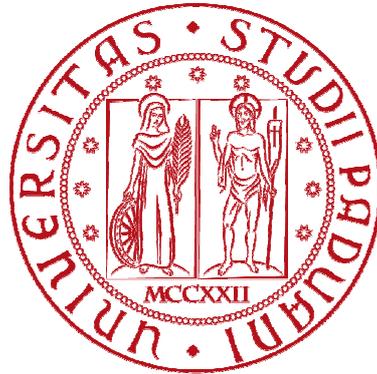


**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA**



**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E  
AMBIENTALE – I C E A**

**CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE**

**MODELLI NUMERICI PER L'ANALISI SISMICA DI  
EDIFICI IN MURATURA CON SOLAI LIGNEI**

*Studente: LUCA DE TOMASI matr. 1041270*

*Relatore: Prof. Ing. ROBERTO SCOTTA*

*Correlatore: Ing. LUCA POZZA*

*ANNO ACCADEMICO 2014/2015*



# Indice

<b>Introduzione .....</b>	<b>1</b>
<b>1 Risposta sismica degli edifici in muratura.....</b>	<b>3</b>
1.1 Comportamento degli elementi verticali.....	3
1.2 Comportamento elementi orizzontali .....	5
<b>2 Metodi di consolidamento dei solai lignei.....</b>	<b>7</b>
2.1 Generalità.....	7
2.2 Solaio consolidato con soletta in calcestruzzo .....	8
2.3 Solaio consolidato con doppio tavolato incrociato.....	9
2.4 Solaio consolidato con profili sottili in acciaio .....	11
2.5 Solaio consolidato con FRP (Fiber Reinforced Polimer) .....	13
2.6 Evidenze sperimentali .....	14
2.7 Valutazione analitica della rigidezza del solaio .....	30
<b>3 Comportamento nel piano dei solai lignei .....</b>	<b>35</b>
3.1 Set-up di prova.....	35
3.2 Risultati della prova .....	40
3.3 Osservazioni conclusive .....	43
<b>4 Descrizione del caso studio .....</b>	<b>45</b>
4.1 Modello agli elementi finiti .....	45
4.2 Tipologie di analisi eseguite.....	49
4.3 Tipologie di solaio considerate .....	50
<b>5 Modellazione solai.....</b>	<b>53</b>
5.1 Calibrazione molle.....	53
5.2 Risultati della calibrazione .....	56
5.3 Osservazioni conclusive .....	65
<b>6 Comportamento meccanico della muratura.....</b>	<b>67</b>
6.1 Introduzione .....	67

6.2	Modellazione a telaio equivalente.....	68
6.3	Risposta dei maschi murari soggetti all'azione sismica.....	68
6.4	Resistenza a pressoflessione o ribaltamento.....	71
6.5	Resistenza a taglio dei maschi murari .....	74
6.6	Considerazioni sul comportamento monolatero .....	78
<b>7</b>	<b>Modellazione maschi murari .....</b>	<b>81</b>
7.1	Legame costitutivo .....	81
7.2	Metodi di collasso trasversale maschio murario h=3m.....	84
7.3	Calibrazione del maschio murario h=3m tramite modello numerico .....	90
7.4	Metodi di collasso trasversale maschio murario h=6m.....	93
7.5	Calibrazione del maschio murario h=6m tramite modello numerico .....	99
<b>8</b>	<b>Effetti su edificio mono-piano (modello pilota) .....</b>	<b>103</b>
8.1	Introduzione .....	103
8.2	Analisi Push over.....	103
8.3	Analisi Time history .....	112
<b>9</b>	<b>Conclusioni.....</b>	<b>125</b>
	<b>Bibliografia .....</b>	<b>127</b>

## Introduzione

La numerosa presenza di edifici storici in muratura, anche di natura monumentale, sul territorio nazionale ha portato, soprattutto negli ultimi anni, ad interventi di ristrutturazione e riqualificazione del patrimonio architettonico italiano.

Le opere eseguite nel corso degli anni, hanno avuto come obiettivo il consolidamento statico delle strutture per rendere idonee a resistere in sicurezza ai carichi statici indotti dalle nuove destinazioni d'uso a cui gli edifici sono stati assoggettati.

In seguito agli eventi sismici che hanno colpito alcune regioni del nostro paese negli ultimi anni è diventato sempre più attuale il tema del miglioramento sismico degli edifici esistenti.

Le tecniche di miglioramento sismico applicate dai progettisti prevedono interventi di consolidamento e irrigidimento nel piano degli orizzontamenti e delle strutture di copertura allo scopo di assicurare una migliore distribuzione delle forze orizzontali tra gli elementi murari sismo-resistenti.

Un ulteriore intervento che mira a migliorare la risposta sismica degli edifici esistenti consiste nella solidarizzazione dei solai e delle strutture di copertura alla scatola muraria allo scopo di eliminare i cinematici fuori piano, problematica ricorrente che si è manifestata in numerosi edifici colpiti dai recenti eventi sismici.

La composizione dei solai, in particolare la loro rigidità di piano e il grado di connessione alle murature perimetrali, è uno dei principali parametri che influenza la risposta globale degli edifici in esame. Questo significa che il loro compito è quello di stabilizzare le pareti investite dal sisma fuori piano ad evitare ribaltamenti delle stesse, riportare alle pareti di controvento le azioni orizzontali e dissipare energia preservando il più possibile le strutture murarie verticali.

È importante quindi la corretta progettazione degli interventi di consolidamento dei diaframmi e in particolare la corretta valutazione della rigidità da assegnare agli stessi in modo da ottenere dei risultati verosimili. Questo risulta essere un dato assai incerto confermato dalla molteplicità di valori sperimentali proposti nella letteratura specifica.

Ad oggi i professionisti non hanno a disposizione risultati scientifici per una corretta valutazione della rigidità nel piano dei solai lignei esistenti o rinforzati e dell'interazione tra gli orizzontamenti o coperture e le murature d'ambito. Risulta pertanto complicato esprimersi sull'efficacia di un intervento di consolidamento.

Il lavoro svolto non si pone come obiettivo la stima della rigidità di piano dei solai, che verrà desunta da valori sperimentali, ma bensì quello di studiare l'interazione tra i solai e le murature

d'ambito al variare della tipologia di intervento di consolidamento del solaio con riferimento alle tecniche e ai materiali maggiormente impiegati e diffusi.

Si andrà quindi ad analizzare un edificio a due piani a pianta rettangolare caratterizzato da differenti rigidzze dei diaframmi orizzontali. Il comportamento globale dell'edificio sottoposto ad azione sismica verrà studiato mediante analisi statiche non lineari (Push-over) e analisi dinamiche non lineari con impiego di accelerogrammi (Time History).

Il lavoro di tesi di seguito esposto riporta l'inquadramento generale del problema in esame e le operazioni preliminari riguardanti la calibrazione e la modellazione degli elementi utilizzati nel caso studio.

Per quanto riguarda l'analisi e le valutazioni finali a cui si è giunti dopo aver eseguito lo studio del fabbricato a due piani, si rimanda all'elaborato di Lonardi Andrea *“Effetti del consolidamento dei solai lignei sulla risposta sismica di edifici in muratura”*.

# 1 Risposta sismica degli edifici in muratura

Quando si parla di edifici in muratura, si ha a che fare con un considerato numero di variabili quali la varietà del materiale, il tipo di tessitura muraria, le tipologie strutturali (palazzi, chiese, ecc..) e le varie tecniche costruttive. Senza tralasciare il fatto che tali aspetti, essendosi evoluti nel tempo in funzione del contesto storico e del progresso delle conoscenze e delle tecniche, possono conferire una forte individualità ad ogni singolo manufatto edilizio.

Si può comunque facilmente individuare anche in un edificio in muratura due principali elementi costruttivi sismo resistenti:

- Elementi verticali: maschi murari
- Elementi orizzontali: diaframmi di piano

Tali elementi risultano essere di fatto i componenti che governano il comportamento globale della struttura unitamente al grado di connessione tra essi.

## 1.1 Comportamento degli elementi verticali

Le murature soggette a sollecitazioni orizzontali presentano due tipologie di collasso ben distinte:

- 1) Collasso fuori piano
- 2) Collasso nel piano

Il meccanismo di collasso fuori piano è da riferirsi a fenomeni locali innescati da azioni ortogonali agli elementi murari. Infatti, molto spesso i pannelli murari offrono una minore resistenza alle azioni ortogonali, questo dovuto oltre alla bassa resistenza del materiale, dalla mancanza di collegamenti lungo il perimetro dell'elemento e tra gli elementi stessi. Questo comporta la presenza di un unico vincolo alla base della muratura così da indurre un comportamento di corpo rigido od un comportamento flessionale tipo trave. I principali meccanismi di collasso fuori piano sono:

- Ribaltamento
- Ribaltamento composto
- Flessione verticale
- Flessione orizzontale

L'osservazione dei danni in edifici in muratura a seguito di vari eventi sismici, ha confermato che meccanismi locali di ribaltamento fuori piano si attivano molto spesso per azioni orizzontali ben inferiori alle capacità resistenti nel piano, coinvolgendo nel movimento intere pareti, porzioni di pannelli, parti sommitali ed angolate in funzione della configurazione geometrica, dei vincoli e delle azioni sollecitanti. Allo stesso tempo è stato verificato che la presenza di buoni collegamenti tra gli elementi resistenti verticali ed orizzontali realizzati secondo regole di buona pratica costruttiva hanno spesso evitato questo meccanismo di rottura.

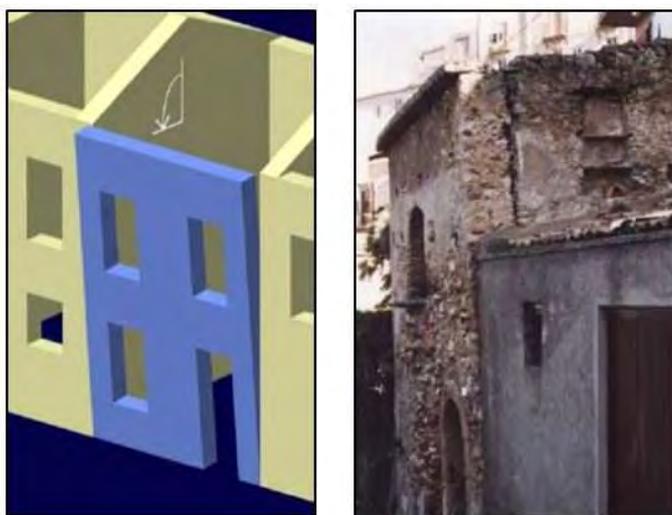


Figura 1-1: Esempio di collasso per ribaltamento

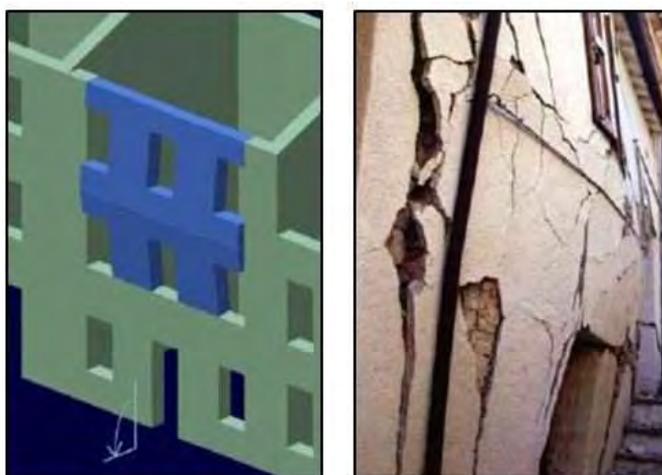


Figura 1-2: Esempio di collasso per flessione verticale

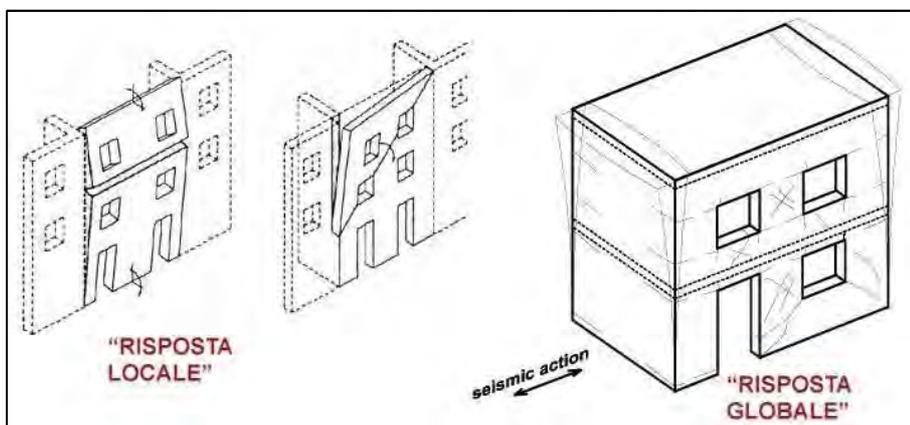


Figura 1-3: Diversa risposta sismica degli edifici in muratura

Il meccanismo di collasso nel piano è invece da riferirsi a un comportamento di tipo globale della struttura, in cui i pannelli murari sono soggetti a sollecitazioni di taglio e flessione nel proprio piano con conseguenti danni e collassi in funzione della resistenza della muratura. Si può quindi affermare che la vulnerabilità sismica di un edificio in muratura è pertanto tanto minore quanto più la sua configurazione strutturale è tale da attivare la resistenza nel piano dei pannelli che sono sollecitati secondo una dimensione maggiore.

In tale ottica il comportamento ideale per l'edificio è quello cosiddetto 'scatolare' che si attiva quando le pareti sono ben collegate tra loro e rese collaboranti alla ripartizione delle azioni dai solai. In questo caso la resistenza dei pannelli a taglio e flessione dipende essenzialmente da tipologia, qualità e tessitura della muratura.

Come si potrà vedere ampiamente in seguito i principali meccanismi di collasso nel piano sono:

- Fessurazione diagonale
- Rottura per flessione
- Scorrimento



*Figura 1-4: Esempi di rottura per fessurazione diagonale, flessione, scorrimento*

## **1.2 Comportamento elementi orizzontali**

I diaframmi orizzontali, come anticipato, hanno il compito di ridistribuire la forza sismica tra gli elementi resistenti verticali e tale capacità dipende notevolmente dalla tipologia di solaio presente nell'edificio. Una principale divisione in due macro categorie di solaio può essere eseguita in funzione alla loro rigidità di piano o tagliante, distinguendo quindi:

- Solai rigidi
- Solai flessibili

La presenza in una struttura muraria di diaframma rigido (ad esempio con soletta in CLS o lignea) permette, se garantite le adeguate connessioni tra elementi verticali, il comportamento "scatolare" della struttura, ridistribuendo la forza sismica orizzontale in maniera proporzionale alla rigidità degli

elementi resistenti. Questo comporta di conseguenza che l'elemento verticale più rigido assorba una maggiore aliquota di sforzo orizzontale rispetto agli altri.

Diversamente un diaframma flessibile (ad esempio un solaio ligneo semplice) non garantisce più la risposta globale della struttura all'azione sismica, presentando un comportamento analogo ad una trave in appoggio con deformabilità flessionale e tagliante allo stesso tempo.

Gli appoggi vengono considerati non cedevoli in quanto gli elementi resistenti verticali hanno rigidità ben maggiore se comparata a quella del solaio. La redistribuzione delle forze orizzontali tra gli elementi verticali avviene in funzione di un'area di influenza e il comportamento del solaio sarà, in termini di spostamenti, amplificato rispetto a quello delle murature le quali rispondono direttamente all'accelerazione agente. Inoltre un solaio di tale tipo non è in grado di distribuire le azioni torsionali che si generano quando il centro di taglio non coincide con il centro di massa dell'edificio.

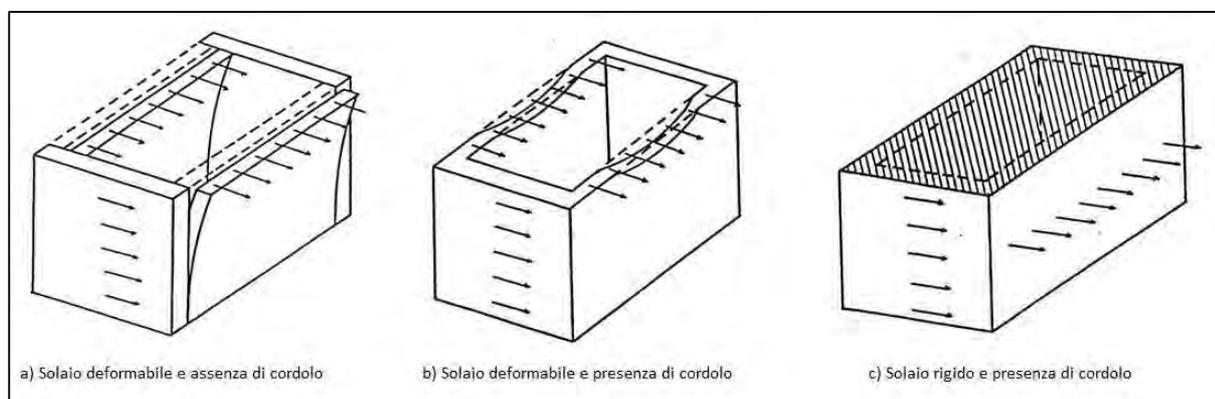


Figura 1-5: Influenza delle connessioni tra gli elementi

## 2 Metodi di consolidamento dei solai lignei

### 2.1 Generalità

L'accoppiamento di più elementi strutturali funzionanti a flessione e resi collaboranti mediante l'utilizzo di connessioni consente di realizzare strutture di tipo composto. Un ambito ormai consolidato di impiego di strutture composte è quello pertinente al consolidamento dei solai lignei, dove l'accoppiamento della struttura lignea esistente con una "soletta" rigida risulta piuttosto conveniente: si possono infatti realizzare sezioni più efficienti a partire da elementi di ridotte dimensioni.

L'intervento di consolidamento dei solai lignei esistenti rientra, a seconda dei casi, nelle operazioni di adeguamento, miglioramento o di riparazione locale atte a incrementare le caratteristiche tecniche degli elementi e di conseguenza degli edifici esistenti; questo avviene spesso per adeguare le strutture agli standard di utilizzo attuali oppure alle mutate esigenze funzionali.

Le tecniche di intervento prevedono di riutilizzare le travature lignee esistenti alle quali viene solidarizzata una soletta di limitato spessore realizzata con materiali diversi (calcestruzzo, pannelli o tavolati lignei, piastre o profili metallici, materiali compositi) e resa flessionalmente collaborante attraverso un sistema di connessione. La scelta del materiale per la soletta è strettamente legata alla tipologia di edificio considerata e all'eventuale necessità di reversibilità dell'intervento, oltre a considerazioni di altro tipo quali l'incremento di peso e di rigidità.

Le tipologie di connessione sono molteplici: barre filettate in acciaio, connettori piolo/rampone, viti, pioli, spinotti, chiodi; il tutto in funzione dei materiali impiegati per il consolidamento.

I vantaggi di natura statica possono essere riassunti nei seguenti punti:

- Il solaio dimostra incrementi non trascurabili di resistenza e di rigidità nei riguardi della struttura originale;
- La soletta, indipendentemente dal materiale di cui si compone, contribuisce ad una più efficace ripartizione trasversale dei carichi verticali applicati;
- La soletta costituisce un efficace collegamento orizzontale tra i diversi elementi portanti verticali componenti l'edificio, ponendosi anche come efficace mezzo di trasmissione delle sollecitazioni orizzontali ai sistemi di controventamento.

La possibilità di applicare tale tecnica di intervento dipende dallo stato di conservazione delle travi esistenti e dalle molteplici condizioni al contorno che nel caso di edifici esistenti risultano essere molto vincolanti. Da non tralasciare infine è il comportamento della connessione, rigida o semi-rigida, utilizzata per collegare i differenti componenti della trave composta che va ad influire sulle modalità di calcolo e verifica della sezione.

L'aumento di rigidità del solaio negli edifici storici in muratura permette di raggiungere due ulteriori obiettivi: controllare il comportamento globale e locale della struttura e allo stesso tempo raggiungere un buon livello di gerarchia delle resistenze.

Seguendo il principio di "capacity design", la gerarchia di resistenza/rigidità di diversi meccanismi di collasso locale possono essere valutati in una prima fase valutando per esempio il loro fattore di collasso e relazionandolo con il taglio alla base agente e a cascata con l'accelerazione indotta dal sisma. Si deve inoltre considerare che il meccanismo di collasso può manifestarsi sia per eccessive deformazioni che per forti accelerazioni al suolo. Questo di fatto determina i differenti stati limite da verificare.

Concludendo una corretta strategia di intervento su un edificio esistente deve prefiggersi una serie di obiettivi da raggiungere per migliorare il comportamento globale dell'edificio tenendo in conto la gerarchia dei meccanismi di collasso per raggiungere i valori di resistenza e comportamento prefissati. A seconda di ciò e dei meccanismi di collasso che si intendono prevenire deve quindi essere studiata la migliore tipologia di intervento da adottare, in modo tale da non creare degli scompensi tra i vari meccanismi di collasso.

## 2.2 Solaio consolidato con soletta in calcestruzzo

Tale metodologia di consolidamento risulta essere una delle prime adottate in ordine di tempo e si basa sul metodo proposto da Turrini e Piazza (1983). Consiste nel realizzare al di sopra dell'assito esistente una soletta di calcestruzzo armato dello spessore di circa 4-5 cm collegata alle travature sottostanti mediante barre di acciaio edile oppure, più recentemente, con connettori del tipo piolo/rampone di diverse fattezze e produzioni. A completamento è necessario ancorare la soletta di nuova realizzazione alle murature esistenti; questo avviene di norma disponendo barre in acciaio edile B450C diametro 16 mm infisse nel muro con inclinazione negativa di 45°. L'infissione avviene previa perforatura della muratura e successivo riempimento con malta bi-componente ad alta resistenza. La parte di barra non infissa nella muratura viene annegata nella soletta in cls.

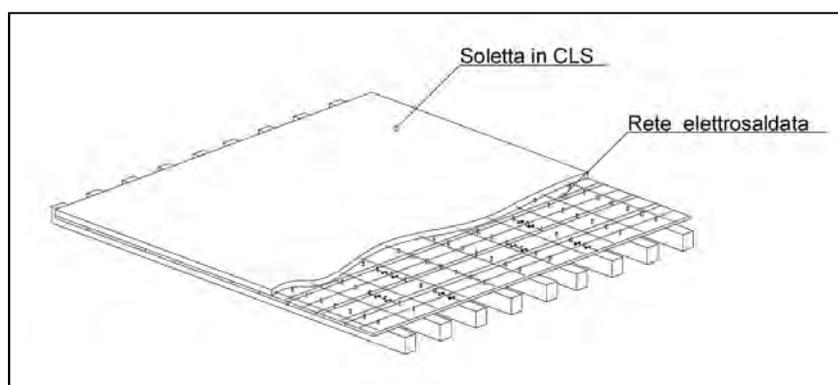


Figura 2-1: Solaio con soletta in CLS

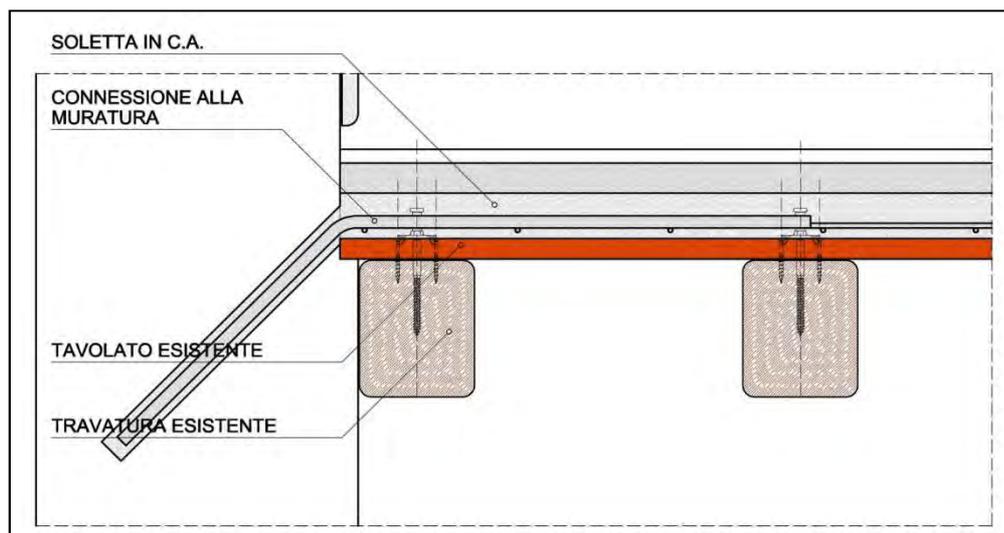


Figura 2-2: Sezione tipo solaio consolidato con soletta in CLS

A seguito di un tale tipo di intervento è possibile considerare il solaio come infinitamente rigido migliorando quindi il comportamento globale della struttura, limitandone gli spostamenti e ripartendo le forze orizzontali in maniera ottimale tra gli elementi verticali resistenti, oltre a migliorare il comportamento flessionale rispetto ai carichi verticali. Tuttavia va considerato con attenzione il notevole incremento di peso e la possibilità di alterare la distribuzione delle forze rispetto allo stato originario, oltre alla mancanza di reversibilità dell'intervento.

### 2.3 Solaio consolidato con doppio tavolato incrociato

Tale metodo consiste nella realizzazione di una soletta lignea dello spessore di 4-6 cm mediante la posa di due tavolati lignei disposti ortogonalmente tra loro e a 45° rispetto alla direzione longitudinale delle travature esistenti.

Il primo tavolato viene disposto al di sopra dell'assito esistente e collegato alla sottostante travatura mediante viti autofilettanti in acciaio specifiche per le strutture in legno; quindi si procede alla posa di un piatto di acciaio perimetrale di sezione 100x5 mm fissato anch'esso alle travature mediante apposite viti in acciaio, su cui si saldano le barre di ancoraggio in acciaio edile di collegamento alla struttura esistente; queste vengono infisse nella muratura previa foratura della stessa e in seguito il foro viene saturato con malta bi-componente ad alta resistenza; infine si procede alla posa del secondo tavolato ortogonalmente al primo e collegato a questo con viti metalliche con maglia tale da rendere i due tavolati collaboranti. Le barre d'acciaio di collegamento vengono infisse nel muro perimetrale con inclinazione negativa a evitare eventuali sfilamenti.

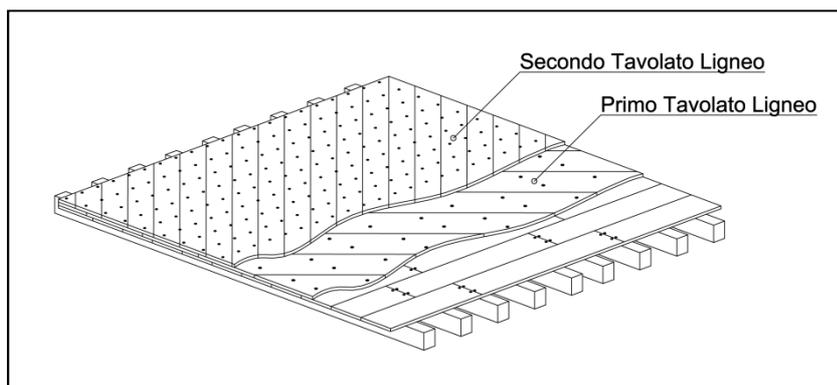


Figura 2-3: Solaio consolidato con doppio tavolato incrociato

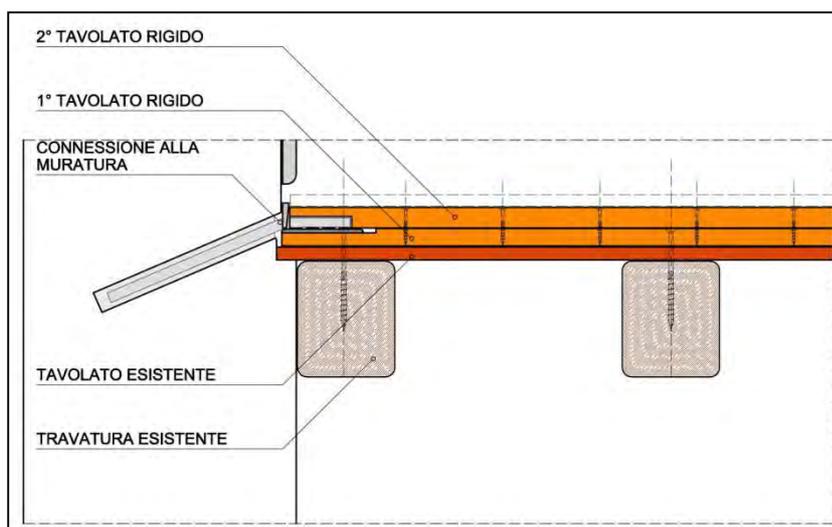


Figura 2-4: Sezione tipo consolidato con doppio tavolato incrociato

Un intervento di questo tipo permette di raggiungere una rigidezza a taglio stimabile intorno al 70% di quella di una soletta in calcestruzzo, quindi con notevole miglioramento rispetto all'esistente. Un solaio così consolidato risponde meglio ai carichi verticali agenti sia in termini di resistenza che di deformabilità; inoltre la rigidezza di piano assume valori tendenti al caso di soletta in calcestruzzo, con il vantaggio di avere incrementi di carico largamente inferiori e di essere un intervento completamente reversibile.

## 2.4 Solaio consolidato con profili sottili in acciaio

Tale tecnica proposta da Gattesco/Macorini/Benussi [1]-[2] consiste nel disporre al di sopra del tavolato ligneo esistente in corrispondenza delle travature, un profilo metallico sottile e piatto (90mm x 10mm\_h) fissato alle travi mediante perni in acciaio; i connettori vengono inseriti nelle travature mediante colpi di martello previa foratura delle membrature per una lunghezza di 120 mm, circa pari a 7 volte il diametro del connettore stesso; in seguito vengono saldati ai profili metallici soprastanti il tavolato; a completamento e per garantire un buon funzionamento a diaframma orizzontale si dispongono ulteriori profili diagonalmente ai primi e di sezione analoga, solidarizzati alle murature perimetrali mediante un profilo metallico a L; l'ancoraggio del profilo perimetrale viene realizzato con barre piegate in acciaio edile saldate al profilo e ancorate alla muratura, preforata, con malta cementizia a ritiro compensato.

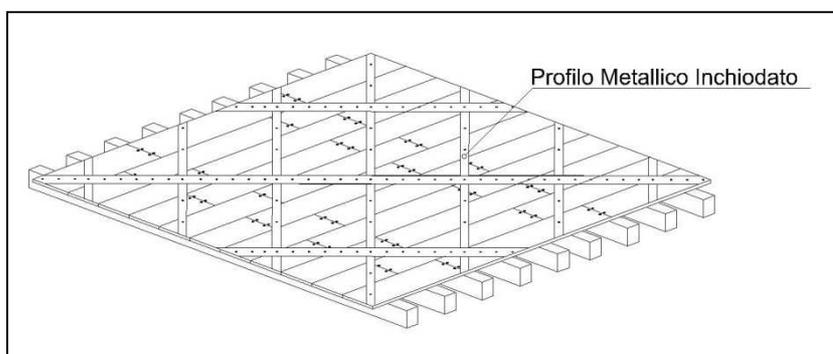


Figura 2-5: Solaio consolidato con profili metallici

Al termine dell'intervento gli elementi di rinforzo e le travature risultano essere separate dal tavolato esistente avente uno spessore variabile dai 20 ai 30 mm e che non viene considerato nel calcolo della resistenza della sezione composta ma solo in quello della rigidità flessionale. Inoltre il tavolato funge da piano di lavoro e di posa dei profili metallici evitando in particolare eventuali fenomeni di instabilità dovuti all'esiguo spessore degli stessi in rapporto alla loro lunghezza.

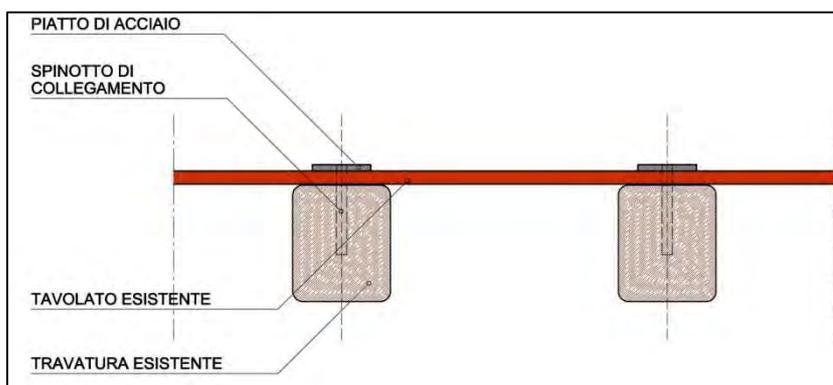


Figura 2-6: Sezione trasversale solaio consolidato con profili metallici

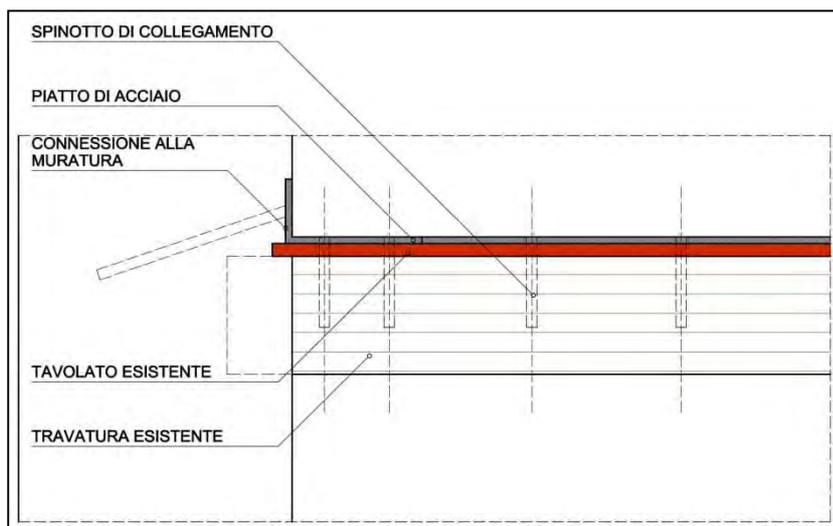


Figura 2-7: Sezione longitudinale solaio consolidato con profili metallici

Il sistema di aste così realizzato funziona quindi come una trave reticolare in cui gli angolari perpendicolari all'azione orizzontale fungono da corrente teso e corrente compresso, le diagonali unitamente alle travi composte costituiscono invece le aste d'anima; gli angolari paralleli alla direzione dell'azione hanno il compito di trasmettere le forze orizzontali alle murature cui sono ancorati. Le barre di ancoraggio del profilo perimetrale hanno il compito da un lato di trasferire il taglio dal diaframma alle pareti di taglio (shear effect) e dall'altro di contrastare gli spostamenti fuori piano delle pareti disposte perpendicolarmente all'azione orizzontale (tie effect).

In questo caso se si guarda alla rigidità di piano si è piuttosto lontani da un solaio infinitamente rigido ma nemmeno troppo vicini al caso di solaio infinitamente flessibile. Per avere un'ordine di grandezza un solaio di tale tipo è circa venti/trenta volte più rigido di un solaio ligneo semplice non consolidato. Tra i pregi di tale tecnica troviamo la facilità di posa in opera e la completa reversibilità dell'intervento.

## 2.5 Solaio consolidato con FRP (Fiber Reinforced Polimer)

I materiali compositi hanno trovato largo impiego nel campo dell'ingegneria civile sia per le nuove costruzioni sia per il recupero e il rinforzo di strutture esistenti con particolare riferimento agli edifici storici in muratura; è infatti ben noto come le strutture in muratura presentino numerosi limiti per quel che riguarda la resistenza dei materiali. Essi sono spesso utilizzati anche per il rinforzo/consolidamento dei tradizionali solai lignei presenti nella totalità degli edifici storici, in particolare per la capacità di questi materiali di conservare le proprietà fisiche e chimiche nel tempo e per la capacità di adesione alle strutture lignee mediante utilizzo di resine epossidiche. Recentemente si è osservato come le fibre a matrice vetrosa, economiche e molto resistenti, subiscano decrementi delle caratteristiche meccaniche essendo suscetibili all'attacco di funghi. Tuttavia il decadimento di resistenza del materiale risulta generalmente modesto rispetto alle sollecitazioni agenti e l'utilizzo di appositi prodotti può garantire la durata del materiale nel lungo periodo [3].

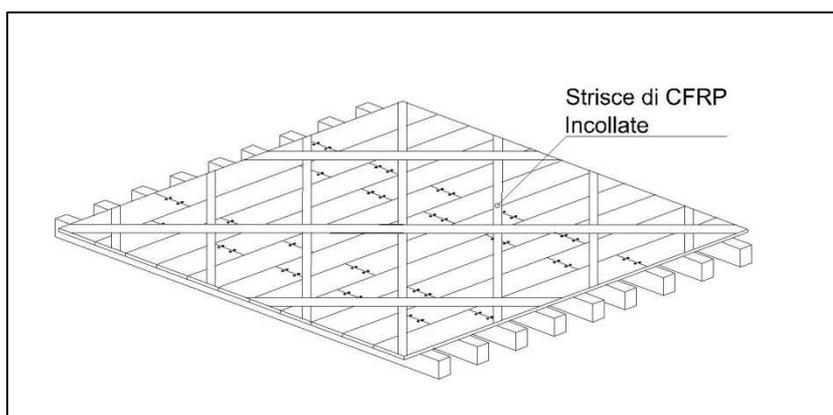


Figura 2-8: Solaio consolidato con FRP

L'intervento consiste nella posa al di sopra dell'assito esistente di un graticcio di strisce di materiale fibro rinforzato a base vetrosa o di carbonio sopra il quale viene in seguito posto un tavolato ligneo. Anche in questo caso si sottolinea la praticità dell'intervento con qualche dubbio sulla reversibilità. Con questo tipo di intervento si raggiungono valori di rigidità circa trenta/quaranta volte superiori al caso di solaio ligneo semplice.

## 2.6 Evidenze sperimentali

Le metodologie di intervento sopra descritte sono state oggetto di studio da parte di diversi autori che ne hanno descritto il comportamento confrontandone le risposte in termini di forza applicata e relativi spostamenti registrati. Nel seguito si intende riassumere alcune evidenze sperimentali che verranno assunte poi come base per il successivo lavoro di studio.

### 2.6.1 Prove su vari tipi di consolidazioni di solai lignei da parte dell'Università di Padova

Per quanto riguarda il comportamento dei solai lignei rinforzati con pannelli lignei mono o multi strato vengono forniti dei particolari protocolli di prova sviluppati presso l'Università degli Studi di Padova [4]-[5]. Per testare porzioni di solaio in grandezza naturale è stata progettata un'opportuna macchina per eseguire le prove e per rappresentare adeguatamente i comportamenti a taglio monotono e ciclico. Lo schema strutturale prevede tre semplici supporti applicati alla base del campione ed è equivalente ad una mensola a cui si applicano deformazioni taglianti e flessionali secondo la teoria della trave di Timoshenko (travi tozze). Come avviene nei casi reali lo spostamento fuori piano ai bordi del solaio viene opportunamente bloccato permettendo invece sollevamenti e deformazioni piane del campione minimizzando gli effetti di attrito. I campioni di solaio vengono inseriti nel telaio metallico di prova con le travi poste orizzontalmente in modo da permettere la rotazione dei tavolati come avviene effettivamente nella realtà. Il travetto di fondo è collegato alla trave di acciaio alla base collegata a sua volta a tre celle di carico mediante connessioni meccaniche scorrevoli. In sommità del campione un martinetto idraulico provvede ad applicare al campione la forza orizzontale; i test vengono condotti in controllo di spostamenti i quali vengono rilevati da particolari trasduttori. Nel seguito si riporta una foto dell'esecuzione della prova di carico e una figura esplicativa dell'apparecchiatura utilizzata.



*Figura 2-9: Esecuzione della prova*

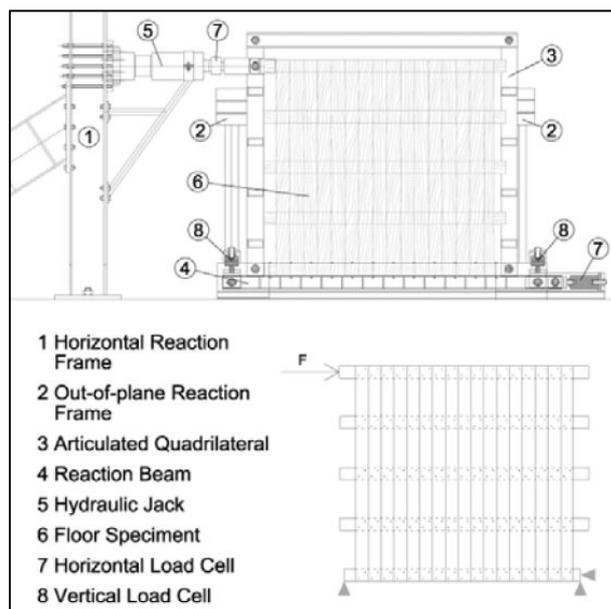


Figura 2-10: Schema dell'apparecchiatura di prova

Si riporta di seguito il posizionamento dei trasduttori collocati sui vari provini per il monitoraggio delle forze durante l'esecuzione della prova.

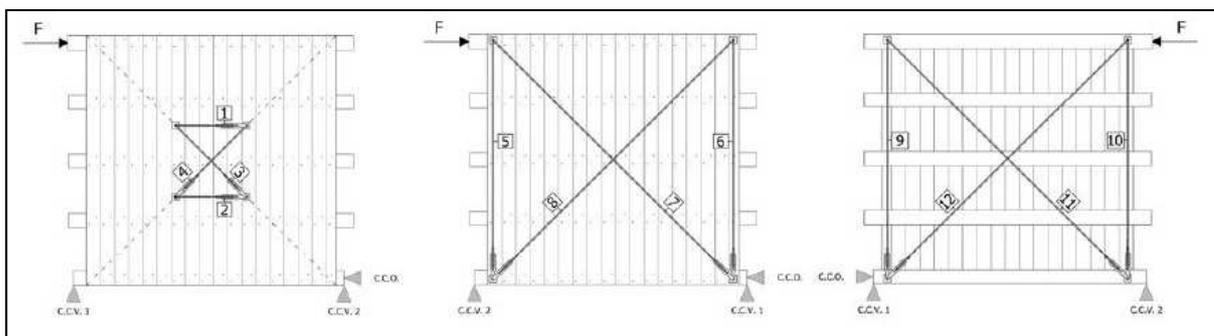


Figura 2-11: Localizzazione dei trasduttori di forza

I test prevedono prove su diversi campioni di solaio che si differenziano per metodologia di consolidamento; le caratteristiche comuni ai campioni sono le seguenti:

- Dimensioni totali del campione 2,20 x 2,20 m;
- Travi lignee in semplice appoggio sezione 12 x 14 cm, in numero di 5;
- Tavolato sezione 135 x 20mm fissato alle travature mediante 2 chiodi  $\phi 2,75 \times 60$ mm per ogni trave, per un totale di 10 chiodi per tavola e 32 chiodi per trave.

Si distinguono le seguenti metodologie di consolidamento:

- Solaio non consolidato con tavolato semplice (FMSB);
- Solaio non consolidato con tavolato maschio/femmina (FM);
- Solaio consolidato mediante piastra metallica diagonale (FMSD);

- Solaio consolidato con tavolato semplice orientato a  $45^\circ$  rispetto all'esistente (FM+45°SP(A));
- Solaio consolidato con tavolato maschio/femmina orientato a  $45^\circ$  rispetto all'esistente (FM+45°SP(B)).
- Solaio consolidato con doppio tavolato maschio/femmina orientati a  $45^\circ$  ortogonali tra loro (FM±45°DP(A)).
- Solaio consolidato mediante tavola diagonale lignea avente rigidezza equivalente al solaio FMSD (FMWD(D)).
- Solaio consolidato mediante due tavole diagonali lignee incrociate (FMWD(E)).

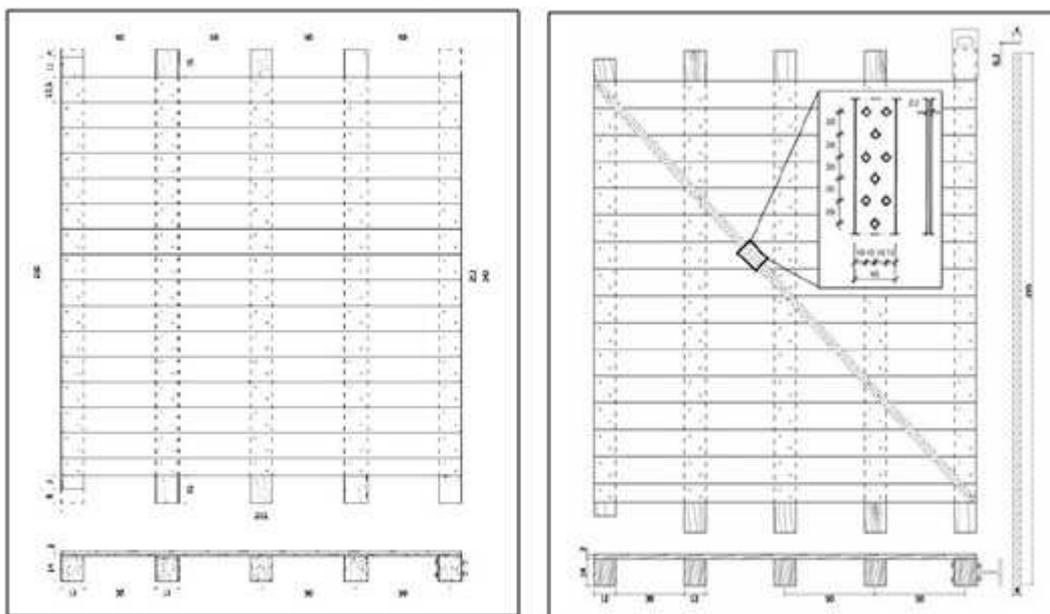


Figura 2-12: Solaio tipo FMSB, FM e FMSD

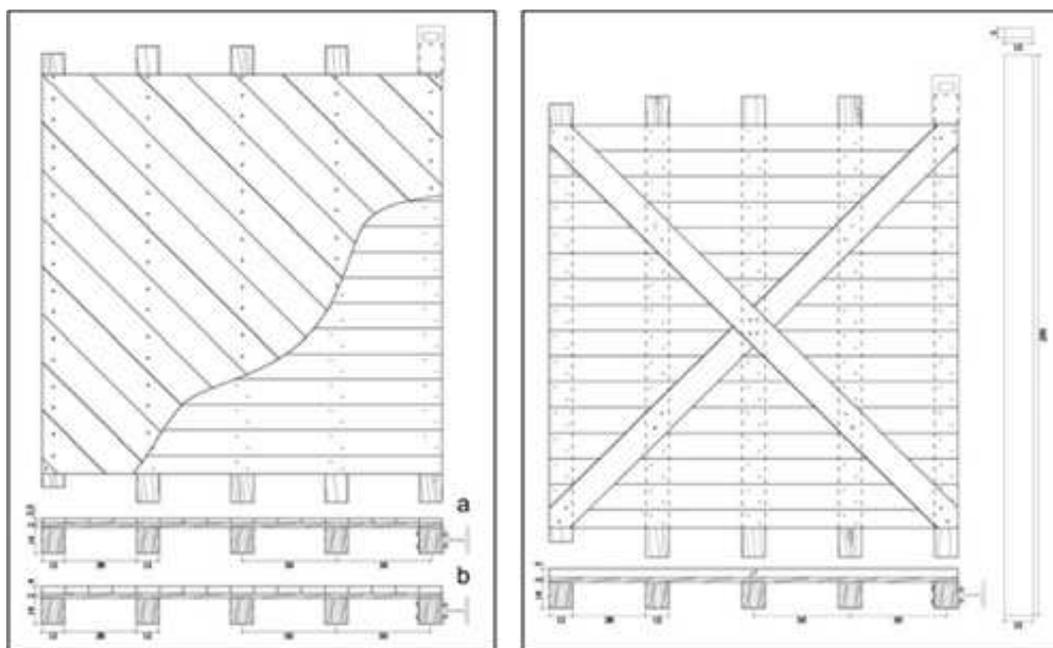


Figura 2-13: Solaio tipo FM+45°SP(A), FM+45°SP(B) e FMWD(E)

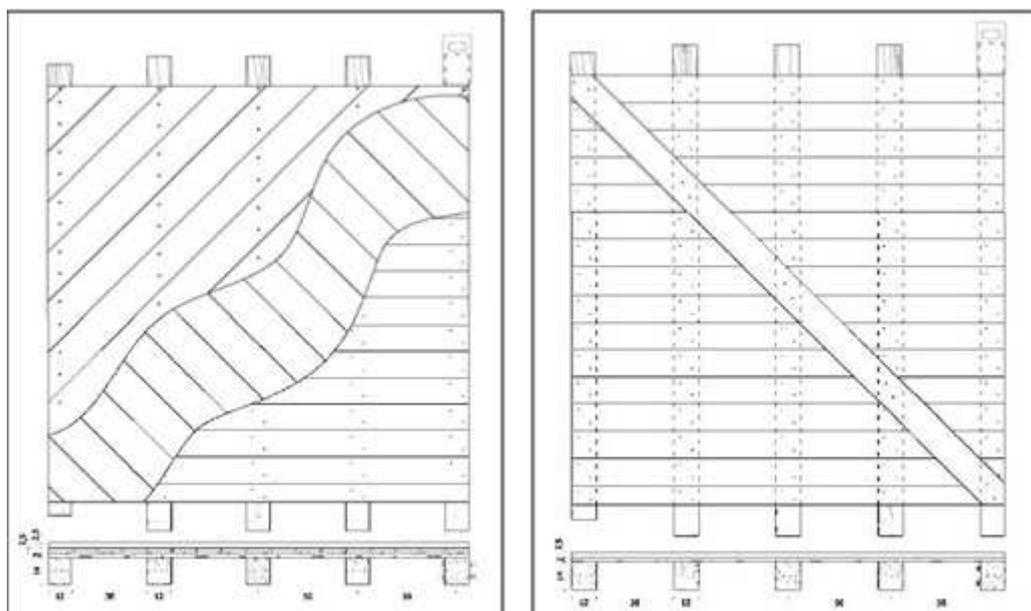


Figura 2-14: Solaio tipo FM $\pm$ 45°DP(A) e FMWD(D)

Per le prime due tipologie di solaio (FMSB e FM) si riportano in via preliminare ulteriori test a taglio condotti dagli stessi autori i cui risultati sono stati messi in relazione con il comportamento delle murature. Si è osservato come per entrambi i campioni il comportamento a rottura è caratterizzato dalla rotazione relativa tra tavolato e travatura che coinvolge il meccanismo resistente a momento fornito dalla coppia di chiodi che fissa i tavolati. Il contributo addizionale in termini di attrito fornito dal tavolato con incastro maschio/femmina durante la fase di scorrimento relativo tra le tavole determina il miglior comportamento del solaio tipo FM con un incremento di resistenza circa pari al 30-40 %. Inoltre lo stesso campione risulta avere una rigidezza ben maggiore sia in fase iniziale che a rottura. Nella figura seguente con la sigla F1.M si intende il solaio tipo FMSB mentre con la sigla F2.M si intende il solaio FM.

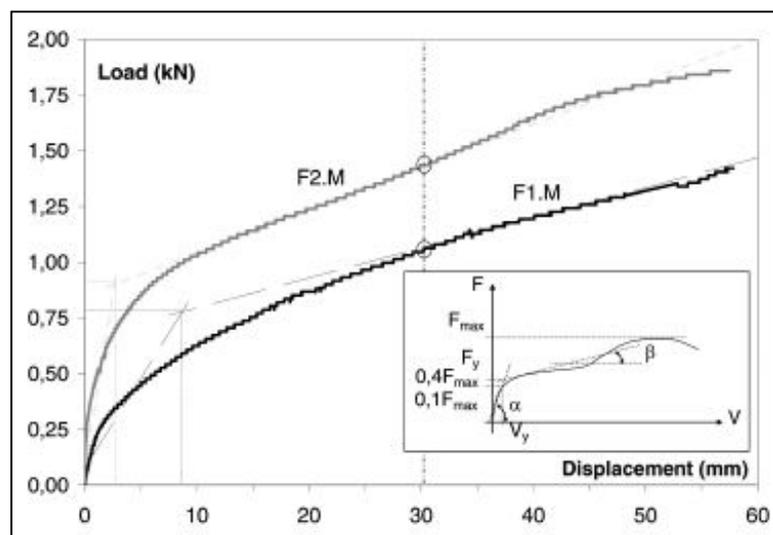


Figura 2-15: Curve forza-spostamento per le prime due tipologie di solaio

È possibile stimare l'influenza del comportamento nel piano dei solai lignei sulle murature considerando un semplice caso rappresentato da una "scatola" avente dimensioni comuni alla maggior parte delle pareti murarie. Questo avviene normalizzando lo spostamento all'altezza della muratura, da cui si ottengono i seguenti risultati (in termini di  $\delta/H$  %):

- 0,2-0,3 % è generalmente l'intervallo in cui si raggiunge la prima rottura;
- 0,4 % è il valore di rottura a taglio;
- 0,5-0,6 % al raggiungimento del carico ultimo;
- 0,8 % è il valore per cui si ha ribaltamento nel piano (comportamento di tipo rocking).

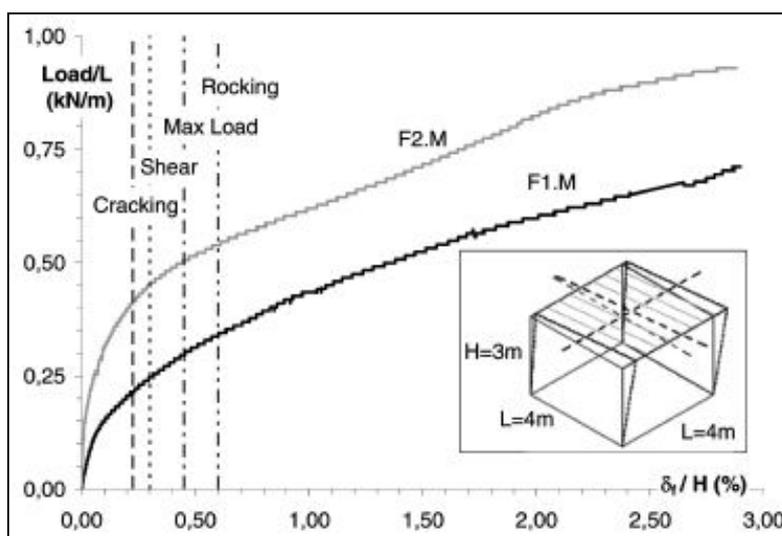


Figura 2-16: Curve forza spostamento per le prime due tipologie di solaio, a confronto con il comportamento della muratura

Dividendo i valori della forza di taglio per la larghezza della muratura ( $L=4$  m in questo caso) i precedenti limiti diventano rispettivamente 0,23%, 0,30%, 0,45% e 0,6%. È possibile vedere come la già povera capacità di redistribuzione delle forze orizzontali è ulteriormente ridotta dalla bassa rigidezza a taglio in corrispondenza delle porzioni murarie danneggiate, dove la capacità di redistribuzione è maggiormente richiesta per garantire un buon comportamento sotto l'effetto dell'azione sismica. L'aggiunta di una piastra metallica diagonale (FMSD) migliora il comportamento in termini di rigidezza iniziale e di carico massimo fino alla rottura delle viti che connettono il profilo alla travatura. La posa di un singolo tavolato posto a  $45^\circ$  rispetto all'esistente (FM+ $45^\circ$ SP(A), FM+ $45^\circ$ SP(B)) comporta un considerevole aumento della rigidezza iniziale e del carico massimo; in particolare si osserva come l'uso di tavolati semplici o maschio/femmina porti a risultati del tutto equivalenti. Buonissimi risultati si ottengono invece con l'uso di doppi tavolati a  $45^\circ$  incrociati tra loro (FM $\pm 45^\circ$ DP(A)); in tal caso il campione mostra comportamento monolitico fino a rottura legata allo snervamento dei collegamenti tra il campione e il macchinario. Il consolidamento con singola tavola lignea diagonale (FMWD(D)) mostra un comportamento del tutto simile al caso FMSD in termini di rigidezza iniziale e leggermente migliore in termini di carico ultimo. L'uso di due tavole lignee diagonali incrociate (FMWD(E)) migliora le prestazioni in relazione dei due elementi che lavorano a

compressione/trazione con una sezione considerevole. Per entrambe le metodologie di consolidamento la rottura si localizza negli elementi di connessione all'esistente. Nel seguito si riporta grafico esplicativo.

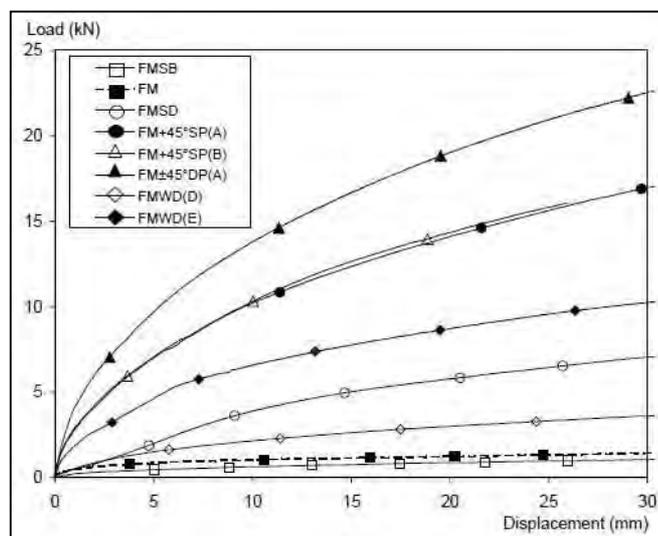


Figura 2-17: Comportamento globale dei campioni testati

### 2.6.2 Prove in sito di un consolidamento di solaio ligneo mediante profili metallici sottili da parte dell'Università di Trieste

Con riferimento al consolidamento dei solai lignei mediante profili metallici sottili si riporta quanto sperimentato dagli autori mediante prove di carico in sito [1]-[2]. Queste sono state condotte su un edificio del XIX secolo con due tipologie di solai che si differenziano tra loro per la presenza di una trave rompitratta (solaio "a"). Le prove sono state eseguite prima e dopo l'intervento di consolidamento mediante l'utilizzo di una vasca d'acqua, incrementandone il peso fino al carico massimo di servizio, con rilevamento degli spostamenti verticali mediante trasduttori elettronici.

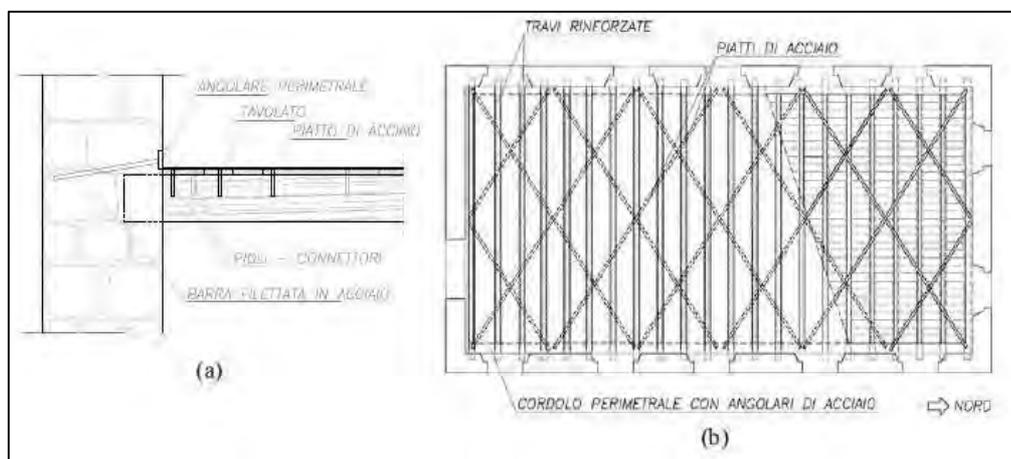


Figura 2-18: Tecnica di rinforzo dei solai, a) rinforzo nel piano, b) collegamento con la muratura perimetrale

Il solaio preso in esame ha le seguenti caratteristiche tecniche:

- Travature lignee in abete rosso con sezione trasversale 170 x 200 mm, lunghezza netta di 6900 mm e interasse di 550 mm;
- Tavolato ligneo di spessore 23 mm inchiodato all'estradosso delle travature.

Si riportano di seguito gli schemi del posizionamento del carico per le due tipologie di solaio con la posizione dei relativi trasduttori per la misurazione delle deformazioni verticali, quindi i risultati dell'analisi in termini di spostamento con particolare attenzione al solaio tipo "b" senza rompitratta.

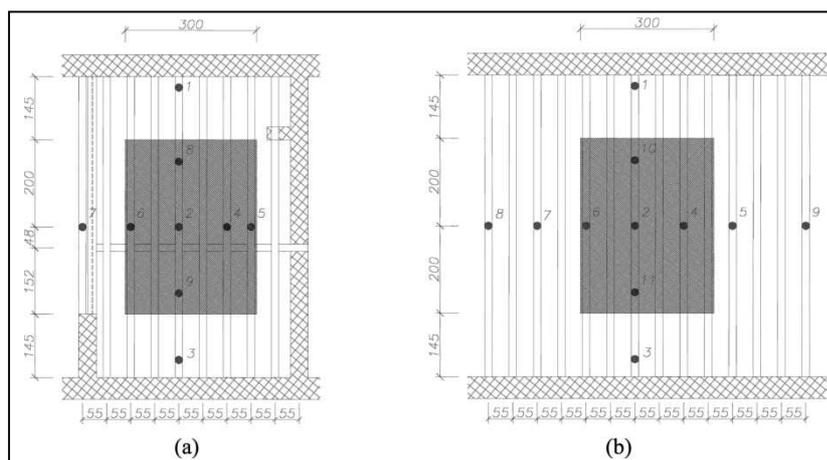


Figura 2-19: Posizione del carico e dei vari trasduttori sui solai

Specimen	Max deflection (mm)	
	Before strengthening	After strengthening
Floor 1	19.9	12.4
Floor 2	37.2	17.5

Figura 2-20: Valori di abbassamento longitudinale di entrambi i solai

Nelle figure successive si possono confrontare gli abbassamenti nella direzione longitudinale e trasversale del solaio pre e post intervento.

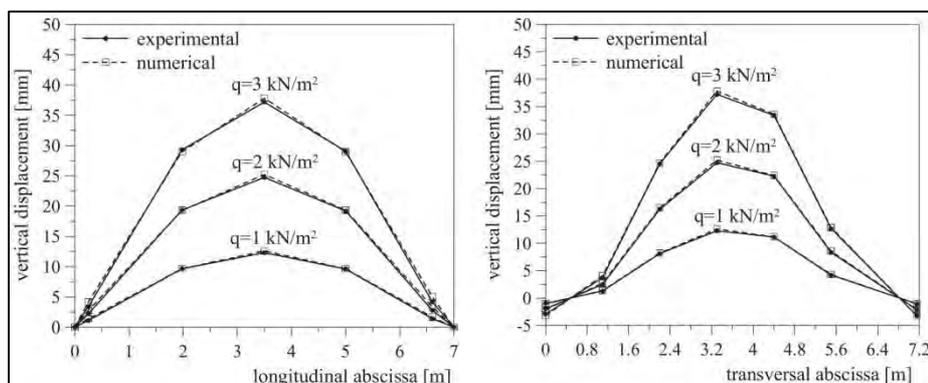


Figura 2-21: Abbassamenti in direzione longitudinale e trasversale, solaio (b) pre-intervento

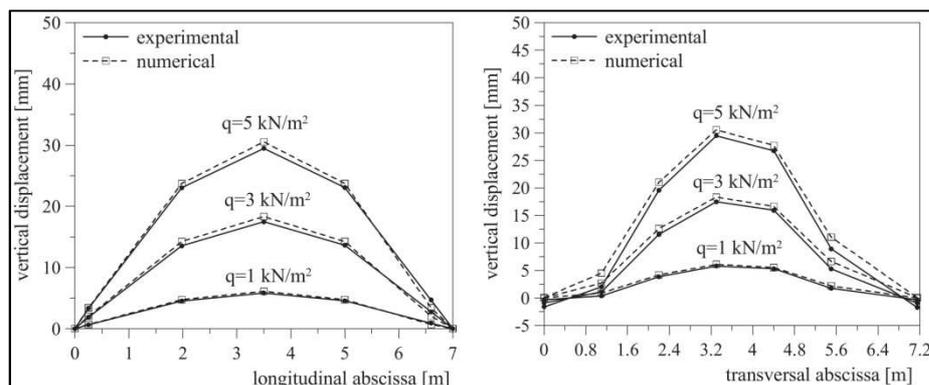


Figura 2-22: Abbassamenti in direzione longitudinale e trasversale, solaio (b) post-intervento

I risultati mostrano come lo spostamento verticale si riduca del 60% per il solaio “a” e del 112% per il solaio “b”; la minore riduzione nel caso del primo solaio è dovuta al fatto che l’irrigidimento avviene solo in direzione longitudinale facendo venire meno il contributo in direzione trasversale della trave rompitratta (più importante nella fase pre intervento).

Gli stessi autori hanno condotto anche delle prove su modelli di tipo numerico agli elementi finiti considerando tre tipologie di solaio:

- Solaio esistente non consolidato
- Solaio consolidato mediante graticcio di piatti in acciaio
- Solaio consolidato con soletta collaborante in calcestruzzo

Nella modellazione del primo intervento di consolidamento le travi composte (trave di legno e piatto di acciaio) sono state schematizzate con elementi trave ed il sistema di connessione, di tipo discontinuo, è stato modellato mediante molle non lineari introdotte nel piano medio del tavolato in corrispondenza di ciascun piolo. Le molle sono state collegate ai nodi degli elementi che schematizzano le due membrature tramite elementi infinitamente rigidi, come illustrato nella figura seguente.

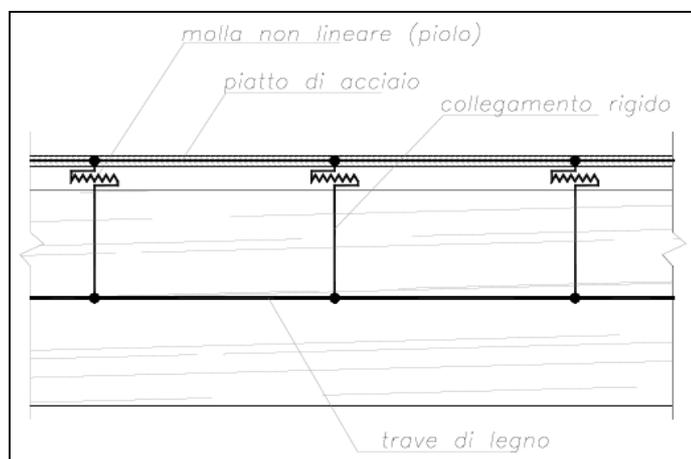


Figura 2-23: Modellazione numerica trave composta

Per tener conto della presenza delle tavole del solaio sono stati aggiunti degli elementi beam disposti ortogonalmente alla direzione delle travi del solaio. La calibrazione dei parametri del modello è stata effettuata simulando prove sperimentali condotte su due solai (Gattesco e Macorini 2006). Infine nel modello gli angolari perimetrali vengono schematizzati da aste collegate alle estremità delle travi e solidarizzate alla muratura mediante molle a comportamento non lineare; delle aste diagonali simulano il contributo dei piatti diagonali. Le caratteristiche meccaniche delle molle che schematizzano gli spinotti che solidarizzano gli angolari alla muratura sono ricavate da risultati sperimentali disponibili in letteratura.

Per la determinazione della rigidità nel proprio piano dei solai considerati in tale documentazione, è stata eseguita una prima analisi numerica dell'impalcato ligneo del fabbricato in argomento sia nelle condizioni originali, sia dopo aver eseguito l'intervento di irrigidimento proposto.

Si considera il solaio ligneo prima dell'intervento di rinforzo e quindi costituito dalle sole travi (sezione trasversale di 17x20 cm e disposte ad un interasse di 55 cm) e dal soprastante tavolato (23 mm di spessore) formato da tavole di larghezza media di circa 20 cm. Per la modellazione numerica del solaio originario è stato considerato uno schema a graticcio di elementi trave tra loro ortogonali; il primo ordine di elementi rappresenta le travi del solaio mentre gli elementi perpendicolari rappresentano le tavole.

Si considera poi lo stesso solaio rinforzato da piatti di acciaio come descritto in precedenza, con gli angolari in acciaio e infine per avere un termine di confronto sulle rigidità nel piano si considera, come anticipato in precedenza, un terzo caso che prevede il rinforzo del solaio con una soletta di calcestruzzo armata dello spessore di 5 cm, eseguita senza rimuovere il tavolato sopra le travi, e solidarizzata alle travi di legno mediante spinotti di acciaio. Il modello numerico per questa tipologia di solaio è stato costruito mediante l'impiego di elementi finiti bidimensionali del tipo "plane stress".

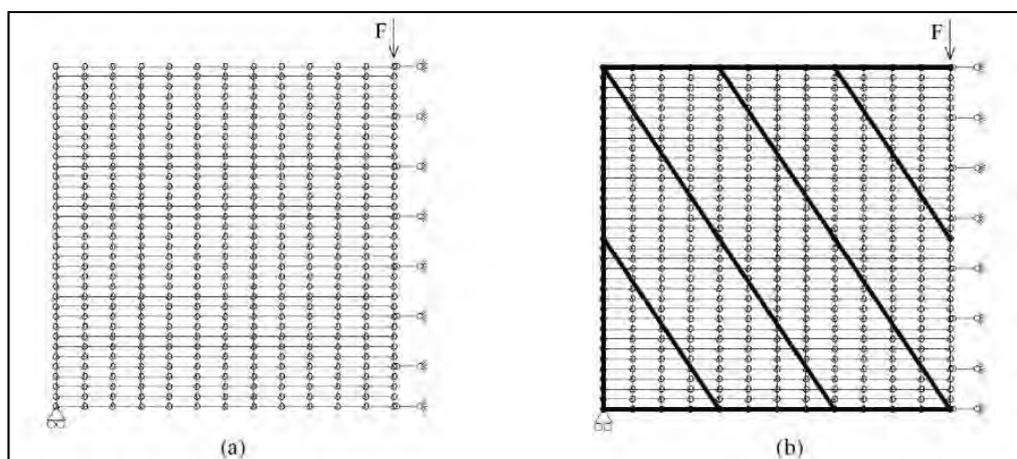


Figura 2-24: Modellazione numerica solaio, (a) originale, (b) rinforzato con diagonali e correnti perimetrali in acciaio

Per la valutazione della rigidità del solaio, è stata analizzata numericamente una porzione di solaio avente larghezza uguale alla lunghezza delle travi (690 cm) e lunghezza pari alla metà della lunghezza del solaio (660 cm). Lo schema di carico e la discretizzazione adottata nell'analisi per schematizzare il solaio sono illustrati in *Figura 2-24*.

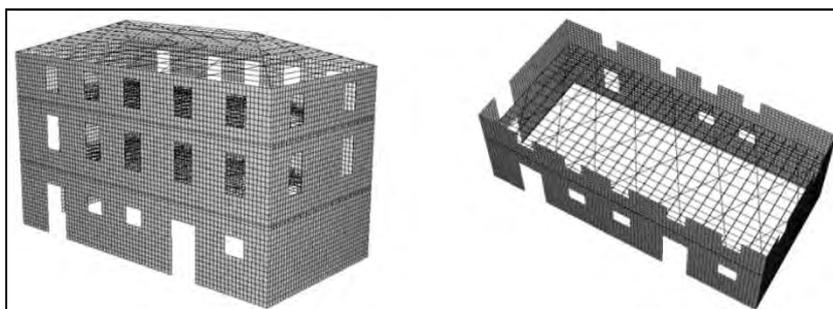
La risposta strutturale dei tre modelli di solaio è stata valutata applicando una forza  $F=1$  kN distribuita su tutti i nodi della sezione di mezzeria del solaio. Sono stati impediti sia gli spostamenti nodali nella direzione della forza in corrispondenza dell'estremità del solaio, sia gli spostamenti in direzione perpendicolare alla forza di tutti i nodi della sezione di mezzeria per simulare l'effetto dell'altra metà di solaio simmetrica.

Tipo di solaio	Spostamento [mm]	Rigidità [N/mm]	Rapporto $K_2/K_1$
Originale	7.1800	139	47.300
Rinforzato con traliccio	0.1520	6579	1.000
Rinforzato con soletta cls	0.0053	188679	0.035

*Figura 2-25: Parametri di rigidità nel piano per le tre tipologie di solaio*

I risultati delle analisi numeriche sono sommariamente riportati nella *Figura 2-25*. Dall'analisi di questi ultimi valori si evince come con l'intervento di irrigidimento proposto si ottenga una rigidità nel piano superiore di quasi 50 volte rispetto a quella originale. Tale valore risulta comunque molto inferiore (3.5%) rispetto a quello ottenuto solidarizzando una soletta di calcestruzzo al solaio ligneo esistente.

Una volta determinata la rigidità del solaio sono state condotte delle simulazioni numeriche per comprendere al meglio gli effetti della variazione della rigidità di piano sulle murature rispetto alle forze orizzontali. Queste sono state schematizzate con elementi bidimensionali a 4 nodi mentre i solai sono stati rappresentati come definito in precedenza.



*Figura 2-26: Modellazione agli elementi finiti dell'intero fabbricato*

L'analisi è stata svolta applicando i carichi verticali di esercizio ed incrementando i carichi orizzontali in maniera proporzionale alla massa fino al raggiungimento di un meccanismo di collasso locale di qualche porzione della muratura.

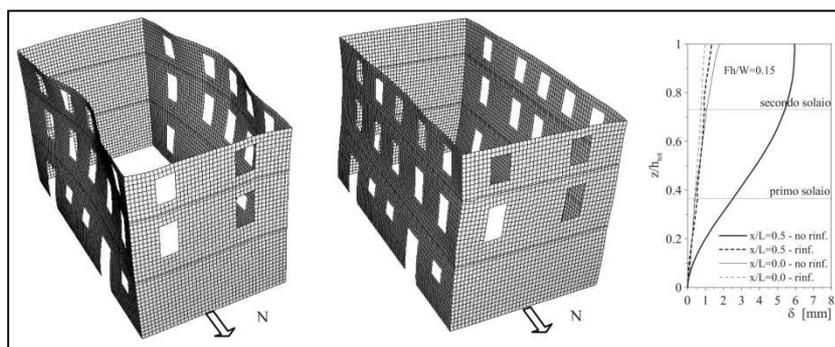


Figura 2-27: Deformazione della struttura pre e post intervento, grafico comparativo degli spostamenti

Come si può osservare in *Figura 2-27* le pareti est e ovest in direzione ortogonale all'azione sismica risultano subire maggiori deformazioni specie nel caso di solaio non consolidato. Nel grafico affianco sono riportati i profili di spostamento della parete ovest in prossimità del collegamento con la parete nord ( $x/L=0$ ) e in mezzeria ( $x/L=0,5$ ) per entrambi i casi, pre e post intervento. Si nota che nel caso pre intervento la trascurabile rigidità dei solai di piano non contrasta in maniera efficace la deformazione flessionale globale della facciata con spostamenti in mezzeria molto elevati.

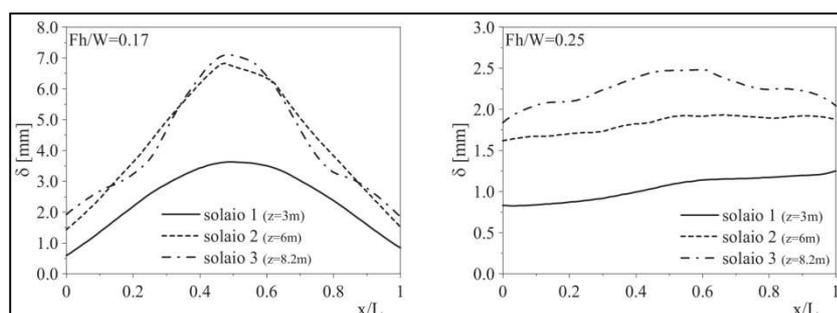


Figura 2-28: Profili di spostamento della parete ovest per i casi pre e post intervento

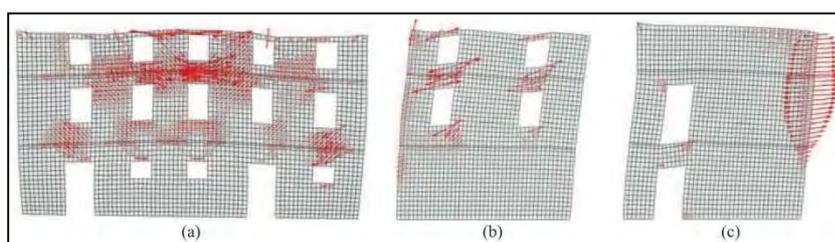
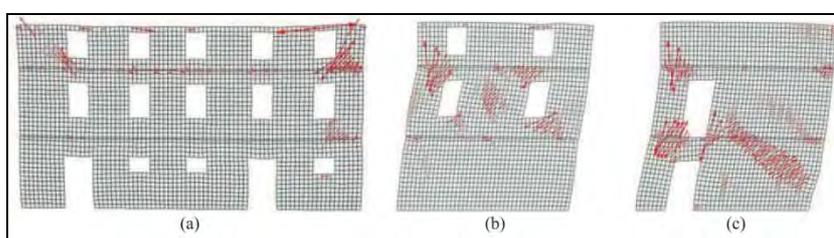


Figura 2-29: Deformazioni plastiche massime per solaio non rinforzato

Come si può osservare dalla *Figura 2-28*, sempre per la parete ovest, l'intervento di irrigidimento del solaio porta ad una cospicua riduzione dell'inflessione fuori piano delle murature che tendono a rimanere praticamente rettilinee ad eccezione del livello di copertura (solaio di copertura non irrigidito in entrambi i casi). In *Figura 2-29(a)* (solaio non rinforzato) si notano significative deformazioni plastiche nella zona intermedia della parete est dovute alla flessione dell'intera parete; questa arriva a collasso per ribaltamento fuori piano di una porzione di parete soprastante il primo livello e compresa tra le aperture. Per la parete nord di *Figura 2-29(b)* si riscontrano importanti deformazioni plastiche in

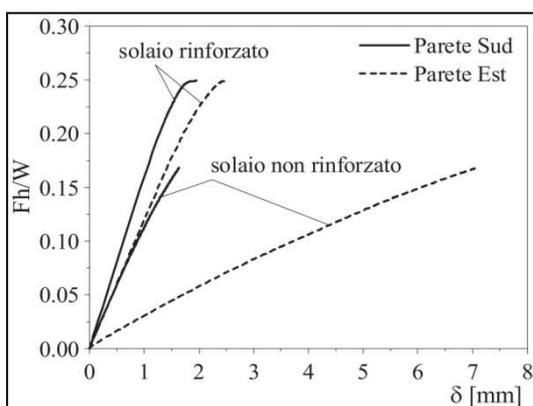
corrispondenza delle traverse sopra le aperture. In *Figura 2-29(b)*, riferita alla parete sud, sono chiaramente evidenti deformazioni plastiche all’attacco con la parete ovest: le pareti tendono a staccarsi per il tratto sopra il primo solaio con ribaltamento fuori piano della parete ovest.

In *Figura 2-30(a)* (solaio rinforzato), riferita alla parete est, si notano modeste deformazioni plastiche localizzate principalmente nelle zone laterali all’ultimo piano. In *Figura 2-30(b)*, inerente la parete nord, si notano significative deformazioni plastiche a trazione inclinate di circa  $45^\circ$  prevalentemente nei maschi murari del primo piano (rottura a taglio dei maschi) dovute alla maggior rigidezza della parete al piano terra priva di aperture. In *Figura 2-30(c)*, parete sud, si evidenziano importanti deformazioni plastiche inclinate di circa  $45^\circ$  soprattutto nel maschio principale al piano terra (collasso per taglio).



*Figura 2-30: Deformazioni plastiche massime delle murature per il caso di solaio rinforzato*

I risultati esposti in precedenza fanno notare il diverso meccanismo di collasso delle due strutture studiate dagli autori. L’edificio con i solai non rinforzati nel proprio piano mostra un collasso per ribaltamento fuori piano delle pareti disposte in direzione ortogonale all’azione sismica orizzontale, confermando l’assenza di un comportamento globale dell’edificio nel caso di solai infinitamente flessibili. L’edificio con solai consolidati secondo la tecnica esposta in precedenza evidenzia un collasso per cedimento a taglio dei maschi delle pareti disposte parallelamente all’azione orizzontale, con aumento della resistenza alle azioni orizzontali del 50% rispetto al caso di solai non consolidati. Come si può notare infatti dalla *Figura 2-31* per le pareti ortogonali all’azione sismica nel caso di solaio non consolidato, il legame forza-spostamento sommitale perde la linearità per valori di forza molto bassi rispetto al caso di solaio rinforzato.



*Figura 2-31: Curve carico-spostamento di due punti caratteristici in sommità alle parete per entrambi i casi studio*

### 2.6.3 Prove su solai lignei consolidati mediante FRP da parte dell'Università di Perugia

Con riferimento al consolidamento dei solai lignei tradizionali mediante FRP (fiber reinforced polymer) si riportano le sperimentazioni condotte da altri autori [3]. Questi hanno considerato due tipologie di solai tradizionali largamente presenti nell'edilizia storica italiana ed europea:

- Solaio ligneo a doppia orditura con soprastante tavolato ligneo inchiodato
- Solaio ligneo a doppia orditura con soprastanti elementi in cotto (tavelle)

Quindi sono stati preparati opportuni campioni in scala reale di dimensioni complessive 3x3 m in legno di castagno, il primo dei quali ha le seguenti caratteristiche:

- Struttura primaria composta di 3 travi sezione 180x180 mm, lunghezza 3100 mm poste a interasse di 1100 mm;
- Struttura secondaria composta di travetti lignei sezione 80x80 mm, lunghezza 1100 mm poste sopra l'orditura principale con interasse di 300 mm;
- Tavolato ligneo battentato sezione 28x132 mm lunghezza 600 mm fissato alla travatura mediante uno o più chiodi secondo il campione considerato.

La seconda tipologia di solaio ha invece le seguenti caratteristiche:

- Struttura primaria composta di 3 travi sezione 180x180 mm, lunghezza 3100 mm poste a interasse di 1100 mm;
- Struttura secondaria composta di travetti lignei sezione 80x80 mm, lunghezza 1100 mm poste sopra l'orditura principale con interasse di 300 mm.
- Tavelle in cotto dimensioni 140x280x30 mm disposte sopra l'orditura secondaria con malta interposta tra gli elementi in laterizio; al di sopra di questi è stato applicato uno strato di sabbia dello spessore di circa 10 mm.

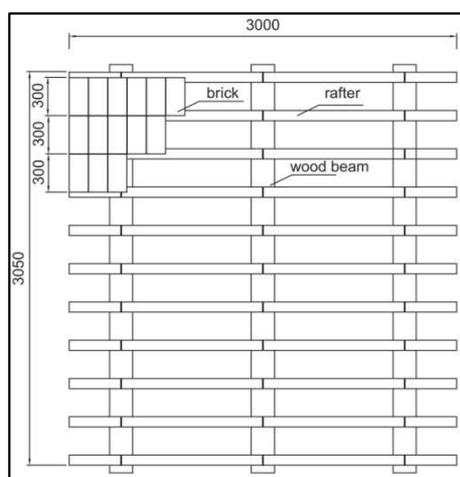


Figura 2-32: Composizione del solaio con tavelle in cotto

Gli autori propongono quindi diverse metodologie di consolidamento in funzione del tipo di solaio; in particolare si distinguono le seguenti:

- Consolidamento mediante posa di un secondo strato di tavole (solo per il solaio composto da travi-travetti-tavolato) poste a 90° rispetto il primo tavolato. In questo caso il primo strato di tavole è collegato ai travetti mediante 4 chiodi per tavola mentre i due tavolati sono collegati tra loro mediante 6 chiodi per tavola (con riferimento al secondo tavolato); quest'ultimo accorgimento è necessario a collegare in maniera efficace i tavolati per renderli collaboranti.

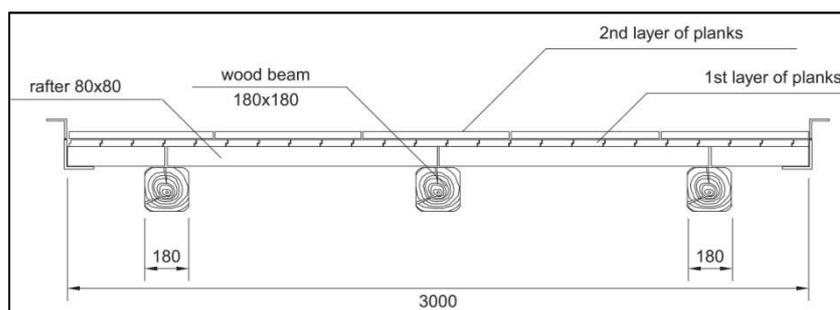


Figura 2-33: Disposizione del nuovo tavolato ligneo

- Consolidamento mediante soletta in calcestruzzo dello spessore di 40 mm (solo per il solaio con elementi in cotto) realizzata con rete elettrosaldata  $\phi 6$  maglia 10x10 cm e argilla espansa per ridurre il peso della soletta da 25 kN/mc a 16 kN/mc. La connessione tra soletta e travetti è stata ottenuta attraverso barre di acciaio edile Fe B 44 k (l'attuale B 450 C)  $\phi 8$  piegate a L come da tradizione del metodo Turrini-Piazza.
- Consolidamento con utilizzo di materiali compositi innovativi utilizzati per entrambi i casi. Nel caso di tavolato ligneo si è provveduto alla posa di strisce in fibre di vetro (per le caratteristiche tecniche si faccia riferimento alla letteratura specifica) della larghezza di 100 mm incollate mediante resina epossidica al tavolato. Il tutto secondo i seguenti schemi grafici.

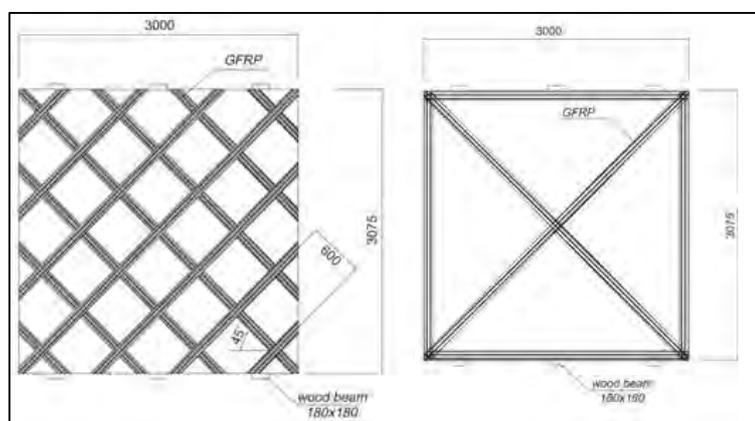


Figura 2-34: Diverse disposizioni delle strisce di FRP sui campioni in esame

Nel caso del campione con elementi in laterizio è stato applicato lo stesso tipo di rinforzo secondo lo schema a graticcio rappresentato nella figura precedente. A protezione delle fibre di vetro è stato posto uno strato di 10-15 mm di calce idraulica. Il macchinario di prova consiste in un telaio metallico a cui fissare i campioni sopra descritti, posato su ruote al pavimento per permettere movimenti nel piano del “solaio” senza attivare elevate forze di attrito. Nel piano orizzontale il telaio di prova è stato fissato mediante ancoraggi metallici connessi alle pareti e alla pavimentazione del laboratorio di prova. Il carico viene trasmesso da un martinetto idraulico inducendo nei campioni forze parallele e ortogonali alla travatura. Gli spostamenti sono stati misurati in funzione del tempo con l’utilizzo di trasduttori elettrici.

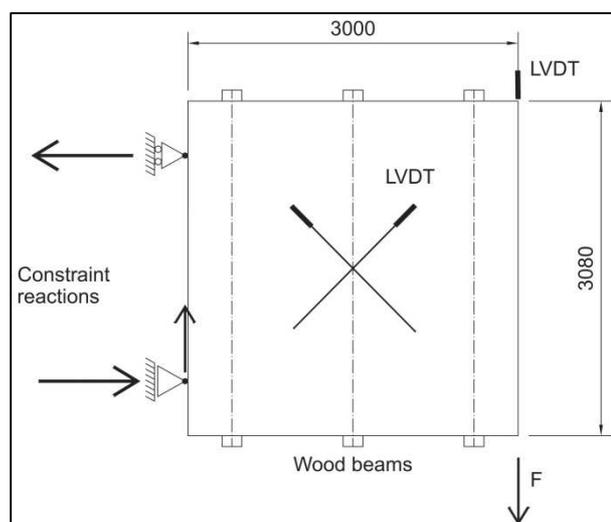


Figura 2-35: Schema dell'apparecchiatura di prova e posizione dei trasduttori

Si riporta una tabella riassuntiva fornita dagli autori dove si elencano i vari provini utilizzati con le relative caratteristiche.

Test no.	Wood beam floor type	Reinforcement type
01-T2-OR	Layer of planks (two nails: one nails at each end)	None
02-T6-OR	Layer of planks (six nails: three nails at each end)	None
09-T2-OR <sup>a</sup>	Layer of planks (two nails: one nails at each end)	None
03-T4-T6	Layer of planks (four nails: two nails at each end)	Additional layer of planks (six nails: two at each end and two in the middle)
05-T4-FV	Layer of planks (four nails: two nails at each end)	Additional layer of planks, GFRP mesh of 600 mm (six nails: two at each end and two in the middle)
06-T4-FV	Layer of planks (four nails: two nails at each end)	Additional layer of planks, GFRP applied along diagonals and perimeter (six nails: two at each end and two in the middle)
10-T4-FV <sup>a</sup>	Layer of planks (four nails: two nails at each end)	Additional layer of planks, GFRP mesh of 600 mm (six nails: two at each end and two in the middle)
07-PI-OR	Solid bricks	None
08-PI-FV	Solid bricks	GFRP mesh of 600 mm and layer of hydraulic lime
04-PI-CL	Solid bricks	RC slab

Figura 2-36: Elenco dei provini utilizzati

Test preliminari sono stati condotti su i seguenti campioni “originari” in assenza di elementi di rinforzo:

- Campione con tavolato ligneo con due chiodi per tavola
- Campione con tavolato ligneo con sei chiodi per tavola

- Campione con tavolato ligneo con quattro chiodi per tavola
- Campione con elementi in laterizio

Il tutto per ottenerne le proprietà meccaniche da poter in seguito confrontare con i campioni soggetti a intervento di consolidamento. In seguito sono stati eseguiti i test per tutte le altre tipologie di solaio indagate. Si riportano i risultati in termini di resistenza e rigidezza dei provini.

Test no.	Max load (N)	$k_{1/3}$ (kN mm <sup>-1</sup> )	$\gamma_{1/3} \times 10^{-3}$
01-T2-OR	4,940	0.47	0.46
02-T6-OR	12,380	0.28	4.87
03-T4-T6	19,310	1.71	1.01
04-PI-CL	42,370	169	0.02
05-T4-FV	65,630	11.2	0.56
06-T4-FV	57,840	5.04	1.28
07-PI-OR	5,010	0.28	0.50
08-PI-FV	59,754	99.3	0.04
09-T2-OR <sup>a</sup>	4,770	1.05	0.40
10-T4-FV <sup>a</sup>	64,180	22.8	0.24

Figura 2-37: Risultati dei test di taglio

Dai test preliminari sui campioni con semplice tavolato si evince come l’aumento del numero di chiodi da quattro a sei per ogni tavola lignea generi un aumento della resistenza a taglio accompagnata da una cospicua riduzione della rigidezza (k). Tale decremento può essere imputato al fatto che l’aumento del numero di chiodi per ottenere il campione 02-T6-OR è stato fatto a partire dal campione 01-T2-OR già sottoposto a prova di taglio. Con riferimento alle tecniche di consolidamento mediante posa di nuovo tavolato si è notato come l’incremento di rigidezza e di resistenza rispetto alla configurazione iniziale sia modesto (campione 03-T4-T6). Il tavolato aggiuntivo non porta a risultati interessanti in quanto la plasticizzazione a compressione delle tavole porta al rifollamento dei fori di inserimento dei chiodi. Questa tecnica risulta quindi efficace solo nel caso di utilizzo di legnami ad alta resistenza.

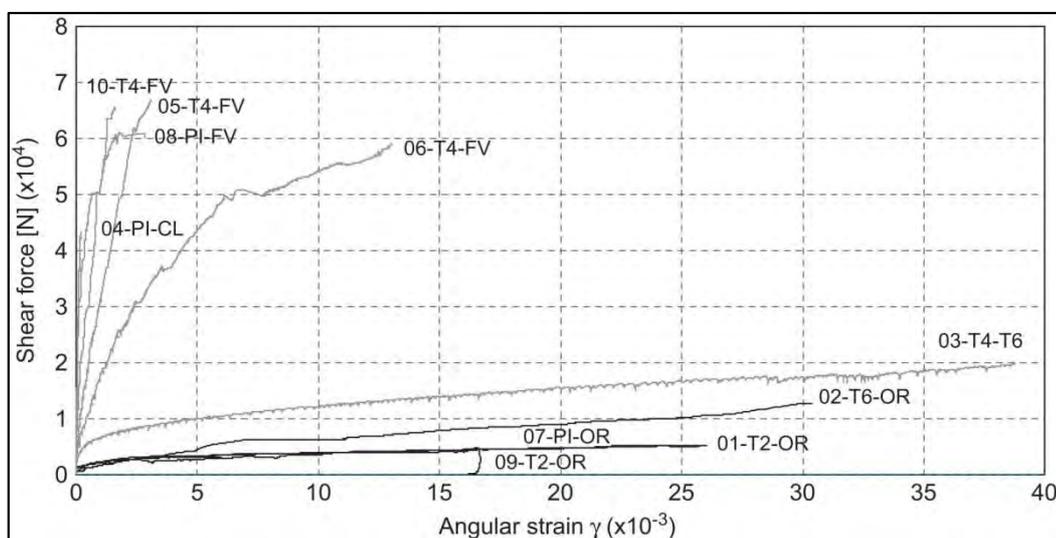


Figura 2-38: Grafico taglio-deformazione angolare dei vari test di taglio

Il consolidamento mediante GFRP (campione 05-T4-FV) mostra un cospicuo aumento sia della rigidità che della resistenza anche se per ottenere ciò va sottolineato che è necessario creare una maglia abbastanza fitta di fibre rinforzate. Particolarmente significativi sono i risultati sperimentali ottenuti dai campioni con elementi in cotto a cui sono state applicate le fibre polimeriche e soprastante calce idraulica (campione 08-PI-FV). I test mostrano come questo intervento porti ad un aumento cospicuo della resistenza e soprattutto della rigidità, avvicinandosi ai risultati ottenuti mediante realizzazione di soletta in calcestruzzo. I test condotti sui campioni 09-T2-OR e 10-T4-FV con la forza agente ortogonale alle travature mostrano una variazione non significativa della resistenza mentre non si può dire lo stesso per la rigidità; per il campione non irrigidito si osserva un apprezzabile aumento della rigidità mentre per il campione irrigidito con GFRP si trovano risultati analoghi. I test condotti sul campione con elementi in laterizio e senza sistemi di rinforzo (campione 07-PI-OR) mostrano un basso valore di resistenza quanto di rigidità, dovute al fatto che le tavole sono semplicemente appoggiate all'orditura secondaria e la resistenza a taglio è determinata dal solo attrito. Al contrario il campione 04-PI-CL rinforzato con soletta in calcestruzzo alleggerito dimostra avere elevata resistenza a taglio.

## 2.7 Valutazione analitica della rigidità del solaio

La rigidità da assegnare al solaio oltre che per via sperimentale può essere determinata per via analitica, si riporta di seguito la trattazione proposta dagli autori Brignoli, Podestà, Pampanin[6].

Questa definiscono la rigidità del solaio come la somma di due contributi:

- Rigidità nel piano del solaio ( $k_{eq,d}$ )
- Rigidità delle connessioni solaio/muratura ( $k_c$ )

I due sistemi possono essere schematizzati in serie, quindi la deformazione totale è data dalla somma dei contributi del solaio ( $\delta_d$ ) e delle connessioni ( $\delta_c$ ):

$$\delta_{TOT} = \delta_c + \delta_d \tag{1}$$

Nel caso ideale di connessioni aventi rigidità tendente a infinito la totalità della deformazione è legata alla deformabilità del solaio. Analogamente assumendo che il solaio abbia rigidità tendente ad infinito la deformabilità dipende solo dalle connessioni. La rigidità equivalente per l'intero sistema ( $k_{eq,c+d}$ ) (solaio+connessioni) da utilizzare è data dalla seguente formulazione:

$$\frac{1}{k_{eq,c+d}} = \frac{1}{k_{eq,d}} + \frac{1}{k_c} \tag{2}$$

Si riporta di seguito la schematizzazione dei due contributi.

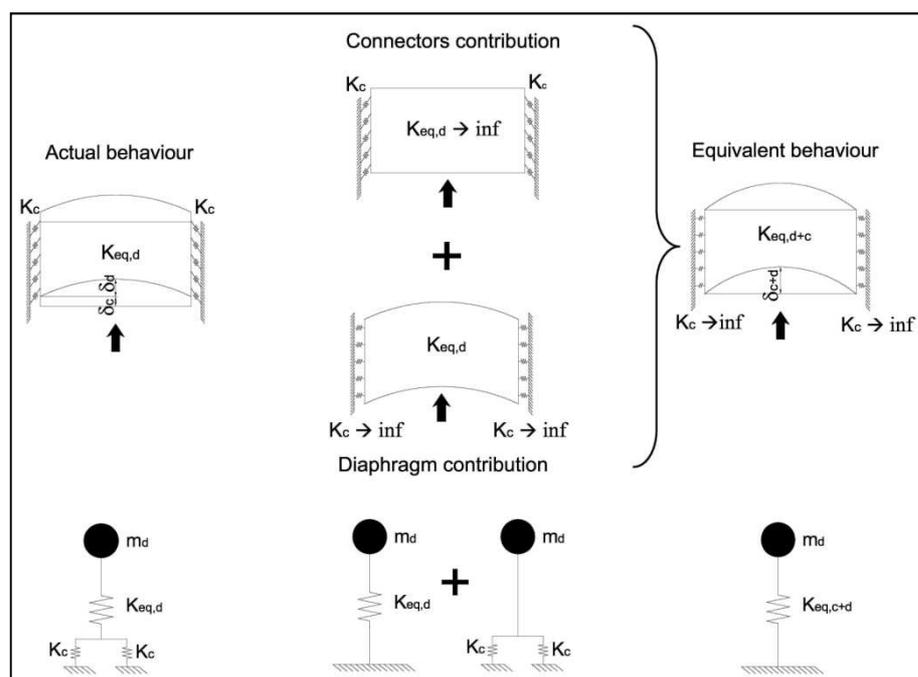


Figura 2-39: Schematizzazione del contributo di rigidità del solaio e delle connessioni

Prestando attenzione al solo solaio è necessario identificare la rigidità equivalente in funzione delle diverse tipologie presenti nel costruito, prima e dopo eventuali interventi di consolidamento. Indicazioni e formulazioni analitiche per i solai esistenti sono già presenti in letteratura e nelle normative per l'adeguamento delle strutture, mentre la valutazione analitica della rigidità per una particolare metodologia di consolidamento risulta più complessa e richiede maggiori informazioni basate su indagini numeriche e sperimentali. La flessibilità del solaio può essere valutata analizzando il contributo alla deformazione nel piano di un solaio ligneo sottoposto a condizioni di carico elementari (Figura 2-40a). Con riferimento alla singola tavola inchiodata ad entrambe le estremità alla travatura, la deformazione totale può essere valutata come somma di tre differenti contributi:

- Deformazione flessionale (Figura 2-40b)
- Deformazione a taglio (Figura 2-40c)
- Rotazione rigida dovuta allo “slittamento” dei chiodi di connessione (Figura 2-40d)

(3)

$$\delta = \delta' + \delta'' + \delta''' = \left( \frac{2F'}{k_{ser} s_n} + \frac{F\chi}{GA} + \frac{Fl^2}{12EJ} \right) l$$

Dove:

- $\frac{F'}{k_{ser}}$  = slittamento dei chiodi dovuto alla forza F;
- $2F' = \frac{Fl}{s_n}$ ;

- $k_{ser}$  = deformabilità dei chiodi determinata in base a normative di comprovata validità;
- $\chi$  = fattore di taglio;
- $G$  = modulo elastico a taglio;
- $E$  = modulo elastico flessionale;
- $A$  = area della sezione del tavolato;
- $I$  = momento di inerzia della sezione del tavolato;
- $l$  = interasse tra le travi;
- $s_n$  = spaziatura tra i chiodi;

Per gli altri termini sopra riportati si faccia riferimento alla figura seguente.

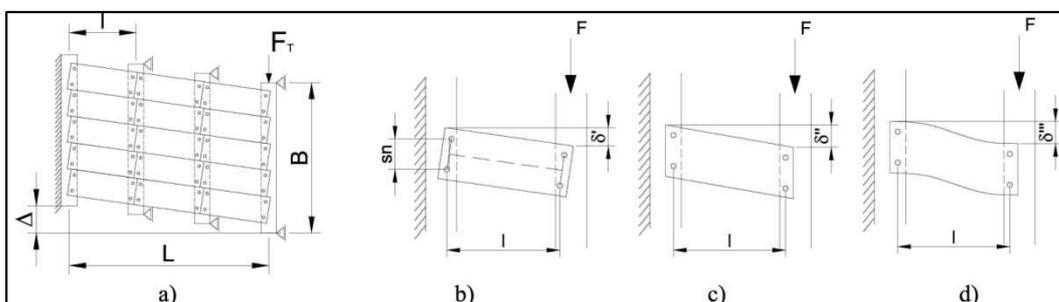


Figura 2-40: Deformazione nel piano del solaio e differenziazione dei diversi contributi di deformabilità

È stato quindi definito un modulo elastico di taglio equivalente per il solaio che combina i tre contributi di deformabilità sopra elencati:

$$G_{eq} = \frac{\chi F_T L}{B t \Delta} = \frac{\chi}{A} \left( \frac{l}{k_{ser} s_n^2} + \frac{\chi}{GA} + \frac{l^2}{12EJ} \right) \quad (4)$$

Dove “t” è lo spessore del tavolato.

Questa procedura è generalmente adottata da altri codici internazionali quali FEMA 356 e le linee guida NZSEE con alcune differenze riscontrabili nella figura seguente (Figura 49).

	Deflection in the middle span of diaphragm		Equivalent shear modulus
NZSEE Guidelines	$\Delta_h = \frac{L e_n}{2s}$	$\rightarrow \frac{\Delta}{2} = \frac{L F'}{s_n k_{ser}}$	$\rightarrow G_{eq} = \frac{\chi}{A} \left( \frac{l}{k_{ser} s_n^2} \right)^{-1}$
FEMA 356	$\Delta_y = \frac{v_y \cdot (L/2)}{G_d}$	$\rightarrow \frac{\Delta}{2} = \frac{(F_T / B) \cdot (L/2)}{G_d}$	$\rightarrow G_{eq} = \frac{\chi \cdot G_d}{t}$
where $\Delta_h = \Delta_y = \Delta/2$ = deflection in the middle of the diaphragm span; $e_n = F'/(2k_{ser})$ = nail slip; $s = s_n$ = nails spacing; $v_y = F_T/B$ = shear for unit width; $G_d$ = equivalent stiffness.			

Figura 2-41: Formulazione delle rigidzze a taglio fornite da altri codici internazionali

Si riporta di seguito dei grafici che mettono in confronto tra la formulazione (4) con quelle fornite dai codici internazionali.

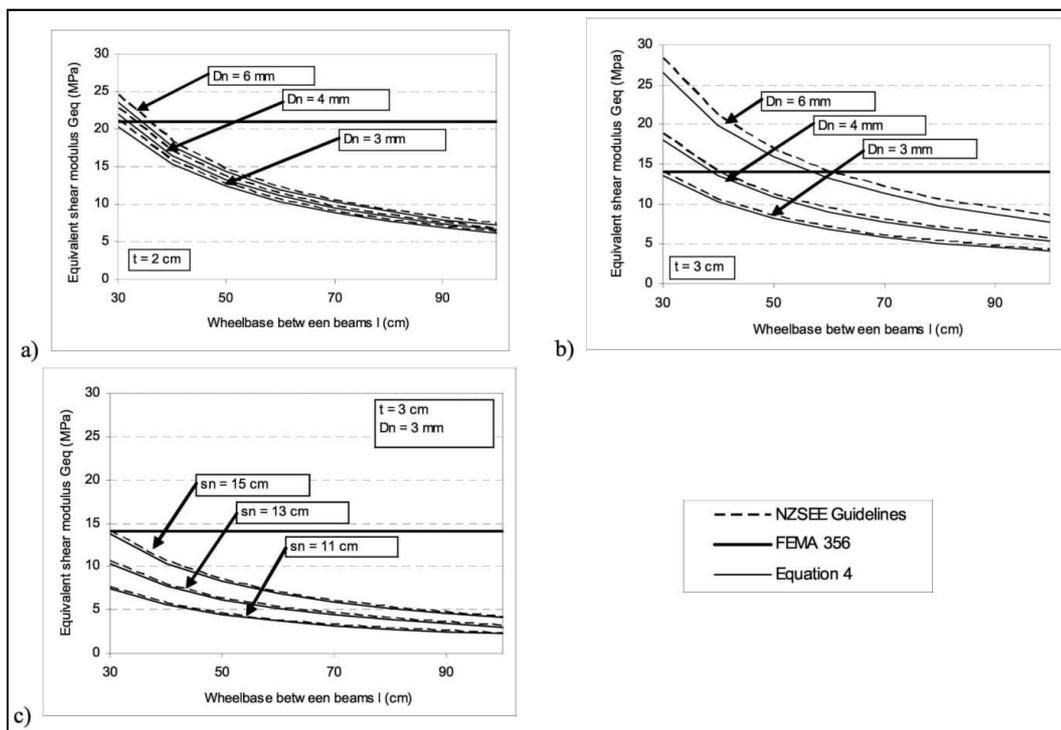


Figura 2-42: Grafici di confronto tra le tre diverse formulazioni

Nei grafici riportati in figura *Figura 2-42* si definisce l'andamento della rigidità in funzione di un parametro fissato per tutti e tre i grafici ovvero l'interasse tra le travi distinguendo poi nel grafico a) l'influenza del diametro dei chiodi e nel grafico b) l'influenza dello spessore del tavolato; nel terzo invece il fattore discriminante è la distanza tra i chiodi ( $s_n$ ). Nei solai lignei esistenti la disposizione delle tavole lignee può assumere diverse configurazioni come mostrato nella figura seguente.

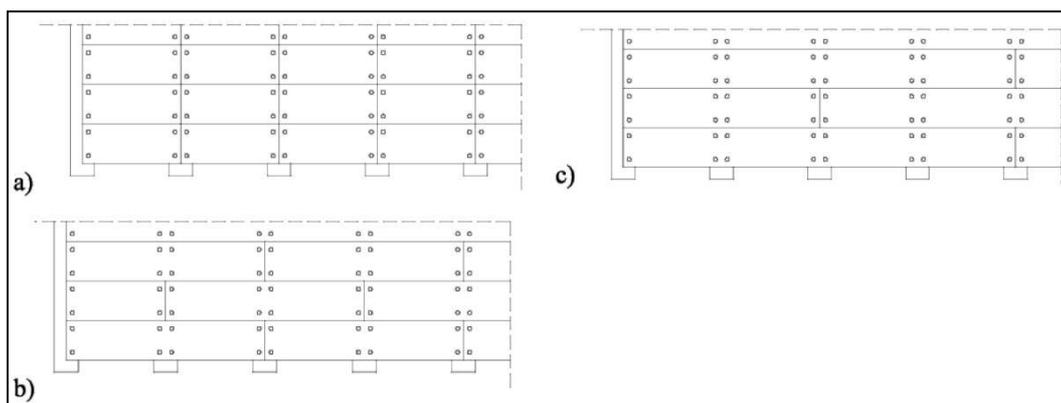
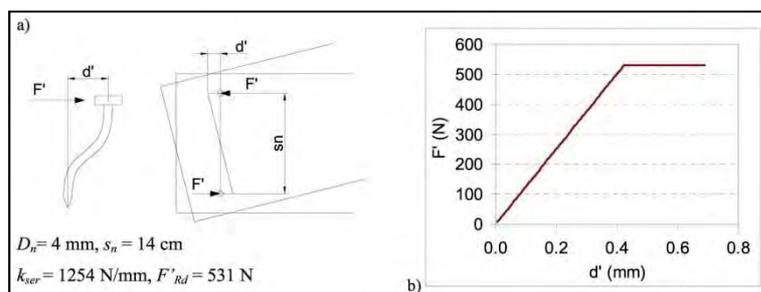


Figura 2-43: Differenti configurazioni nella posa dei tavolai lignei

Per provare la validità della formulazione analitica proposta per il calcolo della rigidità a taglio equivalente anche nel caso di tavolati continui sulle travature, gli autori hanno sviluppato delle analisi numeriche mediante programma di calcolo agli elementi finiti. Il comportamento delle connessioni da

adottare per il modello viene riportato alla *Figura 2-44*, mentre in *Figura 2-45* sono riportati i risultati. Questi evidenziano come la diversa disposizione dei tavolati rispetto alle travature non modifichi sensibilmente il valore della rigidezza di taglio complessiva.



*Figura 2-44: Schematizzazione della deformazione dei chiodi e relativo grafico taglio-spostamento*

	$G_{eq} \text{ (MPa)}$	$\Delta G_{eq} \text{ (\%)}$
Equation 4	9.63	0
NZSEE Guidelines	9.83	2.07
FEMA 356	14	45.38
Configuration 1	9.59	-0.40
Configuration 2	9.57	-0.62
Configuration 3	9.55	-0.83

*Figura 2-45: Confronto dei risultati tra le varie espressioni di calcolo della rigidezza*

### 3 Comportamento nel piano dei solai lignei

Nel lavoro svolto, come sarà ampiamente chiarito nei capitoli successivi, si sono creati diversi modelli agli elementi finiti per studiare il comportamento non lineare di strutture in muratura con solai lignei. Per la modellazione dei solai e dei diversi metodi di consolidamento si è fatto riferimento agli studi intrapresi dall'Università di Trento [7]-[8]. Si riportano quindi di seguito alcune indicazioni sulle tipologie di prove svolte, sui vari metodi di consolidamento studiati e sui risultati ottenuti dagli autori.

#### 3.1 Set-up di prova

Gli autori hanno studiato varie tipologie di solaio con le caratteristiche di consolidamento riportate di seguito:

- a) Solaio non consolidato composto di travature aventi sezione trasversale 180x180 mm ad interasse 50 cm e da tavolato ligneo spessore 30 mm inchiodato alle travature con quattro chiodi per tavola (due per ogni estremità della tavola lignea);
- b) Solaio consolidato mediante posa di tavolato ligneo sezione 200x30 mm ordito a 45° rispetto all'esistente e inchiodato allo stesso con viti  $\phi 6$  in numero di 2 per ogni estremità della tavola intersecante le travature;
- c) Solaio consolidato attraverso la posa di profili metallici sottili (sezione 80x2 mm) disposti sopra il tavolato esistente con inclinazione di 45° rispetto lo stesso, a formare un graticcio; il fissaggio avviene mediante viti  $\phi 5$ ;
- d) Solaio consolidato attraverso la posa di strisce di FRP (a base di carbonio) incollate sopra il tavolato esistente mediante resina epossidica con inclinazione di 45° rispetto lo stesso, a formare un graticcio a maglie regolari;
- e) Solaio consolidato mediante posa di tre pannelli lignei multistrato (spessore 21 mm), posati sul tavolato esistente e connesse alle travature mediante tubi in acciaio e colla poliuretanicca;
- f) Solaio consolidato mediante soletta in calcestruzzo secondo metodo Turrini-Piazza. La soletta ha spessore di 50 mm ed è armata con rete  $\phi 6$  maglia 20x20 cm; la connessione tra soletta e travature avviene mediante barre in acciaio edile piegate a L.

In *Figura 3-1* sono riportati gli schemi dei vari solai con i diversi metodi di consolidamento studiati.

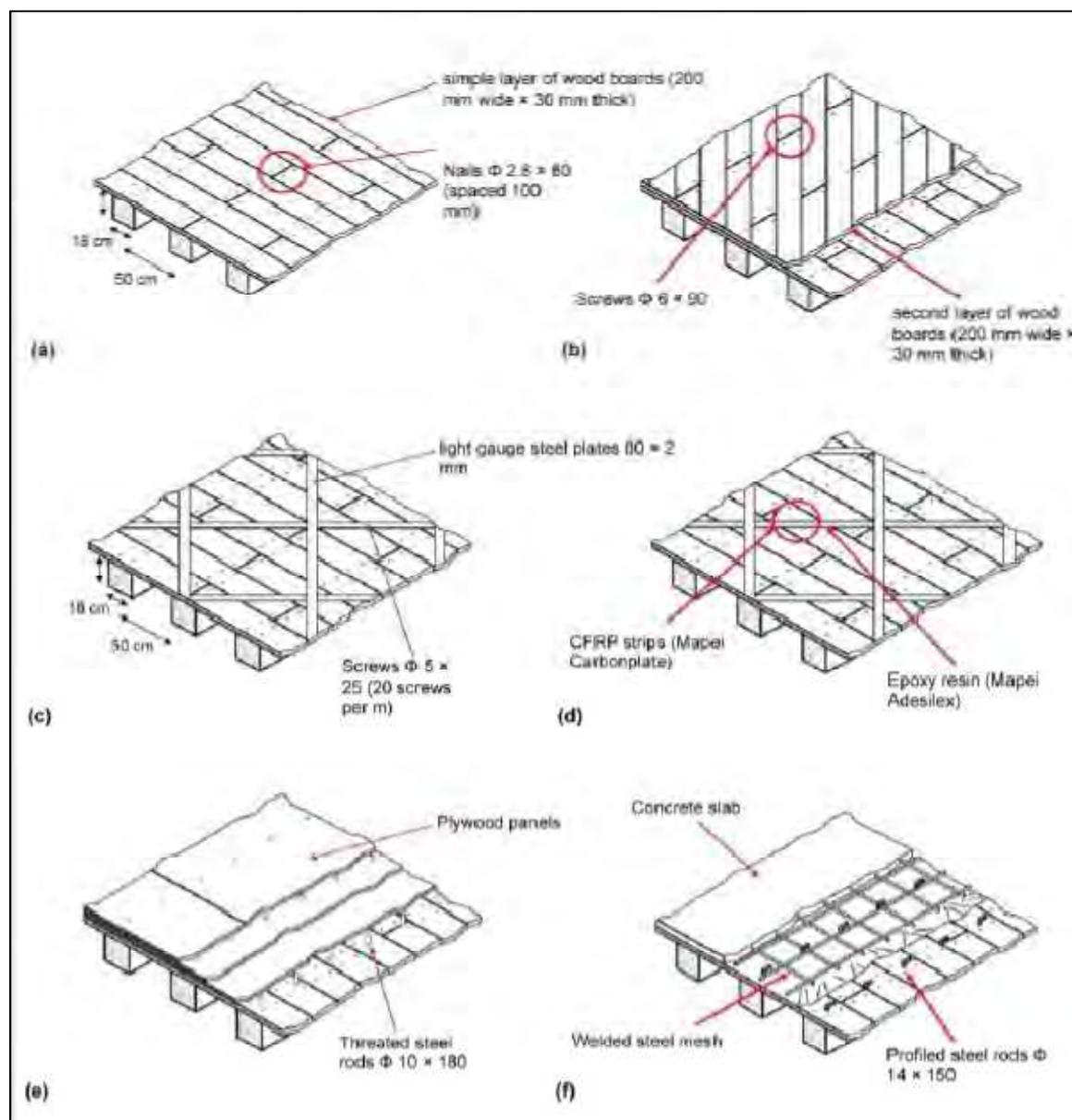


Figura 3-1: Tipologie di solaio utilizzati nella prova

Il comportamento a taglio nel piano dei solai soggetti all'azione sismica può essere schematizzato come rappresentato in *Figura 3-2*; le forze trasversali devono essere trasmesse alle “murature” parallele all'azione sismica destinate ad assorbire le forze di taglio, quindi deve essere realizzato un adeguato sistema di collegamento tra solai e “murature”.

Inoltre la curvatura della soletta, sia essa lignea, metallica o in calcestruzzo, comporta che il piano sia in parte in compressione e in parte in trazione; mentre la compressione può essere contrastata dal tavolato ligneo per quanto riguarda la trazione è necessario progettare un opportuno sistema di rinforzo.

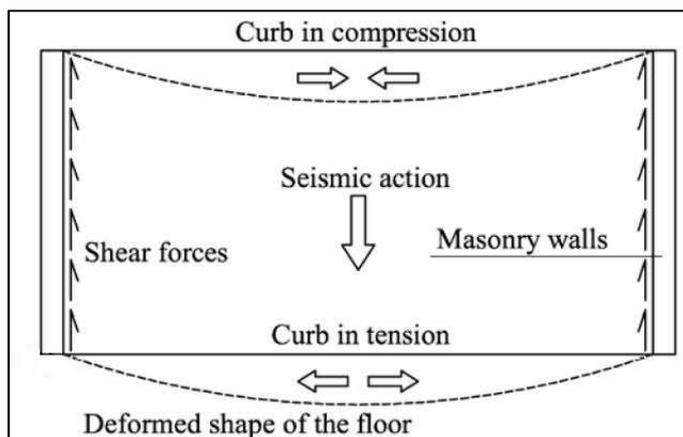


Figura 3-2: Comportamento reale del solaio sotto l'azione sismica

Gli autori per i casi in esame considerano due tipologie di ancoraggio tra solaio e muratura come illustrato di seguito:

- Angolare metallico perimetrale fissato alla travatura con viti e alla muratura mediante barre in acciaio edile e calcestruzzo a ritiro contrastato; questa tecnologia viene applicata generalmente ai solai tipo b,c,d,e;

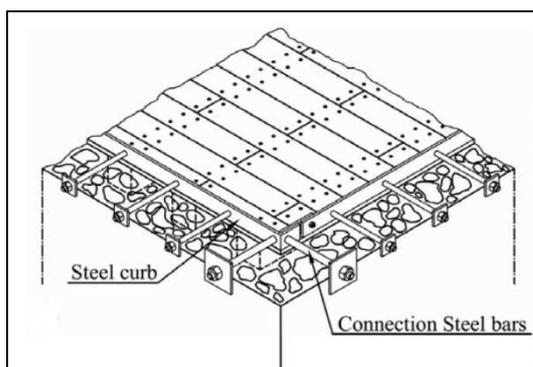


Figura 3-3: Ancoraggio solaio ligneo muri perimetrali

- Barre di acciaio edile in parte o annegate nella direttamente nella soletta in C.A. (Figura 3-4a) o collegate alla soletta tramite angolari metallici (Figura 3-4b) e in parte inserite nella muratura analogamente alla precedente; questo per il solaio tipo f. Questo permette di non realizzare cordolature in C.A. che potrebbero indebolire le murature.

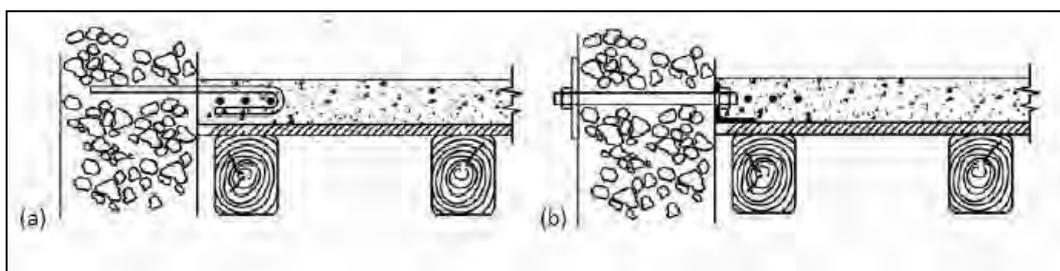


Figura 3-4: Ancoraggi tra solaio ligneo con soletta in CLS e muri perimetrali

Per quel che riguarda le condizioni al contorno da applicare ai campioni durante l'esecuzione della prova gli autori hanno scelto di non riprodurre le condizioni in sito ma di perseguire un approccio progettuale che permetta la libera inflessione nel piano dei solai. Questo tipo di comportamento è ben visibile nello schema della figura seguente, dove si nota come i provini siano vincolati nei lati perpendicolari al sisma da due cerniere che ne permettono la completa rotazione e la conseguente inflessione sul piano.

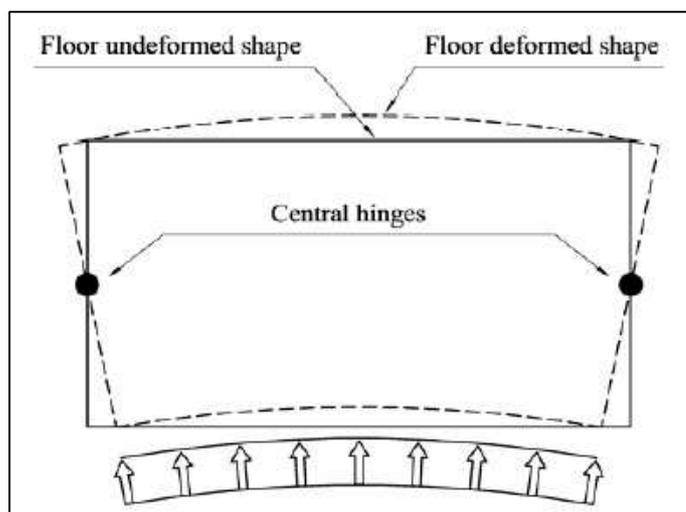


Figura 3-5: Inflessione nel piano dei provini

Questo ha permesso un'accurata misura della rigidità del piano delle diverse tipologie di solaio testate che risulta essere uno dei parametri fondamentali da conoscere negli interventi di consolidamento. Particolare attenzione è stata prestata anche all'applicazione del carico; come si può osservare in *Figura 3-6*, questo è stato applicato in maniera uniforme al campione per simulare al meglio l'effetto dell'azione sismica.

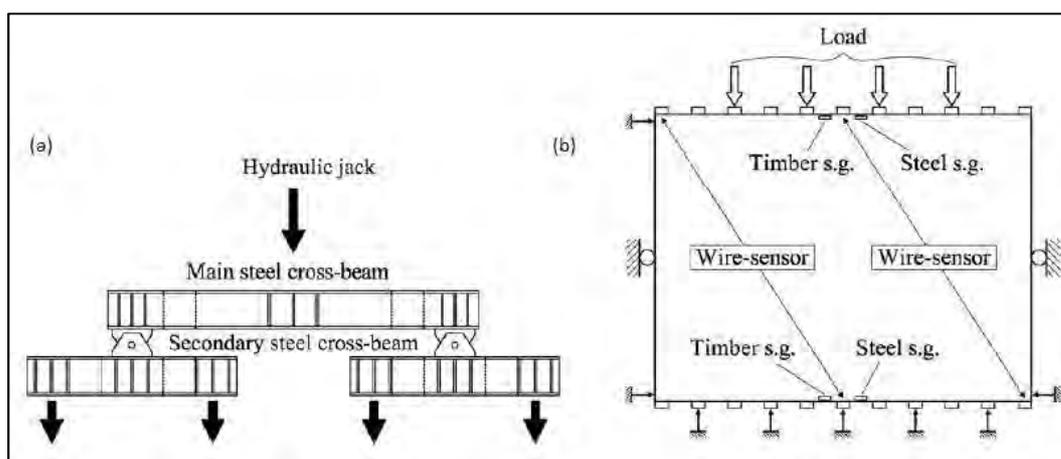


Figura 3-6: Meccanismo di carico (a) e schema della strumentazione di prova (b)

Per ogni tipologia di solaio sono stati realizzati due tipi di campione di dimensioni diverse:

- Campioni di dimensioni 1x2 m per condizioni di carico monotono
- Campioni di dimensioni 4x5 m per condizioni di carico cicliche

In entrambe le configurazioni considerate si sono utilizzate le reali dimensioni degli elementi: travi (0,18 x 0,18 x 4,2 m), tavolato (0,2 x 0,03 x 1 m con l variabile tra 0,6 a 1,6m) e le tipologie di rinforzo prima presentate. Si sono realizzati provini con dimensioni paragonabili alle dimensioni reali dei solai in modo tale di simulare il contributo degli elementi secondari (tavolato ed elementi di rinforzo).

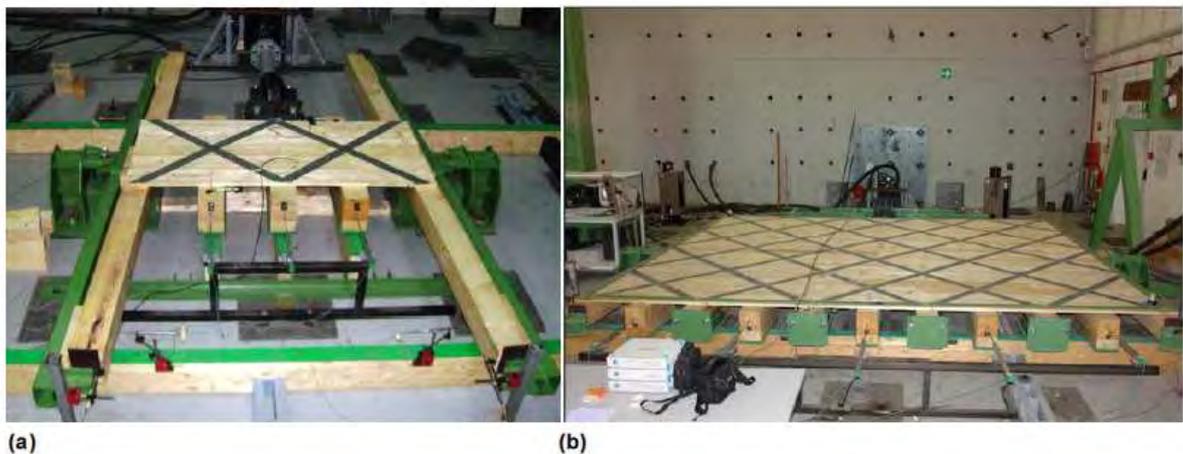


Figura 3-7: Set-up di prova per il test preliminare con carico monotono (a) e per il test ciclico(b)

Per quanto riguarda le modalità di svolgimento delle prove, il test ciclico è stato eseguito in controllo di spostamenti con un carico variabile tra i 0,05 e i 2 mm/s in accordo con le procedure descritte dalla normativa EN 12512 [12]. In questa procedura il test ciclico è stato definito in funzione del valore di snervamento il quale è stato determinato preliminarmente nel test con carico monotono. Tale test come già detto in precedenza è stato eseguito su un provino di dimensioni ridotte dove la forza è stata applicata tramite un pistone idraulico alla trave centrale del provino.

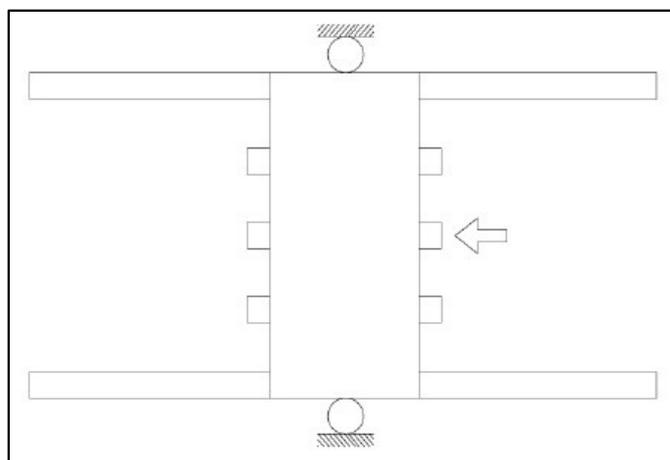


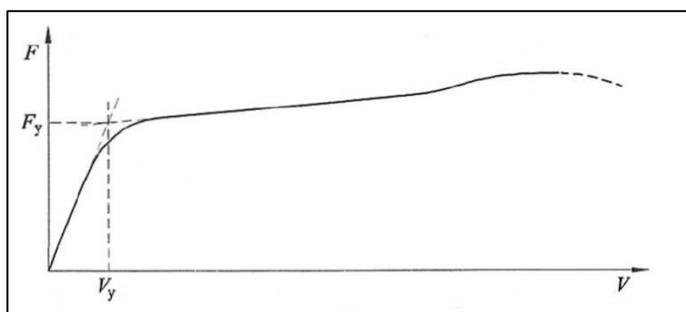
Figura 3-8: Set-up del test con carico monotono

### 3.2 Risultati della prova

Nel seguente paragrafo sono presentati i risultati ottenuti dagli autori per ogni tipologia di consolidamento da loro analizzata. Oltre a riportare il ciclo isteretico (F-d) per la prova con provino di dimensioni 4x5m, sono riportati i valori delle rigidezze “k” per entrambe le tipologie di prova ottenute secondo le indicazioni fornite dalla normativa EN 12512 [12].

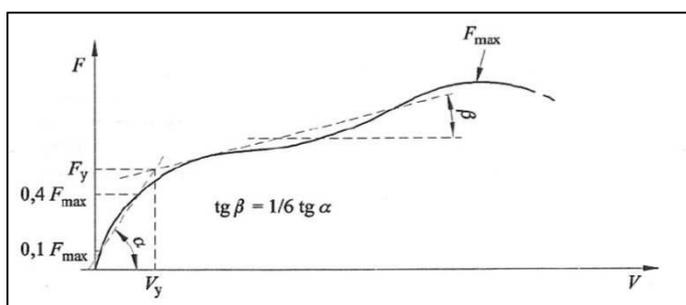
Tale normativa espone due metodi per l’extrapolazione della rigidezza “k” da una curva carico-scorrimento (F-d), come illustrato di seguito:

- a) Quando la curva carico-scorrimento presenta due parti lineari ben definite, i valori di snervamento sono determinati dall’intersezione tra queste due linee come illustrato in *Figura 3-9*;



*Figura 3-9: Curva carico-scorrimento con due parti lineari ben definite*

- b) Quando la curva carico-scorrimento non presenta due parti lineari ben definite, i valori di snervamento sono determinati dall’intersezione delle due linee seguenti: la prima è la linea tracciata tra il punto sulla curva carico-scorrimento corrispondente a  $0,1 F_{max}$  e il punto sulla curva carico-scorrimento corrispondente a  $0,4 F_{max}$ ; la seconda è la linea tangente che presenta un’inclinazione pari a  $1/6$  della prima linea, come illustrato in *Figura 3-10*.



*Figura 3-10: Curva carico-scorrimento senza due parti lineari ben definite*

Nei due grafici precedenti vengono indicati con  $F_y$  e  $V_y$  i valori di snervamento mentre con  $F_{max}$  il valore della forza massima. Nella determinazione della rigidezza gli autori hanno utilizzato il metodo illustrato in *Figura 3-10* quindi di seguito per ogni tipologia di consolidamento oltre al valore della rigidezza “k” vengono riportati i valori  $0,1 F_{max}$  e  $0,4 F_{max}$ .

### 3.2.1 Solaio ligneo non consolidato

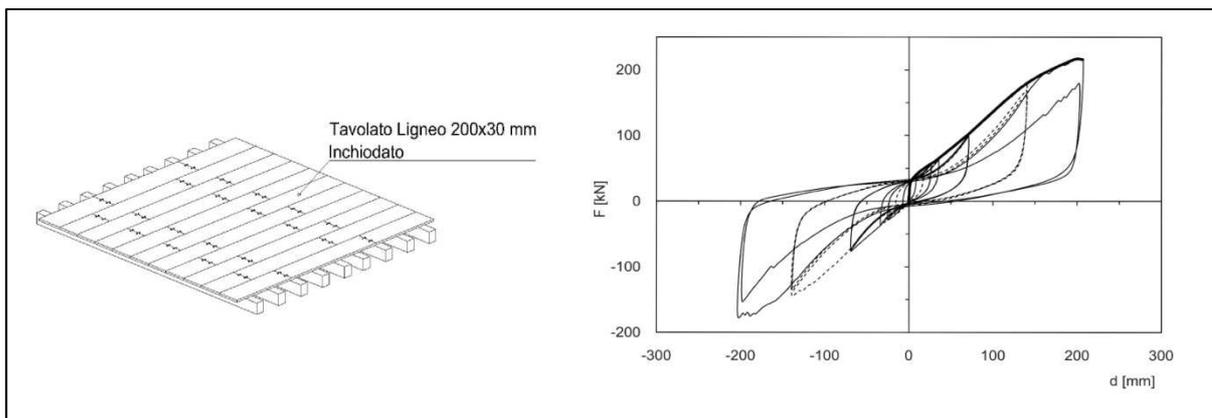


Figura 3-11: Solaio “TavolatoSemplice” e relativa curva carico-spostamenti

Rigidezza solaio con semplice tavolato					
TIPOLOGIA DI PROVA	$0,1 F_{max}$	$d_{0,1F_{max}}$	$0,4 F_{max}$	$d_{0,4F_{max}}$	$k$
	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN/mm]
Test 2x1m	2,97	0,99	11,88	7,17	1,44
Test 5x4m	21,61	0,94	86,43	55,92	1,18

### 3.2.2 Solaio ligneo consolidato con doppio tavolato incrociato

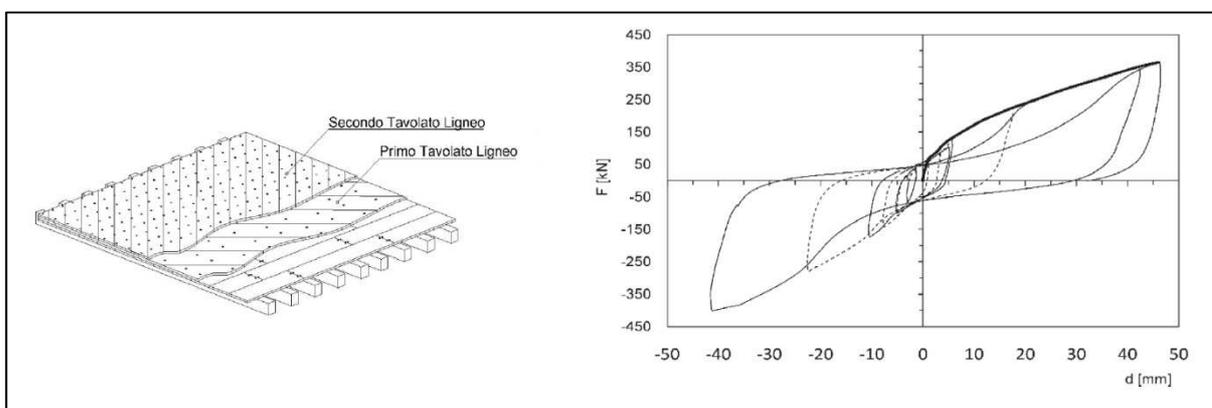


Figura 3-12: Solaio “2Tav.45°” e relativa curva carico-spostamenti

Rigidezza solaio con doppio tavolato					
TIPOLOGIA DI PROVA	$0,1 F_{max}$	$d_{0,1F_{max}}$	$0,4 F_{max}$	$d_{0,4F_{max}}$	$k$
	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN/mm]
Test 2x1m	7,20	0,77	28,82	4,88	5,25
Test 5x4m	36,52	0,44	146,08	7,22	16,16

## 3.2.3 Solaio ligneo consolidato con profili metallici

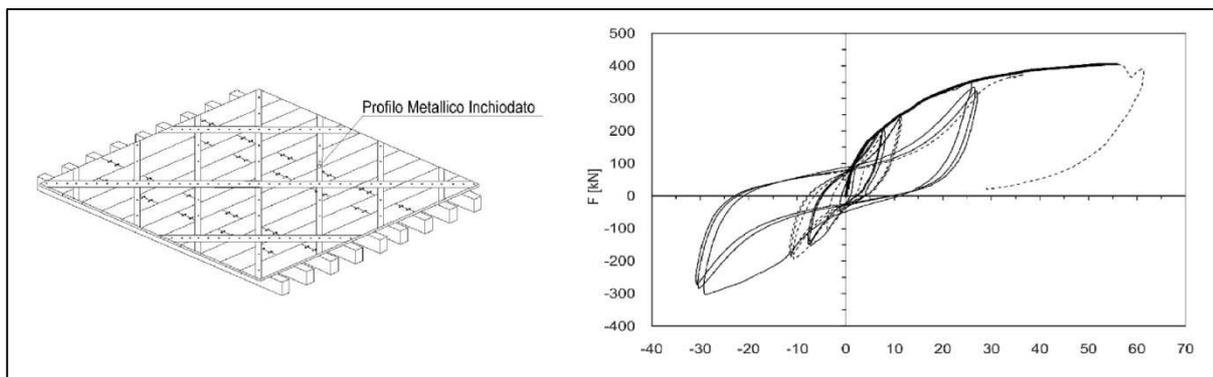


Figura 3-13: Solaio "ProfiliMetallici" e relativa curva carico-spostamenti

Rigidezza solaio con profili metallici					
TIPOLOGIA DI PROVA	0,1 $F_{max}$	$d_{0,1F_{max}}$	0,4 $F_{max}$	$d_{0,4F_{max}}$	k
	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN/mm]
Test 2x1m	6,51	1,22	26,06	5,81	4,26
Test 5x4m	40,48	0,43	161,90	4,22	32,08

## 3.2.4 Solaio ligneo consolidato mediante FRP

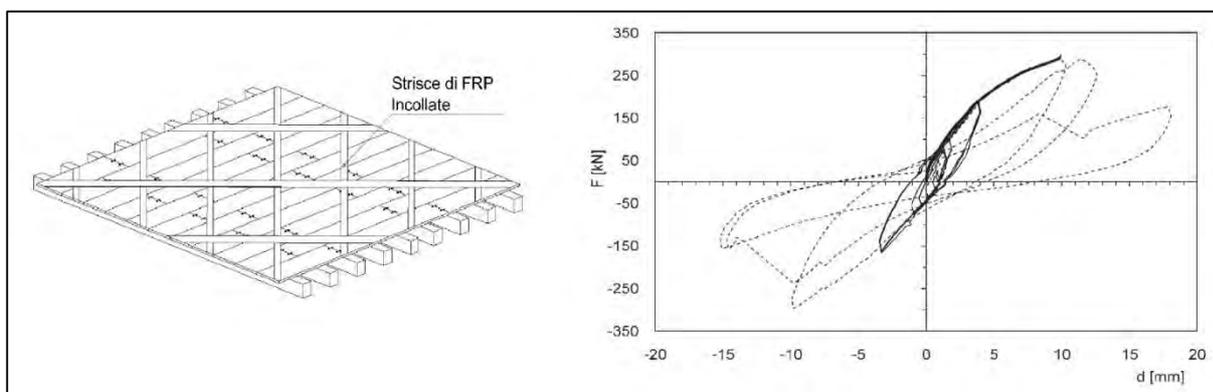


Figura 3-14: Solaio "FRP" e relativa curva carico-spostamenti

Rigidezza solaio con strisce in FRP					
TIPOLOGIA DI PROVA	0,1 $F_{max}$	$d_{0,1F_{max}}$	0,4 $F_{max}$	$d_{0,4F_{max}}$	k
	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN/mm]
Test 2x1m	3,32	0,09	13,30	0,52	23,18
Test 5x4m	29,06	0,16	116,24	1,74	54,95

### 3.2.5 Solaio consolidato mediante soletta in CLS

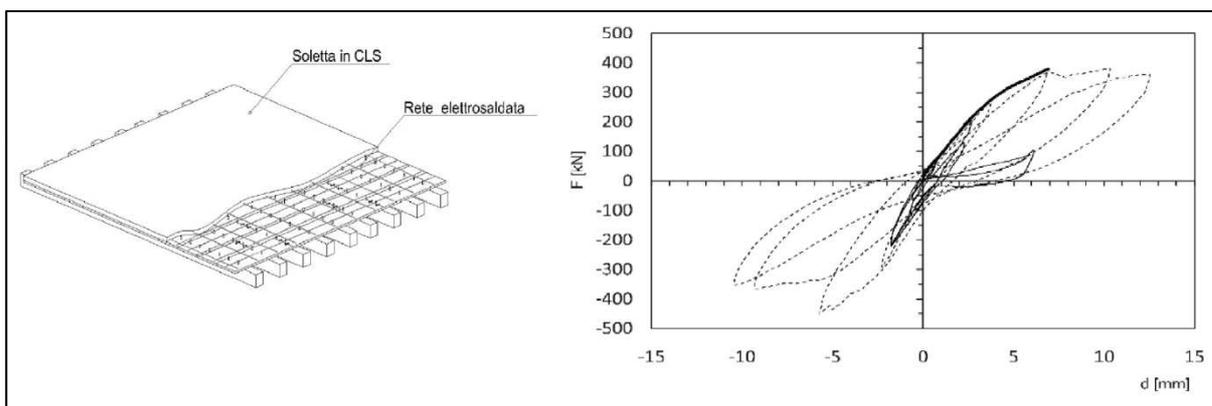


Figura 3-15: Solaio "Soletta\_CLS" e relativa curva carico-spostamenti

Rigidezza solaio con soletta in CLS					
TIPOLOGIA DI PROVA	0,1 $F_{max}$	$d_{0,1F_{max}}$	0,4 $F_{max}$	$d_{0,4F_{max}}$	k
	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	
Test 2x1m	-	-	-	-	-
Test 5x4m	37,85	0,24	151,39	1,80	72,69

### 3.3 Osservazioni conclusive

I risultati determinati dagli autori mettono in luce come entrambe le tipologie di test hanno mostrato una gerarchia tra le diverse tipologie di campione testate. Questo si può osservare in *Figura 3-16*, dove il grafico (a) confronta le diverse curve forza-spostamento per ogni tipologia di solaio riguardanti il test a carico monotono. Il grafico (b) invece mette a confronto le rigidità dei diversi provini in funzione della tipologia di test. Tali rigidità sono espresse come rapporto tra la forza applicata e lo spostamento della trave centrale (pensando al solaio come ad una trave in semplice appoggio).

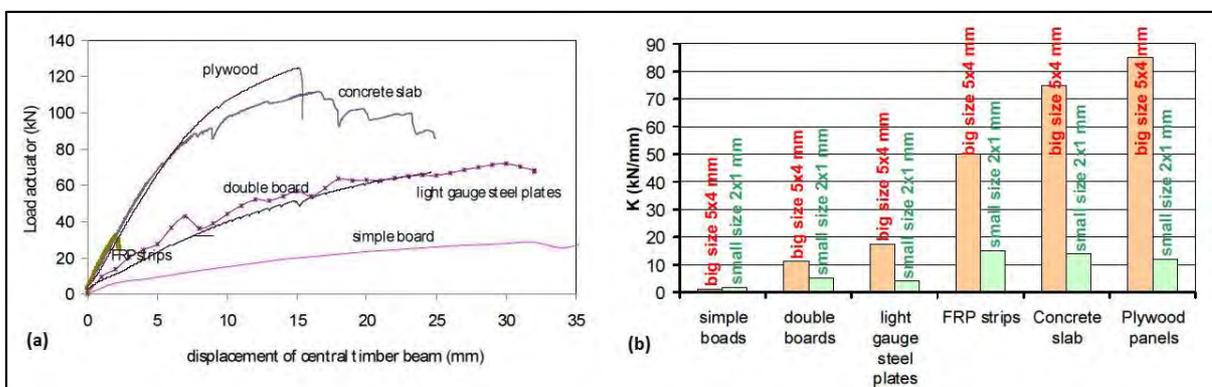


Figura 3-16: Grafico taglio spostamento per carico monotono (a) e risultati dei test per entrambe le condizioni di carico, in termini di rigidità  $k$  (b)

Per ottenere risultati indipendenti dalle dimensioni dei provini gli autori hanno deciso di introdurre un modulo di taglio ( $G$ ) equivalente, determinato nel modo seguente:

$$G = \frac{F_T L}{4\Delta B t} \quad (5)$$

I parametri presenti nella formulazione precedente sono riportati nello schema di carico di *Figura 3-17* (a) dove  $t$  rappresenta lo spessore del tavolato.

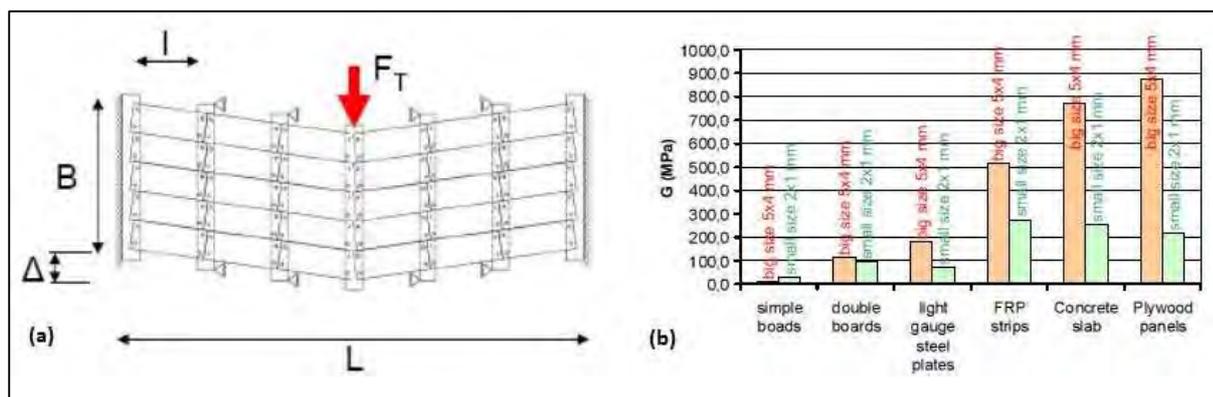


Figura 3-17: Schema di carico per la determinazione della rigidità  $G$  (a), risultati dei test in termini di modulo  $G$  (b)

Come si può notare dalla *Figura 3-16(b)* e dalla *Figura 3-17(b)* anche se in termini di modulo di rigidità diversa, considerando la prova ciclica con provino 5x4 m, si riscontra lo stesso trend per i diversi consolidamenti. Situazione diversa si ha invece sulla prova monotona di dimensioni 2x1 m dove i campioni sembrano soffrire di una sorta di “effetto scala”.

Si riporta in fine un grafico che rappresenta gli involuipi della prova ciclica per ogni tipologia di consolidamento con provini 5x4 m. Da tale grafico si evince come la gerarchia delle rigidità determinata tramite i test sui provini 2x1 m (*Figura 3-16a*) è completamente rispettata.

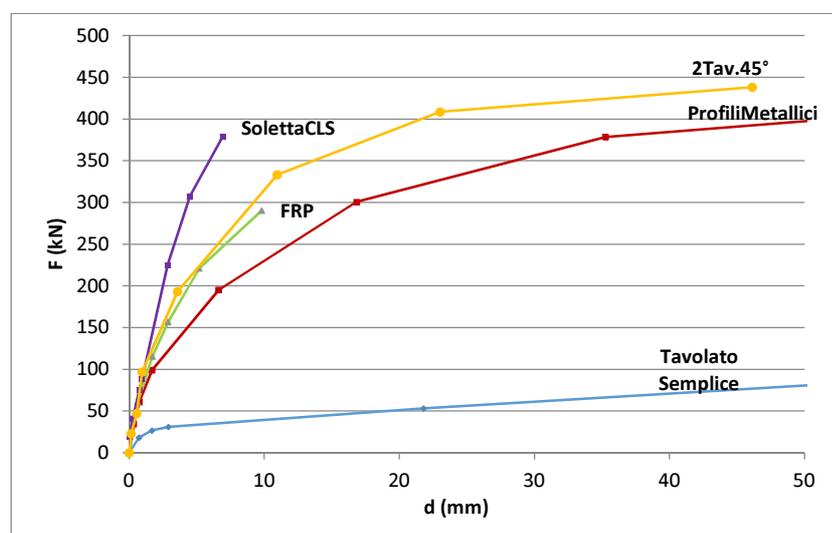


Figura 3-18: Curve carico-spostamento per le diverse topologie di solaio considerate

## 4 Descrizione del caso studio

Nel presente elaborato di tesi si è studiato il comportamento sismico di un edificio in muratura con solaio ligneo al variare della tipologia di consolidamento del solaio stesso. Si sono considerati due semplici edifici che presentano uguale geometria e dimensione in pianta ma differiscono tra loro in altezza. Analizzando così in un primo momento un edificio di prova monopiano per testare il comportamento complessivo dei vari elementi modellati e validare i modelli numerici adottati e successivamente un edificio definitivo a due piani.

- Edificio monopiano: dimensioni in pianta 10x8m altezza 3m;
- Edificio a due piani: dimensioni in pianta 10x8m altezza 6m (3m per ogni piano).

In entrambi i casi le murature, al netto delle aperture riscontrabili in facciata, sono state schematizzate tramite quattro maschi murari di spessore costante di 35cm.

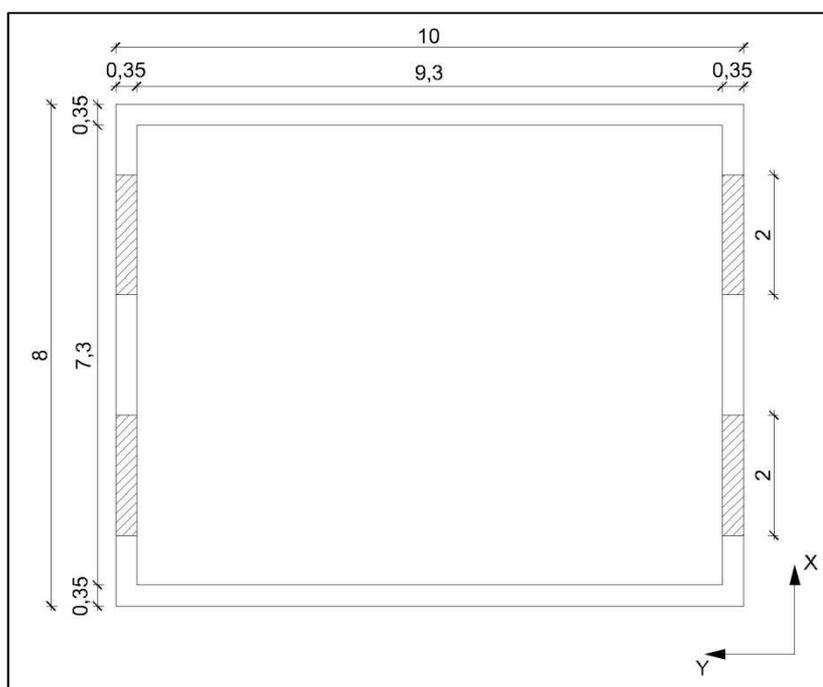
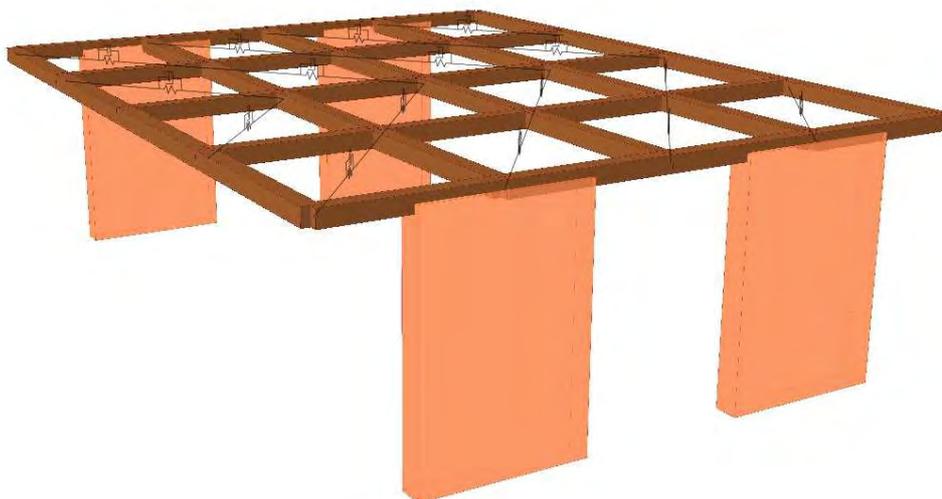


Figura 4-1: Pianta dell'edificio

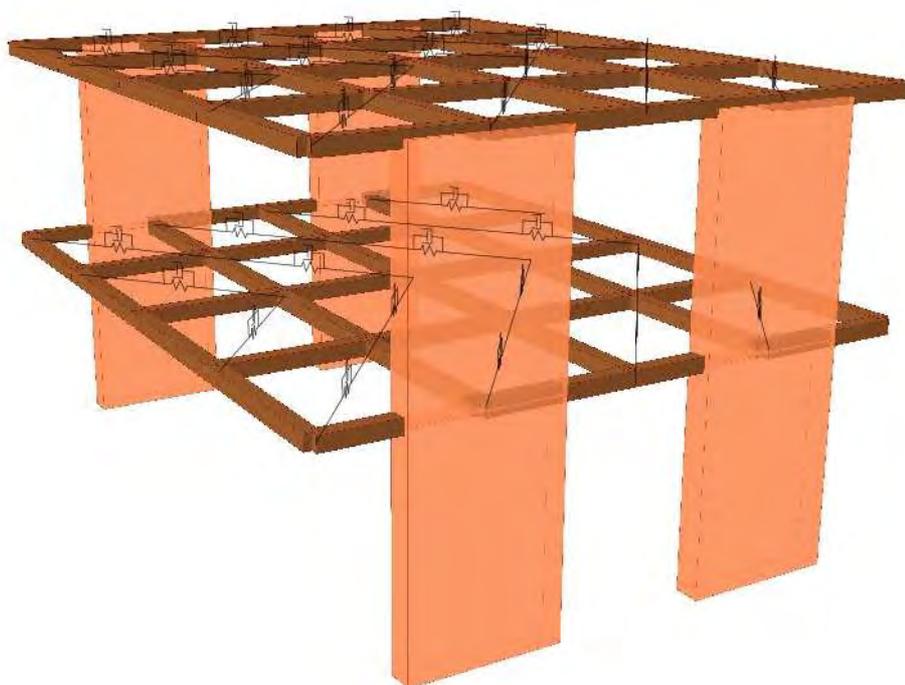
### 4.1 Modello agli elementi finiti

La modellazione segue il principio del telaio equivalente considerando i soli elementi verticali definiti come “maschi” collegati tra loro attraverso degli elementi rigidi a garantire la congruenza degli spostamenti. Il modello è eseguito tramite la modellazione non lineare delle murature e dei solai, in modo da ottenere per entrambi un comportamento non lineare che tenga conto anche della dissipazione energetica. La modellazione viene fatta utilizzando il software commerciale MIDAS-GEN e le sue funzionalità.

Per i solai si prevede una modellazione con delle molle a comportamento elastico plastico di tipo isteretico per simulare il comportamento a taglio nel piano. Per gli elementi verticali, schematizzati tramite elementi beam collegati tra loro mediante link rigidi, si prevede una modellazione a fibre. Nei capitoli successivi si andrà a definire la legge costitutiva e le caratteristiche meccaniche della muratura analizzando i vari metodi di collasso e affrontando in maniera più dettagliata il problema della modellazione e della calibrazione dei vari elementi.



*Figura 4-2: Modello Pilota (monopiano)*



*Figura 4-3: Modello Definitivo (due piani)*

#### 4.1.1 Condizioni di vincolo

Nel modello in esame l'azione sismica viene fatta agire esclusivamente in direzione X garantendo quindi che gli unici elementi resistenti siano i quattro maschi murari paralleli all'azione stessa. Per quanto riguarda le condizioni di vincolo i quattro elementi verticali vengono vincolati alla base mediante vincolo d'incastro, bloccando tutti gli spostamenti e le rotazioni. Tutti i nodi del solaio, esclusi i nodi di collegamento ai maschi murari, sono stati vincolati permettendo la sola traslazione in direzione X garantendo quindi il trasferimento della sollecitazione di taglio agli elementi verticali.

Particolare cura verrà posta per riprodurre condizioni di vincolo appropriate in casi di distribuzione delle murature non simmetriche.

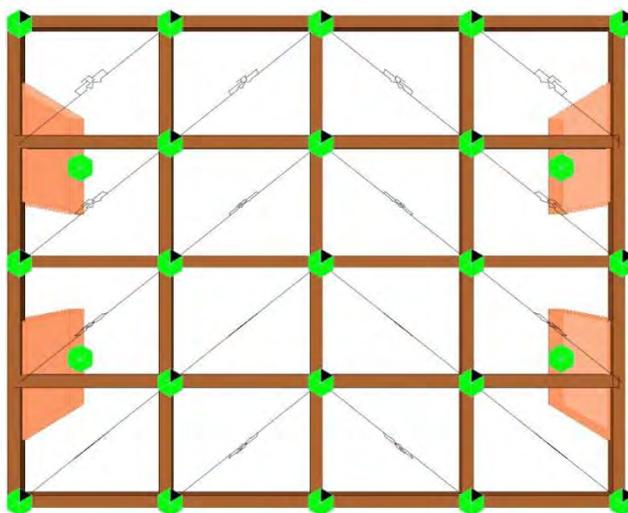


Figura 4-4: Disposizione dei vincoli sul modello ad elementi finiti

#### 4.1.2 Analisi dei carichi

I carichi statici da applicare al modello riguardano i pesi propri degli elementi strutturali, muri e solai, e il carico di calpestio del primo solaio. Nel modello pilota monopiano i carichi sono stati considerati costanti al variare della tecnica di intervento, diversamente invece è stato fatto per il modello finale a due piani dove si è voluto differenziare il carico corrispondente al consolidamento con soletta in calcestruzzo, che porta ad un aumento delle masse in gioco rispetto agli altri interventi di consolidamento analizzati.

Si definiscono quindi i seguenti carichi strutturali:

- $g = 3 \text{ kN/m}^2$  per solaio non consolidato, consolidamento con doppio tavolato e consolidamento con lame in acciaio;
- $g = 4 \text{ kN/m}^2$  per solaio consolidato con soletta in calcestruzzo;

Per quanto riguarda i carichi accidentali, data la natura degli edifici di questo tipo, si utilizza il carico definito da normativa per ambienti ad uso residenziale:

- $q = 2 \text{ kN/m}^2$ ;

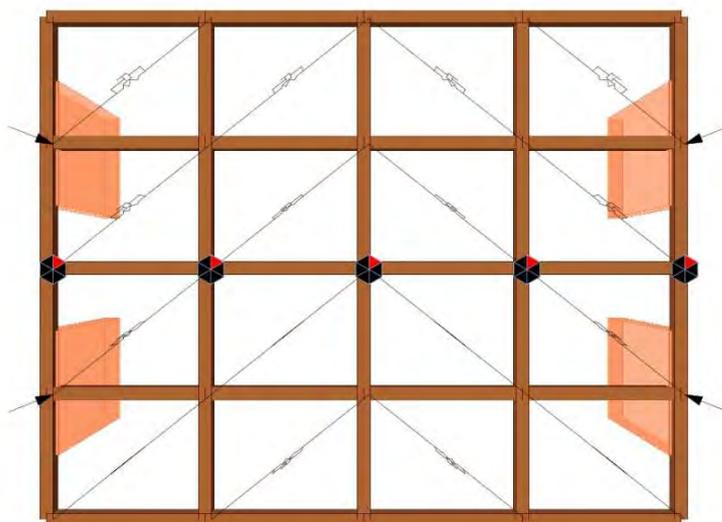
Esso va coefficientato, per la combinazione sismica da normativa, con il termine  $\psi_{21} = 0,3$ , si ha infatti:

$$E + G_1 + \psi_{21} Q_{k1} \quad (6)$$

I carichi statici nel modello vengono distribuiti nel seguente modo:

- I pesi propri delle murature sono applicati direttamente ai maschi murari corrispondenti;
- Il peso proprio del solaio, è stato suddiviso per aree d'influenza supponendo la fascia centrale (50% del peso totale) pertinente ad un ipotetico pilastro irrilevante dal punto di vista sismico vista la ridotta rigidezza rispetto ai maschi murari. Il restante 50% è stato affidato ai quattro maschi murari;
- Per quanto riguarda i carichi accidentali si segue lo stesso ragionamento fatto per i pesi propri del solaio, considerandoli agenti solo sul primo solaio ipotizzando quindi il secondo solaio con funzione di copertura dell'edificio.

Un discorso a parte merita le distribuzioni delle masse sismiche da utilizzare per le analisi dinamiche non lineari. In questo caso è necessario applicare in maniera separata i carichi verticali agenti sui quattro maschi murari rispetto alle masse sismiche che sono state disposte sui cinque nodi centrali del solaio e agenti solamente in direzione X, direzione del sisma. La disposizione illustrata in *Figura 4-5* oltre ad essere coerente con una reale distribuzione delle masse permette la formazione di una corretta deformata del solaio stesso durante le analisi svolte.



*Figura 4-5: Disposizioni masse e carichi statici sul modello*

## **4.2 Tipologie di analisi eseguite**

### **4.2.1 Analisi push-over**

L'analisi statica non lineare, comunemente chiamata anche analisi di push-over, è utile a stabilire quali siano i limiti di resistenza e in particolare di spostamento per la struttura oggetto di studio. In sostanza definisce la capacità dell'edificio di deformarsi sotto l'effetto dell'azione sismica o in generale di un'azione orizzontale.

Tale tipo di analisi consiste nell'applicare carichi statici crescenti monotoni o ciclici applicando il controllo in spostamenti. La struttura è sollecitata tramite una distribuzione di forze orizzontali proporzionali al primo modo di vibrare, questo permette di rappresentare il comportamento della struttura stessa fino a snervamento, con la possibilità di spingersi ben oltre raggiungendo il punto di rottura. Il controllo della soluzione eseguito sugli spostamenti invece che sulle forze permette quindi di controllare il comportamento della struttura fino alla massima resistenza potendo analizzare il ramo di softening della curva carico-spostamento.

Obiettivo di tale tipo di analisi è quello di ricavare delle curve carico-spostamento mettendo in relazione il taglio alla base e lo spostamento di un nodo di controllo in sommità; tali curve vengono definite anche curve di capacità perché da esse si ricavano il massimo sforzo resistente e lo spostamento massimo a cui la struttura può essere sottoposta. Sono quindi indicative della richiesta di spostamento a seguito dello snervamento e quindi della duttilità richiesta alla struttura o ai singoli elementi.

Quest'analisi è stata utilizzata nella fase preliminare del lavoro per la calibrazione dei singoli elementi quali le molle che compongono il solaio e il modello a fibre della muratura. Una volta convalidata la modellazione del singolo elemento tale analisi ha permesso quindi di determinare le capacità di resistenza e deformazione della struttura totale.

### **4.2.2 Analisi Time History**

Fra le analisi sismiche proposte dalla normativa italiana, la più completa e realistica al fine di valutare gli effetti derivanti da eventi sismici risulta essere l'analisi dinamica non lineare, comunemente denominata Time History, in quanto si cerca di ricreare la reale risposta della struttura sottoposta ad azione variabile nel tempo.

Si parla di analisi non lineare in quanto si vanno a determinare le capacità della struttura di entrare in campo plastico e quindi di valutare il grado di dissipazione energetica che la struttura riesce a fornire. Per effettuare questo tipo di analisi si necessita di una corretta distribuzione delle masse in gioco e soprattutto di un set di accelerogrammi in grado di definire la variazione di accelerazione al terreno in modo da determinare con buona probabilità quale sia l'azione che porta al collasso strutturale.

Si è proceduto quindi andando a determinare un accelerogramma di partenza il quale verrà amplificato in modo da aumentare progressivamente l'azione agente al terreno e quindi valutare la risposta degli elementi strutturali al crescere della forzante.

Tale tipo di analisi non rispetta ciò che la normativa impone in quanto si utilizza un solo tipo di accelerogramma, si scala quindi l'accelerazione massima che avrà luogo sempre allo stesso istante senza utilizzare altre forme di azione sollecitante al terreno. La legislatura italiana ed europea impone di utilizzare almeno 3 accelerogrammi se si considera la situazione più sfavorevole, oppure 7 considerando la media dei valori di sollecitazione ottenuti.

Data la natura di questo elaborato che non si pone di effettuare una verifica sismica di un edificio ma solo di determinarne le capacità dissipative, viene quindi utilizzata una sola forma di accelerazione nel tempo che, come ribadito precedentemente, verrà scalata al fine di aumentare progressivamente l'azione sulla struttura.

### 4.3 Tipologie di solaio considerate

Il comportamento sismico dell'edificio in muratura in esame è stato valutato al variare di quattro diverse tipologie di solaio ligneo. Per quanto riguarda le caratteristiche tecniche e meccaniche delle diverse tipologie di solaio considerate, si fa riferimento al capitolo precedente, dove si sono riportati i valori sperimentali definiti dalle indagini condotte dall'Università di Trento [8] su varie tipologie di consolidamento. Si sono considerati i seguenti tipi di solaio:

- Solaio ligneo non consolidato (Tavolato Semplice);
- Solaio ligneo consolidato mediante doppio tavolato incrociato a 45° (2Tav.45°);
- Solaio ligneo consolidato mediante profili metallici (Profili Metallici);
- Solaio ligneo consolidato mediante soletta in C.A. (Soletta CLS).

#### 4.3.1 Solaio ligneo non consolidato

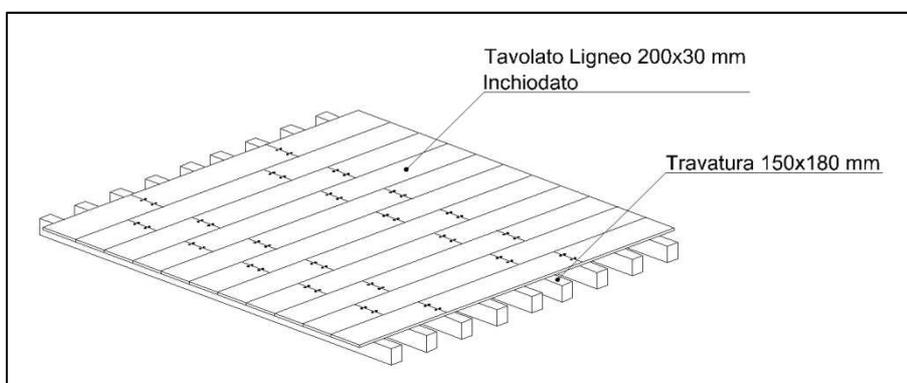


Figura 4-6: Stratigrafia solaio ligneo non consolidato

Trattasi di solaio a semplice orditura non consolidato composto da:

- Travature lignee sezione 150x180 mm a interasse 500 mm;
- Tavolato semplice inchiodato alle travature, sezione 200x30mm.

Questo tipo di solaio è molto frequente nell'edilizia storica e tradizionale e costituisce il punto di partenza per le operazioni di miglioramento nei confronti dell'azione sismica; a questo vengono poi applicate le diverse tecniche di consolidamento.

#### 4.3.2 Solaio ligneo consolidato con doppio tavolato incrociato

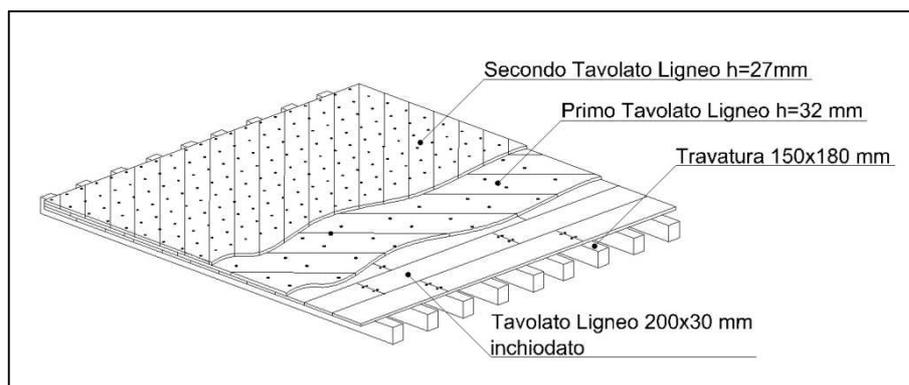


Figura 4-7: Stratigrafia solaio consolidato con doppio tavolato

Trattasi di solaio ligneo rinforzato con doppio tavolato ligneo avente la seguente composizione:

- Travature lignee sezione 150x180 mm a interasse 500 mm;
- Tavolato semplice inchiodato alle travature, sezione 200x30mm;
- Primo tavolato ligneo spessore 32mm avvitato alle travature e disposto a 45° rispetto le stesse;
- Secondo tavolato ligneo spessore 27mm fittamente avvitato al primo e ortogonale allo stesso.

#### 4.3.3 Solaio ligneo consolidato con profili metallici

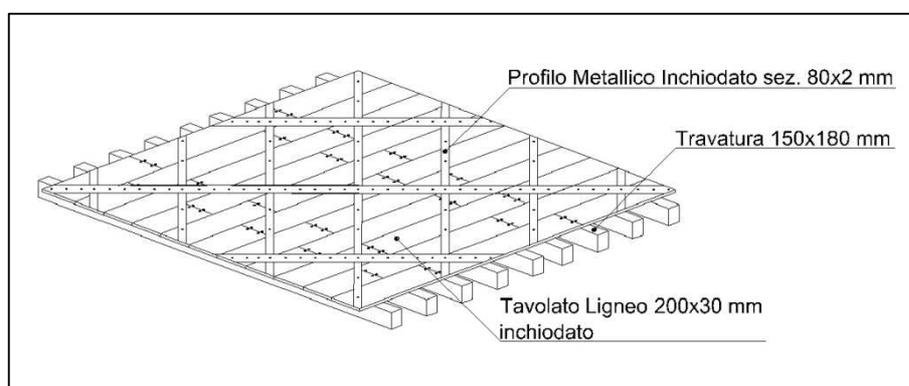


Figura 4-8: Stratigrafia solaio consolidato con strisce metalliche

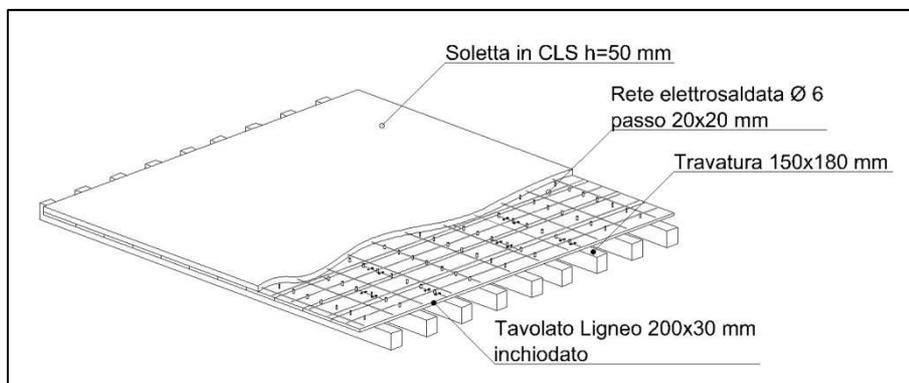
Trattasi di solaio ligneo rinforzato con profili metallici sottili, avente la seguente composizione:

- Travature lignee sezione 150x180 mm a interasse 500 mm;

- Tavolato semplice inchiodato alle travature, sezione 200x30mm.

Profili metallici sottili sezione 80x2mm disposti a graticcio inchiodati all'assito esistente.

#### 4.3.4 Solaio ligneo consolidato mediante soletta in CLS



*Figura 4-9: Stratigrafia solaio consolidato tramite soletta in CLS*

Trattasi di solaio ligneo rinforzato con soletta collaborante in CLS avente la seguente composizione:

- Travature lignee sezione 150x180 mm a interasse 500 mm;
- Tavolato semplice inchiodato alle travature, sezione 200x30mm;
- Soletta in C.A. spessore 50mm armata con rete elettrosaldata  $\phi 6$  passo 20x20cm.

## 5 Modellazione solai

Le varie tipologie di solaio prese in esame, come in precedenza anticipato, sono state modellate attraverso delle molle non lineari a cui viene associata una legge isteretica in funzione delle caratteristiche meccaniche dei solai stessi. La calibrazione di tale molle si base sui risultati derivanti delle prove sperimentali condotte presso l’Università di Trento [8] come riportato nel capitolo 3.

### 5.1 Calibrazione molle

Nella modellazione tramite il programma agli elementi finiti MIDAS si sono utilizzate delle molle con legame isteretico del tipo incrudente per cui si è dovuto definire:

- La rigidezza iniziale della molla;
- Il valore della forza di snervamento;
- Il prodotto “r” tra la rigidezza post-snervamento e la rigidezza iniziale della molla.

Per la determinazione dei parametri delle molle ci si è basati sui cicli isteretici ottenuti dalle prove condotte dall’Università di Trento [8]. La curva sperimentale di carico-spostamento è stata bilinearizzata secondo il primo dei due metodi forniti dalla normativa EN 12512 [12] e riportate nel paragrafo 3.2. Tale metodo grafico ha permesso di approssimare la curva sperimentale in due rette, di differente inclinazione, che rappresentano rispettivamente il ramo elastico e il ramo plastico *Figura 5-1*. Si sono quindi ricavati per ogni prova di carico i valori di rigidezza eleatica ( $k$ ), di rigidezza plastica ( $k'$ ), la forza di snervamento e il relativo spostamento ( $F_y$  e  $d_y$ ) ottenendo, di fatto, i parametri analitici fondamentali delle molle che saranno quindi calibrati in seguito tramite un modello numerico che schematizza le prove di carico eseguite in laboratorio.

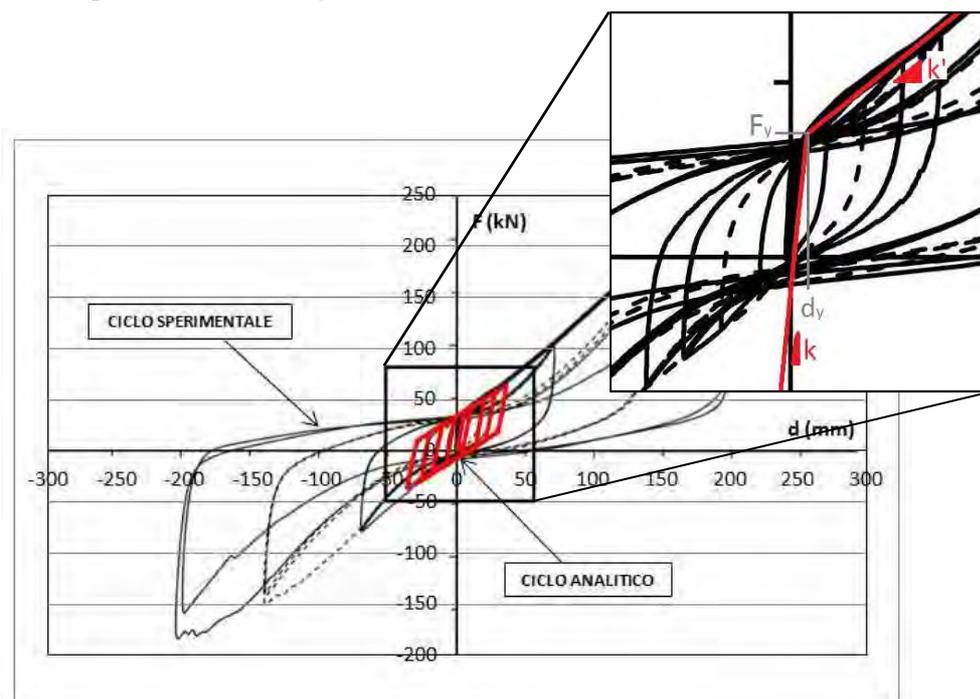


Figura 5-1: Esempio di ciclo isteretico e legame elastico plastico determinato dalle prove di carico

Successivamente, sempre con metodo grafico si sono determinati dei cicli analitici che ricalcassero i primi cicli delle curve carico-spostamento ottenuti dalle prove sperimentali per poter calcolare l'energia dissipata dal sistema. Si è fatto riferimento solo ai primi cicli per basarsi su un range di spostamenti plausibili con le reali deformazioni che può avere un edificio in muratura con solaio ligneo sottoposto all'azione sismica.

I risultati sperimentali ottenuti dalle prove in laboratorio da parte dell'Università di Trento[8] sono stati condotti tramite prove di carico su provini di dimensione 4x5 m. Si è deciso quindi di calibrare le molle ricreando un modello FEM con le stesse dimensioni dei provini di laboratorio, evitando così eventuali problemi di fattore di scale e riportandosi il più possibile nelle condizioni reali. Il modello per la calibrazione delle molle consiste in un telaio esterno di dimensioni 4x5m diviso in quattro parti uguali per l'inserimento delle quattro molle ottenendo così un nodo centrale per la lettura degli spostamenti.

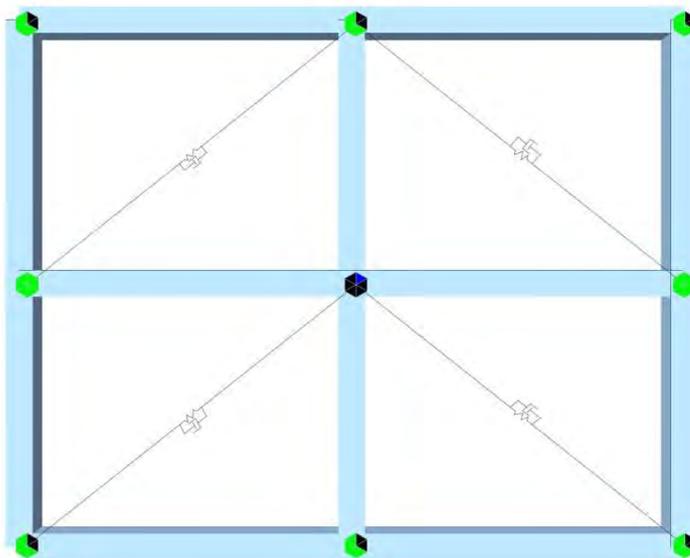


Figura 5-2: Modello FEM per simulazione delle prove cicliche sul solaio

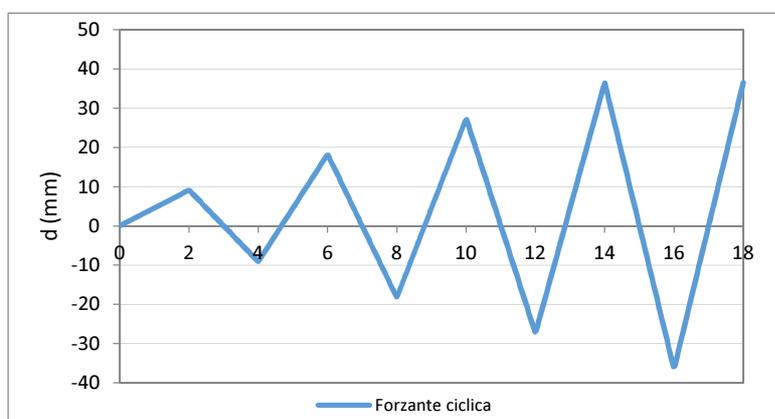
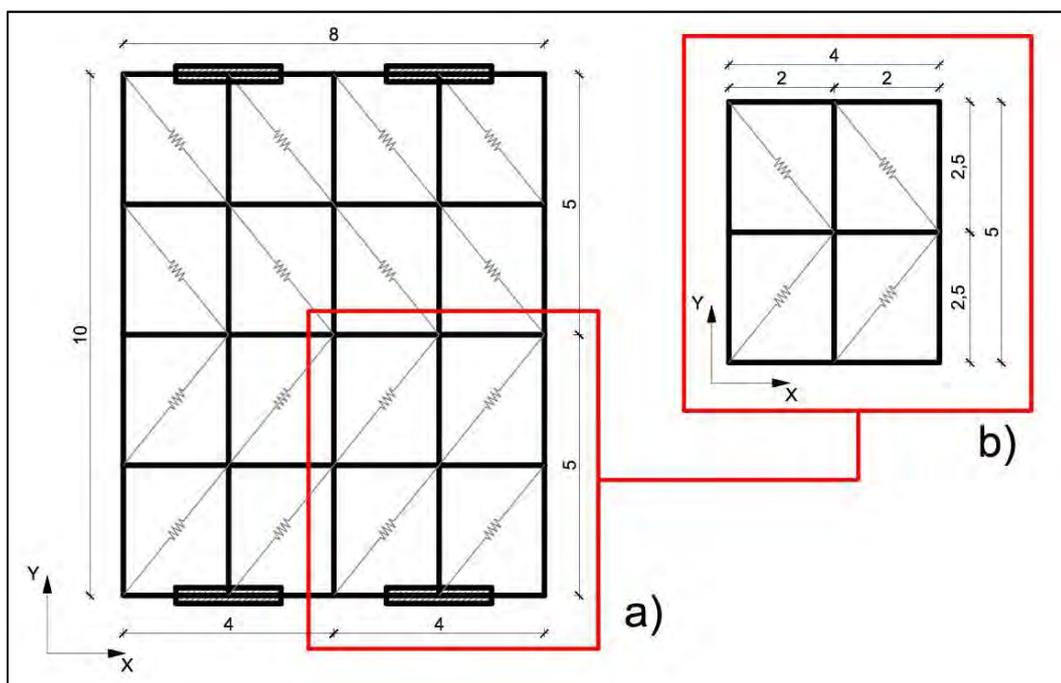


Figura 5-3: Legge di variazione di spostamento per analisi pushover

L'analisi condotta per la calibrazione delle molle è un'analisi di tipo pushover (i.e. ciclica non lineare) in controllo di spostamento. Nel modello utilizzato si sono bloccati gli spostamenti dei nodi laterali e imposto uno spostamento in direzione X al nodo centrale del telaio tramite la funzione ciclica riportata in *Figura 5-3*, plottando quindi gli spostamenti del nodo centrale e la somma delle reazioni dei due nodi laterali si sono ottenuti i grafici carico-scorrimento per ogni tipologia di consolidazione.

Le dimensioni del modello di calibrazione sono state successivamente quadruplicate mantenendo la stessa divisione interna di rettangolo 2x2,5 m per il posizionamento delle molle, raggiungendo una pianta totale di dimensioni 8x10 m che risulterà essere la modellazione finale del solaio dell'edificio in muratura *Figura 5-4*.

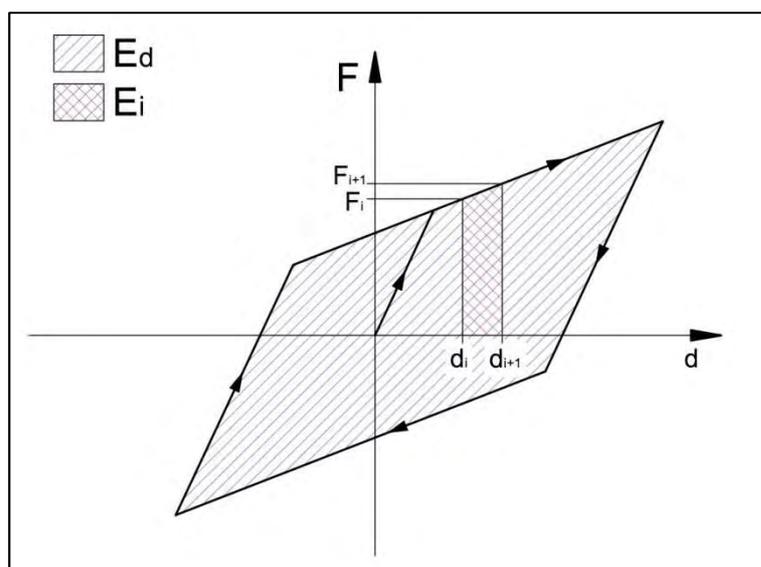


*Figura 5-4: Schema e dimensioni modellazione finale a), schema e dimensioni modello per calibrazione molle b)*

Dall'analisi numerica si è potuto quindi determinare per ogni tipologia di consolidamento i cicli isteretici di carico-spostamento e calibrare i parametri fondamentali delle molle in modo da garantire che l'energia dissipata dal modello numerico coincida con l'energia dissipata calcolata dai cicli isteretici analitici. Quindi una volta determinati analiticamente la rigidità elastica e la rigidità di post-snervamento è stato modificato il solo parametro della forza di snervamento per ottenere la coincidenza tra energie dissipate.

L'energia dissipata dal sistema è rappresentata graficamente dall'area sottesa dal ciclo isteretico di taglio-spostamento come illustrato in *Figura 5-5* ed è stata quindi calcolata con le formulazioni riportate di seguito:

$$E_i = (F_i + F_{i+1}) \left( \frac{d_{i+1} - d_i}{2} \right) \quad E_d = \sum_0^n E_i \quad (7)$$



*Figura 5-5: Grafico energia dissipata ciclo isteretico*

Il metodo illustrato in precedenza per la determinazione dei parametri delle molle, utilizzate per la modellazione non lineare dei solai, seppur con alcune approssimazioni è stato eseguito seguendo le indicazioni di normativa (EN 12512 [12]) e ha permesso di ottenere dei risultati soddisfacenti ai fini della modellazione finale. Si è consapevoli che l'utilizzo di molle con leggi isteretiche più complesse avrebbe portato a una migliore approssimazione dei cicli isteretici sperimentali e a risultati ancor più accurati. In ogni caso l'approssimazione di modellazione effettuata è del tutto accettabile in quanto questo lavoro di tesi mira ad analizzare il contributo di dissipazione energetica che fornisce il solaio al sistema globale disinteressandosi delle reali forze e sollecitazioni interne al solaio stesso.

## 5.2 Risultati della calibrazione

Vengono di seguito riportati per ogni tipologia di solaio studiato i risultati della calibrazione delle molle utilizzate per la modellazione non lineare. Per ogni tipologia di consolidamento si riportano vari grafici per confrontare i cicli sperimentali con i cicli analitici e numerici e un grafico finale che confronta l'energia dissipata del ciclo analitico con quella dissipata dal ciclo numerico.

### 5.2.1 Solaio ligneo non consolidato

Si riportano i grafici delle curve sperimentali carico-spostamento per il solaio ligneo privo di irrigidimenti confrontato con il grafico ciclico determinato per via analitica.

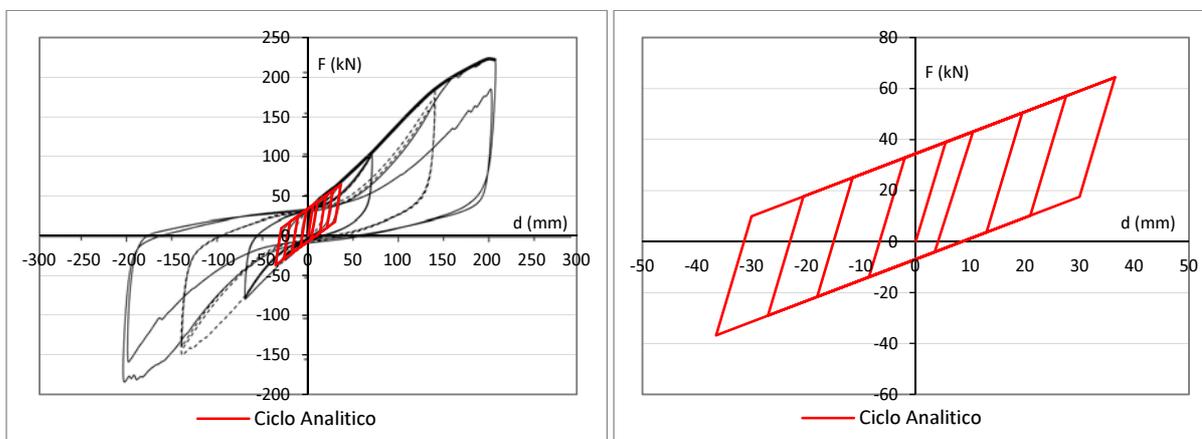


Figura 5-6: Grafici ciclo analitico “TavolatoSemplice”

Si riporta il grafico delle curve sperimentali carico-spostamento per il solaio ligneo privo di irrigidimenti confrontato con il grafico ciclico determinato dalle prove eseguite tramite modello numerico.

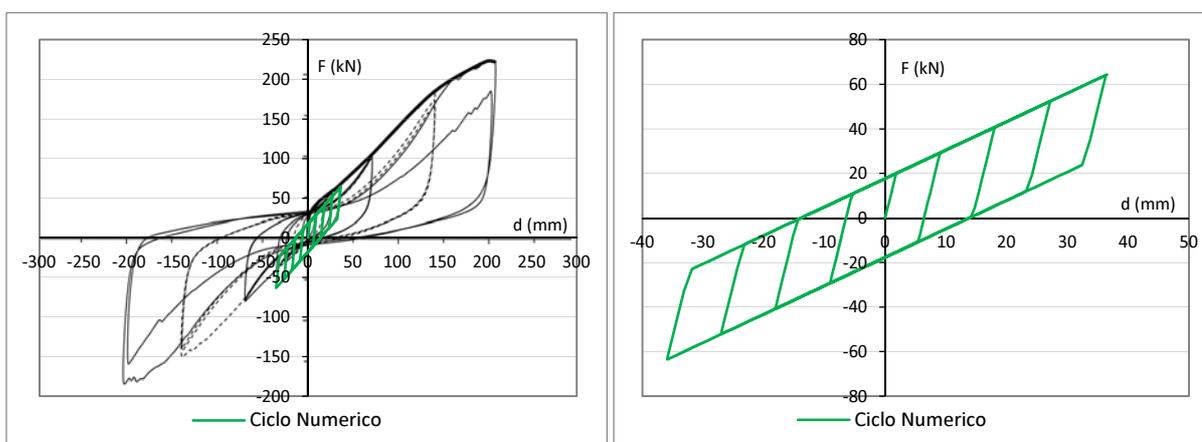


Figura 5-7: Grafici ciclo numerico “TavolatoSemplice”

Si assumono quindi i seguenti valori da assegnare alle molle nel modello agli elementi finiti.

PARAMETRI MOLLE		
Parametro	Valore	u.d.m.
$F_y$	8,00	kN
$r (k'/k)$	0,115	-
$k$	7,091	kN/mm

Vengono infine confrontate la curva carico-spostamento tracciata analiticamente e la curva carico-spostamento determinata dalla prova eseguita tramite modello numerico. Dal confronto dei due cicli si può apprezzare la correttezza nella calibrazione dei parametri poiché i due grafici anche se con forme leggermente diverse mostrano un'ottima uguaglianza nelle aree sottese.

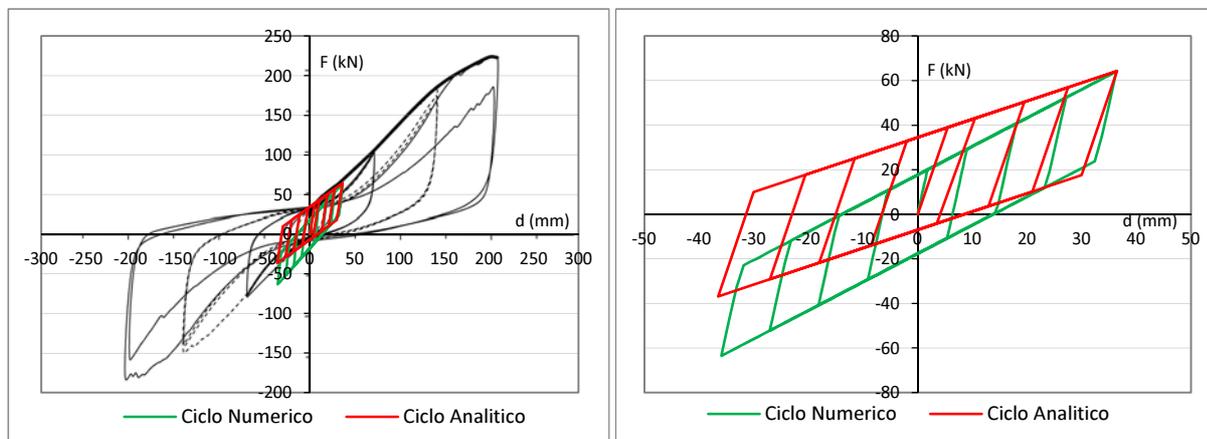


Figura 5-8: Confronto ciclo numerico con ciclo analitico "TavolatoSemplice"

Il grafico riportato in Figura 5-9 rappresenta l'energia progressivamente dissipata dal modello numerico confrontata con l'energia dissipata calcolata dal ciclo isteretico determinato analiticamente. Come si evince dall'andamento pressoché coincidente delle due curve si può concludere che le molle, con i parametri così calibrati, risultino ben rappresentative della prova di carico ciclica di riferimento.

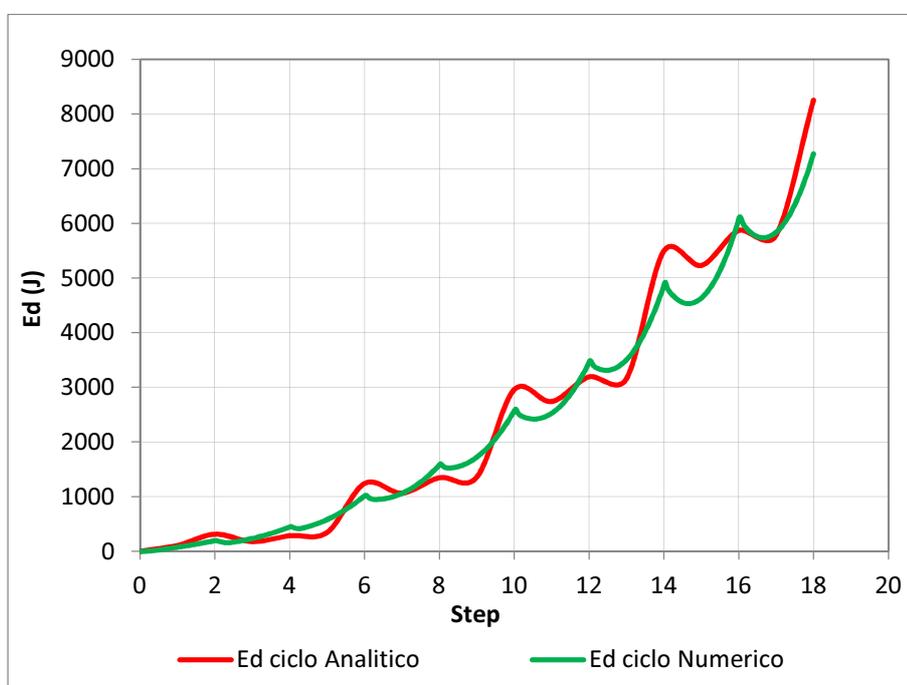


Figura 5-9: Grafico di confronto energie dissipate "TavolatoSemplice"

### 5.2.2 Solaio ligneo consolidato con doppio tavolato incrociato

Si riportano i grafici delle curve sperimentali carico-spostamento per il solaio ligneo consolidato con doppio strato di tavolato confrontato con il grafico ciclico determinato per via analitica.

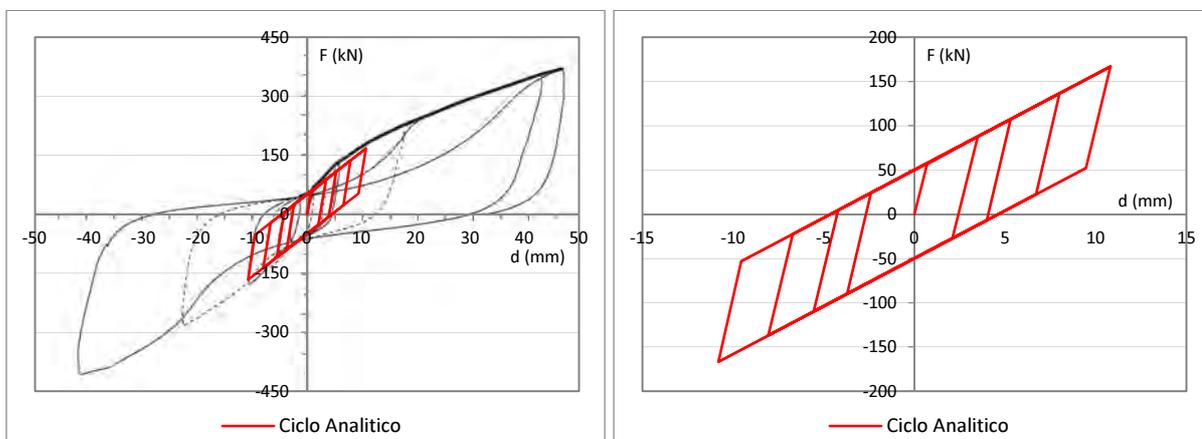


Figura 5-10: Grafici ciclo analitico “2Tav.45°”

Si riporta il grafico delle curve sperimentali carico-spostamento per il solaio ligneo privo di irrigidimenti confrontato con il grafico ciclico determinato dalle prove eseguite tramite modello numerico.

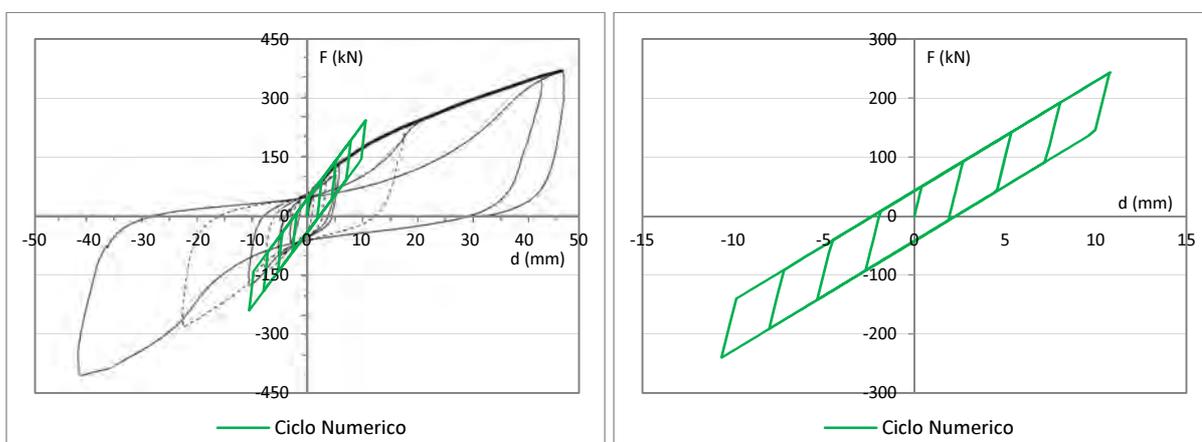


Figura 5-11: Grafici ciclo numerico “2Tav.45°”

Si assumono quindi i seguenti valori da assegnare alle molle nel modello agli elementi finiti.

PARAMETRI MOLLE		
Parametro	Valore	u.d.m.
$F_y$	20,00	kN
$r (k'/k)$	0,142	-
$k$	80,00	kN/mm

Vengono infine confrontate la curva carico-spostamento tracciata analiticamente e la curva carico-spostamento determinata dalla prova eseguita tramite modello numerico. Dal confronto dei due cicli si può apprezzare la correttezza nella calibrazione dei parametri poiché i due grafici anche se con forme leggermente diverse mostrano un'ottima uguaglianza nelle aree sottese.

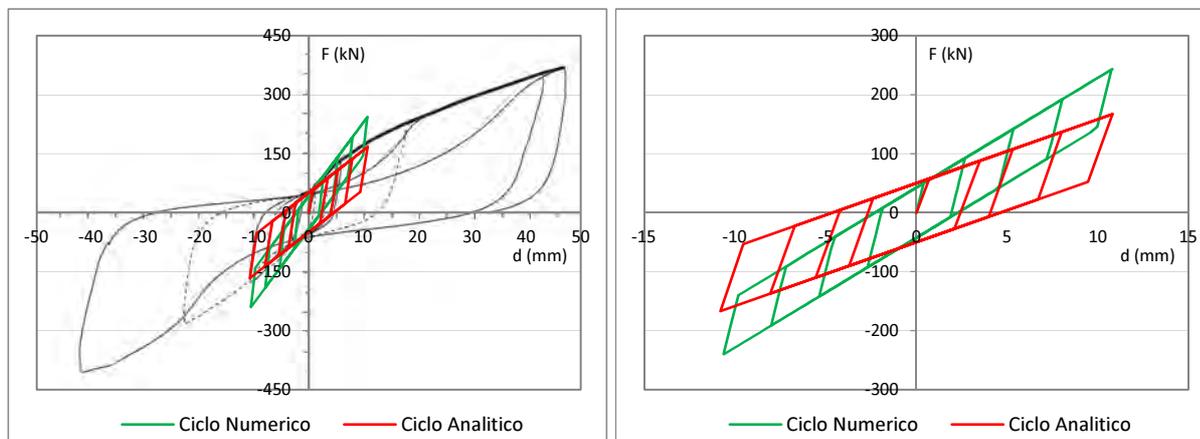


Figura 5-12: Confronto ciclo numerico con ciclo analitico "2Tav.45°"

Il grafico riportato in *Figura 5-13* rappresenta l'energia progressivamente dissipata dal modello numerico confrontata con l'energia dissipata calcolata dal ciclo isteretico determinato analiticamente. Come si evince dall'andamento pressoché coincidente delle due curve dell'energia si può concludere che le molle, con i parametri così calibrati, risultino ben rappresentative della prova di carico ciclica di riferimento.

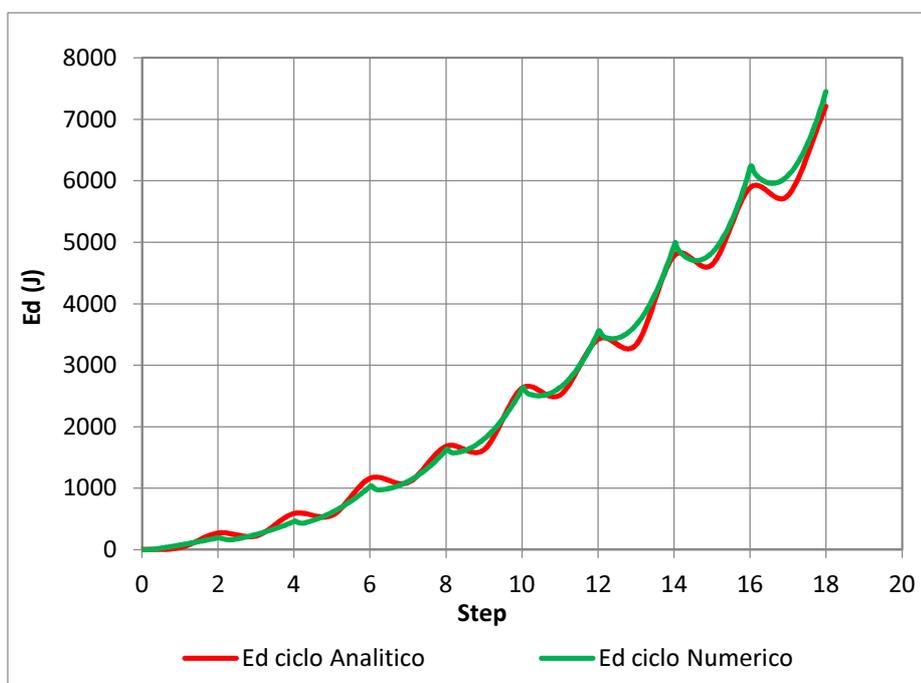


Figura 5-13: Grafico di confronto energie dissipate "2Tav.45°"

### 5.2.3 Solaio ligneo consolidato con profili metallici

Si riportano i grafici delle curve sperimentali carico-spostamento per il solaio ligneo consolidato con profili metallici confrontato con il grafico ciclico determinato per via analitica.

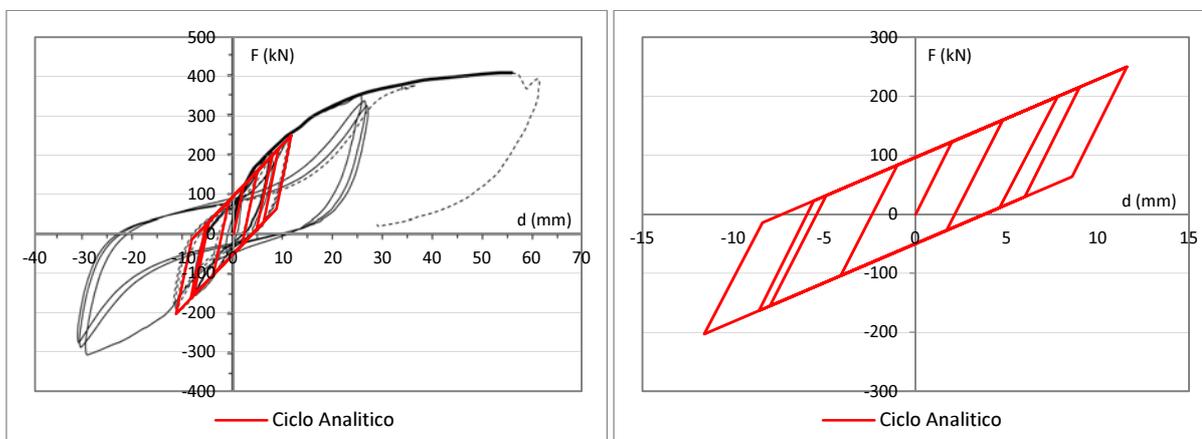


Figura 5-14: Grafici ciclo analitico “ProfiliMetallici”

Si riporta il grafico delle curve sperimentali carico-spostamento per il solaio ligneo privo di irrigidimenti confrontato con il grafico ciclico determinato dalle prove eseguite tramite modello numerico.

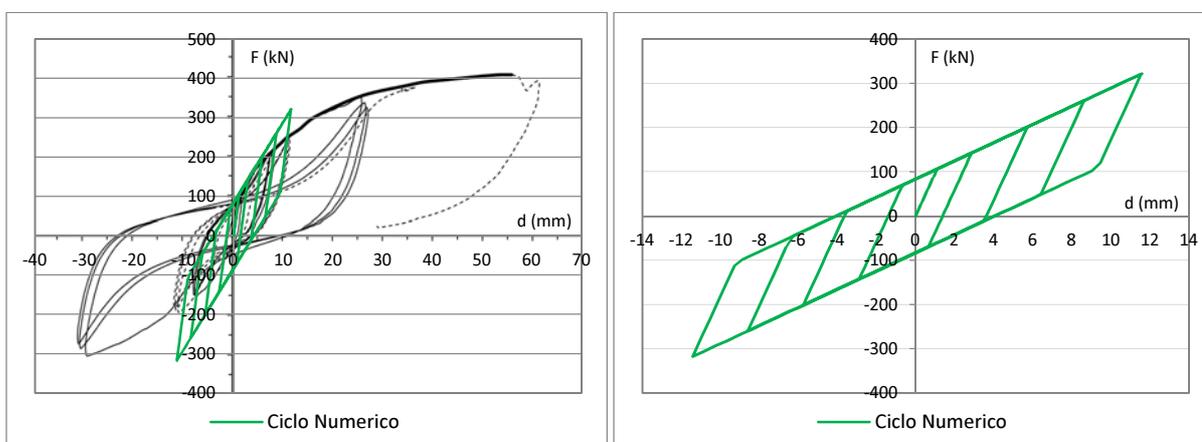


Figura 5-15: Grafici ciclo numerico “ProfiliMetallici”

Si assumono quindi i seguenti valori da assegnare alle molle nel modello agli elementi finiti.

PARAMETRI MOLLE		
Parametro	Valore	u.d.m.
$F_y$	42,50	kN
$r (k'/k)$	0,214	-
$k$	61,50	kN/mm

Si riportano infine i grafici di confronto tra la curva carico-spostamento tracciata analiticamente e la curva carico-spostamento determinata dalle prove eseguite tramite modello numerico. Dal confronto

dei due cicli si può apprezzare la correttezza nella calibrazione dei parametri poiché i due grafici anche se con forme leggermente diverse mostrano un'ottima uguaglianza nelle aree sottese.

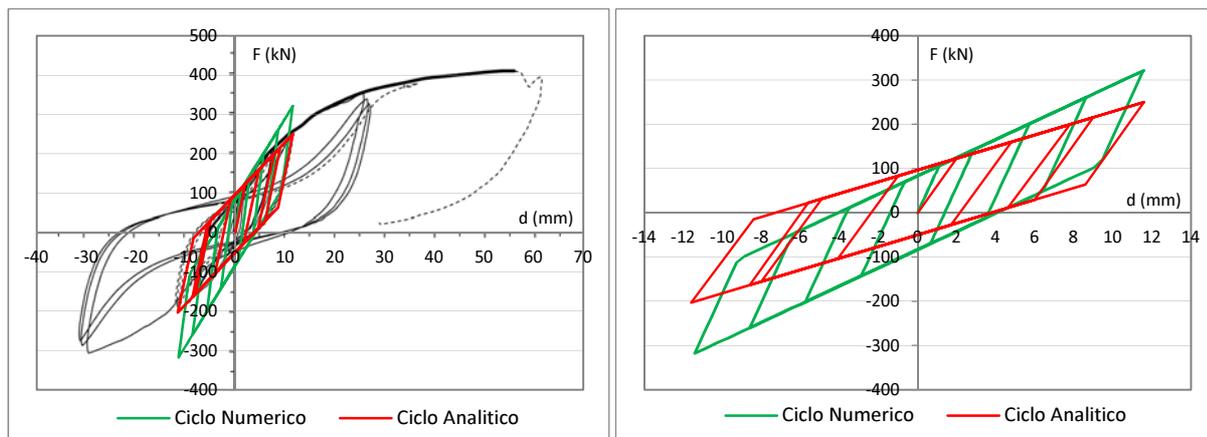


Figura 5-16: Confronto ciclo numerico con ciclo analitico "ProfiliMetallici"

Il grafico riportato in Figura 5-17 rappresenta l'energia progressivamente dissipata dal modello numerico confrontata con l'energia dissipata calcolata dal ciclo isteretico determinato analiticamente. Come si evince dall'andamento pressoché coincidente delle due curve dell'energia si può concludere che le molle, con i parametri così calibrati, risultino ben rappresentative della prova di carico ciclica di riferimento.

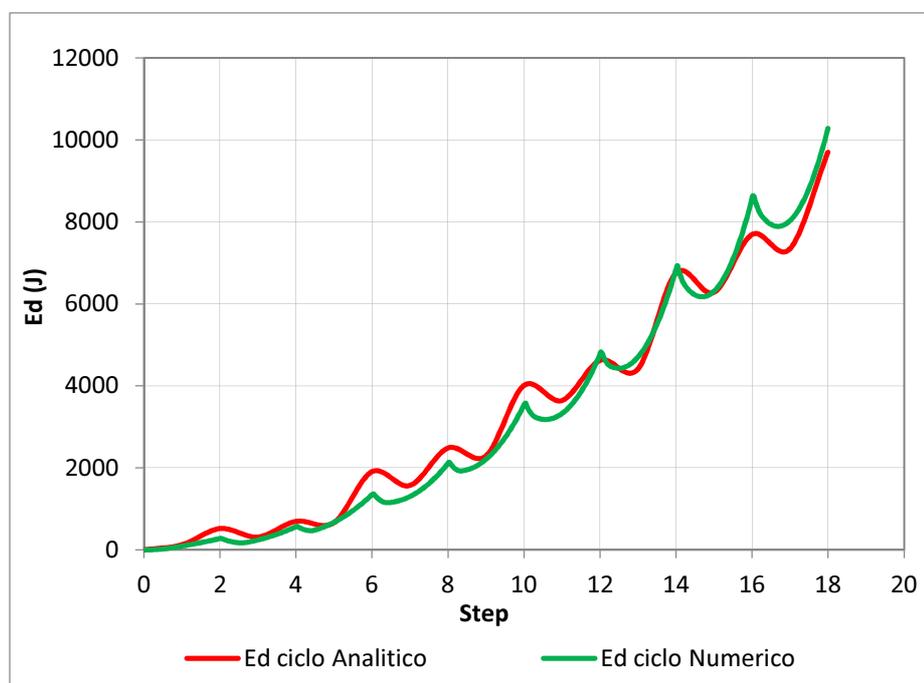


Figura 5-17: Grafico di confronto energie dissipate "ProfiliMetallici"

### 5.2.4 Solaio ligneo consolidato mediante soletta in CLS

Si riportano i grafici delle curve sperimentali carico-spostamento per il solaio ligneo consolidato mediante soletta in CLS confrontato con il grafico ciclico determinato per via analitica.

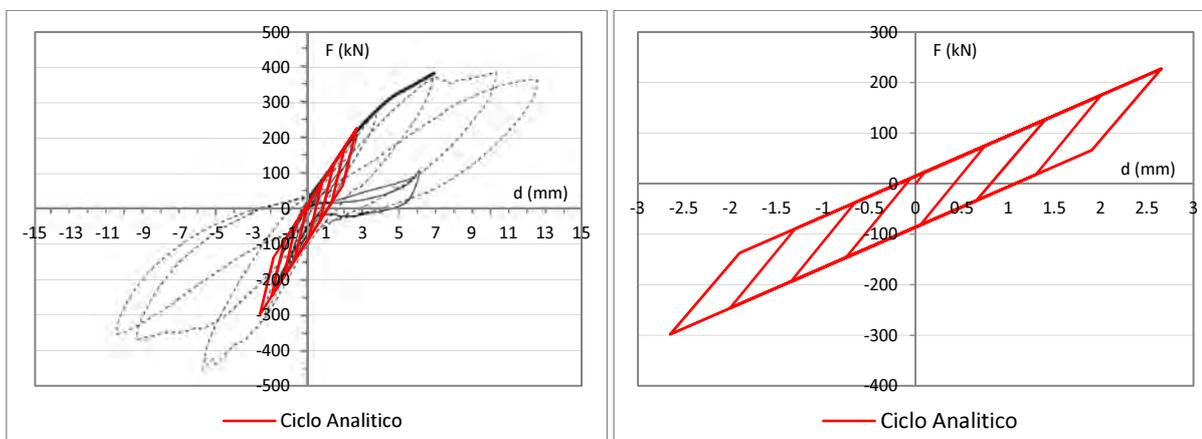


Figura 5-18: Grafici ciclo analitico “SolettaCLS”

Si riporta il grafico delle curve sperimentali carico-spostamento per il solaio ligneo privo di irrigidimenti confrontato con il grafico ciclico determinato dalle prove eseguite tramite modello numerico.

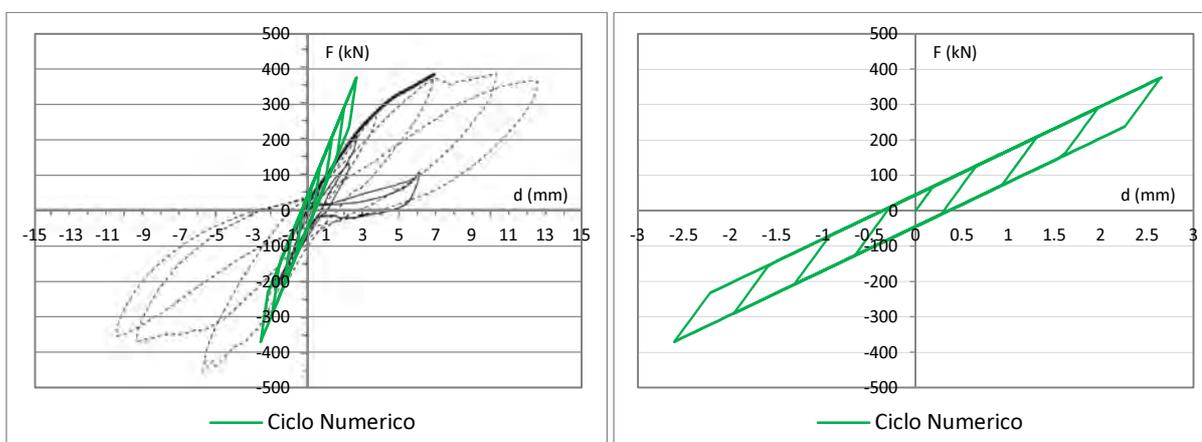


Figura 5-19: Grafici ciclo numerico “SolettaCLS”

Si assumono quindi i seguenti valori da assegnare alle molle nel modello agli elementi finiti.

PARAMETRI MOLLE		
Parametro	Valore	u.d.m.
$F_y$	27,50	kN
$r (k'/k)$	0,348	-
$k$	230,00	kN/mm

Si riportano infine i grafici di confronto tra la curva carico-spostamento tracciata analiticamente e la curva carico-spostamento determinata dalle prove eseguite tramite modello numerico. Dal confronto dei due cicli si può apprezzare la correttezza nella calibrazione dei parametri poiché i due grafici anche se con forme leggermente diverse mostrano un'ottima uguaglianza nelle aree sottese.

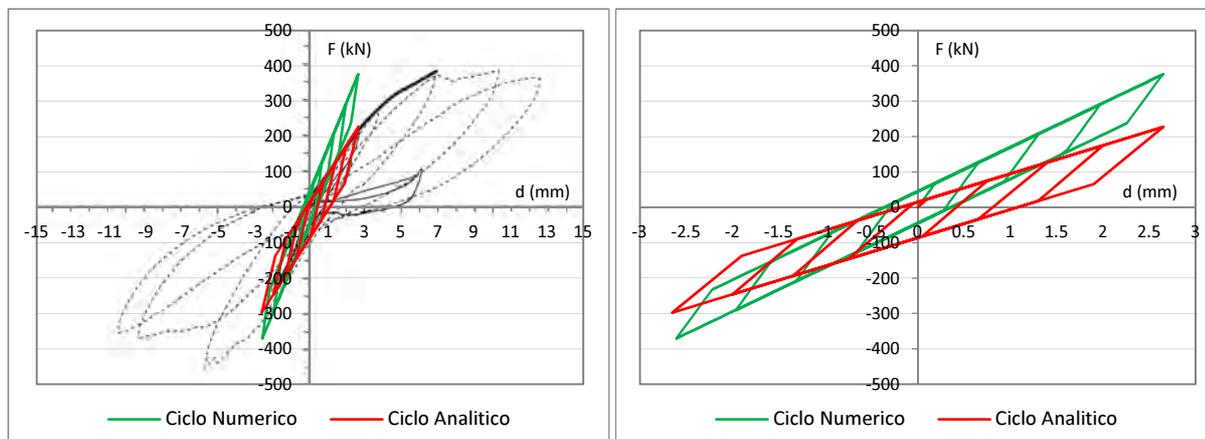


Figura 5-20: Confronto ciclo numerico con ciclo analitico "SolettaCLS"

Il grafico riportato in *Figura 5-21* rappresenta l'energia progressivamente dissipata dal modello numerico confrontata con l'energia dissipata calcolata dal ciclo isteretico determinato analiticamente. Come si evince dall'andamento pressoché coincidente delle due curve dell'energia si può concludere che le molle, con i parametri così calibrati, risultino ben rappresentative della prova di carico ciclica di riferimento.

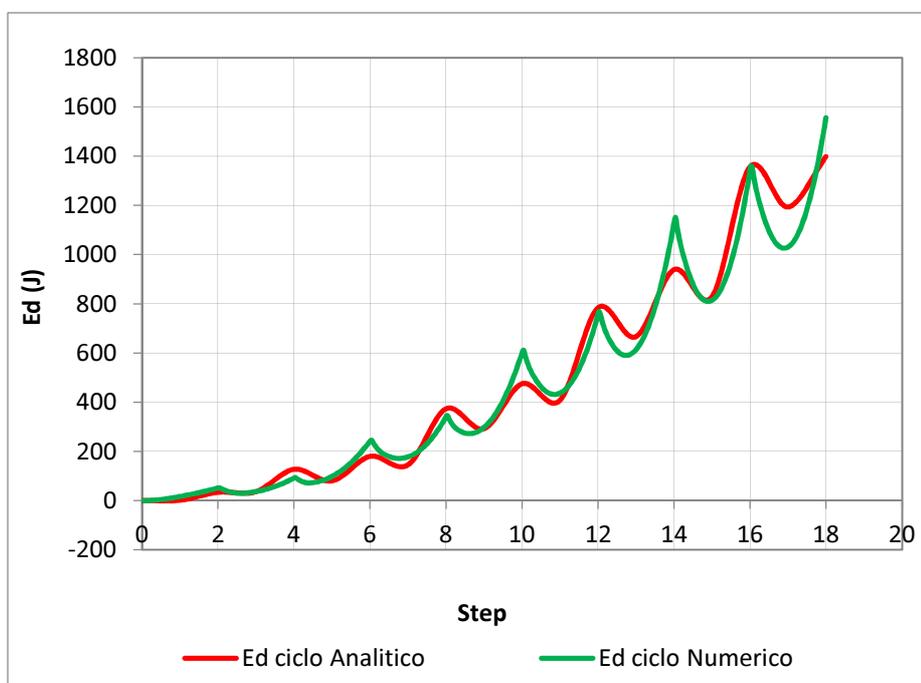


Figura 5-21: Grafico di confronto energie dissipate "SolettaCLS"

### 5.3 Osservazioni conclusive

Si intende ora fare un confronto tra le rigidità iniziali assegnate alle molle in funzione all'incremento legato agli interventi di consolidamento studiati nel seguente elaborato. Nella tabella seguente si riportano i valori delle rigidità delle molle per ogni tipologia di solaio e il valore delle rigidità adimensionalizzate rispetto sia al valore di rigidità assegnato al solaio con soletta in calcestruzzo che di fatto si può ritenere infinitamente rigida, sia rispetto al solaio ligneo con nessuna tipologia di intervento che può essere considerato il meno rigido.

Tipologia di solaio	k (kN/mm)	k/k <sub>legno</sub> (kN/mm)	k/k <sub>CLS</sub> (kN/mm)
TavolatoSemplice	7,09	1,00	0,03
ProfiliMetallici	61,50	8,67	0,27
2Tav.45°	80,00	11,28	0,35
SolettaCLS	230,00	32,44	1,00

Tabella 5-a: Rigidezza molle solai

Nell'istogramma riportato di seguito si può notare graficamente la differenza di rigidità assegnata alle molle per ogni tipologia di consolidamento considerata.

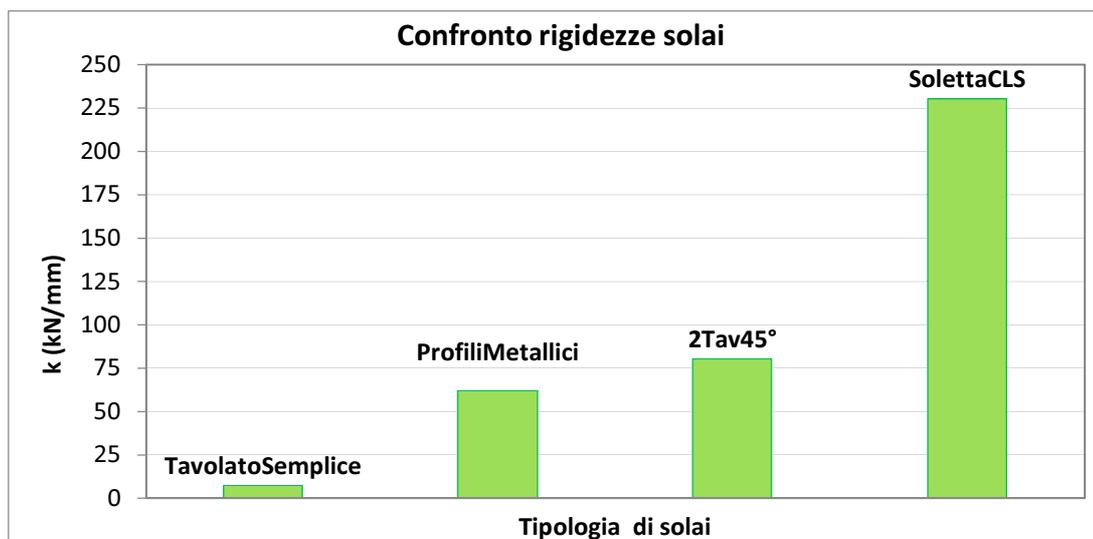


Figura 5-22: Confronto rigidità solai

Si possono quindi fare le seguenti osservazioni sulle diverse tipologie di consolidamento:

- La rigidità assegnata al solaio con soletta in calcestruzzo risulta di gran lunga superiore a quella delle altre tipologie di solaio quindi si ritiene corretta l'ipotesi di solaio infinitamente rigido;
- I due interventi intermedi ovvero doppio tavolato incrociato e profili metallici non mostrano una marcata differenza tra le loro rigidità. Con entrambi gli interventi però si ottiene un incremento di rigidità circa pari a 10 volte la rigidità assegnata alla condizione iniziale di solaio non consolidato.



## 6 Comportamento meccanico della muratura

### 6.1 Introduzione

La muratura si può definire come un materiale composito, quindi fortemente non lineare, ottenuto mediante la sovrapposizione di elementi resistenti il più delle volte regolarizzando le superficie di contatto fra essi con un legante esempio malta. Le modalità di disposizione degli elementi e le dimensioni di esse sono delle più varie, specialmente se si considera l'edilizia storica.

Le caratteristiche meccaniche della muratura risultano quindi:

- Disomogeneità (differenza di comportamento da punto a punto);
- anisotropia (differenza di comportamento nelle diverse direzioni);
- asimmetria di comportamento compressione-trazione;
- non linearità del legame sforzi-deformazioni;
- non linearità di tipo geometrico.

Per condurre l'analisi di costruzioni murarie complesse si deve ricorrere ad opportuni modelli "semplificati", il cui scopo è quello di cogliere con sufficiente approssimazione il comportamento di macroelementi (pannelli), mediante i quali è possibile valutare la risposta globale della struttura. In generale quindi gli edifici in muratura sono strutture complesse in cui tutti gli elementi contribuiscono alla resistenza rispetto ai carichi applicati. Risulta quindi necessario introdurre delle semplificazioni in fase di progettazione degli interventi le quali derivano dalle osservazioni su edifici esistenti e su modelli sperimentali. Come anticipato la risposta della struttura sottoposta all'azione sismica può essere di due tipi:

- **GLOBALE:** si verifica quando gli elementi della costruzione sono ben collegati fra loro così da instaurare il cosiddetto comportamento scatolare, in cui le pareti direttamente investite dalle azioni orizzontali, essendo ben vincolate ai diaframmi di piano, resistono alle azioni che competono loro, trasmettendole alle pareti di controvento, le quali sono chiamate a rispondere nel loro piano di maggior rigidezza e resistenza;
- **LOCALE:** si verifica quando gli elementi che compongono la costruzione non sono efficacemente collegati fra loro. In queste condizioni ciascun elemento deve far fronte per conto proprio alle azioni d'inerzia che si generano dalle masse in gioco. In generale, gli elementi più penalizzati sono quindi quelli investiti da azioni ortogonali al proprio piano, cioè nella direzione di minor rigidezza e resistenza. Tali elementi possono collassare per azioni anche non troppo elevate.

Quest'ultimo può essere definito come un meccanismo locale, come locali sono gli interventi da attuarsi per prevenirli, di fatto le NTC '08 [13] permettono di verificare a parte questi tipi di

meccanismo assumendo come predominante il comportamento globale della struttura definito dai meccanismi nel piano. In questi casi quindi si assume che l'edificio abbia un comportamento globale considerando per le murature solo i meccanismi di rottura nel piano e per i solai il solo comportamento a taglio nel proprio piano.

## **6.2 Modellazione a telaio equivalente**

Una modellazione delle strutture in muratura che tenga conto del comportamento globale delle stesse è riconducibile ad un sistema di elementi verticali e orizzontali connessi da corpi rigidi [9].

Gli elementi verticali e orizzontali, definiti rispettivamente maschi e fasce, connessi da elementi rigidi definiscono un telaio equivalente rappresentativo dei meccanismi di danno macroscopici nel piano della muratura (meccanismi che verranno ampiamente trattati successivamente). Ovviamente questo approccio non tiene in considerazione i comportamenti delle murature fuori del piano che possono essere definiti come locali e verificati in separata sede. Questo tipo di approccio mira a definire un modello meno complesso e di più facile interpretazione rispetto alla modellazione tradizionale basata su elementi piani ritenendolo ugualmente utile a descrivere e analizzare i principali fenomeni correlati all'azione sismica sulla struttura. Questo viene fatto modellando la muratura secondo lo schema del telaio equivalente considerando una formulazione non lineare per i macroelementi, cioè andando ad inserire le leggi costitutive non lineari tipiche della muratura. Questo tipo di modellazione trova conferme nella realtà e in particolare nell'analisi dei danni su edifici esistenti a seguito del sisma, dove le lesioni si localizzano in punti particolari della struttura e solo raramente in corrispondenza dei collegamenti rigidi tra gli elementi. Inoltre la deformazione di tali zone si può ritenere trascurabile rispetto a quella dei macroelementi soggetti all'azione sismica. Nel presente lavoro non si tiene conto della presenza delle fonometrie, quindi in fase di modellazione si prenderanno in considerazione solo i maschi murari principali e non le fasce di collegamento.

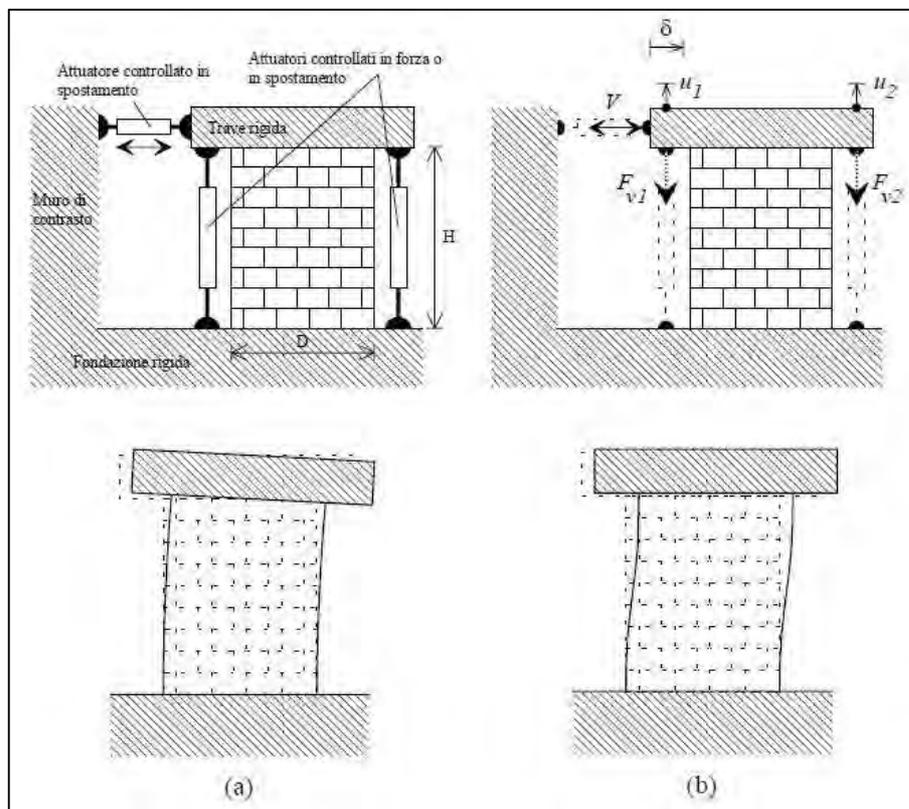
## **6.3 Risposta dei maschi murari soggetti all'azione sismica**

La modellazione a macroelementi permette di condurre analisi non lineari con un onere computazionale ridotto, le grandezze cinematiche e statiche utilizzate per la formulazione dell'elemento consistono infatti in spostamenti e rotazioni nodali e in azioni risultanti  $N$ ,  $M$  e  $T$  che richiamano i modelli monodimensionali [9]. Tuttavia l'introduzione di gradi di libertà interni all'elemento e di opportune considerazioni sui cinematismi di ribaltamento ("rocking") e di taglio-scorrimento conferiscono un carattere di "bidimensionalità" all'elemento, che sembra quindi riprodurre in modo efficace e sintetico le caratteristiche più importanti della risposta non lineare dei pannelli murari. Come anticipato si possono distinguere tre diversi meccanismi di rottura per le murature:

- Rottura per pressoflessione (ribaltamento nel piano)

- Rottura per taglio-scorrimento
- Rottura per fessurazione diagonale.

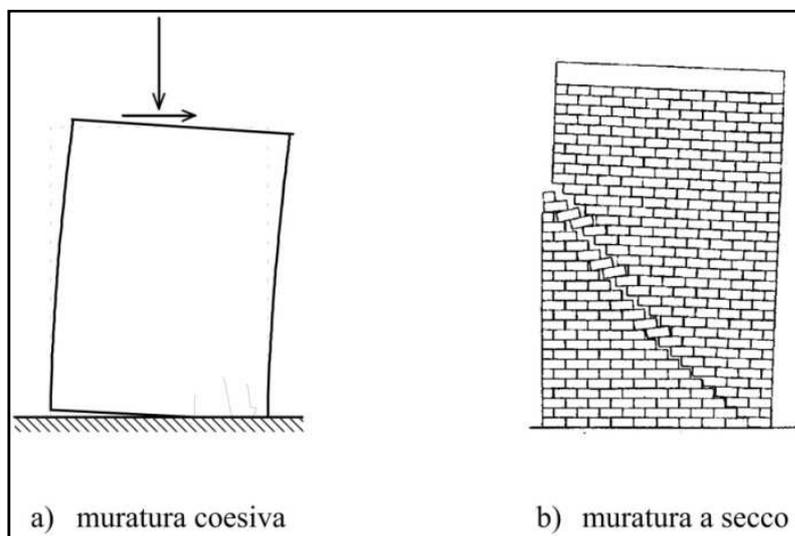
Il problema della risposta di un maschio murario sotto l'effetto dell'azione sismica viene affrontato considerando le due configurazioni illustrate in *Figura 6-1*.



*Figura 6-1: Configurazioni di prova dei pannelli murari*

Nella prima configurazione *Figura 6-1a* viene applicato al pannello in muratura un carico distribuito di risultante  $P$  costante e centrato. In seguito viene applicato uno spostamento monotono o ciclico in testata che genera un taglio  $V$  mantenendo la base superiore del maschio libera di ruotare; I carichi verticali e la forza tagliante vengono trasmessi mediante una traversa rigida permettendo così la distribuzione degli sforzi sulla lunghezza del muro. La seconda configurazione *Figura 6-1b* prevede invece che la traversa superiore trasli rigidamente senza ruotare realizzando una condizione di doppio incastro che porta le risultanti di compressione alla base superiore ed inferiore ad avere eccentricità di segno opposto, crescenti al crescere della forza di taglio. Queste risultano essere le due principali configurazioni che approssimano le condizioni di sollecitazione dei maschi murari, è da sottolineare però che nella realtà le condizioni di vincolo effettive possono essere molto varie con situazioni intermedie alle due illustrate. In entrambi i casi si possono osservare due tipi di comportamento, uno associato alla rottura per tensioni normali (ribaltamento e/o schiacciamento della muratura compressa) e uno associato a meccanismi di rottura per taglio.

È opportuno sottolineare che mentre in murature realizzate con malta di qualità non particolarmente scadente la rottura per ribaltamento vede solitamente la formazione di una fessura orizzontale alla base del pannello con relativo ribaltamento dell'intero pannello (muratura coesiva *Figura 6-2a*), in assenza di malta (muratura a secco *Figura 6-2b*) si ha il ribaltamento di una parte del muro individuato da una linea la cui inclinazione è legata alla forma dei conci e alla loro tessitura.



*Figura 6-2: Diverse modalità di rottura per ribaltamento*

Diversamente tra i meccanismi di rottura a taglio si può distinguere un meccanismo di scorrimento lungo linee di frattura orizzontali (solitamente lungo i giunti orizzontali se si è in presenza di murature con conci o mattoni regolari) e un meccanismo di rottura con fessurazioni diagonali che interessa in maniera abbastanza estesa l'intera altezza del pannello

Indipendentemente dal meccanismo di rottura che domina la risposta della muratura, la stessa in termini di curva  $V-\delta$  è fortemente non lineare. Tale risposta è visibile in *Figura 6-3A* dove sono riportati due esempi sperimentali del possibile comportamento ciclico di pannelli in muratura con mattoni pieni provati secondo lo schema statico di *Figura 6-3B*. In entrambi i casi si osserva un primo tratto ad andamento lineare dal quale ci si scosta al crescere del taglio,  $V$ . Questo è legato alla parzializzazione delle sezioni come conseguenza della trascurabile resistenza a trazione dei letti di malta oltre al progressivo sviluppo di deformazioni anelastiche. Il meccanismo di rottura per ribaltamento mostra un inviluppo con andamento quasi asintotico e cicli di isteresi a bassa dissipazione mentre il meccanismo di rottura per taglio ha inviluppo che presenta valore massimo corrispondente approssimativamente alla formazione di fessure diagonali visibili, seguito da un ramo decrescente rappresentativo della progressiva apertura di nuove fessure diagonali fino ad una progressiva disarticolazione del pannello.

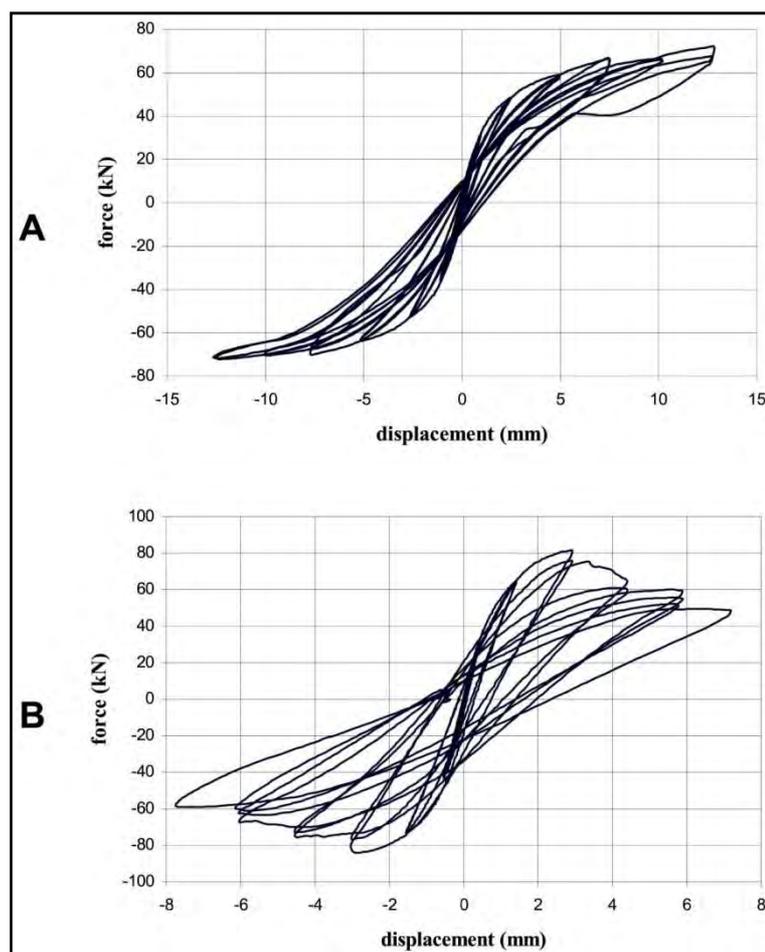


Figura 6-3: Risposta ciclica dei pannelli murari. Caso A: rottura per ribaltamento. Caso B: rottura per taglio con fessurazioni diagonali

Concludendo si possono individuare tre fenomeni fondamentali da riprodurre nella modellazione a macroelementi:

- La resistenza del pannello, intesa come valore massimo del taglio resistente  $V_{max}$ ;
- La deformabilità del pannello prima di raggiungere  $V_{max}$ ;
- La deformabilità del pannello dopo il raggiungimento di  $V_{max}$ .

#### 6.4 Resistenza a pressoflessione o ribaltamento

Supponendo di trascurare il peso proprio del muro rispetto alla forza normale  $P$  e considerando le condizioni al contorno di *Figura 6-1* con  $|e_{inf}| \geq |e_{sup}|$ , tramite un equilibrio statico delle forze in gioco si può definire il valore di  $V_{max}$  e quindi la condizione di schiacciamento della muratura compressa alla base inferiore del pannello [9].

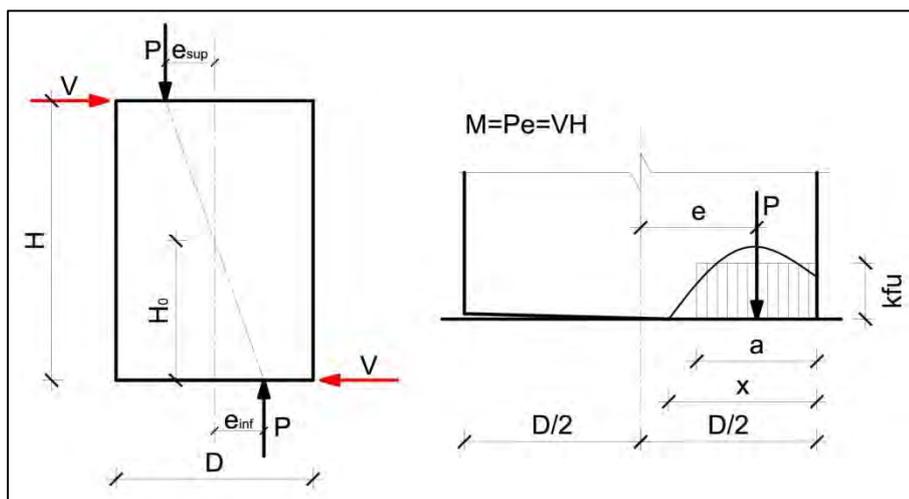


Figura 6-4: Schema statico per il calcolo della resistenza a pressoflessione o ribaltamento

Si definiscono quindi le equazioni di equilibrio:

$$\begin{cases} P = k f_u t a \\ V h_0 - P e = 0 \end{cases} \quad (8)$$

Dove il termine “a” rappresenta la lunghezza della zona compressa ed è definito come:

$$a = \frac{P}{k f_u t} = \frac{p D}{k f_u} \quad (9)$$

Sostituendo la (8) nella (9) si può ottenere il valore della forza di taglio massima:

$$V_{max} = \frac{P e_{inf}}{H_0} = \frac{P}{H_0} \left( \frac{D}{H_0} - \frac{a}{2} \right) = \frac{P D}{2 H_0} \left( 1 - \frac{p}{k f_u} \right) \quad (10)$$

E il valore del momento ultimo agente sul pannello di muratura:

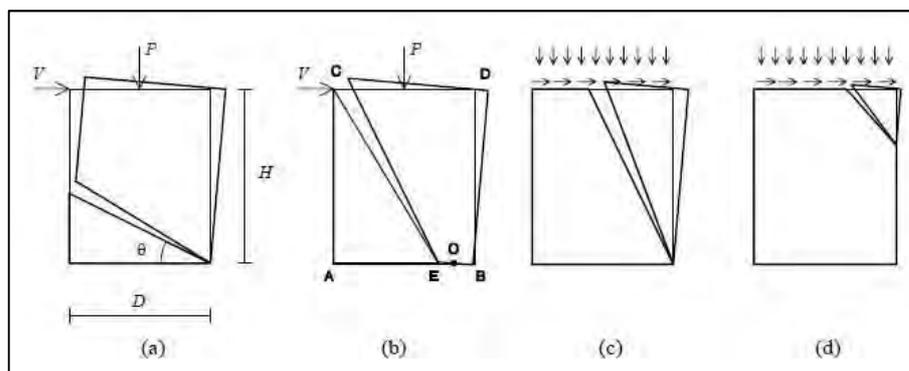
$$M_u = P e_{inf} = V_{max} H_0 = \frac{P D}{2} \left( 1 - \frac{p}{k f_u} \right) \quad (11)$$

Dove:

- $D$  è la lunghezza della sezione normale del maschio;
- $t$  è lo spessore;
- $p = \frac{P}{Dt}$  è la compressione verticale media sulla sezione dovuta a  $P$ ;
- $f_u$  è la resistenza a compressione della muratura;
- $k$  è un coefficiente che tiene conto della distribuzione degli sforzi nella zona compressa.

L'altezza  $H_0$  corrispondente alla distanza della base dalla sezione di momento nullo coincide con  $H$  nel caso di *Figura 6-5a* e con  $H/2$  nel caso di *Figura 6-5b*, dimostrando che l'effettiva altezza  $H_0$  è determinata dalle condizioni al contorno applicate al muro ed è legata al rapporto di taglio  $\alpha_v$ :

$$\alpha_v = \frac{M}{VD} = \frac{H_0}{D} = \frac{\psi'H}{D} \quad (12)$$



*Figura 6-5: Cinematismi di collasso nel caso di rottura per ribaltamento*

Se si suppone la muratura infinitamente resistente a compressione l'equazione precedente si trasforma nella condizione di ribaltamento di un blocco rigido:

$$V_{\max}H_0 = \frac{PD}{2} \quad (13)$$

Entrambe le relazioni (11) e (13) possono essere corrette per tenere conto del peso proprio del pannello. Per considerare la resistenza finita a compressione del materiale, è possibile invece ipotizzare un cinematismo come in *Figura 6-5b* riconducendosi al risultato ottenuto nell'equazione (13); l'equazione (11) invece può essere ottenuta con un meccanismo del tipo in *Figura 6-5a* limitando l'angolo  $\theta$  ( $\theta \leq \arctg(H/D)$ ). I casi riportati in *Figura 6-5c-d* raffigurano meccanismi locali di disarticolamento della muratura legati al mancato confinamento della stessa. Tali meccanismi vengono generalmente mitigati dalla presenza di attrito tra i blocchi risultando i moltiplicatori di collasso più bassi che nel caso in presenza di un elemento di ripartizione alla base ma non nulli come nel caso di comportamento monolatero (resistenza a trazione nulla). D'altra parte con tale ipotesi gran parte dei problemi statici associati alle azioni sismiche non troverebbero soluzione, a meno di introdurre particolari condizioni di vincolo o elementi resistenti a trazione (catene). Si sottolinea inoltre che i meccanismi illustrati in *Figura 6-5a-b* seppur richiamando alla mente un possibile rottura per taglio, la resistenza ad essi associata non ha nulla a che fare con questa tipologia di rottura che avviene secondo meccanismi ben diversi.



Figura 6-6: Esempio di rottura per pressoflessione/ribaltamento

## 6.5 Resistenza a taglio dei maschi murari

Nella valutazione della resistenza a taglio è necessario tenere in considerazione l'influenza dei carichi verticali/orizzontali agenti e della forte influenza della qualità delle malte e degli elementi in laterizio o lapidei. Generalmente si distinguono due diversi meccanismi di rottura per taglio:

- Rottura per fessurazione diagonale;
- Rottura per scorrimento.

### 6.5.1 Rottura per fessurazione diagonale

Nel caso di rottura di maschi murari per fessurazione diagonale, uno dei principali criteri per la determinazione del massimo carico di resistenza è quello proposto da Turnšek e Cacovic [9]. Con tale criterio si ipotizza che la rottura avvenga quando lo sforzo principale (macroscopico) di trazione raggiunge un valore limite  $f_{tu}$ , assunto come resistenza a trazione convenzionale della muratura, al centro dell'elemento.

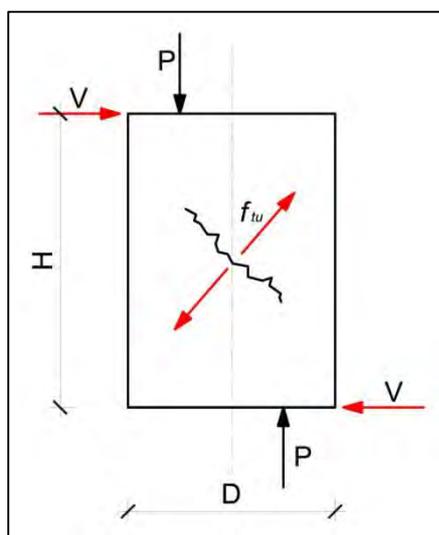


Figura 6-7: Schema statico per il calcolo della rottura per fessurazione diagonale

Si assume quindi che l'anisotropia della muratura possa essere trascurata con il vantaggio di utilizzare un singolo parametro di resistenza. Se l'elemento è sufficientemente snello il criterio si traduce nella seguente formulazione:

$$V_u = \frac{f_{tu}Dt}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{f_{tu}}}; \quad \sigma_m = \frac{N}{Dt} \quad (14)$$

Dove  $b$  si assume pari a 1,5. Successivamente la formulazione è stata proposta anche per i pannelli tozzi utilizzando un valore di  $b$  variabile in funzione del rapporto di forma ( $h/d$ ) del pannello. Un criterio approssimato viene fornito da Benedetti e Tomazevic [9] assumendo per  $b$  i seguenti valori:

- $b = 1,5$  per valori di  $H/D \geq 1,5$ ;
- $b = 1,0$  per valori di  $H/D \leq 1,5$ ;
- $b = H/D$  per valori di  $1 \leq b \leq 1,5$ .

Questa formulazione rappresenta in maniera adeguata la dipendenza della resistenza a taglio dal carico assiale sui pannelli soggetti a prove di taglio in condizioni di vincolo di doppio incastro rotazionale cui corrisponde idealmente la condizione  $M_{sup} \cong M_{inf}$ . Esistono tuttavia alcuni dubbi sulla sua validità al variare del rapporto di forma dei muri e delle condizioni di vincolo, soprattutto quando la muratura ha comportamento chiaramente anisotropo come nel caso di mattoni in laterizio con malta debole.



Figura 6-8: Esempi di rottura per fessurazione diagonale

### 6.5.2 Rottura per scorrimento

Nel secondo caso di rottura per scorrimento si utilizza l'approccio tradizionale per la resistenza a taglio delle murature e cioè quello "alla Coulomb" [9], fisicamente giustificato specialmente quando la rottura a taglio è associata alla rottura dei letti di malta o dei giunti di testa. Viene convenzionalmente espresso nella seguente forma:

$$\tau = c + \mu\sigma \quad (15)$$

Secondo le normative attuali la resistenza a taglio della muratura è espressa come resistenza a taglio unitaria moltiplicata per l'area reagente del muro (zona compressa calcolata nell'ipotesi di materiale non resistente a trazione).

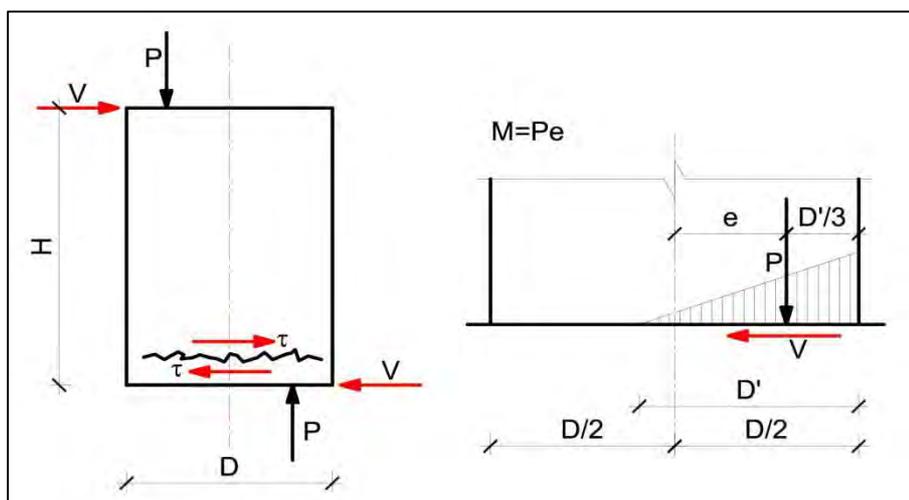


Figura 6-9: Schema statico rottura per scorrimento (ipotesi per il calcolo della lunghezza reagente nel caso di compressione eccentrica)

Si sostituisce quindi allo sforzo normale  $\sigma$  la compressione media della zona reagente. Posta  $D'$  la lunghezza della zona reagente di una sezione soggetta a carico assiale  $P$  con eccentricità maggiore di  $D/6$  si ha, nell'ipotesi di distribuzione lineare delle compressioni, la seguente relazione:

$$D' = \beta D = 3 \left( \frac{D}{2} - e \right) = 3 \left( \frac{D}{2} - \frac{M}{P} \right) \quad (16)$$

Dove si è sostituito  $e = \frac{M}{P}$  ottenendo quindi

$$D' = \beta D = 3 \left( \frac{1}{2} - \frac{V}{P} \alpha_v \right) D = 3 \left( \frac{1}{2} - \frac{V H_0}{P D} \right) D \quad (17)$$

Dove:  $\alpha_v = \frac{M}{V D} =$  Rapporto di taglio.

Quindi la resistenza a taglio può essere calcolata come:

$$V_d = \beta D t \left( c + \mu \frac{P}{\beta D t} \right) = \beta D t \left( c + \mu \frac{p}{\beta} \right) = D t \left( \frac{1,5c + \mu p}{1 + 3 \frac{c \alpha_v}{p}} \right) \quad (18)$$

Questa relazione, come anticipato, sembra più adatta a descrivere una rottura per scorrimento che per fessurazione diagonale in quanto prevede sempre e comunque la rottura del pannello nelle sezioni più parzializzate, cioè la testa e il piede, e non al centro del pannello. Quindi le due relazioni illustrate in precedenza (14 e 18) vanno utilizzate in coppia e non in alternativa l'una con l'altra. È inoltre evidente

nell'espressione (18) come i parametri “c” e “μ” abbiano il significato di parametri di resistenza globale del pannello murario e non possono essere relazionati alle proprietà dei singoli elementi componenti la muratura (malta e mattoni/pietrame) in quanto la distribuzione reale delle tensioni è tipicamente non uniforme.



Figura 6-10: Esempi di rottura per scorrimento

### 6.5.3 Criteri alternativi di resistenza a taglio

Gli autori Magenes e Calvi in un lavoro dedicato alla muratura di mattoni [10] mettono in evidenza come effettivamente lo scorrimento e la fessurazione diagonale al centro del pannello siano due meccanismi alternativi di rottura a taglio, ai quali è possibile associare due criteri di resistenza distinti. In tale lavoro si propone per la rottura con fessurazione diagonale le seguenti formulazioni:

$$V_{max} = Dt\tau_u \quad \text{con } \tau_u = \min(\tau_{ws}; \tau_b) \quad (19)$$

$$\tau_{ws} = \frac{c + \mu p}{1 + \alpha_v} \quad (19a)$$

$$\tau_b = \frac{f_{bt}}{2,3(1 + \alpha_v)} \sqrt{1 + \frac{p}{f_{bt}}} \quad (19b)$$

La relazione (19a) corrisponde alla fessurazione diagonale per cedimento dei giunti di malta i cui termini sono:

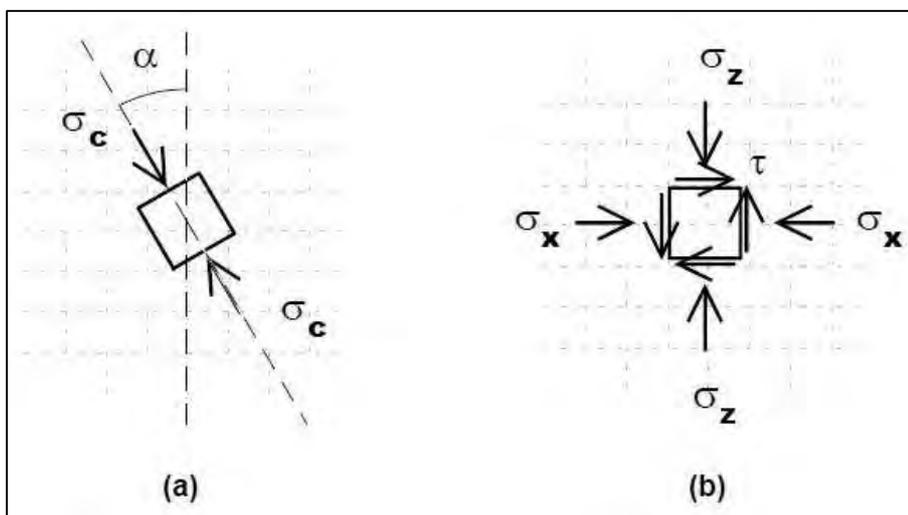
- $c$  e  $\mu$  parametri di resistenza (coesione ed attrito);
- $p = P/Dt$  compressione media;
- $\alpha_v = M/VD$  rapporto di taglio.

La relazione (19b) corrisponde alla fessurazione diagonale per rottura dei mattoni in cui  $f_{bt}$  rappresenta la resistenza a trazione della muratura. La validità di tali formulazioni è stata verificata per valori di  $\alpha_v=1,0$  (per valori superiori prevalgono altri meccanismi di rottura). Si ritiene che per valori del rapporto di taglio superiori a 1,0 le formule (19a) e (19b) diventino troppo cautelative e in ogni caso gli autori suggeriscono di non superare il valore  $\alpha_v=1,0$ . Gli stessi autori mostrano come l'utilizzo delle formulazioni (19) unitamente alla (18) coprono tutti i meccanismi di rottura per taglio (fessurazione diagonale e scorrimento) in modo soddisfacente. Si sottolinea come questo tipo di formulazione sia stato sviluppato per una muratura in mattoni caratterizzata da tessitura e giunti regolari e possa non essere appropriato per murature irregolari. In tal caso il criterio espresso dalla (14) per la fessurazione diagonale risulta essere appropriato in alternativa alla (19).

## 6.6 Considerazioni sul comportamento monolatero

Si vuole ora riprendere alcune considerazioni in merito alle relazioni che sussistono fra eventuali ipotesi di comportamento monolatero o “no-tension” del materiale e la resistenza a taglio. Considerando uno stato tensionale caratterizzato dalla sola esistenza di uno sforzo principale di compressione con una certa inclinazione  $\alpha$ , compatibile con l'ipotesi di comportamento monolatero (*Figura 6-11*) si suppone un dominio di resistenza nel riferimento x-z del tipo:

$$\tau \leq c + \mu \sigma_z \quad (20)$$



*Figura 6-11: Stato di sforzo compatibile con l'ipotesi di comportamento monolatero nel sistema principale (a) e nel sistema di riferimento del materiale (b)*

La trasformazione di coordinate che lega le componenti degli sforzi nei due sistemi di riferimento è la seguente:

$$\begin{cases} \sigma_z = \sigma_c \cos^2 \alpha \\ \tau = \sigma_c \cos \alpha \sin \alpha \end{cases} \quad (21)$$

Perché sia soddisfatto il dominio di resistenza deve quindi valere la seguente relazione:

$$\sigma_c \leq \frac{c}{\cos \alpha (\sin \alpha - \mu \cos \alpha)} \quad (22)$$

Questo mette in luce che l'assunzione di comportamento monolatero non comporta necessariamente il rispetto dei criteri di resistenza a taglio del materiale. Analogamente limitare la tensione principale di compressione  $\sigma_c$  ad un valore inferiore alla resistenza a compressione monoassiale  $f_u$  misurata in direzione normale ai letti di malta non garantisce nei confronti della rottura a taglio. Infatti la (22) può comportare limiti di rottura notevolmente inferiori, supponendo come esempio dei valori abbastanza comuni per una muratura di mattoni quali  $f_u = 6$  MPa,  $c = 0,15$  MPa,  $\mu = 0,5$  e ipotizzando un angolo di inclinazione  $\alpha = 30^\circ$  allora dalla (22) si determina  $\sigma_c = 2,59$ MPa, valore ben inferiore a  $f_u$ .

D'altra parte numerosi lavori sperimentali hanno posto in evidenza come, anche nel caso di stati di sforzo monoassiali, la resistenza a compressione sia funzione della direzione dello sforzo rispetto alla giacitura dei letti di malta. L'ipotesi di comportamento monolatero quindi non esaurisce le modalità di rottura della muratura e richiede l'introduzione di opportuni modelli per i meccanismi di rottura per taglio e scorrimento come quelli già presentati. Con riferimento all'uso dei modelli menzionati in precedenza è necessario tenere in considerazione che un maschio murario può rompersi per taglio per valori anche sensibilmente inferiori a quanto ottenuto secondo i meccanismi di *Figura 6-11a-b*. Se è certamente vero che il ribaltamento è il meccanismo dominante in murature con bassi valori di compressione verticale (come ad esempio per i piani alti di un edificio) al crescere della compressione verticale i meccanismi di scorrimento e taglio diventano via via più rilevanti, non potendo quindi prescindere da una formulazione specifica, anche approssimata, della resistenza associata a tali meccanismi. Un possibile approccio sarebbe definire un dominio di resistenza a compressione monoassiale dipendente dall'angolo  $\alpha$  esistente fra la compressione principale e la normale ai letti di malta. Se ci si limita nell'ambito della macromodellazione un'alternativa valida è quella di effettuare delle verifiche sulle risultanti delle azioni interne del macroelemento utilizzando criteri di resistenza analoghi a quelli descritti precedentemente.



## 7 Modellazione maschi murari

Nel presente elaborato, come anticipato in precedenza, si è deciso di schematizzare l'edificio in muratura con il metodo del telaio equivalente dove si sono modellati esclusivamente i maschi murari e le membrature orizzontali. La muratura è schematizzata quindi con elementi beam, per i quali per introdurre la non linearità di materiale si utilizza il modello a fibre implementato dal software MIDAS GEN. Nel seguente capitolo si entrerà nel particolare della modellazione del singolo maschio murario andandone ad analizzare le capacità meccaniche, verificando la risposta sia sotto l'azione di sollecitazioni assiale sia le modalità di rottura del maschio stesso sottoposto a forze di taglio agenti nel suo piano.

### 7.1 Legame costitutivo

Il legame costitutivo con il quale si può ben rappresentare il comportamento assiale della muratura è il comportamento “no tension” ovvero la capacità di resistenza a trazione nulla, è stato infatti sperimentato che la capacità di resistenza a trazione di un giunto malta-blocco può essere dell'ordine di 1/30 della resistenza a compressione della muratura stessa. Il legame  $\sigma$ - $\epsilon$  di sola resistenza a compressione viene quindi approssimato mediante il legame proposto da Kent & Park per il calcestruzzo modificandone opportunamente i parametri per adattarlo ai tipici legami sperimentali per la muratura riscontrati in letteratura. Essendo la muratura un materiale composito i vari parametri meccanici dipendono essenzialmente dalla tipologia di materiali con cui è costruita, ovvero gli elementi resistenti (mattoni/materiale lapideo) e il loro legante (malta). Tali parametri risultano direttamente proporzionali alle caratteristiche dei due elementi, si sono cercati quindi dei valori medi, che ben rappresentassero il comportamento generale della muratura. Per fare ciò ci si è avvalsi dei risultati di prove sperimentali [11] ottenute tramite vari test di compressione su provini di muratura ognuno dei quali presenta una diversa combinazione di legante e di mattoni. Si è potuto quindi definire dei valori medi di resistenza a compressione e deformazione assiale della muratura, i quali sono stati utilizzati nella modellazione agli elementi finiti dei maschi murari. Si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche assegnate alla muratura.

Parametri di K&P		
Parametro	Valore	u.d.m.
E	1000	Mpa
G	500	Mpa
$f_{cd} = f_k$	3	Mpa
$\epsilon_0$	0,002	-
$\epsilon_u$	0,0036	-
$\epsilon_1$	0,004	-
k	1	-
z	500	-

Utilizzando i parametri sopra elencati si è potuto rappresentare graficamente il legame  $\sigma$ - $\epsilon$  sia tramite il legame di Kent & Park modificato che tramite formulazioni analitiche [11] che rappresentano il reale comportamento “no tension” della muratura.

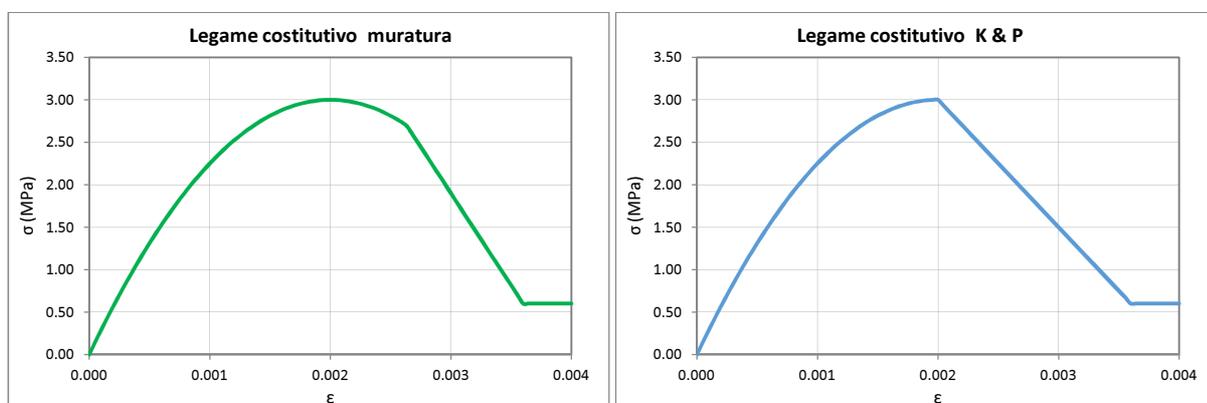


Figura 7-1: Legame costitutivo muratura determinato analiticamente e tramite la legge di K&P

Per quanto riguarda la modellazione non lineare della muratura, come anticipato, è stata utilizzata una modellazione a fibre dove ogni maschio murario è modellato da un singolo beam la cui area è stata suddivisa in aree di dimensioni minori (fibre) e ad ognuna di esse è stata associata la medesima legge costitutiva a compressione. Questo permette all'elemento beam di raggiungere la capacità di resistenza a compressione anche in un'area limitata di sezione innescando, come vedremo in seguito, un collasso nel piano di tipo flessionale.

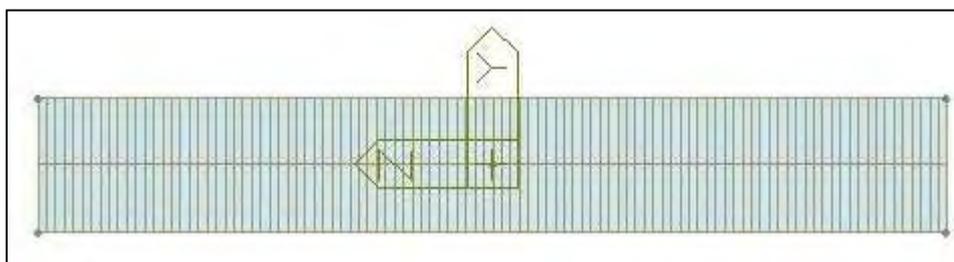


Figura 7-2: Divisione in fibre del maschio murario in MidasGEN

Per verificare la validità della modellazione appena presentata e la correttezza del legame costitutivo è stata eseguita tramite il programma agli elementi finiti MIDAS GEN una prova di Push Over in comando di spostamenti su un unico maschio murario di dimensioni uguali a quelle utilizzate successivamente nei modelli completi (dimensioni riportate in *Tabella 7-a*). In tale prova il maschio è stato vincolato al terreno tramite un incastro alla base ed è stato applicato alla sommità uno spostamento di compressione con forzante lineare che ha permesso di ricostruire il grafico tensione-deformazione presentato in *Figura 7-4*.

In *Figura 7-3* sono riportati l'inserimento dei parametri di K&P modificato all'interno del programma di calcolo e il relativo modello utilizzato per tarare il legame costitutivo della muratura.

Parametri Geometrici						
Maschio murario				Fibra		
Parametro		Valore	u.d.m.	Parametro	Valore	u.d.m.
Spessore	t	0.35	m	Larghezza	175	mm
Larghezza	b	2	m	Lunghezza	19.6	mm
Altezza	h	3	m	Area fibra	3430	mm <sup>2</sup>
Area trasversale	A <sub>TRASV</sub>	0.7	m <sup>2</sup>			
Volume	V	2.1	m <sup>3</sup>			
Numero di fibre	n°	102	-			

Tabella 7-a: Parametri geometrici della modellazione

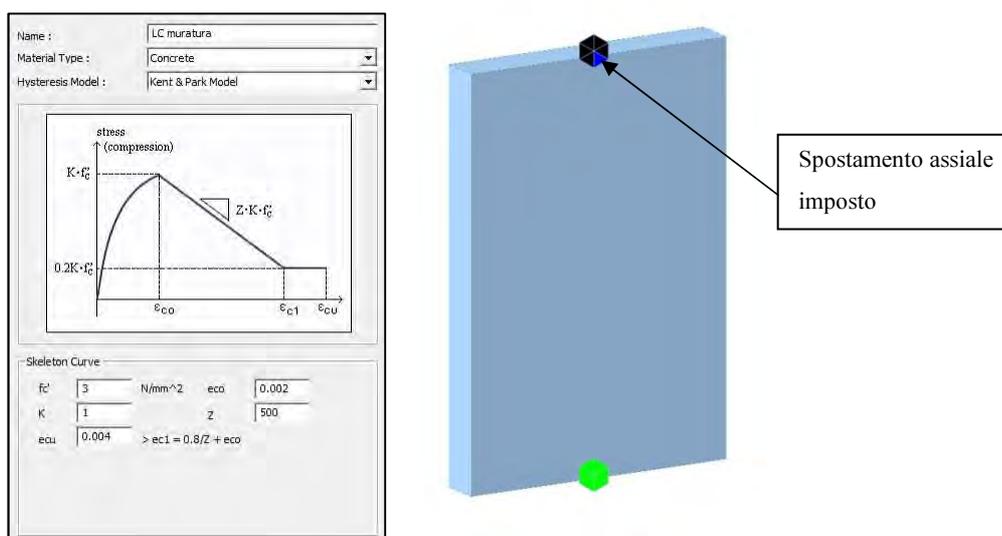


Figura 7-3: Parametri di K&P inseriti su MIDAS GEN e modello numerico del maschio murario

La prova di carico a compressione su un maschio murario, come si può notare (Figura 7-5), mostra dei risultati confortanti che ci permettono di asserire che il legame e il tipo di modellazione risultano corretti. Si deve mettere in evidenza però che il modello utilizzato, in questa tipologia di analisi, non riesce a simulare il tratto di softening successivo al picco di resistenza, mostrando un comportamento marcatamente fragile, cosa tipica delle murature e quindi tollerabile ai fini del presente lavoro.

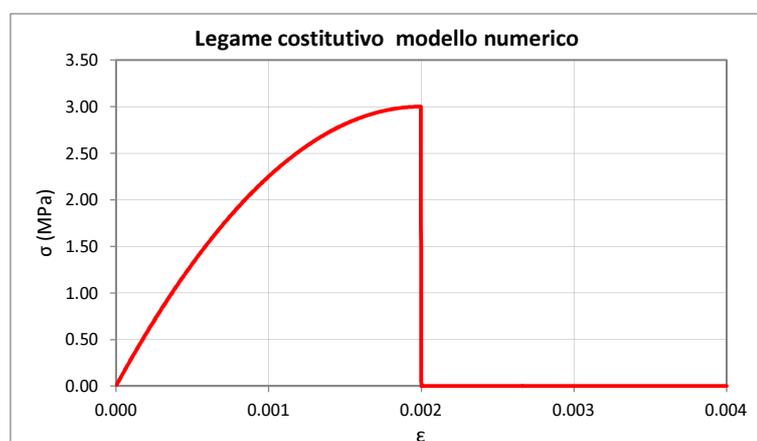


Figura 7-4: Legame costitutivo ottenuto tramite modello numerico

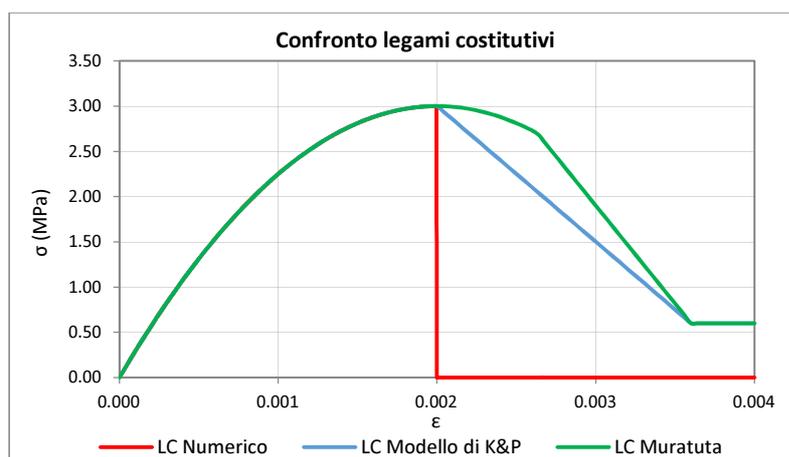


Figura 7-5: Confronto legami costitutivi

## 7.2 Metodi di collasso trasversale maschio murario $h=3\text{m}$

### 7.2.1 Introduzione

Per quanto riguarda il metodo di collasso del maschio murario soggetto a sollecitazioni di taglio, nel presente elaborato si considera la sola rottura della parete per pressoflessione o “rocking”, tralasciando quindi le altre due tipologie presentate in precedenza. Questa scelta deriva dalla geometria designata per il maschio murario e dalla tipologia di modellazione utilizzata. La divisione in fibre infatti, permette di raggiungere la capacità di resistenza massima a compressione in un’area limitata del maschio (vedi *Figura 7-6* tratto “a”) imponendo così la rottura al piede della muratura in modo tale da annullare le condizioni di equilibrio tra le forze in gioco imponendo il conseguente collasso per ribaltamento o “rocking” dell’intero pannello murario.

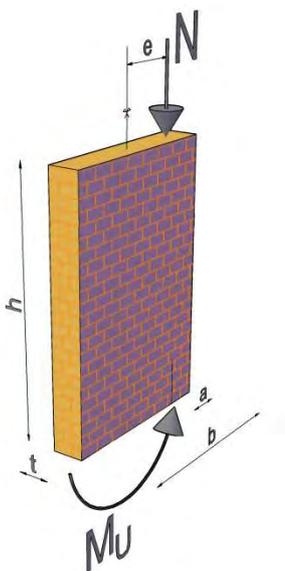


Figura 7-6: Geometria del maschio in muratura

### 7.2.2 Ipotesi di base

Le valutazioni che si andranno a fare di seguito, sul metodo di collasso utilizzato, si basano su alcune ipotesi di fondamentale importanza:

- Sforzo assiale sulla muratura: la resistenza a taglio di un elemento in muratura dipende in maniera diretta dallo sforzo di compressione che su di esso agisce. Lo sforzo normale determinato dai carichi agenti porta ad affermare con sicurezza che la resistenza a taglio dell'elemento è fornita dalla resistenza massima a compressione degli elementi che compongono l'aggregato murario, si ha così che il collasso del maschio è causato dal raggiungimento della tensione massima di compressione in una zona ristretta della base. Se l'azione normale è in grado di garantire un certo accoppiamento fra i letti di malta e il materiale lapideo/murario, si può affermare che la forzante di taglio riesce a far ruotare il maschio attorno ad un punto alla base, così da indurre un collasso per pressoflessione. Tale tipo di collasso, come visto in precedenza, ha la caratteristica di essere poco dissipativo a differenza di una rottura per fessurazione diagonale o scorrimento;
- Schema statico di mensola incastrata alla base: il metodo di collasso introdotto può essere innescato più facilmente se è possibile schematizzare il maschio murario come una mensola incastrata alla base e quindi libera di muoversi in sommità. Per poter riscontrare queste disposizioni a livello reale, è possibile ipotizzare la presenza di fasce di piano che non siano in grado di resistere a grossi sforzi normali nella direzione della forza di taglio sismica agente e quindi di comportarsi come bielle.

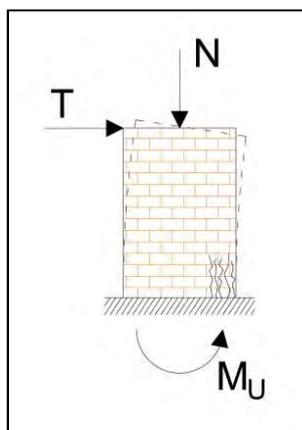


Figura 7-7: Schema statico di mensola incastrata alla base

### 7.2.3 Determinazione dello sforzo assiale N

Per il calcolo dello sforzo assiale agente su ogni singolo maschio murario nel modello pilota (modello monopiano) si è deciso di non considerare differenze di peso tra le varie tipologie di consolidamento studiate. Nel modello a due piani, più completo e raffinato, si è voluto invece considerare l'incremento di peso dato dal consolidamento tramite soletta in calcestruzzo nei confronti degli altri consolidamenti al fine di confrontare correttamente i risultati che si otterranno.

Si sono definiti i carichi permanenti:

$g_{\text{solaio}} = 3 \text{ kN/m}^2$  per ogni tipologia di solaio;

$\gamma_{\text{muratura}} = 18,00 \text{ kN/m}^3$ ;

Il peso specifico della muratura moltiplicato per il volume del maschio, fornisce un nuovo carico permanente indispensabile a definire lo sforzo normale sui maschi stessi.

Per quanto riguarda i carichi accidentali, data la natura degli edifici di questo tipo, si utilizza il carico definito da normativa per ambienti ad uso residenziale:

$q = 2 \text{ kN/m}^2$ ;

Esso va coefficientato, per la combinazione sismica da normativa [13] impiegata per stati limite ultimi e di esercizio, con il termine  $\psi_{21} = 0,3$ . Si ha quindi che la combinazione di azioni agenti sulla struttura è data da:

$$E + G_1 + \psi_{21} Q_{k1} \quad (23)$$

Dove:

- $E$  termine riferito all'azione sismica;
- $G_1$  termine riferito ai carichi permanenti;
- $\psi_{21}$  coefficiente di combinazione;
- $Q_{k1}$  termine riferito ai carichi accidentali;

Nel caso studio in esame si è deciso di modellare un edificio ad un unico piano, dove però ai maschi murari sono stati applicati dei carichi assiali pari ad una struttura a due piani. Questo è stato previsto per non avere sollecitazioni troppo basse sui pannelli murari e permettere un loro adeguato comportamento trasversale. Si considera quindi che al singolo maschio murario sia applicato il peso del solaio secondo l'area d'influenza che gli compete e il peso proprio del maschio stesso.

Le azioni assiali determinate sono calcolate assumendo che i carichi siano distribuiti nel seguente modo:

- PIANO TERRA:
  - 12,5 % del peso del solaio piano terra, avendo considerato che tale percentuale è l'area d'influenza del solaio gravante sul maschio;
  - 100,0 % del peso proprio del singolo maschio;
  - 25,0 % del peso proprio del singolo maschio, assunto come peso della muratura di tamponamento;
  - 100,0 % del peso proprio del maschio al piano primo;

- 12,5 % del peso del solaio piano primo, avendo considerato che tale percentuale è l'area d'influenza del solaio gravante sul maschio;
- PIANO PRIMO:
  - 12,5 % del peso del solaio, avendo considerato che tale percentuale è l'area d'influenza del solaio gravante sul maschio;
  - 100,0 % del peso proprio del singolo maschio;
  - 25,0 % del peso proprio del singolo maschio, assunto come peso della muratura di tamponamento;

Il peso del solaio al piano terra è fornito dal carico permanente e dall'aliquota di carico accidentale come da normativa, il peso del solaio al piano primo è invece ottenuto dal solo carico permanente, in quanto non si considera la presenza di carichi accidentali sopra di esso essendo interpretabile come una copertura e che quindi in combinazione sismica presenta un coefficiente di combinazione  $\psi_{21} = 0$ .

Si riporta le tabelle che riassumono le dimensioni e i pesi totali dei singoli elementi:

MASCHIO MURARIO		
h	3	m
b	2	m
t	0,35	m
V	2,1	m <sup>3</sup>
$\gamma_{muratura}$	18,00	kN/m <sup>3</sup>
<b>PESO</b>	<b>37,80</b>	<b>kN</b>

Tabella 7-b: Peso maschio murario

SOLAIO PIANO TERRA		
L <sub>1</sub>	10	m
L <sub>2</sub>	8	m
A	80	m
$g_{solaio}$	3,00	kN/m <sup>2</sup>
q	2,00	kN/m <sup>2</sup>
$\psi$	0,30	-
<b>PESO</b>	<b>288,00</b>	<b>kN</b>

Tabella 7-c: Peso solaio piano terra con solaio non consolidato o consolidato con doppio tavolato o profili in acciaio

SOLAIO PIANO PRIMO		
L <sub>1</sub>	10	m
L <sub>2</sub>	8	m
A	80	m
$g_{solaio}$	3,00	kN/m <sup>2</sup>
<b>PESO</b>	<b>240,00</b>	<b>kN</b>

Tabella 7-d: Peso solaio piano primo con solaio non consolidato o consolidato con doppio tavolato o profili in acciaio

Definito quindi il peso afferente ai solai e il peso proprio della muratura si è potuto determinare lo sforzo assiale che andrà ad agire sul singolo maschio murario.

SFORZO NORMALE MASCHIO MURARIO			
<i>Elemento</i>	<i>Peso totale (kN)</i>	<i>%</i>	<i>Peso afferente (kN)</i>
Maschio murario piano terra	37,80	100,0	37,80
Solaio piano terra	288,00	12,5	36,00
Maschio murario piano primo	37,80	100,0	37,80
Solaio piano primo	240,00	12,5	30,00
Tamponamento	37,80	25,0	9,45
<b>TOTALE</b>			<b>151,05</b>

Tabella 7-e: Sforzo normale su maschio murario con solaio non consolidato o consolidato con doppio tavolato o profili in acciaio

#### 7.2.4 Tipologie di collasso trasversale

Una volta calcolato lo sforzo assiale agente sul singolo maschio murario, attraverso le tre formule viste nel capitolo precedente per determinare la tipologia di collasso nel piano del pannello (24)(25)(26) si è potuto determinare la capacità di resistenza ultima a taglio  $V_u$ . Determinata la massima resistenza a taglio, si è calcolato il momento ultimo ( $M_u = V_u h$ ) definendo così il meccanismo di collasso da attribuire ad un maschio murario con caratteristiche geometriche ( $h = 3\text{m}$ ,  $b = 2\text{m}$ ,  $t = 0,35\text{m}$ ), e condizioni di carico assiale ( $N = 151\text{ kN}$ ) come quelle considerate. Si riportano di seguito le formule dei tre metodi di collasso:

- Rottura per pressoflessione o “rocking”:

$$V_{R,P} = \frac{Nb}{2h_0} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{k f_u} \right) \quad (24)$$

Dove:

- $N$  forza assiale sul maschio murario;
- $b$  lunghezza della sezione normale del maschio;
- $\sigma_0$  compressione verticale media sulla sezione dovuta a  $N$ ;
- $f_u = \frac{f_k}{2} = 1,5\text{ MPa}$  resistenza massima a compressione muratura;
- $h_0$  altezza di momento nullo che nel caso in esame con schema statico a mensola coincide con l'altezza dell'intero pannello;
- $k$  coefficiente che tiene conto della distribuzione degli sforzi nella zona compressa considerato pari a 0,85.

- Rottura per fessurazione diagonale:

$$V_{R,FD} = \frac{f_{td}bt}{\xi} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad (25)$$

Dove:

- $f_{td} = 0,09 \text{ MPa}$  resistenza a trazione convenzionale della muratura;
- $t$  spessore della muratura;
- $\xi$  coefficiente che dipende dalla forma del pannello in questo caso  $\xi = 1,5$  con  $h/b \geq 1,5$ .

- Rottura per scorrimento:

$$V_{R,S} = bt \left( \frac{1,5f_{vk0} + 0,4\sigma_0}{1 + 3 \frac{\alpha_v f_{vk0}}{\sigma_0}} \right) \quad (26)$$

Dove:

- $f_{vk0} = 0,2 \text{ MPa}$  valore di coesione della muratura;
- $\alpha_v = \frac{M}{Vb} = \frac{h}{D}$  rapporto di taglio.

I risultati ottenuti sono stati raccolti nella *Tabella 7-f* dalla quale è facile determinare che il meccanismo che mette in crisi la resistenza del pannello risulta essere, come previsto, la rottura per pressoflessione in quanto mostra il valore di momento resistente minore rispetto alla altre due.

Valori di Resistenza Maschio Murario						
Tipologia di rottura	Taglio Resistente			Momento Resistente		
	Parametro	Valore	u.d.m.	Parametro	Valore	u.d.m.
Pressoflessione	$V_{R,P}$	41,83	kN	$M_{R,P}$	125,49	kNm
Fessurazione diagonale	$V_{R,FD}$	77,42	kN	$M_{R,FD}$	156,89	kNm
Scorrimento	$V_{R,S}$	52,30	kN	$M_{R,S}$	232,25	kNm

Tabella 7-f: Valori di resistenza maschio murario

Di particolare interesse è l'osservazione del grafico riportato in *Figura 7-8*, dove si è rappresentato graficamente l'andamento dei tre limiti di resistenza trasversali del maschio murario considerato. Tale grafico riporta nell'asse delle ascisse la forza assiale e nell'asse delle ordinate i valori del momento resistente, potendo definire quindi la tipologia di rottura che si innesca al variare della sollecitazione normale al pannello. Il grafico mette ancora una volta in luce il fatto che il maschio murario considerato sollecitato da una forza assiale pari ad  $N = 151,05 \text{ kN}$  risulta avere un meccanismo di collasso a pressoflessione.

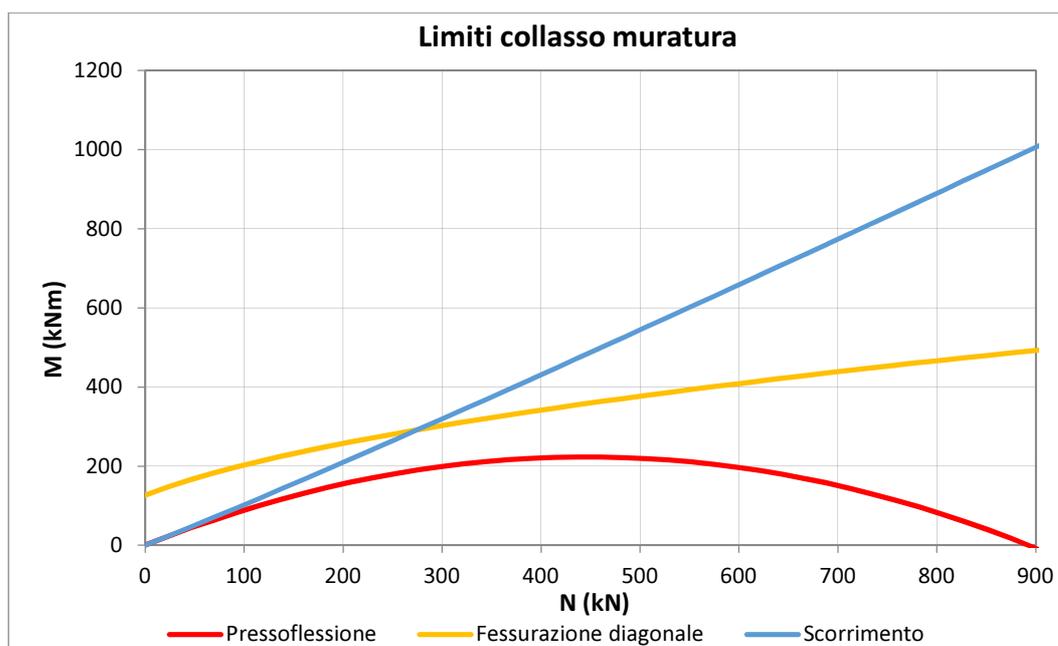


Figura 7-8: Andamento grafico dei momenti resistenti della muratura

### 7.3 Calibrazione del maschio murario h=3m tramite modello numerico

Per verificare la validità della modellazione e la correttezza delle ipotesi fatte sulla tipologia di collasso nel piano del pannello murario, è stata eseguita una prova di Push Over in comando di spostamenti su un unico maschio di dimensioni uguali a quelle utilizzate successivamente nei modelli completi (dimensioni riportate in *Tabella 7-a*). In tale prova il maschio è stato vincolato al terreno tramite un incastro alla base lasciandogli quindi la possibilità di deformazione nel piano in modo da ricreare uno schema statico a mensola. La modellazione prevede la divisione in fibre come illustrato in precedenza. Al modello è stato applicato uno sforzo di compressione costante pari a  $N = 151,05 \text{ kN}$  e uno spostamento lineare in sommità in direzione X in modo da ricreare la sollecitazione sismica orizzontale. Il modello è presentato nella seguente figura:



Figura 7-9: Modello maschio murario h=3m

Tramite questa analisi, plottando i valori di taglio alla base e spostamento in sommità si è potuto determinare la curva di capacità del maschio murario:

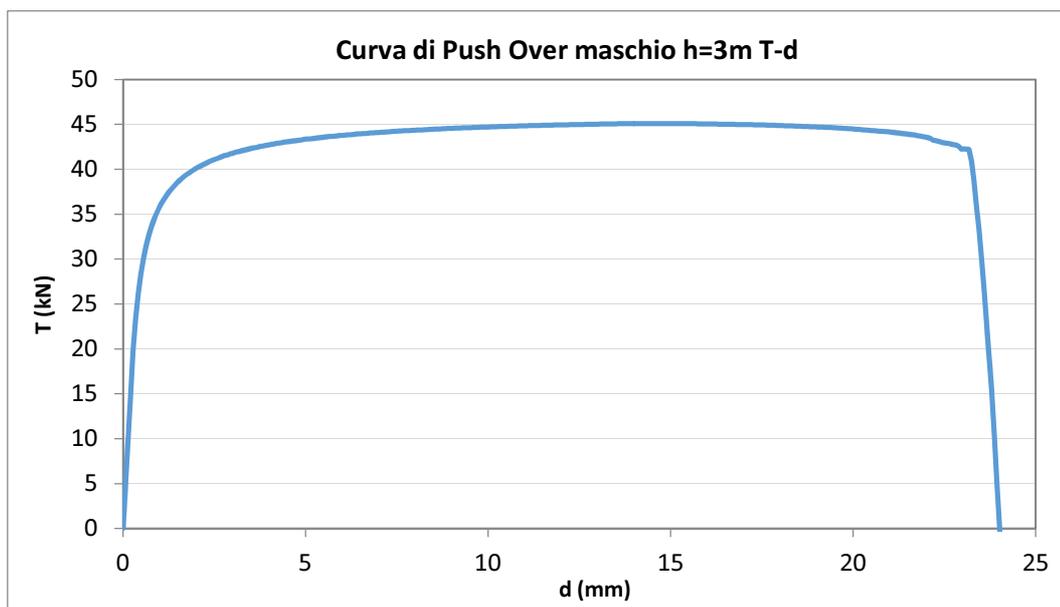


Figura 7-10: Curva taglio-spostamento maschio murario  $h=3m$

Di seguito viene invece riportato un grafico che raffigura l'andamento del momento alla base in funzione dello spostamento in sommità:

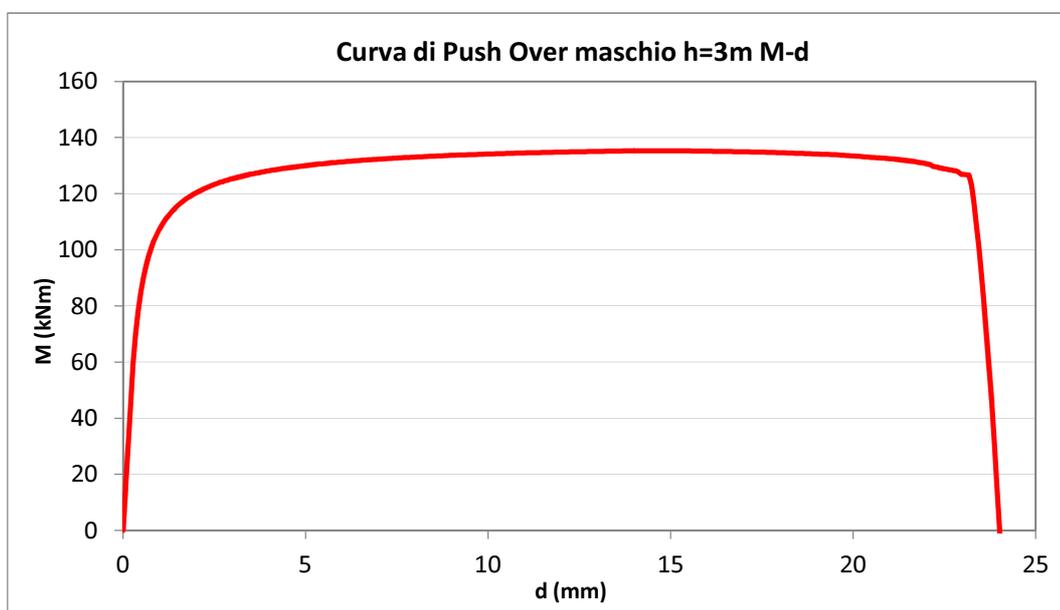


Figura 7-11: Curva momento-spostamento maschio murario  $h=3m$

Dall'analisi dei due precedenti grafici si possono trarre le seguenti conclusioni:

- I valori di taglio e di momento ultimo risultano coincidenti con quelli di rottura per pressoflessione riportati nella *Tabella 7-f*;

- La rottura del maschio avviene per un valore di spostamento orizzontale in sommità pari circa al 7-8 % dell'altezza del maschio stesso coincidente con uno spostamento pari a 22-24mm; questo concorda con quanto riportato nelle normative italiane ed europee oltre che con i valori forniti da altri autori.

Oltre alla prova con spostamento lineare è stata riprodotta, tramite lo stesso modello usato in precedenza, una prova di taglio ciclico imponendo uno spostamento variabile secondo la legge riportata in Figura 7-12 e mantenendo applicata una forza di compressione assiale costante pari a  $N = 151,05 \text{ kN}$ .

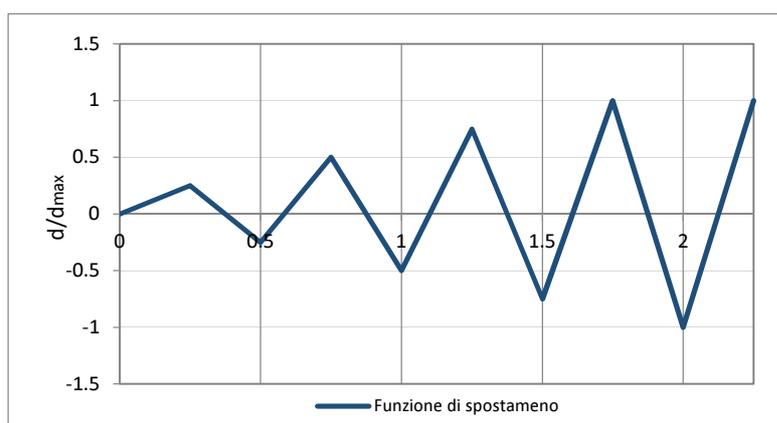


Figura 7-12: Legge di variazione di spostamento per analisi pushover

Si riportano di seguito i risultati ottenuti:

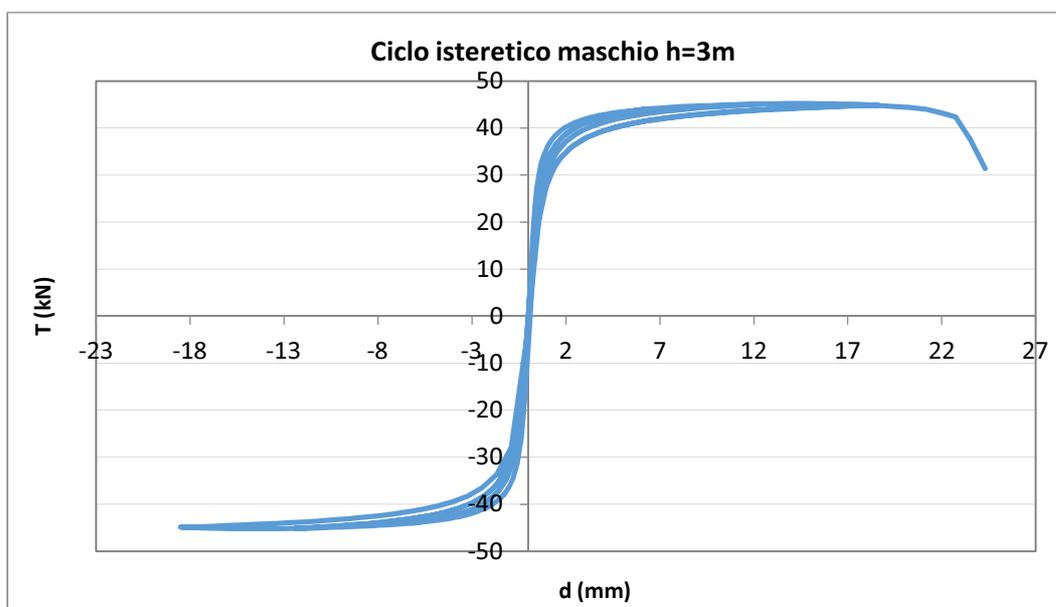


Figura 7-13: Ciclo isteretico maschio murario h=3m

Dal grafico si possono trarre le seguenti conclusioni:

- Come nella prova a spostamento monotono i valori di taglio ultimo risultano coincidere con i valori dati dalla rottura per pressoflessione e lo spostamento di rottura si mantiene nuovamente entro i limiti precedentemente fissati (7-8% dell'altezza del maschio murario);
- Il comportamento del maschio sottoposto a prova ciclica è di tipo simmetrico;
- I cicli isteretici determinati dalla prova ciclica risultano molto stretti e quindi poco dissipativi, comportamento tipico dei maschi murari con collasso a pressoflessione o “rocking”.

Dalle analisi condotte si può quindi asserire che la modellazione del maschio murario utilizzata nel modello monopiano risponde correttamente alle esigenze e agli scopi del presente elaborato, dimostrando veritiere le ipotesi di collasso imposte a monte.

## 7.4 Metodi di collasso trasversale maschio murario h=6m

### 7.4.1 Determinazione dello sforzo assiale N

Per il calcolo dello sforzo assiale agente su ogni singolo maschio murario nel modello completo a due piani si è deciso, diversamente dal modello pilota, di considerare la differenza di peso tra le varie tipologie di consolidamento studiate mettendo in luce l'incremento di peso dato dal consolidamento tramite soletta in calcestruzzo nei confronti degli altri consolidamenti al fine di confrontare correttamente i risultati che si otterranno.

Per la distribuzione e la ripartizione dei carichi assiali sui singoli maschi murari nell'edificio a due piani, si fa quindi riferimento alle indicazioni fornite in precedenza, considerando però una differenza nel peso dei solai come riportato di seguito:

- $g_{\text{soffitto}} = 3 \text{ kN/m}^2$  per solaio non consolidato, consolidamento con doppio tavolato e consolidamento con nastri in acciaio;
- $g_{\text{soffitto}} = 4 \text{ kN/m}^2$  per solaio consolidato con soletta in calcestruzzo.

Come anticipato per calcolare la sollecitazione assiale si considera che al singolo maschio murario sia applicato il peso del solaio secondo l'area d'influenza che gli compete e il peso proprio del maschio stesso. Operando in questo modo la struttura verticale del caso studio sarà composta da due maschi posti uno sopra l'altro e sottoposti entrambi alla stessa azione assiale in corrispondenza del collegamento tra maschio murario e solaio. Nasce così alla base del maschio al piano terra uno sforzo normale doppio rispetto al maschio del piano primo, situazione che influenza notevolmente la risposta della struttura all'azione di taglio (in questo caso azione sismica).

Si riportano ora le tabelle per il calcolo dello sforzo normale in funzione della tipologia di solaio considerato.

## SOLAIO LIGNEO

Si omettono le tabelle riguardanti le dimensioni e i pesi dei singoli elementi già rappresentate in precedenza riportando esclusivamente le tabelle per il calcolo delle sollecitazioni assiali del piano terra e del piano primo.

SFORZO NORMALE MASCHIO MURARIO PIANO TERRA			
Elemento	Peso totale (kN)	%	Peso afferente (kN)
Maschio murario piano terra	37,80	100,0	37,80
Solaio piano terra	288,00	12,5	36,00
Maschio murario piano primo	37,80	100,0	37,80
Solaio piano primo	240,00	12,5	30,00
Tamponamento	37,80	25,0	9,45
<b>TOTALE</b>			<b>151,05</b>

Tabella 7-g: Sforzo normale piano terra con solaio non consolidato o consolidato con doppio tavolato o profili in acciaio

SFORZO NORMALE MASCHIO MURARIO PIANO PRIMO			
Elemento	Peso totale (kN)	%	Peso afferente (kN)
Maschio murario piano primo	37,80	100,0	37,80
Solaio piano primo	240,00	12,5	30,00
Tamponamento	37,80	25,0	9,45
<b>TOTALE</b>			<b>77,25</b>

Tabella 7-h: Sforzo normale piano primo con solaio non consolidato o consolidato con doppio tavolato o profili in acciaio

## SOLAIO CON SOLETTA IN CALCESTRUZZO

SOLAIO PIANO TERRA		
$L_1$	10	m
$L_2$	8	m
A	80	m
$g_{\text{solaio}}$	4,00	kN/m <sup>2</sup>
q	2,00	kN/m <sup>2</sup>
$\psi$	0,30	-
<b>PESO</b>	<b>368,00</b>	<b>kN</b>

Tabella 7-i: Peso solaio piano terra consolidato con soletta in cls

SOLAIO PIANO PRIMO		
$L_1$	10	m
$L_2$	8	m
A	80	m
$g_{\text{solaio}}$	4,00	kN/m <sup>2</sup>
<b>PESO</b>	<b>320,00</b>	<b>kN</b>

Tabella 7-j: Peso solaio piano primo consolidato con soletta in cls

SFORZO NORMALE MASCHIO MURARIO PIANO TERRA			
Elemento	Peso totale (kN)	%	Peso afferente (kN)
Maschio murario piano terra	37,80	100,0	37,80
Solaio piano terra	368,00	12,5	46,00
Maschio murario piano primo	37,80	100,0	37,80
Solaio piano primo	320,00	12,5	40,00
Tamponamento	37,80	25,0	9,45
<b>TOTALE</b>			<b>171,05</b>

Tabella 7-k: Sforzo normale piano terra consolidato con soletta in cls

SFORZO NORMALE MASCHIO MURARIO PIANO PRIMO			
Elemento	Peso totale (kN)	%	Peso afferente (kN)
Maschio murario piano primo	37,80	100,0	37,80
Solaio piano primo	320,00	12,5	40,00
Tamponamento	37,80	25,0	9,45
<b>TOTALE</b>			<b>87,25</b>

Tabella 7-l: Sforzo normale piano primo consolidato con soletta in cls

In definitiva si ha quindi, come già riportato:

- $N = \frac{151,05}{2} = 75,50 \text{ kN}$  per solaio non consolidato, consolidamento con doppio tavolato e consolidamento con nastri in acciaio;
- $N = \frac{171,05}{2} = 85,50 \text{ kN}$  per solaio consolidato con soletta in calcestruzzo;

Questa ripartizione è stata fatta in modo tale da garantire nel modello agli elementi finiti la corretta aliquota di sforzo assiale su ognuno dei due maschi murari. Infatti, prendendo come esempio i pesi del solaio ligneo, il maschio del primo piano sarà sollecitato nella sommità da uno sforzo assiale pari ad  $N_{pp} = 75,5 \text{ kN}$  diversamente il maschio del piano terra sarà sollecitato dallo sforzo assiale assegnato  $N = 75,5 \text{ kN}$  più lo sforzo derivante dal maschio sovrastante ottenendo così uno sforzo totale al piano terra pari a  $N_{pT} = N_{pp} + N = 151,00 \text{ kN}$  come presentato nella schematizzazione precedente.

#### 7.4.2 Osservazioni sullo schema statico

La disposizione di maschi e solai scelta per il caso di studio di edificio a due piani, permette di affermare che lo schema statico degli elementi verticali sia quello di una mensola incastrata alla base, alta 6 m e larga 2 m per uno spessore di 0,35 m.

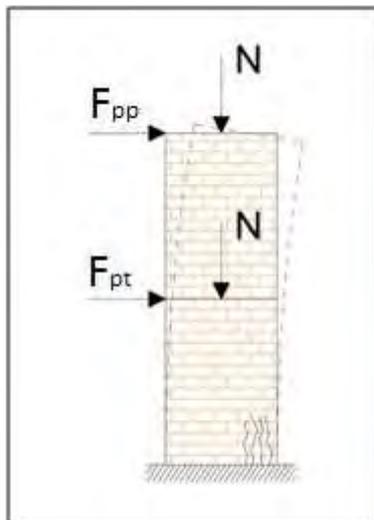


Figura 7-14: Schema statico di mensola incastrata alla base

È importante focalizzare l'attenzione sul comportamento di questa mensola alle sollecitazioni orizzontali e di come esso sia da correlare alle caratteristiche elasto-plastiche del materiale di cui è composta.

Le regole progettuali per quanto riguarda le modalità di collasso della muratura, stabiliscono, come già affermato, una relazione diretta tra lo sforzo normale agente e la risposta a azioni trasversali che l'elemento in muratura è in grado di fornire. Anche nel caso di maschio murario di altezza 6m, come si vedrà successivamente, si è in presenza di sforzi normali tali da indurre il pannello ad un collasso per pressoflessione o "rocking". L'elemento murario è quindi in grado di sopportare tutte quelle sollecitazioni che inducono alla base un momento minore del limite massimo, definito come momento resistente ultimo, pari a:

$$M_U = N \cdot e \quad (27)$$

Dove:

- $M_U$  momento resistente ultimo;
- $N$  sforzo normale agente;
- $e = \frac{b}{2} - \frac{a}{2}$  eccentricità dello sforzo normale rispetto l'asse dell'elemento, dove:
  - $b$  larghezza di base del maschio murario;
  - $a = \frac{N}{(k f_{ct} t)}$  larghezza della zona compressa, con:

- $k = 0,85$  coefficiente;
- $f_{cd}$  resistenza a compressione della muratura;
- $t$  spessore dell'elemento murario.

Come si evince dalle relazioni sopra riportate quando si considera la sola rottura per pressoflessione, il comportamento del maschio non dipende dall'altezza dell'elemento, ma solo dallo sforzo normale agente e dalle dimensioni in pianta. Per questo motivo è possibile affermare che la risposta di maschi di altezze differenti è uguale se è uguale lo sforzo normale che viene ad essi applicato.

Si è voluto porre l'accento su questi aspetti poiché si vanno ora a considerare due maschi posti uno sopra l'altro e che quindi presentano due nodi di attacco col solaio, punto nel quale si applica l'azione assiale proveniente dal solaio stesso. Come visto in precedenza, i due orizzontamenti scaricano in questi nodi la stessa quantità di carico assiale, che quindi induce il maschio al piano terra a sopportare un carico pari a due volte quello del maschio al piano primo.

In altre parole si vuole mostrare come un maschio di altezza  $h$  soggetto a sforzo normale  $N$ , abbia la stessa resistenza alla rottura per "rocking" di due maschi sovrapposti alti sempre  $h$  e soggetti a sforzo normale di  $N/2$ , in questa situazione il maschio alla base si ritrova ad avere la stessa configurazione del maschio singolo, essendo alto  $h$  e soggetto a sforzo normale  $N$  dato  $N/2 + N/2$ . La figura sottostante chiarisce meglio il concetto.

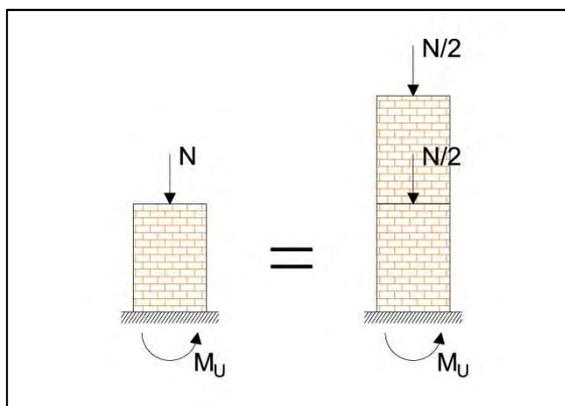


Figura 7-15: Uguaglianza del momento resistente ultimo

Dalle considerazioni fatte si deduce quindi che nel modello monopiano il maschio murario di altezza  $3m$  è sollecitato da un'unica forza orizzontale  $V$  in sommità, dalla quale si può determinare il momento ultimo come:

$$M_U = N \cdot e = V \cdot h; \quad (28)$$

Diversamente nel caso di modello a due piani lo schema statico è di una mensola di altezza  $2h$  e sollecitata da due forze orizzontali (sisma) che agiscono nei nodi di collegamento tra i maschi murari e le membrature orizzontali (Figura 7-16). Si può quindi affermare che il momento ultimo che si genera

nei due schemi di carico risulta essere uguale e pari a  $M_U = N \cdot e$  però nel maschio murario di altezza 6m si definisce come:

$$M_{pt} = M_U = N \cdot e = F_{pp}2h + F_{pt}h \quad (29)$$

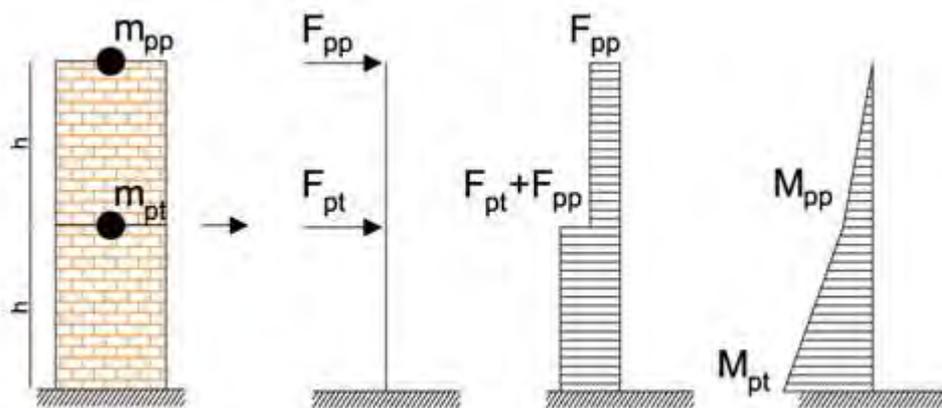


Figura 7-16: Schema riassuntivo per determinare  $M$  alla base

Nell'elaborato di Lonardi Andrea "Effetti del consolidamento dei solai lignei sulla risposta sismica di edifici in muratura" viene riportata la ripartizione delle masse sismiche per l'edificio a due piani e si ricava il valore delle due forze orizzontali applicate a livello dei solai che risultano in sostanza uguali, quindi si può affermare che  $F_{pt} = F_{pp}$  (distribuzione costante delle forze).

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva che racchiude i valori di momento ultimo per i vari metodi di collasso calcolati in precedenza per il maschio murario di altezza 3m, quindi validi anche per lo schema statico ora esaminato. Tali valori verranno poi confrontati con i valori estrapolati dal modello numerico.

Valori di Resistenza Maschio Murario			
	Momento Resistente		
Tipologia di rottura	Parametro	Valore	u.d.m.
Pressoflessione	$M_{R,P}$	125.49	kNm
Fessurazione diagonale	$M_{R,FD}$	156.89	kNm
Scorrimento	$M_{R,S}$	232.25	kNm

Tabella 7-m: Valori di resistenza maschio murario

Come descritto in tabella, il valore di momento resistente minimo risulta quello derivante dalla rottura per pressoflessione.

### 7.5 Calibrazione del maschio murario h=6m tramite modello numerico

Per verificare la validità della modellazione e la correttezza delle ipotesi fatte sulla tipologia di collasso nel piano del pannello murario, è stata eseguita una prova di Push Over in comando di spostamenti su un unico maschio di dimensioni uguali a quelle utilizzate successivamente nei modelli completi ( $h = 6m, b = 2m, t = 0,35m$ ). Anche in questo caso si è eseguita una modellazione a fibre come quella vista in precedenza, dove il maschio è stato vincolato al terreno tramite un incastro alla base lasciandogli quindi la possibilità di deformazione nel piano, in modo da ricreare uno schema statico a mensola. Al modello è stato applicato uno sforzo di compressione costante pari a  $N = 75,00 \text{ kN}$  sia nel nodo di sommità del maschio di piano terra sia nel nodo del maschio di primo piano. Sugli stessi nodi si sono applicate due forze unitarie in direzione X che hanno il solo scopo di ricreare una distribuzione delle forze costante lungo l'altezza dell'elemento. In sommità è stato in fine applicato uno spostamento lineare sempre in direzione X in modo da ricreare la sollecitazione sismica orizzontale. Il modello è presentato nella seguente figura:

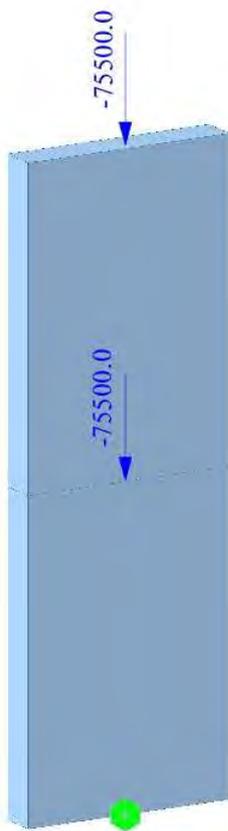


Figura 7-17: Modello maschio murario h=3m

Tra i risultati ottenuti si riportano di seguito gli schemi di taglio e momento estrapolati dall'analisi Push Over nell'istante che precede la rottura. I valori sono riportati in N per il taglio e in Nmm per il momento, si può notare immediatamente come il momento alla base dell'elemento risulta essere pari a  $M = 125,36 \text{ kN}$  praticamente coincidente con il valore di momento ultimo per la rottura a pressoflessione riportato in *Tabella 7-m*.

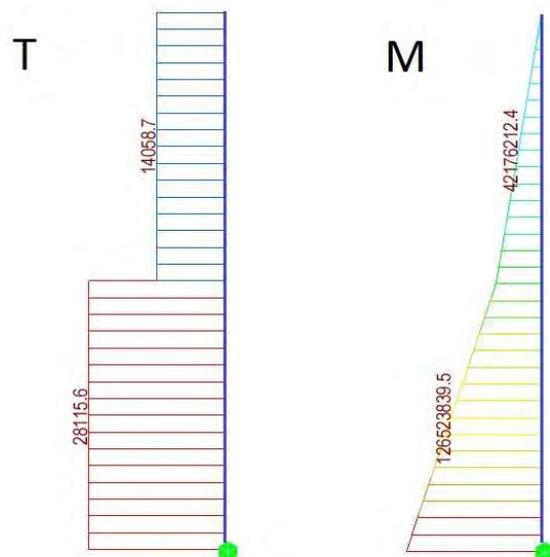


Figura 7-18: Diagrammi di taglio e momento modello maschio murario  $h=6\text{m}$

Di seguito viene invece riportato un grafico che raffigura l'andamento del momento alla base in funzione dello spostamento in sommità del maschio murario:

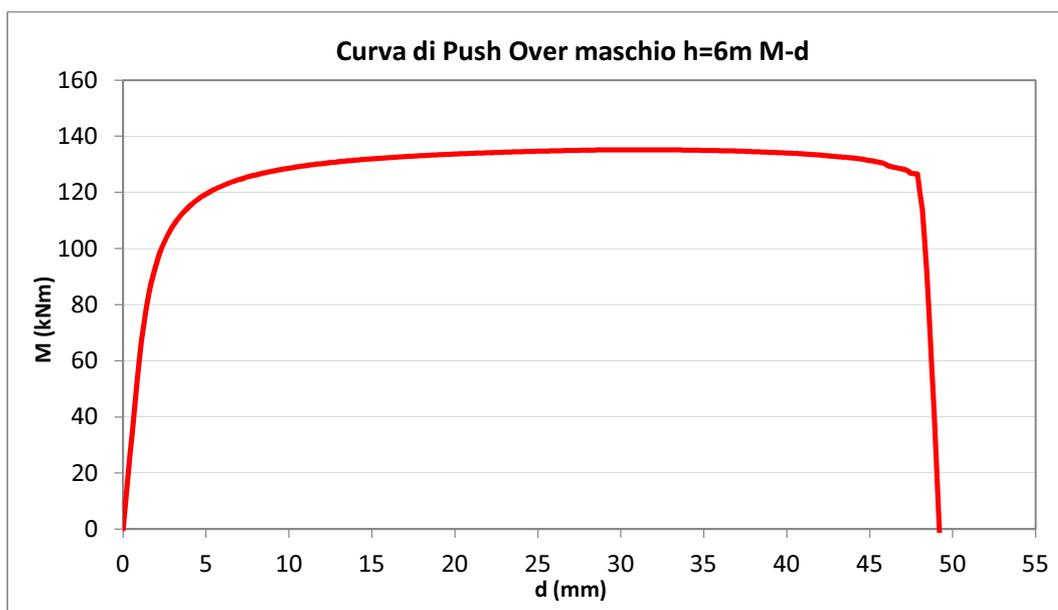


Figura 7-19: Curva momento-spostamento maschio murario  $h=6\text{m}$

Dall'osservazione dei risultati ottenuti dalla modellazione si può concludere che:

- Come precedentemente ipotizzato anche con lo schema statico in esame si raggiunge la rottura del maschio murario per pressoflessione, questo è messo in evidenza dall'uguaglianza tra il momento ultimo calcolato analiticamente e il momento ultimo raggiunto alla base del modello;

- La rottura avviene all'incirca per uno spostamento in sommità pari ai 47mm ancora entro i limiti di spostamento riportati nelle normative italiane ed europee oltre che con i valori forniti da altri autori, che impongono uno spostamento massimo pari al 7-8 ‰ dell'altezza del maschio stesso coincidente, in questo caso con uno spostamento pari a 48mm.

Dalle analisi condotte si può quindi asserire che anche la modellazione del maschio murario utilizzata nel modello a due piani risponde correttamente alle esigenze e agli scopi del presente elaborato, dimostrando veritiere le ipotesi di collasso imposte a monte.

Nella seguente modellazione si è riportato solamente la condizione di carico assiale derivante dal solaio ligneo tralasciando la condizione derivante dalla consolidazione tramite soletta in calcestruzzo, i risultati si discostano comunque di poco da quelli appena elencati e si possono quindi ritenere altrettanto soddisfacenti.



## 8 Effetti su edificio mono-piano (modello pilota)

### 8.1 Introduzione

Una volta modellati e calibrati i singoli elementi si è potuto quindi esaminare gli effetti sulla risposta sismica su un modello pilota monopiano, al variare del tipo di consolidamento utilizzato nei diaframmi di piano. Le caratteristiche geometriche e funzionali del modello in esame, come le quattro tipologie di solaio considerate nelle analisi, sono state ampiamente presentate e discusse nei capitoli precedenti.

Per analizzare il comportamento dei maschi murari soggetti all'azione sismica sono state eseguite le seguenti prove:

- Push-over per avere una prima indicazione riguardo il tipo di comportamento globale e ricreare le curve di capacità dei singoli maschi murari e dell'intera struttura;
- Time History, quindi un'analisi dinamica non lineare, così da poter determinare un comportamento più realistico possibile della struttura e che permetta di ricavare l'energia dissipata dall'intero sistema.

Si vuole sottolineare che le analisi condotte sul modello pilota monopiano, non hanno come obiettivo primario quello di definire il comportamento e la risposta sismica dell'edificio, bensì la loro primaria utilità è quella di verificare il corretto funzionamento della modellazione assunta e la buona iterazione tra i diaframmi di piano e i pannelli murari.

Dall'analisi dei risultati si sono comunque dedotti i principali comportamenti sismici di un edificio in muratura con solai lignei alla variazione di consolidamento considerato. Comportamenti che si confermano e si analizzano in maniera più completa e minuziosa tramite i risultati delle analisi condotte sul modello più completo a due piani, riportati nell'elaborato di Lonardi Andrea *“Effetti del consolidamento dei solai lignei sulla risposta sismica di edifici in muratura”*.

### 8.2 Analisi Push over

Nell'ambito del presente lavoro l'analisi pushover viene eseguita sulle quattro tipologie di solaio precedentemente considerate, in modo tale da confrontare la diversa richiesta di spostamento in funzione della rigidezza di piano.

Le analisi vengono condotte in controllo di spostamento imponendo quindi uno spostamento linearmente crescente fino a 70mm al nodo centrale del solaio. Sono stati scelti due nodi di controllo, il primo è il nodo di sommità del maschio murario e il secondo il nodo centrale del solaio, i cui spostamenti vengono espressi rispettivamente in funzione del taglio alla base del maschio e del taglio totale alla base della struttura.

Si ottengono quindi due curve di capacità:

- La prima riferita allo spostamento in sommità del singolo maschio murario;
- La seconda riferita allo spostamento del solaio, quindi curva di capacità dell'intera struttura.

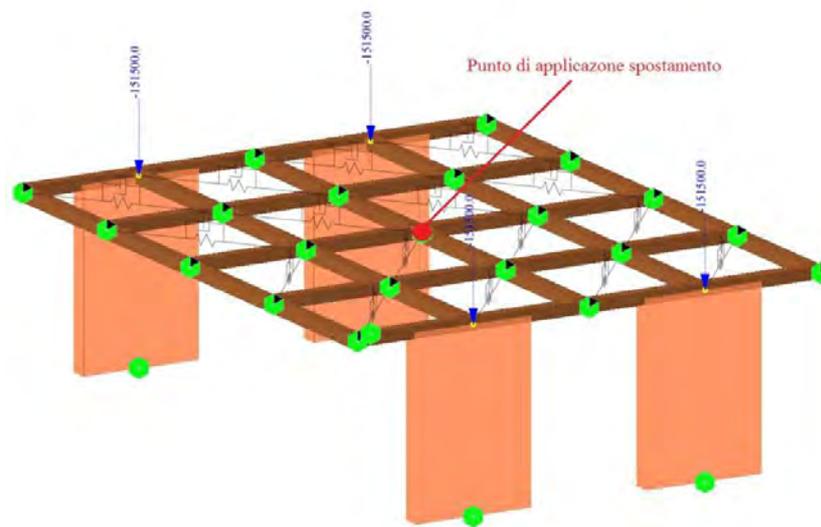


Figura 8-1: Modello agli elementi finiti per prova di Push Over

Prima di elencare i risultati ottenuti per ogni tipologia di solaio si ricorda i valori massimi di resistenza calcolati in precedenza, infatti ci si aspetta che il maschio murario rompa per pressoflessione raggiungendo una resistenza massima a taglio pari a circa 42 kN la quale porta al raggiungimento dello spostamento massimo indicato da normativa pari al 7 - 8% dell'altezza del maschio, quindi circa 21-24mm.

Si riportano di seguito le diverse curve di capacità differenziandole per i vari interventi di consolidazione analizzati.

8.2.1 Solaio ligneo non consolidato

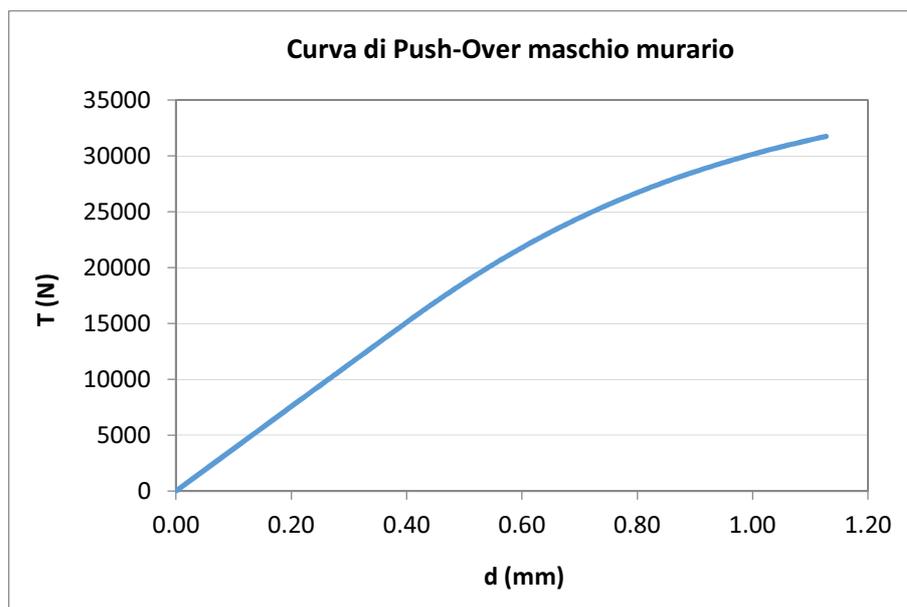


Figura 8-2: Grafico taglio-spostamento maschio murario solaio "TavolatoSemplice"

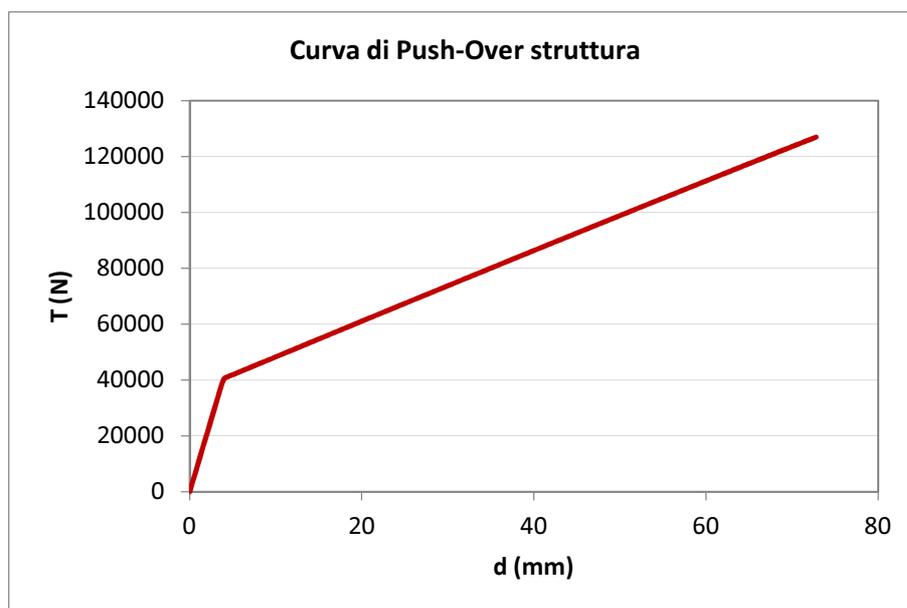


Figura 8-3: Grafico taglio-spostamento struttura solaio "TavolatoSemplice"

Dall'analisi del primo grafico Figura 8-3 si può immediatamente notare come questa tipologia di solaio non sia in grado di trasferire le sollecitazioni orizzontali ai quattro maschi murari. Si evidenzia come la curva rappresenta solo il tratto elastico del legame T-d del maschio stesso, non raggiungendo quindi il ramo plastico e mantenendo in sommità delle deformazioni molto ridotte, dell'ordine del millimetro, ben lontane dai limiti di rottura imposti. La curva rappresentata dal secondo grafico Figura 8-3, si discosta completamente dalle curve di capacità che si determineranno in seguito per vari consolidamenti studiati. Tale curva, infatti, rappresenta il legame T-d del solo solaio, questo indica

come con un solaio ligneo non consolidato il contributo dei muri non sia nemmeno chiamato in causa, risultano essere così i diaframmi di pino gli unici elementi a farsi interamente carico delle sollecitazioni orizzontali. Gli spostamenti del nodo centrale si dissociano completamente da quelli del nodo in sommità al maschio murario, sembra quindi si possa affermare che tale tipo di solaio sia in grado di compiere grandi spostamenti senza riuscire a trasferire al maschio gli sforzi di taglio sufficienti per indurlo al collasso. Si può quindi affermare che questo tipo di solaio presenta un comportamento fortemente dissipativo.

### 8.2.2 Solaio ligneo consolidato con doppio tavolato incrociato

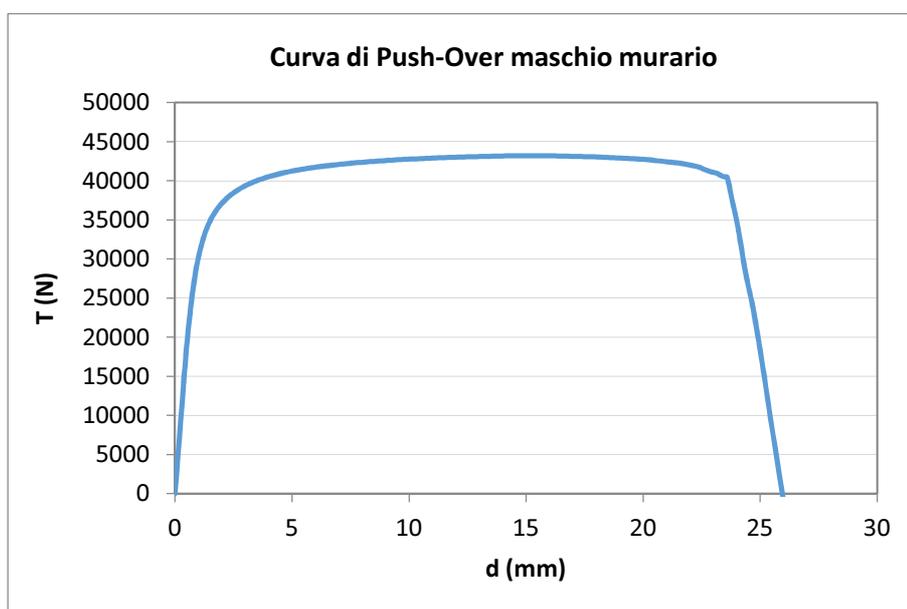


Figura 8-4: Grafico taglio-spostamento maschio murario solaio "2Tav.45°"

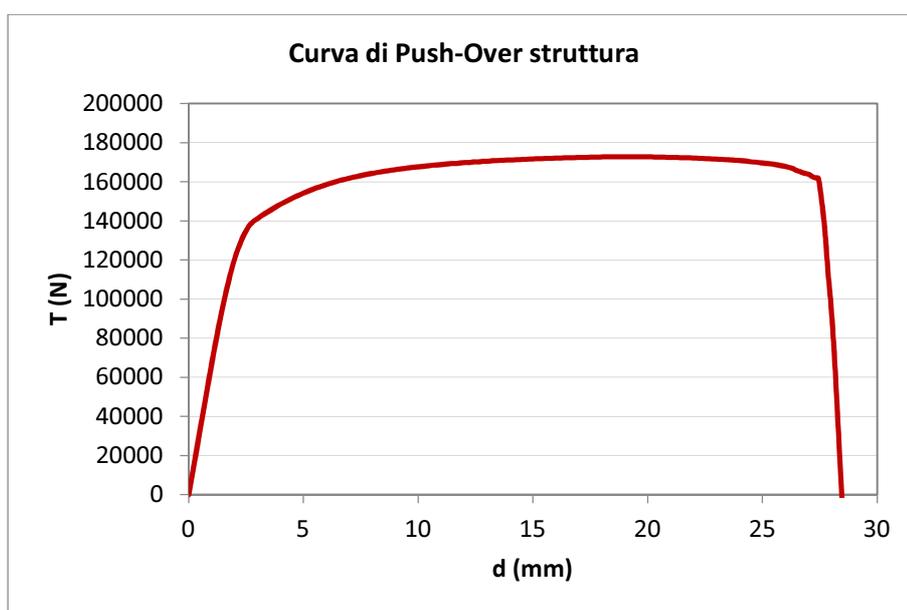


Figura 8-5: Grafico taglio-spostamento struttura solaio "2Tav.45°"

Diversamente dai risultati analizzati in precedenza la curva di push-over del grafico in *Figura 8-4* rappresenta la forma tipica del legame T-d del maschio murario. Questo tipo di intervento di consolidamento è in grado di aumentare la rigidezza del diaframma di piano, tanto da trasferire agli elemento verticali le forze orizzontali fino a portare al collasso del maschio, il quale raggiunge il valore di resistenza ultima in corrispondenza dello spostamento massimo imposto da normativa. Si può notare come il maschio si comporti in maniera corretta per il tipo di analisi non lineare che si sta studiando, in quanto esso presenta una risposta elastica fin tanto che gli spostamenti rimangono al di sotto dei 2,5-3m, mentre successivamente il materiale inizia la fase di incrudimento. Questo comportamento fa sì che il maschio riesca a raggiungere spostamenti dell'ordine dei 20mm senza collassare, queste considerazioni connotano una certa duttilità del maschio , in grado di raggiungere spostamenti abbastanza elevati entrando in campo plastico.

Confrontando i due grafici si denota immediatamente la somiglianza tra le due curve, si evidenzia esclusivamente una leggera differenza tra lo spostamento della sommità del pannello murario e lo spostamento del nodo centrale del solaio, tale tipo di comportamento porta quindi ad affermare che il metodo di consolidamento considerato tende ad irrigidire il solaio realizzato con solo tavolato semplice.

## 8.2.3 Solaio ligneo consolidato con profili metallici

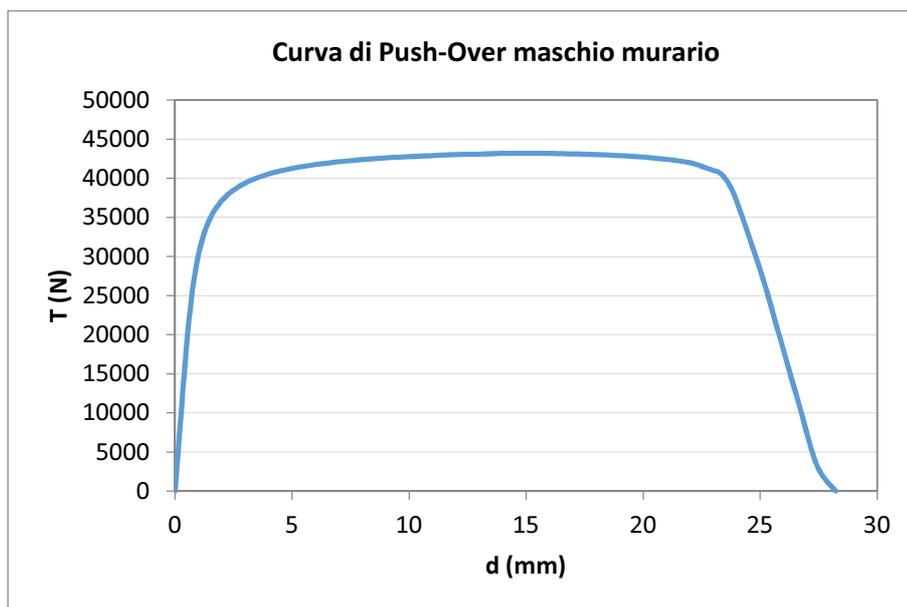


Figura 8-6: Grafico taglio-spostamento maschio murario solaio "ProfiliMetallici"

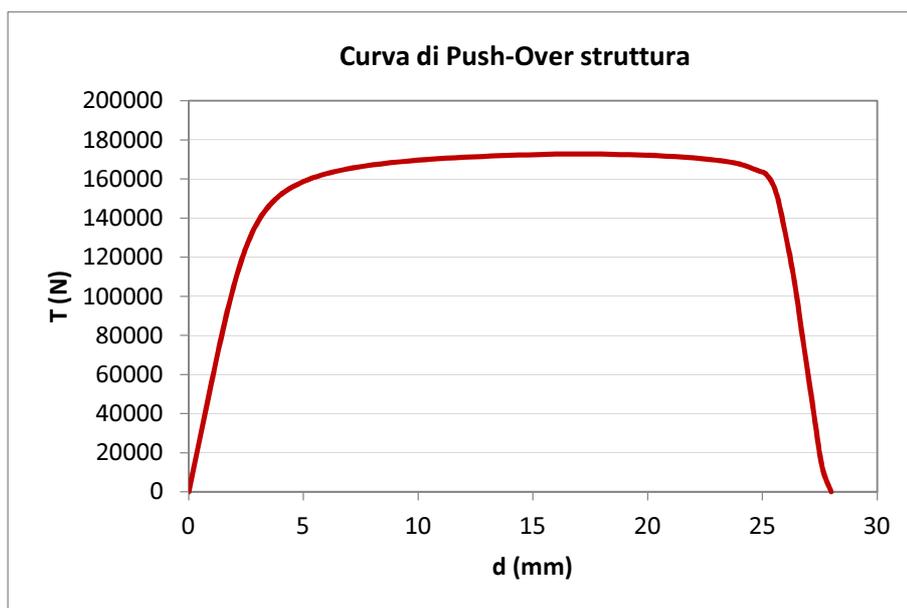


Figura 8-7: Grafico taglio-spostamento struttura solaio "ProfiliMetallici"

Questo metodo di consolidamento non si differenzia in maniera sostanziale dall'utilizzo del doppio tavolato ligneo, si nota infatti che il solaio riesce a trasferire al maschio lo sforzo di taglio sufficiente per portarlo a rottura.

Il collasso avviene anche in questo caso per raggiungimento del taglio resistente ultimo, in concomitanza con lo spostamento massimo consentito da normativa, si può quindi affermare che il consolidamento con profili metallici porta ad aumentare di molto la rigidità del solaio realizzato con

solo tavolato semplice trasferendo completamente agli elementi verticali le sollecitazioni orizzontali. Anche in questo caso non si notano rilevanti differenze di spostamento tra la sommità del maschio murario e il punto centrale del solaio.

#### 8.2.4 Solaio ligneo consolidato con soletta in calcestruzzo

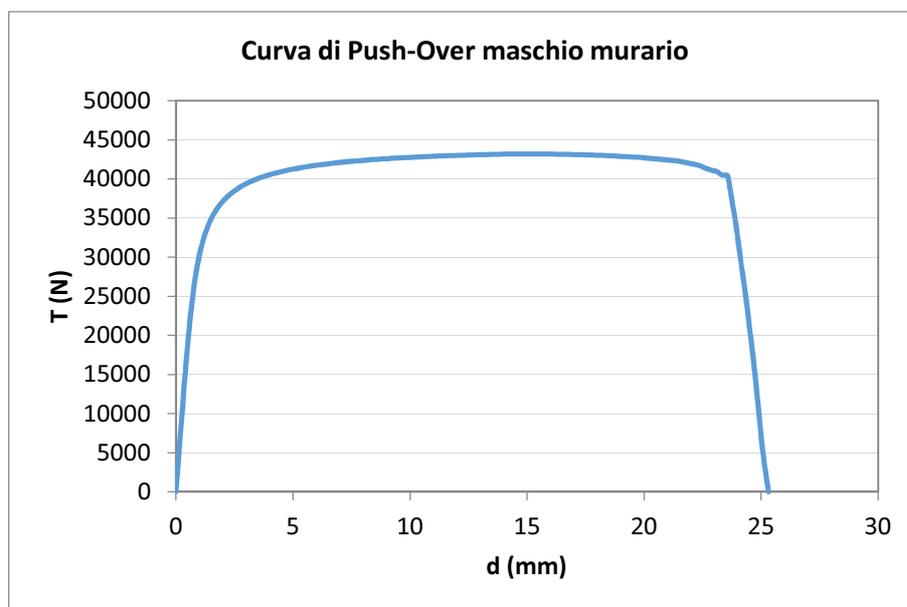


Figura 8-8: Grafico taglio-spostamento maschio murario solaio “SolettaCLS”

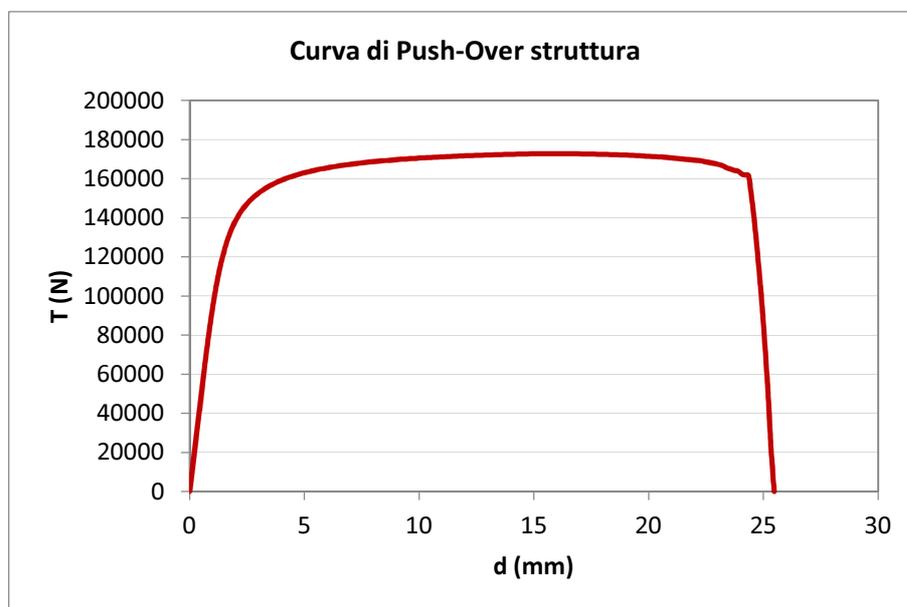


Figura 8-9: Grafico taglio-spostamento struttura solaio “SolettaCLS”

Il consolidamento effettuato con soletta in calcestruzzo è il metodo più utilizzato per le ristrutturazioni degli ultimi decenni e si nota senza sorprese come esso porti ad aumentare in maniera sostanziale la rigidezza rispetto al solaio in tavolato semplice. I grafici mostrano circa lo stesso comportamento del

consolidamento con profili metallici e doppio tavolato ligneo, evidenziando ancora in maniera più marcata la completa assenza di deformazione nel piano del solaio, si vede quindi come il maschio riesca ad entrare in campo plastico e collassare per i valori di taglio e spostamento già più volte riportati. Si può concludere affermando ciò che è stato introdotto in precedenza ovvero che tra i vari interventi di consolidamento il consolidamento con cappa in calcestruzzo sia sicuramente quello che fornisce la maggiore rigidità nel piano del solaio.

### 8.2.5 Confronto tra le diverse tipologie di solaio

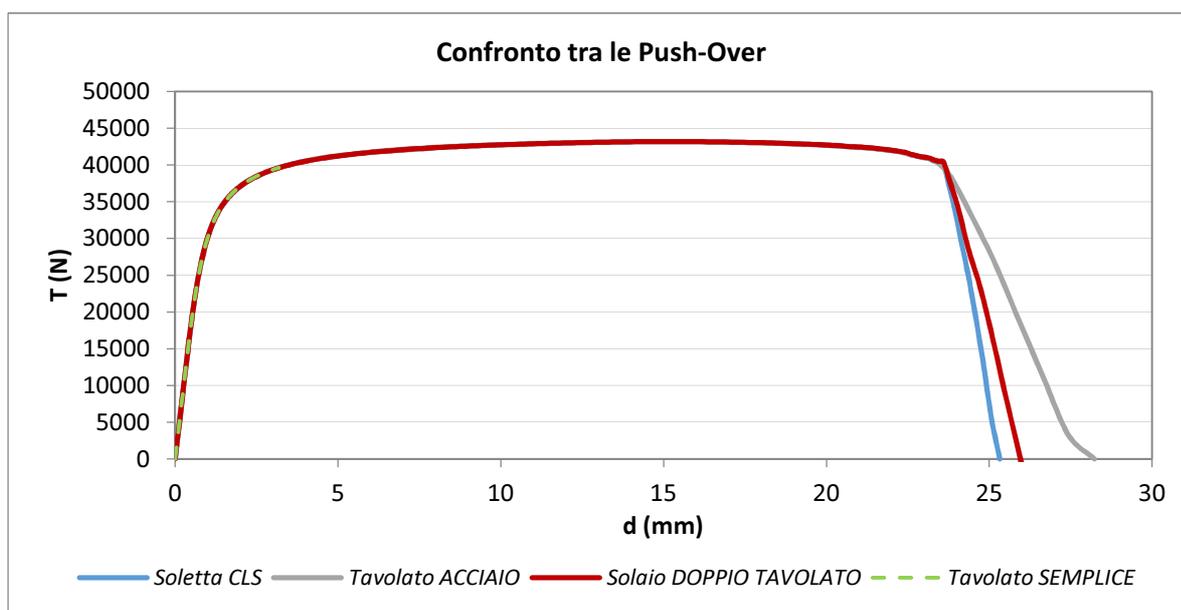


Figura 8-10: Confronto curve taglio-spostamento maschio murario

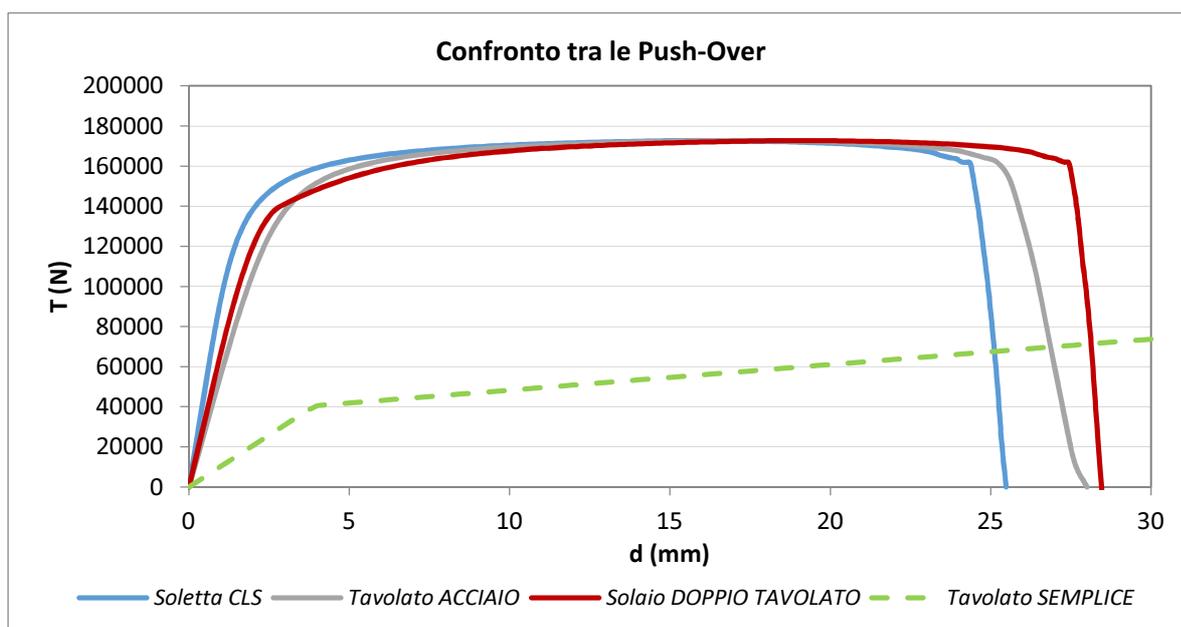


Figura 8-11: Confronto curve taglio-spostamento struttura

Dopo aver visto il comportamento a push-over caso per caso, si sono creati dei grafici di confronto tra tutte le tipologie di consolidamento utilizzato, che non fanno che altro che confermare le osservazioni già discusse.

Si ricorda che la prova è effettuata imponendo al nodo centrale del solaio uno spostamento di 70mm e sulla base di ciò si può osservare come il solo solaio non consolidato riesca a raggiungere tale spostamento senza portare il maschio a collasso. Gli altri tipi di consolidamento portano tutti a rompere il maschio alla stessa forza di taglio di circa 42 kN e uno spostamento prossimo ai 23mm, confermando correttamente le valutazioni fatte in sede di calibrazione.

Fatta questa prima osservazione si evidenzia che:

- Tutti e tre gli interventi portano ad un concreto aumento di rigidità nel piano del solaio nei confronti del solaio ligneo non consolidato;
- Dal grafico in *Figura 8-11* si nota una differenza, se pur minima, di spostamento del nodo centrale tra i tre diversi consolidamenti. Questo indica una leggera deformazione nel piano dei solai consolidati tramite doppio tavolato e profili metallici rispetto al consolidamento tramite soletta in calcestruzzo che risulta quindi completamente indeformabile.

Il solaio non consolidato merita una citazione a parte in quanto si nota come esso non riesca a far entrare in campo plastico il maschio murario per gli spostamenti imposti al nodo centrale, la sommità dell'elemento in muratura raggiunge valori di spostamento al di sotto dei 2mm con una forza di taglio attorno ai 40 kN, ma restando praticamente in campo elastico. Volendo far sì che il maschio entri in campo plastico bisognerebbe fare in modo che il nodo centrale del solaio si sposti oltre i 70mm, questo però porterebbe di conseguenza allo spostamento troppo elevato della sommità dell'eventuale maschio murario ortogonale all'azione orizzontale, innescando così dei meccanismi di collasso fuori piano per ribaltamento.

### 8.3 Analisi Time History

Come anticipato, fra le analisi sismiche proposte dalla normativa italiana, la più completa e realistica al fine di valutare gli effetti indotti da un terremoto risulta essere l'analisi dinamica non lineare, comunemente denominata Time History, in quanto si cerca di ricreare la risposta della struttura sottoposta ad azione variabile nel tempo. Si parla di analisi non lineare in quanto si vanno a determinare le capacità della struttura di entrare in campo plastico e quindi di valutare il grado di dissipazione energetica che la struttura riesce a fornire. Per effettuare questo tipo di analisi si necessita di una corretta distribuzione delle masse in gioco e soprattutto di un set di accelerogrammi in grado di definire la variazione di accelerazione al terreno in modo da determinare con buona probabilità quale sia l'azione che porta al collasso strutturale.

Si è proceduto quindi andando a determinare un accelerogramma di partenza il quale verrà via via amplificato in modo da aumentare progressivamente l'azione agente al terreno e quindi valutare le condizioni degli elementi strutturali al crescere della forzante.

Tale tipo di analisi, per il modello pilota monopiano, non rispetta ciò che la normativa impone in quanto si utilizza un solo tipo di accelerogramma, si scala quindi l'accelerazione massima che avrà luogo sempre allo stesso istante senza utilizzare altre forme di azione sollecitante al terreno. La legislatura italiana ed europea impone di utilizzare almeno 3 accelerogrammi se si considera la situazione più sfavorevole, oppure 7 considerando la media dei valori di sollecitazione ottenuti. Data la natura di questo elaborato che non si pone di effettuare una verifica sismica di un edificio ma solo di determinarne le capacità dissipative.

L'edificio è lo stesso precedentemente considerato per geometria, materiali e modellazione, al quale sono state aggiunte, come vedremo in seguito, le masse sismiche. Le tipologie di solaio analizzate durante le prove risultano essere quelle viste in precedenza nell'analisi di push over.

#### 8.3.1 Accelerogramma di partenza

Per poter definire l'azione sismica al terreno in grado di far entrare in campo plastico la struttura oggetto si è operato nel seguente modo:

1. Determinazione del periodo proprio della struttura: si utilizza un'analisi di tipo frequenziale, in funzione del tipo di solaio esaminato. La rigidità di solaio è in grado infatti, di far variare i modi di vibrare della struttura, per cui si nota una certa differenza tra edificio con solaio non consolidato ed edificio con solaio consolidato, indipendentemente dal tipo di rinforzo utilizzato.
  - a.  $T = 0,36$  s per solaio non consolidato;
  - b.  $T = 0,21$  s per solaio consolidato;
2. Determinazione della forza di taglio necessaria a far collassare il maschio murario: secondo il metodo di collasso previsto (collasso della muratura per presso-flessione alla base del

maschio) si valuta l'azione che porta alla rottura. Dalla modellazione della muratura vista in precedenza, si ottiene che per lo sforzo normale agente, l'azione tagliante che porta al collasso dell'elemento è pari a:

$$V_{Rd,m} = 41,83 \text{ kN}$$

La quale agisce su ognuno dei quattro maschi murari, si andrà quindi a moltiplicarla per quattro per ottenere la forza massima di resistenza dell'intera struttura:

$$V_{Rd} = 4V_{Rd,m} = 167,32 \text{ kN}$$

3. Determinazione dell'accelerazione che porta al collasso dell'elemento: conoscendo la massa sismica del caso di studio esaminato è immediato determinare quale sia l'accelerazione che provoca una forzante tale da portare la struttura al collasso, si ha quindi:

$$a = \frac{V_{Rd}}{m} = \frac{167,32 \text{ kN}}{71 \text{ t}} = 0,237 \text{ g} \quad (30)$$

Dal punto di vista teorico l'accelerazione appena determinata è quella che porterebbe a rottura il maschio murario, ma non si tratta di un'accelerazione applicata al terreno, bensì alla massa del fabbricato che è schematizzata collocandosi ad un'altezza di 3 m sul piano campagna. Si ha così che l'accelerazione trovata non è altro che l'amplificazione dell'accelerazione del terreno causata dal periodo proprio della struttura. Si necessita quindi di valutare quale sia l'accelerazione massima del terreno (PGA Peak Ground Acceleration) in grado di fornire alla massa in sommità un'accelerazione tale da far collassare la struttura.

Per fare ciò si è utilizzato il programma SIMQKE\_GR, si è supposto terreno di tipo A, zona sismica 1 ( $a_g = 0,35 \text{ g}$ ), coefficiente di smorzamento  $\xi = 5\%$ , periodo  $T = 0,21\text{s}$  o  $T = 0,36\text{s}$  in funzione della tipologia di solaio utilizzata, fattore di struttura  $q = 1$  così da non considerare dissipazioni preventive e si è modificato il valore di amplificazione  $\gamma$  fino ad ottenere un valore di accelerazione pari a quello cercato  $S_d = 0,237 \text{ g}$ .

Si è ottenuto così un valore di accelerazione al terreno pari a:

$$PGA = 0,095 \text{ g}$$

Questo valore rappresenta il massimo valore di accelerazione riscontrato al terreno per le caratteristiche sopra descritte, e permette così di ricavare l'accelerogramma di partenza per le successive valutazioni.

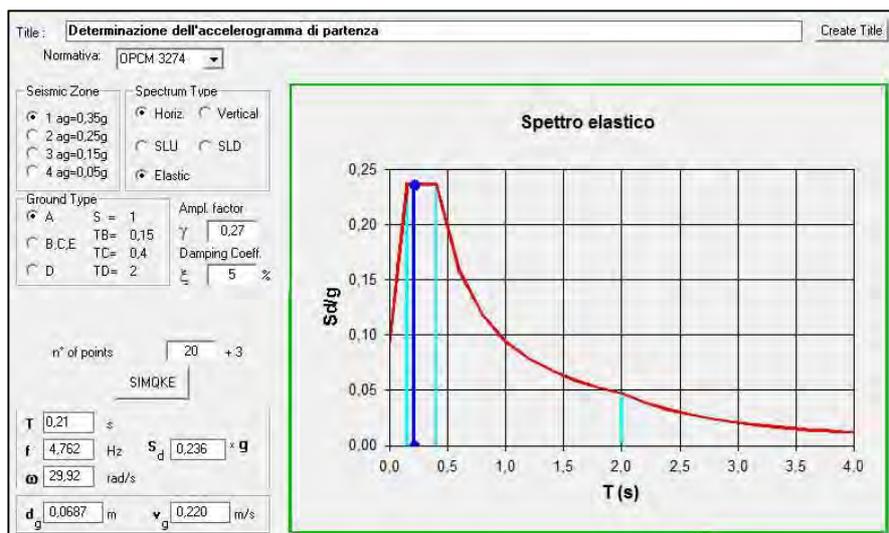


Figura 8-12: Estratto del programma SIMQKE\_GR mostrante lo spettro di risposta elastico per solaio flessibile

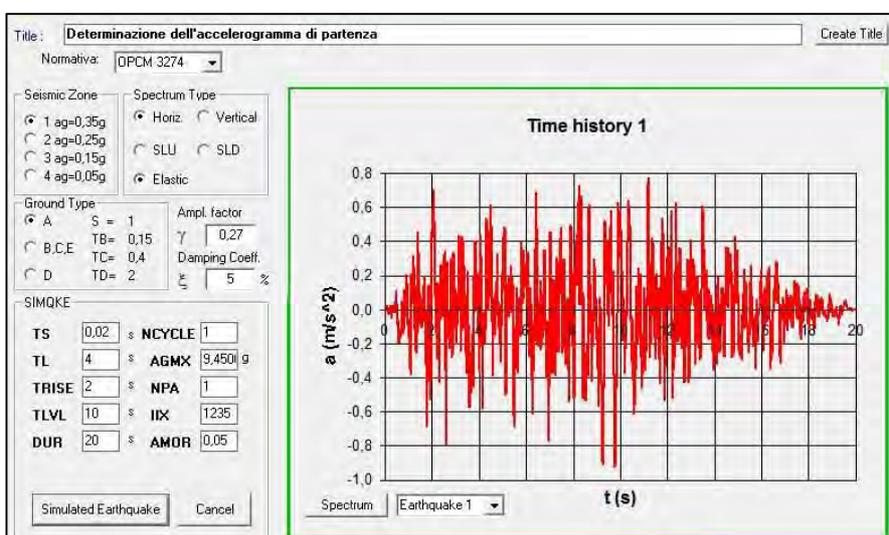


Figura 8-13: Estratto del programma SIMQKE\_GR mostrantelo spettro di risposta elastico per solaio rigido

Come già riportato, l'accelerogramma di partenza verrà scalato fino a raggiungere 7 accelerogrammi che saranno utilizzati nell'analisi, si avrà quindi:

- PGA 0,095 g accelerogramma di partenza;
- PGA 0,142 g;
- PGA 0,190 g;
- PGA 0,237 g;
- PGA 0,285 g;
- PGA 0,332 g;
- PGA 0,380 g;

Andando a valutare la risposta sismica del modello ad ogni valore di PGA sarà possibile notare il differente comportamento a seconda del tipo di consolidamento utilizzato.

### 8.3.2 Disposizione delle masse

Nell'analisi di tipo Time History, come in tutte le analisi sismiche, è di fondamentale importanza la distribuzione e la posizione delle masse che entrano in movimento. Seguendo la geometria del fabbricato e la localizzazione dei carichi, si è deciso di disporre la massa nei cinque nodi centrali, così da far lavorare correttamente le molle che simulano la rigidezza dei solai.

La massa sismica utilizzata è riportata nella tabella seguente:

SOLAIO PIANO TERRA				
Elemento	Massa totale (N/g)	n° elementi	%	Massa afferente (N/g)
Maschio murario piano terra	3,83	4	50,0	7,67
Solaio piano terra	37,32	1	100,0	37,32
Maschio murario piano primo	3,83	4	50,0	7,67
Tamponamento	19,17	2	50,0	19,17
<b>TOTALE</b>				<b>71,15</b>

Tabella 8-a: Calcolo delle masse edificio monopiano

La massa è stata quindi distribuita nel solaio come riportato in *Figura 8-14* attribuendo ai nodi la seguente aliquota:

- 8,90 N/g nei due nodi esterni;
- 17,80 N/g nei tre nodi centrali.

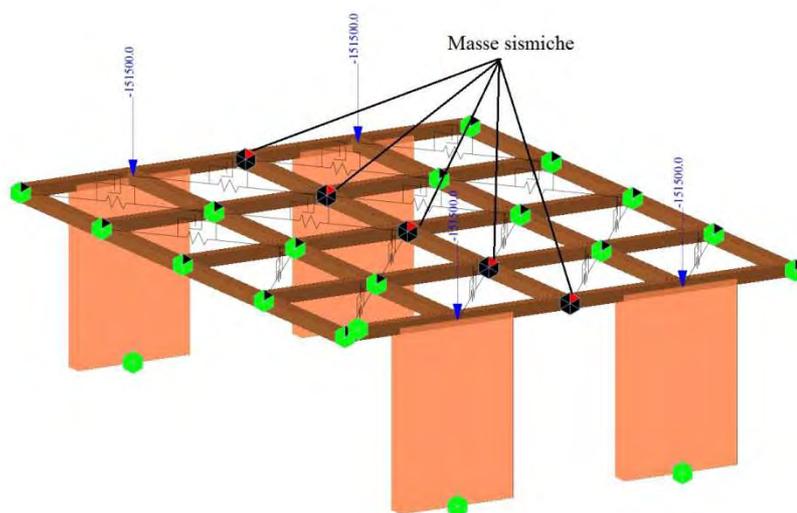


Figura 8-14: Modello agli elementi finiti per prova di Time History

### 8.3.3 Risultati dell'analisi

Sono di seguito riportati ottenuti per ogni tipo di consolidamento, al fine di rendere più chiara ed efficace l'esposizione si riportano i grafici di Time-History della PGA iniziale, di quella di collasso e di una intermedia tra le due.

8.3.3.1 Solaio ligneo non consolidato

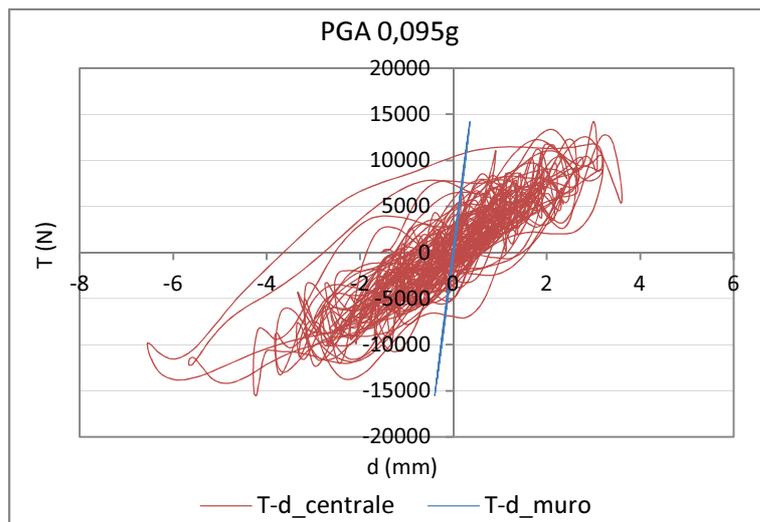


Figura 8-15: Grafico taglio-spostamenti PGA 0,095g

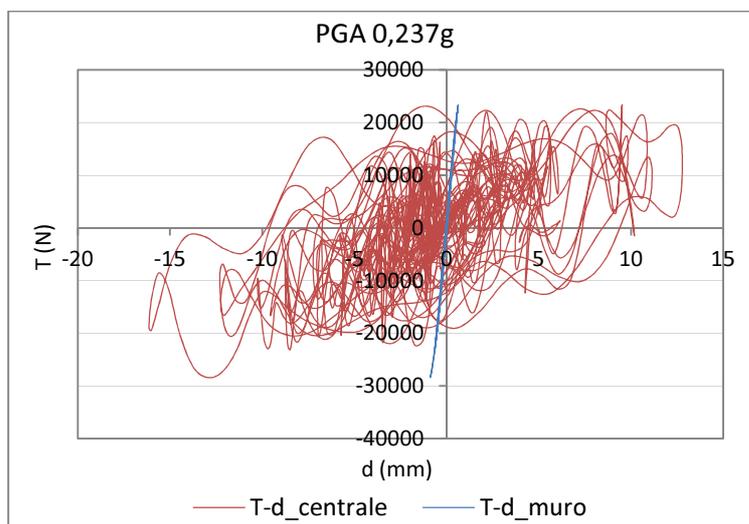


Figura 8-16: Grafico taglio-spostamenti PGA 0,237g

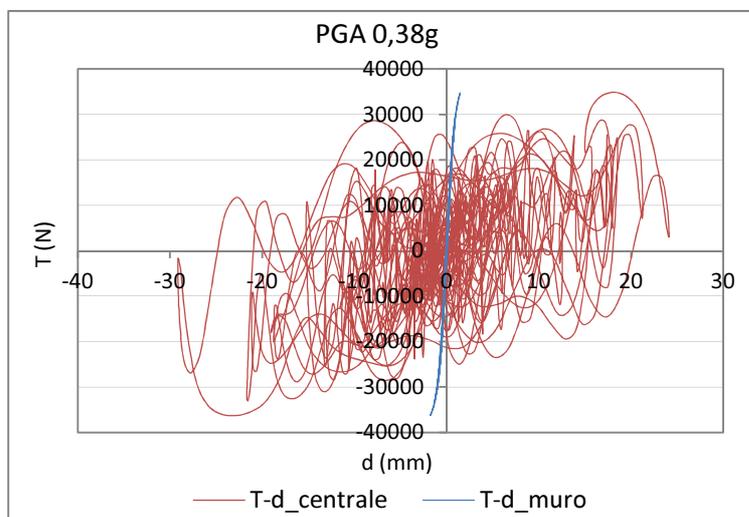


Figura 8-17: Grafico taglio-spostamenti PGA 0,38g

Dai grafici sopra riportati si confermano i comportamenti riscontrati già tramite le prove di push over, ovvero si nota come il solaio e i maschi abbiano spostamenti tra loro molto differenti, indice di grande flessibilità del solaio stesso. Il solaio non è quindi in grado di trasferire agli elementi verticali le forze sismiche che si generano durante la prova di Time History. È importante notare come il maschio murario, fino anche alla massima PGA considerata, rimanga sempre in campo elastico avendo deformazioni ridotte e che si discostano di gran lunga dai limiti di rottura imposti. Diversamente il solaio mostra grande capacità di deformazione nel proprio piano raggiungendo spostamenti anche notevoli.

Fatte queste considerazioni sembra si possa affermare la buona capacità dissipativa del solaio non consolidato che riesce a sopportare accelerazioni ben maggiori rispetto a quella di progetto, riuscendo a mantenere operativi i maschi portanti, imponendo di fermare l'analisi solo per raggiungendo dello spostamento massimo fuori piano della muratura ortogonale (assunto pari a 40 mm).

### 8.3.3.2 Solaio ligneo consolidato con doppio tavolato incrociato

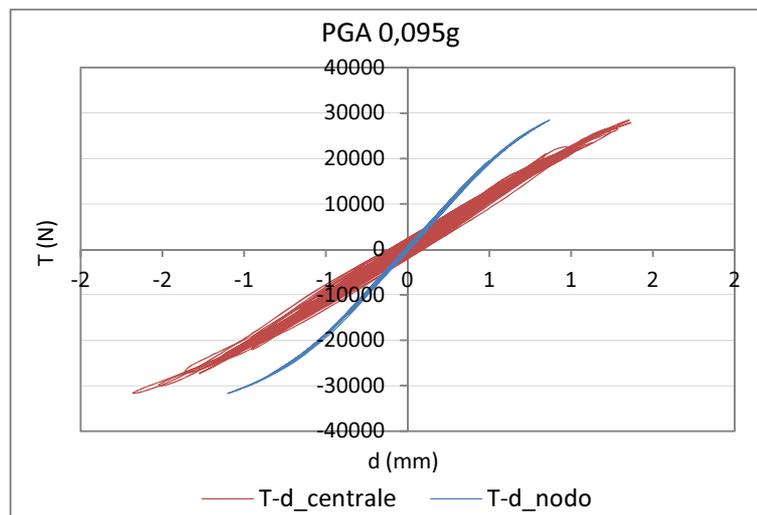


Figura 8-18: Grafico taglio-spostamenti PGA 0,095g

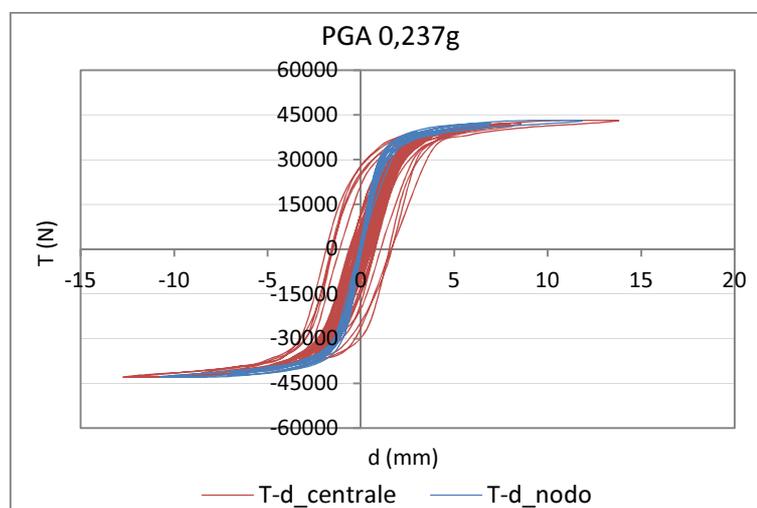


Figura 8-19: Grafico taglio-spostamenti PGA 0,237g

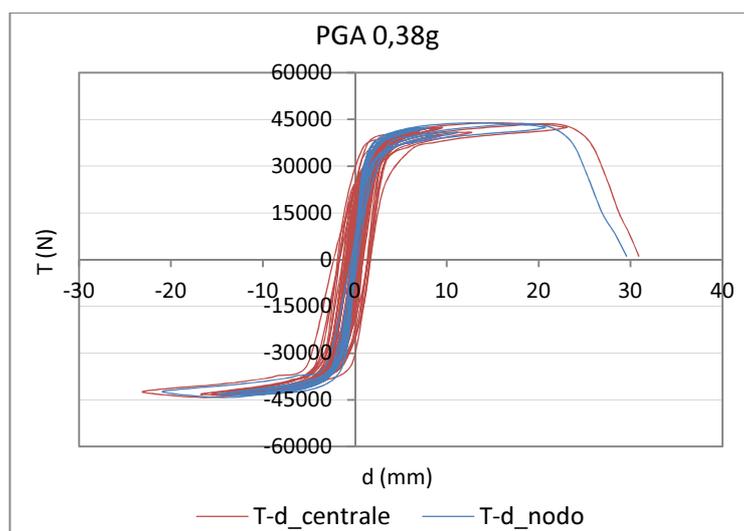


Figura 8-20: Grafico taglio-spostamenti PGA 0,38g

A differenza di quanto visto per il solaio non consolidato, nel caso di consolidamento con doppio tavolato ligneo si nota subito come gli spostamenti del solaio e del maschio non si discostano in maniere rilevante. Tale considerazione porta a dire che tale intervento di consolidamento tende ad irrigidire molto la situazione di solaio semplice e si arriva al collasso del maschio per la PGA di 0,38g.

L'elemento murario raggiunge la completa plasticizzazione e porta al cedimento per i valori di spostamento e taglio previsti, il solaio è quindi in grado di trasferire le forze ai maschi senza ridurre in maniera particolare la loro aliquota. Anche tramite questa analisi si conferma che il maschio abbia una rottura a pressoflessione, questo viene messo in evidenza dalla forma del suo ciclo isteretico il quale risulta molto stretto e quindi poco dissipativo tipico di tale metodo di collasso. Il ciclo isteretico del solaio invece, soprattutto per le PGA intermedie risulta più ampio questo indica che la poca dissipazione che avviene nel sistema sia fornita dalle membrature orizzontali.

Dalle considerazioni appena fatte sembra si possa affermare che il consolidamento con doppio tavolato ligneo porti ad irrigidire di molto il solaio semplice, facendo notare una bassa capacità dissipativa rispetto al solaio ligneo non consolidato.

8.3.3.3 Solaio ligneo consolidato con profili metallici

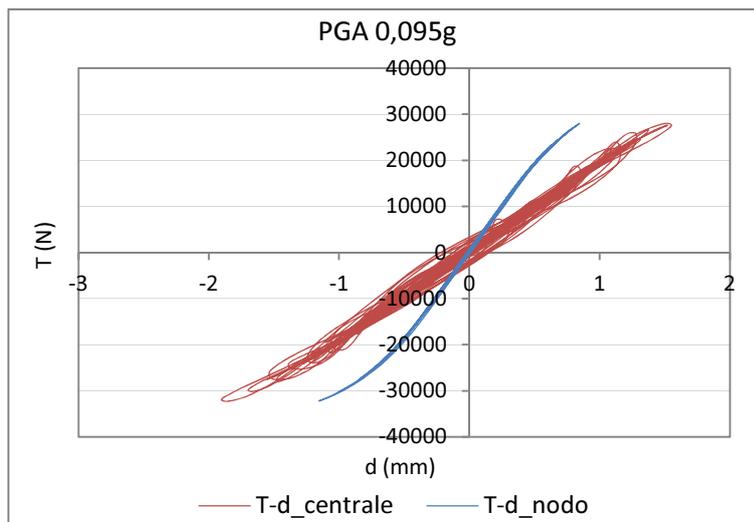


Figura 8-21: Grafico taglio-spostamenti PGA 0,095g

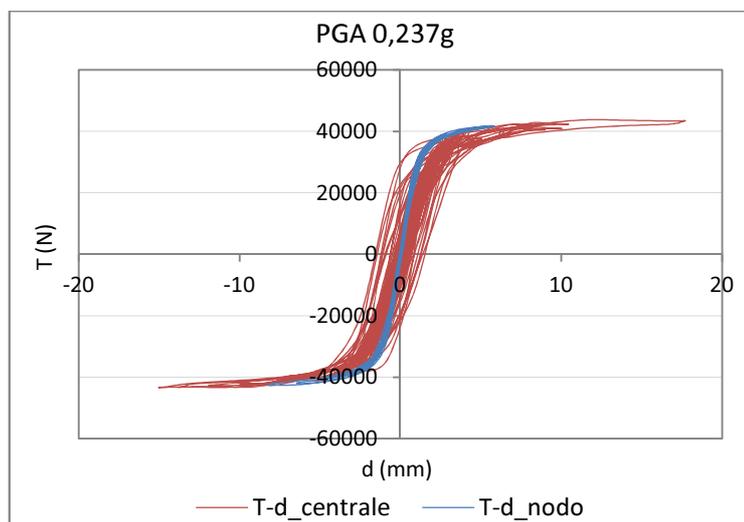


Figura 8-22: Grafico taglio-spostamenti PGA 0,237g

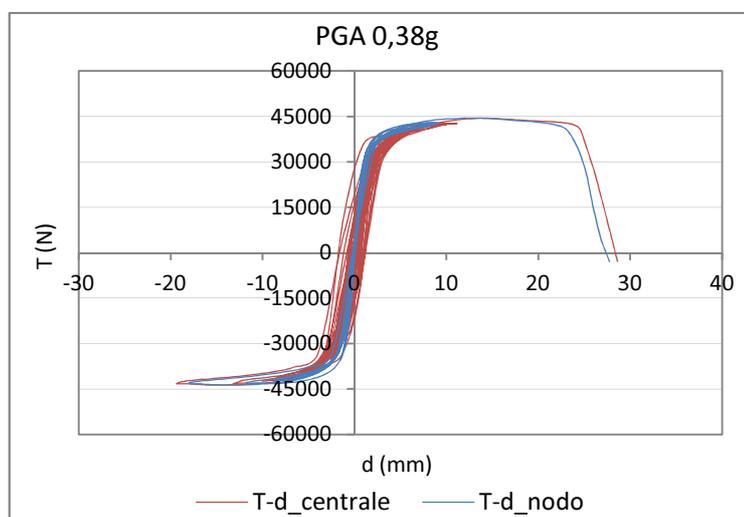


Figura 8-23: Grafico taglio-spostamenti PGA 0,38g

Il consolidamento con profili in acciaio mostra risultati molto simili a quelli ottenuti per il consolidamento con doppio tavolato ligneo per cui le considerazioni sono circa le stesse fatte in precedenza. La rottura avviene alla stessa  $PGA=0,38g$  del consolidamento precedentemente illustrato questo conferma l'uguaglianza dei risultati dei due interventi.

Come il consolidamento con doppio tavolato ligneo, sembra si possa affermare che questo metodo di recupero dei solai porti ad irrigidire molto il piano orizzontale e quindi ad avere bassa capacità dissipativa rispetto al solaio ligneo non consolidato.

#### 8.3.3.4 Solaio ligneo consolidato con soletta in calcestruzzo

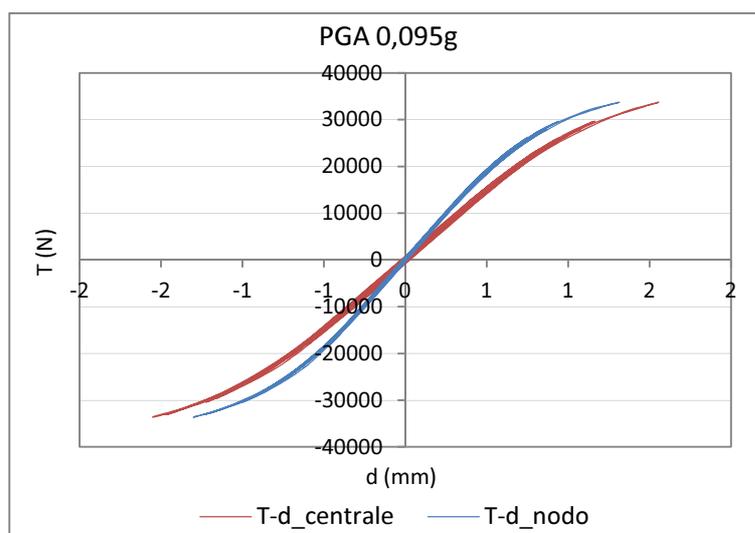


Figura 8-24: Grafico taglio-spostamenti  $PGA 0,095g$

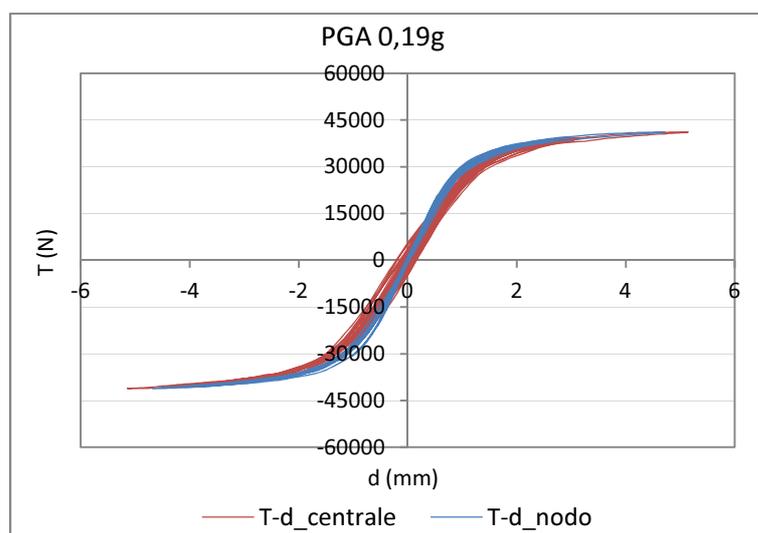


Figura 8-25: Grafico taglio-spostamenti  $PGA 0,19g$

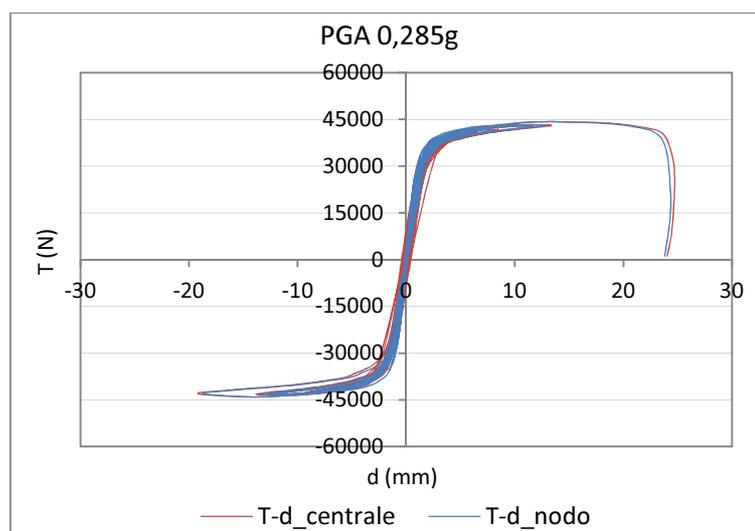


Figura 8-26: Grafico taglio-spostamenti PGA 0,285g

I cicli isteretici determinati dalla prova di Time History non fanno altro che confermare i risultati attesi, infatti mettono in luce come l'intervento di consolidamento tramite soletta in calcestruzzo porti il maggiore aumento di rigidità nel piano del solaio. Gli spostamenti del solaio coincidono quasi perfettamente con gli spostamenti della sommità del maschio murario, questo indica la creazione di una membratura estremamente rigida e indeformabile, incapace di dissipare energia e quindi in grado di trasferire completamente le sollecitazioni sismiche agli elementi verticali.

Questo comportamento risulta essere estremamente dannoso per i maschi murari che entrano in campo plastico già ad accelerazioni molto basse e di conseguenza arrivano a rottura per sollecitazioni inferiori alle massime raggiunte con gli altri interventi. Infatti, come riportato dal grafico in *Figura 8-26* si ha rottura del pannello murario per un  $PGA=0,285g$  diversamente le altre tipologia di consolidamento portano ad rottura del maschio ad una  $PGA=0,38g$ , il solaio ligneo non consolidato a pari sollecitazione lascia invece ancora ampia capacità di resistenza al maschio stesso.

Si può quindi concludere quanto ampiamente preventivato, ritenendo che questo intervento comporti il maggiore incremento di rigidità al solaio e la conseguente scarsa capacità dissipativa.

### 8.3.4 Confronto energetico

Dai risultati della Time History si sono potuti determinare i grafici delle energie per i vari metodi di consolidamento considerati. Si riportano a titolo informativo i risultati ottenuti dal solaio ligneo non consolidato (solaio flessibile) e dal solaio ligneo consolidato tramite profili metallici (solaio rigido), dai quali si osserva che:

- Un solaio flessibile (TavolatoSemplice) riesce a dare un contributo notevole alla dissipazione globale del sistema pari a più della metà dell'energia di input totale come si può notare dalla *Figura 8-27*, nulla invece risulta l'energia dissipata dalla sola muratura;
- Nel caso di solaio rigido (ProfiliMetallici) invece l'energia totale dissipata dal sistema è quasi tre volte minore rispetto a quella dissipata in precedenza, come si può notare dalla *Figura 8-28* invece il contributo dissipativo della muratura è più consistente in quanto maggiormente sollecitata.

I risultati ottenuti con il modello monopiano, come precedentemente annunciato, si limitano a dare delle prime indicazioni sul comportamento sismico di un edificio in muratura con solai lignei, risultati più accurati anche in termini energetici vengono invece forniti nell'elaborato di Lonardi Andrea "Effetti del consolidamento dei solai lignei sulla risposta sismica di edifici in muratura".

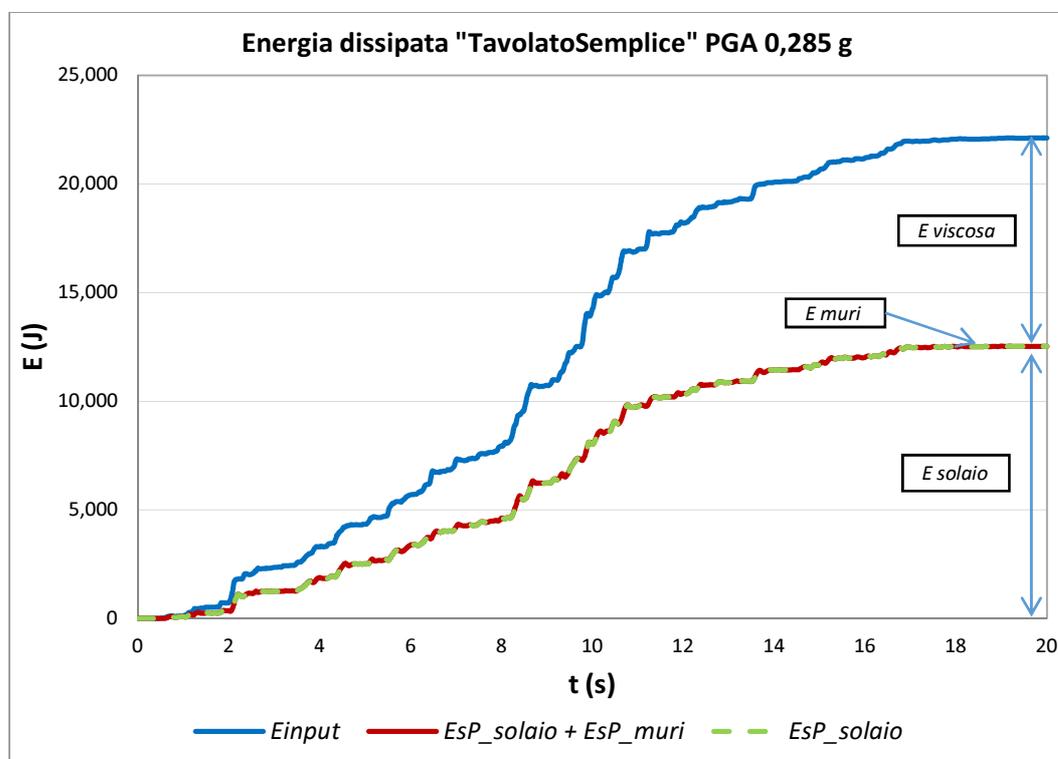


Figura 8-27: Energia dissipata "TavolatoSemplice" PGA 0,285 g

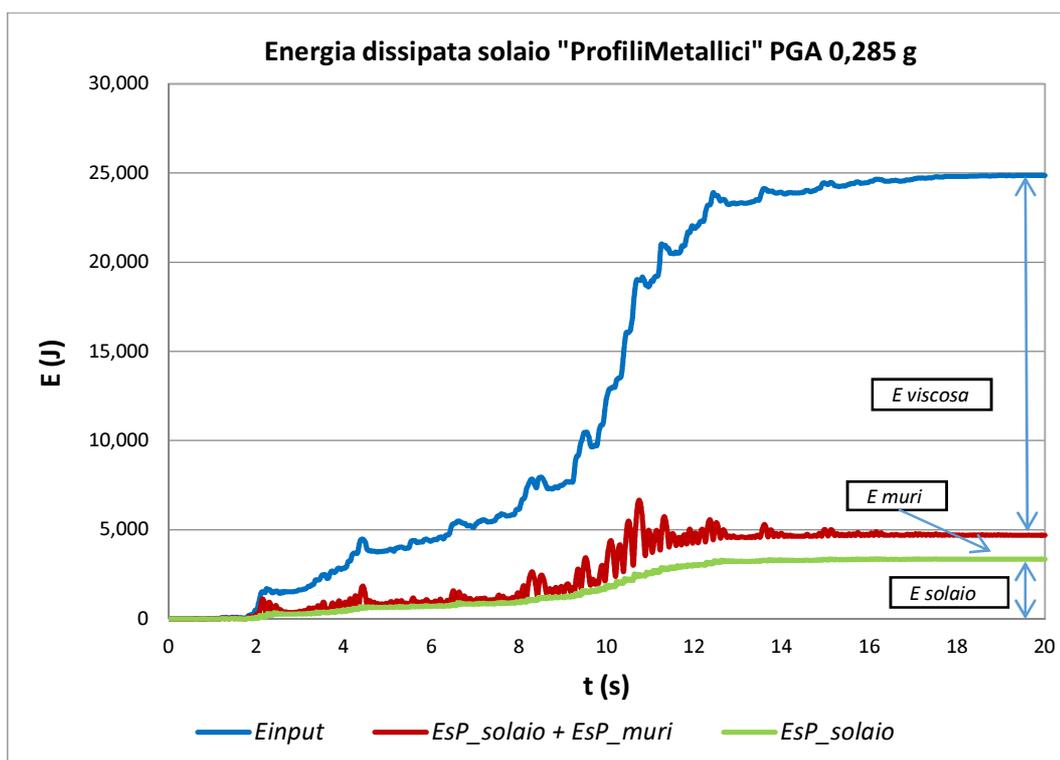


Figura 8-28: Energia dissipata solaio "ProfiliMetallici" PGA 0,285 g

Come si nota dai due grafici e in modo particolare per il caso di solaio rigido (Figura 8-28), l'aliquota di energia dissipata dalla componente viscosa risulta molto rilevante raggiungendo un valore quattro volte maggiore rispetto all'energia dissipata dalla struttura. Tale comportamento si può giustificare dal fatto che nell'analisi dinamica non lineare sia stato attribuito un valore di smorzamento piuttosto alto  $\xi = 5\%$ , infatti nelle analisi svolte successivamente sul modello a due piani sarà utilizzato un valore di smorzamento minore pari a  $\xi = 2\%$ .



## 9 Conclusioni

Si riportano di seguito le principali conclusioni sul lavoro svolto partendo dall'analisi dei metodi di modellazione utilizzata, sia a livello del singolo elemento che a livello globale. Si elencano quindi le seguenti osservazioni:

- I solai modellati attraverso molle elastoplastiche con legge assegnata secondo risultati di prove sperimentali hanno dato la risposta che ci si attendeva, rappresentando in maniera adeguata la variazione di rigidità per ogni tipo di intervento di consolidamento studiato. Si è comunque consapevoli che i metodi utilizzati per la determinazione dei parametri caratteristici delle molle (bilinearizzazione del legame costitutivo carico-spostamento) possono risultare a volte approssimativi, quindi l'utilizzo di elementi con leggi più complesse, di quella utilizzata e in grado di ricreare più precisamente i cicli isteretici sperimentali porterebbero sicuramente a risultati più accurati. In ogni caso questo lavoro di tesi mira a valutare il contributo di dissipazione energetica dei solai pertanto i modelli convenzionali adottati, che assicurano la coerenza dell'energia dissipata, rappresentano un'ottima approssimazione.
- La modellazione a fibre della muratura risulta sufficientemente corretta in quanto ha permesso di tarare l'elemento murario con adeguata precisione al fine di ricreare la rottura a pressoflessione, metodo di collasso determinato dalle caratteristiche geometriche e di carico del maschio stesso. Le varie prove di calibrazione hanno infatti dato ottimi risultati sia a livello di resistenza ultima dell'elemento sia a livello di deformazione, imponendo la rottura entro i limiti forniti dalle normative vigenti. Tale modellazione risulta comunque limitativa in quanto non riesce ad analizzare le rotture per taglio, molto frequenti nella muratura a seguito di eventi sismici e più dissipative della rottura a pressoflessione o "rocking".
- Le analisi svolte sul modello pilota monopiano hanno potuto testare il comportamento globale della struttura e verificare la buona iterazione tra i diversi elementi. I risultati ottenuti dall'analisi statica non lineare (Push Over) e dall'analisi dinamica non lineare (Time History) sono molto confortanti poiché i maschi murari raggiungono i valori di resistenza assegnati in fase di calibrazione mostrando comportamenti isteretici tipici del collasso per pressoflessione. Inoltre la modellazione dei solai risulta in grado di rappresentare correttamente le diverse rigidità degli interventi di consolidazione utilizzati.

Si intende inoltre focalizzare l'attenzione sui risultati delle analisi sul modello monopiano valutando la diversa risposta sismica in funzione dei vari interventi considerati:

- Il solaio ligneo non consolidato risulta molto deformabile quindi in grado di assorbire la quasi totalità dell'azione sismica preservando i maschi murari sismo resistenti che risultano praticamente non sollecitati. La grande deformabilità, data dalla capacità flessionale nel piano da parte del solaio ligneo, deve però porre attenzione sulla possibile creazione di meccanismi

di collasso locale degli elementi murari ortogonali all'azione sismica, infatti grandi spostamenti del solaio possono innescare ribaltamento fuori piano di tali pannelli murari. Posto quindi un valore massimo di deformazione per il solaio, tramite le analisi di Time History svolte, si è visto come il meccanismo di collasso fuori piano delle pareti ortogonali all'azione del sisma si raggiunga sempre per input sismici ben maggiori rispetto a quelli determinati per il collasso nel piano dei maschi murari.

- I risultati ottenuti dall'incremento di rigidità data dei tre metodi di consolidamento studiati è ben evidenziato dalle analisi fatte, che vedono una notevole riduzione di spostamenti da parte dei diaframmi di piano, i quali in questo caso sono in grado di trasferire totalmente l'azione sismica ai maschi murari.
- I solai consolidati con soletta lignea e profili metallici, pur presentando cicli isteretici più ampi e quindi una maggiore dissipazione di energia, non influiscono molto sulla dissipazione energetica del fabbricato comportandosi in maniera del tutto analoga alla soletta in calcestruzzo. Infatti tutti e tre gli interventi portano ad un notevole incremento di rigidità, senza però poter riscontrare differenze di risposta tra gli interventi stessi.

Si può quindi concludere che, per quanto riguarda la modellazione utilizzata nel lavoro presentato risulta ben funzionale e adeguata per gli scopi e gli obiettivi prefissati. Per quanto riguarda i risultati dell'analisi invece, come verrà ampiamente confermato nell'elaborato di Lonardi Andrea "*Effetti del consolidamento dei solai lignei sulla risposta sismica di edifici in muratura*", si evince che l'eccessivo irrigidimento del solaio non è auspicabile sia per gli eccessivi spostamenti che subiscono i maschi murari che per lo scarso contributo di dissipazione energetica. Ne segue quindi la necessità di soluzioni meno rigide e con buone capacità dissipative, sempre evitando però la possibilità di creazioni di collassi locali della struttura. Tali considerazioni verranno contestualizzate in diversi casi studio con disposizione in pianta regolare e non dei setti murari sismo-resistenti.

## Bibliografia

- [ 1 ] N. Gattesco, L. Macorini, F. Benussi: “Intervento sui solai lignei per l’adeguamento sismico di edifici storici con tecniche caratterizzate da elevata reversibilità”, PRIN 2006.
- [ 2 ] N. Gattesco, L. Macorini, F. Benussi: “Strengthening and stiffening ancient wooden floors with flat steel profiles”, Structural Analysis of Historical Constructions, New Delhi, 2006.
- [ 3 ] M. Corradi, E. Speranzini, A. Borri, A. Vignoli: “In-plane shear reinforcement of wood beam floors with FRP”, ELSEVIER 2005.
- [ 4 ] M.R. Valluzzi, E. Garbin, M. Dalla Benetta, C. Modena: “Experimental assessment and modelling of in-plane behaviour of timber floor”, Taylor and Francis Group 2008.
- [ 5 ] M.R. Valluzzi, E. Garbin, M. Dalla Benetta, C. Modena: “In-plane strengthening of timber floors for the seismic improvement of masonry buildings”, from WTCE 2010.
- [ 6 ] Brignola, S. Podestà, S. Pampanin: “In-plane stiffness of wooden floor”, from 2008 NZSEE conference.
- [ 7 ] M. Piazza, C. Baldessari, R. Tomasi: “The role of in-plane floor stiffness in the seismic behavior of traditional buildings”, from the 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.
- [ 8 ] C. Baldessari, M. Piazza (tutor): “In-plane behaviour of differently refurbished timber floors”, 2010
- [ 9 ] G. Magenes, D. Bolognini, C. Braggio: “Metodi semplificati per l’analisi sismica non lineare di edifici in muratura”, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma 2000.
- [ 10 ] G. Magenes, G.M. Calvi: “In-Plane seismic response of brick masonry walls”, from Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 26, 1091-1112 (1997).
- [ 11 ] H.B. Kaushik, D.C. Rai, S.K. Jain: “Stress-Strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression”, ASCE, 2007.
- [ 12 ] Norma Europea UNI EN 12512: “Prove cicliche di giunti realizzati con elementi meccanici di collegamento”, versione italiana Novembre 2006.
- [ 13 ] Ministero delle Infrastrutture, Ministero dell’Interno, Dipartimento di Protezione Civile: “Nuove Norme Tecniche Per Le Costruzioni, D.M. Infrastrutture 14 Gennaio 2008”.
- [ 14 ] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti: “Nuova Circolare Delle Norme Tecniche Per Le Costruzioni, Circolare 2 Febbraio 2009”.
- [ 15 ] Eurocodice 8-3: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica: valutazione e adeguamento degli edifici”, versione italiana corretta 2010.
- [ 16 ] Eurocodice 6-1-1: “Progettazione delle strutture di muratura: regole generali per strutture di muratura armata e non armata”, versione italiana corretta 2010.