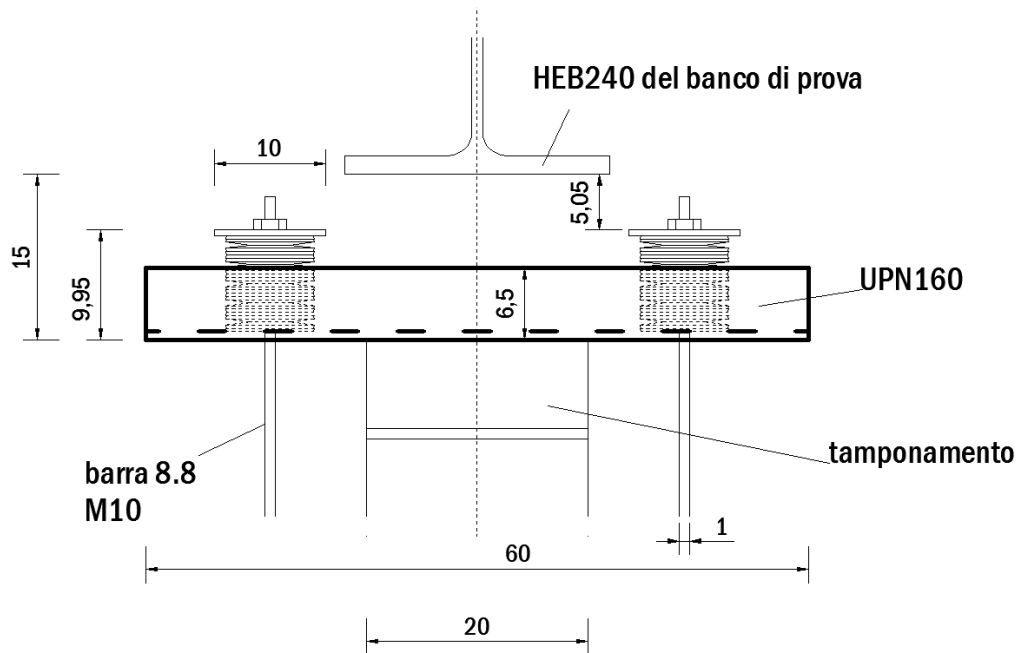


Figura 2.13 - Sistema di precompressione

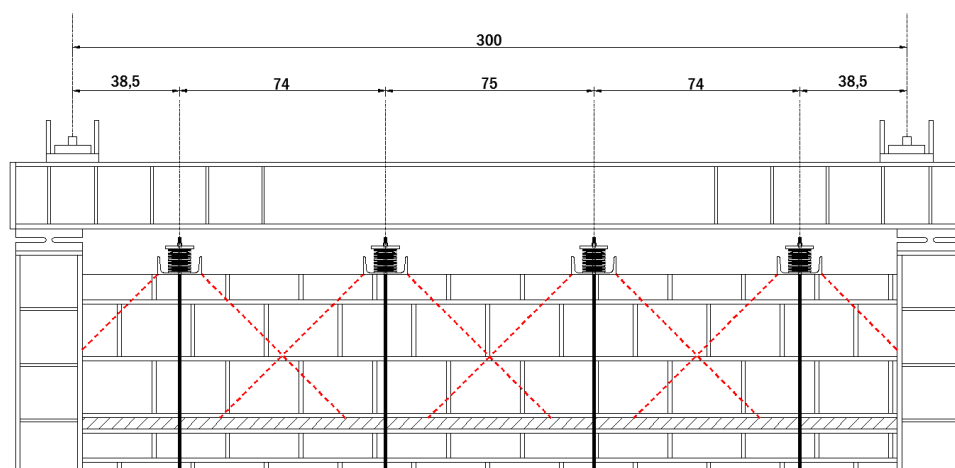


Figura 2.14 - Schematizzazione del sistema di diffusione del carico di precompressione

Fasi realizzative della parete

Dopo aver rimosso la finitura in gesso utilizzata nel precedente lavoro di ricerca (Vecchi, 2014) è stato disposto l'intonaco strutturale. Tale intonaco è stato realizzato in malta di calce di qualità M5 con affogati all'interno due strati di rete di armatura in fibra di vetro per intonaci con resistenza a trazione di 18 kN/m , per una resistenza complessiva per ogni faccia di 36 kN/m . L'intonaco è stato steso in due strati. Il primo strato (Figura 2.16) è stato additivato con un aggrappante per garantire l'adesione al laterizio esistente; la prima rete di armatura (Figura 2.17) è stata affogata all'interno di questo primo strato. Il secondo strato (Figura 2.18), che ospita la seconda rete di armatura, è invece esente da additivi, e posto in opera sopra il primo strato ancora fresco. A presa avvenuta è stato poi steso uno strato di finitura sottile a gesso per visualizzare facilmente le fessure. La rete di armatura è stata stesa senza ulteriori dispositivi di ancoraggio, per cui si presume che il suo effetto dipenda dallo sviluppo dell'aderenza con l'intonaco.



Figura 2.15 - Realizzazione primo strato di intonaco



Figura 2.16 - Realizzazione primo strato d'intonaco



Figura 2.17 - Messa in opera del primo strato di rete di armatura



Figura 2.18 - messa in opera del secondo strato di intonaco e secondo strato di rete di armatura



Figura 2.19 - Tamponamento dopo la realizzazione dell'intonaco

Successivamente si è proceduto alla messa in opera del sistema di precompressione della parete. A tal proposito sono stati semplicemente appoggiati in sommità della parete i 4 profili UPN 160 già utilizzati nel precedente lavoro di ricerca, collegato poi con due barre filettate M10 ciascuno ai profili UPN 120 saldati alla trave di base del telaio. Le modalità di messa in opera delle colonne di molle differiscono leggermente dalla prova precedente: tali colonne, per questioni di spazio ridotto, sono state separate dalle travi UPN attraverso delle piastre in acciaio forate al fine di permettere un tensionamento meccanico più agevole. Gli elementi messi in gioco per il tensionamento delle barre (vedi Figura 2.20), dal basso verso l'alto, sono i seguenti:

- Il profilo UPN 160 precedentemente descritto;
- Una piastra in acciaio appoggiata sulle ali del profilo UPN;
- La colonna di molle a tazza, dotata di cilindro centrale per l'allineamento;
- Una seconda piastra in acciaio, che ha lo scopo di contrasto inferiore per il martinetto idraulico. Si noti che, tendendo le barre col martinetto idraulico, si mettono contemporaneamente in tensione le molle;
- Un manicotto posto nel foro della piastra appena descritta, con lo scopo di permettere di raggiungere i dadi di serraggio;

- Un cuscinetto a sfera interposto tra i dadi e il manicotto, al fine di permettere di tendere manualmente le barre per carichi di precompressione ridotti senza aggiungere carichi torsionali alla barra;
- Dado e controdado di serraggio;
- Elemento in acciaio, detto “campana”, con lo scopo di permettere il raggiungimento dei dadi mentre il martinetto idraulico tende le barre;
- Martinetto idraulico;
- Piastra di contrasto superiore in acciaio per il martinetto idraulico;
- Dado e controdado di serraggio della piastra superiore.

Il sistema in questione è risultato decisamente articolato, tuttavia è stato reso necessario per garantire delle adeguate superfici di contrasto per il martinetto idraulico, unitamente alla possibilità di raggiungere agevolmente i dadi di serraggio.

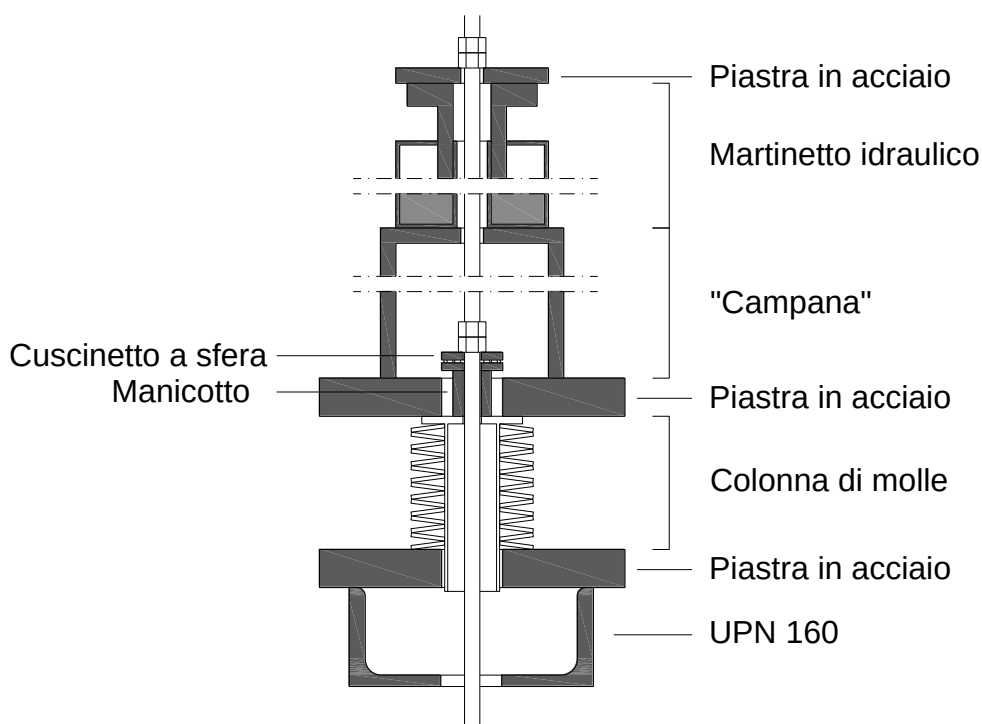


Figura 2.20 - Successione elementi per tensionamento barre

Dopo aver completato la stesura dell'intonaco si è atteso per circa 30 giorni prima di cominciare il test, al fine di permettere un'adeguata maturazione della malta.

Caratteristiche dei materiali utilizzati

La parete, essendo stata riutilizzata dalla prova precedente (Vecchi, 2014), presenta caratteristiche analoghe per quanto riguarda il telaio in legno, i blocchi di laterizio e la malta di allettamento dei blocchi.

I blocchi in laterizio sono blocchi alveolati, con percentuale di foratura 50%, molto utilizzati nell'edilizia bresciana. Le caratteristiche del materiale sono riportate in Tabella 1. La malta di allettamento è una malta premiscelata a secco, classe di resistenza M5; le proprietà del materiale sono riportate in Tabella 2. Il telaio in legno è invece realizzato con assi da ponteggio lavorate in loco, in legno di abete di classe di resistenza C14. Le caratteristiche del materiale sono riportate in Tabella 3.

Tabella 1 - Caratteristiche geometriche e meccaniche dei blocchi di laterizio

Dimensioni	Unità di misura	Valore nominale
Lunghezza	mm	250
Larghezza	mm	200
Altezza	mm	190
Densità	Unità di misura	Valore medio
Massa volumica lorda	kg/m ³	810
Massa volumica netta	kg/m ³	1620
Caratteristiche geometriche	Unità di misura	Valore
Percentuale di foratura	%	50
Spessore minimo pareti	mm	10
Spessore minimo setti	mm	7,2
Area massima foro	mm ²	640

Tabella 2 - Scheda tecnica della malta di allettamento

Peso specifico	1550 kg/m ³
Diametro massimo aggregati	3 mm
Tempo d'impiego	2 h
Percentuale d'acqua nell'impasto	14 - 15%
Ritiro igrometrico	0,45 mm/m
Spessore minimo di applicazione	0,5 cm
Contenuto di cloruri	< 0,01%
Resistenza a taglio iniziale	0,15 N/mm ²
Resistenza meccanica a flessione a 28gg	> 3 MPa
Resistenza meccanica a compressione a 28gg	> 7 MPa
Resistenza al fuoco	Classe A1
Permeabilità al vapore acqueo	15/35

Tabella 3 - Caratteristiche meccaniche legno di abete, classe di resistenza C14

Resistenze [Mpa]		
Flessione	$f_{m,k}$	14
Trazione parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$	8
Trazione perpendicolare alle fibre	$f_{t,90,k}$	0,4
Compressione parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$	16
Compressione perpendicolare alle fibre	$f_{c,90,k}$	2,0
Taglio	$f_{v,k}$	1,7
Modulo elastico [Gpa]		
Modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	7
Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	4,7
Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0,23
Mod. di taglio medio	G_{mean}	0,44
Massa volumica [kg/m³]		
Massa volumica caratteristica	ρ_k	290
Massa volumica media	ρ_m	350

Tabella 4 - Scheda tecnica aggrappante liquido a base di resinesintetiche

Tipologia	Adesivo per malte cementizie
Peso specifico	1028 kg/m ³
Rapporto aggrappante / acqua (per intonaci)	Da 1:2 a 1:4

Tabella 5 - Scheda tecnica rete in fibra di vetro per intonaco

Tipologia	Rete in fibra di vetro per intonaco
Peso	140 g/m ²
Magia	10x10 mm
Carico di rottura longitudinale	1900 N/5cm
Carico di rottura trasversale	2200 N/5cm
Messa in opera	Rete applicata in due strati sovrapposti per lato

Risultati attesi

L'apposizione di un intonaco rinforzato dovrebbe garantire un buon grado di cucitura delle fessure formatesi durante i test eseguiti da Vecchi (Vecchi, 2014), permettendo quindi di conseguire dei risultati di duttilità e dissipazione comparabili, se non superiori, a quelli riscontrati nella precedente ricerca con un quadro fessurativo minore. La prova di Vecchi ha riscontrato come, a seguito di un quadro fessurativo piuttosto avanzato, la parete non abbia subito un degrado delle proprietà meccaniche e dissipative. La rete di armatura affogata nell'intonaco, conferendo maggiore resistenza a trazione dei pannelli murari rispetto alla stessa parete integra ma non armata, dovrebbe permettere un maggior controllo della fessurazione del provino, permettendo quindi un comportamento dissipativo stabile e una forte duttilità della parete anche per precompressioni maggiori di quelle testate da Vecchi (45,3kN).

2.2.2 Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento verticali

Introduzione alla prova

Durante la recente campagna sperimentale operata dall'Università degli Studi di Brescia sui tamponamenti duttili con giunti di scorrimento in legno sono state esplorate soluzioni con giunti di scorrimento orizzontali (Bettini, 2010; Migliorati, 2014; Preti, et al., 2012). Tali soluzioni tuttavia hanno sollevato diverse problematiche costruttive: in primo luogo i giunti in legno orizzontali entrano in conflitto con le aperture (porte e finestre) rendendo la cantierizzazione assai più complessa (a tale riguardo si porta come esempio la complessità del sistema di giunti in legno utilizzata, visibile in Figura 2.21).

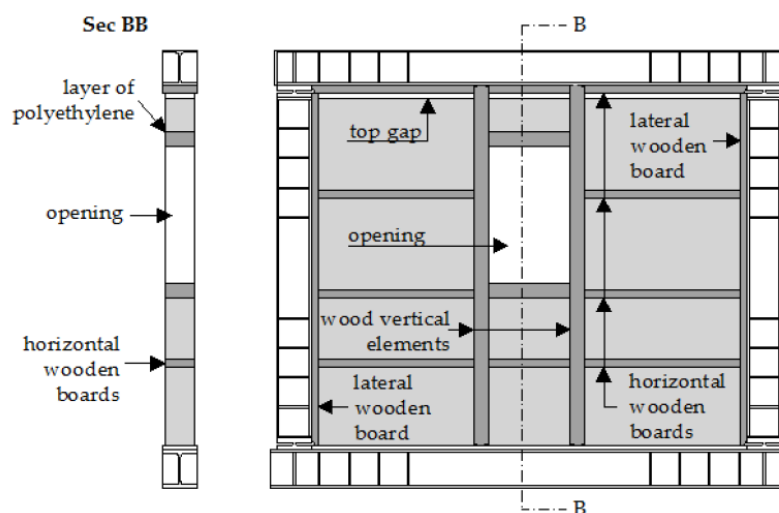


Figura 2.21 - Descrizione del provino con giunti di scorrimento orizzontali e apertura (Migliorati, 2014)

In secondo luogo la maggior variabilità dimensionale dell'interasse dei pilastri rispetto a quello delle travi costringe a studiare un ripartitore verticale in legno che operi come appoggio ai listelli in legno (i giunti orizzontali) per ridurre l'interasse, al fine di garantire un'adeguata resistenza del sistema a sollecitazioni fuori dal piano senza dover sovradimensionare lo spessore dei giunti o dover utilizzare classi di legno ad elevate prestazioni. La necessità del ripartitore è sottolineata dal fatto che la lunghezza di taglio delle tavole in legno più facilmente reperibile è 4m, in quanto corrisponde alla dimensione standard delle assi da ponteggio. L'utilizzo di un ripartitore rappresenta però un notevole elemento di complicazione nella progettazione del tamponamento.

Avviando una campagna di ricerca relativa al comportamento di tamponamenti con giunti verticali l'obiettivo è quello di superare le difficoltà del sistema a giunti orizzontali appena descritte: un sistema organizzato verticalmente non risente della presenza delle

aperture né della variabilità dell'interasse dei pilastri, consentendo quindi la possibilità di progettare un sistema modulare, adattabile alla maggior parte delle situazioni, senza incorrere in notevoli complicazioni costruttive o ingegneristiche.

Lo studio sul comportamento di tamponamenti con giunti verticali si orienterà in due fasi: una prima fase di studio del comportamento sismico nel piano e fuori dal piano di tamponamenti ciechi, e una seconda fase in cui verrà ripetuto lo studio nel caso di tamponamenti con aperture.

Tali prove saranno accompagnate dalla progettazione di una nuova struttura di carico fuori piano, dotata delle caratteristiche di flessibilità necessarie per adattarsi a diverse configurazioni di tamponamento, e dallo studio di un sistema affidabile ed efficace di resistenza a sollecitazioni fuori piano.

Modello di comportamento

Il modello di comportamento della parete è leggermente diverso rispetto a quello della parete con giunti orizzontali in virtù del diverso orientamento dei pannelli murari. Questa differenza interessa principalmente il ruolo che ricopre il peso proprio nella risposta del provino e il differente posizionamento del *gap* presente tra la trave superiore e la muratura.

Mentre nel caso di parete con giunti orizzontali l'influenza del peso proprio agisce come una forza di precompressione sulla parete dal valore tuttavia trascurabile secondo i risultati evidenziati nella tesi di Vecchi (2014), nel caso di parete con giunti verticali agisce invece come una forza di ricentraggio che si oppone allo spostamento. Infatti il comportamento dei pannelli murari è assimilabile ad un comportamento di *rocking*, e il peso proprio esercita un momento ricentrante per pannello pari all'incirca a

$$M_r = P * \frac{i}{2} = \frac{1700kg}{4} * 9,81 \frac{m}{s^2} * \frac{0,75m}{2} \cong 1,5kNm$$

Per un totale di circa $6kNm^1$. Tale momento ricentrante è però trascurabile rispetto al momento applicato: basti pensare che per plasticizzare il solo telaio è necessaria una forza orizzontale di $15kN$ (Zanetti, 2009), che genera un momento dell'ordine di

$$M_s = F * b = 15kN * 2,43m \cong 35kNm$$

Più interessante è l'influenza del diverso posizionamento del *gap* tra tamponamento e trave del telaio. Mentre infatti per giunti orizzontali tale fattore esalta la formazione di puntoni all'interno dei pannelli, nel caso di giunti verticali tale contributo non esiste. In questo caso tuttavia più il drift è elevato più i pilastri operano un effetto di confinamento sul tamponamento. Si esclude tuttavia la formazione di puntoni di rigidità tale da

¹ Per informazioni sul calcolo della massa del provino fare riferimento all'0.

essere interessante ai fini del dimensionamento. In assenza di *gap* tali contributi dovrebbero essere presenti contemporaneamente, sia per giunti orizzontali che per giunti verticali. In questo caso ci si aspetta quindi una rigidezza maggiore sia rispetto ai tamponamenti con giunti orizzontali che rispetto a quelli con giunti verticali dotati di *gap*.

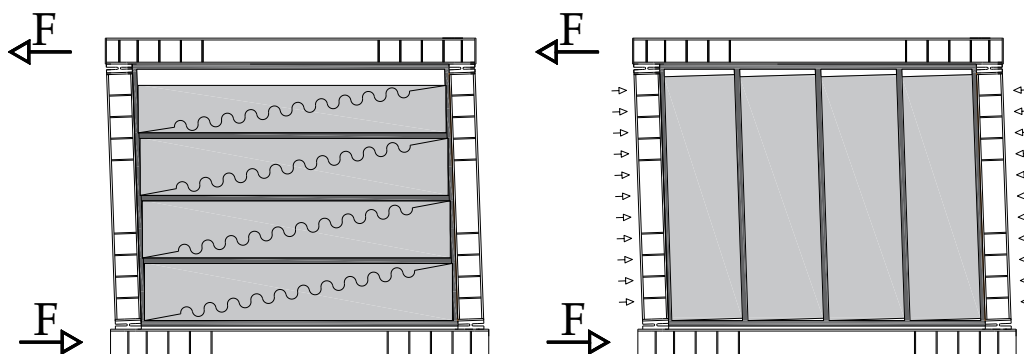


Figura 2.22 - Differenze nell'effetto di confinamento operato dai pilastri per giunti orizzontali e giunti verticali

Anche il comportamento fuori piano dei provini con giunti verticali dipende fortemente dalla presenza o meno del *gap*: la sua assenza infatti condizione sufficiente ad impedire la formazione di un meccanismo ad arco tra le travi, permettendolo solo tra i pilastri. È quindi consigliabile affidare gran parte della resistenza fuori piano, se non addirittura tutta, ai listelli in legno. Tali listelli saranno soggetti ad un carico uniformemente distribuito, e lavoreranno come elementi semplicemente appoggiati, ad esclusione di quelli spinottati ai pilastri, che saranno soggetti a flessioni ridotte (Figura 2.23).

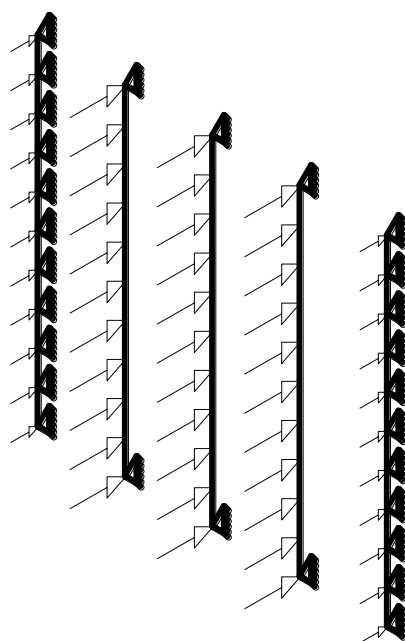


Figura 2.23 - Modello di comportamento dei listelli verticali (a sinistra) e loro realizzazione (a destra)

Descrizione del provino

Il provino si compone di una parete di tamponamento in laterizio forato inserita all'interno dello stesso telaio della prima prova, diviso in quattro fasce verticali da listelli in legno che agiscono come giunti di scorrimento.

La parete è stata realizzata costruendo dapprima un telaio in legno adeguatamente dimensionato, e successivamente costruendo il tamponamento vero e proprio in laterizio all'interno del telaio ligneo, avendo cura di mantenere un gap tra il tamponamento e la trave superiore (Figura 2.24). Tale gap, in una seconda fase della prova, sarà riempito con malta. Questa procedura è stata scelta per permettere di valutare le differenze che intercorrono tra il caso in cui ci sia interazione tra i pannelli di muratura e la trave e il caso in cui tale interazione sia impedita da un elemento di interfaccia molto deformabile.



Figura 2.24 -Particolare del gap tra muratura e trave superiore

La struttura in legno (Figura 2.25) è costituita da un controtelaio in legno a contatto coi pilastri e le travi in acciaio del banco di prova e da tre travetti verticali in legno di abete C14 disposti a distanze regolari che dividono l'area tamponata in quattro fasce distinte.

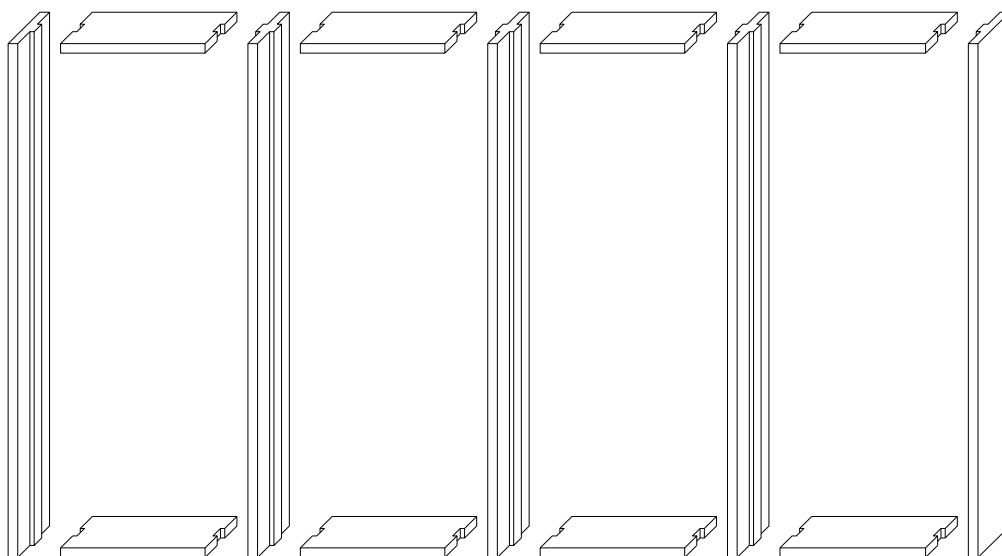


Figura 2.25 - Schema del telaio in legno



Figura 2.26 - Telaio in legno

Su tutti gli elementi verticali sono state realizzate delle scanalature in mezzeria, di profondità $1,5\text{cm}$ e larghezza 5cm , per permettere il posizionamento di listelli aventi funzione di denti di taglio (Figura 2.27), fissati successivamente con delle viti autoforanti per legno. La funzione di questi denti di taglio è quella di offrire un appoggio ai pannelli in muratura per contrastare le sollecitazioni fuori piano.

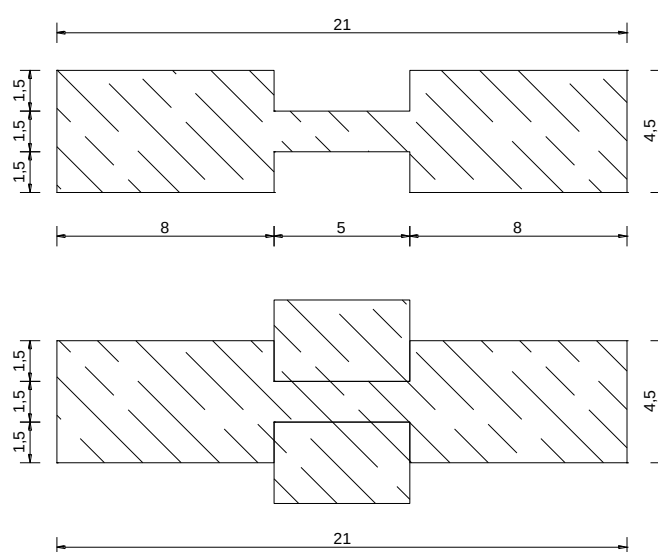


Figura 2.27 - Sezione dei travetti verticali con scanalature per listelli e denti di taglio

Gli elementi verticali a contatto col telaio in acciaio sono stati fissati ai pilastri tramite degli spinotti in acciaio e presentano una sola fresatura per il posizionamento dei denti di taglio, mentre i restanti 3 travetti verticali sono fissati alle travi attraverso l'uso di apposite camicie in acciaio, realizzate per l'occasione (Figura 2.29) e spinottate alle travi¹. A causa della presenza di un non trascurabile gioco tra gli spinotti e le camicie in acciaio, causato da una foratura non perfetta degli elementi, si è deciso di saldare gli spinotti alle camicie in acciaio.

In corrispondenza di entrambe le travi sono stati messi in opera degli elementi in legno (Figura 2.28), aventi funzione di cuscinetti deformabili per garantire un danneggiamento minore dell'apparato murario. Tali elementi in legno hanno sezione rettangolare, uguale a quella dei travetti verticali prima della fresatura (sezione 21x4,5cm) e fissati ai travetti verticali attraverso degli angolari a L in acciaio. Il motivo per cui sono stati messi in opera anche in corrispondenza della trave superiore è che in una seconda fase della prova si prevede di riempire di malta il gap presente tra il tamponamento e questi elementi in legno per valutare il comportamento della parete nel caso in cui il tamponamento venga realizzato fino ad essere in contatto con la trave.

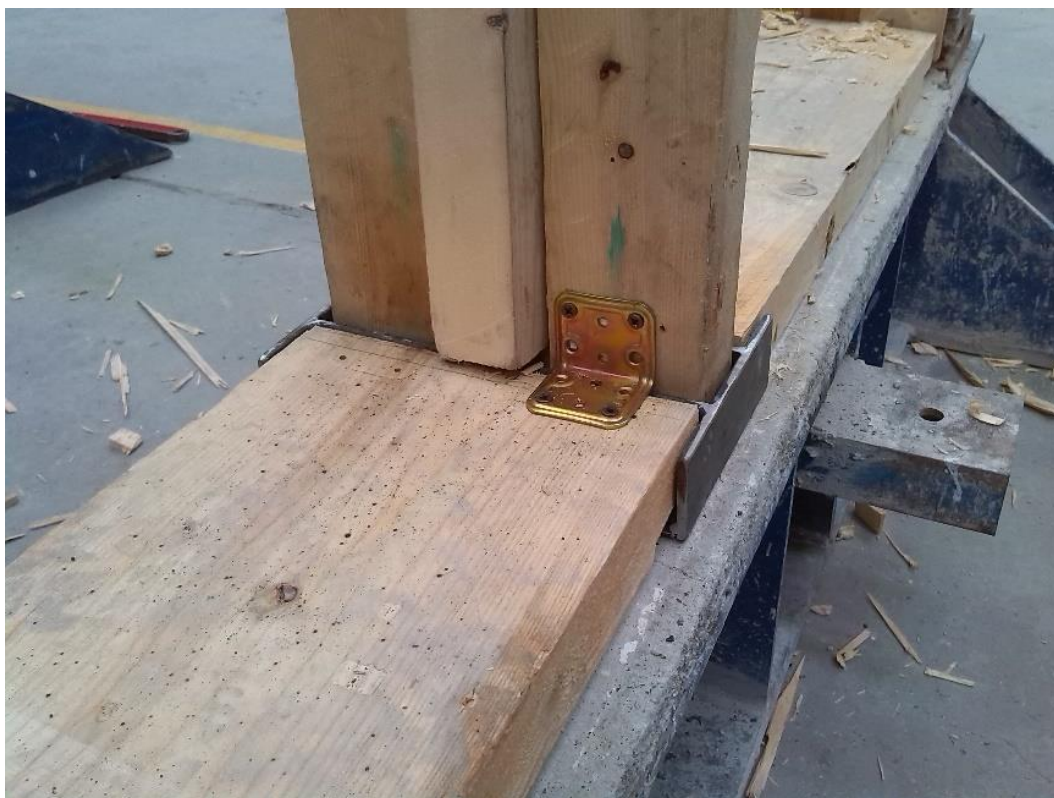


Figura 2.28 - Elementi in legno sulla trave inferiore

¹ Per la progettazione e la verifica delle camicie in acciaio vedere l'APPENDICE C.



Figura 2.29 - Camicie in acciaio

Dimensionamento degli elementi in legno

Il dimensionamento degli elementi in legno è stato eseguito sulla base delle seguenti ipotesi:

- Il telaio in legno viene sollecitato solamente dal carico fuori piano;
- I pannelli in muratura trasmettono le sollecitazioni fuori piano alla struttura portante esclusivamente attraverso i travetti in legno, in appoggio ai denti di taglio. I pannelli murari sono quindi sollecitati a flessione lungo la dimensione minore, cioè l'interasse tra un listello e l'altro. Tale ipotesi è presa in considerazione in quanto non si può prevedere con certezza il contributo di un effetto arco. A tal proposito si prevede di stimarlo sperimentalmente utilizzando un telaio in legno che da solo sia in grado di reggere solo fino a circa $2g$, ampiamente sopra il valore di riferimento in territorio italiano quantificato come $1,4g$;
- I travetti a contatto con i pilastri in acciaio trasmettono le sollecitazioni esclusivamente attraverso gli spinotti e non sono sollecitati a flessione;
- I 3 travetti centrali (liberi) trasmettono le sollecitazioni alla struttura esclusivamente attraverso le camicie in acciaio e sono soggetti a sola flessione;
- I denti di taglio forniscono un contributo nullo alla resistenza del telaio in legno.

Dimensionamento a flessione dei travetti centrali

Come dichiarato precedentemente nelle ipotesi si considera che i travetti centrali vengano sollecitati esclusivamente da azioni flessionali, originate dall'azione fuori piano causata dalla muratura: i pannelli del tamponamento sfruttano i denti di taglio come appoggio per trasmettere al telaio strutturale le azioni sismiche.

Il dimensionamento a flessione dei travetti viene svolto secondo il seguente procedimento:

- Determinazione delle sollecitazioni fuori piano agenti sul tamponamento;
- Determinazione di un'area di tamponamento di competenza di ogni travetto: questo permetterà di trattare i travetti come travi su due appoggi soggette a carico uniformemente distribuito;
- Determinazione delle caratteristiche geometriche minime della sezione del travetto, e scelta di geometria e qualità del materiale;
- Verifica della geometria scelta.

Determinazione delle sollecitazioni fuori piano

La determinazione della sollecitazione fuori piano massima si basa sulla scelta di valutare le prestazioni di questa tipologia di tamponamenti sia per i requisiti dei territori italiani, sia per i requisiti di territori esteri ad elevata sismicità, come Nuova Zelanda, Giappone e Iran. La sollecitazione fuori piano considerata si basa sulla stima dell'accelerazione sismica massima agente su un tamponamento realizzato in un edificio di altezza inferiore agli 8 piani, valutata in un massimo di $S_{a,IT} = 1,4g$ per i territori italiani e un massimo di $S_{a,INT} = 5g$ per territori internazionali¹. La massa del provino è stimata in $m = 1700kg^2$, per una massa superficiale pari a:

$$m_s = \frac{m}{S} = \frac{1700kg}{2,93m * 2,43m} = 238,8 \text{ kg/m}^2$$

La sollecitazione fuori piano risulta quindi pari a:

$$F_{IT} = S_{a,IT} * m = 1,4 * 9,81 \text{ m/s}^2 * 1700kg \cong 25kN$$

$$F_{MAX} = F_{INT} = S_{a,INT} * m = 5 * 9,81 \text{ m/s}^2 * 1700kg \cong 85kN$$

$$q_{MAX} = \frac{F_{MAX}}{S} = \frac{85kN}{2,93m * 2,43m} = 11,9 \frac{kN}{m^2}$$

Determinazione dell'area di influenza dei travetti

¹ Informazioni approfondite circa la determinazione dei valori di accelerazione massima agente sui tamponamenti e il calcolo della massa dei tamponamenti stessi possono essere trovate in 0

² Vedi nota 1

Si ritiene che i pannelli di muratura trasmettano le sollecitazioni ai travetti in modo simmetrico, in quanto considerati come semplicemente appoggiati. Ogni travetto perciò raccoglie le sollecitazioni da metà del pannello alla sua sinistra e da metà del pannello alla sua destra. Poiché i pannelli sono di dimensioni inferiori ai 75cm (vedi Figura 2.30) si sceglie di far coincidere la larghezza dell'area di influenza a questo valore, per una superficie totale pari a:

$$A_{inf} = 0,75m * 2,43m = 1,82 m^2$$

Si noti come questa stima sia lievemente cautelativa.

Il carico distribuito uniforme agente su ogni travetto è quindi pari a:

$$p = q_{MAX} * 0,75m = 11,9 \frac{kN}{m^2} * 0,75m = 8,93 \frac{kN}{m}$$

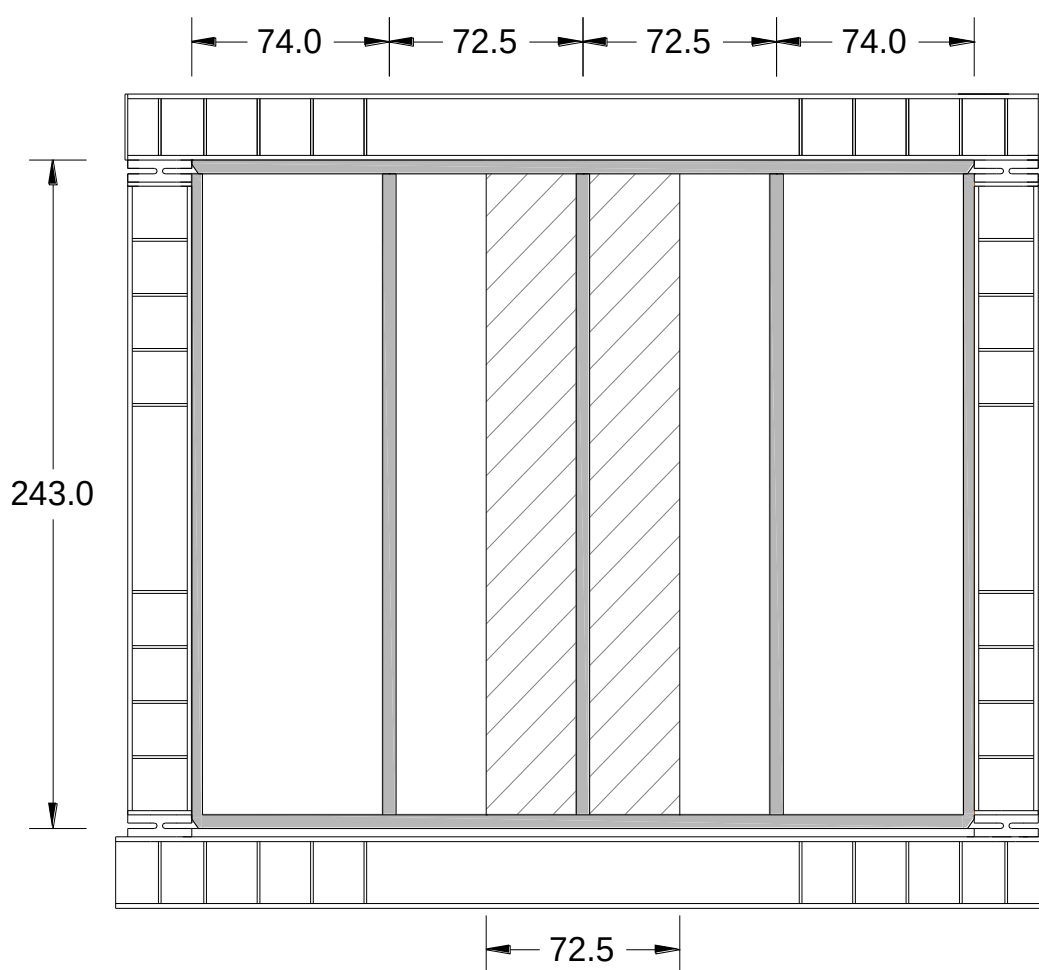


Figura 2.30 - Stima dell'area di influenza di un singolo travetto

Caratteristiche del materiale e requisiti minimi della sezione

Il momento flettente massimo agente sui travetti è il seguente:

$$M_{MAX} = \frac{p * l_T^2}{8} = \frac{8,93 \frac{kN}{m} * (2,43m)^2}{8} = 6,59 kNm$$

Per la prova sperimentale si sceglie di utilizzare listelli in legno di conifera di classe C14, la classe di resistenza normata di base, per permettere di limitare al massimo i costi associati all'utilizzo di questa tecnica costruttiva e quindi promuoverne l'utilizzo al di fuori dell'ambito accademico.

Le caratteristiche meccaniche del materiale sono rappresentate in

Tabella 6.

I coefficienti di sicurezza associati al materiale sono i seguenti:

$\gamma_m = 1,00$ (combinazione eccezionale);

$k_{mod} = 1,1$ (legno lamellare incollato e legno massiccio, classe di durata istantanea);

Tabella 6 - Classi di resistenza per legno di conifere e di pioppo secondo EN 338

Resistenze [Mpa]		C14	C16	C18	C20
Flessione	$f_{m,k}$	14	16	18	20
Trazione parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12
Trazione perpendicolare alle fibre	$f_{t,90,k}$	0,4	0,5	0,5	0,5
Compressione parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19
Compressione perpendicolare alle fibre	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3
Taglio	$f_{v,k}$	1,7	1,8	2,0	2,2
Modulo elastico [Gpa]					
Mod. el. medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	7	8	9	9,5
Mod. el. caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	4,7	5,4	6,0	6,4
Mod. el. Medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32
Mod. di taglio medio	G_{mean}	0,44	0,50	0,56	0,59
Massa volumica [kg/m³]					
Massa volumica caratteristica	ρ_k	290	310	320	330
Massa volumica media	ρ_m	350	370	380	390

Le resistenze utilizzate nel calcolo, coi coefficienti di sicurezza, sono le seguenti:

$$f_m = \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} k_{mod} = \frac{14 MPa}{1} 1,1 = 15,4 MPa$$

$$f_v = \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} k_{mod} = \frac{1,7 MPa}{1} 1,1 = 1,87 MPa$$

Il modulo di resistenza minimo per la sezione è perciò:

$$W_{min} = \frac{M_{MAX}}{f_m} = \frac{6,59 kNm}{15400 \frac{kN}{m^2}} = 428 cm^3$$

Scelta della sezione resistente

Si sceglie di utilizzare travi in legno di geometria rettangolare di sezione 21x4,5 cm². La scelta era ricaduta su travi da ponteggio 20x5 cm² ma la geometria degli elementi forniti era lievemente diversa, e si è quindi proceduto all'utilizzo di tali travi.

Il modulo di resistenza della sezione è il seguente:

$$b = 4,5 cm$$

$$h = 21 cm$$

$$J = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{4,5 * 21^3 cm^4}{12} = 3473 cm^4$$

$$W = \frac{2J}{h} = \frac{2 * 3473 cm^4}{21 cm} = 331 cm^3 < W_{min}$$

La sezione resistente è minore di quella minima richiesta per sopportare un'accelerazione orizzontale di 5g. Tuttavia si sceglie di procedere con tale sezione al fine di valutare eventuali sovraresistenze del sistema senza per questo portare al limite di resistenza le strutture di carico impiegate.

Verifica della sezione resistente

A causa delle scanalature praticate per l'inserimento dei denti di taglio la sezione resistente non è rettangolare, ma leggermente minore. La geometria considerata per le verifiche flessionali è campita in grigio in Figura 2.31.

Le proprietà geometriche della sezione resistente sono le seguenti:

$$J' = J - \frac{4,5 cm * (5 cm)^3}{12} = 3473 cm^4 - 47 cm^4 = 3426 cm^4$$

$$W' = \frac{2J'}{h} = \frac{2 * 3426 cm^4}{21 cm} = 326 cm^3$$

Si procede quindi a verificare l'anima per sollecitazioni a taglio.

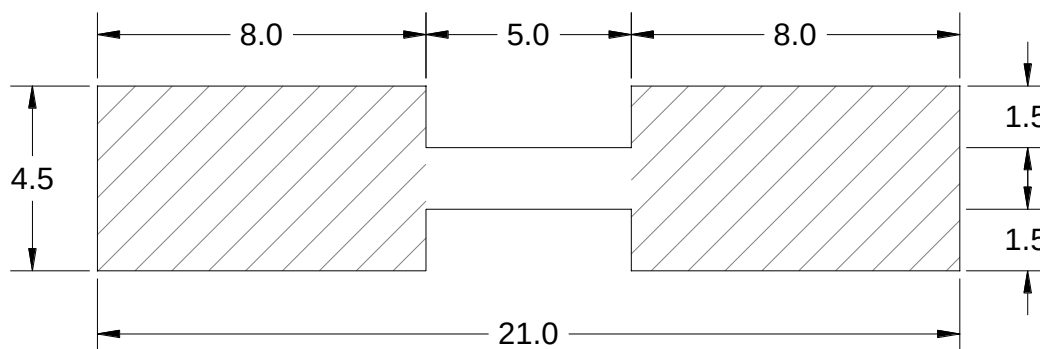


Figura 2.31 - Sezione resistente del travetto in legno

Si sottolinea che, a causa di un'imperizia progettuale, è stata valutata inizialmente una resistenza a taglio dell'anima maggiore di quella effettiva. La verifica a taglio è stata revisionata successivamente alla fresatura delle tavole, e per questioni di tempo non è stato possibile operarne una sostituzione. È stato quindi predisposto un rinforzo con viti a 45° nei punti maggiormente sollecitati a taglio. Tali viti servono per trasferire parte delle sollecitazioni a taglio ai listelli in legno (i denti di taglio che vincolano la muratura). Tale sistema sarà discusso più avanti nel paragrafo.

Poiché la geometria è composta da elementi rettangolari il flusso di taglio avrà andamento parabolico con discontinuità in corrispondenza del cambio di sezione. Il flusso massimo sarà in corrispondenza della mezzeria della sezione.

Lo sforzo di taglio massimo si trova in corrispondenza degli appoggi, che esercitano un'azione tagliente di:

$$V = \frac{p * l_T}{2} = \frac{8,93 \text{ kN/m} * 2,43 \text{ m}}{2} = 10,8 \text{ kN}$$

$$\tau_{max} = \frac{VS^*}{J'b} = \frac{10,8 \text{ kN} * (8 * 4,5 * 6,5 + 1,5 * 2,5 * 1,25) \text{ cm}^3}{3426 \text{ cm}^4 * 1,5 \text{ cm}} = 0,501 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 5,01 \text{ MPa}$$

$$> f_v = 1,87 \text{ MPa}$$

Il carico limite fuori piano sopportabile dal telaio in legno, nel caso in cui questo sia l'unico meccanismo resistente, equivale ad un'accelerazione di 1,87g. È interesse di questo lavoro di tesi valutare l'incidenza di eventuali meccanismi resistenti alternativi quali la formazione di un arco di scarico all'interno della muratura e il contributo dei denti di taglio, collegati alle ali dei in legno mediante viti a 45°. La resistenza del solo listello in legno è in ogni caso sufficiente a garantire un comportamento ottimale e prevedibile su tutto il territorio italiano: il valore di accelerazione orizzontale di riferimento per il tamponamento è infatti 1,4g.

Le viti utilizzate per il collegamento sono viti autoforanti per legno da 70mm, disposte come in Figura 2.32 e in Figura 2.33.

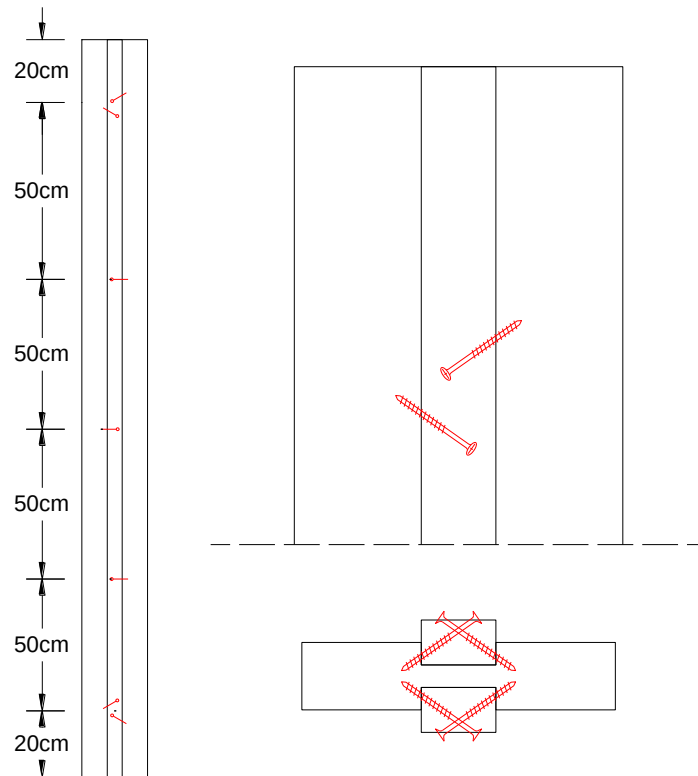


Figura 2.32 - Schema di collegamento con viti tra la tavola in legno e i denti di taglio



Figura 2.33 - Dettaglio del collegamento tra dente di taglio e tavola in legno

Verifica della chiave di taglio

La chiave di taglio, inserita all'interno della scanalatura ricavata nei travetti, è realizzata con un listello in legno di sezione 5x3 cm di classe di resistenza C14. Essa deve essere in grado di trasferire il carico orizzontale dai pannelli di tamponamento ai travetti in legno. La sollecitazione viene trasmessa per taglio e compressione in direzione perpendicolare alla fibratura, secondo lo schema riportato in Figura 2.34. La resistenza del legno. La resistenza del materiale per queste sollecitazioni è la seguente:

$$f_{c,90} = \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_m} k_{mod} = \frac{2MPa}{1} 1,1 = 2,2MPa$$

$$f_{t,90} = \frac{f_{t,90,k}}{\gamma_m} k_{mod} = \frac{0,4MPa}{1} 1,1 = 0,44MPa$$

$$f_v = \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} k_{mod} = \frac{1,7MPa}{1} 1,1 = 1,87MPa$$

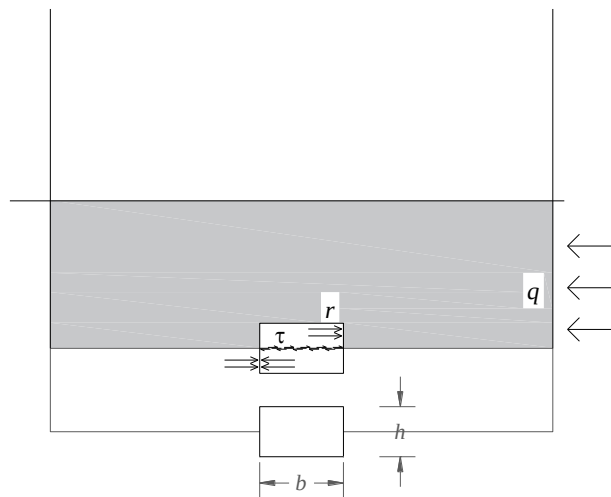


Figura 2.34 - Schema di trasferimento del carico ad opera della chiave di taglio

Le dimensioni del listello sono le seguenti:

$$l = 243cm; \quad b = 5cm; \quad h = 3cm$$

Il carico agente uniformemente sulle chiavi di taglio è pari a:

$$p_L = 0,5 * p = 0,5 * 8,93 kN/m = 4,47 kN/m$$

Le sollecitazioni sul listello sono quindi le seguenti:

$$r = \frac{p_L}{h/2} = \frac{4,47 kN/m}{0,015m} = 298KPa = 0,298MPa < f_{c,90}$$

$$\tau = \frac{p_L}{b} = \frac{4,47 kN/m}{0,05m} = 89KPa = 0,089MPa < f_v$$

Mentre il taglio agente sul travetto risulta

$$\tau_T = \frac{p_L}{(b_T - b)/2} = \frac{4,47 kN/m}{(21cm - 5cm)/2} = 56KPa = 0,056MPa < f_v$$

Si verifica inoltre che non avvenga separazione tra le ali e l'anima del travetto lungo la superficie di cambio della sezione:

$$\sigma_T = \frac{2p_L}{h_T - h} = \frac{2 * 4,47 \text{ kN/m}}{4,5\text{cm} - 3\text{cm}} = 596\text{KPa} = 0,596\text{MPa} > f_{t,90} = 0,44\text{MPa}$$

La verifica non è soddisfatta per una sollecitazione a 5g; tuttavia per un'accelerazione di 1,87g, corrispondente al limite di resistenza a taglio del travetto¹, la sollecitazione relativa alla rottura per trazione del travetto risulta inferiore al valore di rottura:

$$\sigma_{T(1,87g)} = \frac{2p_{L(1,87g)}}{h_T - h} = \frac{2 * \frac{1,87}{5} * 4,47 \text{ kN/m}}{4,5\text{cm} - 3\text{cm}} = 0,223\text{MPa} < f_{t,90} = 0,44\text{MPa}$$

Caratteristiche dei materiali utilizzati

La parete presenta caratteristiche analoghe alla parete precedente per quanto riguarda tavole di legno e blocchi in laterizio. Questi sono blocchi alveolati, con percentuale di foratura 50%, molto utilizzati nell'edilizia bresciana. Le caratteristiche del materiale sono riportate in Tabella 9. La malta di allettamento è una malta premiscelata a secco, classe di resistenza M5; le proprietà del materiale sono riportate in Tabella 13. Il telaio in legno è invece realizzato con assi da ponteggio lavorate in loco, in legno di abete di classe di resistenza C14. Le caratteristiche del materiale sono riportate in Tabella 15.

Tabella 7 - Scheda tecnica dei blocchi di laterizio

Dimensioni	Unità di misura	Valore nominale
Lunghezza	mm	250
Larghezza	mm	200
Altezza	mm	190
Densità	Unità di misura	Valore medio
Massa volumica lorda	kg/m ³	810
Massa volumica netta	kg/m ³	1620
Caratteristiche geometriche	Unità di misura	Valore
Percentuale di foratura	%	50
Spessore minimo pareti	mm	10
Spessore minimo setti	mm	7,2
Area massima foro	mm ²	640

Tabella 8 - Caratteristiche meccaniche della malta di allettamento utilizzata

Provino	Massa	T	C ₁	C ₂	σ _c	σ _t
	g	kN	kN	kN	MPa	MPa
1	468	0,863	10,58	10,93	6,72	2,02
2	459	0,753	11,39	10,68	6,90	1,76
3	473	0,831	11,13	11,25	6,99	1,95
MEDIA	467	0,816		10,99	6,87	1,91

¹ Vedi paragrafo precedente: "Verifica della sezione resistente"

Provino	Test	σ MPa	ε	E MPa
1	1/9 f_{ck}	0,6064	0,0048%	12532
	1/9 f_{ck}	0,61	0,0049%	12433
	1/9 f_{ck}	0,6135	0,0049%	12504
	2/9 f_{ck}	1,225	0,0104%	11761
	2/9 f_{ck}	1,209	0,0104%	11607
	2/9 f_{ck}	1,216	0,0106%	11453
	3/9 f_{ck}	1,857	0,0166%	11189
	3/9 f_{ck}	1,865	0,0170%	10971
	3/9 f_{ck}	1,865	0,0173%	10796
	1/9 f_{ck}	0,6243	0,0048%	12902
	1/9 f_{ck}	0,6135	0,0048%	12679
	1/9 f_{ck}	0,6183	0,0048%	12778
2	2/9 f_{ck}	1,226	0,0101%	12081
	2/9 f_{ck}	1,231	0,0103%	11972
	2/9 f_{ck}	1,237	0,0104%	11876
	3/9 f_{ck}	1,816	1,0161%	11259
	3/9 f_{ck}	1,823	1,0165%	11070
	3/9 f_{ck}	1,811	1,0165%	10997
	3/9 f_{ck}	1,833	1,0168%	10907
Provino	Test	σ MPa	ε	E MPa
3	1/9 f_{ck}	0,6219	0,0044%	14021
	1/9 f_{ck}	0,6076	0,0043%	14125
	1/9 f_{ck}	0,6243	0,0045%	13863
	2/9 f_{ck}	1,218	0,0093%	13133
	2/9 f_{ck}	1,216	0,0093%	13017
	2/9 f_{ck}	1,220	0,0093%	13059
	3/9 f_{ck}	1,820	0,0145%	12538
	3/9 f_{ck}	1,813	0,0147%	12375
	3/9 f_{ck}	1,824	0,0150%	12170

Tabella 9 – Scheda tecnica della malta di allettamento

Peso specifico dichiarato	1600 kg/m ³
Peso specifico rilevato a 28gg	1825 kg/m ³
Diametro massimo aggregati	3 mm
Tempo d'impiego	2 h
Percentuale d'acqua nell'impasto	15%
Ritiro igrometrico	0,45 mm/m
Spessore minimo di applicazione	0,5 cm
Contenuto di cloruri	< 0,01%
Resistenza a taglio iniziale	0,15 N/mm ²
Resistenza meccanica a flessione a 28gg	1,91 MPa
Resistenza meccanica a compressione a 28gg	6,87 MPa
Modulo elastico a 60gg	11,45 GPa
Resistenza al fuoco	Classe A1
Permeabilità al vapore acqueo	15/35

Tabella 10 - Caratteristiche meccaniche legno di abete, classe di resistenza C14

Resistenze [Mpa]		
Flessione	$f_{m,k}$	14
Trazione parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$	8
Trazione perpendicolare alle fibre	$f_{t,90,k}$	0,4
Compressione parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$	16
Compressione perpendicolare alle fibre	$f_{c,90,k}$	2,0
Taglio	$f_{v,k}$	1,7
Modulo elastico [Gpa]		
Modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	7
Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	4,7
Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0,23
Mod. di taglio medio	G_{mean}	0,44
Massa volumica [kg/m³]		
Massa volumica caratteristica	ρ_k	290
Massa volumica media	ρ_m	350

Risultati attesi

Si prevede che una rigidezza della parete alle sollecitazioni nel piano molto ridotta nel caso di parete con *gap* tra trave superiore e muratura, inferiore a quella di una parete con giunti orizzontali non soggetta a precompressione. Questo in quanto il vuoto presente tra muratura e trave superiore impedisce la formazione di un vero e proprio puntone, limitando la rigidezza della parete ai contributi dell'attrito tra i giunti, che risulta assai ridotto in quanto non è influenzato dal peso proprio della parete e al contributo delle plasticizzazioni locali degli elementi in legno (Figura 2.35 a sinistra). Nel caso di parete senza soluzione di continuità tra trave e muratura invece si prevede una rigidezza più marcata, dovuta alla possibilità di formazione di veri e propri puntoni nei pannelli murari e all'effetto di confinamento operato dalle travi, e maggiore rispetto a quella di una parete equivalente con giunti orizzontali e con *gap* (Figura 2.35 a destra). La maggiore luce tra i pilastri rispetto a quella tra le travi inoltre, rendendo i pannelli murari orientati verticalmente più tozzi rispetto a quelli orientati in orizzontale, dovrebbe renderne i puntoni più efficienti, aumentando quindi la rigidezza della parete a giunti verticali.

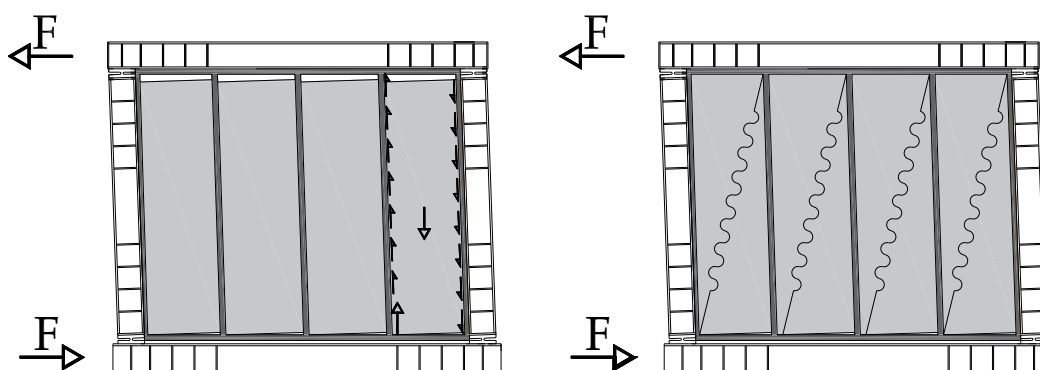


Figura 2.35 - Meccanismi resistenti per pareti a giunti verticali: con gap (a sinistra) e senza gap (a destra)

Per la resistenza fuori piano si prospetta un ottimo funzionamento per accelerazioni significative per il territorio italiano, senza problemi per quanto riguarda la tenuta dei travetti in legno. Per accelerazioni superiori si attendono i risultati sperimentali per quantificare l'efficacia del meccanismo ad arco per parete con *gap*. Per la parete senza *gap* si prevede un comportamento fuori piano migliore rispetto a quello di una parete con giunti orizzontali e *gap* in quanto dovrebbe formarsi un meccanismo resistente a piastra.

2.3 Descrizione del telaio in acciaio

Le prove sperimentali oggetto di questa ricerca sono state realizzate utilizzando lo stesso telaio in acciaio e sistema di carico descritto nei lavori precedenti, rappresentato in Figura 2.36 (Bettini, 2010; Migliorati, 2014; Pasini, 2013; Preti, et al., 2012; Vecchi, 2014). Il telaio in acciaio, all'interno del quale è costruito il tamponamento, è costituito da una struttura in acciaio S335 formata da un elemento di base (HEB 260), due colonne (HEB 240) ed una trave superiore (HEB 240), collegati mediante delle cerniere plastiche che consentono la rotazione relativa degli elementi nel piano del telaio. Le cerniere sono realizzate con elementi di acciaio appositamente sagomati ottenuti tramite fresatura da un blocco monolitico e solidarizzate agli elementi del telaio mediante unioni bullonate. Il carico, agente sul telaio, necessario per la plasticizzazione delle cerniere è pari a 15 kN (Bettini, 2010). Il telaio in acciaio è stato progettato affinché la plasticizzazione abbia luogo esclusivamente nelle cerniere.

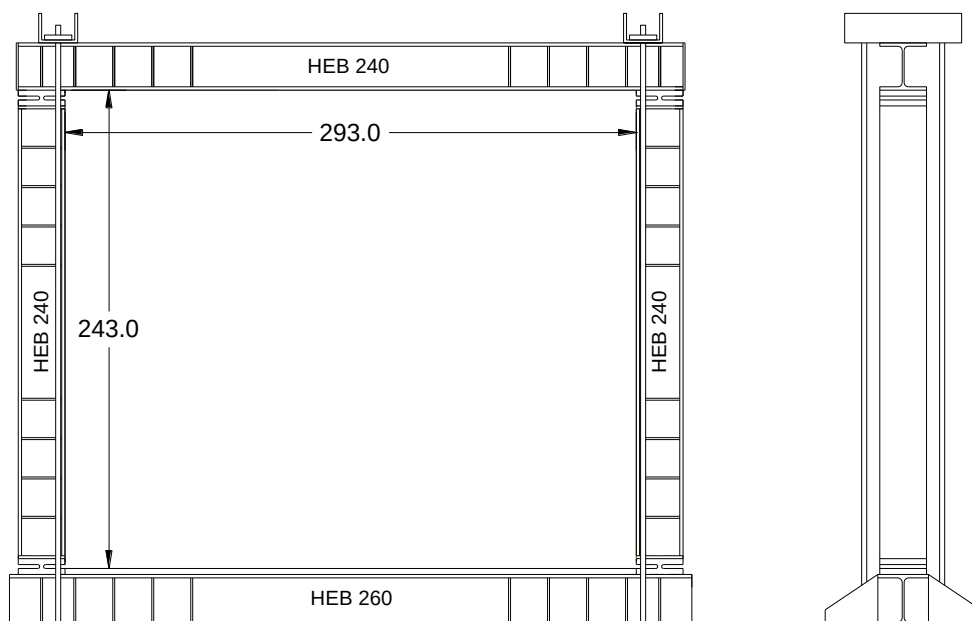


Figura 2.36 - Geometria del telaio in acciaio

La struttura è ancorata alla soletta del laboratorio con quattro barre in acciaio armonico ad alta resistenza $\phi 26$; tali barre sono fissate al telaio stesso mediante due traverse ad U, appoggiate sopra la trave superiore (Figura 2.37). Ciascuna barra è stata pretesa con un carico di 40kN al fine di evitare la rotazione rigida del telaio in seguito all'applicazione della spinta nel piano ed evitare sbandamenti fuori piano dello stesso. Inoltre in questo modo è possibile scaricare le cerniere plastiche presenti agli angoli del telaio, già significativamente sollecitate a taglio e soggette a grande deformazione, dalle forze di trazione.

Le barre ad alta resistenza che ancorano a terra il telaio in acciaio si trovano in posizione verticale quando il sistema è scarico, ma a causa dell'attrito, durante lo svolgimento della prova di spinta nel piano, si deformano. Le estremità inferiori sono infatti solidali al terreno, mentre quelle superiori seguono lo spostamento della trave superiore. Per limitare tale deformazione nelle barre è stato predisposto un sistema di ricentraggio (Figura 2.37) utilizzando martinetti idraulici (Figura 2.38).

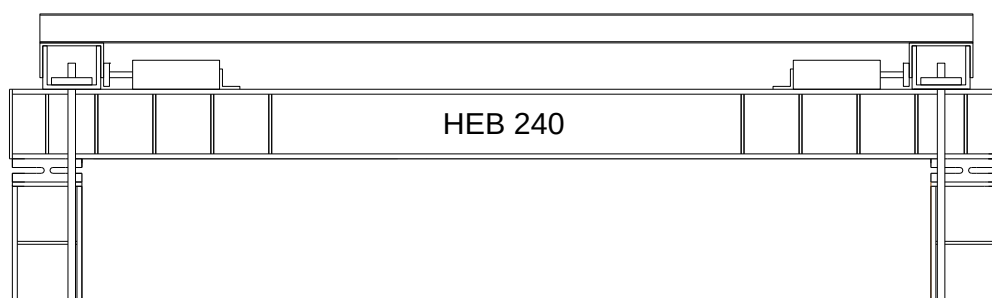


Figura 2.37 - Sistema di ricentraggio



Figura 2.38 - Particolare del sistema di ricentraggio

Come accennato in precedenza, le barre ad alta resistenza sono ancorate al telaio mediante due traverse ad U, posizionate all'estradosso della trave superiore del telaio: tra le traverse ad U ed il banco sono stati interposti due fogli di teflon per facilitare lo scorrimento del sistema di ricentraggio, permettendo alle traverse di scorrere sulla trave superiore del telaio. Il sistema prevede un collegamento tra le traverse mediante un elemento composto da due profili a C uniti mediante un profilo IPE100 orizzontale, e due martinetti oleodinamici per attivare il ricentraggio. L'azione nel piano del tamponamento è offerta da un martinetto oleodinamico a doppio effetto che sfrutta il sistema di contrasto in Figura 2.39. Tale struttura è costituita da un telaio di base a V sul quale è impostato un montante verticale, controventato per mezzo di elementi

diagonali. L'intero sistema, dimensionato per applicare un carico massimo di 500 kN , è costituito dai seguenti elementi:

- Montante: HEB300 irrigidito;
- Basamento: 2 travi HEB300 irrigidite e una IPE200;
- Diagonali maggiori: 4 angolari L140x140x15;
- Diagonali minori: 4 angolari L80x80x10;
- Elementi di ancoraggio a terra: travi HEB160 e HEA260 con tirafondi ancorati al di sotto della soletta del laboratorio;
- Piastre e fazzoletti di collegamento.

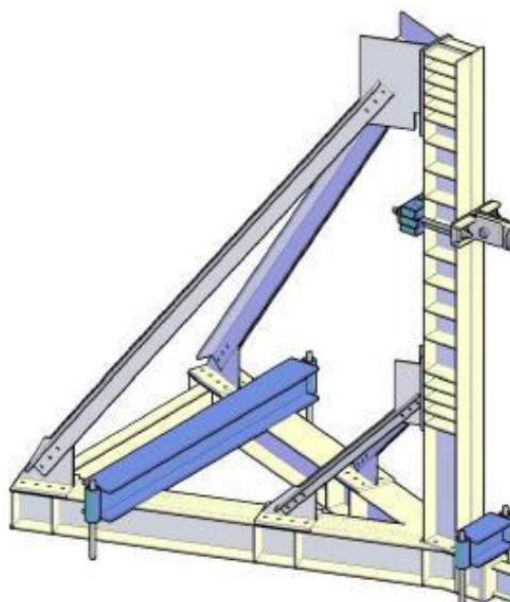


Figura 2.39 - Banco di contrasto

Il banco di contrasto è stato assicurato a terra mediante dei tirafondi fissati alle due travi HEB160 e HEA260 poggianti sull'elemento a V di base e precompressi con una forza di 150 kN . Questo sistema garantisce l'equilibrio a ribaltamento dell'intero banco di contrasto durante le fasi di prova, in particolare nella fase di tiro, durante la quale, se il banco di contrasto non fosse solidale al terreno, si rischierebbe il sollevamento dello stesso. Come tirafondi sono state utilizzate barre filettate ad alta resistenza M30 classe di resistenza 8.8.

Il martinetto idraulico a doppio effetto (Figura 2.40), ha un limite massimo di carico stimato di 800 kN ed una corsa del pistone di 80 cm .

Il telaio in acciaio ed il banco di contrasto per la spinta nel piano sono stati collegati in modo da costituire un sistema chiuso auto-equilibrato al taglio, come si osserva in Figura 2.41. L'elemento di collegamento è costituito da una trave



This technical drawing shows a cross-section of a mechanical assembly. On the left, a vertical frame is reinforced with a diagonal brace. A horizontal rod connects this frame to a large, rectangular component on the right, which appears to be a container or a large valve. The entire assembly is supported by a base. The drawing uses blue lines for the main structure and a red line for the base, with a grey shaded area representing the internal volume of the rectangular component.

Figura 2.41 - Schema del sistema chiuso contrasto - banco di prova

CAPITOLO 3. Progettazione della struttura di carico fuori piano

3.1 Caratteristiche della struttura esistente

La struttura di carico fuori piano utilizzata è stata ideata per risolvere alcuni problemi che interessavano la struttura utilizzata nelle prove sperimentali (Migliorati, 2014; Pasini, 2013).

La struttura di partenza era composta da una trave HEB 200 in acciaio S275 (Figura 3.1 A) collegata al telaio in acciaio ospitante il provino in muratura da quattro barre in acciaio (Figura 3.1 B) in modo da fornire sufficiente contrasto per il sistema di carico. Grazie al collegamento tra la HEB 200 e il telaio in acciaio è infatti possibile creare un sistema chiuso autoequilibrato. Il sistema di carico vero è proprio è formato da un martinetto idraulico a singolo effetto (Figura 3.1 C) che, appoggiandosi alla trave di contrasto, applica una forza orizzontale al telaio di carico (Figura 3.1 D). Questo è composto da un ripartitore orizzontale e da un telaio quadrangolare che esercita la pressione sulla muratura attraverso 8 punti d'appoggio.

Il banco di contrasto è lo stesso utilizzato da Vecchi (2014), ad esclusione della struttura di applicazione del carico (Figura 3.1 D e Figura 3.2). Essa è stata infatti sostituita in occasione di questa prova per due motivi, uno pratico ed uno concettuale:

- La struttura finora utilizzata è adatta solo per pareti con giunti orizzontali: la sua configurazione geometrica è incompatibile con una parete con giunti verticali. Vista la sempre diversa configurazione delle prove in programma è stata progettata una struttura versatile, che potesse adattarsi alle diverse geometrie richieste.
- La struttura finora utilizzata è iperstatica: tutti e otto i punti di carico giacciono sullo stesso telaio rigido, e quindi permette una distribuzione di carico uniforme solo nel caso in cui i pannelli murari abbiano la stessa rigidità. Poiché le condizioni di vincolo dei pannelli sono differenti è stata progettata una struttura basata su elementi isostatici.

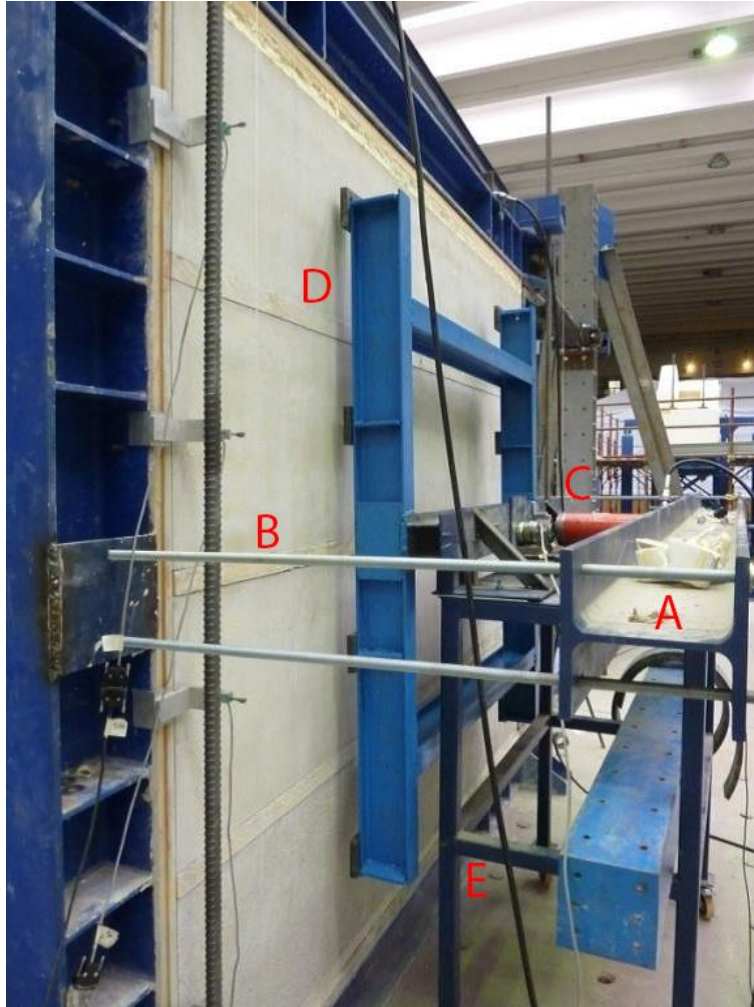


Figura 3.1 - Banco fuori piano utilizzato nelle sperimentazioni precedenti

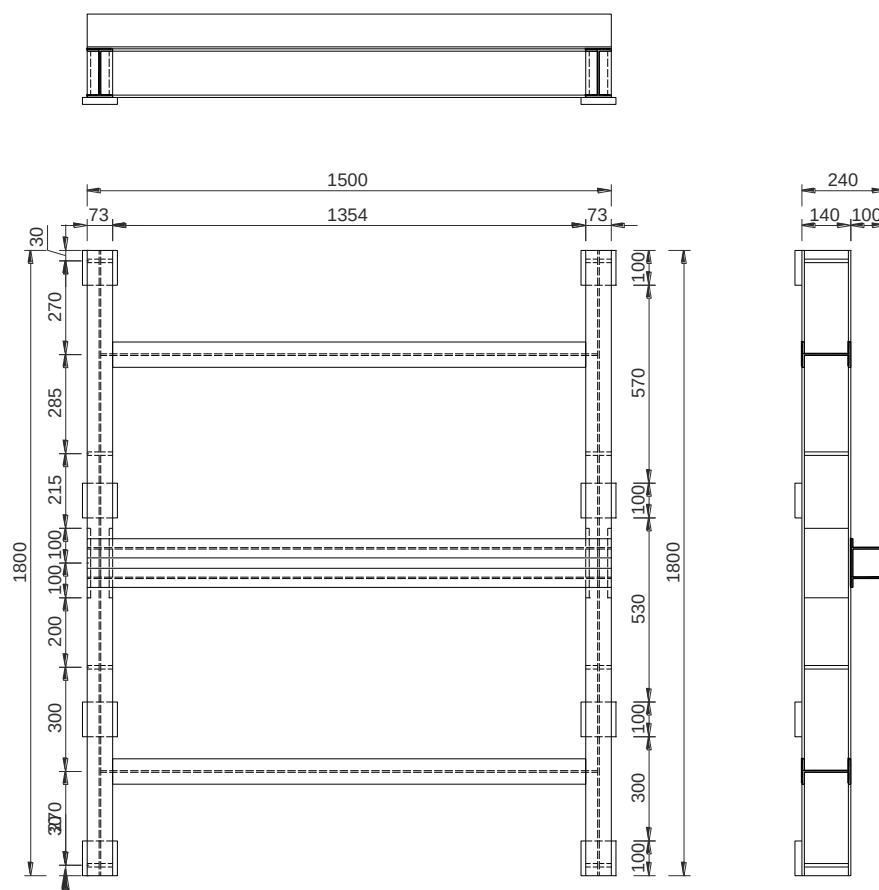


Figura 3.2 - Dimensioni del banco per la spinta fuori piano del tamponamento

3.2 Caratteristiche della nuova struttura di carico

La nuova struttura di carico dovrà permettere una distribuzione del carico uniforme sui punti d'appoggio indipendentemente da eventuali fessurazioni e cedimenti delle fasce di muratura. In più tale struttura dovrà poter essere utilizzata in tutte le diverse configurazioni del tamponamento previste per le prove in programma. Esse sono caratterizzate la prima dalla presenza di quattro fasce verticali, la seconda dalla presenza di tre fasce verticali di cui la centrale mantenuta vuota e la terza dalla presenza di quattro fasce orizzontali come per i test già eseguiti (Migliorati, 2014; Pasini, 2013; Vecchi, 2014). Si è scelto quindi di organizzare il banco di prova come una serie di travi isostatiche su tre livelli, ognuna caricata in mezzeria dall'elemento di gerarchia superiore (travi o martinetti idraulici a semplice effetto) e dotata di due punti di contatto con gli elementi di gerarchia inferiore (travi o fasce murarie). I collegamenti tra le travi sono realizzati attraverso cerniere plastiche riposizionabili a ridotta rigidità flessionale e resistenti a taglio. Questo permette di adattare la struttura alla geometria del tamponamento attraverso il semplice riposizionamento delle cerniere, e permette di

ottenere due, quattro o otto punti di carico distinti sulla parete, a seconda del numero di livelli di travi utilizzati. Permette inoltre di garantire l'uniformità delle forze applicate sul provino in quanto le travi sono isostatiche. Uno schema della struttura è rappresentato in Figura 3.3, dove si possono notare la trave di primo livello (marcata con A), le due travi di secondo livello (B), le quattro travi di terzo livello (C) e gli elementi di connessione tra le parti (campiti in grigio). Come si può notare ciascuna delle travi è isostatica, caricata centralmente e con appoggi simmetrici. Questo permette di dividere equamente la forza applicata su tutti i punti di carico, salvo l'errore marginale dovuto al peso proprio della struttura e alla ridotta rigidità flessionale delle cerniere¹.

La disposizione delle travi è stata studiata per adattarsi alle tre configurazioni dei test in programma (quattro fasce verticali, tre fasce verticali con vuoto, quattro fasce orizzontali), dimensionando poi i singoli elementi sulla base delle massime richieste prestazionali (come lunghezza e modulo resistente). Sulla base di queste valutazioni sono state fatte delle considerazioni sulla possibilità di riutilizzare parti del telaio esistente. Verrà riutilizzato anche il sistema di contrasto composto dalla trave HEB200 (Figura 3.1 A), dalle barre filettate di collegamento tra la suddetta trave e il telaio in acciaio (Figura 3.1 B) e dal carrello in acciaio (Figura 3.1 E).

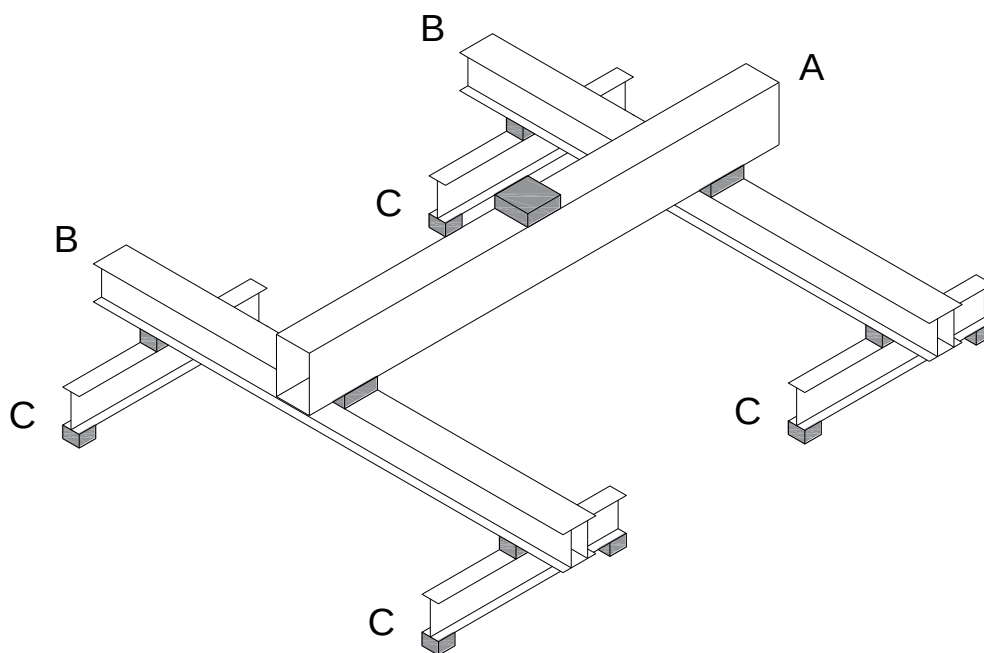


Figura 3.3 - Rappresentazione 3D della struttura di carico fuori piano. Gli elementi campiti in grigio rappresentano connessioni a bassa rigidità flessionale (cerniere plastiche).

¹ Per una trattazione sull'incidenza del peso proprio e della rigidità flessionale delle cerniere vedere il capitolo §3.3.6

3.3 Dimensionamento del banco di prova

Il dimensionamento del banco di prova è stato eseguito tenendo conto delle seguenti caratteristiche:

- Lunghezza necessaria per ogni livello di travi;
- Modulo resistente necessario per ogni livello di travi;
- Insorgenza di fenomeni di instabilità flesso – torsionali.

La lunghezza delle travi è stata determinata come massimo tra le richieste nelle tre configurazioni possibili. Nei seguenti schemi è possibile visualizzare la disposizione dei punti di carico e di conseguenza del banco di prova nei tre casi.

Si riporta in tabella un riassunto delle caratteristiche della struttura progettata di seguito.

	Giunti verticali	Giunti verticali e apertura	Giunti orizzontali e terra cruda
P_{MAX}	85kN	60kN	140kN
$P_{i,MAX}$	$10,6kN \pm \Delta P_i$	$15kN \pm \Delta P_i$	$17,5kN \pm \Delta P_i$
ΔP_i per P_{MAX}	$0,19kN = 1,79\%$	$0,11kN = 0,75\%$	$0,15kN = 0,89\%$
ΔP_i per $0,5P_{MAX}$	$0,22kN = 4,38\%$	$0,12kN = 1,64\%$	$0,20kN = 2,29\%$

3.3.1 Parete con giunti di scorrimento verticali

La parete con giunti verticali è realizzata in laterizio, con una massa di circa 1700kg ed una spinta massima fuori piano prevista di 85kN . Di conseguenza sulle travi agiscono le seguenti sollecitazioni:

- Sulla trave di primo livello (rossa): $P = 85\text{kN}$. La lunghezza prevista è di $L = 160,5\text{cm}$ con interasse tra gli appoggi di $l = 142,5\text{cm}$.
- Sulla trave di secondo livello (verde): $P = 42,5\text{kN}$. La lunghezza prevista è di $L = 138\text{cm}$ con interasse tra gli appoggi di $l = 120\text{cm}$.
- Sulla trave di terzo livello (blu): $P = 21,25\text{kN}$. La lunghezza prevista è di $L = 86,5\text{cm}$ con interasse tra gli appoggi di $l = 72,5\text{cm}$.
- Per ogni punto di carico: $10,63\text{kN}$.

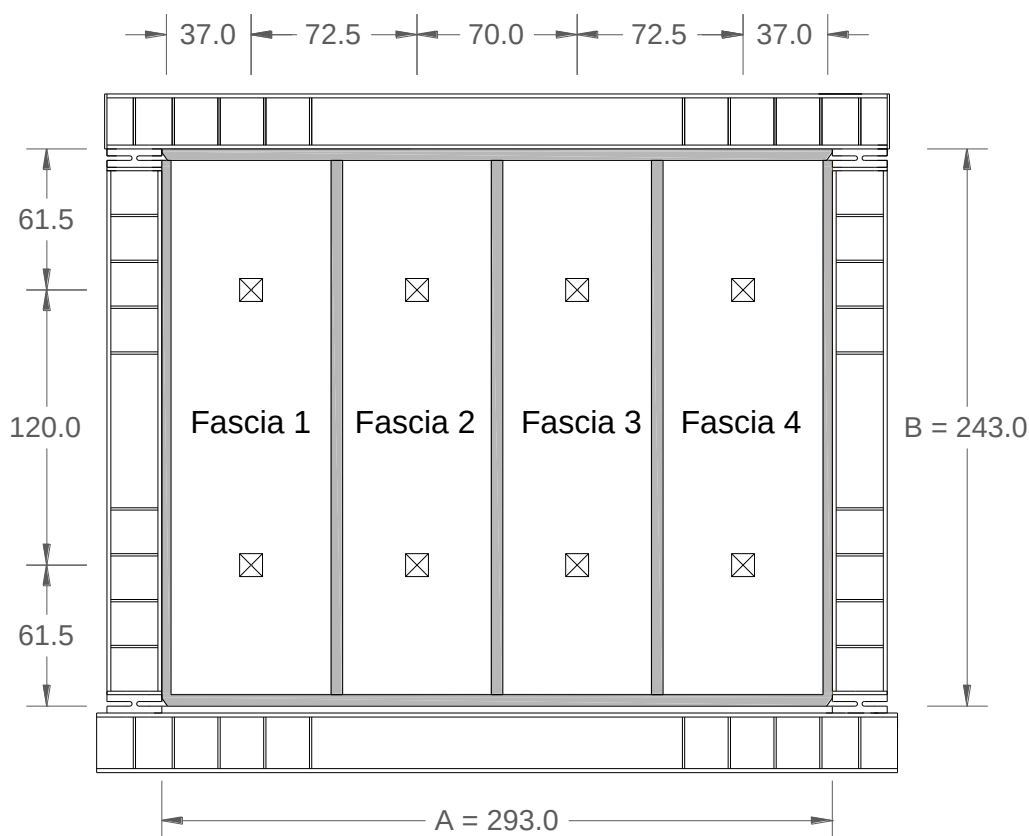


Figura 3.4 - Disposizione dei punti di carico nella prova con giunti verticali [cm]

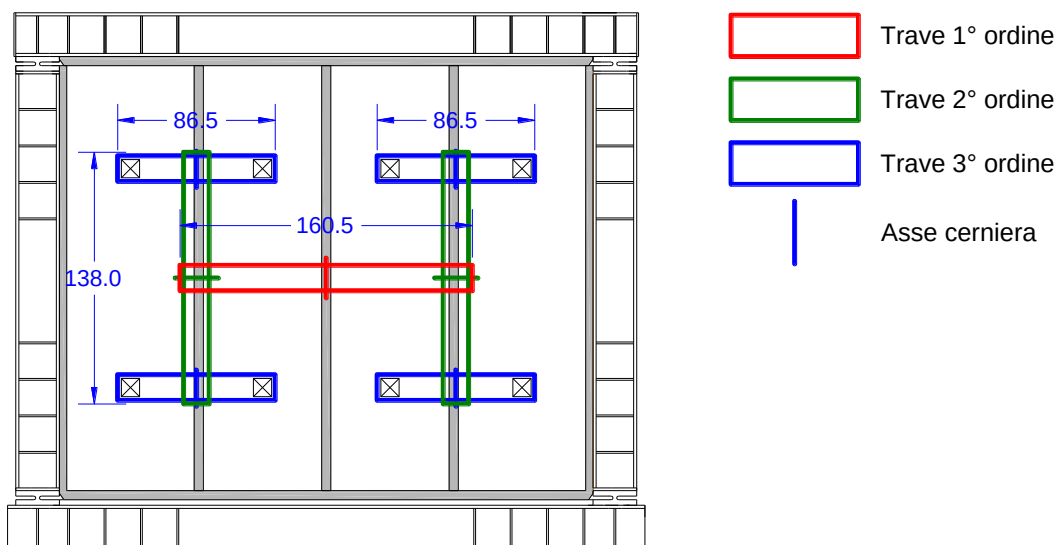


Figura 3.5 - Disposizione delle travi nella prova con giunti verticali [cm]

Le richieste di lunghezza e resistenza sono le seguenti:

Trave di primo livello

$$L_{min} = 160,5cm$$

$$W_{min} = \frac{M}{f_y} \gamma_{M0} = \frac{P * l}{4 * f_y} \gamma_{M0} = \frac{85kN * 142,5cm}{4 * 27,5 kN/cm^2} * 1,05 = 115,5cm^3$$

Trave di secondo livello

$$L_{min} = 138cm$$

$$W_{min} = \frac{M}{f_y} \gamma_{M0} = \frac{P * l}{4 * f_y} \gamma_{M0} = \frac{42,5kN * 120cm}{4 * 27,5 kN/cm^2} * 1,05 = 48,7cm^3$$

Trave di terzo livello

$$L_{min} = 86,5cm$$

$$W_{min} = \frac{M}{f_y} \gamma_{M0} = \frac{P * l}{4 * f_y} \gamma_{M0} = \frac{21,25kN * 72,5cm}{4 * 27,5 kN/cm^2} * 1,05 = 14,7cm^3$$

3.3.2 Parete con giunti di scorrimento verticali e apertura

La parete con giunti verticali è eseguita in laterizio, con una massa di circa 1182kg ed una spinta massima fuori piano prevista di 58kN . Di conseguenza sulle travi agiscono le seguenti sollecitazioni:

- Sulla trave di primo livello (rossa): $P = 60\text{kN}$. La lunghezza prevista è di $L = 215\text{cm}$ con interasse tra gli appoggi di $l = 197,5\text{cm}$.
- Sulla trave di secondo livello (verde): $P = 30\text{kN}$. La lunghezza prevista è di $L = 134\text{cm}$ con interasse tra gli appoggi di $l = 120\text{cm}$.
- Per ogni punto di carico: 15kN .

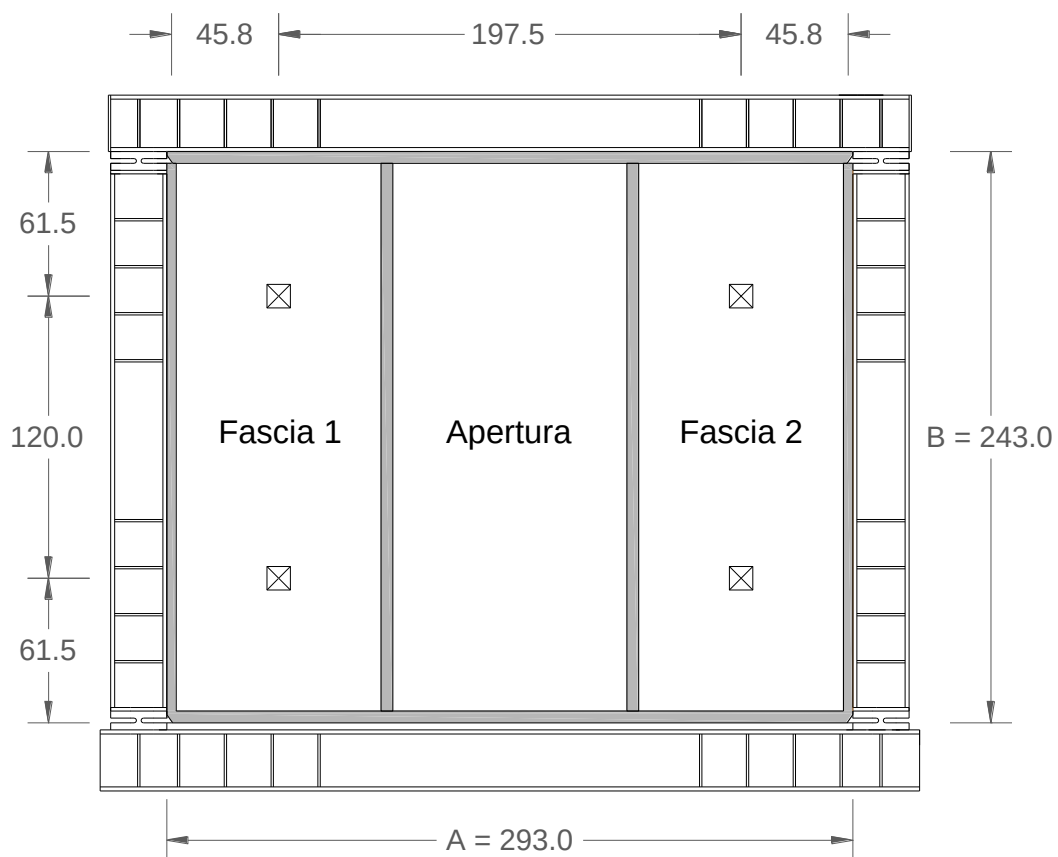


Figura 3.6 - Disposizione dei punti di carico nella prova con giunti e apertura [cm]

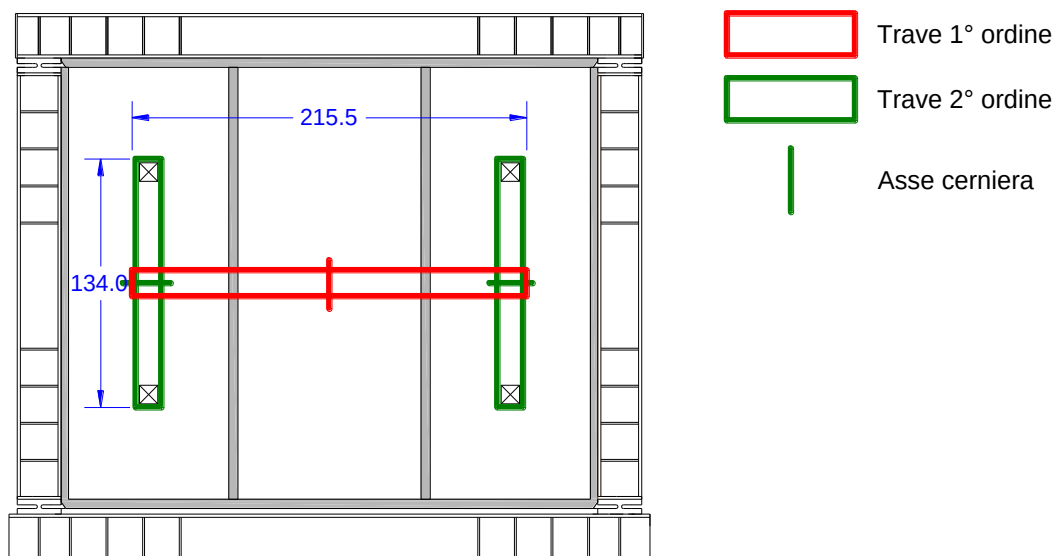


Figura 3.7 - Disposizione delle travi nella prova con giunti e apertura [cm]

Le richieste di lunghezza e resistenza sono le seguenti:

Trave di primo livello

$$L_{min} = 215cm$$

$$W_{min} = \frac{M}{f_y} \gamma_{M0} = \frac{P * l}{4 * f_y} \gamma_{M0} = \frac{60kN * 197,5cm}{4 * 27,5 kN/cm^2} * 1,05 = 113,4cm^3$$

Trave di secondo livello

$$L_{min} = 134cm$$

$$W_{min} = \frac{M}{f_y} \gamma_{M0} = \frac{P * l}{4 * f_y} \gamma_{M0} = \frac{30kN * 120cm}{4 * 27,5 kN/cm^2} * 1,05 = 33,6cm^3$$

3.3.3 Parete con giunti di scorrimento orizzontali

La parete con giunti orizzontali è eseguita in terra cruda, con una massa di circa 2860kg ed una spinta massima fuori piano prevista di 140kN . Di conseguenza sulle travi agiscono le seguenti sollecitazioni:

- Sulla trave di primo livello (rossa): $P = 140\text{kN}$. La lunghezza prevista è di $L = 134\text{cm}$ con interasse tra gli appoggi di $l = 116\text{cm}$.
- Sulla trave di secondo livello (verde): $P = 70\text{kN}$. La lunghezza prevista è di $L = 168\text{cm}$ con interasse tra gli appoggi di $l = 150\text{cm}$.
- Sulla trave di terzo livello (blu): $P = 35\text{kN}$. La lunghezza prevista è di $L = 72\text{cm}$ con interasse tra gli appoggi di $l = 61\text{cm}$.
- Per ogni punto di carico: $17,5\text{kN}$.

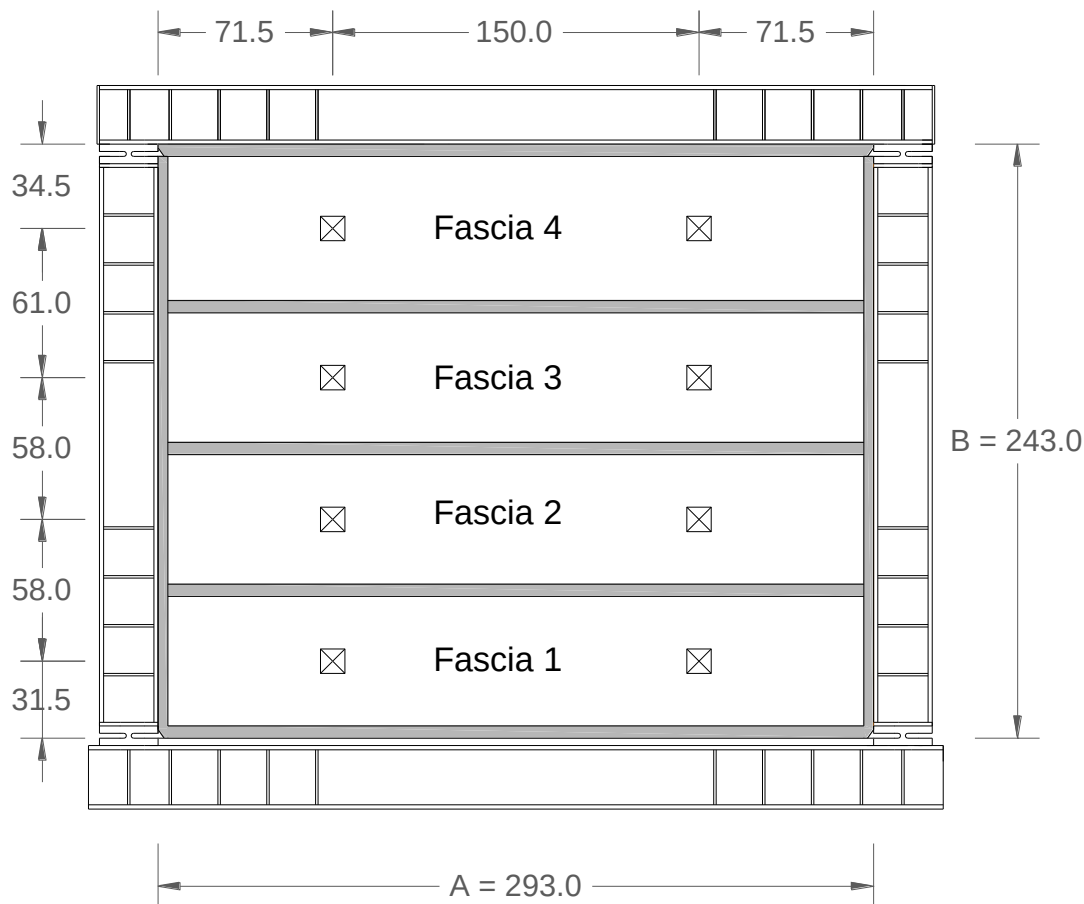


Figura 3.8 - Disposizione dei punti di carico nella prova con giunti orizzontali [cm]

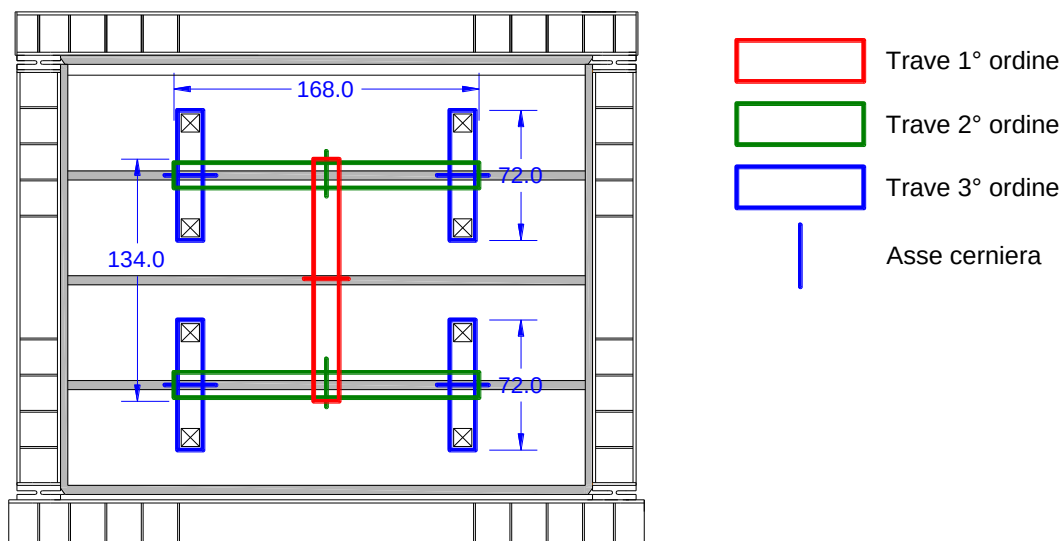


Figura 3.9 - Disposizione delle travi nella prova con giunti orizzontali [cm]

Le richieste di lunghezza e resistenza sono le seguenti:

Trave di primo livello

$$L_{min} = 134cm$$

$$W_{min} = \frac{M}{f_y} \gamma_{M0} = \frac{P * l}{4 * f_y} \gamma_{M0} = \frac{140kN * 116cm}{4 * 27,5 kN/cm^2} * 1,05 = 154,5cm^3$$

Trave di secondo livello

$$L_{min} = 168cm$$

$$W_{min} = \frac{M}{f_y} \gamma_{M0} = \frac{P * l}{4 * f_y} \gamma_{M0} = \frac{70kN * 150cm}{4 * 27,5 kN/cm^2} * 1,05 = 99,8cm^3$$

Trave di terzo livello

$$L_{min} = 72cm$$

$$W_{min} = \frac{M}{f_y} \gamma_{M0} = \frac{P * l}{4 * f_y} \gamma_{M0} = \frac{35kN * 61cm}{4 * 27,5 kN/cm^2} * 1,05 = 20,4cm^3$$

Le richieste più gravose sono le seguenti:

Primo livello

Una sola trave.

$$L \geq 215\text{cm}$$

$$W \geq 154,5\text{cm}^3$$

Secondo livello

Due travi.

$$L \geq 168\text{cm}$$

$$W \geq 99,8\text{cm}^3$$

Terzo livello

Quattro travi.

$$L \geq 86,5\text{cm}$$

$$W \geq 20,4\text{cm}^3$$

3.3.4 Caratteristiche dei profili scelti

I profili scelti per i tre livelli di travi sono i seguenti.

Primo livello

Profilo cavo rettangolare 220x140x10, già disponibile in laboratorio (Figura 3.10).

$$L = 225\text{cm}$$

$$W = 384\text{cm}^3 > 154,5\text{cm}^3$$

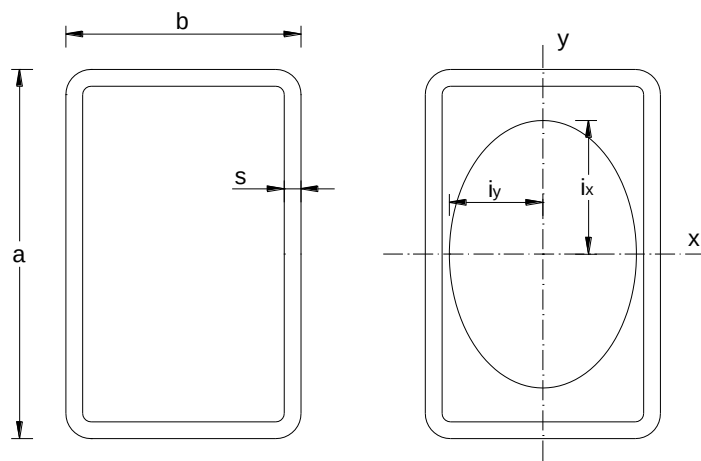


Figura 3.10 - Profilo cavo rettangolare 220x140x10

<i>a</i> mm	<i>b</i> mm	<i>s</i> mm	<i>S</i> cm ²	<i>p</i> kg/m	<i>P</i> kg	<i>I_x</i> cm ⁴	<i>W_x</i> cm ³	<i>i_x</i> cm	<i>I_y</i> cm ⁴	<i>W_y</i> cm ³	<i>i_y</i> cm
220	140	10	66,5	52,2	1x117,5	4220	384	7,97	2065	295	5,57

Secondo livello

Profili doppio IPE 140 calastrellato con saldatura a punti (Figura 3.11).

$$L = 170\text{cm}$$

$$W = 155\text{cm}^3 > 99,8\text{cm}^3$$

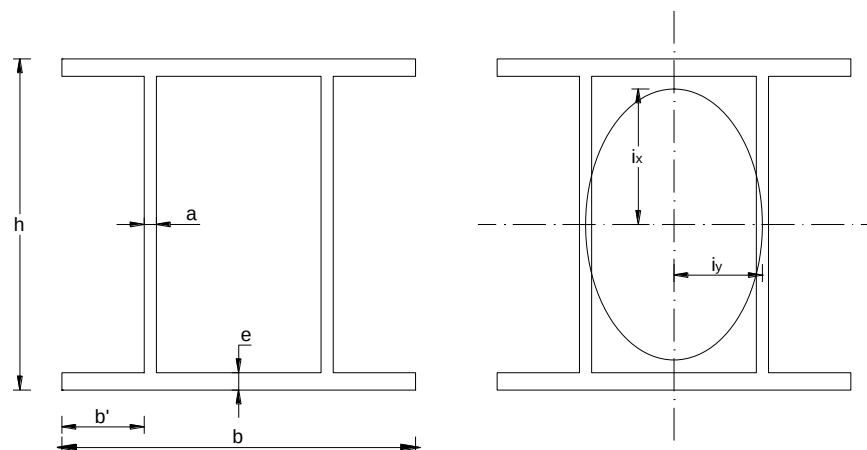


Figura 3.11 - Profilo doppio IPE 140 calastrellato

b mm	b' mm	h mm	a mm	e mm	S cm ²	p kg/m	P kg	I_x cm ⁴	W_x cm ³	i_x cm	I_y cm ⁴	W_y cm ³	i_y cm
146	34,15	140	4,7	6,9	32,8	25,8	2x58,1	1082	155	5,74	437	29,9	3,65

Terzo livello

Profili IPE 140, ottenuti dal taglio del banco di prova esistente (Figura 3.12).

$$L = 90\text{cm}$$

$$W = 77,3\text{cm}^3 > 20,4\text{cm}^3.$$

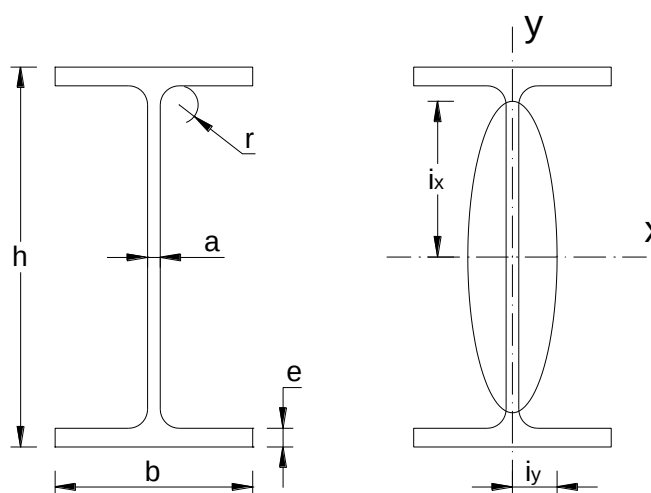


Figura 3.12 - Profilo IPE 140

h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	S cm ²	p kg/m	P kg	I_x cm ⁴	W_x cm ³	i_x cm	I_y cm ⁴	W_y cm ³	i_y cm
140	73	4,7	6,9	7	16,4	12,9	4x10,3	541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65

3.3.5 Progettazione delle cerniere

Le cerniere di collegamento tra i vari profili del telaio di carico devono garantire al telaio di carico la possibilità di deformarsi assecondando eventuali cedimenti localizzati dei vari pannelli. Devono tuttavia possedere una minima rigidezza flessionale per permettere il montaggio in sicurezza della struttura, ed essere infine economiche e di facile realizzazione. Per ottenere tutti questi risultati si è deciso di utilizzare come cerniere cilindriche degli elementi in acciaio dotati di una ridotta rigidezza flessionale, capaci di garantire adeguate deformazioni plastiche senza danneggiarsi, simili per concezione alle cerniere plastiche utilizzate nel telaio in acciaio di cui al §2.3 (Zanetti, 2009).

A tal fine sono stati progettati degli elementi costituiti da semplici piatti d'acciaio uniti con saldature a completa penetrazione, come da Figura 3.13.

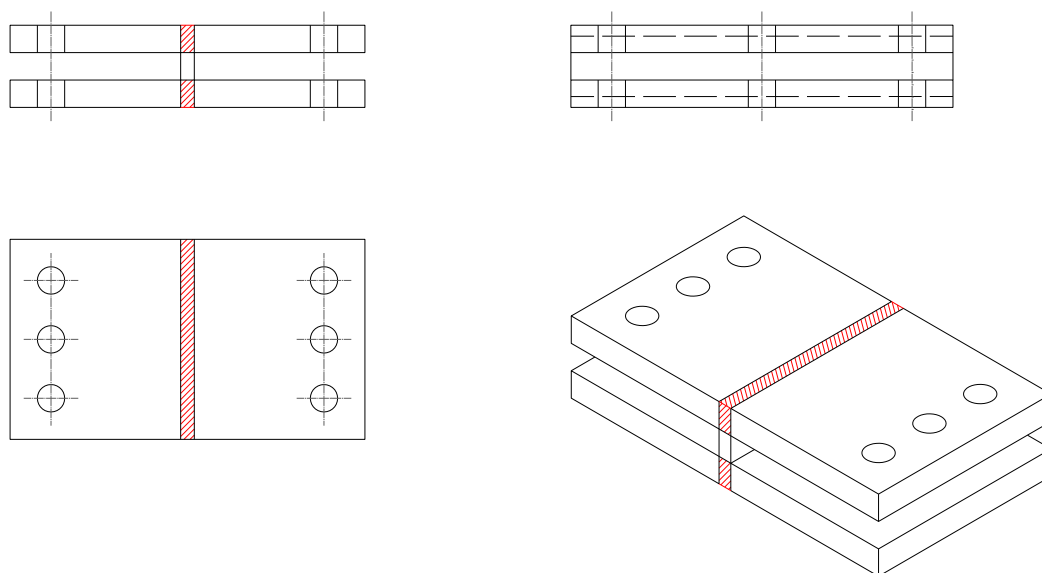


Figura 3.13 - Esempio di cerniera realizzata per il telaio di prova. In rosso sono campite le saldature a piena penetrazione

Le cerniere realizzate sono di due tipi: il primo, più robusto, collega la trave di primo livello con le travi di secondo livello; il secondo, meno rigido, collega le travi di secondo livello a quelle di terzo.

Le cerniere in questione devono garantire una resistenza a taglio della sezione ridotta tale da permettere la messa in opera della struttura senza pericolo per la manodopera. Per ottenere questo si considera come taglio massimo sollecitante il peso proprio della parte di struttura “appesa” alla cerniera, pari a:

- per le cerniere di tipo 1: il peso di una trave di 2° livello e due travi di 3° livello, pari a $V_1 = (58,1kg + 2 * 10,3kg) * 9,81 m/s^2 = 772N$;

- per le cerniere di tipo 2: il peso di una trave di 3° livello, pari a $V_2 = 10,3kg * 9,81 m/s^2 = 101N$.

Durante la prova, poiché la struttura è schiacciata contro la parete, la sollecitazione a taglio risulta dimezzata. Se la verifica a taglio a riposo è soddisfatta si considera quindi verificata anche quella sotto sforzo.

Allo stesso tempo devono avere ridotta rigidità flessionale in modo da avvicinarsi alla situazione limite di cerniera perfetta, ma tale da non permettere una loro deformazione durante la messa in opera, quindi in condizioni di riposo. A tal fine si considera il momento massimo sollecitante dovuto al peso proprio degli elementi appesi, calcolato come peso degli elementi moltiplicato per il loro braccio, pari a:

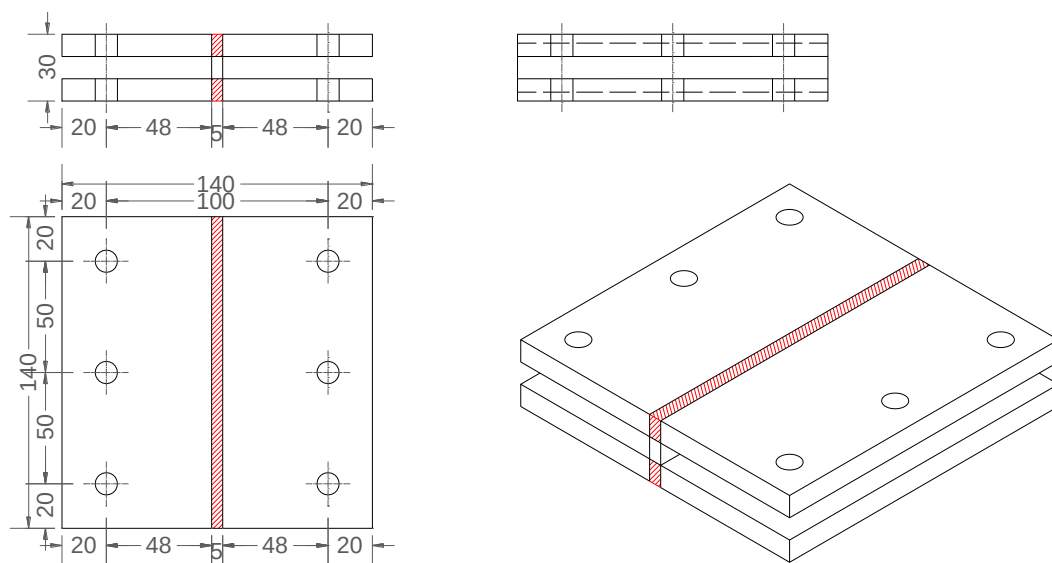
- Per le cerniere di tipo 1:

$$M_{S1} = P_{2^{\circ}Liv} * b_{2*liv} + 2P_{3^{\circ}Liv} * b_{3*liv} = 570N * 0,085m + 2 * 101N * 0,255m = 100Nm;$$

- Per le cerniere di tipo 2:

$$M_{S2} = 2P_{3^{\circ}Liv} * b_{3*liv} = 101N * 0,085m = 8,6Nm$$

Cerniera 1



La prima cerniera è di collegamento tra la trave di primo livello e le travi di secondo livello. È soggetta quindi ad un carico massimo pari a metà della spinta massima operata dal martinetto, cioè:

$$N_{1,MAX} = F_{MAX}/2 = 140kN/2 = 70kN$$

La cerniera, in acciaio S275, ha le seguenti caratteristiche geometriche:

$$a = 5mm$$

$$b = 140mm$$

$$A_{res} = 700mm^2$$

$$J = \frac{1}{12} b a^3 = \frac{1}{12} 140 * 5^3 \text{ mm}^4 = 1458 \text{ mm}^4$$

$$W = \frac{2J}{a} = 583 \text{ mm}^3$$

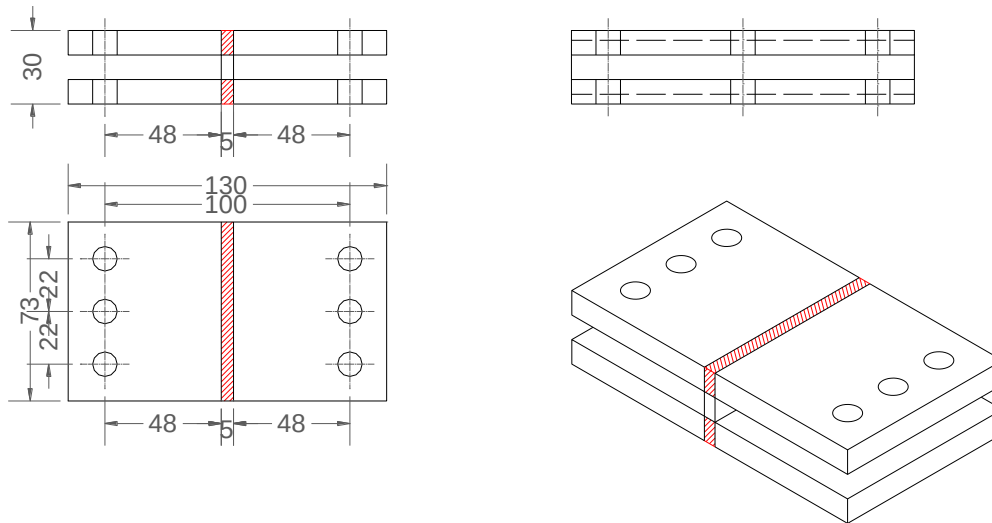
$$M_{y,MAX} = f_y * W = 275 \text{ MPa} * 583 \text{ mm}^3 = 160 \text{ Nm} > M_{S1} = 100 \text{ Nm}$$

$$M_{y,min} = W \left(f_y - \frac{N_{1,MAX}}{A} \right) = 583 \text{ mm}^3 \left(275 \text{ MPa} - \frac{70 \text{ kN}}{700 \text{ mm}^2} \right) = 102 \text{ Nm}$$

$$V_R = A_{res} * \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 700 \text{ mm}^2 * \frac{275 \text{ MPa}}{\sqrt{3}} = 111 \text{ kN} > V_1 = 0,77 \text{ kN}$$

Dove $M_{y,MAX}$ è il momento a snervamento della cerniera a riposo, non compressa, e $M_{y,min}$ è il momento a snervamento della cerniera sottoposta al massimo carico previsto.

Cerniera 2



La seconda cerniera è di collegamento tra una trave di secondo livello e una trave di terzo livello. È soggetta quindi ad un carico massimo pari a un quarto della spinta massima operata dal martinetto, cioè:

$$N_{2,MAX} = F_{MAX}/4 = 140 \text{ kN}/4 = 35 \text{ kN}$$

La cerniera, in acciaio S275, ha le seguenti caratteristiche geometriche:

$$a = 5 \text{ mm}$$

$$b = 70 \text{ mm}$$

$$A_{res} = 350 \text{ mm}^2$$

$$J = \frac{1}{12} b a^3 = \frac{1}{12} 70 * 5^3 \text{ mm}^4 = 729 \text{ mm}^4$$

$$W = \frac{2J}{a} = 292 \text{ mm}^3$$

$$M_{y,MAX} = f_y * W = 275 \text{ MPa} * 292 \text{ mm}^3 = 80 \text{ Nm} > M_{S2} = 8,6 \text{ Nm}$$

$$M_{y,min} = W \left(f_y - \frac{N_{2,MAX}}{A} \right) = 292 \text{ mm}^3 \left(275 \text{ MPa} - \frac{35 \text{ kN}}{700 \text{ mm}^2} \right) = 66 \text{ Nm}$$

$$V_R = A_{res} * \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 350mm^2 * \frac{275MPa}{\sqrt{3}} = 56kN > V_2 = 0,10kN$$

I valori di resistenza sono superiori alle richieste, quindi le cerniere soddisfano i requisiti necessari.

3.3.6 Approssimazioni dovuti all'utilizzo di cerniere plastiche

L'utilizzo di cerniere non perfette comporta la possibilità che il carico non si distribuisca uniformemente sugli 8 punti di carico a causa della resistenza flessionale delle cerniere. Si possono avere quindi situazioni come da Figura 3.14.

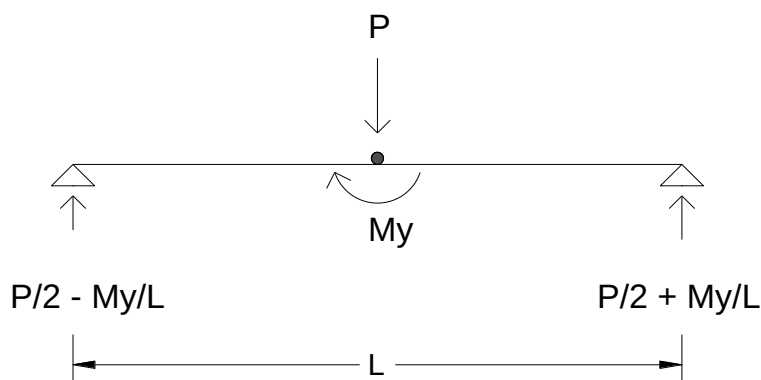


Figura 3.14 - Schema di ripartizione del carico ad opera del momento di plasticizzazione delle cerniere

Tale ripartizione del carico dipende da tre fattori: la geometria della sezione, la distanza tra gli appoggi e il carico stesso applicato. All'aumentare del carico P infatti si riduce il momento di plasticizzazione della cerniera. La relazione, ottenuta dal primo caso di De Saint-Venant, è la seguente:

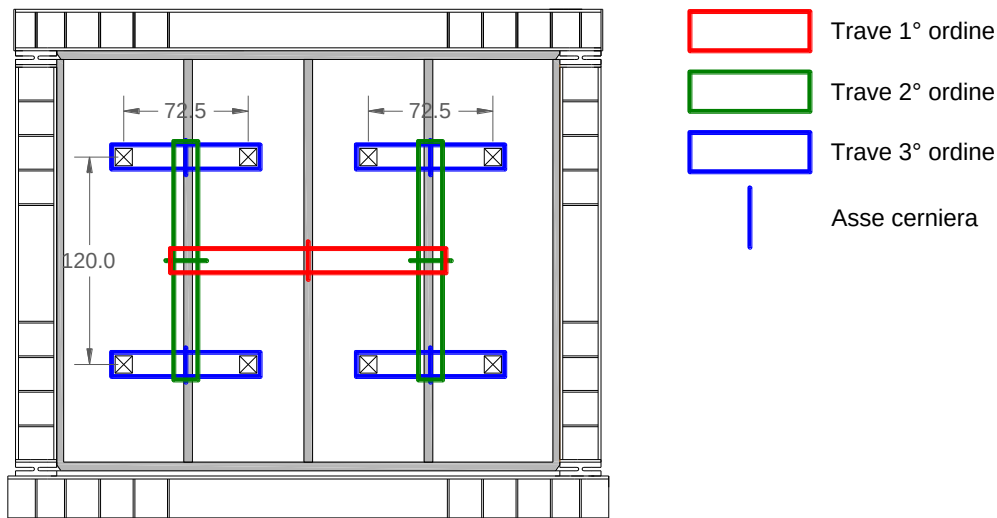
$$\Delta P = \frac{M_y}{L} = \frac{W}{L} \left(f_y - \frac{P}{A_{res}} \right)$$

Come si può notare ΔP è inversamente proporzionale alla distanza tra gli appoggi, direttamente proporzionale al modulo resistente della sezione e cala all'aumentare del carico P .

Poiché le cerniere sono posizionate in serie il loro effetto si somma. La massima variazione ΔP sarà data dalla somma dei massimi contributi delle cerniere di tipo 1 e 2.

Si distinguono tre casi, tanti quante sono le diverse configurazioni geometriche della struttura.

Caso 1: parete in laterizio senza apertura



$$P_{MAX} = 85kN$$

$$L_1 = 1200mm$$

$$A_{R1} = 140 * 5mm^2 = 700mm^2$$

$$W_1 = 583mm^3$$

$$L_2 = 725mm$$

$$A_{R1} = 70 * 5mm^2 = 350mm^2$$

$$W_2 = 292mm^3$$

$$\begin{aligned}\Delta P_{min} &= \Delta P_{1min} + \Delta P_{2min} = \frac{W_1}{L_1} \left(f_y - \frac{P/2}{A_{R1}} \right) + \frac{W_2}{L_2} \left(f_y - \frac{P/4}{A_{R2}} \right) \\ &= \frac{583mm^3}{1200mm} \left(275MPa - \frac{42,5kN}{700mm^2} \right) + \frac{292mm^3}{725mm} \left(275MPa - \frac{21,25kN}{350mm^2} \right) \\ &= 104,1N + 86,3N = 190N\end{aligned}$$

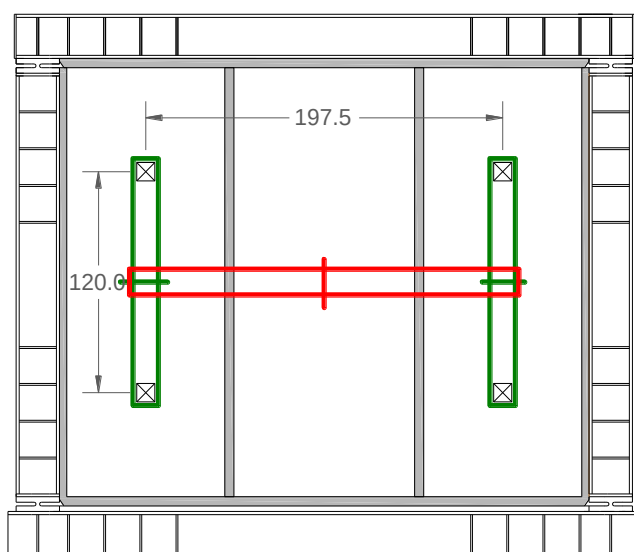
$$\begin{aligned}\Delta P_{MAX} &= \Delta P_{1MAX} + \Delta P_{2MAX} = \frac{W_1}{L_1} f_y + \frac{W_2}{L_2} f_y = \frac{583mm^3}{1200mm} 275MPa + \frac{292mm^3}{725mm} 275MPa \\ &= 133,6N + 110,7N = 244N\end{aligned}$$

L'errore a carico massimo è quindi stimabile in

$$\Delta P = \frac{\Delta P_{min}}{P_{MAX}/8} = \frac{190N}{85000N/8} = 1,8\%$$

P	ΔP	ΔP
kN	kN	%
20	0,232	9,27%
40	0,219	4,38%
60	0,206	2,75%
85	0,190	1,79%

Caso 2: parete in laterizio con apertura



- Trave 1° ordine
- Trave 2° ordine
- Asse cerniera

$$P_{MAX} = 60kN$$

$$L = 1200mm$$

$$A_R = 140 * 5mm^2 = 700mm^2$$

$$W = 583mm^3$$

$$\Delta P_{min} = \frac{W}{L} \left(f_y - \frac{P_{MAX}/2}{A_{res}} \right) = \frac{583mm^3}{1200mm} \left(275MPa - \frac{30kN}{700mm^2} \right) = 113N$$

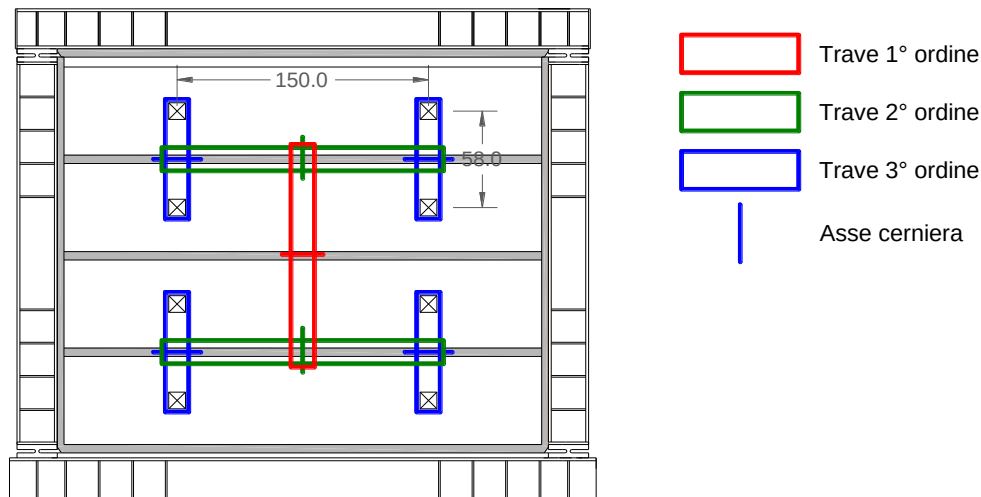
$$\Delta P_{MAX} = \frac{W}{L} f_y = \frac{583mm^3}{1200mm} 275MPa = 133,6N$$

L'errore a carico massimo è quindi stimabile in

$$E = \frac{\Delta P_{min}}{P_{MAX}/4} = \frac{113N}{60000N/4} = 0,75\%$$

P	ΔP	ΔP
kN	kN	%
15	0,128	3,42%
30	0,123	1,64%
45	0,118	1,05%
60	0,113	0,75%

Caso 3: parete in terra cruda



$$P_{MAX} = 140kN$$

$$L_1 = 1500mm$$

$$A_{R1} = 140 * 5mm^2 = 700mm^2$$

$$W_1 = 583mm^3$$

$$L_2 = 580mm$$

$$A_{R2} = 70 * 5mm^2 = 350mm^2$$

$$W_2 = 292mm^3$$

$$\begin{aligned} \Delta P_{min} &= \Delta P_{1min} + \Delta P_{2min} = \frac{W_1}{L_1} \left(f_y - \frac{P/2}{A_{R1}} \right) + \frac{W_2}{L_2} \left(f_y - \frac{P/4}{A_{R2}} \right) \\ &= \frac{583mm^3}{1500mm} \left(275MPa - \frac{70kN}{700mm^2} \right) + \frac{292mm^3}{580mm} \left(275MPa - \frac{35kN}{350mm^2} \right) \\ &= 68,0N + 88,1N = 156N \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta P_{MAX} &= \Delta P_{1MAX} + \Delta P_{2MAX} = \frac{W_1}{L_1} f_y + \frac{W_2}{L_2} f_y = \frac{583mm^3}{1500mm} 275MPa + \frac{292mm^3}{580mm} 275MPa \\ &= 106,9N + 138,4N = 245,3N \end{aligned}$$

L'errore a carico massimo è quindi stimabile in

$$E = \frac{\Delta P_{min}}{P_{MAX}/8} = \frac{156N}{140000N/8} = 0,9\%$$

P	ΔP	ΔP
kN	kN	%
35	0,223	5,10%
70	0,201	2,29%
105	0,178	1,36%
140	0,156	0,89%

3.4 Verifiche

Le verifiche saranno eseguite per il comportamento ultimo della struttura, poiché il comportamento, poiché non ci sono necessità di limitare le deformazioni degli elementi.

Verranno verificati:

- L'instabilità flessione – torsionale col metodo dell'asta isolata¹;
- Il comportamento ultimo a taglio;
- Il comportamento ultimo a flessione.

3.4.1 Instabilità flessione – torsionale

Trave di 1° livello

La verifica si basa sulle seguenti ipotesi:

- Il momento flettente si ripartisce in una forza di trazione su un'ala e in una forza di compressione sull'altra;
- L'ala compressa è l'unico elemento che può essere soggetto ad instabilità;
- L'ala compressa può instabilizzarsi solo lungo il proprio asse di massima inerzia, a causa dell'effetto irrigidente delle anime.

Il momento flettente massimo è quantificabile come:

$$M_{max} = \frac{F * l}{4} = \frac{150kN * 1,16m}{4} = 43,5kNm$$

È possibile rappresentare il momento come una coppia di forze agenti sulle ali del profilo, una di trazione e una di compressione. Tale coppia, di braccio $b = a - s = (220 - 10)mm = 210mm$ ha modulo pari a

$$F = \frac{M_{max}}{b} = \frac{43,5kNm}{0,21m} = 211,34kN$$

Per uno sforzo di compressione pari a:

$$\sigma_{max} = \frac{F}{b * e} = \frac{211,34kN}{146 * 6,9mm^2} = 207,1MPa$$

Il momento d'inerzia dell'ala, secondo l'asse di maggior inerzia, è pari a:

¹ Si utilizzerà la verifica col metodo dell'asta isolata anche nei profili a sezione chiusa per utilizzare un solo metodo di verifica, nonostante sia indicata per profili aperti. Il risultato è comunque attendibile in quanto la rigidità torsionale di un profilo chiuso è sempre maggiore di quella di un profilo di geometria equivalente ma aperto, e la verifica riportata risulta quindi assai conservativa.

$$J = \frac{1}{12} e b^3 = \frac{1}{12} * 1 * 14^3 \text{ cm}^4 = 228,7 \text{ cm}^4$$

E il corrispondente raggio d'inerzia:

$$i = \sqrt{\frac{J}{b * e}} = \sqrt{\frac{228,7 \text{ cm}^4}{14 * 1 \text{ cm}^2}} = 4,04 \text{ cm}$$

Il rapporto di snellezza e lo sforzo critico sono quindi pari a:

$$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{116 \text{ cm}}{4,04 \text{ cm}} = 28,7 < 50$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi E}{\lambda^2} = \frac{\pi * 210000 \text{ MPa}}{28,7^2} = 801 \text{ MPa} > 275 \text{ MPa} > 207 \text{ MPa} = \sigma_{max}$$

La verifica è soddisfatta.

Trave di 2° livello

La verifica si basa sulle seguenti ipotesi:

- Il momento flettente si ripartisce in una forza di trazione su un'ala e in una forza di compressione sull'altra;
- L'ala compressa è l'unico elemento che può essere soggetto ad instabilità;
- L'ala compressa può instabilizzarsi solo lungo il proprio asse di massima inerzia, a causa dell'effetto irrigidente delle anime.

Il momento flettente massimo è quantificabile come:

$$M_{max} = \frac{F * l}{4} = \frac{75 \text{ kN} * 1,5 \text{ m}}{4} = 28,13 \text{ kNm}$$

È possibile rappresentare il momento come una coppia di forze agenti sulle ali del profilo, una di trazione e una di compressione. Tale coppia, di braccio $b = h - e = (140 - 6,9) \text{ mm} = 133,1 \text{ mm}$ ha modulo pari a

$$F = \frac{M_{max}}{b} = \frac{28,13 \text{ kNm}}{0,1331 \text{ m}} = 211,34 \text{ kN}$$

Per uno sforzo di compressione pari a:

$$\sigma_{max} = \frac{F}{b * e} = \frac{211,34 \text{ kN}}{146 * 6,9 \text{ mm}^2} = 209,8 \text{ MPa}$$

Il momento d'inerzia dell'ala, secondo l'asse di maggior inerzia, è pari a:

$$J = \frac{1}{12} e b^3 = \frac{1}{12} * 0,69 * 14,6^3 \text{ cm}^4 = 178,9 \text{ cm}^4$$

E il corrispondente raggio d'inerzia:

$$i = \sqrt{\frac{J}{b * e}} = \sqrt{\frac{178,9 \text{ cm}^4}{14,6 * 0,69 \text{ cm}^2}} = 4,21 \text{ cm}$$

Il rapporto di snellezza e lo sforzo critico sono quindi pari a:

$$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{150cm}{4,21cm} = 35,6 < 50$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi E}{\lambda^2} = \frac{\pi * 210000MPa}{36,5^2} = 495MPa > 275MPa > 210MPa = \sigma_{max}$$

La verifica è soddisfatta.

Trave di 3° livello

La verifica si basa sulle seguenti ipotesi:

- Il momento flettente si ripartisce in una forza di trazione su un'ala e in una forza di compressione sull'altra;
- L'ala compressa è l'unico elemento che può essere soggetto ad instabilità;
- L'ala compressa può instabilizzarsi solo lungo il proprio asse di massima inerzia, a causa dell'effetto irrigidente dell'anima.

Il momento flettente massimo è quantificabile come:

$$M_{max} = \frac{F * l}{4} = \frac{37,5kN * 0,58m}{4} = 5,44kNm$$

È possibile rappresentare il momento come una coppia di forze agenti sulle ali del profilo, una di trazione e una di compressione. Tale coppia, di braccio $b = h - e = (140 - 6,9)mm = 133,1mm$ ha modulo pari a

$$F = \frac{M_{max}}{b} = \frac{5,44kNm}{0,1331m} = 40,87kN$$

Per uno sforzo di compressione pari a:

$$\sigma_{max} = \frac{F}{b * e} = \frac{40,86kN}{73 * 6,9mm^2} = 81,1MPa$$

Il momento d'inerzia dell'ala, secondo l'asse di maggior inerzia, è pari a:

$$J = \frac{1}{12}eb^3 = \frac{1}{12} * 0,69 * 7,3^3cm^4 = 22,37cm^4$$

E il corrispondente raggio d'inerzia:

$$i = \sqrt{\frac{J}{b * e}} = \sqrt{\frac{22,37cm^4}{7,3 * 0,69cm^2}} = 2,11cm$$

Il rapporto di snellezza e lo sforzo critico sono quindi pari a:

$$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{58cm}{2,11cm} = 27,5 < 50$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi E}{\lambda^2} = \frac{\pi * 210000MPa}{27,5^2} = 872MPa > 275MPa > 81,1MPa = \sigma_{max}$$

La verifica è soddisfatta.

3.4.2 Verifica a taglio

Il taglio massimo sui profili si ha sempre nel caso del muro in terra cruda con giunti orizzontali¹. Le verifiche verranno eseguite col metodo di Jourawsky.

Trave di 1° livello

$$V_{max} = 150kN$$

$$\tau_{max} = \frac{V * S_{max}^*}{J_x b} = \frac{150000N * (140 * 10 * 105 + 2 * 100 * 10 * 50)mm^3}{42200000mm^4 * 20mm} = 43,9MPa$$

$$< 389MPa$$

La verifica è soddisfatta.

Trave di 2° livello

$$V_{max} = 75kN$$

$$\tau_{max} = \frac{V * S_{max}^*}{J_x b} = \frac{75000N * (146 * 6,9 * 66,55 + 2 * 4,7 * 63,1 * 31,55)mm^3}{10820000mm^4 * 9,4mm}$$

$$= 63,23MPa < 389MPa$$

La verifica è soddisfatta.

Trave di 3° livello

$$V_{max} = 37,5kN$$

$$\tau_{max} = \frac{V * S_{max}^*}{J_x b} = \frac{37500N * (73 * 6,9 * 66,55 + 4,7 * 63,1 * 31,55)mm^3}{5410000mm^4 * 4,7mm}$$

$$< 389MPa$$

La verifica è soddisfatta.

3.4.3 Verifica a flessione

Le verifiche a flessione sono considerate soddisfatte in quanto il modulo resistente della sezione, proporzionale al momento resistente, è superiore al modulo resistente minimo richiesto.

3.4.4 Stabilità del carrello di sostegno e adeguatezza della trave di contrasto

Il sistema fuori piano così progettato verrà montato su un carrello esistente che attualmente ospita la trave HEB200 utilizzata come contrasto nelle sperimentazioni precedenti (Migliorati, 2014, pag. 164-165). Si intende verificare:

¹ Confronta i carichi riportati nel §0 a pag. 51 con quelli ai §0 e §0 a pag. 47

- L'adeguatezza della trave di contrasto a taglio e flessione per le prove in programma;
- La stabilità del carrello nei confronti del ribaltamento.

Verifica della trave di contrasto

La trave di contrasto è una trave HEB200 di lunghezza $L_{TOT} = 3,30m$ e vincolata al telaio di prova grazie a delle barre filettate $\varnothing 16$ (due per estremità). Esse vincolano la trave come dei semplici appoggi, con luce $L = 3,20m$. La trave è perciò riconducibile ad uno schema di trave isostatica su due appoggi con carico concentrato in mezzeria, applicato dal martinetto idraulico di spinta sul banco di contrasto e di intensità massima $P_{MAX} = 140kN$. Per la prima prova fuori piano in programma $P = 85kN$.

Si verificare che il modulo resistente della sezione $W = 569,6cm^3$ sia superiore alla richiesta.

$$W_{min} = \frac{M}{f_y} * 1,05 = \frac{PL}{4f_y} * 1,05 = \frac{140000N * 3200mm}{1000 * 4 * 275MPa} * 1,05 = 427,6cm^3 < W$$

La verifica a flessione è soddisfatta.

Per la verifica a taglio si procede secondo il metodo di Jourawsky: la sezione più sollecitata è quella di appoggio, e il flusso di taglio massimo si ha in mezzeria.

Il momento statico di metà sezione è il seguente:

$$S^* = (9 * 85 * 42,5)mm^3 + (15 * 200 * 92,5)mm^3 = 310cm^3.$$

Il flusso massimo di taglio quindi:

$$\tau_{max} = \frac{P/2 * S^*}{J * b} = \frac{140000N * 310cm^3}{56960cm^3 * mm * 9mm} = 84,7MPa < 151MPa = \frac{f_y}{1,05 * \sqrt{3}}$$

La verifica a taglio è soddisfatta.

Verifica della stabilità del carrello

Si richiede che la risultante delle forze peso delle travi in acciaio montate sul carrello sia ragionevolmente vicina al baricentro dell'area di appoggio dello stesso, in modo da evitare un eccessivo sovraccarico di una coppia di ruote rispetto alle altre. Poiché la distanza tra le ruote è $L = 65cm$ si considera ragionevole una distanza di non più di 11cm dal baricentro, ovvero entro una distanza di $\pm 1/6 L$.

In

Tabella 11 sono elencate le caratteristiche delle masse che insistono sul carrello e in Figura 3.15 ne è riportato uno schema geometrico.

Tabella 11 - Caratteristiche geometriche e massa delle travi in acciaio vincolate al carrello

Profilo	L [cm]	x [cm]	p [kg/m]	N° pezzi	m [kg]
1 - HEB200	330	0	61,3	1	202
2 - HEB200	200	12,5	61,3	1	123
3 - 220x140x10	250	57,5	52,2	1	131
4 - 2xIPE140	170	77,5	25,8	2	88
5 - IPE140	90	94,5	12,9	4	46

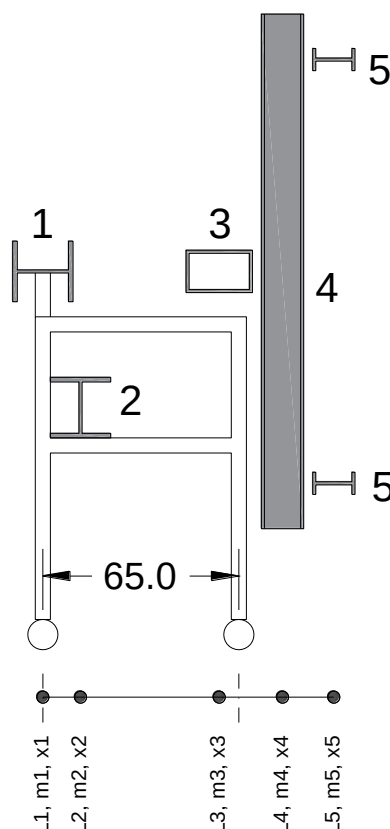


Figura 3.15 - Distribuzione delle masse sul carrello

La risultante delle forze peso delle masse che insistono sul carrello è applicata nel loro baricentro:

$$G = \frac{\sum_i m_i x_i}{\sum_i m_i} = \frac{(202 * 0 + 123 * 12,5 + 131 * 57,5 + 88 * 77,5 + 46 * 94,5) kg * cm}{(202 + 123 + 131 + 88 + 46) kg}$$

$$= 36 cm$$

Il baricentro delle forze è compreso nel *range* definito in precedenza.

Il peso totale agente sul carrello è stimato in

$$P = 110\%(gm_{tot}) = 110\%(9,81 * (202 + 123 + 131 + 88 + 46)) = 6,7 kN$$

$$\cong 7 kN (700 kg)$$

CAPITOLO 4. Modalità di prova

4.1 Descrizione della prova

4.1.1 Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento orizzontali e sistema di precompressione

La prova è stata eseguita col fine di simulare la risposta sismica nel piano del tamponamento attraverso una sollecitazione orizzontale quasi statica. Tale sollecitazione è stata organizzata in 16 cicli di carico crescenti, per diversi gradi di precompressione, compresi tra un drift dello 0,1% e un drift del 2,5%. Ogni ciclo prevede l'applicazione del carico necessario al raggiungimento del drift previsto, lo scarico del martinetto, l'applicazione del carico in direzione inversa, lo scarico e infine il ricentraggio a situazione indeformata (drift pari a 0). L'applicazione della deformazione nominale del ciclo è stata divisa in diversi step, compresi tra 5 e 10 per la fase di carico e altrettanti per quella di ricarico in direzione inversa. Tali passi di carico sono caratterizzati da un arresto dell'incremento di pressione nel martinetto, al fine di valutare di quanto si deforma la parete a pressione costante, per definire le caratteristiche del suo comportamento: se la deformazione si arresta rapidamente il comportamento è certamente incrudente, se invece la parete subisce ampie deformazioni a pressione costante allora il suo comportamento è perfettamente plastico o di softening. Vale la pena sottolineare come l'arresto dell'incremento di pressione nel martinetto sia ottenuto isolando la pompa dal martinetto con una valvola per impedire l'afflusso di olio: questo implica che, aumentando la deformazione della parete, la camera di compressione del martinetto aumenta conseguentemente di volume, di fatto riducendo la pressione dell'olio al suo interno. Questo fa sì che la pressione che genera la spinta sulla parete, una volta chiusa la valvola, non sia perfettamente costante, bensì si riduca proporzionalmente alla deformazione subita dal provino. Tale fatto è da tenere in considerazione nel caso in cui il campione subisca grandi deformazioni a seguito della chiusura della valvola, ma può essere trascurato nel caso in cui la deformazione sia limitata (comportamento incrudente).

In prima fase si è proceduto al test sulla parete senza precompressione per drift dello 0,1%, 0,2% e 0,5%, al fine di acquisire confidenza con l'attrezzatura. Tali deformazioni, senza applicazione del carico di precompressione, non causano infatti alcuna fessurazione nel provino all'infuori dei giunti di scorrimento (Migliorati, 2014; Vecchi,

2014). Si è poi proceduto a stringere manualmente i bulloni delle barre da precompressione fino a tenderle fino ad un carico di trazione pari a 3 kN l'una, per un totale di 24 kN , avviando poi i test per drift dello $0,2\%$ e dello $0,5\%$. Quindi il carico di precompressione è stato ulteriormente innalzato a $5,3\text{ kN}$ per barra ($42,5\text{ kN}$ totali) e sono stati eseguiti i cicli per drift pari a $0,2\%$ e $0,5\%$. Si è nuovamente aumentato il carico a $8,5\text{ kN}$ per barra ($67,8\text{ kN}$ totali), questa volta con l'ausilio di martinetti idraulici, procedendo ad un test più approfondito: drift pari a $0,1\%$, $0,2\%$, $0,5\%$, 1% , $1,5\%$, 2% , $2,5\%$. La scelta di passare rapidamente a questo grado di precompressione è stata fatta come conseguenza dei risultati ottenuti nel lavoro precedente (Vecchi, 2014). Si ricorda che l'obiettivo dell'esperimento è confrontare il comportamento tra la parete priva di intonaco strutturale, studiata da Marco Vecchi, e la parete oggetto di questo studio. È stato quindi elevato per l'ultima volta il carico di precompressione fino al raggiungimento di $11,3\text{ kN}$ per barra ($90,4\text{ kN}$ totali) per terminare con due cicli di drift $0,5\%$ e $2,5\%$. Per tutti i cicli con drift superiore all' 1% si è operato sul sistema di ricentraggio delle barre diwydag di ancoraggio del telaio per riallinearle alla verticale ad intervalli di $0,5\%$ di drift.

Nella figura seguente (Figura 4.1) è schematizzata la procedura di prova

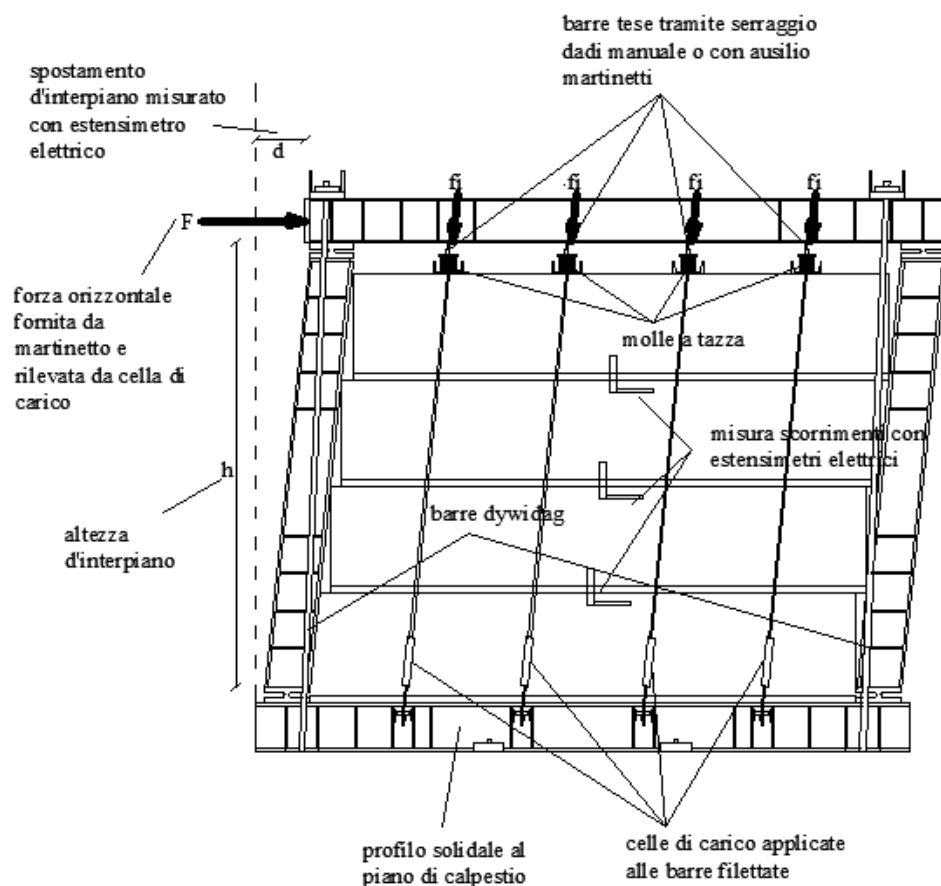


Figura 4.1 - Procedura di prova

Il motivo per cui sono stati eseguiti numerosi cicli a drift moderato e precompressione limitata è dovuto alla necessità di controllare il corretto funzionamento della strumentazione e migliorare la familiarità col software e con la procedura di prova, nonché confermare che la parete, già fessurata nel precedente lavoro di tesi (Vecchi, 2014), si comportasse come previsto dopo il rinforzo ad opera dell'intonaco armato. Per precompressioni elevate (da 67,8 kN totali) si è proceduto ad un test completo per confrontare il comportamento del provino con quello precedente, mentre per il grado di precompressione più elevato si è fatto solo un test esplorativo con l'intenzione di definire un valore limite di precompressione e drift per il buon funzionamento dissipativo, limite peraltro non raggiunto nemmeno con drift del 2,5%. Non si è proceduto ad incrementare ulteriormente il carico di precompressione per questioni di sicurezza.

4.1.2 Tamponamento in laterizio con giunti verticali

Lo scopo di questa prova è quella di simulare la risposta sismica di una parete in laterizio con giunti di scorrimento verticali, al fine di valutarne la duttilità, la rigidezza e l'affidabilità sia nel piano che fuori piano. Per problematiche relative alle tempistiche di cantiere e di prova tuttavia sarà oggetto della presente tesi solo il comportamento nel piano e fuori piano del tamponamento nel caso in cui ci sia un *gap* tra il laterizio e la trave superiore. Il comportamento nel piano e fuori piano della parete in assenza di *gap* saranno oggetto di una successiva relazione di ricerca.

Test della parete nel piano

L'analisi del meccanismo nel piano è stata eseguita attraverso una serie predefinita di cicli di carico e scarico della parete di ampiezza crescente, al fine di valutarne la risposta a sollecitazioni cicliche (Figura 4.2). L'attuazione di tale storia di carico è stata eseguita in controllo di forza attraverso un martinetto idraulico a doppio effetto. Poiché il test è stato eseguito in controllo di spostamento ogni ciclo di carico è stato suddiviso in step intermedi, agenti come punti di controllo per definire se la natura della risposta della parete fosse perfettamente plastica, incrudente o anti-incrudente: se infatti arrestando l'incremento di pressione nella camera compressa del martinetto anche la deformazione della parete si stabilizzava allora questo garantiva un comportamento incrudente della risposta.

I cicli di carico sono stati eseguiti per drift crescenti, ripetendo almeno due volte una storia deformativa, secondo la storia di carico in Tabella 13.

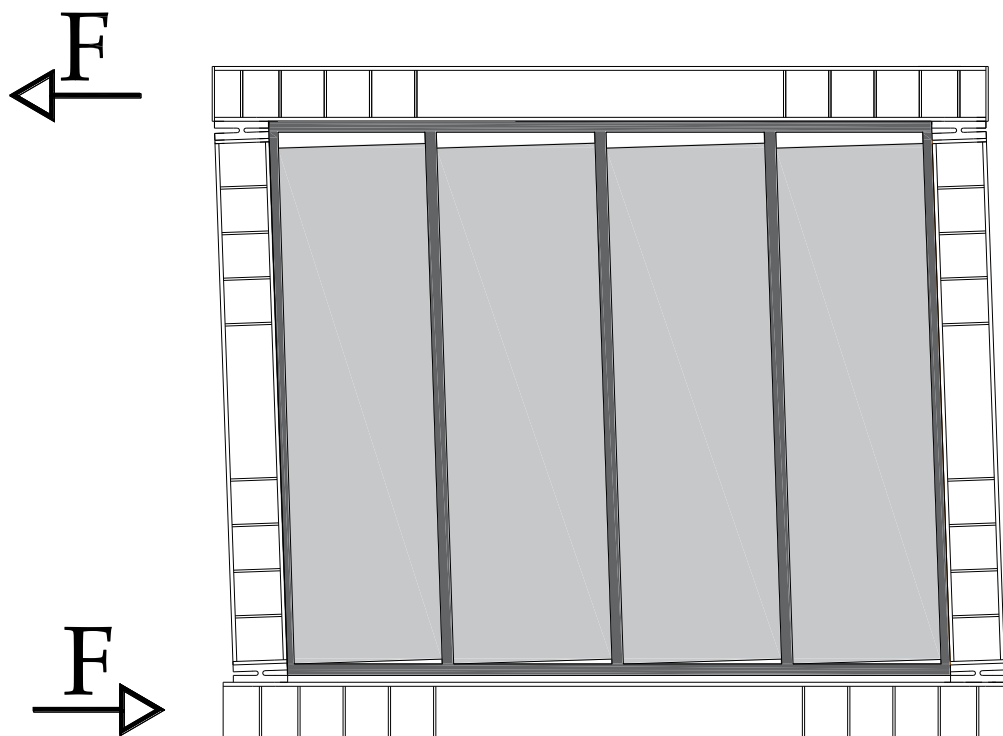


Figura 4.2 - Modalità di esecuzione del test nel piano

Test della parete fuori piano

L'analisi del comportamento fuori piano della parete è stata eseguita in condizioni quasi statiche e in controllo di carico, applicando la forza per mezzo di un martinetto idraulico a semplice effetto azionato tramite una pompa a mano e collegato in serie con una cella di carico a compressione. La forza è stata poi distribuita sulla parete in otto punti tramite la struttura di carico progettata nel CAPITOLO 3. La storia di carico, visibile in Tabella 14, è stata caratterizzata da una sollecitazione ciclica a passi predeterminati fino ad un'accelerazione equivalente di 2,2g. Successivamente sono stati eseguiti cicli di carico per accelerazioni superiori raggiungendo 4,2g.

4.2 Sequenza di carico

4.2.1 Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento orizzontali e sistema di precompressione

Il test sulla parete sperimentale è stato iniziato una volta che l'intonaco è giunto a completa maturazione. Il provino è stato testato nel piano attraverso il martinetto idraulico ancorato al banco di contrasto, con cicli di spostamento crescenti e con precompressioni crescenti, fino ad un drift massimo del 2,5%.

La sequenza di prova è stata la seguente:

Tabella 12 - Storia di carico del tamponamento con giunti orizzontali

Ciclo	Drift	Precompressione
-	Ricentraggio (+0,1%)	0 kN
1	$\pm 0,1\%$	0 kN
2	$\pm 0,2\%$	0 kN
3	$\pm 0,5\%$	0 kN
-	Lettura errata (-0,7% circa)	24 kN
-	Ricentraggio	24 kN
4	$\pm 0,2\%$	24 kN
5	$\pm 0,5\%$	24 kN
6	$\pm 0,2\%$	42,5 kN
7	$\pm 0,5\%$	42,5 kN
8	$\pm 0,1\%$	67,8 kN
9	$\pm 0,2\%$	67,8 kN
10	$\pm 0,5\%$	67,8 kN
11	$\pm 1,0\%$	67,8 kN
12	$\pm 1,5\%$	67,8 kN
13	$\pm 2,0\%$	67,8 kN
14	$\pm 2,5\%$	67,8 kN
15	$\pm 0,5\%$	90,4 kN
16	$\pm 2,5\%$	90,4 kN

La lettura del 5° ciclo è stata definita errata in quanto non è stata riscontrata risposta strumentale di spostamento a causa di un errore software. La stima di spostamento è stata eseguita grazie ad una scala di spostamento graduata ottenuta con filo a piombo e un righello, approntata appunto per evenienze simili. In questo ciclo di spostamento senza lettura la parete non ha subito alcun danneggiamento, ed è stata successivamente ricentrata alla posizione iniziale.

In Figura 4.3 è rappresentata la storia di carico del provino.

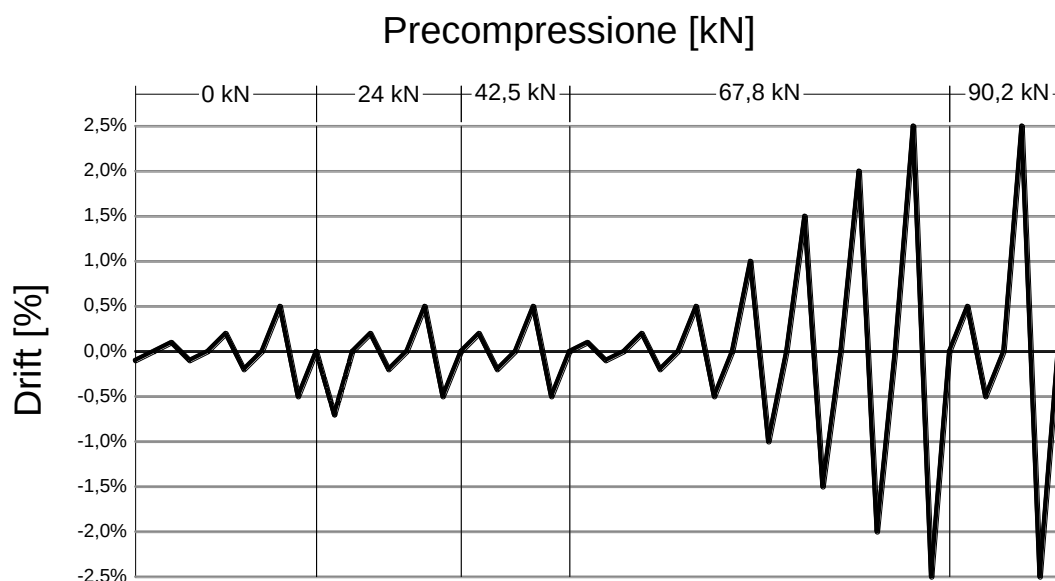


Figura 4.3 - Storia di carico tamponamento con giunti orizzontali

4.2.2 Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento verticali

Test nel piano

Il provino è stato testato nel piano attraverso il martinetto idraulico ancorato al banco di contrasto, con cicli di spostamento crescenti e ripetendo almeno due volte ogni ciclo di deformazione da 0,7% di drift in poi, fino ad un drift massimo del 2,5%.

La sequenza di prova è stata la seguente:

Tabella 13 - Storia di carico nel piano del tamponamento con giunti verticali

Ciclo	Drift
1	$\pm 0,1\%$
2	Ricentraggio ($\pm 20 \text{ kN}$, equivalenti a $\pm 0,3\% \text{ kN}$)
3	$\pm 0,3\%$
4	$\pm 0,7\%$
5	$\pm 0,8\%$
6	$\pm 0,8\%$
7	$\pm 1,0\%$
8	$\pm 1,0\%$
9	$\pm 1,5\%$
10	$\pm 1,5\%$
11	$\pm 2,0\%$
12	$\pm 2,0\%$
13	$\pm 2,5\%$
14	$\pm 2,5\%$
15	$\pm 2,5\%$

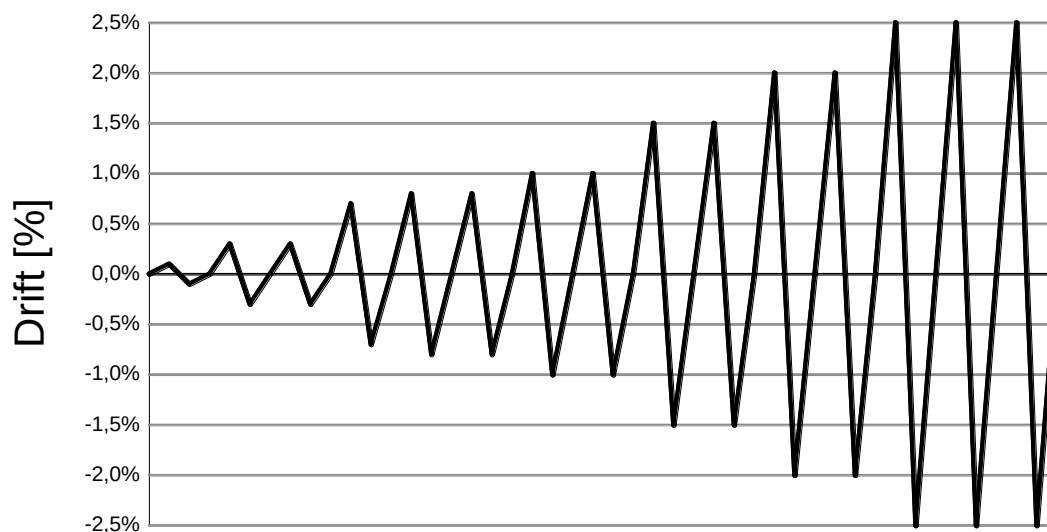


Figura 4.4 - Storia di carico nel piano del tamponamento con giunti verticali

Test fuori dal piano

Il provino è stato testato fuori piano attraverso il martinetto idraulico a semplice effetto, con cicli di carico crescenti.

La sequenza di carico è stata la seguente:

Tabella 14 - Storia di carico fuori piano del tamponamento con giunti verticali

Ciclo	Forza [kN]	Accelerazione equivalente [g]
1	12	0,7
2	24	1,4
3	24	1,4
4	36	2,2
5	36	2,2
6	48	2,9
7	60	3,6
8	72	4,3

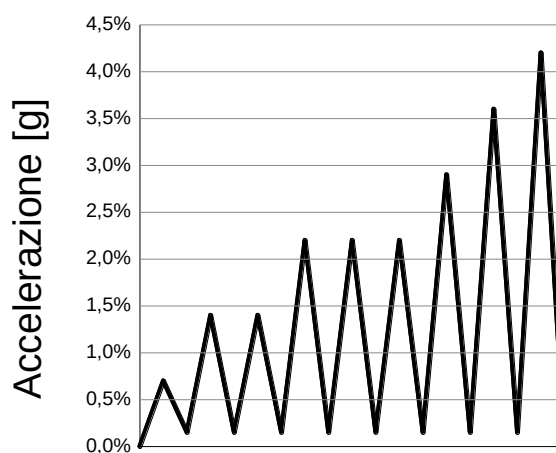


Figura 4.5 - Storia di carico fuori piano del tamponamento con giunti verticali

4.3 Strumentazione utilizzata

4.3.1 Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento orizzontali e sistema di precompressione

La strumentazione utilizzata si compone di celle di carico, estensimetri potenziometrici e sensori di pressione. In particolare sono stati applicati (Figura 4.10):

- Una cella di carico (sensore 1 in Figura 4.6) fondo scala $50000\text{ kg} \pm 4\text{ kg}$ applicata al martinetto idraulico a doppio effetto, per monitorare costantemente la forza applicata alla struttura;
- Due manometri (sensori 2 e 3 in Figura 4.6) applicati al martinetto a doppio effetto, uno per ogni camera del martinetto, fondo scala 4000 bar e 2000 bar rispettivamente per la camera di trazione e quella di compressione, i cui dati sono utilizzati come controllo della corretta lettura della cella di carico;
- Un estensimetro potenziometrico di corsa $\pm 125\text{ mm}$ (sensore 4 in Figura 4.6), applicato alla trave superiore del telaio di prova e ad un contrasto fisso, per misurare lo spostamento orizzontale della trave superiore del telaio in acciaio;
- Un estensimetro ad induzione di corsa $\pm 10\text{ mm}$ (sensore 5 in Figura 4.6), applicato alla trave inferiore del telaio di prova e ad un contrasto fisso, per misurare eventuali spostamenti orizzontali della trave inferiore del telaio in acciaio e determinare il drift effettivo imposto al tamponamento;
- Otto celle di carico (sensori da 6 a 13 in Figura 4.6) applicate ad ognuna delle otto barre filettate utilizzate per applicare il carico di precompressione, necessarie sia per definire il carico di precompressione da applicare alle barre filettate, sia per monitorare costantemente la variazione di tensione durante la prova;
- Tre estensimetri potenziometrici di corsa $\pm 125\text{ mm}$ (sensori da 14 a 16 in Figura 4.7), applicati in corrispondenza dei giunti di scorrimento in legno, con l'obiettivo di misurare gli scorrimenti relativi tra i diversi pannelli del tamponamento;
- Otto estensimetri potenziometrici di corsa $\pm 50\text{ mm}$ (sensori da 17 a 24 in Figura 4.8), applicati alle estremità della seconda fascia muraria dall'alto, per determinarne la posizione dell'asse neutro. Tali sensori sono stati fissati da un lato al pilastro in acciaio del telaio, dall'altro alla fascia muraria, secondo lo schema riportato in Figura 4.9.

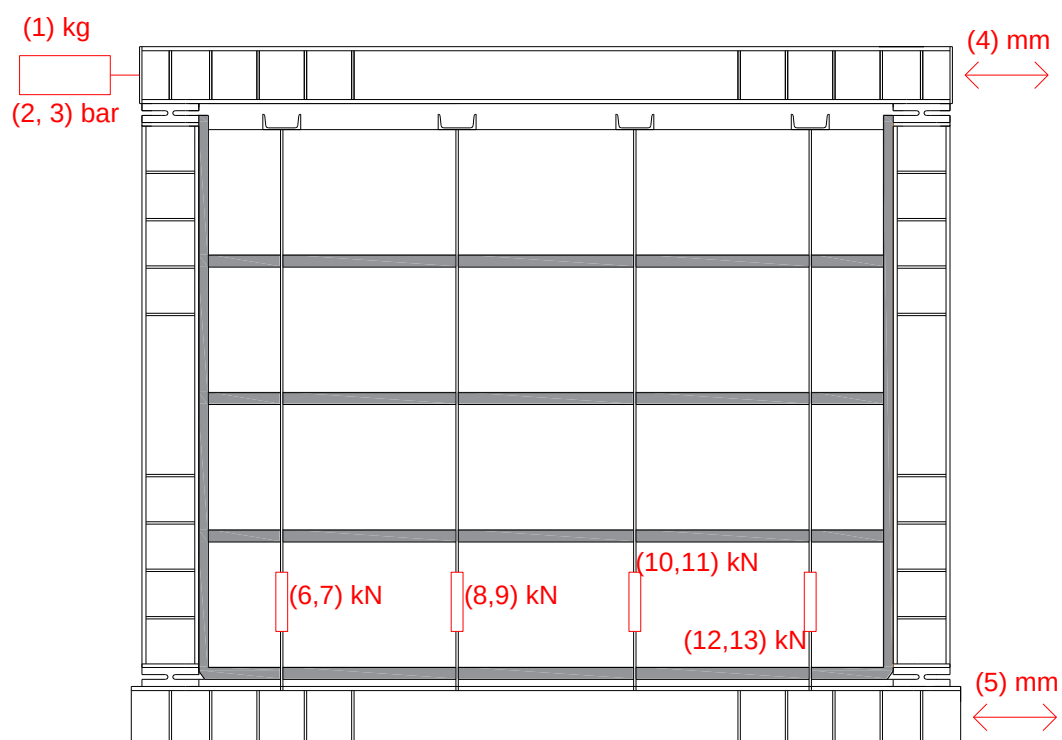


Figura 4.6 - Posizionamento strumentazione da 1 a 9

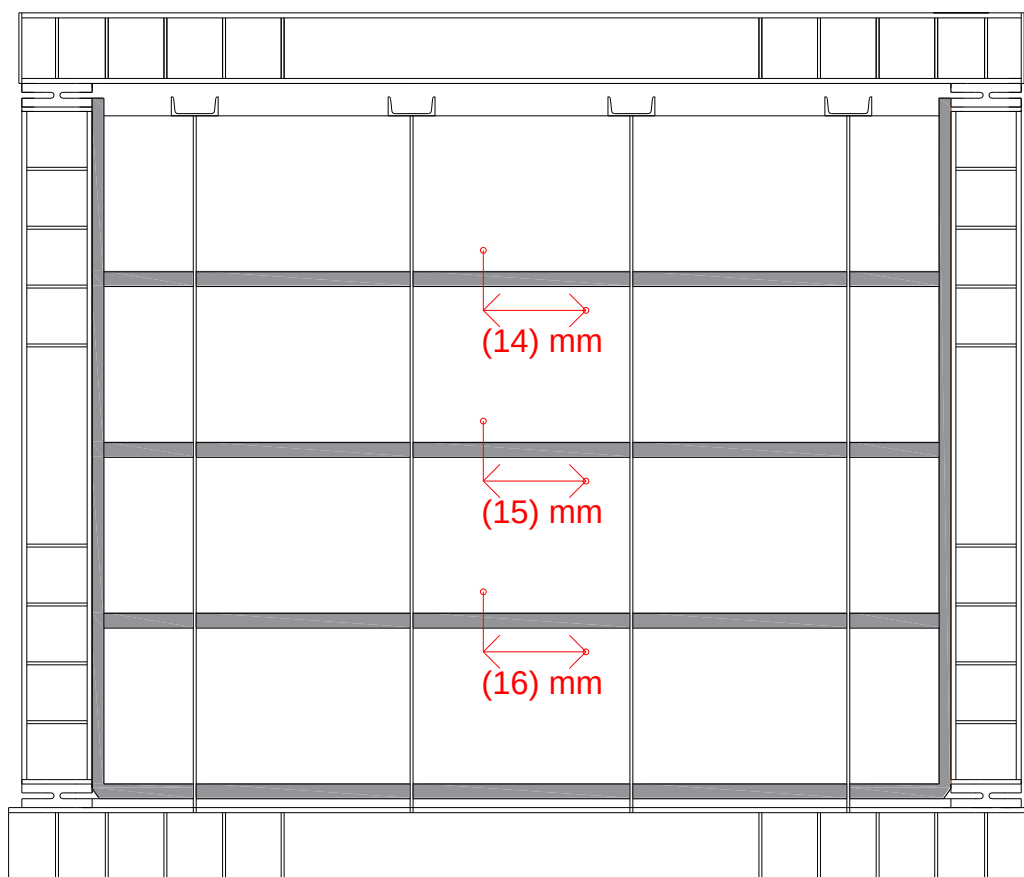


Figura 4.7 - Posizionamento strumentazione da 14 a 16

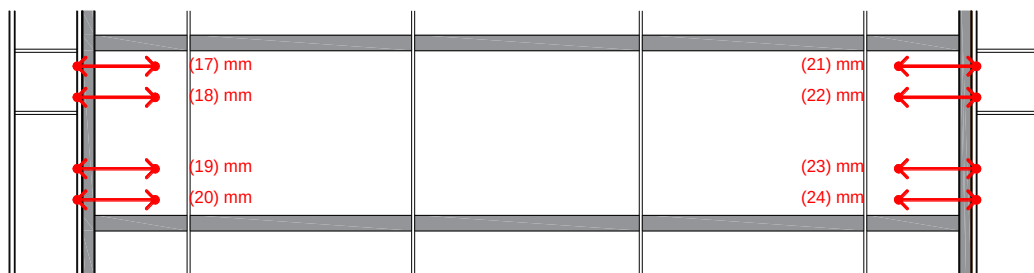


Figura 4.8 - Posizionamento strumentazione da 17 a 24

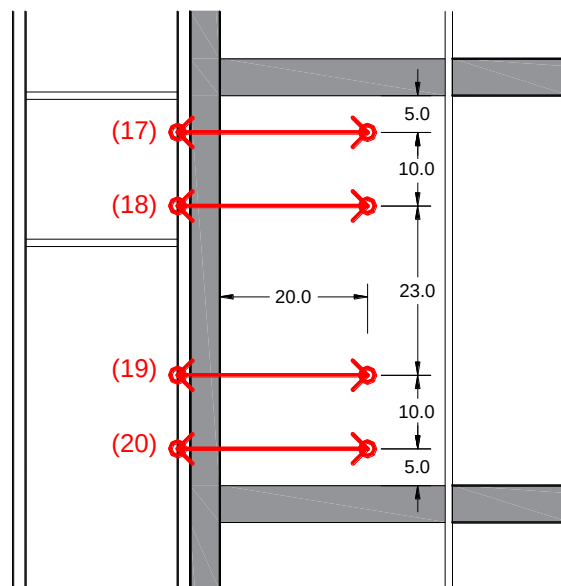


Figura 4.9 - Schema di posizionamento dei sensori da 17 a 24 (quote in cm)

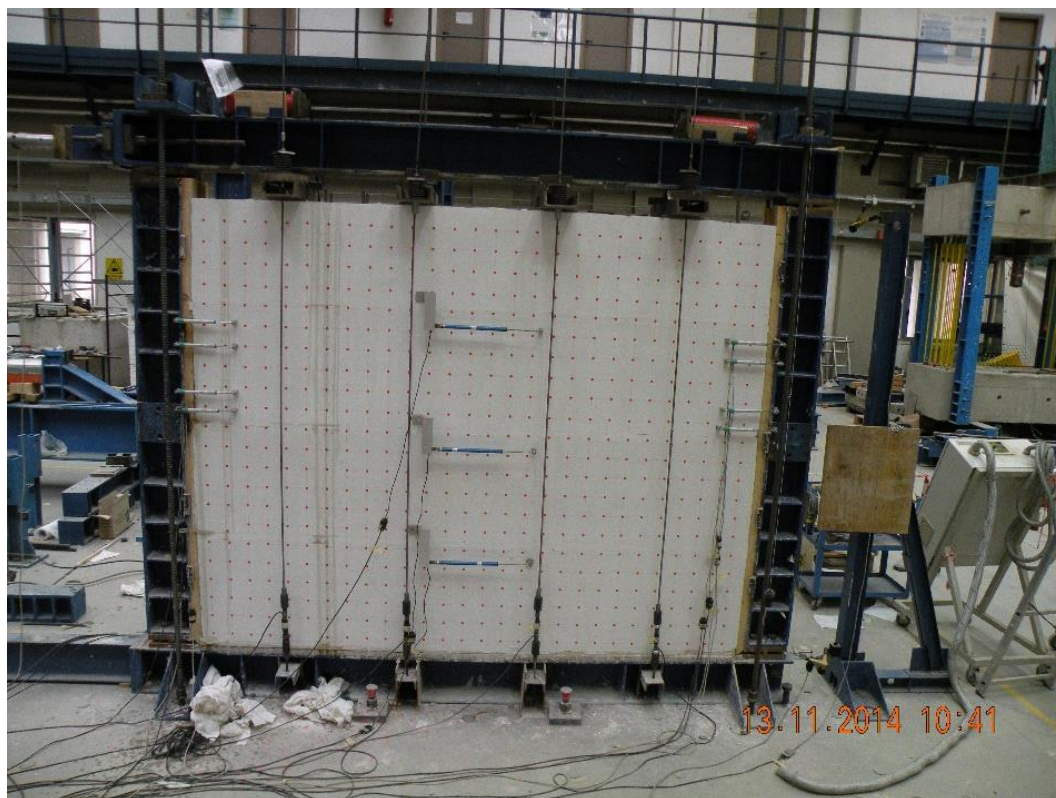


Figura 4.10 - Strumentazione utilizzata

I dati degli strumenti sono stati raccolti costantemente durante le prove tramite software e 3 centraline elettroniche. Tali dati sono stati trascritti in file di testo ed importati in fogli di lavoro, dove sono stati elaborati e interpretati.

Non sono stati ritenuti attendibili i dati relativi alla pressione nelle camere del martinetto, in particolare in quella di compressione, a causa dell'elevata fluttuazione dei valori (dell'ordine dei 4 bar). Tale fluttuazione è stata rilevata anche in una cella di carico delle barre per la precompressione, in particolare nella cella n° 4; tuttavia tale risultato è stato tenuto in considerazione data la sua importanza e dato che è stato comunque possibile interpretare i dati graficamente in modo qualitativo.

4.3.2 Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento verticali

Prova nel piano

La strumentazione utilizzata si compone come per la prova precedente di celle di carico, estensimetri potenziometrici e sensori di pressione. In particolare sono stati applicati (Figura 4.10):

- Una cella di carico (sensore 1 in Figura 4.11) fondo scala $20000\text{ kg} \pm 4\text{ kg}$ applicata al martinetto idraulico a doppio effetto, per monitorare costantemente la forza applicata alla struttura;
- Un estensimetro potenziometrico di corsa $\pm 125\text{ mm}$ (sensore 2 in Figura 4.11), applicato alla trave superiore del telaio di prova e ad un contrasto fisso, per misurare lo spostamento orizzontale della trave superiore del telaio in acciaio;
- Un estensimetro potenziometrico di corsa $\pm 12,5\text{ mm}$ (sensore 3 in Figura 4.11), applicato alla trave inferiore del telaio di prova e ad un contrasto fisso, per misurare eventuali spostamenti orizzontali della trave inferiore del telaio in acciaio e determinare il drift effettivo imposto al tamponamento;
- Cinque estensimetri potenziometrici di corsa $\pm 125\text{ mm}$ (sensori da 4 a 8 in Figura 4.11), applicati in corrispondenza dei giunti di scorrimento in legno, con l'obiettivo di misurare gli scorrimenti relativi tra i diversi pannelli del tamponamento e tra questi e il telaio in acciaio. In questo caso i sensori sono stati collegati da un lato al tamponamento, dall'altro al pilastro in acciaio;
- Otto estensimetri potenziometrici di corsa $\pm 50\text{ mm}$ (sensori da 9 a 16 in Figura 4.11), applicati ai due angoli alla base di ognuno dei pannelli di tamponamento, per misurare eventuali sollevamenti dalla trave degli angoli dei pannelli e gli schiacciamenti degli elementi in legno. Tali sensori sono stati fissati da un lato alla trave in acciaio del telaio, dall'altro alla fascia muraria, secondo lo schema riportato in Figura 4.12.

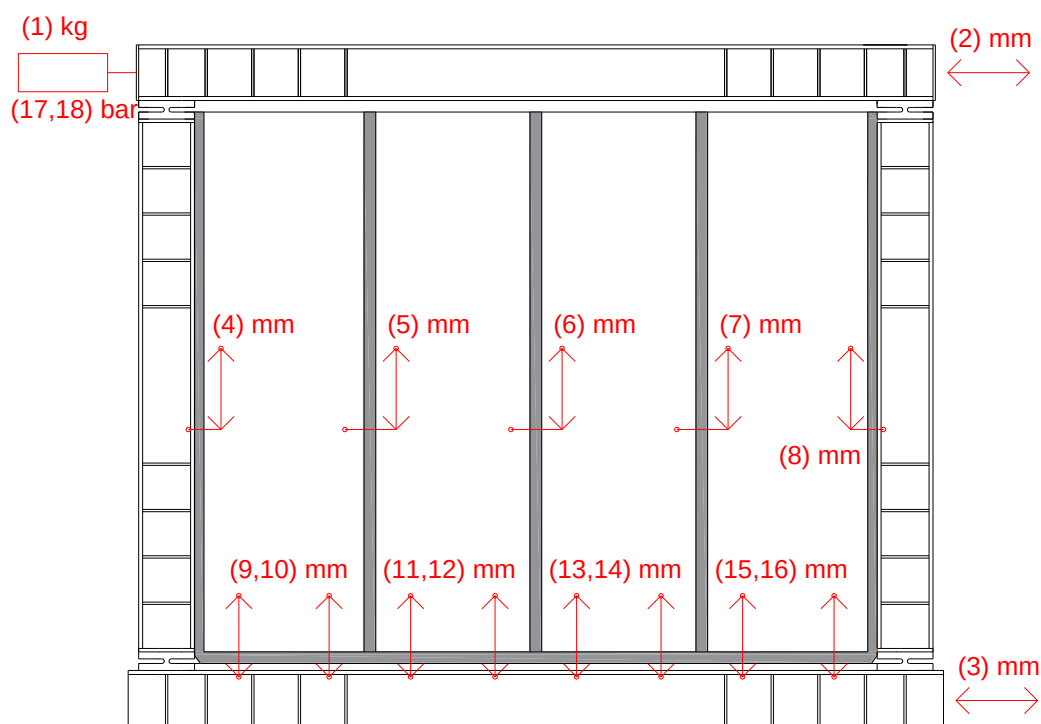


Figura 4.11 - Posizionamento strumentazione

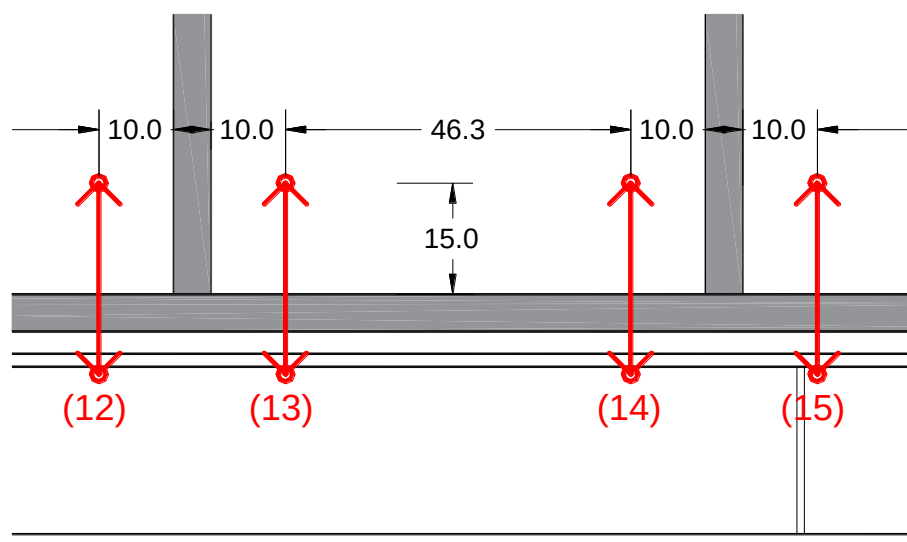


Figura 4.12 - Dettaglio posizionamento degli estensimetri per la misurazione del rocking

I dati degli strumenti sono stati raccolti costantemente durante le prove tramite software e 2 centraline elettroniche. Tali dati sono stati trascritti in file di testo ed importati in fogli di lavoro, dove sono stati elaborati e interpretati.

Test fuori dal piano

La strumentazione per il test fuori piano è composta da una cella di carico, un manometro digitale e diversi estensimetri potenziometrici. In particolare sono stati utilizzati (Figura 4.13):

- Una cella di carico a sola compressione, fondo scala $100kN \pm 0,05kN$ interposta tra il martinetto idraulico a semplice effetto e la trave HEB200 di contrasto della struttura fuori piano;
- Un manometro digitale connesso alla pompa manuale;
- Sette estensimetri potenziometrici di corsa $\pm 50mm$, collegati ad un elemento di contrasto esterno, per misurare la deformazione assoluta fuori piano della parete. Essi sono applicati come segue:
 - Due (strumenti 1 e 7) che misurano lo spostamento dei pilastri del telaio in acciaio, a metà della loro altezza;
 - Quattro (strumenti 2, 3, 5, 6) che misurano lo spostamento al centro dei pannelli murari;
 - Uno (strumento 4) che misura la freccia in mezzeria del travetto centrale in legno;
- Sei estensimetri potenziometrici di corsa $\pm 25mm$ che misurano gli spostamenti relativi tra i pannelli murari e il telaio in acciaio. In particolare:
 - Due (strumenti 8 e 9) misurano lo spostamento relativo tra i pilastri in acciaio e i pannelli murari esterni. Sono applicati a metà altezza dei pilastri;
 - Quattro misurano lo spostamento relativo tra le travi in acciaio e i pannelli murari centrali, e sono applicati due alla trave inferiore (strumenti 10 e 11) e due a quella superiore (strumenti 12 e 13).

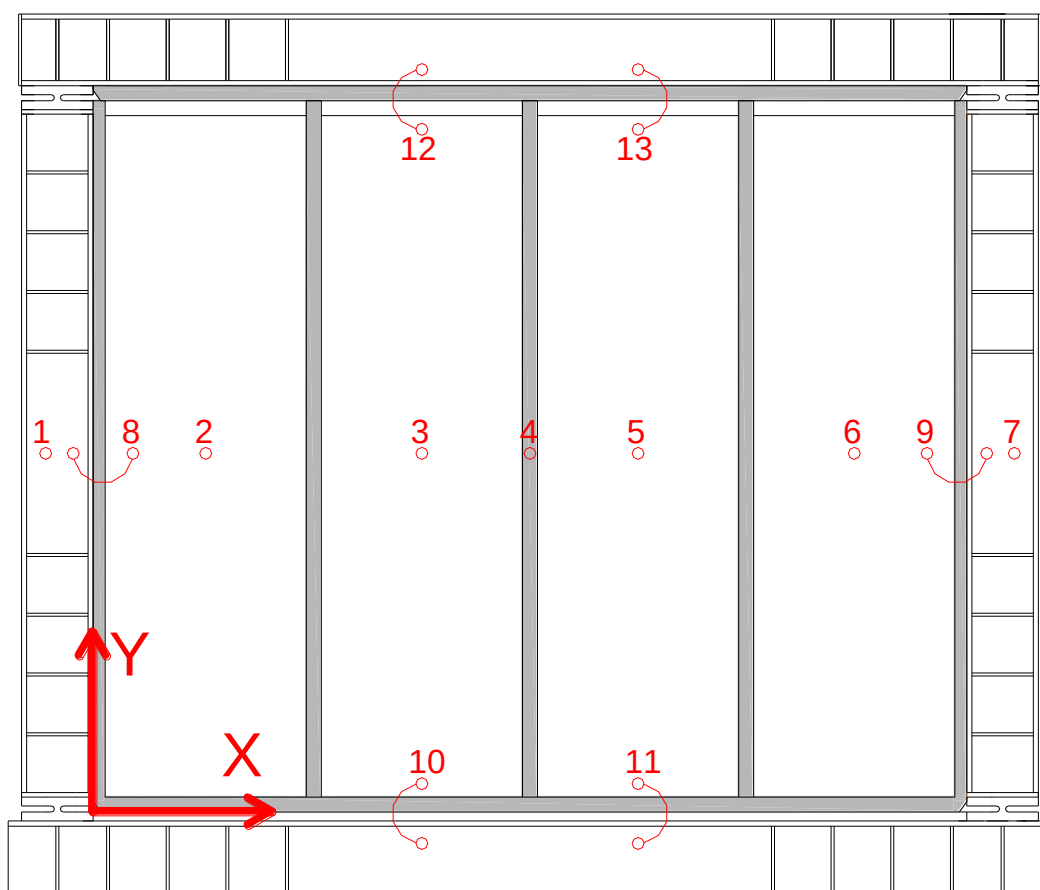


Figura 4.13 - Posizionamento degli estensimetri utilizzati per il test fuori piano

Si riportano di seguito le coordinate di posizionamento degli estensimetri secondo il sistema di riferimento riportato in Figura 4.13. La posizione degli estensimetri relativi è identificata con la posizione del contatto coi pannelli murari.

1 (-12cm; 120cm)	2 (41cm; 120cm)
3 (111cm; 120cm)	4 (147cm; 120cm)
5 (183cm; 120cm)	6 (265cm; 120cm)
7 (307cm; 120cm)	8 (14cm; 120,5cm)
9 (286cm; 134cm)	10 (112cm; 7,5cm)
11 (184cm; 7cm)	12 (115cm; 226cm)
13 (184cm; 226cm)	

CAPITOLO 5. Risultati delle prove sperimentali

5.1 Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento orizzontali e sistema di precompressione

In questo capitolo verranno presentati i risultati sperimentali ottenuti nei test sul primo provino, riguardanti in particolare:

- La rigidezza globale della muratura nei confronti delle sollecitazioni orizzontali per diversi gradi di precompressione;
- La distribuzione nei giunti di scorrimento e nelle fessure createsi della deformazione impressa alla struttura, per diversi gradi di precompressione;
- La quantità di energia dissipata per attrito grazie allo scorrimento dei giunti;
- Il grado di fessurazione della parete in relazione alla precompressione imposta, al drift imposto e la sua adeguatezza alla normativa vigente;
- La variazione dei valori di precompressione sulla muratura al variare del drift;
- Stima dell'energia dissipata dalla parete.

5.1.1 Aspetti operativi secondari

- Il trasporto tramite carro ponte del provino, le operazioni di ancoraggio al suolo del telaio in acciaio e il posizionamento del martinetto idraulico hanno generato una deformazione iniziale del provino quantificata in circa 12mm, causata dalla ridotta rigidezza della parete in assenza di precompressione. Si è ovviato a questa deformazione ricentrando la parete come prima operazione eseguita nella prova.
- Durante il primo ciclo di carico del provino sotto precompressione a 24kN non è stata riscontrata nessuna lettura di spostamento a causa di un errore software. Questo ha causato una deformazione della parete stimata in circa 19-20mm, per un drift dello 0,8%. La parete non ha mostrato nessun segno di danneggiamento o fessurazione, quindi si è proceduto a ricentrare il provino.



Figura 5.1 - Dettaglio di montaggio del martinetto idraulico

5.1.2 Risultati sperimentali

Il test oggetto della tesi è stato incentrato sul confronto tra il comportamento della parete senza intonaco (Vecchi, 2014) e la stessa parete rinforzata con intonaco armato in fibra di vetro, atto a cucire le fessure che si sono formate durante i test di Vecchi. Poiché nella prova di Vecchi il tamponamento ha risposto ottimamente per valori di precompressione ridotta è stato deciso di effettuare dei cicli di carico di ricognizione, limitati ad un massimo di 0,5% di drift, per i valori di precompressione più bassi (rispettivamente 0kN, 24kN e 45,2kN) ed una prova più completa per i valori di precompressione che hanno danneggiato più seriamente il provino senza intonaco (valori di 67,8kN e 90,4kN¹). Per una precompressione di 67,8kN è stata eseguita infatti un'indagine completa per drift di 0,1%, 0,2%, 0,5% e, con uno step intermedio ogni ulteriore 0,5%, fino a 2,5%. Il test per $P = 90,4\text{kN}$ è stato caratterizzato da due soli cicli, uno per drift di 0,5% e l'altro per drift di 2,5%, senza step intermedi per questioni di tempo.

Valori di precompressione inferiori a 67,8kN

La parete ha mostrato un comportamento stabile, senza fessurazione, per tutte le prove interessate da precompressione inferiore a 67,8kN. Il comportamento della parete è stato del tutto simile a quello del test eseguito da Vecchi. Si riportano come esempio, in Figura 5.2 e in Figura 5.3, i cicli eseguiti nelle due prove per precompressione di 45,2kN. Si può notare, confrontando i grafici per il ciclo a 0,5% di drift, come entrambi si assestino su valori di carico orizzontale di 70 – 80kN per 12mm di spostamento. Non verranno mostrati altri confronti per precompressioni della parete inferiori a 67,8kN.

¹ La scelta di fornire una precisione di 100N al valore complessivo della precompressione sulla parete è dettata da esigenze di continuità col lavoro precedente. Vecchi definisce infatti con questi valori i 5 step di precompressione che ha utilizzato durante la prova, nonostante l'effettivo valore di stress applicato vari dinamicamente nel corso della prova e si attesti in un range di 10kN per i valori di drift più elevati. Maggiori informazioni al riguardo sono reperibili al §5.1.4

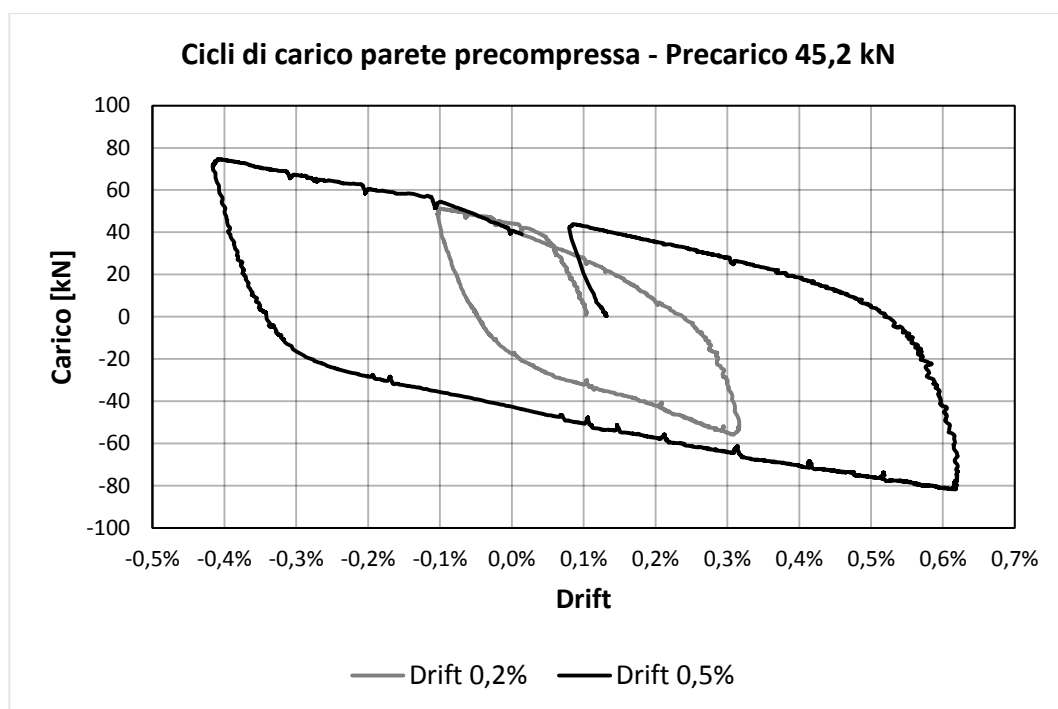


Figura 5.2 - Cicli di carico per $P=45,2\text{kN}$ e per drift pari a 0,2 e 0,5%

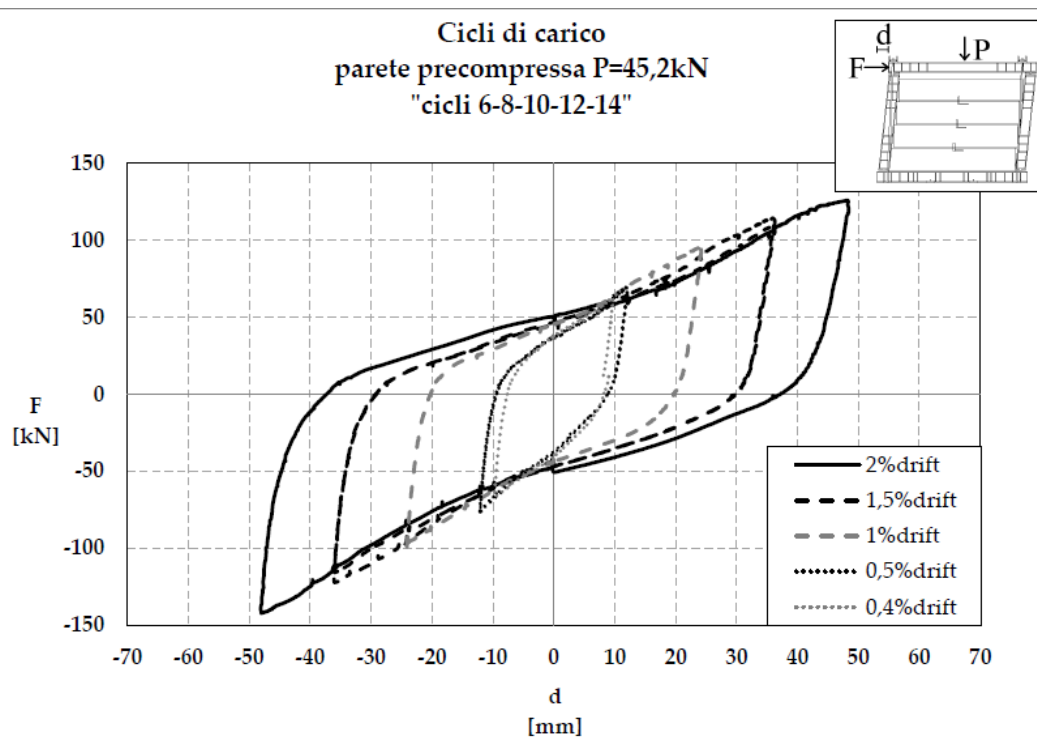


Figura 5.3 - Cicli di carico per precompressione di 45,2kN per il test di Vecchi

Precompressione di 67,8kN

La serie più completa di test è stata eseguita con una precompressione totale di 67,8kN, pari a circa 8,5kN per barra: è stato infatti indagato il comportamento della parete con cicli di carico per drift dallo 0,1% al 2,5%.

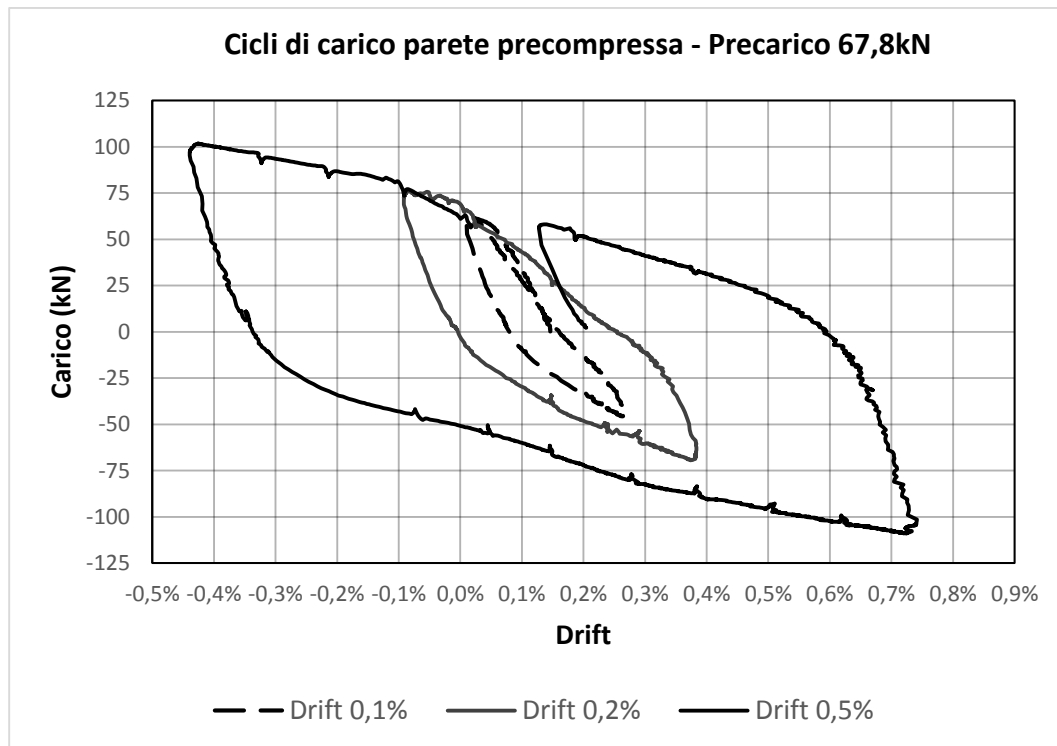


Figura 5.4 - Cicli di carico eseguiti fino a drift 0,5%, precompressione 67,8kN

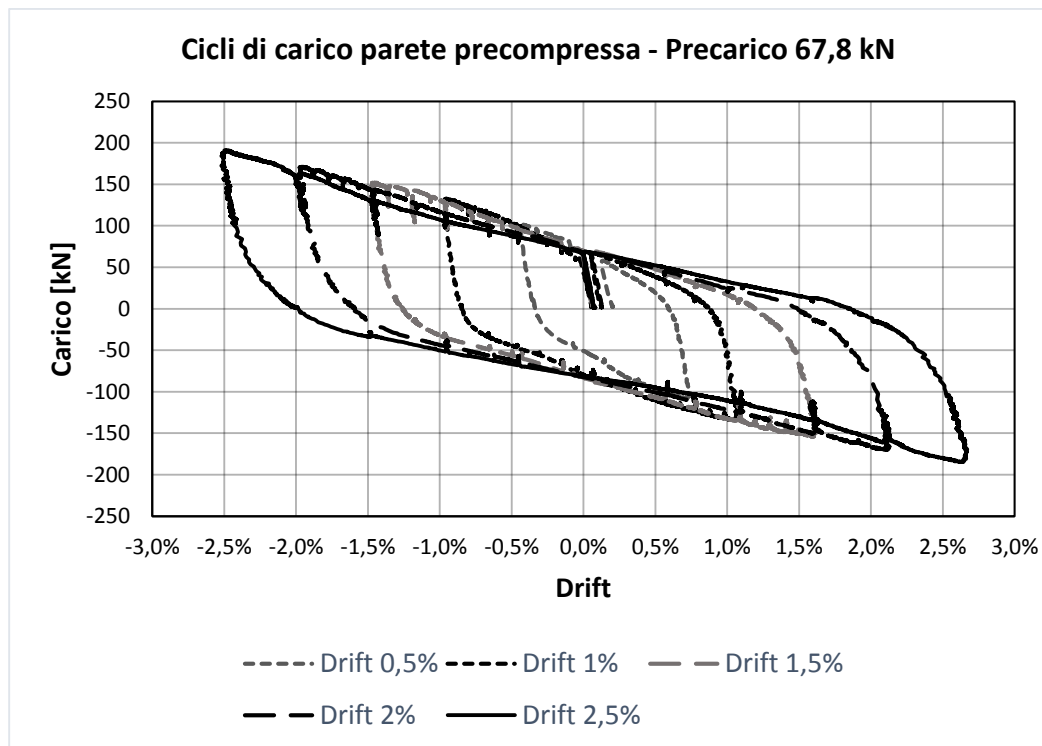


Figura 5.5 - Cicli di carico eseguiti con precompressione 67,8kN

Come si può notare dal grafico in Figura 5.5 il comportamento della parete è rimasto pienamente stabile anche per drift notevoli. Gli unici cicli che appaiono diversi sono quelli per drift 0,1% e 0,2%, in cui il comportamento sembra poco dissipativo sembrerebbe una via di mezzo tra quello tipico della parete per drift elevati e quello di una parete non duttile (Figura 5.4). Il motivo di tale variazione è presumibilmente dato dalla difficoltà della parete ad avviare il meccanismo di scorrimento nei giunti per forze ridotte a causa della notevole forza di precompressione, come si può notare dal grafico in Figura 5.6. Per esempio, per drift dello 0,1% con spostamento totale di circa 6mm, la somma degli scorrimenti avuti nei giunti è inferiore al millimetro. Tale differenza va riducendosi al crescere del drift, segno che il meccanismo di scorrimento funziona a dovere. Una plausibile spiegazione del fenomeno può essere il fatto che l'attrito statico, essendo maggiore dell'attrito dinamico, renda più difficoltosa l'attivazione degli scorrimenti.

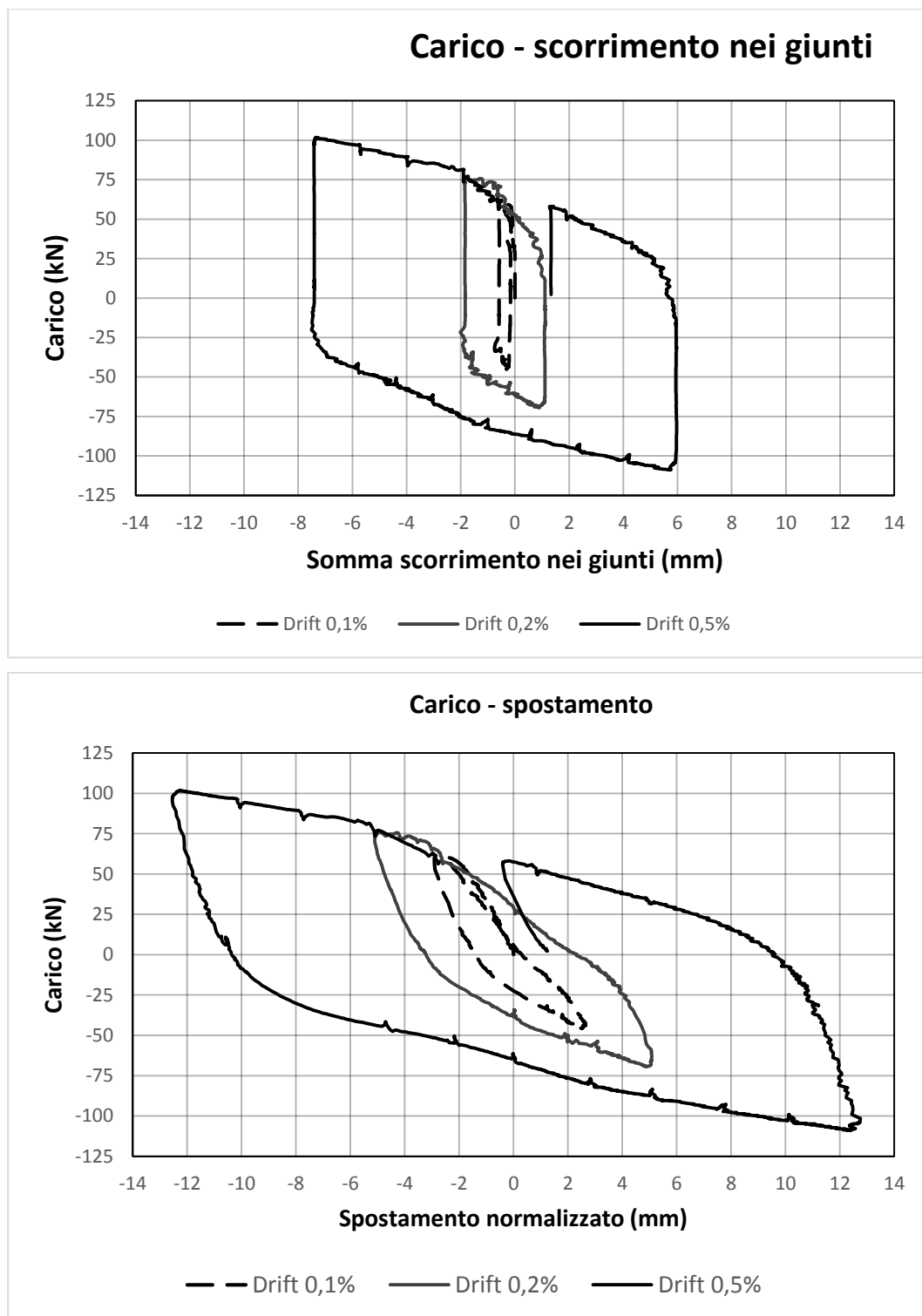


Figura 5.6 – Confronto tra scorrimento dei giunti e deformazione della parete

Precompressione a 90,4kN

Successivamente al test a 67,8kN sono stati eseguiti due cicli a 90,4kN per determinare se il comportamento della parete sarebbe rimasto stabile. Il primo ciclo è stato eseguito per drift dello 0,5%, il secondo per drift del 2,5%. Il comportamento della parete è rimasto stabile e la parete non ha subito fessurazioni aggiuntive rispetto a quelle osservate per 67,8kN di precompressione.

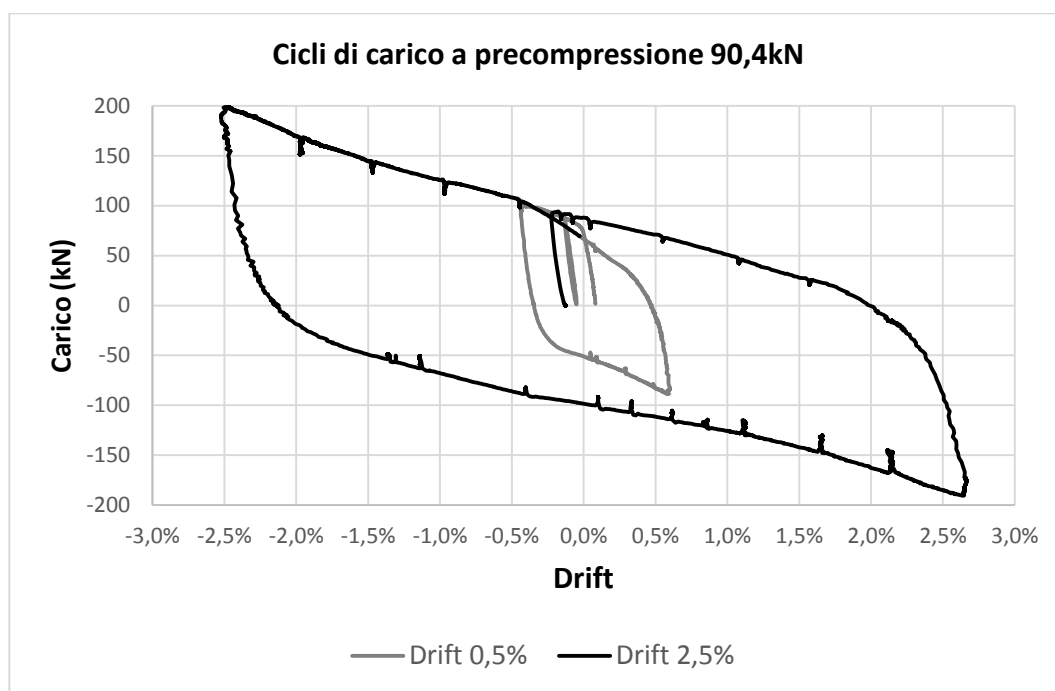


Figura 5.7 - Cicli di carico eseguiti con precompressione 90,2kN

Energia dissipata per diverse condizioni di precompressione

È possibile stimare l'energia dissipata per ciclo dalle pareti per diversi valori di precompressioni analizzando l'area sottesa dai cicli isteretici presentati nei grafici precedenti. Il calcolo dell'area è stato eseguito semplificando l'area dei cicli a dei semplici parallelogrammi e calcolandone poi l'area: l'obiettivo di tale valutazione è di confrontare qualitativamente le energie, non di eseguire un'analisi accurata.

In Figura 5.8 sono confrontati i valori di dissipazione per drift dello 0,5% e del 2,5%.

Come si può notare dal grafico per 0,5% di drift l'energia dissipata aumenta linearmente al crescere della precompressione con l'eccezione del caso a precompressione massima (90kN). Questo è dovuto al fatto che per questi valori di spostamento non si sono attivati completamente gli scorrimenti nei giunti: dal grafico in Figura 5.7 si nota come il ciclo isteretico a per drift dello 0,5% sia meno pronunciato di quello per drift del 2,5%, lo stesso fenomeno osservato per drift inferiori allo 0,5% per 68kN di precompressione (Figura 5.4).

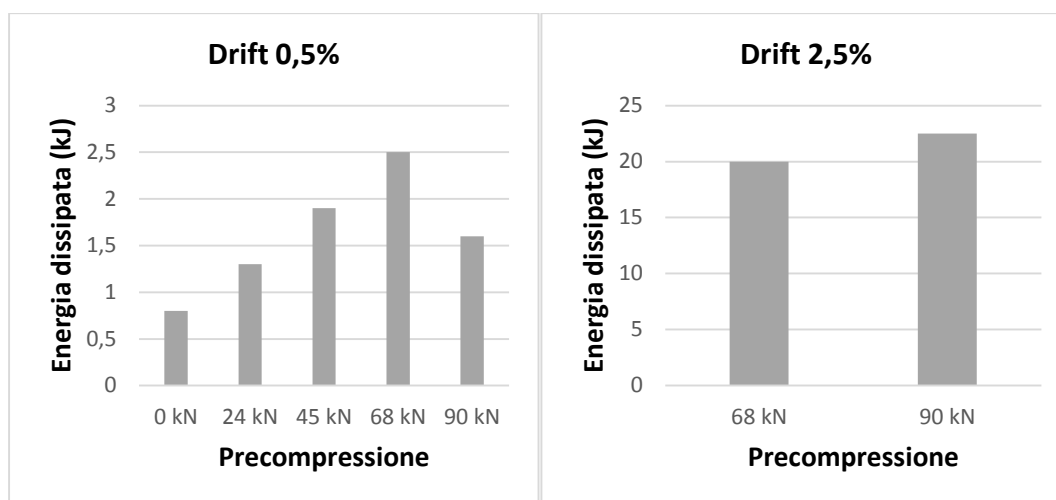


Figura 5.8 - Analisi dell'energia dissipata per ciclo per diversi stati di precompressione

Confrontando l'energia dissipata per drift diversi a precompressione costante si nota come anche la relazione che lega il drift alla dissipazione sia qualitativamente lineare.

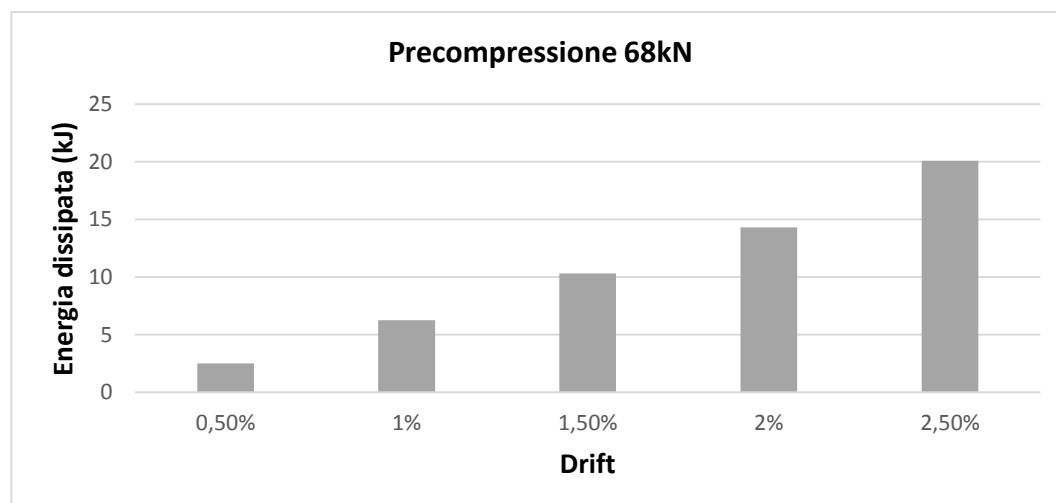


Figura 5.9 - Analisi dell'energia dissipata nei cicli a 68kN di precompressione

5.1.3 Confronto del comportamento della parete in esame con i risultati delle tesi precedenti

Nei precedenti lavori di ricerca, incentrati su pareti con giunti di scorrimento orizzontali senza sistemi di precompressione (Pasini, 2013) e con precompressione (Vecchi, 2014) è stato valutato riscontrato un comportamento incrudente della parete per cicli di carico elevati, dovuto alla formazione di un meccanismo a puntone, che variava la resistenza della parete nel corso dello stesso ciclo di carico di un ordine di grandezza (tra il valore di resistenza all'origine e quello di picco) nel caso di parete non precompressa sottoposta a drift elevati (2% - 2,5%, vedi Figura 5.10), e in misura minore man mano che il livello di precompressione aumentava (Figura 5.11). Vecchi ipotizza una

proporzionalità diretta tra il carico di precompressione applicato alla parete e l'ordinata all'origine su cui si assesta il grafico carico – spostamento, che rappresenta la rigidezza iniziale della parete. In altre parole, tanto più il carico di precompressione è elevato, tanto più la parete risulterà rigida e difficile da muovere, secondo una relazione lineare dovuta all'attrito, che domina il meccanismo di deformazione della parete per spostamenti ridotti.

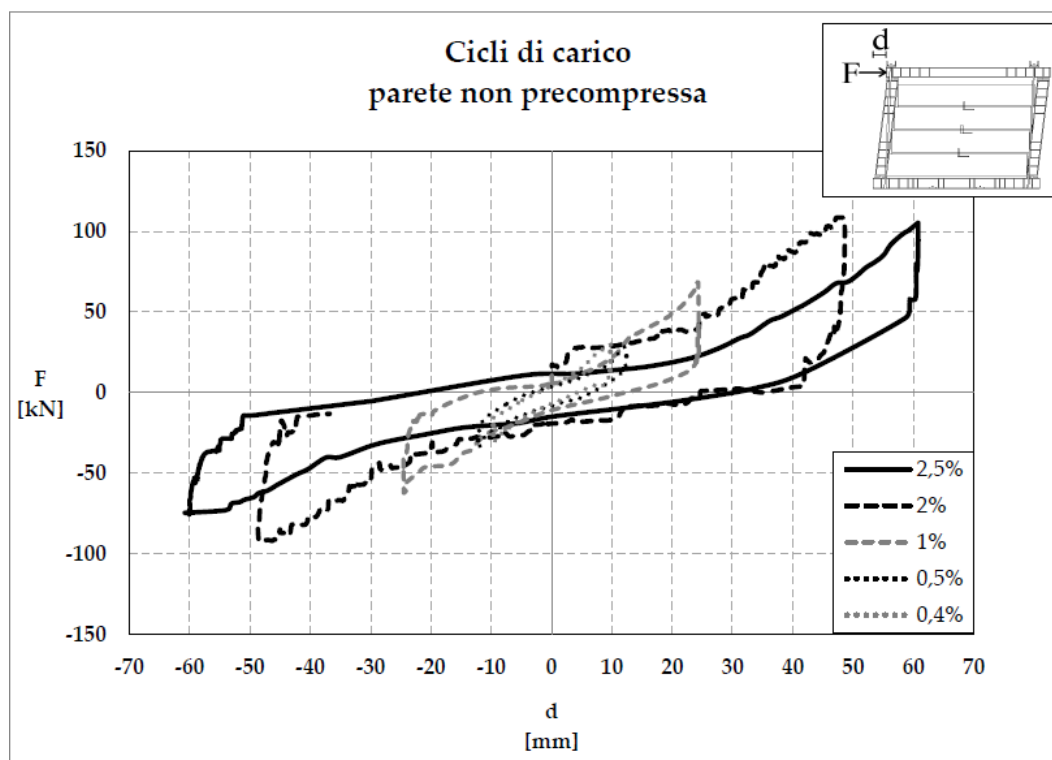


Figura 5.10 - Relazione tra carico applicato e spostamento orizzontale della parete in assenza di precompressione (Pasini, 2013)

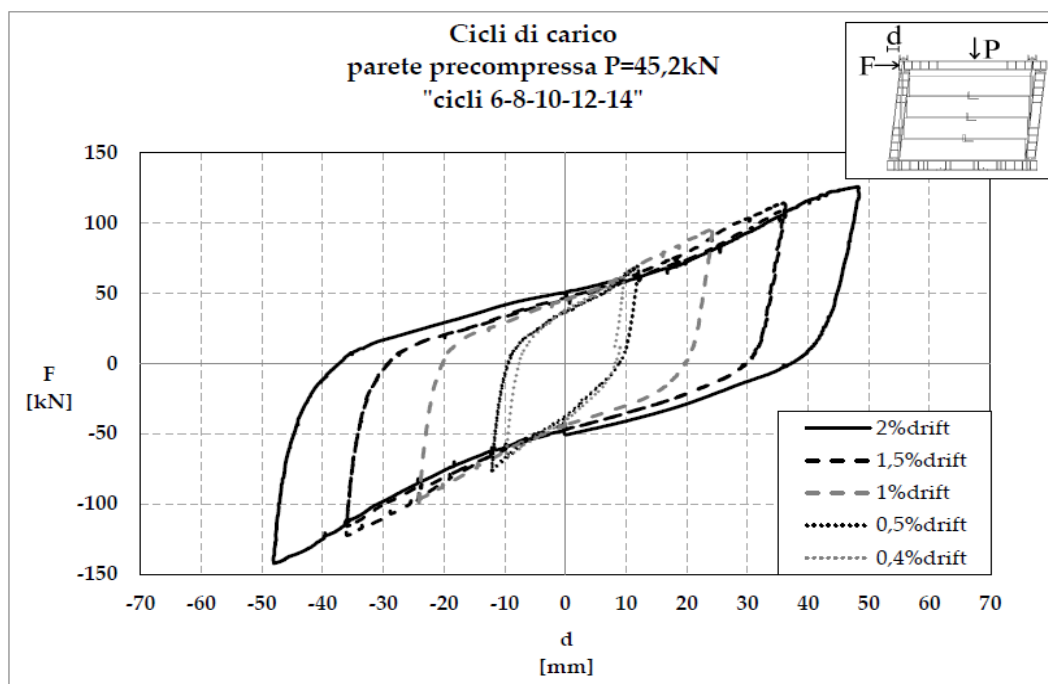


Figura 5.11 - Relazione tra carico applicato e spostamento orizzontale della parete per una precompressione pari a 45,2kN (Vecchi, 2014)

Vecchi interpreta inoltre il fenomeno di evidente incrudimento non lineare della parete per drift elevati come somma tra diversi effetti secondari di irrigidimento, come la formazione puntoni all'interno della parete e plasticizzazioni locali del telaio in legno e delle cerniere del telaio in acciaio. Tale tendenza si ripete anche nel test condotto dall'autore di questa tesi, come è possibile notare in Figura 5.12.

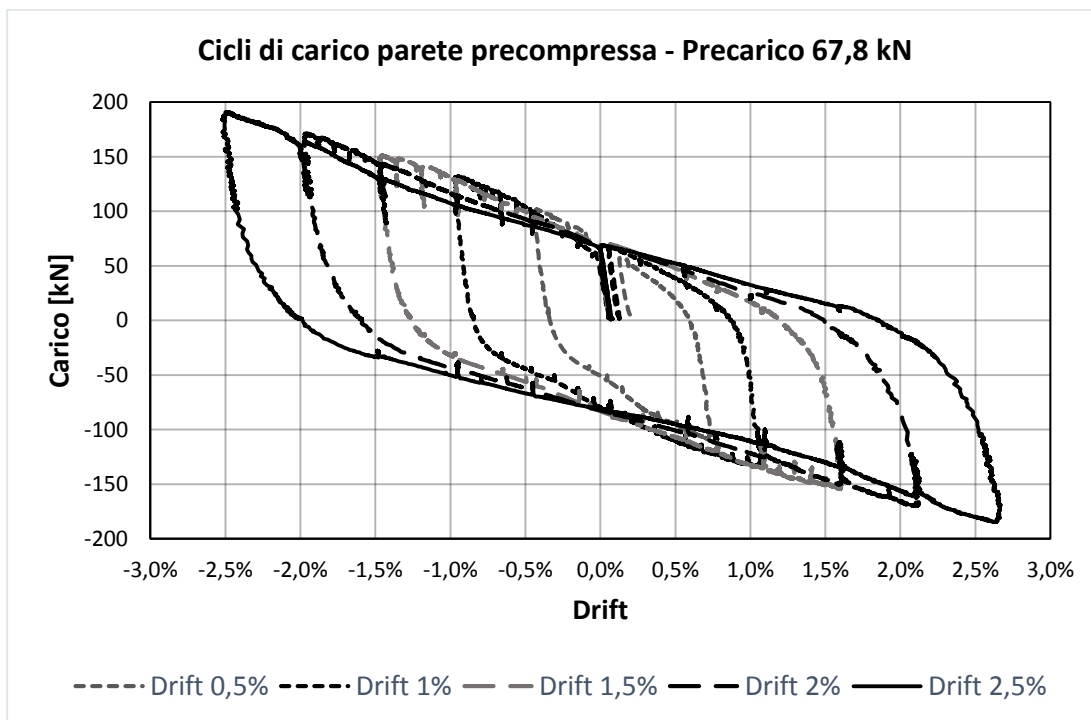


Figura 5.12 - Relazione tra carico applicato e spostamento orizzontale della parete per una precompressione pari a 67,8kN

5.1.4 Variazioni della tensione nelle barre per la precompressione

La tensione presente nelle barre di precompressione ha subito variazioni nell'ordine di grandezza indicato da Vecchi nella sua tesi: egli afferma infatti che, per drift compresi all'interno dell'1%, la tensione di ogni coppia di barre ha subito variazioni inferiori a $\pm 1kN$, e perciò nel complesso variazioni comprese nel range $\pm 4kN$, corrispondente all'incirca a $\pm 10\%$ della precompressione totale applicata ($42,5kN$). Come si può notare in Figura 5.13 per drift dell'1% la variazione totale di precompressione si mantiene all'interno dell'intervallo $67,8kN \pm 3kN$, quindi $67,8kN \pm 5\%$. Tuttavia, per cicli di spostamento più ampi, la variazione assoluta e percentuale di precompressione aumenta: la Figura 5.14 mostra come il valore di precompressione sia compreso tra $65kN$ e $74kN$, all'interno del range $67,8kN \pm 11\%$, in linea coi risultati di Vecchi. Anche nel caso del ciclo a 2,5% di drift a precompressione massima questa si è mantenuta nel range $90,4kN \pm 6kN$ ovvero $90,4kN \pm 7\%$ (Figura 5.15). Tali variazioni sono pienamente accettabili. Più delicata è la questione dell'evoluzione della precompressione nel tempo, soprattutto per cicli consecutivi allo stesso livello di tensione. Come si può notare dal grafico in Figura 5.16 al susseguirsi dei cicli di carico la tensione nelle barre si riduce, probabilmente a causa di fenomeni di erosione dell'interfaccia malta – legno e del rilassamento dei dadi di serraggio del sistema. Tale comportamento si riscontra in tutti i cicli eseguiti per ogni forza di precompressione, e non è stato corretto in quanto è stato rilevato solo durante la rielaborazione dei dati.

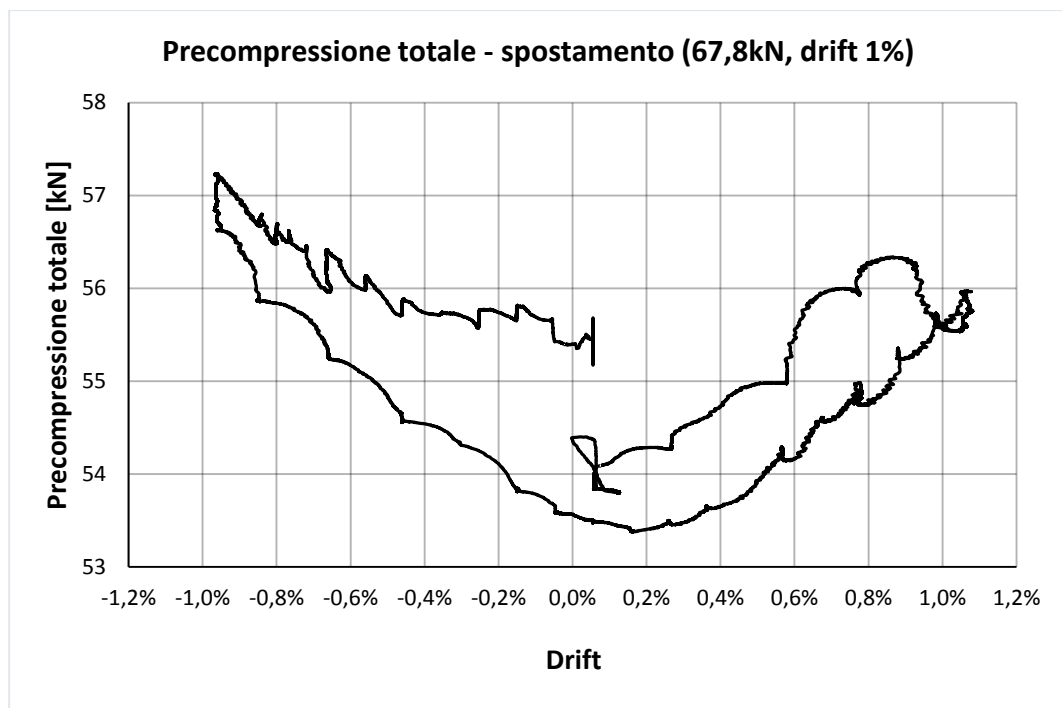


Figura 5.13 - Variazione della precompressione totale per 1% drift

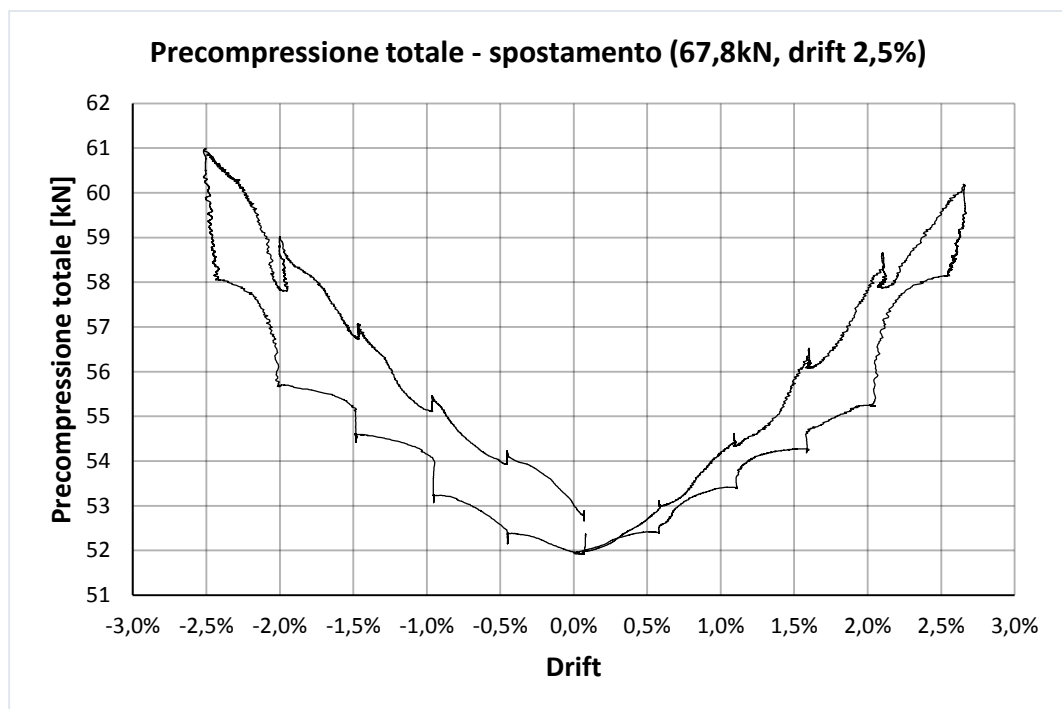


Figura 5.14 - Variazione della precompressione totale per 2,5% drift

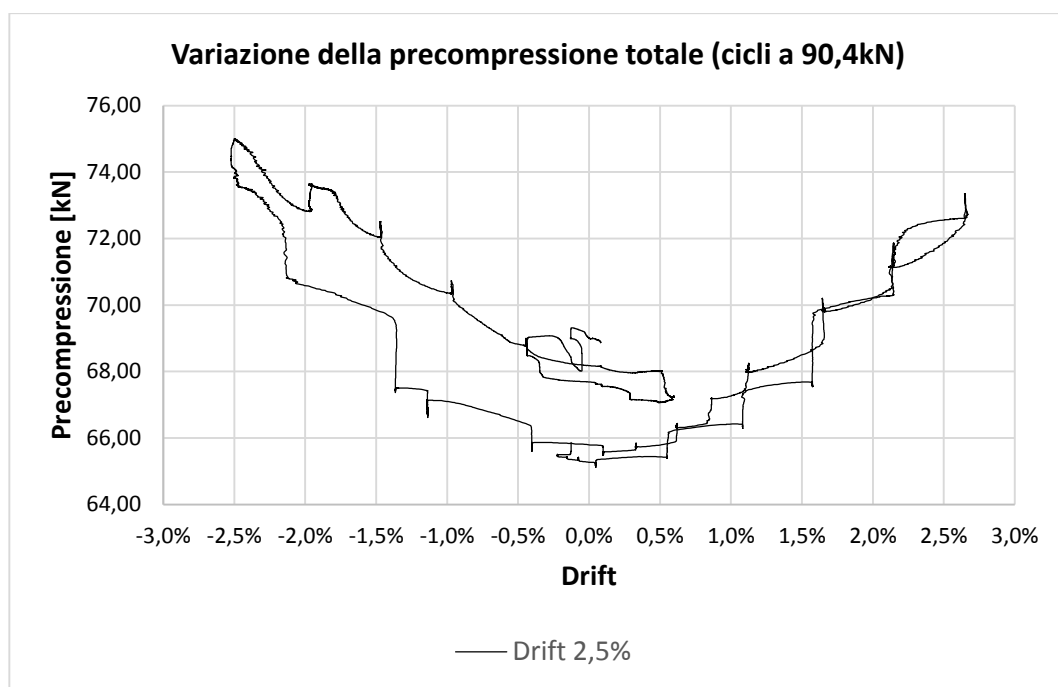


Figura 5.15 - Variazione della precompressione totale per 2,5% drift e $P=90,4\text{kN}$

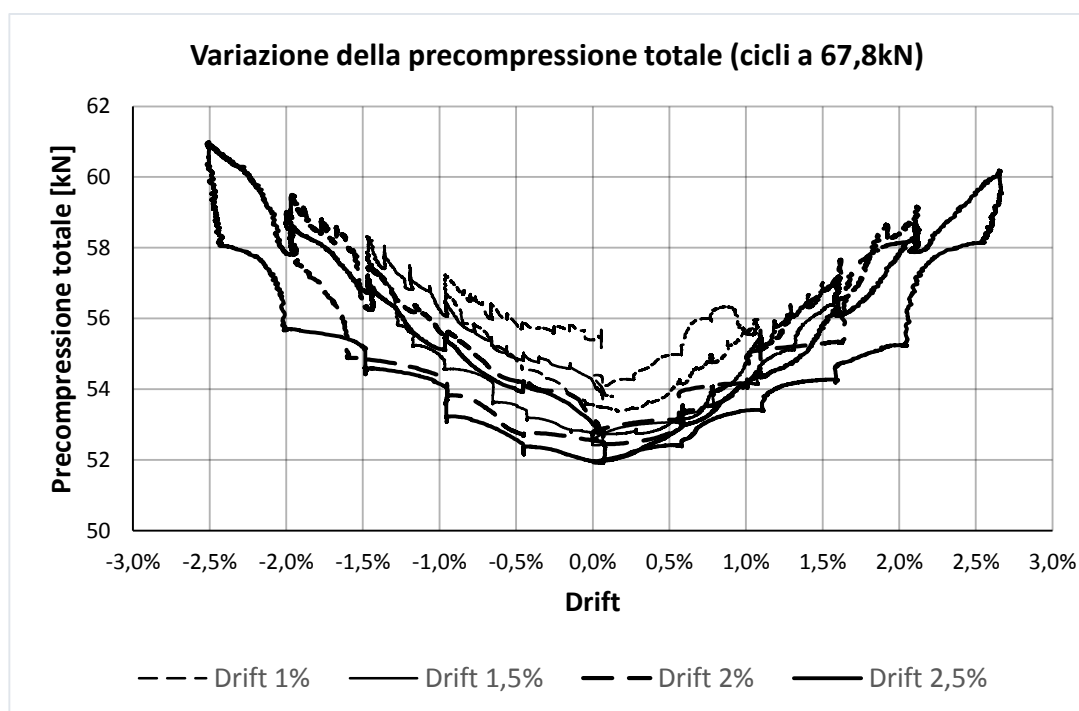


Figura 5.16 - Variazione della precompressione totale per $P=67,8\text{kN}$

5.1.5 Analisi del quadro fessurativo

Il quadro fessurativo si è mostrato in linea coi risultati ottenuti da Vecchi durante i test senza intonaco. I primi segni di fessurazione si sono mostrati per precompressione di 67,8kN e drift dello 0,7%, sviluppandosi poi per drift maggiori secondo lo schema individuato da Vecchi e rappresentato in Figura 5.17.

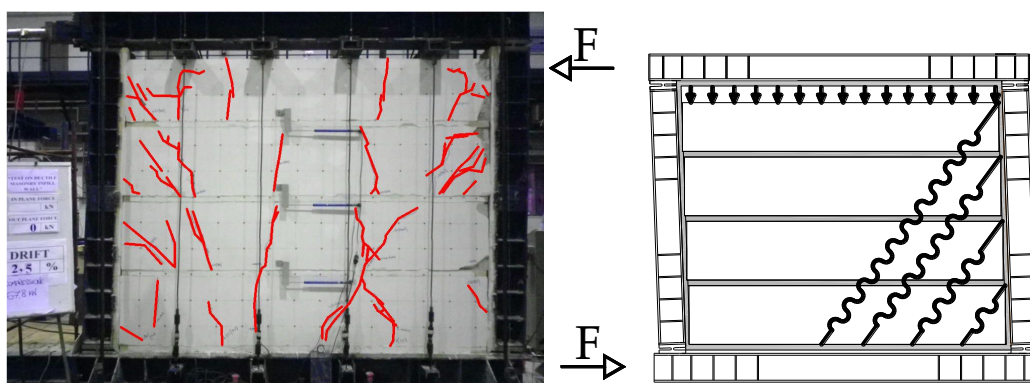


Figura 5.17 – Quadro fessurativo (Vecchi, 2014) e modello di comportamento della parete sottoposta a precompressione

La fessurazione è stata piuttosto diffusa nonostante la presenza dell'intonaco armato (Figura 5.18 e Figura 5.19). Tuttavia bisogna sottolineare come il valore di precompressione applicato in questo test sia superiore a quello applicato da Vecchi.

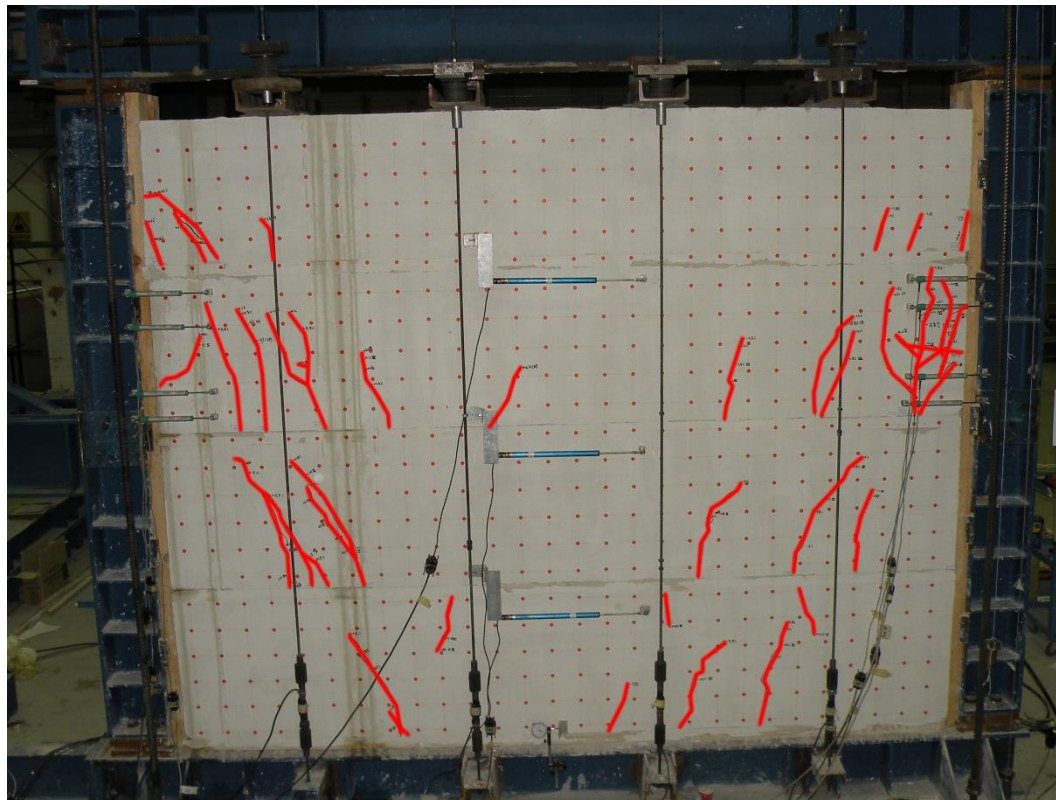


Figura 5.18 - Quadro fessurativo al termine della prova

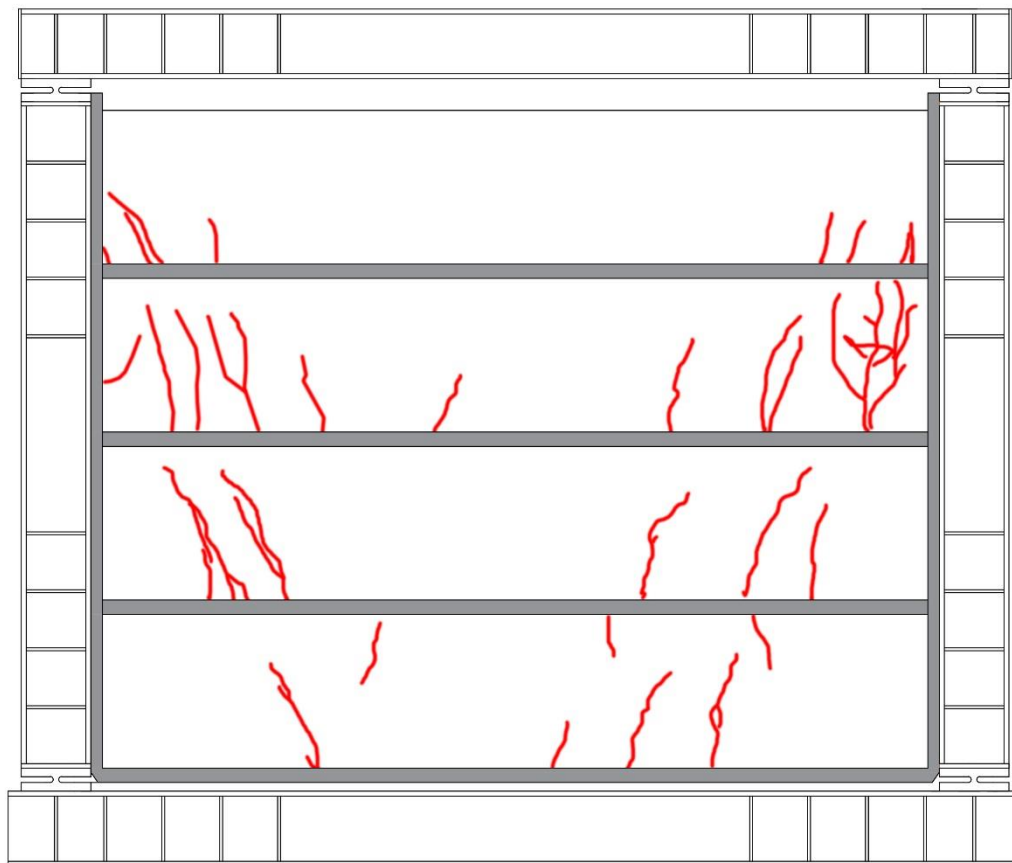


Figura 5.19 – Schema del quadro fessurativo al termine della prova

Il pannello murario maggiormente danneggiato, sia per numero che per dimensione delle fessure, è stato il secondo dall'alto. È importante però notare come tale pannello fosse quello maggiormente danneggiato anche nel test precedente, senza intonaco, e che questo fatto può aver favorito una concentrazione dei danni in questa zona. In questi punti si sono verificate rotture locali della rete di armatura dell'intonaco, con conseguente apertura della fessura fino a valori dell'ordine del centimetro (Figura 5.20). È importante notare come tali rotture della rete siano localizzate nelle zone periferiche dei pannelli murari, in prossimità dei pilastri in acciaio: la loro influenza sul comportamento ciclico della parete è stata infatti trascurabile.

Queste fessure si aprono e si chiudono ciclicamente a seconda della direzione di spinta della parete: si aprono quando vengono tirate, cioè quando l'estremità del pannello murario da loro interessata si trova "in coda" al resto del pannello, e si chiudono quando vengono schiacciate, cioè quando l'estremità del pannello è "in testa" al resto della parete.

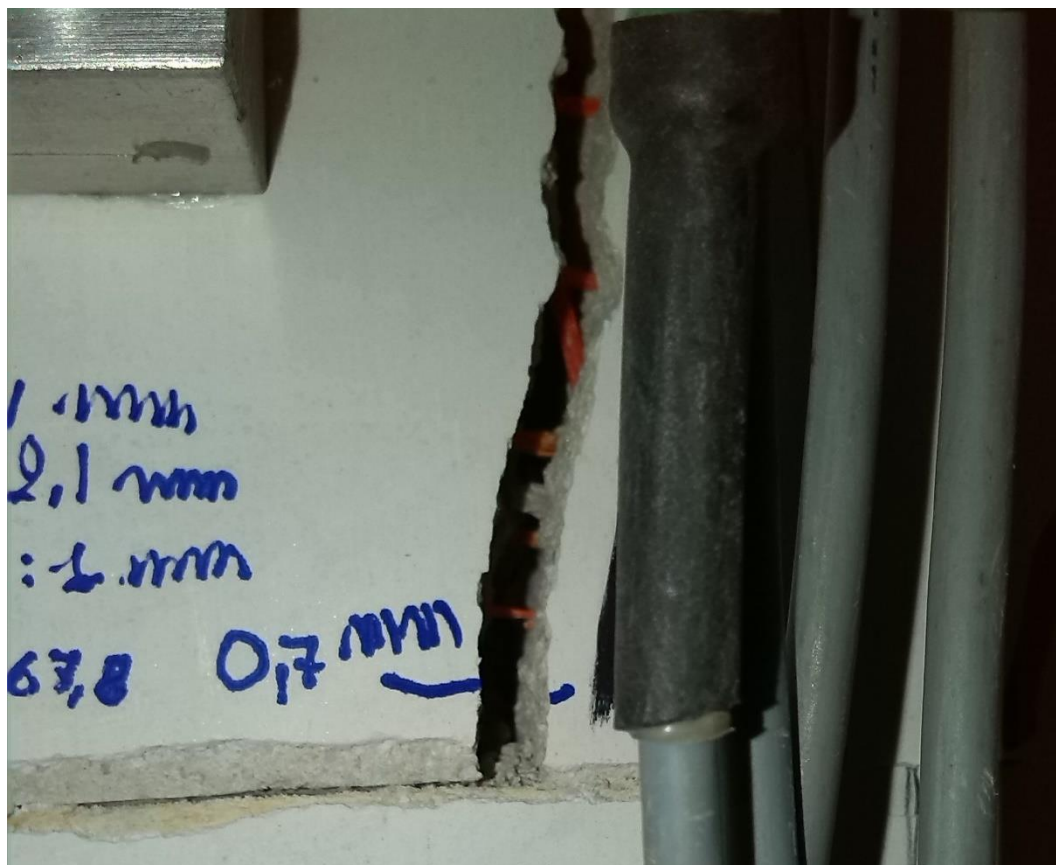


Figura 5.20 - Particolare del secondo pannello murario dall'alto, a destra: la massima apertura della fessura è stata 7,2mm

Il quadro fessurativo mostrato in Figura 5.19 rappresenta lo stato della parete al termine dei cicli di carico a 67,8kN: tale situazione non ha subito evoluzioni aumentando la precompressione a 90,2kN nemmeno nel ciclo a 2,5% di drift.

L'evoluzione del quadro fessurativo nel corso della prova è mostrato in Figura 5.21. Si può notare come il comportamento a puntoni simmetrici si sia attivato già per drift dell'1%.

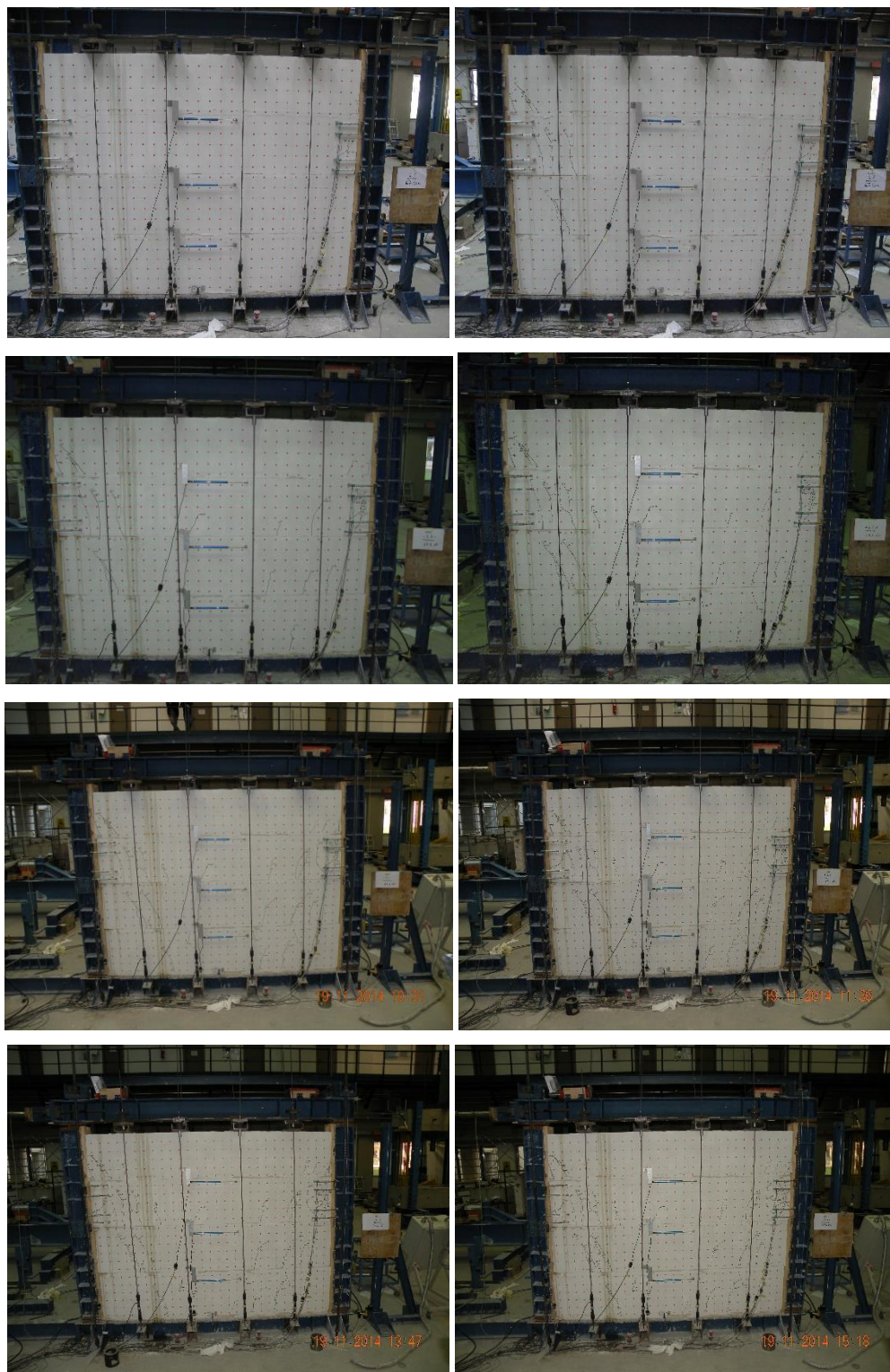
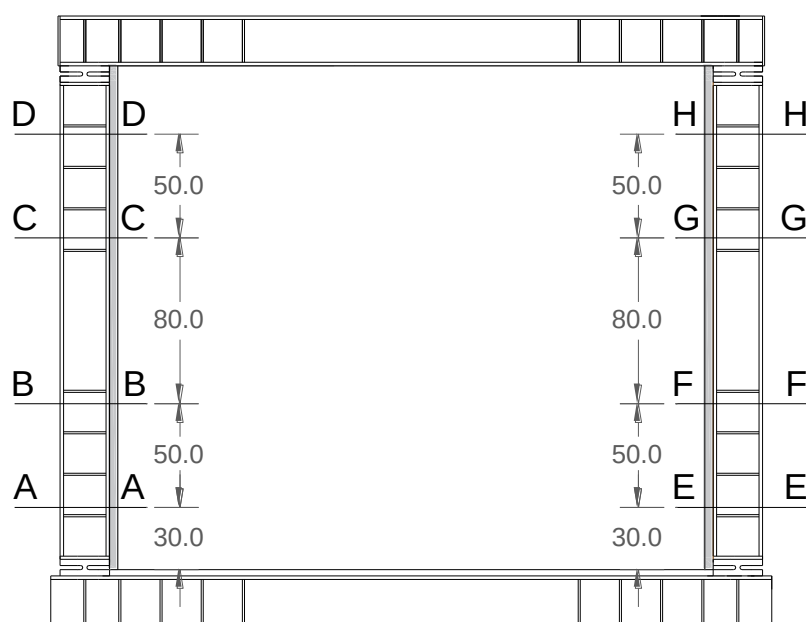


Figura 5.21 - Evoluzione del quadro fessurativo per precompressione di 67,8kN. Dall'alto verso il basso: cicli a 1%, 1,5%, 2% e 2,5%

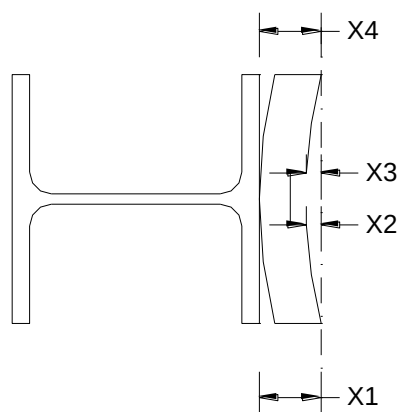
5.2 Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento verticali – prova nel piano

5.2.1 Aspetti operativi secondari

- La parete, all'inizio della prova, presentava i pilastri fuori piombo di 19mm verso destra. Tale fatto, dovuto probabilmente ad una negligenza costruttiva, ha avuto come risultato un'asimmetria nei valori di rigidezza della parete. Tale inconveniente non ha comunque compromesso il buon comportamento della parete, che si è dimostrata comunque molto duttile. Durante la prova, per accertarsi che tale valore di spostamento non fosse dovuto ad una deformazione imposta alla parete in seguito al trasporto e al montaggio del martinetto idraulico, sono state eseguite due verifiche. La prima verifica, relativa alla geometria del provino, è stata eseguita controllando la verticalità dei giunti di malta tra i mattoni. Tale verifica ha mostrato come i giunti di malta fossero verticali ma lievemente disassati tra loro, compensando dal primo all'ultimo filare di mattoni la deformazione di 11mm. La seconda verifica, relativa al comportamento della parete, ha consistito in un ciclo di ricentraggio della parete, atto a definire il punto in cui il comportamento del provino fosse il più possibile simmetrico. Tale valore si è attestato per un fuori piombo di +19mm.
- La sezione delle tavole di legno utilizzate non è perfettamente rettangolare. Esse risultano infatti leggermente arcuate. Tale irregolarità non ha influito sul buon esito della prova, ma può essere un elemento di interesse per una successiva modellazione numerica della parete in esame. In Figura 5.22 e in Tabella 15 viene fornito un rilievo delle tavole a differenti altezze.



Generica sezione X
(per sezioni da A a D)



Generica sezione Y
(per sezioni da E a H)

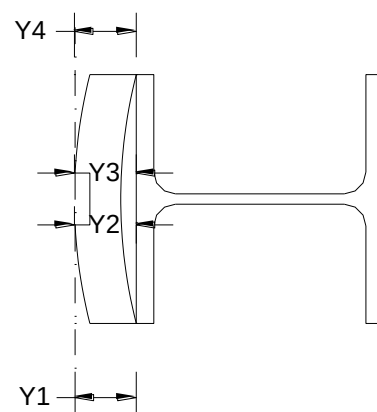


Figura 5.22 - Rilievo della forma delle tavole spinottate al telaio. Le misure delle quote sono riportate in Tabella 15

Tabella 15 - Rilievo dei listelli in legno spinottati ai pilastri

TAVOLA SINISTRA			
Sezione A	[mm]	Sezione B	[mm]
A1	50	B1	50
A2	2	B2	2
A3	2	B3	2
A4	48	B4	48
Sezione C	[mm]	Sezione D	[mm]
C1	51	D1	49
C2	2	D2	2
C3	2	D3	2
C4	48	D4	46
TAVOLA DESTRA			
Sezione E	[mm]	Sezione F	[mm]
E1	48	F1	46
E2	50	F2	49
E3	50	F3	49
E4	46	F4	46
Sezione G	[mm]	Sezione H	[mm]
G1	44	H1	46
G2	48	H2	49
G3	50	H3	49
G4	44	H4	46

5.2.2 Risultati sperimentali

La parete, a causa dell'asimmetria costruttiva che la caratterizza, ha mostrato una rigidezza leggermente maggiore per spostamenti positivi che si è riscontrata lungo tutta la prova. Tale differenza di rigidezza non ha però compromesso il comportamento della parete, né impedito un'agevole interpretazione dei dati.

La parete in questione è risultata molto duttile e molto poco rigida sin dai cicli più lievi. Lo scorrimento in corrispondenza dei giunti si avvia infatti anche per cicli a drift ridotto. Come si può notare in Figura 5.23 lo scorrimento si avvia immediatamente, rappresentando una quota importante della deformazione totale sia per drift notevoli che per drift limitati. È interessante inoltre valutare quanto influisce questo fenomeno nella deformazione totale della parete: il drift a cui sono effettivamente sottoposti i pannelli in muratura dipende direttamente dallo scorrimento lungo i giunti, secondo una relazione legata alla geometria.

La larghezza di una fascia muraria, compreso lo spessore di metà listello in legno a sinistra e metà a destra, è di 72cm, mentre l'altezza del pannello stesso, comprendendo i listelli in legno inferiori e superiori, è pari a 243cm. Lo spostamento applicato in sommità di questi pannelli rigidi provoca un fenomeno di *rocking* che solleva uno spigolo del pannello di

$$\Delta y = 72/243 \Delta x = 0,296\Delta x; \quad \Delta x = 3,375\Delta y$$

Poiché lo scorrimento reciproco di due pannelli murari lungo i giunti è pari al sollevamento Δy dello spigolo è sufficiente moltiplicare questo scorrimento per 3,375 per ottenere lo spostamento orizzontale a cui è stato sottoposto il pannello murario e poterlo confrontare col drift imposto alla struttura. Si può notare in Figura 5.23 come il *rocking* dei pannelli generi uno spostamento orizzontale quasi uguale a quello imposto. In Figura 5.24 è possibile vedere la relazione tra i due spostamenti per cicli del 2,5%: essi risultano sostanzialmente identici.

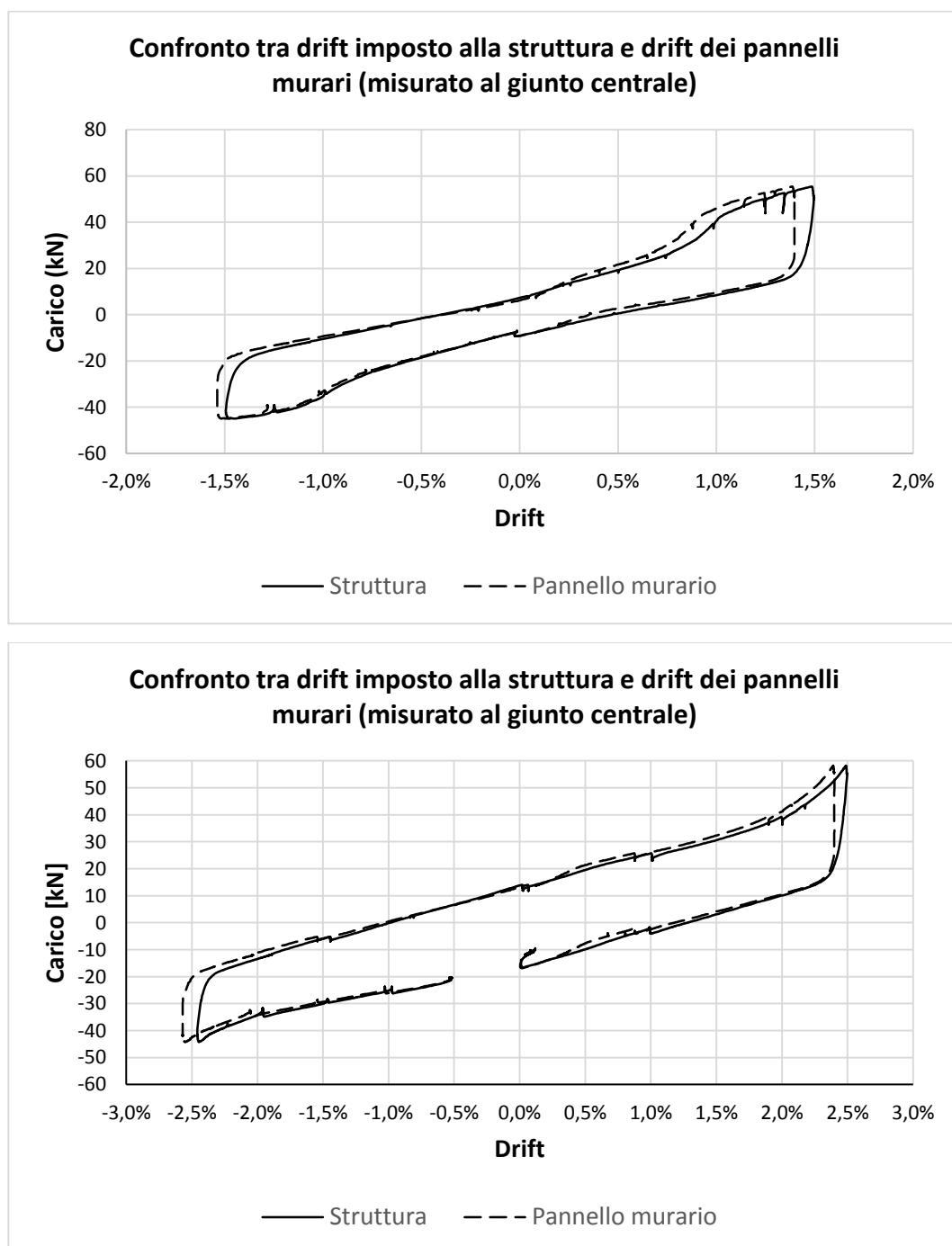


Figura 5.23 - Confronto tra drift totale imposto alla parete e drift dei pannelli per drift dell'1,5% (sopra) e del 2,5% (sotto)

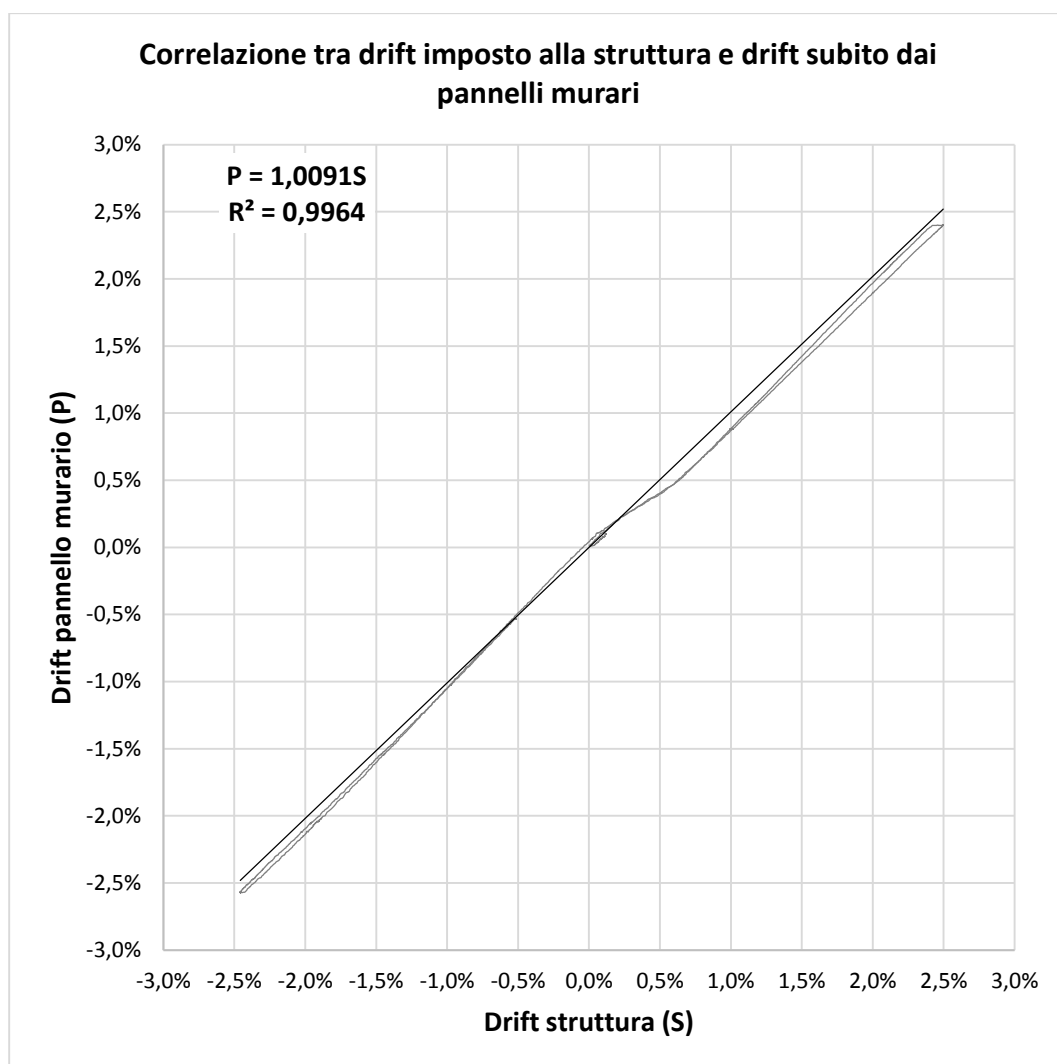


Figura 5.24 - Correlazione tra drift imposto alla struttura e drift subito dai pannelli per 2,5% di drift

Una caratteristica importante nel comportamento della parete è rappresentata da un incremento di rigidezza che si nota solamente per valori di deformazione non esplorati dalla parete. Tale incremento di rigidezza non si verifica infatti per cicli che ripetono una certa storia di deformazione. In Figura 5.26 è mostrata la storia di deformazione della parete. I cicli esplorativi sono stati rappresentati in rosso, mentre i cicli di ripetizione di una certa storia di spostamenti sono in nero. Come si può notare i cicli esplorativi presentano sempre una rigidezza molto maggiore nella parte inesplorata, mentre i cicli successivi si allineano verso un valore di rigidezza allineato coi cicli precedenti. Una possibile spiegazione di questo fenomeno consiste nella presenza di due diversi contributi di dissipazione energetica: il primo contributo, stabile e ciclico, è dovuto all'energia dissipata dalle cerniere plastiche del telaio di prova e ai meccanismi dissipativi stabili della parete, quali l'attrito tra i giunti di scorrimento. Esso è causato quindi da deformazioni cicliche e ripetibili. Il secondo

contributo, rappresentato da quella parte di energia che viene dissipata una sola volta, si originerebbe da deformazioni plastiche irreversibili del tamponamento, come per esempio gli schiacciamenti locali degli elementi in legno (Figura 5.25). Si sottolinea tuttavia che non sono state misurate deformazioni apprezzabili delle tavole in legno, e che quindi questa ipotesi non è confermata. In Figura 5.27 è schematizzato questo comportamento: l'energia dissipata ciclicamente è rappresentata in rosso, quella dissipata una volta sola in blu.

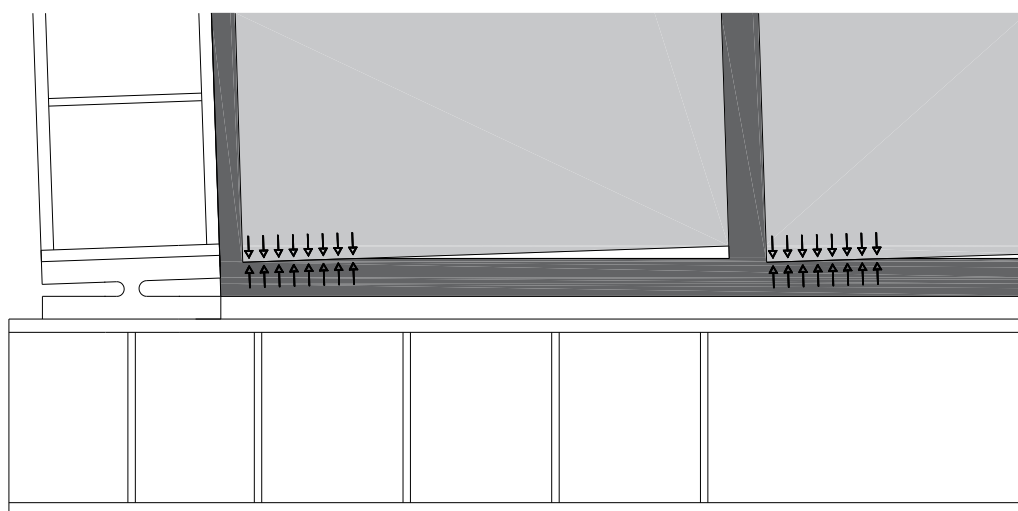


Figura 5.25 - Esempio di schiacciamenti locali possibili

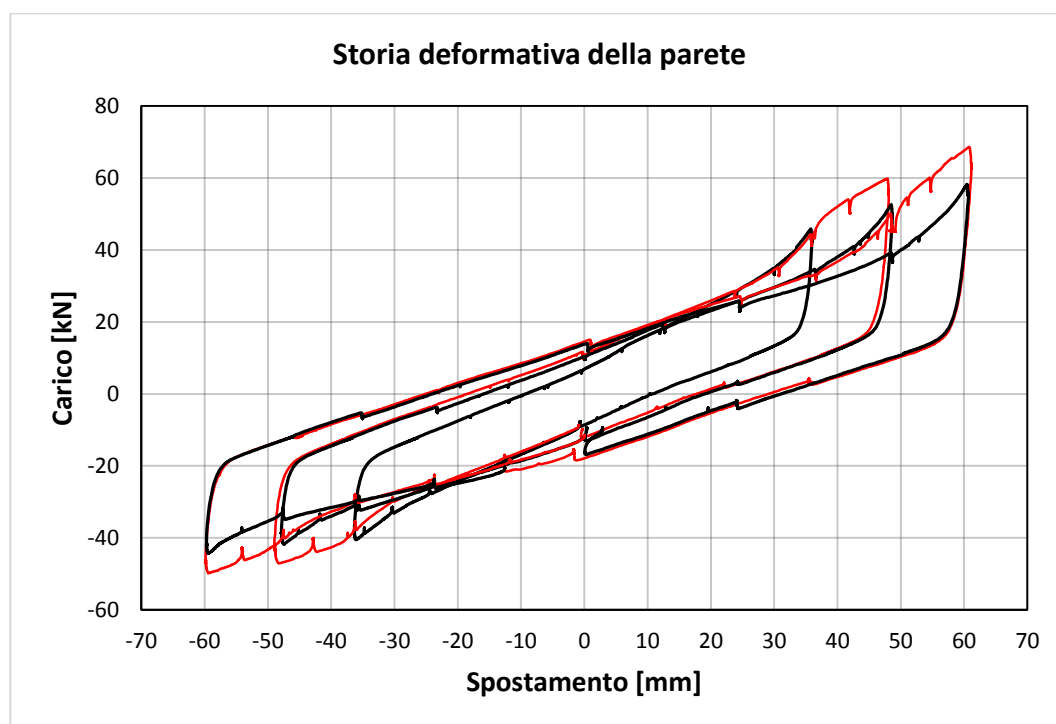


Figura 5.26 - Confronto tra cicli esplorativi del comportamento della parete (in rosso) e cicli di ripetizione (in nero).

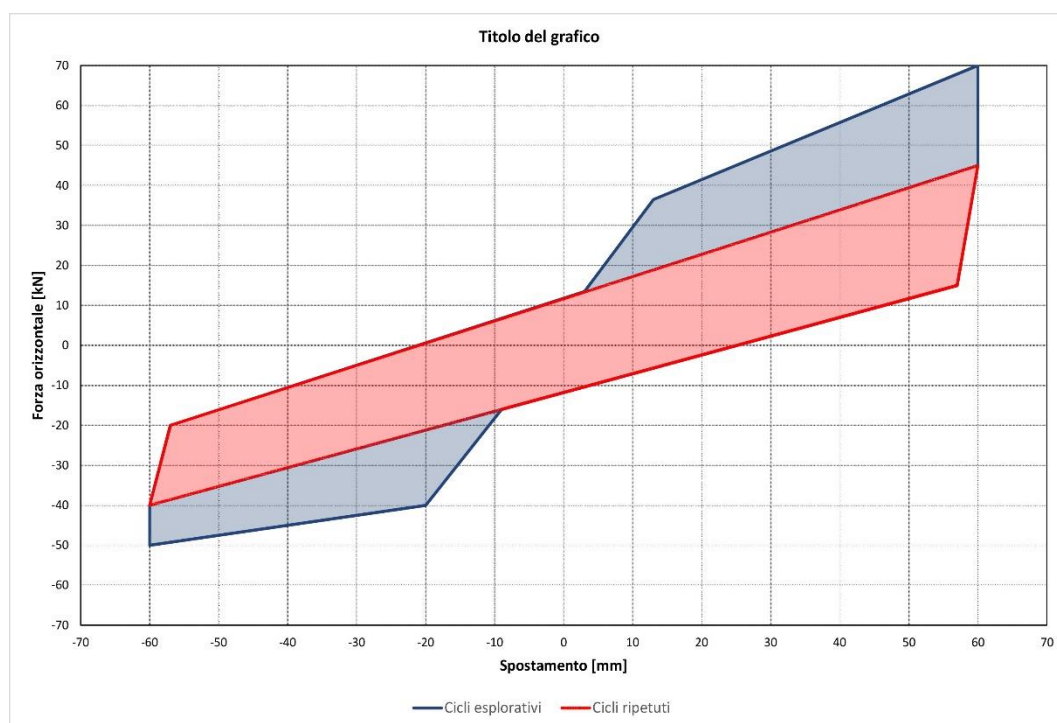


Figura 5.27 - Confronto tra energia dissipata ciclicamente (rosso) ed energia dissipata per plasticizzazioni locali irreversibili (blu).

La quantità di energia dissipata ciclicamente è dovuta per la quasi totalità al telaio in acciaio: le sue cerniere si plasticizzano per un valore di forza orizzontale di 15kN (Zanetti, 2009), pari all'ordinata all'origine dei cicli di carico in entrambe le direzioni di spinta. È quindi possibile affermare che la dissipazione per attrito del sistema è trascurabile.

5.2.3 Analisi del quadro fessurativo

Il danneggiamento dei pannelli in laterizio si è composto di due fenomeni: il primo, quasi impercettibile, è risultato distribuito su tutta la parete; il secondo, di danneggiamento locale degli angoli inferiori dei pannelli murari, ha comportato il distacco di piccole porzioni di malta.

La fessurazione della parete è stata del tutto trascurabile: sono state infatti notate numerose fessure sulla superficie strumentata della parete, ma per la maggior parte riconducibili ad un lieve ingrandimento delle fessure congenite da ritiro dovute al processo di cottura. Una sola fessura (Figura 5.28) ha interessato un pannello murario lungo il letto di malta di filare di laterizi, tuttavia non è stata caratterizzata da alcuno scorrimento reciproco tra le parti (Figura 5.29). A causa dell'assenza di una finitura in gesso si sono riscontrate delle difficoltà nel determinare la presenza di fessure in corrispondenza dei giunti di malta. Sono state perciò tracciate delle linee sottili in

corrispondenza di ogni giunto di malta da utilizzare come segnalatori di scorrimenti relativi. Tali linee sono state realizzate in corrispondenza di un drift di +2,5%. Al successivo ricentraggio della parete non è risultato alcuno scorrimento relativo. È quindi possibile affermare che il quadro fessurativo della parete è estremamente limitato, e che le poche fessure presenti non mostrano alcuno scorrimento della parete e non impediscono ai singoli pannelli di funzionare come corpi rigidi.



Figura 5.28 - Fessura all'interfaccia malta - mattone, a circa 2/3 dell'altezza del pannello murario (7° filare di mattoni dal basso)



Figura 5.29 - Dettaglio della fessura all'interfaccia malta - mattone, a seguito del ricentraggio. Si noti l'assenza di scorrimenti reciproci, evidenziata dalla continuità della linea verticale tracciata in blu per drift 2,5%

Il secondo sintomo di danneggiamento della parete, come introdotto precedentemente, è costituito da un danneggiamento locale agli angoli inferiori dei pannelli murari (Figura 5.30). È importante notare come tale danneggiamento non sembri essere dovuto a fenomeni di crushing della malta, bensì il distacco della stessa è presumibilmente dovuto a sforzi di trazione causati dall'attrito col legno. Tali fenomeni

locali sono infatti occorsi solo in fase di sollevamento dell'angolo interessato, e in fase di schiacciamento non sono state notate fessure.

Il danneggiamento complessivo della parete è stato perciò trascurabile, come mostrato nel quadro fessurativo generale proposto in Figura 5.31.



Figura 5.30 - Esempio di distacco locale degli angoli di malta

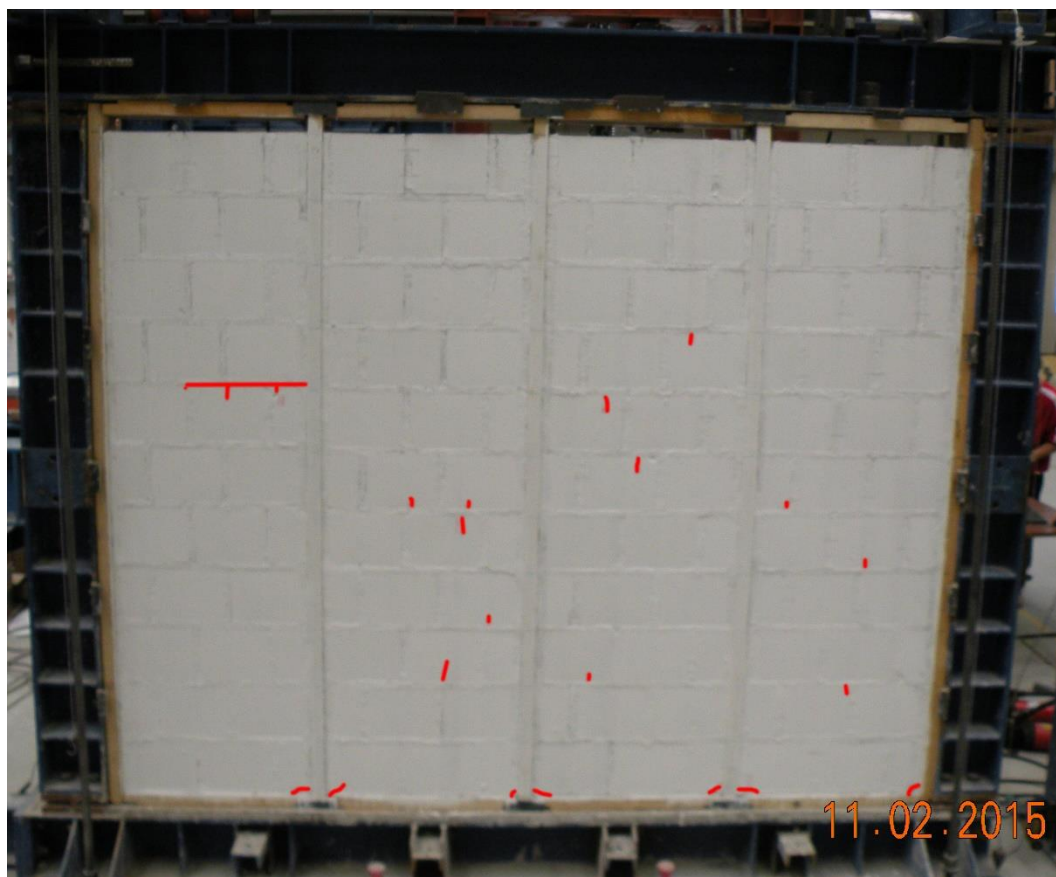


Figura 5.31 - Quadro fessurativo generale al termine della sessione di prova

5.3 Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento verticali – prova fuori piano

5.3.1 Risultati sperimentali

La parete ha mostrato un ottimo comportamento alle sollecitazioni fuori dal piano. Nonostante le tavole in legno siano dimensionate per un'accelerazione di progetto di 1,8g la parete ha retto fino ad una forza di 70kN, equivalente ad un'accelerazione di 4g, senza collassare. L'incremento di resistenza è dovuto alla formazione di un arco di scarico all'interno della muratura che risulta un sistema resistente efficace anche in presenza dei giunti in legno.

In Figura 5.32 è mostrata lo spostamento subito a metà altezza del giunto centrale, il punto soggetto a maggior deformazione.

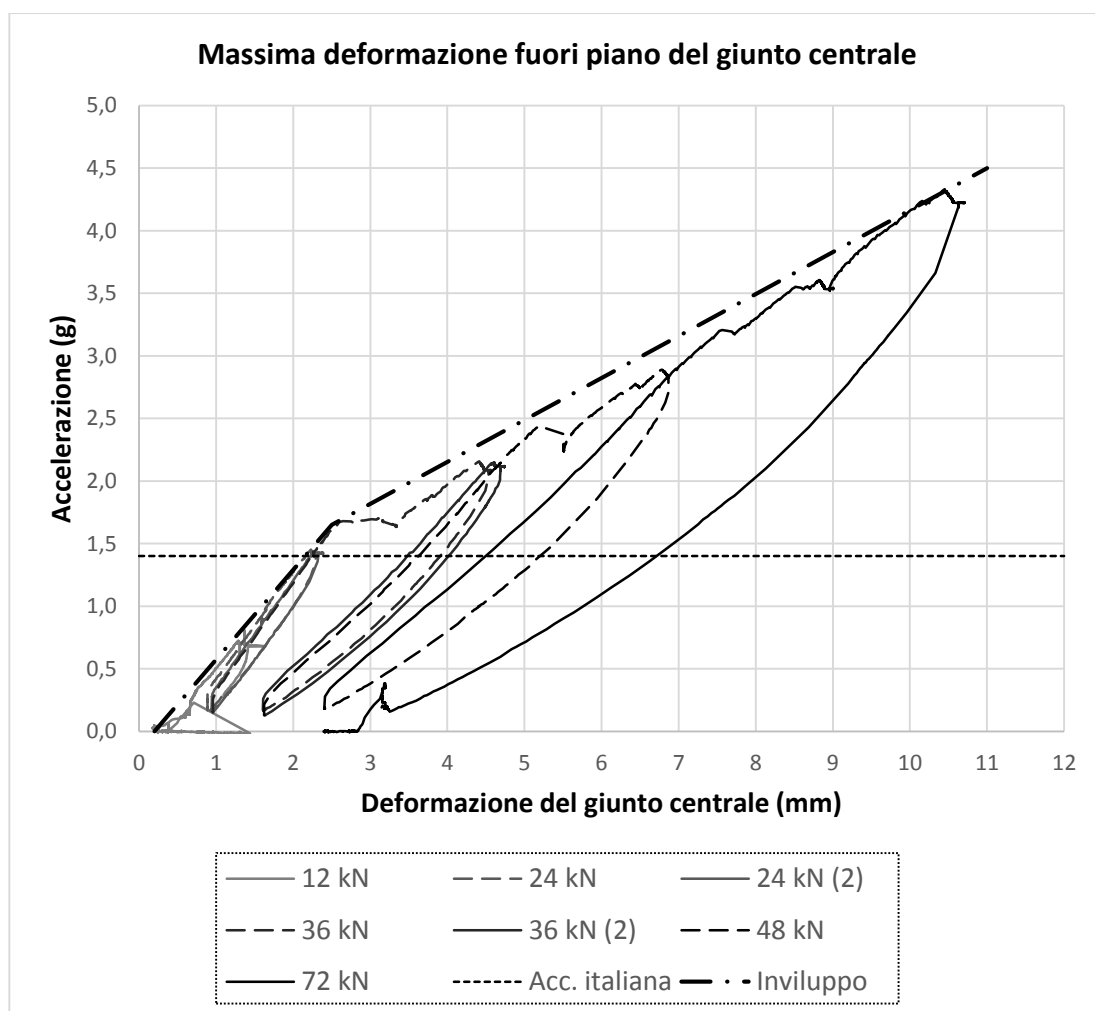


Figura 5.32 - Deformazione massima della parete durante la prova

Come si può notare il comportamento della parete è moderatamente plastico, con un comportamento bilineare. In corrispondenza di tale valore di accelerazione equivalente

è stato possibile sentire scricchiolii delle tavole di legno, segno di un danneggiamento delle stesse, probabilmente dovuto ad un meccanismo di rottura per taglio dell'anima. Tale valore di carico, corrispondente ad un'accelerazione equivalente di circa 1,7g, è in linea con i valori di resistenza a taglio degli elementi in legno pari a 1,8g¹.

La deformata totale della parete mostra efficacemente il meccanismo ad arco, come si può notare in Figura 5.33². I punti fissi a sinistra e a destra rappresentano il telaio in acciaio, il punto centrale rappresenta la deformazione del giunto centrale.

Per accelerazioni superiori a 3g si assiste ad un comportamento asimmetrico della parete, che tende a deformarsi di più da una parte rispetto all'altra. Si nota inoltre che il pannello murario più a destra si deforma molto meno del pannello più a sinistra.

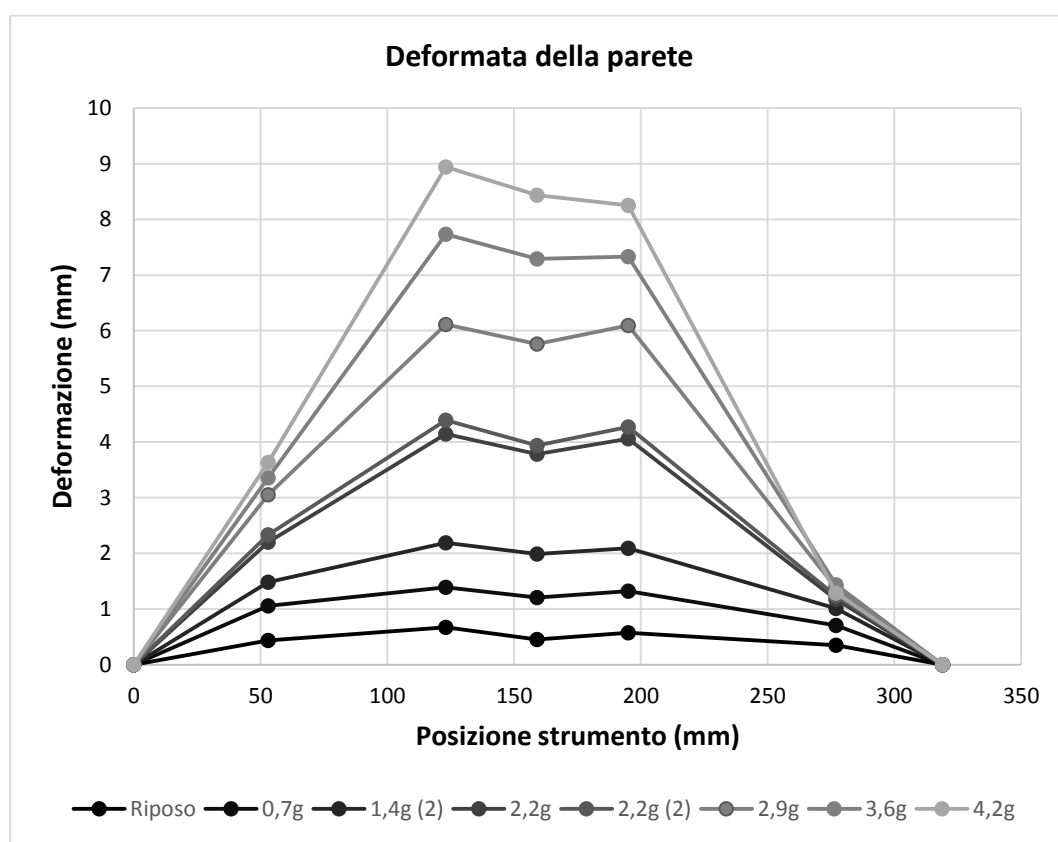


Figura 5.33 - Deformata della parete per diverse sollecitazioni

Un altro aspetto che emerge dal grafico riportato è che i pannelli murari centrali si deformano più del giunto centrale: tale fattore sembrerebbe essere dovuto all'assestamento dei denti di taglio all'interno degli incavi realizzati nelle tavole di legno e da un'eventuale loro deformazione per schiacciamento. Tale ipotesi verrà verificata durante la demolizione della parete.

¹ Vedi capitolo §2.2.2

² La deformata della parete è riferita alla posizione dei pilastri, corrispondenti agli estremi sinistro e destro delle curve rappresentate.

La formazione di un arco di scarico è confermata dalla deformazione della tavola spinottata al pilastro di sinistra (vedi tavola di sinistra in Figura 5.22). Lo spazio vuoto che la separa dal pilastro è infatti passata da 3,5mm in configurazione indeformata a 2mm per un'accelerazione di 4g.

CAPITOLO 6. Conclusioni

Lo studio affrontato in questa tesi si propone di analizzare le prestazioni sismiche di due tecniche costruttive innovative, entrambe caratterizzate dall'utilizzo di giunti di scorrimento in legno: nella prima sono orientati in orizzontale, nella seconda in verticale. La finalità di tali tecniche è quella di limitare il fenomeno di interazione telaio – tamponamento, riducendo la rigidezza di questo, garantendogli al contempo una elevata duttilità e un comportamento stabile e prevedibile.

6.1 Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento orizzontali e sistema di precompressione

La prima tecnica analizzata, che consiste nella suddivisione del muro di tamponamento in muratura in diversi pannelli murari ad opera di giunti di scorrimento orizzontali in legno, è già stata ampiamente studiata e documentata nelle ricerche operate dall'Università degli Studi di Brescia (Bettini, 2010; Migliorati, 2014; Preti, et al., 2012; Preti, et al., 2014). Questo studio si propone quindi di proseguire la ricerca iniziata da Migliorati (2014) sulla possibilità di sfruttare tale tecnica come un dispositivo di dissipazione energetica. A tal fine è stato predisposto un sistema di precompressione che, applicando un carico sulla parete, permettesse di aumentare la forza d'attrito lungo i giunti di scorrimento in legno: più la precompressione è elevata, più aumenta l'energia dissipata per attrito, al prezzo di un aumento di rigidezza della parete e di un maggior danneggiamento. Migliorati (2014) ha svolto un test su questa tecnologia ottenendo elevata duttilità e comportamento ciclico stabile nonostante sia stato riscontrato un diffuso danneggiamento della parete. Questo lavoro si propone quindi di valutare l'affidabilità di tale parete, già fessurata, dopo la riparazione della stessa ad opera di uno strato di intonaco rinforzato con una rete in fibra di vetro, interrotto in corrispondenza dei giunti di scorrimento per non ostacolarne il movimento. La valutazione della risposta sismica è stata eseguita, come per il test di Migliorati, con sollecitazioni nel piano in regime quasi – statico.

La parete così riparata ha mostrato proprietà in linea con quelle del provino senza intonaco armato, evidenziate da Migliorati (2014) e Vecchi (2014), vale a dire:

- La parete così ripartita, anche se rinforzata con intonaco, ha mostrato una rigidezza molto inferiore a quella di una parete con lo stesso rapporto di forma ma senza giunti orizzontali, e in linea con quella evidenziata da Migliorati (2014). Ha infatti mostrato una resistenza di circa 75kN per 0,5%

di drift e 45kN di precompressione, contro i circa 70kN della parete non intonacata e i circa 300kN della parete tradizionale non precompressa.

- È confermata l'elevata duttilità della parete così realizzata, raggiungendo drift di 2,5% con 90kN di precompressione senza assistere ad un degrado di resistenza, mantenendo un comportamento perfettamente prevedibile.
- La fessurazione della parete risulta evidente, distribuita come quella del provino non intonacato, ma non ha in nessun caso alterato il comportamento ciclico della parete né attivato fenomeni di *pinching* o di *softening*. Al contrario la parete ha mostrato un comportamento stabile assimilabile come bilineare incrudente. Inoltre la fessurazione si attiva per drift più elevati (0,7% di drift a 68kN di precompressione, contro 0,4% di drift e 90kN di precompressione) e risulta stabile e accettabile anche per precompressioni elevate: passando da 68kN a 90kN di precompressione non si assiste all'apertura di nuove fessure nemmeno per drift del 2,5%.
- Lo scorrimento lungo i giunti si rivela essere il meccanismo di deformazione principale, assorbendo oltre il 75% della deformazione imposta. Tale scorrimento fatica ad avviarsi per elevati valori di precompressione e basse deformazioni (drift 0,1%), senza tuttavia comportare un danneggiamento della parete.
- La dissipazione di energia dipende linearmente dal drift imposto alla struttura e dalla forza di precompressione applicata. Tale fatto conferma ulteriormente come l'energia sia dissipata per la maggior parte grazie all'attrito sviluppato nei giunti. Per precompressioni elevate e drift ridotti (0,2% per 68kN di precompressione e 0,5% per 90kN), poiché lo scorrimento nei giunti fatica ad attivarsi, la dissipazione di energia risulta ridotta.

6.2 Tamponamento in laterizio con giunti di scorrimento verticali

La seconda tecnica analizzata in questa sede consiste nella suddivisione di un tamponamento laterizio in diversi pannelli murari ad opera di giunti di scorrimento in legno verticali. Il meccanismo di deformazione prevalente di tale sistema è dato dallo sviluppo di fenomeni di *rocking* nei singoli pannelli. L'effetto dissipativo dell'attrito risulta molto meno importante rispetto alla tecnica precedente, rendendo sconsigliabile l'utilizzo di tale tecnica per rendere i tamponamenti elementi di dissipazione energetica. I test eseguiti sono sul comportamento ciclico nel piano della parete sotto carichi in

regime quasi statico e sul comportamento a sollecitazioni cicliche quasi statiche fuori piano. Il tamponamento è realizzato lasciando un *gap* di pochi centimetri tra la sommità dei pannelli in laterizio e la trave superiore del telaio in modo da non ostacolare i fenomeni di *rocking*. Successivamente ai test fuori dal piano tale *gap* sarà riempito e verrà nuovamente eseguito un test nel piano.

Test nel piano

I risultati mostrati dalla parete durante la prima fase di test sono i seguenti:

- La parete presenta una rigidezza nel piano molto ridotta, mostrando una resistenza di circa 35kN per il primo ciclo a 0,5% di drift. Inoltre, sotto sollecitazioni cicliche, il provino mostra una progressiva riduzione della resistenza per deformazioni equivalenti fino ad un valore limite, che si mantiene stabile per i cicli successivi. La rigidezza residua è paragonabile a quella del telaio nudo: i tamponamenti così costruiti, oltre ad avere una rigidezza ridottissima, la perdono quasi completamente sotto sollecitazioni cicliche. Si ipotizza che tale perdita di resistenza e rigidezza sia dovuta a schiacciamenti locali del telaio in legno che incornicia il tamponamento, tuttavia tale fenomeno non è stato riscontrato.
- Il fenomeno di *rocking* si conferma essere il meccanismo deformativo prevalente della parete, assorbendo praticamente il 100% della deformazione imposta: lo spostamento orizzontale dei pannelli murari è praticamente identica a quella imposta alla struttura.
- La parete mostra segni di danneggiamento pressoché assenti, e sicuramente trascurabili, anche per drift notevoli, dell'ordine del 2,5%.

Test fuori piano

I test hanno mostrato come la parete così realizzata manifesti un ottimo comportamento fuori piano, caratterizzato dalla compresenza di due contributi resistenti. Il primo, facilmente prevedibile, è dato dalle tavole in legno utilizzate come giunti verticali. Esse, lavorando come travi semplicemente appoggiate alle estremità, limitano la deformazione della parete in virtù delle loro capacità flessionali. La resistenza flessionale di queste travi può essere considerata come un meccanismo resistente minimo garantito. Il secondo contributo, più difficile da quantificare, consiste nella formazione di un arco resistente nello spessore del muro analogo a quello che si forma in caso di tamponamenti tradizionali. Il comportamento non è bidirezionale in quanto il *gap* presente tra la parete e la trave superiore impedisce la formazione di un arco anche in direzione verticale. Tale contributo nei test svolti è risultato notevole, permettendo

una resistenza fuori piano superiore a 4g, a fronte di una resistenza prevista di 1,8g data dai travetti in legno. La deformazione della parete è conforme con questo meccanismo resistente ad arco. La parete così realizzata è quindi dotata di un contributo resistente facilmente quantificabile e progettabile, dato dalle tavole in legno, e da un ulteriore contributo determinato dalla formazione di un meccanismo ad arco che fornisce un margine di sicurezza.

APPENDICE A. Stima dell'azione sismica fuori piano

La stima dell'azione sismica viene eseguita sulla base della massa dei tamponamenti e nel caso di edifici di altezza compresa tra 4 e 8 piani, nel caso più gravoso possibile in territorio italiano e, come carico ultimo di prova, nel caso di accelerazioni a terra dell'ordine di $1g$, caratteristiche di regioni altamente sismiche come Giappone, Nuova Zelanda, Iran.

Calcolo dell'accelerazione al suolo

Caso italiano

Come valore di accelerazione a terra α si è scelta l'accelerazione riportata nella tabella allegata alle NTC 2008 relativa alle seguenti caratteristiche geografiche, caratterizzata da una situazione particolarmente gravosa:

$$ID = 49418$$

$$LON = 14,929^\circ E$$

$$LAT = 37,175^\circ N$$

$$\alpha_{IT} = 0,2780 g$$

Il sito in questione è un sito siciliano alle pendici dell'Etna.

Caso generalizzato internazionale

Come riferimento indicativo per l'accelerazione sismica al suolo sono state utilizzate le mappe presenti sul sito dell'USGS Earthquake Hazards Program, in particolare per le nazioni Nuova Zelanda, Turchia, Iran, Giappone (USGS, 2014).

Come risultato è stata utilizzata un'accelerazione al suolo pari a:

$$\alpha_{int} = 1 g$$

Calcolo della massa dei provini

Provino in laterizio con giunti verticali

La massa della muratura in laterizio è stata calcolata trascurando la presenza del legno e considerando il telaio in acciaio completamente tamponato. L'area tamponata risulta quindi pari a

$$S = A * B = 2,93m * 2,43m = 7,12m^2$$

E il volume

$$V = S * 20cm = 7,12m^2 * 0,20m = \mathbf{1,424m^3}$$

I singoli blocchi in laterizio hanno dimensione $25 \times 20 \times 19cm$ e i giunti di malta sono stati stimati di spessore $1cm$. Nel tamponamento sono quindi presenti

$$N_{g,h} = 1 + \frac{B}{(19 + 1)cm} = 1 + \frac{243cm}{(19 + 1)cm} = 14$$

giunti di malta orizzontali e

$$N_{g,v} = 1 + \frac{A}{(25 + 1)cm} = 1 + \frac{293cm}{(25 + 1)cm} = 13$$

giunti di malta verticali di spessore $1cm$ e larghezza $20cm$. Il volume totale della malta dei giunti è quindi stimabile pari a

$$\begin{aligned} V_g &= N_{g,h} * (A * 1 * 20)cm^3 + N_{g,v} * (B * 1 * 20)cm^3 \\ &= 14 * (293 * 1 * 20)cm^3 + 13 * (243 * 1 * 20)cm^3 = \mathbf{0,145m^3} \end{aligned}$$

Il volume di laterizio risulta, per differenza, pari a:

$$V_{lat} = V - V_g = (1,424 - 0,145)m^3 = \mathbf{1,279m^3}$$

Il volume di intonaco, considerato spesso $2cm$, è pari a

$$V_i = 2 * S * 2cm = 2 * 7,12 * 0,02m^3 = \mathbf{0,285m^3}$$

Il peso specifico dei singoli elementi è pari a

$$\rho_{lat} = 810 kg/m^3$$

$$\rho_m = \rho_i = 1550 kg/m^3$$

La massa della parete risulta quindi pari a:

$$\begin{aligned} m_L &= \rho_{lat} * V_{lat} + \rho_m * V_g + \rho_i * V_i = [810 * 1,279 + 1550 * (0,145 + 0,285)]kg \\ &= \mathbf{1700kg = 1,7ton} \end{aligned}$$

Provino in laterizio con apertura centrale

La massa della muratura in laterizio è stata calcolata trascurando la presenza del legno e considerando il telaio in acciaio completamente tamponato. L'apertura è a tutta altezza e larga $90cm$. L'area tamponata risulta quindi pari a

$$S = A' * B = 2,03m * 2,43m = \mathbf{4,93m^2}$$

E il volume

$$V = S * 20cm = 4,93m^2 * 0,20m = \mathbf{0,986m^3}$$

I singoli blocchi in laterizio hanno dimensione $25 \times 20 \times 19cm$ e i giunti di malta sono stati stimati di spessore $1cm$. Nel tamponamento sono quindi presenti

$$N_{g,h} = 1 + \frac{B}{(19 + 1)cm} = 1 + \frac{243cm}{(19 + 1)cm} = 14$$

giunti di malta orizzontali e

$$N_{g,v} = 2 + \frac{A'}{(25 + 1)cm} = 2 + \frac{203cm}{(25 + 1)cm} = 10$$

giunti di malta verticali di spessore 1cm e larghezza 20cm. Il volume totale della malta dei giunti è quindi stimabile pari a

$$\begin{aligned} V_g &= N_{g,h} * (A' * 1 * 20)cm^3 + N_{g,v} * (B * 1 * 20)cm^3 \\ &= 14 * (203 * 1 * 20)cm^3 + 10 * (243 * 1 * 20)cm^3 = \mathbf{0,105m^3} \end{aligned}$$

Il volume di laterizio risulta, per differenza, pari a:

$$V_{lat} = V - V_g = (0,986 - 0,105)m^3 = \mathbf{0,881m^3}$$

Il volume di intonaco, considerato spesso 2cm, è pari a

$$V_i = 2 * S * 2cm = 2 * 4,93 * 0,02m^3 = \mathbf{0,197m^3}$$

Il peso specifico dei singoli elementi è pari a

$$\rho_{lat} = 810 kg/m^3$$

$$\rho_m = \rho_i = 1550 kg/m^3$$

La massa della parete risulta quindi pari a:

$$\begin{aligned} m_A &= \rho_{lat} * V_{lat} + \rho_m * V_g + \rho_i * V_i = [810 * 0,881 + 1550 * (0,105 + 0,197)]kg \\ &= \mathbf{1182kg = 1,18ton} \end{aligned}$$

Provino in terra cruda

La massa della muratura in terra cruda è stata calcolata trascurando la presenza del legno e considerando il telaio in acciaio completamente tamponato. L'area tamponata risulta quindi pari a

$$S = A * B = 2,93m * 2,43m = \mathbf{7,12m^2}$$

E il volume, comprensivo di intonaco spesso 2cm:

$$V = S * 34cm = 7,12m^2 * 0,34m = \mathbf{2,42m^3}$$

La densità dei mattoni in terra cruda, della malta di allettamento e dell'intonaco utilizzati sono comparabili, e pari a

$$\rho_{TC} = 1180 kg/m^3$$

La massa della parete risulta quindi pari a:

$$m_{TC} = \rho_{TC} * V = [1180 * 2,42]kg = \mathbf{2856kg = 2,86ton}$$

Calcolo della forza fuori piano

Le principali normative di riferimento (CEN, 2003; Ministero dei Lavori Pubblici, 2008) definiscono come segue l'azione sismica da tenere in considerazione sugli elementi non strutturali.

$$F_a = \frac{S_a * W_a}{q_a}$$

Dove F_a è la forza orizzontale dovuta al sisma, applicata nel baricentro dell'elemento; W_a è il peso dell'elemento; S_a è l'accelerazione a cui è sottoposto l'elemento in rapporto a g ; q_a è il fattore di struttura dell'elemento. In particolare $q_a = 2$ per tamponamenti, tuttavia, poiché la campagna sperimentale è esplorativa, si sceglie di usare $q_a = 1$ come per gli elementi con comportamento a mensola: si ricorda che i tamponamenti presentano un gap con la trave superiore e che sono intelaiati da elementi in legno, dal basso modulo elastico a compressione perpendicolarmente alle fibre e che quindi possono ridurre l'efficacia del confinamento operato dai pilastri. L'effetto di confinamento complessivo operato dal telaio è quindi assai ridotto, e quindi si decide di testare il tamponamento con un fattore di struttura pari a 1.

L'accelerazione S_a , espressa in funzione di g , è pari a:

$$S_a = \alpha * S * \left[\frac{3 * \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right]$$

Dove:

- α è l'accelerazione al suolo;
- S è il coefficiente topografico e di sottosuolo, considerato $S = S_S(C) * S_T(T4) = 1,5 * 1,4 = 2,1$;
- T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento;
- T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio;
- Z è l'altezza del baricentro dell'elemento rispetto al piano di fondazione (considerato $-3m$ rispetto al suolo);
- H è l'altezza totale della costruzione rispetto al piano di fondazione;

In riferimento ad un edificio di 6 piani fuori terra (di $3m$ ciascuno) e considerando i tamponamenti alti $3m$ e rapporto $T_a/T_1 = 0$ l'accelerazione sul tamponamento del 6° piano è la seguente.

Caso italiano

$$S_{a,IT} = \alpha * S * \left[\frac{3 * \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right] = 0,278g * 2,1 * \left[\frac{3 * \left(1 + \frac{19,5m}{21m}\right)}{1 + (1 - 0)^2} - 0,5 \right] = 1,40g$$

$$F_{a,IT,L} = \frac{S_{a,IT} * W_a}{q_a} = S_{a,IT} * m_L = 1,40 * 9,81 m/s^2 * 1700kg = \mathbf{23,3kN}$$

$$F_{a,IT,A} = \frac{S_{a,IT} * W_a}{q_a} = S_{a,IT} * m_A = 1,40 * 9,81 m/s^2 * 1182kg = \mathbf{16,23kN}$$

$$F_{a,IT,TC} = \frac{S_{a,IT} * W_a}{q_a} = S_{a,IT} * m_{TC} = 1,40 * 9,81 m/s^2 * 2856kg = \mathbf{39,2kN}$$

Caso internazionale generalizzato

$$S_{a,INT} = \alpha * S * \left[\frac{3 * \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right] = 1,0g * 2,1 * \left[\frac{3 * \left(1 + \frac{19,5m}{21m}\right)}{1 + (1 - 0)^2} - 0,5 \right] = 5,02g$$

$$F_{a,INT,L} = \frac{S_{a,INT} * W_a}{q_a} = S_{a,INT} * m_L = 5,02 * 9,81 m/s^2 * 1700kg = \mathbf{83,7kN}$$

$$F_{a,INT,A} = \frac{S_{a,INT} * W_a}{q_a} = S_{a,INT} * m_A = 5,02 * 9,81 m/s^2 * 1182kg = \mathbf{58,2kN}$$

$$F_{a,INT,TC} = \frac{S_{a,IT} * W_a}{q_a} = S_{a,IT} * m_{TC} = 5,02 * 9,81 m/s^2 * 2856kg = \mathbf{140,6kN}$$

Forza fuori piano utilizzata nei test

Nei test si sceglie di utilizzare le seguenti forze fuori piano massime da applicare sui tamponamenti:

$$\begin{cases} F_{a,IT,L} = \mathbf{25kN} \\ F_{a,INT,L} = \mathbf{85kN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_{a,IT,A} = \mathbf{16kN} \\ F_{a,INT,A} = \mathbf{60kN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_{a,IT,TC} = \mathbf{40kN} \\ F_{a,INT,TC} = \mathbf{140kN} \end{cases}$$

APPENDICE B. Verifica del telaio di prova esistente e riprogettazione

Il telaio di prova esistente è caratterizzato dalla presenza di quattro cerniere in acciaio fresato, dalla rigidezza flessionale nota e decisamente ridotta, utilizzate per simulare una situazione posteriore alla formazione di cerniere plastiche nella struttura (Zanetti, 2009).

Tali elementi sono dei punti delicati della struttura, in quanto devono poter veicolare la forza applicata dal martinetto idraulico a terra sotto forma di sforzi di taglio. Poiché nella seconda prova descritta in questo lavoro di tesi (tamponamento con giunti verticali) si prevede di applicare delle sollecitazioni ingenti è stato ritenuto necessario verificare la validità delle connessioni a taglio bullonate che collegano questi elementi cerniera al resto della struttura.

In virtù delle peculiarità della prova, in particolare nella fase in cui il gap tra telaio e tamponamento viene riempito con malta, si tiene in considerazione la possibilità che si venga a formare un puntone diagonale, come rappresentato in Figura B.1.

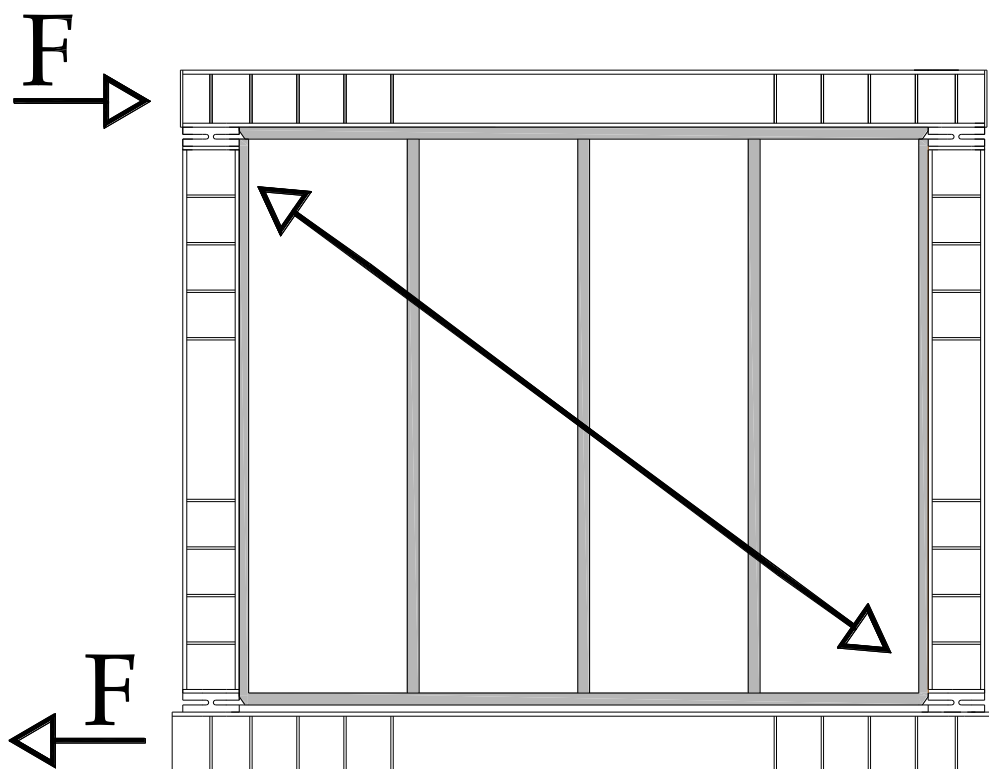


Figura B.1 - Schema puntone diagonale

In base a queste caratteristiche si assume come ipotesi che gli sforzi di taglio vengono trasmessi attraverso una sola cerniera per la trave superiore e una sola cerniera per la

trave inferiore, nel seguente schema: cerniera superiore sinistra e cerniera inferiore destra, e viceversa all'inversione del carico.

Caratteristiche delle cerniere

Le cerniere in questione sono illustrate nell'allegato 1. Sono composte da:

- Acciaio S355, spessore 80mm, fresato;
- Otto bulloni di collegamento M27 10.9¹ (4 verso la trave corrispondente, 4 verso il pilastro).

Le caratteristiche geometriche della cerniera sono mostrate anche in Figura B.2:

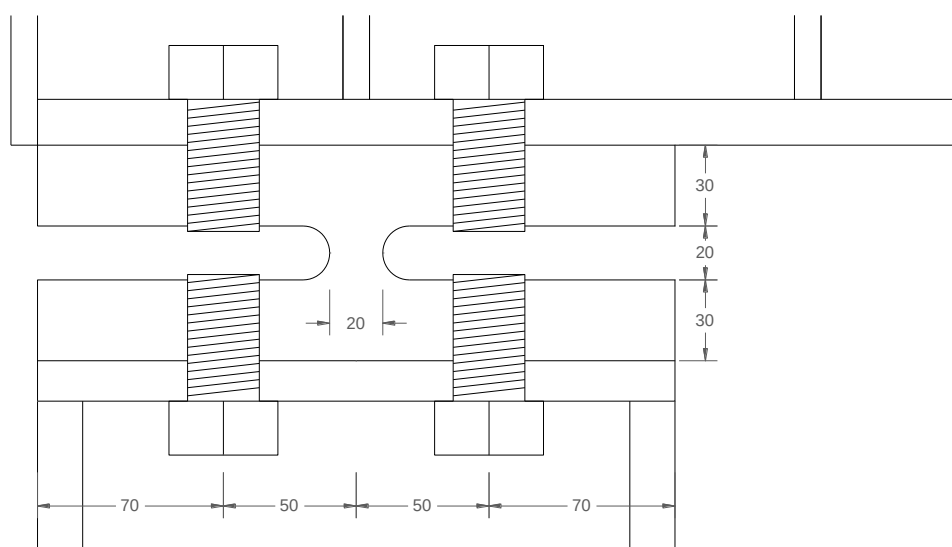


Figura B.2 - Dettaglio cerniere telaio di prova

Poiché l'intero sistema di prova è dimensionato per un carico massimo di 500kN si procede alla verifica delle cerniere per questo tasso di sforzo.

Verifica a taglio della sezione ridotta

La sezione ridotta, di area pari a $A_C = 20 * 240mm^2 = 4800mm^2$, deve essere in grado di sopportare l'intero sforzo di taglio applicato al martinetto, pari quindi a $V_{Ed} = 500kN$.

Lo sforzo di taglio risulta quindi pari a:

$$\tau_{C,max} = \frac{V_{max}}{A_C} = \frac{500kN}{4800mm^2} = 104MPa$$

¹ Nel testo si parla di 8 bulloni M27 8.8, mentre la tavola allegata descrive 8 bulloni M27 10.9. Si è deciso in questa verifica di dare la priorità alla rappresentazione grafica, considerando quindi i bulloni di classe 10.9

La verifica viene eseguita secondo le indicazioni degli Eurocodici in merito a composizione di taglio e momento flettente (CEN, 2007).

La resistenza plastica a taglio è pari a:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_c(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{4800mm^2(355MPa/\sqrt{3})}{1} = 984kN$$

La normativa consente, se la sollecitazione di taglio è minore della metà della resistenza a taglio, di trascurare la ridotta resistenza a momento flettente. Nel nostro caso siamo leggermente superiori alla metà, ma trascuriamo l'effetto benefico dell'attrito, che trasmette parte dello sforzo di taglio. Viene quindi trascurato l'effetto del taglio sulla resistenza a flessione della cerniera. Inoltre, poiché l'elemento è progettato per lavorare in campo plastico, la resistenza a taglio equivale a $V_{pl,Rd}$.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{500kN}{984kN} < 1$$

La verifica a taglio è soddisfatta.

Verifica a taglio dell'unione bullonata ad attrito

L'unione ad attrito è garantita da 4 bulloni AR M27 classe 10.9, quindi coi seguenti valori di resistenza:

$$f_{yb} = 900MPa$$

$$f_{ub} = 1000MPa$$

Non essendoci indicazioni circa il precarico di lavoro dei bulloni si assume per ipotesi che il precarico dell'unione bullonata sia pari al 70% della resistenza a snervamento dei bulloni.

$$P_b = 0,7 * 4 * f_{yb} * A_{res} = 0,7 * 4 * 900MPa * 459mm^2 = 1157kN$$

La resistenza a taglio dell'unione è la seguente, considerando un coefficiente di attrito acciaio - acciaio pari a $\mu = 0,3$.

$$V_{Rd} = \mu * P_b = 0,3 * 1157kN = 347kN < V_{Ed}$$

La verifica NON è soddisfatta.

Dimensionamento della saldatura sostitutiva¹

Visto il risultato della verifica si è deciso di operare una saldatura sostitutiva dell'unione bullonata.

¹ Durante lo svolgimento del presente lavoro di tesi non viene apportata la modifica calcolata in questo capitolo. Viene mantenuta in appendice a beneficio di test futuri.

La saldatura si comporrà di due cordoni, uno per lato del pilastro, paralleli al piano di lavoro del martinetto idraulico. Tali saldature lavoreranno quindi prevalentemente a taglio.

Poiché per la procedura sperimentale l'applicazione del carico nel piano corrisponde ad un carico fuori piano nullo e viceversa il dimensionamento della saldatura sarà eseguito in riferimento della situazione di carico più gravosa, cioè l'applicazione di $500kN$ di carico per il test nel piano.

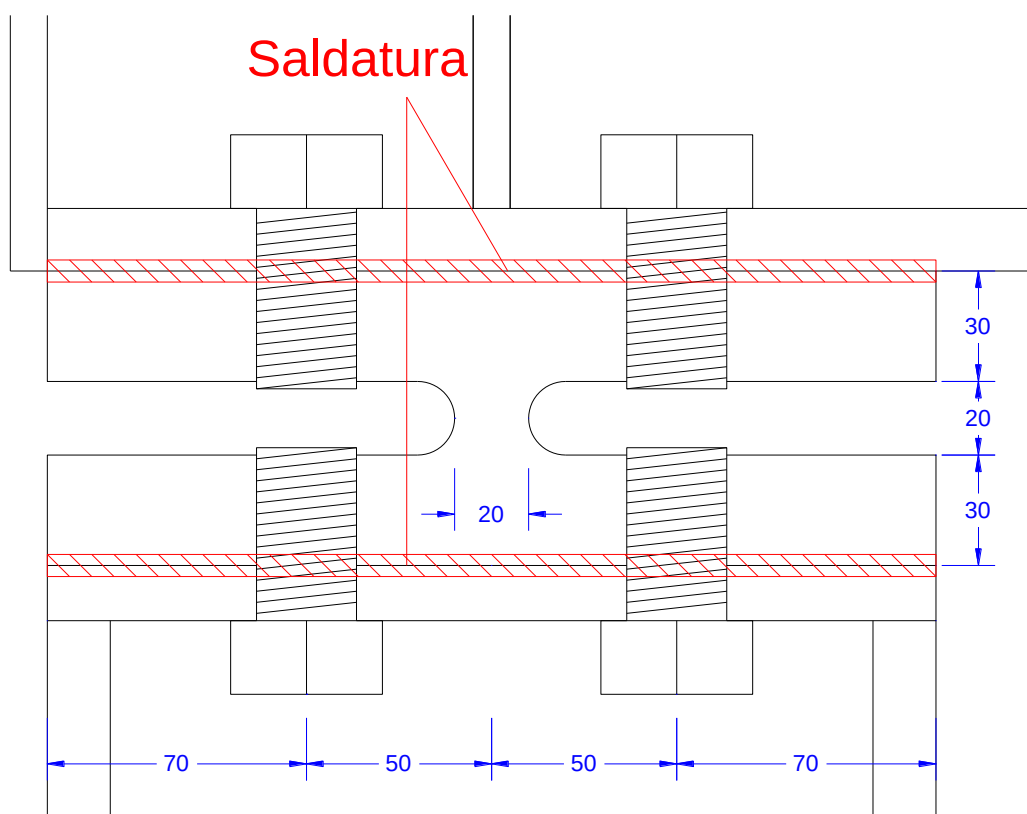


Figura B.3 - Schema saldature per cerniere plastiche

L'unione si compone quindi di due giunti d'orlo tra cerniera e trave e di due giunti d'orlo tra cerniera e pilastro. Tali giunti d'orlo hanno una lunghezza massima di $240mm$, corrispondente alla dimensione della cerniera.

Tale unione verrà verificata secondo la normativa italiana come un cordone d'angolo.

Si decide di utilizzare un'altezza di gola $a = 5mm$, con saldatura in acciaio S235. La verifica viene svolta utilizzando il metodo conservativo proposto dalla norma:

$$\frac{F_{w,Ed}}{F_{w,Rd}} \leq 1$$

$$F_{w,Ed} = \frac{500kN}{2l} = \frac{250kN}{l}$$

$$F_{w,Rd,S235} = \frac{a * f_{tk}}{\sqrt{3}\beta_{M2}} = \frac{5mm * 360MPa}{\sqrt{3} * 0.8 * 1.25} = 1,039 \frac{kN}{mm}$$

$$l_{S235} \geq \frac{250kN}{1,039 kN/mm} = 241mm$$

La saldatura, se eseguita in acciaio S235, dovrà quindi coprire tutta la lunghezza della cerniera con una sezione di gola di 5mm. In alternativa:

$$F_{w,Rd,S275} = \frac{5mm * 430MPa}{\sqrt{3} * 0.85 * 1,25} = 1,168 \frac{kN}{mm} \quad F_{w,Rd,S355} = \frac{5mm * 510MPa}{\sqrt{3} * 0.9 * 1,25} = 1,308 \frac{kN}{mm}$$

$$l_{S275} \geq \frac{250kN}{1,168 kN/mm} = 214mm \quad l_{S355} \geq \frac{250kN}{1,308 kN/mm} = 191mm$$

Per verifica si calcolano le sollecitazioni di taglio, verificando simultaneamente le condizioni a seguire. Si noti che la sollecitazione sulla cerniera si compone di soli sforzi $\tau_{\parallel}$.

$$\begin{cases} \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 f_{yk} \\ |\sigma_{\perp}| + |\tau_{\perp}| \leq \beta_2 f_{yk} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sqrt{0^2 + 0^2 + \left(\frac{250kN}{5 * 240mm^2}\right)^2} \leq 0.85 * 235MPa \\ |0| + |0| \leq 1 * 235MPa \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{250kN}{5 * 240mm^2} = 208 > 200MPa \\ 0 \leq 235MPa \end{cases}$$

La prima condizione non è verificata di poco. Si decide di utilizzare una saldatura a tutta lunghezza (240mm) in acciaio S275.

APPENDICE C. Progettazione dei giunti di collegamento dei listelli in legno al telaio

Nella messa in opera del telaio in legno della seconda prova (tamponamento in laterizio con giunti verticali) si è reso necessario progettare degli elementi di connessione tra i travetti verticali in legno e le travi del telaio in acciaio che ospita il provino; tali elementi sono stati realizzati in acciaio.

Progettazione degli elementi di collegamento

Gli elementi in acciaio devono essere in grado di trasferire le sollecitazioni fuori piano dai travetti in legno alla struttura portante, adattandosi alle dimensioni della tavola in legno. A tal fine sono state realizzate delle camicie in acciaio all'interno delle quali inserire le tavole di legno e spinottate alla struttura portante attraverso due perni Ø12 l'una (Figura C.1 e C.2).

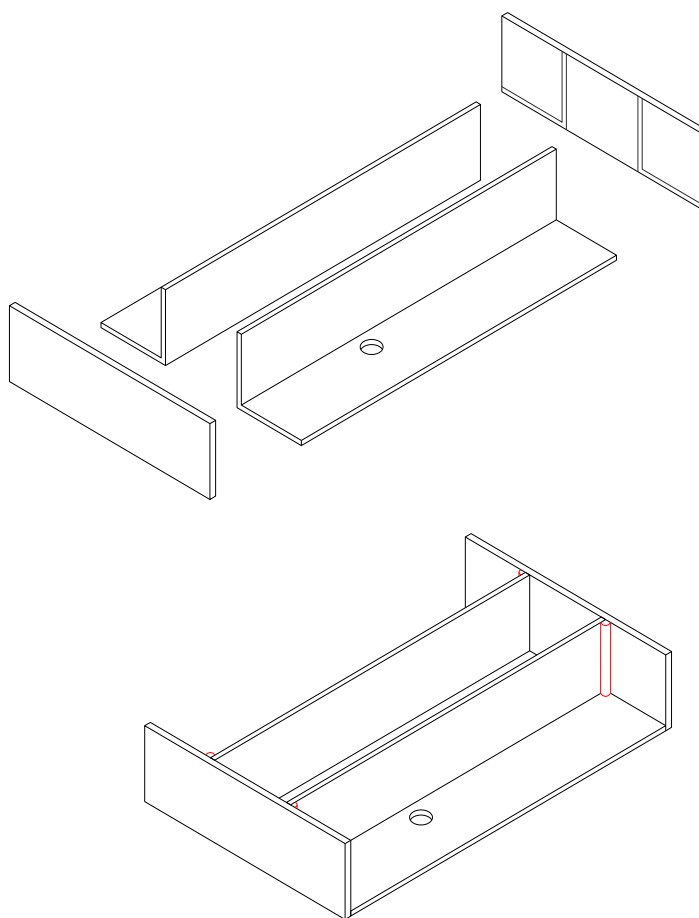


Figura C.1 - Camicie in acciaio utilizzate

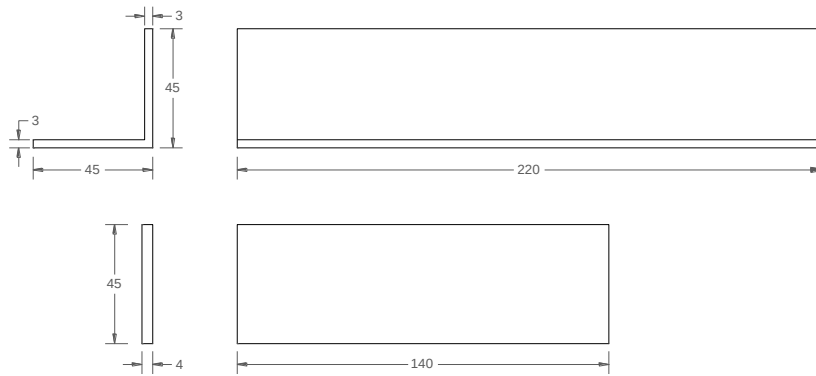


Figura C.2 - Pezzi utilizzati per la realizzazione delle camicie in acciaio

Calcolo del carico trasmesso alla struttura

Poiché il carico massimo fuori piano previsto è di 85kN e poiché i tre travetti verticali, collegati alle travi per mezzo delle camicie in acciaio, hanno come area di influenza $\frac{1}{4}$ della superficie della parete, il carico totale trasmesso da ognuna delle 6 camicie in acciaio, ipotizzando che sia uguale per ogni elemento, è pari a:

$$F = \frac{1}{2} * \frac{1}{4} * 85kN = 10,6kN \cong 11kN$$

Dimensionamento a taglio degli spinotti

Ogni cerniera è connessa alla trave tramite 2 spinotti.

$$F_{v,Sd} = 11kN$$

Per $\varnothing = 8mm$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \frac{f_{tb} * A_{res} * n}{\gamma_{M2}} = 0,6 \frac{f_{tb} * \pi * \varnothing^2 * n}{\gamma_{M2}} = 0,6 \frac{400MPa * \pi * (8mm)^2 * 2}{4 * 1,25} = 19kN$$

Bastano perciò due spinotti $\varnothing 8$ per camicia. Poiché sono disponibili spinotti $\varnothing 12$ si decide di usare questi.

Verifica a rifollamento delle piastre

La verifica a rifollamento viene eseguita solamente sulla piastra in acciaio della camicia, di spessore 3mm, in quanto spessore minore in gioco.

$$F_{b,Rd} = \frac{k * \alpha * f_{kt} * \varnothing * t}{\gamma_{M2}} \geq 5,5kN$$

dove

$$k = \min \left\{ 2,8 \frac{e_{2min}}{\varnothing_0} - 1,7 = 2,8 \frac{1,2\varnothing_0}{\varnothing_0} - 1,7 = 1,66 \right. \\ \left. 2,5 \right.$$

$$\alpha = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3\phi_0} = \frac{1,2\phi_0}{3\phi_0} = 1 \quad (e_1 > 3\phi_0) \\ \frac{f_{tb}}{f_t} = \frac{400MPa}{275MPa} = 1,45 \\ 1 \end{array} \right\} = 1$$

$$\Rightarrow F_{b,Rd} = \frac{1,66 * 1 * 235MPa * 8mm * 3mm}{1,25} = 7,5kN > 5,5kN$$

Verifica a strappo della lamiera

Trascurando l'ala verticale del profilo a L:

$$A_{res} = t * (h - \phi) = 3mm * (42 - 12)mm = 90mm^2$$

$$F_{R,lam} = f_{yd} A_{res} = 275MPa * 90mm^2 \cong 21kN > 5,5kN$$

Verifica a flessione dello spinotto

Si compone di una verifica della capacità dello spinotto di resistere al momento sollecitante, calcolato come prodotto tra la forza $F = 5,5kN$ e metà dello spessore della lamiera $t/2 = 1,5mm$.

$$M_{Sd} = 5500N * 1,5mm = 8,25Nm$$

$$M_{Rd} = 1,5 W_{el} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 1,5 \frac{\pi \phi^3}{32} \frac{240MPa}{1,25} = 1,5 * \frac{\pi * (12mm)^3}{32} \frac{240MPa}{1,25} = 49Nm > M_{Sd}$$

Verifica delle saldature

Le saldature che collegano la piastra di testa della camicia con i due elementi a L in acciaio, e che devono sopportare 11kN di carico, sono due cordoni di 40mm l'uno, spessore di gola 3mm.

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{F}{s * 2l} = \frac{11000N}{3mm * 2 * 40mm} = 45,8MPa$$

$$\tau_{\parallel} = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 f_{yk} \\ |\sigma_{\perp}| + |\tau_{\perp}| \leq \beta_2 f_{yk} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{2 * 45,8^2} MPa = 65MPa \leq 0,85 * 235MPa = 200MPa \\ 2 * 45,8MPa = 91,6MPa \leq 235MPa \end{array} \right.$$

Bibliografia e sitografia

Aref A. J. and Jung W. Y. Energy-dissipating polymer matrix composite infill-wall system for seismic retrofitting [Article] // Journal of Structural Engineering. - 2003. - 129 : Vol. 4. - pp. 440-448.

Baixa Pombalino Walls [Online] // Building conservation technologies. - 01 31, 2015. - <http://www.conservationtech.com/PUBLIC/gaiola.html>.

Barbisan U. Il terremoto e le tecniche costruttive a Reggio Calabria e Messina nel 1908 [Article] // Costruire in laterizio. - [s.l.] : Andil, 1997. - 56.

Bettini Nicola Il ritorno della terra cruda per l'edilizia sostenibile: la duttilità dei tamponamenti negli edifici soggetti a sisma [Book]. - Trento : Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Trento, 2010.

Byrne G. Rebuilding in the city: Pombal's Lisboa [Article] // Lotus International. - 1986. - 51. - pp. 7-23.

CEN Eurocode 3: Design of steel structures [Book]. - Milano : UNI, 2007.

CEN Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance [Book]. - Milano : UNI, 2003.

Dogangun A. [et al.] Traditional wooden buildings and their damages during earthquakes in Turkey [Article] // Engineering Failure Analysis. - Queensland : Queensland University of Technology, 2006. - 13.

Dolšek Matjaž and Fajfar Peter The effect of masonry infills on the seismic response of a four storey reinforced concrete frame - a deterministic assessment [Article] // Engineering Structures. - [s.l.] : Elsevier, 7 31, 2008. - 7 : Vol. 30. - pp. 1991-2001.

El Dakhakhni W. W., Hamid A. A. and Elgaaly M. Seismic retrofit of concrete-masonry-infilled steel frames with glass fiber reinforced polymer laminates [Article] // Journal of Structural Engineering. - 2004. - 130 : Vol. 9. - pp. 1343-1352.

Fardis M. N. [et al.] Seismic response and design of RC structures with plan-eccentric masonry infills [Article] // Earthquake Engineering & Structural Dynamics. - 1999. - 2 : Vol. 28.

Gosain N. and Arya A. S. A report of Anantnag earthquake on February 20, 1967 [Article] // Bulletin of the Indian Society of Earthquake Technology. - Settembre 03, 1967. - Vol. IV.

Grieco Alberto Architettura in legno nel Regno delle Due Sicilie. Il primo regolamento antisismico d'Europa [Online] // Architettura ecosostenibile.it. - 10 9, 2013. -

<http://www.architetturaecosostenibile.it/green-life/curiosita-ecosostenibili/legno-regno-due-sicilie-primo-regolamento-antisismico-556/>.

Gulhan D. and Inci Ozyoruk G. The behaviour of traditional building system against earthquake and its comparison to reinforced concrete frame systems; experiences of Marmara earthquake damage assesment studies in Kocaeli and Sakarya [Conference] // Proceedings of International Conference on the Seismic Performance of Traditional Buildings. - Istanbul : [s.n.], 2000.

Gulkan Polat and Langenbach Randolph The earthquake resistance of traditional timber and masonry dwellings in Turkey [Conference] // 13th World Conference of earthquake engineering. - Vancouver : [s.n.], 2004.

Gutierrez Jorge Notes on the seismic adequacy of vernacular buildings [Conference] // 13th World Conference of Earthquake Engineering. - Vancouver : [s.n.], 2004.

Hak S. [et al.] Damage control for clay masonry infills in the design of RC frames structures [Article] // Journal of Earthquake Engineering. - Aprile 12, 2012. - pp. 1-35.

Huges Richard Cator and Cribbage construction on northern Pakistan [Conference] // Earthquake Safe Conference. - Istanbul : [s.n.], 2000.

Langenbach Randolph From "Opus Craticium" to the "Chicago Frame": earthquake resistant traditional construction. [Conference] // Proceedings of structural analysis of historical constructions. - New Delhi : [s.n.], 2006 A.

Langenbach Randolph Of Taq and Dhajji-dwari [Conference] // Proceedings of international conference of earthen architecture. - Las Cruces (New Mexico) : Getty Conservation Institute, 1990.

Langenbach Randolph Preventing pancake collapses: lessons from earthquake-resistant traditional construction [Conference] // International Disaster Reduction Conference. - Davos : [s.n.], 2006 B.

Lueger Otto Lexikon der gesamten Technik (enciclopedia di tecnologia) [Book]. - 1843 - 1911. - Vol. III.

Mahdi T. and Khorramiazar M. Design of masonry infill reinforced concrete frames in different seismic codes [Conference] // 3rd International Conference on Concrete & Development. - Teheran : Building and Housing Research Center, 2009. - pp. 201-212.

Makarios T. and Demosthenous M. Seismic response of traditional buildings of Lefkas Island, Greece [Article] // Engineering Structures. - St. Louis (USA) : Washington University in St. Louis, 2006. - 28.

Mehrabi A. [et al.] Eperimental evaluation of masonry infilled RC frames [Article] // Journal of Structural Engineering. - 1996. - 122. - pp. 228-237.

Migliorati Laura Studio delle prestazioni sismiche e dei criteri progettuali di tamponamenti duttili con giunti di scorrimento [Book]. - Brescia : Tesi di Dottorato di Ricerca, Università degli Studi di brescia, 2014.

Ministero dei Lavori Pubblici NTC 2008: Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 Gennaio. - 2008.

Minke Gernot Building with earth. Design and technology of a sustainable architecture [Book]. - Berlin : Birkhäuser, 2006.

Mohammadi M. and Akrami V. An engineered infilled frame: Behavior and calibration [Article] // Journal of Constructional Steel Research. - Giugno 2010. - pp. 842-849.

Mohammadi M., Akrami V. and Mohammadi-Ghazi R. Methods to improve infilled frame ductility [Article] // Journal of Structural Engineering. - Giugno 2011. - pp. 646-653.

Neve Arthur Thirty years in Kashmir [Book]. - Londra : [s.n.], 1913.

Pasini Francesco Studio del comportamento sismico di tamponamenti duttili caricati nel piano e fuori piano [Book]. - Brescia : Tesi di Laurea, Università degli Studi di Brescia, 2013.

Preti Marco, Bettini Nicola and Plizzari Giovanni A. Infill walls with sliding joints to limit infill-frame seismic interaction: large-scale experimental test [Journal] // Journal of Earthquake Engineering. - 2012. - pp. 125 - 141.

Preti Marco, Giuriani Ezio Pilar and Migliorati Laura Experimental testing of engineered masonry infill walls for post-earthquake structural damage control [Article] // Bulletin of Earthquake Engineering. - 11 07, 2014.

Pulay T. and Priestley M. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings [Book]. - New York : John Wiley & Sons, 1992.

Tobriner S. La casa baraccata: un sistema antisismico nella Calabria del XVIII secolo [Article] // Costruire in laterizio. - [s.l.] : Andil, 1997. - 56.

USGS Iran - Seismic hazard map [Online] // USGS. - Aprile 18, 2014. - <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/iran/gshap.php>.

USGS Japan - Seismic hazard map [Online] // USGS. - Marzo 03, 2014. - <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/japan/gshap.php>.

USGS New Zealand - Seismic hazard map [Online] // USGS. - Marzo 03, 2014. - http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/new_zealand/gshap.php.

USGS Turkey - Seismic hazard map [Online] // USGS. - Marzo 03, 2014. - <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/turkey/gshap.php>.

Vecchi Marco Studio del comportamento sismico di tamponamenti dissipativi con giunti di scorrimento [Book]. - Brescia : Tesi di Laurea, Università degli Studi di Brescia, 2014.

Vivenzio Giovanni Istoria e teoria de' tremuoti in generale ed in particolare di quelli della Calabria, e di Messina del MDCCLXXXIII [Book]. - Napoli : Stamperia Regale, 1783.

Wood Reinforced [RW] [Online] // Gemnexus. - GEM, Agosto 09, 2013. - <http://www.nexus.globalquakemodel.org/gem-building-taxonomy/overview/glossary/wood-reinforced--rw>.

Zanetti Leonardo Studio della interazione telaio-tamponamenti negli edifici sismici [Book]. - Brescia : Tesi di laurea in Ingegneria Civile, Università degli Studi di Brescia, 2009.