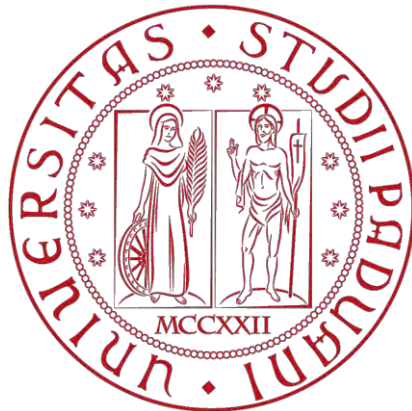


**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA**



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

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

**EFFETTI DEL RINFORZO DI SOLAI IN LEGNO NEL MIGLIORAMENTO  
SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA  
MODELLAZIONE NUMERICA DELLE PARETI**

Studente: Nicola Bertin matr. 1057114

Relatore: Prof. Ing. Roberto Scotta

Correlatore: Ing. Davide Trutalli

ANNO ACCADEMICO 2014/2015



## Sommario

1	INTRODUZIONE DELL'ELABORATO .....	7
2	IL COMPORTAMENTO SISMICO DI EDIFICI IN MURATURA .....	10
2.1	Gli elementi strutturali.....	10
2.2	Comportamento elementi orizzontali: fasce di piano .....	13
2.3	Comportamento elementi orizzontali: diaframmi di piano.....	14
2.4	Comportamento elementi verticali: Pannelli murari sollecitati fuori piano .....	15
2.5	Comportamento elementi verticali: Pannelli murari sollecitati nel proprio piano.....	17
2.6	Criteri di resistenza per i diversi meccanismi di collasso nel proprio piano .....	19
2.6.1	Meccanismo di schiacciamento/ribaltamento.....	20
2.6.2	Meccanismo di rottura a taglio per fessurazione diagonale.....	23
2.6.3	Meccanismo di rottura per scorrimento.....	27
2.7	L'utilizzo di tiranti per il rinforzo di strutture in muratura.....	28
2.7.1	Contributo dei tiranti per l'aumento di resistenza nel piano.....	29
2.7.2	Contributo dei tiranti per l'aumento di resistenza fuori dal piano .....	30
3	IL MACROMODELLO PROPOSTO.....	32
3.1	Introduzione.....	32
3.2	Elemento pannello (comportamento piano) .....	35
3.2.1	Elementi rigidi .....	40
3.2.2	Taratura molle muratura .....	40
3.2.3	Comportamento flessionale .....	41
3.2.4	Comportamento a taglio per fessurazione diagonale.....	48
3.2.5	Comportamento a taglio-scorrimento .....	56
4	CALIBRAZIONE MOLLE DELLA MURATURA.....	63
4.1	Dati generali della muratura .....	63
4.2	Modellazione e simulazioni numeriche.....	68
4.2.1	Truss infinitamente rigidi .....	69
4.3	Calibrazione molle maschio murario.....	70
4.3.1	Calibrazione molle assiali.....	70

4.3.2	Calibrazione molle diagonali .....	73
4.3.3	Calibrazione molle trasversali.....	77
4.3.4	Validazione del singolo maschio murario.....	79
4.4	Calibrazione molle fascia di piano.....	88
4.4.1	Valutazione tiranti.....	91
4.4.2	Calibrazione molle orizzontali spandrel.....	94
4.4.3	Calibrazione molle diagonali spandrel.....	96
4.4.4	Calibrazione molle verticali spandrel.....	99
4.5	Calibrazione beam per il fuori piano.....	101
5	TIPOLOGIE DI RINFORZO DEI SOLAI E MODELLAZIONE .....	105
5.1	Calibrazione dei solai.....	106
5.2	Brevi cenni sul solaio con doppio tavolato a 45° .....	108
5.2.1	Prova sperimentale solaio .....	109
5.2.2	Modello Numerico del solaio.....	109
5.3	Brevi cenni sul solaio con soletta in c.a. ....	111
5.3.1	Prova sperimentale solaio .....	112
5.3.2	Modello Numerico del solaio.....	112
6	ESEMPIO PARETE DI 4.5m NEL PIANO X-Y .....	114
6.1	Molle Maschio Primo .....	117
6.2	Molle Fascia di Piano.....	119
6.3	Molle Maschio Secondo.....	121
6.4	Calibrazione molle diagonali superiori elastiche .....	123
6.5	Comportamento globale della parete .....	125
7	CASO STUDIO 1: EDIFICIO DI PIANTA 4.5x5m .....	126
7.1	Geometria della parete e del solaio .....	128
7.2	Modello Time-History .....	130
7.2.1	Accelerogrammi usati .....	132
7.3	Caso studio 1a: edificio 4.5x5m con solaio flessibile .....	134
7.3.1	Analisi dei carichi e masse sismiche.....	134

7.3.2	Time History.....	138
7.3.3	Comportamento globale della parete.....	139
7.4	Caso studio 1b: edificio 4.5x5m con solaio rigido.....	144
7.4.1	Analisi dei carichi e masse sismiche.....	144
7.4.2	Time History.....	146
7.4.3	Comportamento globale della parete.....	147
7.5	Conclusioni caso studio 1.....	150
8	CASO STUDIO 2: EDIFICIO DI PIANTA 13.5x10m CON TRE MURI.....	152
8.1	Geometria della parete e del solaio.....	155
8.2	Caso studio 2a: edificio di pianta 13.5x10m con solaio flessibile.....	158
8.2.1	Analisi dei carichi e masse sismiche.....	158
8.2.2	Analisi Time-History.....	163
8.2.3	Considerazioni del caso studio 2a.....	182
8.2.4	Riepilogo dei risultati del caso studio 2a.....	184
8.3	Caso studio 2b: edificio di pianta 13.5x10m con solaio rigido.....	185
8.3.1	Analisi dei carichi e masse sismiche.....	185
8.3.2	Time History.....	187
8.3.3	Considerazioni del caso studio 2b.....	208
8.3.4	Riepilogo dei risultati del caso studio 2b.....	210
8.4	Conclusioni del caso studio 2.....	211
9	CONCLUSIONI.....	217
9.1	Breve riepilogo della modellazione trattata.....	217
9.2	Considerazioni finali.....	220
9.3	Sviluppi futuri.....	222
	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	224
	INDICE DELLE FIGURE.....	226



## 1 INTRODUZIONE DELL'ELABORATO

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 renderle 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 cinematismi 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.

Il lavoro di tesi di seguito esposto analizzerà un edificio a pianta rettangolare caratterizzato da differenti rigidità dei diaframmi orizzontali. Nel presente elaborato verrà analizzato in maggior dettaglio il comportamento della muratura. Il metodo utilizzato per la modellazione della stessa è la modellazione a macroelementi, in quanto ritenuto uno dei più vicini alla realtà.

Più nello specifico, è stato generato mediante Notepad++ una schematizzazione opportuna che permette la costruzione di un modello strutturale tridimensionale di un edificio a un piano con caratteristiche geometriche (lunghezza dei muri, lunghezza dei singoli maschi murari e delle singole fasce di piano, lunghezza degli elementi del solaio e lunghezza delle molle utilizzate) e strutturali (molle dei singoli elementi di muratura e del solaio ligneo), entrambe ricavate dal confronto con dati di prove di laboratorio.

Successivamente, questo codice è stato introdotto nel programma di analisi sismica OpenSees, software sviluppato da University of California, Berkeley per simulare le prestazioni dei sistemi strutturali e geotecnici sottoposti a terremoti.

Per la calibrazione del modello, esso verrà analizzato per mezzo di analisi statiche non lineari (Push-Over) e analisi cicliche. Il comportamento globale dell'edificio sottoposto ad azione sismica verrà studiato mediante analisi dinamiche non lineari con impiego di accelerogrammi (Time-History).

Il presente lavoro di tesi sarà poi ampliato con diverse tipologie di solaio nell'elaborato di M. Tonon, dal titolo *“Effetti del rinforzo di solai in legno nel miglioramento sismico di edifici esistenti in muratura - modellazione numerica dei solai”*.



Come è descritto nella pubblicazione “Cyclic behaviour of brick masonry walls” (di G. Magenes e G. M. Calvi):

*“La valutazione della vulnerabilità sismica di costruzioni esistenti è stata riconosciuta come uno dei maggiori problemi sia per l’elevato numero di costruzioni costruite prima dello sviluppo di codici sismici razionali, sia per la bassa conoscenza delle proprietà dei materiali utilizzati per una risposta sismica del singolo elemento e della struttura globale. Quindi, è più importante che i modelli che verranno usati per la simulazione numerica di queste costruzioni abbiano delle leggi costitutive raffinate per ogni elemento (strutturale e di connessione) piuttosto che rappresentino l’esatta configurazione geometrica.”*

## 2 IL COMPORTAMENTO SISMICO DI EDIFICI IN MURATURA

In questo capitolo vengono esaminati gli aspetti più significativi che intervengono nella caratterizzazione della risposta di un edificio in muratura soggetto ad azioni sismiche. In particolare si porrà in evidenza come i vari aspetti costruttivi condizionano in modo rilevante il comportamento globale della struttura sia in termini di resistenza ultima che in termini di meccanismo di collasso. Verranno inoltre descritti i principali meccanismi di collasso di pannelli murari soggetti a forze orizzontali nel piano e fuoripiano.

### 2.1 Gli elementi strutturali

Nello studio di un edificio in muratura, più di qualsiasi altra tipologia costruttiva, è fondamentale un attento esame delle caratteristiche meccaniche e costruttive di ciascun elemento che compone la costruzione.

Nell'esaminare il comportamento strutturale dell'edificio è conveniente individuare alcune parti fondamentali in cui si può immaginare convenzionalmente suddiviso l'edificio. In una prima classificazione essenziale l'edificio può essere suddiviso in pareti verticali ed orizzontamenti. Le pareti verticali a loro volta possono essere suddivise in maschi murari e fasce di piano. Gli orizzontamenti possono essere piani oppure costituiti da strutture voltate spingenti o a spinta eliminata dalla presenza di catene.

Nell'esaminare le strutture verticali, è inoltre di fondamentale importanza verificare la qualità degli collegamenti tra muri trasversali in corrispondenza degli angoli, cantonali.

Gli orizzontamenti costituiscono un elemento essenziale perché sono il principale elemento che influenza il comportamento globale della struttura.

La presenza di orizzontamenti di piano collegati efficacemente ai muri perimetrali serve a garantire un comportamento cosiddetto "scatolare" dell'edificio limitando l'instaurarsi di possibili meccanismi di ribaltamento delle pareti fuori dal proprio piano.

Chiaramente è inteso che un solaio anche se rigido, per assolvere a tale funzione, deve essere efficacemente ammorsato alle pareti. Ecco che la presenza di cordoli di piano per una struttura in muratura, soprattutto negli edifici di nuova progettazione, diviene un elemento di importanza primaria.

Nelle tipologie costruttive meno recenti è frequente l'uso di solai in legno o di orizzontamenti realizzati mediante volte. La prima tipologia in molti casi riesce a garantire un ammortamento sufficiente soltanto in corrispondenza delle pareti su cui risultano caricati i solai. Le pareti non direttamente caricate dai solai risultano invece ammortate alla struttura soltanto in corrispondenza dei cantonali e, in condizioni sismiche, tale collegamento può in alcuni casi risultare inadeguato.

La presenza di orizzontamenti costituiti da strutture voltate in genere può garantire un comportamento scatolare in condizioni sismiche soltanto se la spinta derivante dalle azioni orizzontali delle volte risulta essere contrastata dalla presenza di catene (altrimenti la presenza di strutture spingenti può, in alcuni casi, favorire il ribaltamento fuori piano delle pareti su cui risultano ordinate le volte).

La risposta delle pareti dell'edificio è fortemente condizionata dalla rigidità delle fasce di piano e dalla eventuale presenza di cordoli e/o architravi. La rigidità, la resistenza e la duttilità di queste, infatti, determinano le effettive condizioni di vincolo cui sono soggetti i maschi murari.

E' evidente che la presenza dei cordoli di piano oltre a garantire un comportamento d'insieme dei maschi murari determina un sostanziale irrigidimento delle fasce di piano che in assenza di cordoli risultano invece essere elementi su cui si concentra il danneggiamento in seguito ad eventi sismici. In presenza di fasce rigide e resistenti il danneggiamento si determina invece in corrispondenza dei maschi murari determinando nel complesso un organismo strutturale più resistente, come si avrà modo di osservare nei successivi capitoli.

Nella valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio in muratura e nella definizione di un modello strutturale per la simulazione della risposta dinamica in ogni caso non bisogna prescindere da un'attenta analisi della tipologia muraria e dei particolari costruttivi allo scopo di individuare le possibili cause di innesco di meccanismi locali di danno che negli edifici storici sono, in genere, la prima causa di collasso strutturale.

La resistenza sismica di un edificio in muratura il cui comportamento si può ritenere scatolare è prevalentemente associata alla rigidità, alla resistenza e alla duttilità delle pareti nel proprio piano in quanto i meccanismi di ribaltamento delle pareti fuori piano e di collasso parziale di porzioni superficiali dell'edificio (detti meccanismi di primo modo), risultano in genere impediti dalla presenza di cordoli di piano o di catene.

In assenza di cordoli di piano e/o di incatenamenti sufficienti a garantire un comportamento d'insieme delle pareti, caratterizzati da ampie pareti libere, le principali cause del collasso strutturale in seguito ad eventi sismici sono dovute all'innescarsi dei cosiddetti meccanismi di primo modo che nella maggior parte dei casi determinano collassi parziali di porzioni anche significative dell'edificio.

E' chiaro che vi possono essere situazioni intermedie in cui i meccanismi di collasso delle pareti fuori piano sono conseguenti a un progressivo danneggiamento delle pareti e degli ammorsamenti in corrispondenza dei cantonali durante l'evoluzione della risposta sismica.

Per quanto detto, nell'esaminare il comportamento delle pareti murarie è importante distinguere il caso di pareti sollecitate nel proprio piano e il caso di pareti sollecitate fuori-piano. Nel seguito verrà brevemente descritto il differente comportamento della muratura in relazione alla direzione della sollecitazione e alle condizioni di vincolo della parete stessa.

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

- Elementi orizzontali: fasce di piano;
- Elementi orizzontali: diaframmi di piano (solai);
- Elementi verticali: maschi murari.

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

## 2.2 Comportamento elementi orizzontali: fasce di piano

La risposta sismica di strutture in muratura semplice è influenzata dal comportamento delle fasce di piano (nell'elaborato questi elementi sono chiamati "spandrel"), come dimostrato anche da simulazioni numeriche e di osservazione post-terremoto (Magenes et al.). Fino a poco tempo fa, la comprensione del comportamento sismico di queste componenti strutturali non era supportata da adeguate campagne sperimentali. Solo negli ultimi anni sono stati effettuati alcuni programmi sperimentali con lo scopo di studiare il comportamento ciclico di travi di muratura, realizzate in mattoni o blocchi forati in piano.

Il termine fascia di piano (o trave in muratura) definisce la porzione di muro che collega due moli adiacenti attraverso un'apertura. Questi elementi risultano spesso danneggiati durante un evento sismico e, in generale, sono i primi componenti strutturali in cui si formano crepe in edifici di muratura non rinforzata (URM). Gli elementi spandrel influenzano significativamente le caratteristiche forza/deformazione di una struttura in muratura per la loro azione di inquadratura e accoppiamento. Riconoscendo che i maschi murari sono gli elementi più importanti sia per portare il carico verticale che per la resistenza all'azione sismica, non è tuttavia generalmente corretto trascurare la presenza di questi elementi e il loro ruolo che permette di aumentare la rigidità. Le prestazioni di una parete multipiano potrebbero cambiare significativamente a causa del comportamento delle fasce di piano. Un'analisi (classica) avente come ipotesi quella di trascurare il contributo delle travi di muratura sulla rigidità globale, potrebbe portare a sottovalutare o sopravvalutare la capacità dell'intero sistema strutturale.

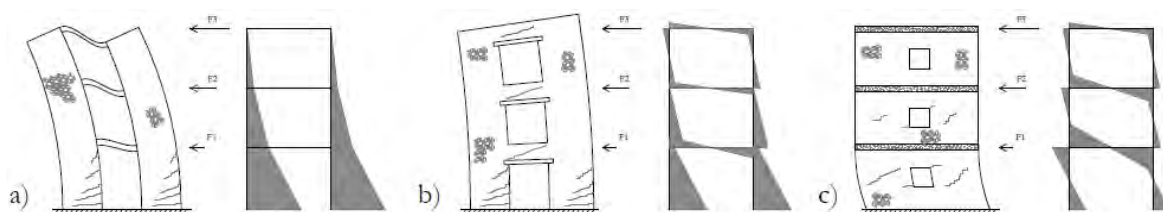


Figura 2-1: Effetto del diverso grado di accoppiamento fornito dalle travi di muratura sulla distribuzione dei momenti: fasce flessibili (a), intermedie (b) e rigide (c) (Tomažević, 1999)

La figura 2.1 mostra che un diverso grado di accoppiamento offerto dalle fasce di piano può introdurre un comportamento strutturale completamente diverso in termini di taglio, diagrammi di momento e meccanismo di collasso. In particolare, la figura mostra le due condizioni estreme (ideali) di fasce infinitamente flessibili (a) e infinitamente rigide (c), corrispondenti rispettivamente a meccanismi di tipo mensola (collegati da bielle) e di tipo telaio.

### **2.3 Comportamento elementi orizzontali: diaframmi di piano**

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 rigidezza 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 le adeguate connessioni tra elementi verticali e il comportamento "scatolare" della struttura, ridistribuendo la forza sismica orizzontale in maniera proporzionale alla rigidezza 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 rigidezza 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.

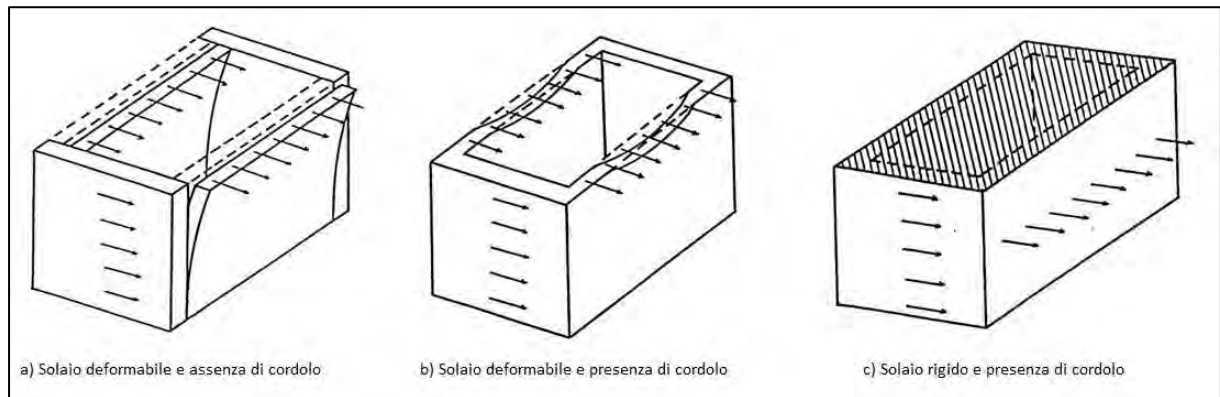


Figura 2-2: Influenza delle connessioni tra gli elementi

## 2.4 Comportamento elementi verticali: Pannelli murari sollecitati fuori piano

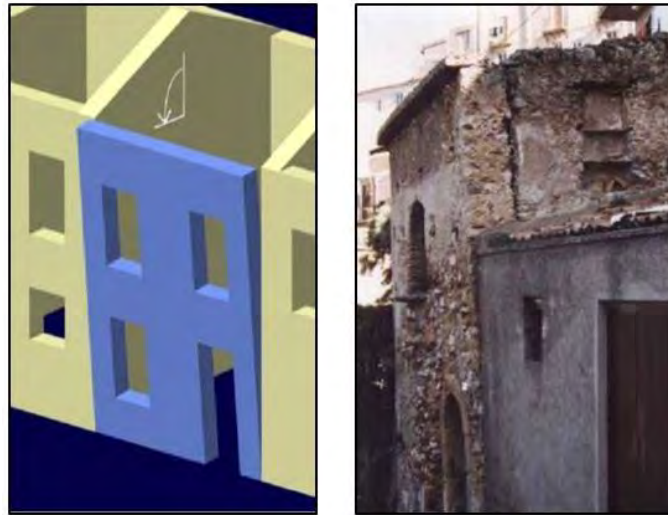
Il meccanismo di collasso fuori piano è da riferirsi a fenomeni locali innescati da azioni ortogonali agli elementi murari. Infatti, i pannelli murari offrono una minore resistenza alle azioni ortogonali. Questo è dovuto oltre alla bassa resistenza del materiale, anche alla mancanza di collegamenti lungo 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 o un comportamento flessionale tipo trave.

I principali meccanismi di collasso fuori piano sono:

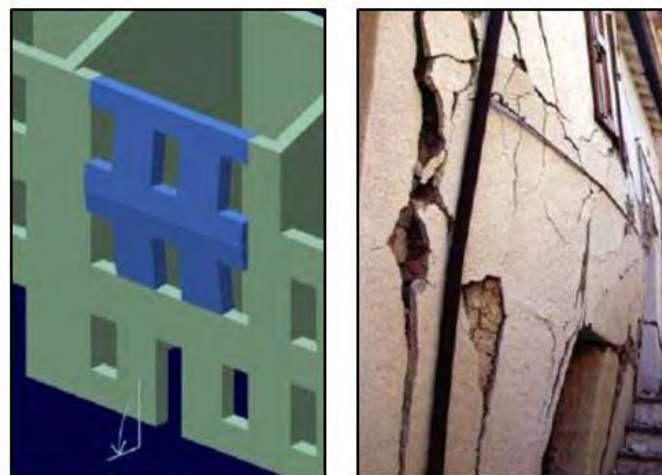
- Ribaltamento
- Ribaltamento composto
- Flessione verticale
- Flessione orizzontale

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 2-3: Esempio di collasso per ribaltamento*



*Figura 2-4: Esempio di collasso per flessione verticale*



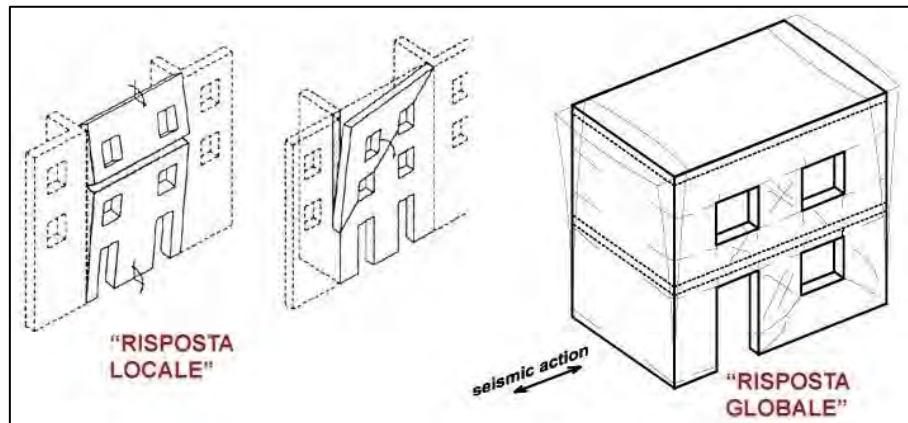


Figura 2-5: Diversa risposta sismica degli edifici in muratura

## 2.5 Comportamento elementi verticali: Pannelli murari sollecitati nel proprio piano

Nello studio di pannelli murari soggetti a forze orizzontali vengono, in genere, presi in considerazione due condizioni di vincolo della sezione di testa: il caso di estremo superiore libero e il caso di estremo superiore impedito di ruotare. Questi rappresentano due casi limite della reale condizione di vincolo dei pannelli inseriti in uno schema strutturale complesso.

Si distinguono tre principali meccanismi di collasso nel proprio piano:

- rottura per schiacciamento/ribaltamento
- rottura a taglio per fessurazione diagonale
- rottura per scorrimento

Nel seguito verrà fornita una descrizione di detti meccanismi. Verranno altresì esposti alcuni criteri di rottura presenti in letteratura che consentono di valutare la resistenza di pannelli murari isolati.



*Figura 2-6: Esempi di rottura per fessurazione diagonale, flessione, scorrimento*

Nel caso che il pannello si trovi inserito in un edificio, oltre all'uso di tali criteri di rottura, diviene di fondamentale importanza valutare in maniera corretta il tipo di vincolo che il resto della struttura offre al pannello in esame.

Pannelli murari caratterizzati da bassi valori del rapporto B/H (pareti snelle) e soggetti a piccoli carichi assiali presentano una risposta di tipo prevalentemente flessionale. Nel collasso di tali pareti il fenomeno della parzializzazione della sezione ha un ruolo primario e si perviene a un meccanismo di rottura per schiacciamento e/o ribaltamento. Nel caso di pareti tozze o soggette ad elevati carichi assiali (per esempio i maschi murari dei piani bassi di un edificio) il comportamento è fondamentalmente di tipo tagliante. In questo caso la parzializzazione della sezione è fortemente limitata dalla precompressione dovuta al carico assiale e viene evidenziata la deformabilità a taglio.

La risposta di una parete che presenta un comportamento di tipo flessionale è caratterizzata da cicli di isteresi molto stretti. Al limite, se il pannello murario viene schematizzato come un corpo rigido e il suolo come un vincolo elastico unilatero, si ottiene un comportamento elastico non-lineare, caratterizzato da un ciclo di isteresi nullo. Sperimentalmente è inoltre possibile osservare come all'aumentare del numero di cicli non si ha un sensibile degrado di rigidezza o di resistenza.

In un pannello in cui nella risposta complessiva la componente di tipo tagliante risulta prevalente rispetto a quella flessionale, si riscontrano cicli di isteresi piuttosto contenuti fino al raggiungimento di un valore di picco della forza ( $V_{max}$ ), in corrispondenza del

quale, come verrà meglio descritto nei capitoli successivi, avviene la formazione di fessure diagonali. Oltre tale valore si osserva un significativo degrado sia della rigidità che della resistenza e cicli di isteresi molto ampi.

Nelle figure sottostanti sono rappresentati i due diversi comportamenti appena descritti.

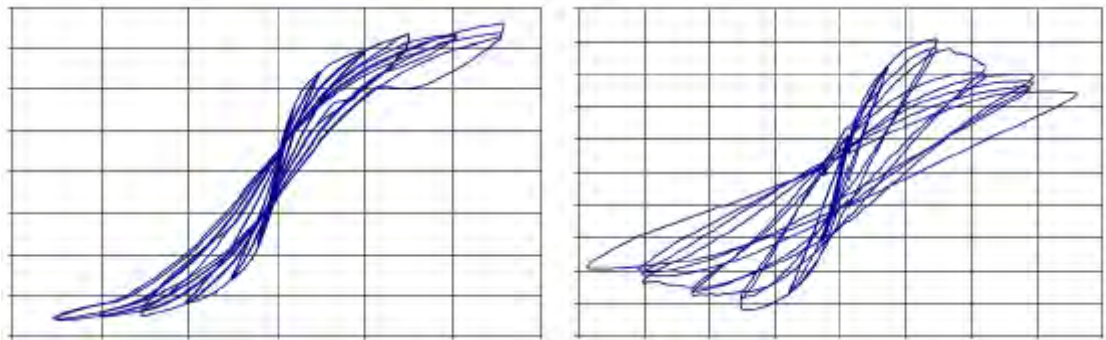


Figura 2-7: Tipi di comportamento di un pannello; (a) snello; (b) tozzo.

## 2.6 Criteri di resistenza per i diversi meccanismi di collasso nel proprio piano

I meccanismi di collasso di un pannello murario sollecitato nel proprio piano, come detto all'inizio del presente paragrafo, sono essenzialmente di tre tipi:

- schiacciamento/ribaltamento,
- rottura a taglio per scorrimento,
- rottura a taglio per fessurazione diagonale.

Dal punto di vista del quadro fessurativo tali meccanismi risultano molto diversi tra loro. Nel caso di collasso per flessione, le fessure sono concentrate in corrispondenza delle sezioni estreme incastrate, in prevalenza si assisterà a fessure per trazione, più rari i fenomeni di plasticizzazione per compressione.

Nel caso di rottura per fessurazione diagonale si assisterà alla formazione di due evidenti fessure diagonali.

Infine nel caso di collasso per scorrimento le fessure si concentreranno lungo i giunti di malta in corrispondenza di uno dei lati del pannello.

In figura sottostante sono riportati i tre possibili meccanismi di collasso appena citati.

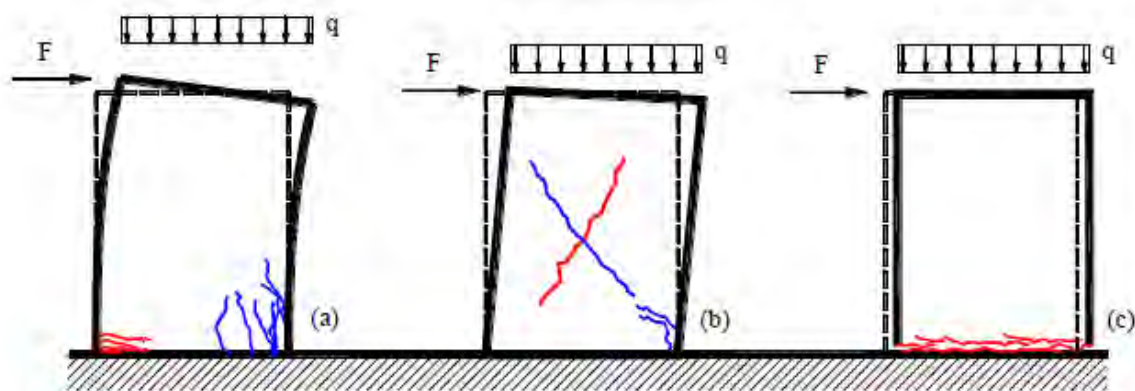


Figura 2-8: Meccanismi di collasso nel piano: pressoflessione (a), taglio-fessurazione diagonale (b), taglio-scorrimento (c)

### 2.6.1 Meccanismo di schiacciamento/ribaltamento

Le forze orizzontali agenti sul pannello murario inducono un momento flettente che varia linearmente lungo l'altezza della parete. Questo produce tensioni normali di compressione e di trazione. Tali sollecitazioni risultano massime in corrispondenza delle sezioni di estremità della parete.

Se le tensioni di compressione superano la resistenza a compressione della muratura si verifica uno schiacciamento in corrispondenza della parte compressa della sezione trasversale della parete.

Pur non pervenendo allo schiacciamento della muratura, può verificarsi il ribaltamento del pannello, o di una porzione di esso, a causa della progressiva parzializzazione della sezione che porta l'asse neutro in prossimità del bordo compresso con un progressivo degrado della rigidezza fino all'incapacità di sostenere ulteriori incrementi di carico. Per quanto riguarda il meccanismo di schiacciamento, la formulazione di un criterio di rottura risulta abbastanza semplice. A tale scopo si consideri un pannello caricato da uno

sforzo assiale costante P eccentrico rispetto all'asse geometrico e da una forza di taglio V.

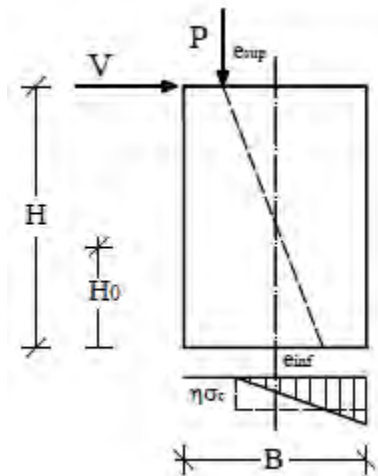


Figura 2-9 : Pannello caricato da sforzo normale eccentrico e forza orizzontale

Si immagini di modellare la muratura come un materiale elastico lineare fino alla rottura a compressione e non reagente a trazione. Ammettendo tali ipotesi la condizione di rottura coincide con il raggiungimento della tensione massima ammissibile a compressione ( $\sigma_c$ ) in corrispondenza dello spigolo del pannello. La distribuzione di tensioni lineare, per semplicità, viene qui sostituita con una distribuzione uniforme di intensità ridotta, come riportato in figura sopra. Imponendo l'equilibrio alla rotazione attorno al punto medio della sezione di base, si ha:

$$V_{max} * H_0 = P * e_{inf,u} = \frac{P * B}{2} * \left(1 - \frac{p}{3 * \eta * \sigma_c}\right)$$

essendo:

- $\sigma_c$  la resistenza a compressione della muratura;
- $H_0$  l'altezza del punto di nullo del diagramma del momento flettente;
- P il carico normale agente sul pannello;
- B, H e t rispettivamente larghezza, altezza e spessore della parete;
- p la tensione media di compressione  $p=P/B*t$ ;
- $e_{inf,u}$  l'eccentricità del risultante dei carichi nella sezione di base del pannello nella condizione limite di schiacciamento.

Da questa espressione è possibile ricavare il taglio che determina lo schiacciamento:

$$V_{max} = \frac{P}{2 * \alpha_v} * \left(1 - \frac{p}{3 * \eta * \sigma_c}\right)$$

Nella quale è stato posto  $\alpha_v = H_0/B$ . Tale parametro prende il nome di coefficiente di taglio e costituisce una misura del grado di vincolo opposto dal resto della struttura nei confronti del pannello. Tuttavia è possibile prevedere modelli costitutivi più complessi, come ad esempio un legame di tipo parabola-rettangolo a compressione e limitata resistenza a trazione.

Il meccanismo di ribaltamento di un pannello può avvenire secondo modalità differenti a seconda della qualità della malta. Nel caso di una muratura realizzata con malta di buone caratteristiche il pannello si comporta come un blocco rigido che ruota intorno a uno spigolo di base (in figura sottostante, caso a). In presenza di malta di qualità scadente o in totale assenza di questa e nel caso di pannelli tozzi, come mostrato da studi sperimentali su murature di blocchi squadrati, il collasso avviene attraverso il distacco e la rotazione di una porzione di parete delimitata da una direzione inclinata. Gli studi condotti hanno mostrato come l'angolo di inclinazione  $\alpha$  di tale direzione dipende dalla geometria della parete e dalla tessitura dei mattoni. Ovviamente il verificarsi di tali meccanismi parziali riduce il taglio ultimo del pannello murario.

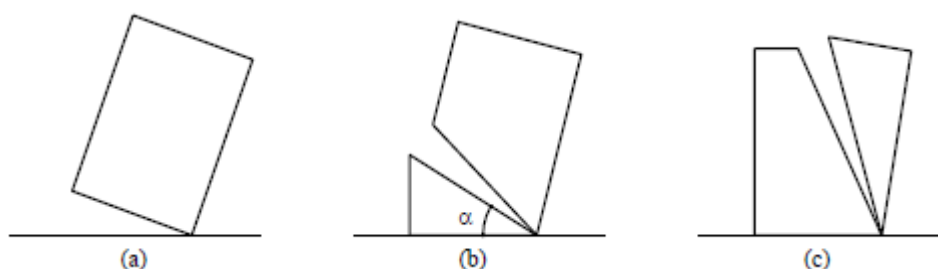


Figura 2-10: Meccanismi di ribaltamento nel piano: (a) globale da blocco rigido; (b) e (c) parziali.

Il valore del taglio ultimo per ribaltamento si può calcolare risolvendo un problema di analisi limite. Considerando meccanismi parziali come quelli indicati nelle figure b e c è possibile calcolare il moltiplicatore a collasso al variare dell'angolo  $\alpha$ . Il minimo di tali moltiplicatori costituisce l'effettivo moltiplicatore a collasso.

In aggiunta alla rotazione rigida, è possibile tener conto in maniera semplificata di un parziale schiacciamento della muratura considerando come centro di rotazione, rientrato 5 – 10 cm rispetto allo spigolo.

### 2.6.2 Meccanismo di rottura a taglio per fessurazione diagonale

Il meccanismo di rottura a taglio per fessurazione diagonale si realizza quando le sollecitazioni di taglio provocano la formazione di fessure diagonali che partono dalla zona centrale del pannello per poi estendersi. La formazione di tali fessure si determina in corrispondenza delle direzioni principali cui corrispondono le massime tensioni di compressione, in quanto alla direzione ortogonale sono associate le trazioni massime.

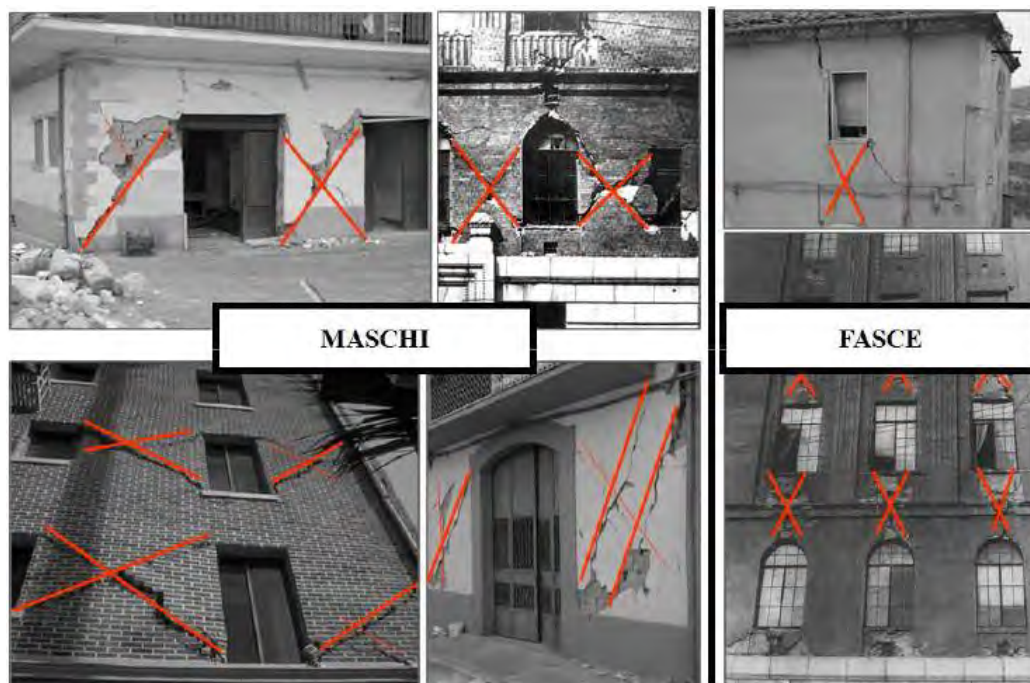


Figura 2-11: rottura per taglio-fessurazione diagonale di edifici esistenti in muratura

Uno dei criteri presenti in letteratura per valutare la capacità ultima a taglio di una parete è dovuto a Turnsek e Cacovic. Scaturito dall'osservazione dei risultati di diverse prove sperimentali, tale criterio si basa sull'assunzione che la rottura avviene quando la tensione principale di trazione, nella zona centrale del pannello, eguaglia la resistenza a trazione della muratura.

La formula che esprime tale criterio si ricava facilmente, ammettendo una distribuzione parabolica delle tensioni tangenziali lungo la sezione del pannello, con valore massimo pari a  $1.5 \cdot V/A$  in corrispondenza dell'asse baricentrico. Da semplici considerazioni sullo stato tensionale, si ricava infatti l'espressione della tensione principale di trazione in corrispondenza proprio dell'asse del pannello, di seguito riportata:

$$\sigma_t = \sqrt{p^2 + \tau^2} = \sqrt{\left(\frac{P}{A}\right)^2 + \left(1.5 \cdot \frac{V}{A}\right)^2}$$

essendo:

- $\sigma_t$  la tensione principale di trazione;
- $P$  lo sforzo normale agente sul pannello;
- $p$  la pressione media;
- $V$  il taglio agente;
- $B$  e  $t$  la base e lo spessore del pannello;
- $A=B \cdot t$  la sezione trasversale.

A questo punto eguagliando tale espressione con la resistenza convenzionale a trazione, l'espressione del taglio ultimo assume la forma:

$$V_d = \frac{\sigma_{tu} \cdot B \cdot t}{1.5} \sqrt{1 + \frac{p}{\sigma_{tu}}}$$

Il termine  $\sigma_{tu}$  rappresenta la resistenza a trazione della muratura. Tale parametro in linea teorica è una grandezza locale, anche se in quest'ambito deve essere interpretato come un parametro di tipo globale. Per marcare il carattere *macroscopico* e non *locale* del parametro  $\sigma_{tu}$ , questo spesso viene indicato come resistenza convenzionale a trazione.



L'espressione soprariportata viene spesso riscritta in funzione di  $\tau_k$  che rappresenta la tensione tangenziale media in condizioni ultime ( $V_d/A$ ) in assenza di sforzo normale, e non in termini di  $\sigma_{tu}$ .

E' facile notare che tali parametri sono legati dalla relazione  $\tau_k = \sigma_{tu}/1.5$ ; la formula precedente diviene quindi:

$$V_d = \tau_k * B * t * \sqrt{1 + \frac{p}{1.5 * \tau_k}}$$

Il parametro  $\tau_k$  presenta il vantaggio di avere un riscontro fisico più immediato rispetto alla tensione convenzionale a trazione. Se ad esempio si esegue una prova di taglio su un campione di muratura (in assenza di sforzo normale), basta dividere il valore del taglio ultimo che si registra per la sezione trasversale del pannello esaminato e si determina  $\tau_k$ . Successivamente fu proposto da Turnsek e Sheppard di sostituire al fattore 1.5 presente nelle formule soprariportate un parametro  $b$  dipendente dal rapporto geometrico  $B/H$  del pannello.

In sostituzione delle formule sopra si ha, quindi:

$$V_d = \frac{\sigma_{tu} * B * t}{b} \sqrt{1 + \frac{p}{\sigma_{tu}}}$$
$$V_d = \tau_k * B * t * \sqrt{1 + \frac{p}{b * \tau_k}}$$

Tra tutti i criteri presenti in letteratura per la determinazione del parametro  $b$ , qui si cita quello dovuto a Benedetti e Tomazevic:

- $b = 1$  per  $H/B < 1$  ;
- $b = H/B$  per  $1 < H/B < 1.5$  ;
- $b = 1.5$  per  $H/B > 1.5$  .

Più recentemente, un criterio di rottura alternativo per murature di blocchi squadrati è stato proposto da Magenes e Calvi. In tale formulazione viene distinto il caso di fessurazione diagonale dovuta al cedimento dei giunti di malta (taglio ultimo  $V_1$ ) e il caso di fessurazione diagonale per rottura dei mattoni (taglio ultimo  $V_2$ ):

$$V_1 = B * t * \left( \frac{c + \mu * \bar{\sigma}}{1 + \alpha_v} \right)$$

$$V_2 = B * t * \frac{f_{bt}}{\beta * (1 + \alpha_v)} \sqrt{1 + \frac{\bar{\sigma}}{f_{bt}}}$$

Nelle quali:

- $f_{bt}$  indica la resistenza a trazione dei mattoni;
- $B, t$  la base e lo spessore della parete;
- $c, \mu$  coesione e coefficiente di attrito della malta;
- $\alpha_v = H_0/B$ ; con  $H_0$  il punto di nullo del diagramma dei momenti;
- $\beta$  = è un coefficiente che può essere assunto da 2 a 3.

Si noti come l'espressione di  $V_2$ , relativa al caso di rottura dei mattoni, sia l'equivalente dell'espressione di Cacovic nella quale è stato introdotto il coefficiente di taglio  $\alpha_v$ , che dipende dalla condizione di vincolo del pannello. Inoltre nell'espressione sopra, la resistenza a taglio è legata esclusivamente alla resistenza dei mattoni proprio perché si suppone che siano questi a giungere a rottura.

Nel caso di muratura in pietrame è comunque preferibile continuare a utilizzare le formule iniziali nelle quali è possibile introdurre un parametro convenzionale di resistenza.

### 2.6.3 Meccanismo di rottura per scorrimento

Il meccanismo di rottura per scorrimento si realizza in seguito alla formazione di piani di scorrimento lungo i letti di malta nelle sezioni di estremità della parete.



Figura 2-12: rottura per taglio-scorrimento di edifici esistenti in muratura

Il criterio di rottura tradizionalmente utilizzato è quello di Mohr-Coulomb. Secondo tale criterio, la tensione tangenziale ultima viene espressa come somma di un termine costante  $c$  (coesione) e di un termine proporzionale alla tensione di compressione media nella sezione :

$$\tau_u = (c + \mu * \bar{\sigma})$$

Il coefficiente di proporzionalità  $\mu$  prende il nome di coefficiente di attrito.

Al fine di determinare il taglio ultimo corrispondente, è possibile supporre una distribuzione uniforme e integrare l'equazione su tutta la zona di contatto ( $B'*t$ ). Si ottiene l'espressione:

$$V_d = B' * t * \left( c + \mu * \frac{P}{B' * t} \right)$$

che fornisce il taglio che determina lo scorrimento della parete.

### 2.7 L'utilizzo di tiranti per il rinforzo di strutture in muratura

I contenuti del presente paragrafo sono presi dal sito [darioflaccovio.it](http://darioflaccovio.it).

I tiranti in acciaio costituiscono una delle tecniche di consolidamento più antiche ed efficaci per rinforzare gli edifici in muratura. Poiché spesso gli edifici in muratura sono antichi, sono soggetti anche al vincolo da parte della sovrintendenza, solitamente restia a molte delle tecniche di consolidamento note in letteratura (soprattutto se prevedono l'uso di calcestruzzo). In questi casi una delle tecniche che ottiene spesso il parere favorevole della sovrintendenza è quella con tiranti metallici.

Le applicazioni dei tiranti sono molteplici:

- per incrementare la resistenza di una parete nel proprio piano;
- per ridurre la possibilità di ribaltamento fuori dal piano;
- per ridurre le spinte statiche di strutture spingenti (archi, volte, tetti, ecc.).

I pregi dei tiranti:

- sono semplici da mettere in opera;
- non alterano lo stato tensionale delle costruzioni;
- sono anche relativamente economici;
- non richiedono manodopera specializzata.

I tiranti sono elementi metallici costituiti da un cavo e da una chiave. Il tirante entra in funzione quando sottoposto a sforzi di trazione (si può verificare per esempio quando una parete tende a ribaltare). Affinché il sistema sia in equilibrio, il cavo del tirante deve essere in grado di sopportare la forza di trazione a cui viene sottoposto. Tale forza viene trasmessa alla chiave, la quale essendo a contatto con la muratura deve essere in grado di sopportare la tensione di contatto tra la chiave e muratura. Infine anche la muratura deve resistere alle azioni trasmesse dalla chiave (occorre evitare il distacco della parte di muratura a contatto con la chiave).

In definitiva, data una forza di trazione a cui deve essere sottoposto il tirante, il sistema si mantiene in equilibrio se resiste il cavo ( $T_t$ ), se resiste la muratura ( $T_m$ ) e se resiste la chiave ( $T_c$ ).

In altri termini la resistenza del sistema tirante è data dal valore minimo delle tre precedenti quantità:

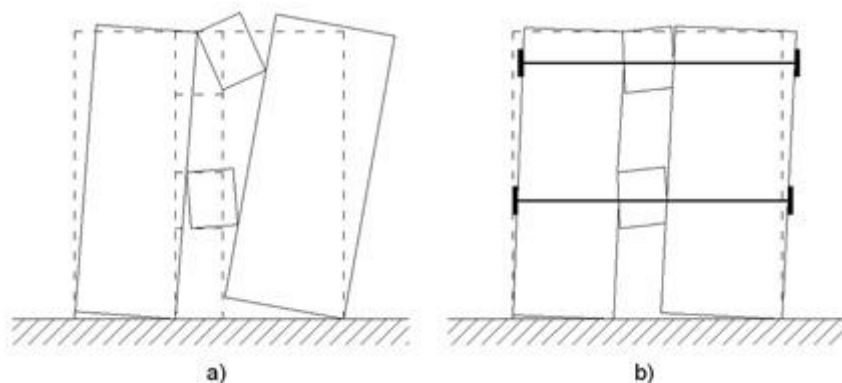
$$T = \min(T_t, T_m, T_c)$$

In un progetto di consolidamento, l'obiettivo è quello di incrementare gli indicatori di rischio di una costruzione. In altri termini, edifici carenti dal punto di vista della resistenza nei confronti delle azioni esterne devono essere consolidati per aumentarne la resistenza.

Le verifiche che generalmente si fanno per edifici in muratura sono di tipo globale (si analizza la struttura nel suo complesso dove tutti gli elementi contribuiscono in funzione della propria resistenza) e di tipo locale (le singole pareti si considerano a sé stanti e se ne valuta la resistenza in funzione delle azioni esterne che ci gravano). A differenza di altre tecniche di consolidamento (alcune sono adatte per incrementare la resistenza dal punto di vista dell'analisi globale, altre invece sono adatte per incrementare quella dell'analisi locale), i tiranti possono essere utilizzati per incrementare sia la resistenza di analisi di tipo globale che locale.

### *2.7.1 Contributo dei tiranti per l'aumento di resistenza nel piano*

I tiranti costituiscono un'ottima tecnica di consolidamento per incrementare la resistenza di una parete nel proprio piano. Nel caso in cui la parete è priva di tiranti, il comportamento può essere assimilato a quello riportato in a) di figura sottostante, mentre se presenti i tiranti, a quello riportato in b) della stessa figura.



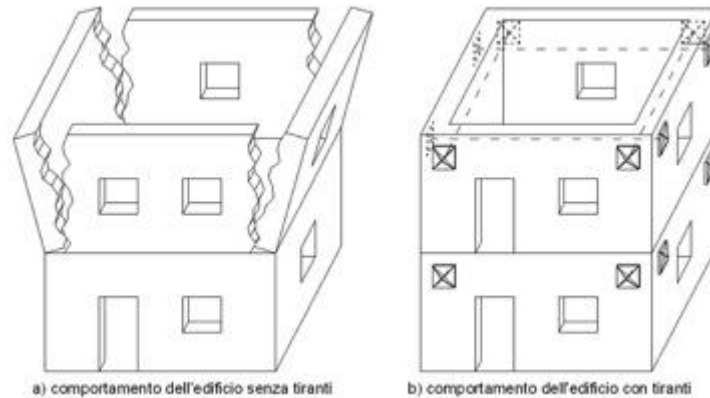
*Figura 2-13: Comportamento nel piano della parete senza e con tiranti*

In assenza di tiranti il comportamento della parete è assimilabile a quello a mensola, mentre se presenti, il comportamento è assimilabile a quello di un telaio.

I tiranti cambiano radicalmente il comportamento di una parete nel proprio piano, tendendo a ridurre le sollecitazioni nei maschi murari (generalmente i momenti flettenti sono molto più contenuti). Di contro aumentano le sollecitazioni nelle fasce di piano le quali devono essere sottoposte a verifica.

### *2.7.2 Contributo dei tiranti per l'aumento di resistenza fuori dal piano*

I tiranti costituiscono un'ottima tecnica di consolidamento anche per le verifiche fuori dal piano di una parete. È intuitivo immaginare il migliore comportamento della parete quando consolidata con tiranti. A titolo di esempio, se l'edificio non presenta il consolidamento, sotto gli effetti dinamici ogni parete tende a ruotare indipendentemente rispetto alle altre assumendo un cosiddetto comportamento "a carciofo" (vedi a) di figura sottostante), mentre la presenza del consolidamento implica uno spostamento tendenzialmente uniforme e unidirezionale per tutti gli elementi (vedi b) della stessa figura).



*Figura 2-14: Comportamento fuori piano della parete con e senza tiranti*

I tiranti contribuiscono a migliorare diverse tipologie di meccanismi locali, in particolare:

- a ribaltamento semplice
- a flessione verticale
- a flessione orizzontale
- a ribaltamento composto
- a ribaltamento del timpano.

Per ognuna di queste tipologie di meccanismo, il consolidamento contribuisce, attraverso delle forze stabilizzanti la cui entità è funzione delle dimensioni degli stessi tiranti, ad aumentare gli indicatori di rischio e quindi a ridurre la vulnerabilità dell'edificio. In altri termini, attraverso la verifica si valuta la resistenza necessaria per raggiungere un determinato valore dell'indicatore di rischio e si progettano di conseguenza le varie parti del tirante.

### 3 IL MACROMODELLO PROPOSTO

#### 3.1 Introduzione

Hilsdorf in un suo report del 1972 definisce la muratura come un “*materiale composto con proprietà diverse da quelle dei componenti*”. Tale definizione appare tra le più appropriate in quanto con il termine muratura ci si riferisce genericamente a tutte le possibili tipologie di manufatti murari le cui caratteristiche geometriche, meccaniche e costitutive rivestono un’ampia variabilità che produce differenze di comportamento anche significative. Ciò che tuttavia è comune a tutte le tipologie murarie, se assimilate ad una materiale composto, è la scarsa resistenza a trazione rispetto alla resistenza a compressione e tale caratteristica ha caratterizzato nel corso dei secoli l’architettura degli edifici in muratura la cui evoluzione più recente è stata fortemente condizionata dall’introduzione del calcestruzzo armato.

L’interesse strutturale verso le murature può essere associato sia a ragioni storiche e di rilievo architettonico, orientate alla comprensione e allo studio delle tecniche costruttive del passato, che a ragioni più propriamente computazionali, rivolte alla definizione di modelli numerici per la simulazione della risposta statica e dinamica di una costruzione con struttura portante in muratura. I due aspetti sebbene apparentemente diversi sono in realtà intimamente connessi. Infatti, in un edificio in muratura gli aspetti costruttivi, rivestono un’importanza fondamentale nella definizione di un modello strutturale attendibile. Pertanto, quando ci si riferisce ad edifici esistenti, oltre alla caratterizzazione meccanica della muratura, che può essere basata sui risultati di indagini sperimentali, assume un ruolo fondamentale il rilievo di dettaglio del manufatto murario con particolare attenzione alla tessitura muraria, ai collegamenti tra i muri trasversali, alla rigidità e alla qualità degli orizzontamenti, alla presenza di architravi o cordoli, alla presenza di strutture spingenti e di eventuali catene, alle trasformazioni che hanno interessato l’edificio nel corso degli anni, etc.



Nella definizione di un modello numerico orientato alla simulazione della risposta statica e dinamica di un edificio in muratura generalmente si considera la muratura come un solido omogeneo le cui caratteristiche devono essere tali da poter rappresentare una porzione di muratura nel suo insieme prescindendo dalla eterogeneità della tessitura muraria. Pertanto una caratterizzazione meccanica di un solido murario, attraverso dei parametri significativi di rigidezza e resistenza, è da intendersi come rappresentativa di un comportamento di insieme di un solido ideale pensato omogeneizzato. La scelta del modello da adottare non può prescindere da una conoscenza di dettaglio dell'edificio ed è strettamente legata ai meccanismi di crisi che s'intendono simulare.

In una modellazione in cui si analizza esclusivamente il comportamento del maschio murario nel proprio piano vengono ignorati i meccanismi di crisi per ribaltamento della muratura fuori dal piano, nonostante questi in molti casi (soprattutto per gli edifici storici), risultino i meccanismi di collasso più probabili nel caso di un evento sismico.

La scelta di un modello inappropriato per la modellazione del comportamento sismico di un edificio in muratura può condurre a risultati palesemente errati ed orientare la progettazione strutturale ad interventi di rinforzo che in alcuni casi possono anche risultare inutili o addirittura peggiorativi.

Prendendo spunto dalle modellazioni semplificate esistenti, nella tesi viene proposto un macro-elemento piano per lo studio degli edifici in muratura. Questo modello bidimensionale, pensato per lo studio della risposta delle murature nel proprio piano, è costituito da un quadrilatero articolato i cui vertici incernierati sono collegati da molle diagonali non lineari e i cui lati sono collegati agli altri macro-elementi mediante delle interfacce costituite da un numero finito di molle non lineari con limitata resistenza a trazione.

Nella sua definizione piana tale macromodello si colloca come miglior compromesso tra i metodi semplificati tradizionali (modelli a telaio), e i metodi accurati (elementi finiti non lineari), coniugando i vantaggi dell'uno e dell'altro.

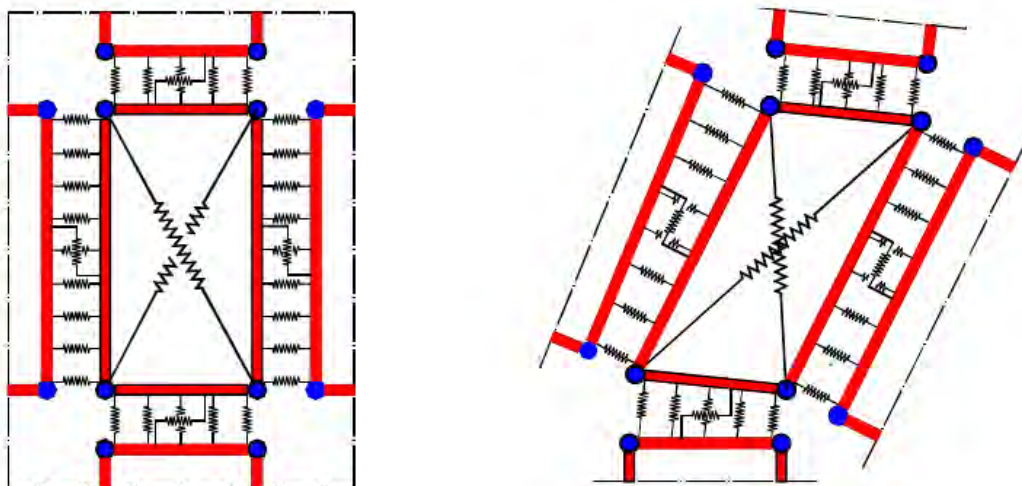


Figura 3-1: Il macro-elemento di base per la modellazione della muratura: (a) configurazione indeformata; (b) configurazione deformata (“Manuale teorico”)

Il macro-elemento piano ha tuttavia il limite di non considerare contestualmente l’instaurarsi di eventuali meccanismi di primo modo associati al collasso fuori-piano delle pareti.

La modellazione proposta è stata implementata per mezzo del software di calcolo OpenSees, programma sviluppato da University of California, Berkeley per simulare le prestazioni dei sistemi strutturali e geotecnici sottoposti a terremoti. Il codice di calcolo consente l’implementazione del macro-elemento in campo statico e dinamico non-lineare.

Nel presente elaborato, sono state effettuate analisi statiche e dinamiche non lineari con riferimento a casi studio che sono stati oggetto di ricerca teorica e sperimentale. In particolare per la taratura delle molle e per la verifica del comportamento dell’intero maschio murario si sono confrontati i dati sperimentali ricavati da ricerche dell’Università degli Studi di Pavia (“*Cyclic behaviour of brick Masonry walls*” di Magenes e Calvi).

Recentemente questo nuovo approccio di modellazione per macro-elementi, implementato nel software 3DMacro, è stato applicato sia in ambito professionale che accademico.

Per il dimensionamento dei singoli elementi e per la parte teorica usata nel presente elaborato di tesi ci si riferisce al “Manuale Teorico 3DMacro” del Gruppo Sismica S.R.L. .

### 3.2 Elemento pannello (comportamento piano)

Il modello concepito per la simulazione del comportamento delle murature quando sollecitate nel proprio piano è rappresentato da un modello meccanico equivalente in cui una porzione di muratura viene schematizzata mediante un quadrilatero articolato i cui vertici sono collegati da molle diagonali non lineari e i cui lati rigidi interagiscono con i lati degli altri macro-elementi (o con altri elementi) mediante delle interfacce discrete con limitata resistenza a trazione.

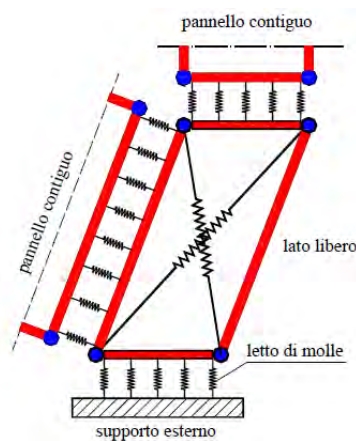


Figura 3-2: Interazione tra un pannello e gli elementi limitrofi mediante letti di molle ("Manuale teorico")

Pertanto il modello si può pensare suddiviso in due elementi principali: un elemento pannello costituito dal quadrilatero articolato e da un elemento di interfaccia costituito da un insieme discreto di molle che determinano l'interazione non lineare con i quadrilateri eventualmente adiacenti o con i supporti esterni.

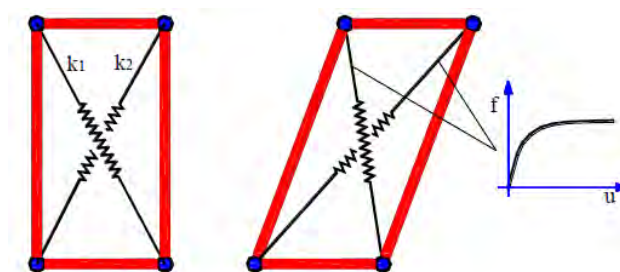


Figura 3-3: Pannello ("Manuale teorico")

Le molle diagonali dell'elemento pannello hanno il compito di simulare la deformabilità a taglio della muratura.

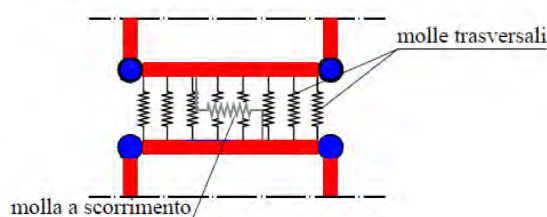


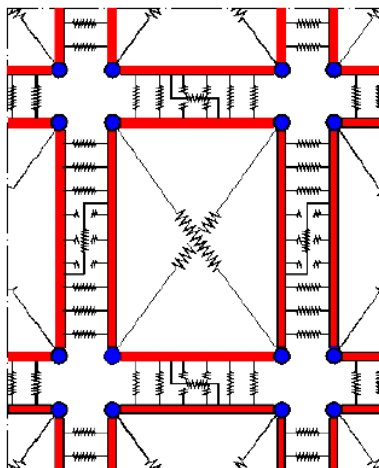
Figura 3-4: molle trasversali e molle a scorrimento (“Manuale teorico”)

Le molle non lineari, nel loro insieme, dovranno simulare i meccanismi di collasso della muratura nel proprio piano. Il numero delle molle in ciascuna interfaccia è arbitrario, e viene scelto in base al grado di dettaglio della soluzione che si intende ottenere; è importante notare che all’aumentare del numero di molle non corrisponde un aumento del numero di gradi di libertà necessari alla descrizione della cinematica del sistema; tuttavia aumenta l’onere computazionale associato alla non linearità delle molle stesse. La figura sopra riporta uno schema meccanico relativo al comportamento piano dell’interfaccia. In esso si può osservare una fila di molle ortogonali all’interfaccia e la molla trasversale per la modellazione dello scorrimento nel piano.

È importante sottolineare che non vengono formulate ipotesi a priori né sulla dislocazione degli elementi di interfaccia, né sui lati lungo i quali un pannello può interagire con altri pannelli. Il modello prevede la presenza di una interfaccia ogni qualvolta un pannello abbia un lato, o una porzione di esso, in comune con un altro pannello o con un supporto esterno.

Questo modo di procedere permette di modellare agevolmente schemi strutturali dalle geometrie anche complesse e irregolari.

Un aspetto originale del modello è rappresentato dal fatto che il pannello è interagente lungo ciascuno dei suoi lati. Tale circostanza determina numerosi vantaggi in quanto consente una modellazione efficiente delle fasce di piano in cui l’eventuale azione di confinamento agisce in direzione orizzontale, rende agevole la modellazione tra la muratura ed altri elementi (ad es. cordoli di piano o pilastri) ed inoltre consente di modellare una parete di muratura attraverso una mesh di macro-elementi.



*Figura 3-5: Muratura modellata mediante una mesh di macro-elementi (“Manuale teorico”)*

La possibilità di suddividere l'elemento murario in una mesh di più elementi più piccoli sembrerebbe ricalcare la filosofia tipica dei modelli agli elementi finiti, tuttavia risulta utile evidenziare alcuni aspetti. Innanzitutto l'utilizzo di una mesh di macro-modelli rappresenta una possibilità e non una necessità, come nel caso dei modelli agli elementi finiti. In questo caso un singolo macro-elemento è già concepito per simulare la risposta del pannello murario che rappresenta, a prescindere dalla sua estensione; una mesh più fitta consente una descrizione più dettagliata della cinematica, oltre alla possibilità di cogliere con maggiore accuratezza il meccanismo di collasso.

Data una generica parete muraria, a partire dalla sua specifica geometria è possibile individuare un numero di pannelli murari minimo che la compongono. Si può tuttavia decidere di schematizzare ognuno di essi mediante un singolo macroelemento oppure suddividerli, tutti o solo alcuni, in più macroelementi.

L'irregolarità geometrica e di disposizione delle aperture può costituire senz'altro un esempio in cui il ricorso a una mesh più fitta rispetto a quella di base può essere auspicabile non tanto ai fini della valutazione della curva di capacità della struttura, quanto invece al fine di una più corretta valutazione del meccanismo di collasso.

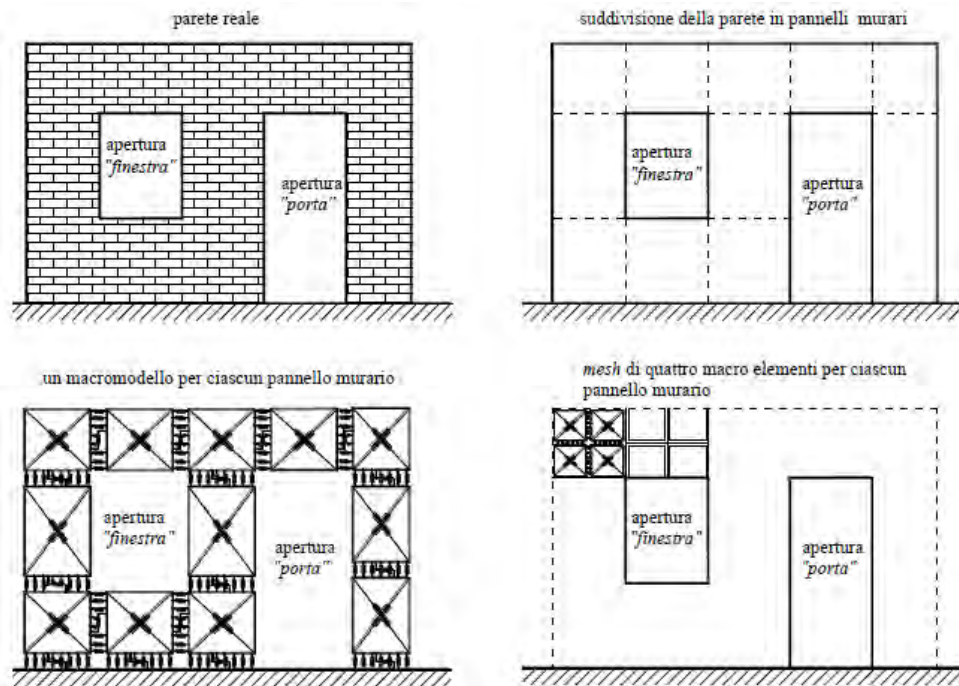


Figura 3-6: Modellazione di un prototipo di parete mediante due differenti mesh: discretizzazione della parete (S. Caddemi, I. Calìo et al.)

Il collasso di un elemento murario caricato verticalmente e sollecitato nel proprio piano mediante azioni orizzontali crescenti si manifesta secondo tre possibili meccanismi già visti nel capitolo 2.5.

Richiamata la Figura 2-8: Meccanismi di collasso nel piano: pressoflessione (a), taglio-fessurazione diagonale (b), taglio-scorrimento (c) in cui si rappresentano i tre diversi meccanismi di rottura di un pannello murario, la corrispondente rappresentazione di tali meccanismi con il modello numerico adottato è fornita in figura sottostante.

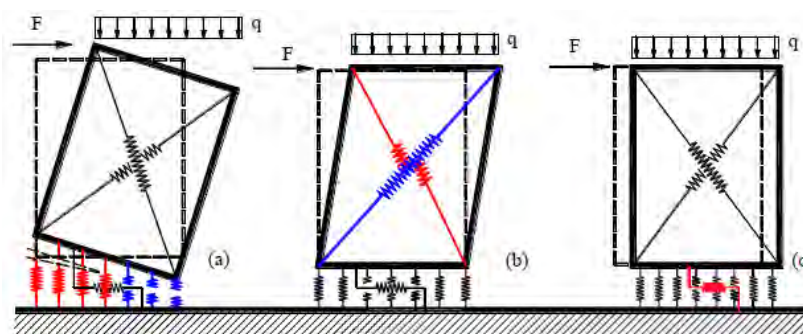


Figura 3-7: Simulazione dei meccanismi di collasso nel piano di un pannello murario: (a) rottura per schiacciamento/ribaltamento; (b) rottura a taglio per fessurazione diagonale; (c) rottura a taglio per scorrimento. (S. Caddemi, I. Calìo et al.)

Nei successivi paragrafi della presente tesi, per ogni singola molla del pannello ci sarà una parte descrittiva per la taratura della stessa e un confronto tra i dati teorici (ricavati dalla parte descrittiva per mezzo di tabulati Excel) e quelli ottenuti dal modello implementato nel già citato software OpenSees.

### 3.2.1 *Elementi rigidi*

Nel modello scelto per gli elementi asta del quadrilatero, i quali danno le dimensioni al pannello stesso, si è scelto di adottare elementi truss infinitamente rigidi (essi non si dovranno deformare in quanto gli unici spostamenti accettati nel modello sono quelli degli elementi resistenti, ovvero delle molle).

OSS: In questa tesi si è scelto di utilizzare questi elementi infinitamente rigidi anche se sarebbe stato meglio considerare questi elementi deformabili assialmente. In questo modo, le molle di interfaccia si potrebbero considerare come rigide e che tengano conto solo della resistenza invece che della deformabilità (mentre nelle molle diagonali si considererebbe sempre sia la deformabilità a taglio sia la possibilità di rottura a taglio fessurazione).

### 3.2.2 *Taratura molle muratura*

Di seguito vengono descritti tutti i legami costitutivi presi in considerazione per la modellazione del comportamento meccanico degli elementi murari.

Ciascun legame costitutivo, impiegato per descrivere il comportamento di un materiale, verrà ereditato dagli elementi resistenti (molle) che nel modello discreto equivalente rappresentano gli elementi che concentrano in sé le proprietà meccaniche del continuo che simulano.

Verranno quindi descritte le procedure di taratura delle molle non lineari atte alla determinazione dei parametri meccanici delle stesse, affinché il comportamento del modello discreto sia equivalente a quello reale dei materiali pensati come continui.

Tutti i legami costitutivi sono di tipo monoassiale, poiché il modello impiega solo elementi monodimensionali per tenere in conto le non linearità. Tale circostanza rappresenta senz'altro un enorme vantaggio sia dal punto di vista della semplicità di modellazione che da quello numerico.



Il materiale muratura, visto come un continuo omogeneo, viene modellato utilizzando legami costitutivi differenti per i diversi aspetti del suo comportamento: flessione, taglio e scorrimento. Ciò avviene tramite i corrispondenti legami costitutivi descritti nel seguito. Ciascuna molla del sistema discreto erediterà il legame costitutivo del corrispondente modello continuo, in termini monoassiali, e i suoi parametri meccanici vanno determinati a partire dai parametri meccanici e dalla geometria del modello continuo tramite le procedure di taratura.

Per ciascuno dei tre principali comportamenti della muratura verranno descritti i possibili legami costitutivi utilizzati, e poi le procedure di taratura che, a partire dalle legge monoassiali dei materiali, consentono di ottenere le proprietà delle corrispondenti molle non lineari.

### *3.2.3 Comportamento flessionale*

Nel seguito si descrivono i legami costitutivi utili per la simulazione del comportamento flessionale di pannelli murari. In particolare vengono presi in considerazione il comportamento elastico lineare e quello elastico perfettamente plastico. Successivamente vengono descritte le procedura per ottenere le proprietà delle molle di interfaccia trasversali, tenendo conto di tali possibili comportamenti costitutivi.

Si modella un continuo elastoplastico perfetto con diverso comportamento a trazione e a compressione e con limite agli spostamenti. Esso viene assegnato mediante la definizione del legame monoassiale  $\sigma$ - $\epsilon$ .

Dunque, si deve assegnare:

- E modulo di deformazione normale;
- $\sigma_c$ ,  $\sigma_t$  limiti di resistenza a compressione e trazione;
- $\epsilon_c$ ,  $\epsilon_t$  limiti nelle deformazioni a compressione e trazione.

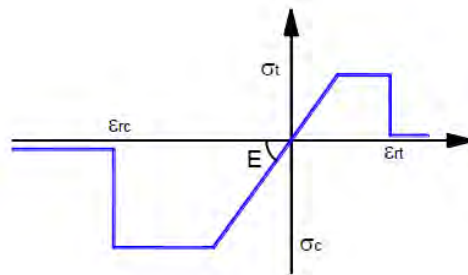


Figura 3-8: Legame costitutivo elasto-plastico (“Manuale teorico”)

Non appena viene raggiunto un limite di deformazione si ha una rottura fragile, a seguito della quale il materiale si scarica completamente dal carico cui risulta soggetto prima della rottura.

Il comportamento isteretico presenta uno scarico orientato all’origine per il comportamento a trazione e scarico con rigidezza iniziale nel caso di compressione. Al raggiungimento degli spostamenti ultimi, sia a trazione che a compressione, corrisponderà la rottura dell’elemento.

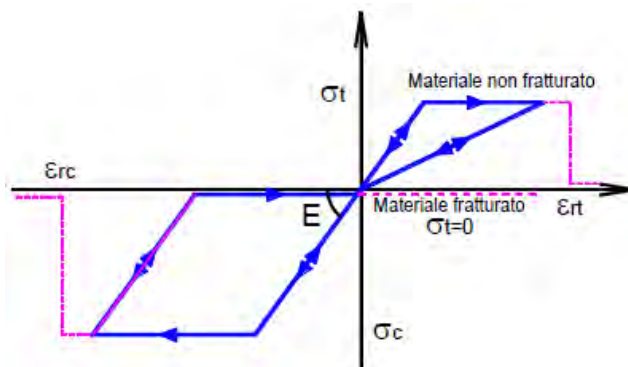


Figura 3-9: Legame utilizzato per il comportamento assiale/flessionale della muratura. (“Manuale teorico”)

Vengono previsti due comportamenti post-rottura differenti:

- Comportamento simmetrico: viene utilizzato per la modellazione di materiali simmetrici a trazione e compressione. In questo caso a seguito di una rottura, sia a compressione che a trazione l’elemento, oltre ad essere scaricato, perde ogni capacità di resistere a ulteriori carichi, e viene quindi rimosso dal modello.

- Comportamento di tipo fessurante: nel caso in cui viene raggiunto il limite di rottura a compressione l'elemento viene rimosso dal modello. In caso di rottura a trazione il materiale perde la possibilità di resistere a successivi carichi a trazione (materiale fessurato), continua a poter resistere a compressione nel momento in cui viene ripristinato il contatto tra gli elementi (modello crush and cracking).

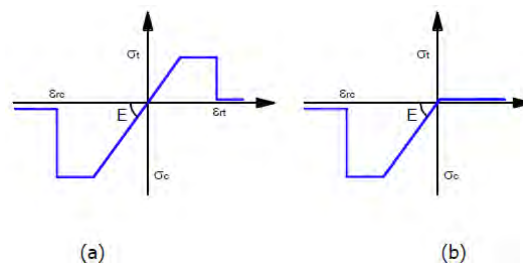


Figura 3-10: Legame elastoplastico di tipo fratturante (a) materiale non fratturato; (b) materiale fratturato. ("Manuale teorico")

### 3.2.3.1 Procedura di taratura

L'interfaccia deve simulare sia il comportamento assiale-flessionale dei pannelli che collega, sia lo scorrimento che può avvenire tra due elementi contigui. In particolare, il comportamento assiale/flessionale viene simulato mediante le molle trasversali mentre lo scorrimento viene modellato mediante una molla posta in direzione dell'interfaccia (scorrimento nel piano), chiamata molla tangenziale.

Le caratteristiche delle molle di interfaccia dipendono dalle caratteristiche della muratura di entrambi i pannelli a contatto.

L'assegnazione inoltre avviene mediante la definizione delle curve relative alla direzioni principali del materiale che sono le uniche direzioni per la quali sono note le curve di carico.

Le operazioni di taratura delle molle trasversali di interfaccia portano alla determinazione dei parametri costitutivi delle suddette:  $K$ ,  $F_{yc}$ ,  $F_{yt}$ ,  $u_c$ ,  $u_t$ , in funzione dei parametri del modello continuo:  $E$ ,  $\epsilon_{yc}$ ,  $\epsilon_{yt}$ ,  $\sigma_{yc}$ ,  $\sigma_{yt}$ . Per tali parametri resta inteso che si riferiscono alla direzione ortogonale all'interfaccia esaminata.

Dato che nelle molle trasversali è concentrata la deformabilità assiale e flessionale dei pannelli, le proprietà meccaniche di queste dovranno essere ricavate a partire dalle caratteristiche di entrambi i pannelli a contatto con l'interfaccia. Costituiranno eccezione i casi di interfacce che collegano i pannelli a un supporto esterno; in questo caso infatti le molle di interfaccia faranno riferimento solo al pannello murario.

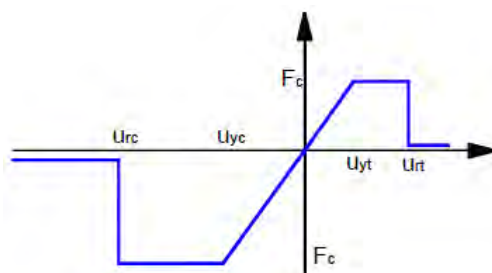


Figura 3-11: Legame costitutivo e parametri caratteristici delle molle flessionali di interfaccia ("Manuale teorico")

La procedura che si esegue per trasferire le proprietà della muratura dei pannelli alle molle di interfaccia consta di due fasi: nella prima le caratteristiche di deformabilità di ciascuna fibra di un pannello murario vengono simulate da un'unica molla; in seguito all'accostamento di due pannelli si vengono a creare due molle disposte in serie, ognuna delle quali si riferisce a un pannello; nella seconda fase viene determinata la molla equivalente alle due disposte in serie che rappresenterà la molla di interfaccia, come mostrato in figura.

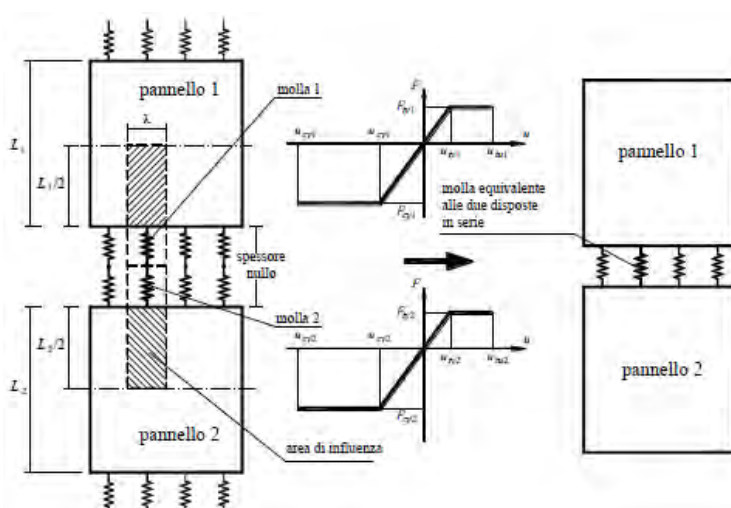


Figura 3-12: Procedura di concentrazione delle caratteristiche della muratura alle molle delle interfacce ("Manuale teorico")

La prima fase, in cui le caratteristiche di ogni pannello vengono concentrate in molle disposte lungo i suoi lati ( $K_p$ ), avviene imponendo l'equivalenza in termini di spostamenti tra il modello discreto soggetto a un carico monoassiale ( $F$ ) agente ortogonalmente all'interfaccia e una lastra omogenea caratterizzata dal modulo di elasticità normale  $E$ , soggetto a una distribuzione di pressione esterna  $p=N/A$  uniforme, dove  $A$  rappresenta l'area trasversale del pannello.

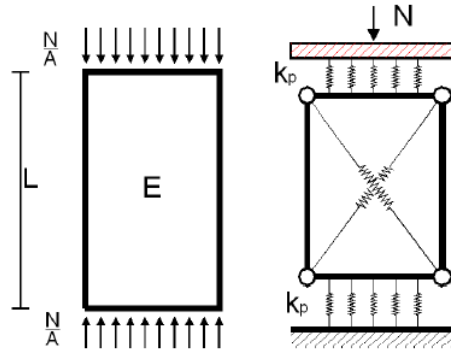


Figura 3-13: Equivalenza tra il modello continuo e il modello discreto per la determinazione delle rigidità  $K_p$  ("Manuale teorico")

La soluzione del problema elastico associato al modello continuo prevede unicamente una distribuzione di tensioni normali uniforme in tutto il corpo, di intensità uguale alla pressione esterna. Al fine di ricavare le caratteristiche di una singola molla si potrà fare riferimento a una fibra di muratura, considerata isolata dal resto, di area trasversale pari all'area di influenza di una singola molla determinata dagli interassi longitudinale e trasversale ( $\lambda$ ,  $\lambda_t$ ) e altezza pari a metà di quella del pannello misurata in direzione ortogonale all'interfaccia ( $L/2$ ).

Uguagliando le rigidità assiali offerte dal modello continuo e quella relativa a ciascuna delle due molle  $K_p$  disposte in serie, si ottiene immediatamente:

$$K_p = 2 * \frac{E * \lambda * \lambda_t}{L}$$

dove si è indicato con  $E$  il modulo elastico della muratura relativamente alla direzione di carico considerata.

A partire dalle tensioni limite della muratura nella direzione considerata, le corrispondenti forze di snervamento delle molle si ottengono dalla semplice considerazione di equivalenza:

$$F_{cu}^p = \lambda * \lambda_t * \sigma_c$$

$$F_{tu}^p = \lambda * \lambda_t * \sigma_t$$

che equivale ad assumere una distribuzione uniforme di tensioni corrispondente all'area di influenza della molla.

Immaginando di concentrare la deformabilità di metà pannello, e assumendo uno stato deformativo uniforme lungo l'altezza, si ha:

$$U_{cu} = \frac{L}{2} * \varepsilon_{cu}$$

$$U_{tu} = \frac{L}{2} * \varepsilon_{tu}$$

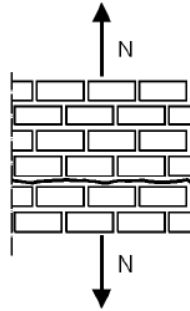
A questo punto sono noti tutti i parametri delle molle  $K_p$  relative ai singoli pannelli. I parametri definitivi si ricavano considerando le due molle in serie, si ha pertanto:

$$K = \frac{K_{p1} * K_{p2}}{K_{p1} + K_{p2}}$$

Relativamente alla forza di snervamento della molla complessiva, questa sarà ovviamente data dalla più piccola delle forze di snervamento relative ai pannelli connessi.

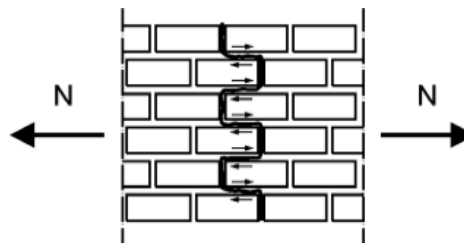
Al fine di caratterizzare la muratura devono essere quindi assegnate le grandezze ( $E, \varepsilon_{yc}, \varepsilon_{yt}, \sigma_{yc}, \sigma_{yt}$ ) relative a ciascuna direzione principale della muratura. Tali quantità possono essere determinate a partire dalle caratteristiche dei componenti (malta e mattoni) tramite delle tecniche di omogeneizzazione oppure tramite delle prove in situ (o in laboratorio). In particolare i moduli di elasticità e la resistenze a compressione possono essere determinate con prove di compressione monoassiale, condotte con doppi martinetti piatti, condotte parallelamente e ortogonalmente ai giunti di malta.

Più complicata risulta la problematica della determinazione della resistenza a trazione; per murature non regolari costituite da pietrame informe o nel caso di murature regolari di mattoni limitatamente alla direzione ortogonale ai giunti di malta, la resistenza a trazione può essere paragonata alla resistenza a trazione della malta poiché le fessure coinvolgono quasi esclusivamente i giunti di malta.



*Figura 3-14: Fessure per trazione in una muratura regolare caricata ortogonalmente ai ricorsi (“Manuale teorico”)*

Nel caso di muratura di mattoni e direzione di carico ortogonale ai giunti di malta la resistenza a trazione della muratura è legata allo scorrimento lungo i giunti di malta.



*Figura 3-15: Rottura a trazione per scorrimento lungo i giunti di malta (“Manuale teorico”)*

La muratura in questo caso presenta una resistenza e duttilità a trazione ben maggiore di qualsiasi altra direzione, tale considerazione è quindi da tenere presente al momento dell'attribuzione dei parametri costitutivi della muratura. Tale meccanismo di resistenza a trazione tra l'altro è quello che si verifica in corrispondenza degli ammorsamenti tra le pareti e rappresenta probabilmente il maggiore vincolo contro il ribaltamento delle pareti.

### 3.2.4 *Comportamento a taglio per fessurazione diagonale*

Nel seguito si descrivono i legami costitutivi utili per la simulazione del comportamento a taglio per fessurazione diagonale di pannelli murari. In particolare viene solo nominato il comportamento alla Coulomb (verrà analizzato in seguito nel capitolo delle molle a scorrimento) e verrà trattato ora solo quello alla Cacovic. Successivamente vengono descritte le procedure per ottenere le proprietà delle molle diagonali dei pannelli murari.

#### 3.2.4.1 *Materiale alla Cacovic*

Nonostante il criterio di Cacovic sia stato formulato appositamente per le murature ed in particolare per la resistenza nei confronti del meccanismo di collasso a taglio per fessurazione diagonale, esso fa riferimento a pannelli murari soggetti a sforzo normale solo lungo una direzione. Nel modello proposto, invece, ciascun pannello può essere affiancato lungo ciascun lato da altri elementi e quindi ricevere sforzi di compressione in corrispondenza di entrambe le coppie di lati paralleli. Nel seguito viene proposta un'estensione del criterio di Cacovic che tiene conto proprio di tale circostanza.

L'ipotesi di base, analogamente a quella del criterio generale, è che la rottura per fessurazione diagonale avvenga quando la massima tensione di trazione (lungo la direzione principale) raggiunge il valore di resistenza convenzionale a trazione della muratura. In precedenza è stato evidenziato come tale parametro debba intendersi a livello macroscopico.

Si consideri nel seguito un pannello soggetto a due distinti sforzi di compressione, indicati rispettivamente con  $P_1$  e  $P_2$ , e a una forza tagliente  $V$ . Si indicano inoltre con  $A_1$  e  $A_2$  le aree trasversali relative ai lati in cui sono applicati  $P_1$  e  $P_2$ .



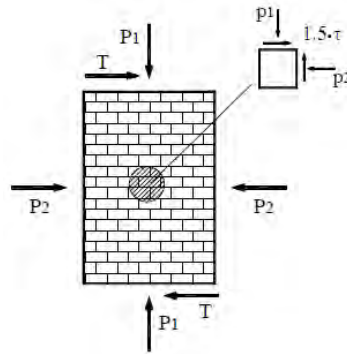


Figura 3-16: Schema di carico di un pannello murario (“Manuale teorico”)

Continuando ad ammettere una distribuzione parabolica per le tensioni tangenziali e una distribuzione uniforme per le tensioni normali, in corrispondenza del centro del pannello lungo le giaciture paralleli ai lati si avrà uno stato tensionale caratterizzato dalle tensioni normali  $p_1=P_1/A_1$ ,  $p_2=P_2/A_2$  (positive se di compressione) e da una tensione tangenziale  $\tau^*=1.5 \cdot T/A_1$ .

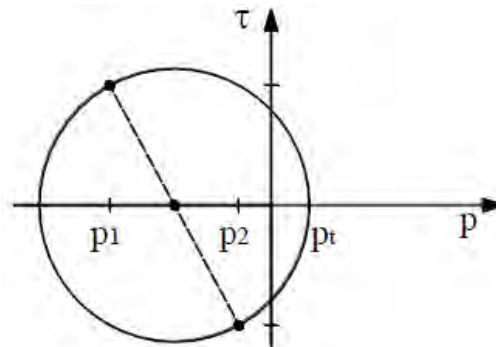


Figura 3-17: Rappresentazione dello stato tensionale nel piano di Mohr (“Manuale teorico”)

Omettendo per brevità i passaggi, l'espressione della tensione principale di trazione risulta:

$$p_t = \sqrt{\left(\frac{p_1 - p_2}{2}\right)^2 + \tau^{*2}} - \frac{p_1 + p_2}{2}$$

Ponendo la tensione principale (\$p\_t\$) pari alla resistenza convenzionale a trazione (\$\sigma\_{tu}\$), si ottiene il valore limite di \$\tau^\*\$:

$$\tau_u^* = \sigma_{tu} * \sqrt{1 + \frac{p_1}{\sigma_{tu}} + \frac{p_2}{\sigma_{tu}} + \frac{p_1 * p_2}{\sigma_{tu}^2}}$$

Ricordando che vale

$$\tau^* = 1.5 * \tau_u \text{ e } \tau_k = \frac{\sigma_{tu}}{1.5}$$

dove con  $\tau_u$  e  $\tau_k$  vengono indicate rispettivamente la tensione media ultima in condizioni correnti e in assenza di compressione di confinamento. Si ha:

$$\tau_u = \tau_k * \sqrt{1 + \frac{1}{1.5 * \tau_k} * (p_1 + p_2 + \frac{p_1 * p_2}{1.5 * \tau_k})}$$

L'espressione appena ricavata viene riscritta come funzione di snervamento di un generico solido monodimensionale utilizzando la notazione già adottata in precedenza, cioè indicando con  $\sigma$  il parametro di tensione, con  $\sigma_y$  la resistenza a snervamento, con  $c$  il termine di resistenza costante (non dipendente dallo stato dell'elemento) e con  $p_1$  e  $p_2$  i due parametri di stato. Sostituendo infine al coefficiente 1.5, il coefficiente  $b$  già descritto in precedenza per tenere conto dei pannelli tozzi, si avrà:

$$\sigma_y = c * \sqrt{1 + \frac{1}{b * c} * (p_1 + p_2 + \frac{p_1 * p_2}{b * c})}$$

In alternativa per rendere più semplice la modellazione si può fare comunque riferimento al criterio limitando ad uno solo il parametro di stato:

$$\sigma_y = c * \sqrt{(1 + \frac{p}{b * c})}$$

### 3.2.4.2 Procedura di taratura

Le molle diagonali dei pannelli devono simulare il comportamento a taglio della muratura, e il meccanismo di rottura che devono riprodurre è quello di rottura per fessurazione diagonale.

Al fine di semplificare il più possibile il problema, ad ognuna delle due molle diagonali viene attribuito un opportuno legame elasto-plastico di tipo simmetrico a trazione e compressione.

I parametri necessari alla caratterizzazione della muratura sono: il modulo di deformazione tangenziale (G), la pendenza del ramo di softening (a sforzo di compressione costante) ( $G_t$ ), la resistenza media a taglio in assenza di sforzo normale ( $\tau_k$ ).

Per quanto riguarda i criteri di snervamento in questa tesi verranno utilizzati quelli alla Cacovic (si sarebbero potuti prendere anche quelli alla Coulomb).

La resistenza a taglio ultima del pannello ( $T_u$ ), considerando una distribuzione uniforme di tensioni tangenziali in tutta l'area trasversale del pannello ( $A_t$ ), si otterrà semplicemente moltiplicando la tensione tangenziale ultima per  $A_t$ :

$$T_u(P) = \tau_u(p) * A_t$$

dove con p e P vengono indicati rispettivamente la tensione media e lo sforzo di compressione cui è soggetto il pannello.

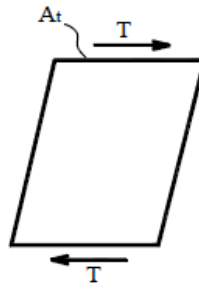


Figura 3-18: Pannello soggetto a una forza tagliante (“Manuale teorico”)

Considerando le espressioni dei criteri di snervamento scritte in precedenza, e considerando che valgono le espressioni:

$$T_k = \tau_k * A_t$$

$$P_k = p_k * A_t$$

si ha:

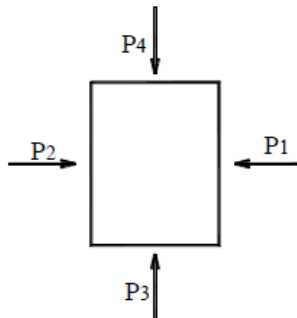
- Criterio alla Coulomb:  $T_u = A_k * (\tau_k + \mu * p) = T_k + \mu * P$

- Criterio alla Cacovic:  $T_u = T_k * \sqrt{1 + \frac{1}{b} * (\frac{P_1}{T_k} + \frac{P_2}{T_k} + \frac{1}{b^2} * \frac{P_1 * P_2}{T_k^2})}$

o in alternativa, utilizzando un solo parametro di stato:

$$T_u = T_k * \sqrt{1 + \frac{1}{b} * \frac{P}{T_k}}$$

Fino ad ora si è parlato genericamente di compressione media del pannello: tale parametro tuttavia va opportunamente definito. Nel più generale dei casi, quello cioè di un pannello interagente lungo tutti i quattro lati, si avranno quattro diversi sforzi di compressione.



*Figura 3-19: Definizione del parametro di compressione media per un pannello ("Manuale teorico")*

Nel caso si stia utilizzando un criterio di collasso caratterizzato da un unico parametro di compressione media, questo verrà determinato come la media tra i quattro valori presenti:

$$P = \frac{1}{4} * (P_1 + P_2 + P_3 + P_4)$$

Nel caso di criterio alla Cacovic con due parametri, ciascuno di essi verrà determinato in maniera analoga facendo la media tra i due valori che si riferiscono a ciascuna coppia di lati opposti.

In entrambi i casi, i criteri verranno utilizzati includendo un incrudimento di tipo cinematico con  $\alpha > 0$ . Tale parametro viene determinato in funzione della rigidezza di softening ( $G_t$ ):

$$\alpha = \frac{G * G_t}{G + G_t}$$

Per quanto riguarda lo spostamento ultimo del pannello ( $\delta_u$ ), coerentemente con quanto proposto da Magenes e Calvi, esso si esprime in termini di deformazione angolare ultima ( $\gamma_u$ ) della muratura.

Le molle diagonali ereditano tutte le caratteristiche appena descritte, e i parametri che ne caratterizzano il legame costitutivo sono: la rigidezza iniziale ( $k$ ), la rigidezza del ramo di softening a sforzo di compressione costante ( $k_t$ ), la forza di snervamento in assenza di sforzo normale ( $F_{y0}$ ), la forza di snervamento corrente ( $F_y$ ) funzione della compressione media cui risulta soggetto il pannello.

Di seguito si riportano i grafici relativi al legame costitutivo e al comportamento isteretico, con riferimento a un ciclo di carico a compressione costante.

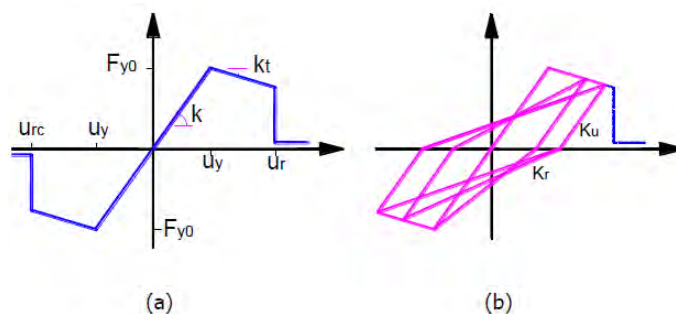


Figura 3-20: Legame attribuito alle molle diagonali; (a) legame carico spostamento; (b) ciclo isteretico, a sforzo normale nullo (“Manuale teorico”)

I parametri meccanici delle molle vengono determinati in relazione alle caratteristiche meccaniche della muratura imponendo una equivalenza in termini di spostamenti tra il pannello visto come un continuo elastico e omogeneo, e il modello discreto equivalente, composto dal quadrilatero articolato e le molle diagonali, soggetti entrambi a una sollecitazione di puro taglio, come riportato in figura.

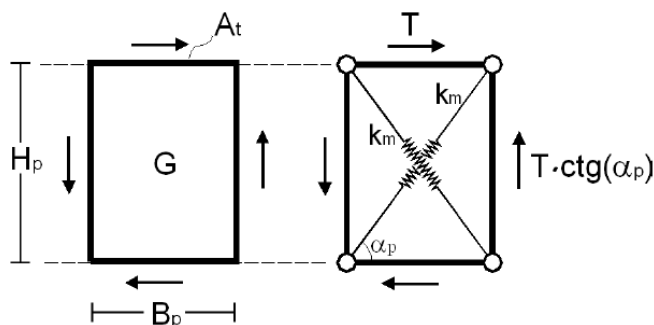


Figura 3-21: Equivalenza a taglio tra il modello continuo e il modello discreto (“Manuale teorico”)

La soluzione del modello continuo a lastra, prevede unicamente una distribuzione di tensioni tangenziali uniforme; è facile verificare che il drift tra le due facce opposte del solido risulta:

$$\delta = \frac{T}{G * A_t} * H_p$$

Con riferimento al modello discreto con analogo spostamento del modello continuo, l'allungamento e la forza relativi a ciascuna molla diagonale risultano:

$$\Delta_m = \delta * \cos \alpha$$

$$F_m = K_{diag} * \Delta_m = K_m * \delta * \cos \alpha$$

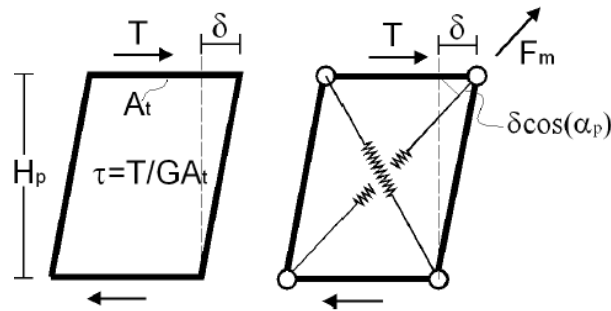


Figura 3-22: Deformazioni nel sistema continuo e discreto ("Manuale teorico")

Nelle precedenti espressioni si è indicato con  $A_t$  l'area trasversale del pannello relativa alla forza tagliante  $T$ , con  $\alpha_p$  l'angolo formato tra tale superficie e la diagonale, con  $H_p$  l'altezza del pannello ossia la dimensione ortogonale ad  $A_t$ .

Considerando inoltre che i due sistemi sono soggetti alla medesima forza di taglio e che nel sistema discreto vi è la contemporanea presenza di due molle, si ha:

$$T = 2 * F_m * \cos(\alpha_p)$$

Sostituendo quest'ultima nell'espressione dello spostamento del modello discreto, si ottiene:

$$\delta = \frac{T}{G * A_t} * H_p = \frac{T}{2 * \cos^2(\alpha_p) * K_m}$$

da cui si ricava la rigidezza di ciascuna molla diagonale:

$$K_m = \frac{G * A_t}{2 * H_p * \cos^2(\alpha_p)}$$

Analogamente la rigidezza del ramo di softening risulta:

$$K_t = \frac{G_t * A_t}{2 * H_p * \cos^2(\alpha_p)}$$

Tutte le formule sopra riportate naturalmente sono valide nell'ipotesi che entrambe le molle abbiano un legame costitutivo simmetrico rispetto all'origine.

Ricavando l'espressione della forza di snervamento della molla si ha:

$$F_u = \frac{T_u(P)}{2 * \cos(\alpha_p)} = \frac{\tau_u(P) * A_t}{2 * \cos(\alpha_p)}$$

Infine per quanto riguarda lo spostamento ultimo delle molle si ottiene:

$$\delta_u = \gamma_u * H_p * \cos(\alpha_p)$$

### 3.2.5 Comportamento a taglio-scorrimento

Oltre alla simulazione del comportamento presso-flessionale, l'elemento interfaccia ha una seconda e altrettanto principale funzione che è la gestione degli scorrimenti tra pannelli a contatto tra loro. Questi comportamenti sono governati complessivamente da una molla non lineare che considera gli effetti dello scorrimento nel piano. E' possibile inserire altre due molle che regolano lo scorrimento fuori piano nel caso in cui il comportamento sia tridimensionale.

Il comportamento a scorrimento per sua natura è un comportamento ad attrito, ossia di tipo rigido plastico, la cui forza limite corrente può essere facilmente determinata con un criterio di snervamento alla Coulomb.

#### 3.2.5.1 Materiale alla Coulomb

Si modella un continuo elastico-plastico isotropo soggetto a uno stato tensionale monoassiale con comportamento simmetrico a trazione e a compressione, superficie di snervamento alla Coulomb e limite nelle deformazioni.

Nel modello proposto tale materiale verrà utilizzato per simulare sia il comportamento a scorrimento della muratura (potrebbe essere utilizzato anche per il comportamento a taglio-fessurazione della muratura come detto precedentemente).

Con  $E$  e  $\varepsilon_u$  vengono indicati rispettivamente il modulo di deformazione normale che caratterizza la fase elastica e il valore ultimo delle deformazioni oltre il quale si verifica la rottura del materiale.

Il limite della fase elastica viene fissato da un criterio alla Coulomb di tipo degradante, della quale viene riportata l'espressione della tensione ultima e della superficie di snervamento:

$$|\sigma_y| = c + \mu * N - \alpha * \varepsilon_p^+$$

$$\varphi(\sigma, N, \varepsilon_p) = \text{sign}(\sigma) * \sigma - c - \mu * N + \alpha * \varepsilon_p^+$$



dove:

- $\sigma$  tensione agente;
- $N$  variabile di stato rappresentativa dello stato di compressione dell'elemento;
- $c$  termine di coesione;
- $\mu = \text{tg}(\phi)$  tangente dell'angolo di attrito interno;
- $H$  parametro di incrudimento;
- $\varepsilon_p^+$  valore assoluto della deformazione plastica cumulata dello stesso segno della tensione agente.

La superficie, nel piano  $\sigma$ - $N$  si presenta nella classica forma del dominio alla Coulomb come mostra la figura sotto riportata.

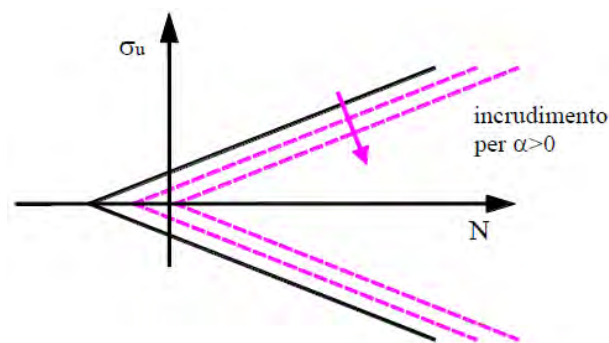


Figura 3-23: Dominio alla Coulomb incrudente nel piano  $N, \sigma$  ("Manuale teorico")

Va tuttavia puntualizzato che il legame implementato fa riferimento solo a stati tensionali piani.  $\sigma$  è infatti l'unico parametro di tensione, mentre  $N$  è una variabile di stato che da una misura della compressione cui risulta soggetto l'elemento considerato e la cui definizione varierà di volta in volta.

Al fine di prevedere un degrado della resistenza all'aumentare dell'escursione in campo plastico è stato introdotto un termine di incrudimento di tipo cinematico, proporzionale alle deformazioni plastiche accumulate:

$$H = \alpha * \varepsilon_p^+$$

Il parametro  $\alpha$  rappresenta un parametro del modello e deve essere opportunamente assegnato. Nel caso di  $\alpha > 0$  l'incrudimento cinematico risulta essere negativo. Poiché tale incrudimento viene fatto dipendere dalla deformazione cumulata, quantità mai decrescente, i progressivi decrementi della resistenza possono essere di volta in volta sommati. Inoltre la plasticizzazione in un verso non condiziona la resistenza del verso opposto.

Considerando un processo di carico monotono a  $N$  costante, al variare di  $\alpha$  si avrà un andamento della curva di carico di tipo elasto-plastico con incrudimento variabile.

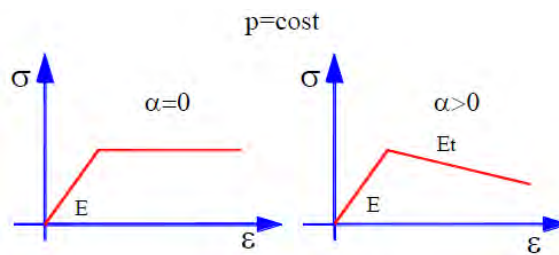


Figura 3-24: Legame  $\sigma$ - $\epsilon$  a  $N$  costante e  $\alpha$  variabile ("Manuale teorico")

Agevolmente può essere determinata la relazione che lega il parametro  $\alpha$  con la pendenza  $E_t$ :

$$E_t = \frac{E * \alpha}{E - \alpha} \quad \alpha = \frac{E * E_t}{E + E_t}$$

### 3.2.5.2 Procedura di taratura

La muratura viene quindi caratterizzata da due parametri di resistenza: uno che rappresenta la coesione ( $c$ ), o resistenza in assenza di tensioni normali, e l'altro l'angolo di attrito interno ( $\phi$ ). Tale coppia di parametri si riferisce a una determinata superficie di scorrimento. Coerentemente con quanto visto per il comportamento a flessione, anche nel caso del comportamento a scorrimento è necessario tenere conto del carattere ortotropo della muratura. Basti infatti pensare al diverso comportamento tra lo scorrimento lungo i letti di malta e lungo la direzioni ad essi ortogonale. Vengono quindi attribuiti due valori differenti di coesione e angolo di attrito interno per ciascuna

direzione principale del materiale. Nel seguito con  $c$  e  $\phi$  vengono indicati genericamente i valori relativi alla superficie di scorrimento coincidente con l'interfaccia.

La tensione limite di scorrimento media si esprime nella forma:

$$\tau_{lim} = c + \phi * p$$

dove  $p$  rappresenta la tensione di compressione media agente lungo la superficie dell'interfaccia.

Indicando con  $A_t$  l'area trasversale effettivamente a contatto tra le due superfici, la forza limite che provoca lo scorrimento si può scrivere nella forma:

$$T_u = c * A_t + \phi * P$$

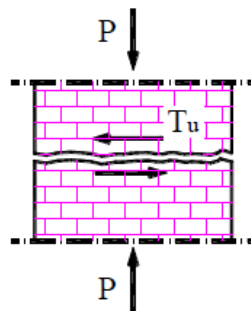


Figura 3-25: Scorrimento lungo i giunti di malta ("Manuale teorico")

dove con  $P$  viene indicato lo sforzo di compressione agente in corrispondenza della superficie dell'interfaccia.

Ciò equivale ad avere supposto una distribuzione di tensioni tangenziali uniformi in tutta l'area a contatto.

Sia il valore di  $P$  che quello dell'area di contatto fra i pannelli sono variabili durante l'analisi. In particolare, ad un'area di contatto nulla corrisponde una resistenza a scorrimento anch'essa nulla.

Il legame a scorrimento viene considerato non incrudente e non degradante. Viene previsto un comportamento isteretico caratterizzato da scarico con rigidità iniziale.

Non viene previsto uno spostamento limite oltre il quale la molla debba essere scaricata.

Le molle di interfaccia poste per simulare lo scorrimento, possono essere caratterizzate mediante un legame elastico perfettamente plastico con limite allo snervamento alla Coulomb. La figura sottostante riporta lo schema meccanico equivalente di una molla allo scorrimento.

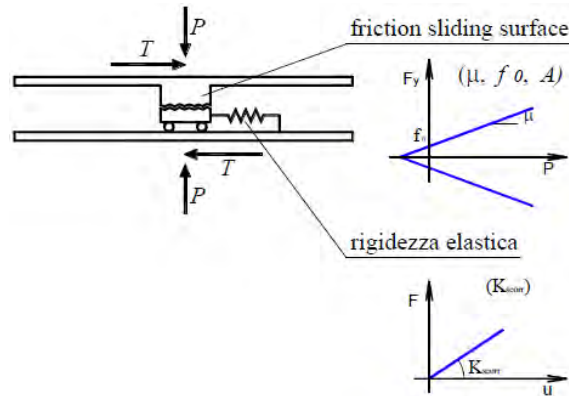


Figura 3-26: Schema meccanico del comportamento a scorrimento dell'interfaccia, limitatamente al caso piano ("Manuale teorico")

I parametri meccanici delle molle si ricavano direttamente dalle caratteristiche della muratura, considerando per ciascuna la propria area di influenza ( $A_c$ ), coincidente con l'intera sezione per la molla a scorrimento nel piano.

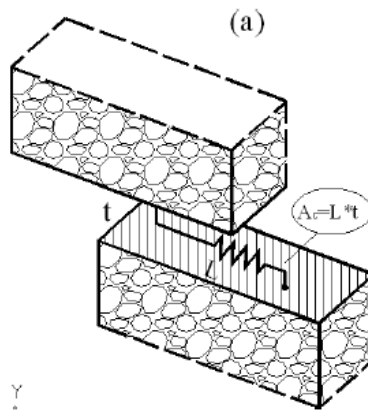


Figura 3-27: Aree di influenza delle molle a scorrimento nel piano ("Manuale teorico")

La resistenza della molla dipende dalla porzione reagente dell'area di influenza in quanto realmente a contatto tra i due pannelli ( $A_m$ ). Tale area varia al procedere del processo di carico e viene determinata considerando le molle trasversali attive (dimensionate per preso-flessione) ricadenti nell'area di influenza della molla in esame. Per molle inattive si

intendono le molle che si trovano in fase di trazione e che hanno raggiunto limite ultimo di deformazione per cui totalmente scariche.

Analogamente, lo sforzo di compressione  $P_m$  relativo a ciascuna molla a scorrimento viene calcolato come somma delle forze agenti nelle molle attive ricadenti all'interno dell'area di influenza della molla, conteggiando sia le forze di compressione che di trazione. La resistenza ultima di ciascuna molla ( $T_m$ ) sarà quindi data da:

$$T_m = c * A_m + \Phi * P_m$$

Nel caso in cui tutte le molle trasversali dell'area di influenza di una molla a scorrimento divengono inattive, questa viene scaricata dal carico cui risulta soggetta e il suo stato viene portato allo stato iniziale.

Per quanto riguarda la rigidezza iniziale da attribuire alla molla a scorrimento nel piano, si possono seguire due approcci. Il primo consiste nel riconoscere tale rigidezza come rappresentativa del comportamento iniziale, di tipo elastico delle superfici di scorrimento ossia dei giunti di malta; in tal caso definendo con  $G_m$  il modulo tangenziale relativo al giunto di malta, con  $A_m$  il valore corrente dell'area a contatto, e con  $h_m$  lo spessore medio dei giunti, la rigidezza da attribuire alla molla a scorrimento risulta:

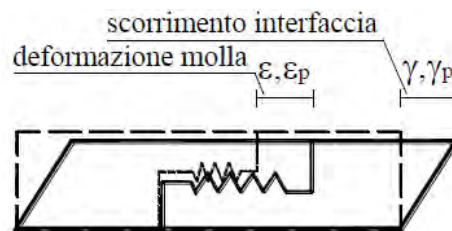
$$K_m = \frac{G_m * A_m}{h_w}$$

In ogni caso la determinazione della rigidezza da attribuire alla molla a scorrimento nel piano sembra essere quanto mai una operazione incerta, come anche l'eventuale determinazione del modulo  $G$  della malta o dello spessore dei giunti. Inoltre percorrendo tale approccio, la rigidezza delle molle a rigore deve dipendere dall'area attuale di contatto e quindi dovrebbe essere variabile durante l'analisi.

L'alternativa che appare più auspicabile, almeno dal punto di vista applicativo, è quella di impostare un valore di rigidezza sufficientemente alto rispetto alle altre rigidezze del

modello in modo da ripristinare, in modo numerico, un comportamento di tipo rigido-plastico.

È importante puntualizzare che gli elementi resistenti a scorrimento sono elementi monodimensionali e quindi nelle interfacce gli scorrimenti plastici corrispondono alle deformazioni plastiche delle molle a scorrimento, che non sono associate a nessuna deformazione plastica in direzione trasversale.



*Figura 3-28: Cinematica a scorrimento dell'interfaccia ("Manuale teorico")*

Così facendo si perde inevitabilmente la possibilità di modellare qualsiasi fenomeno di dilatanza rappresentativa di possibili fenomeni di ingranamento delle superfici soggette allo scorrimento.

## 4 CALIBRAZIONE MOLLE DELLA MURATURA

In seguito, si presenta la calibrazione delle molle del modello con alcune modifiche rispetto alla teoria riportata nei capitoli precedenti. Nella modellazione, infatti, si è ritenuto computazionalmente più semplice attuare alcune variazioni ottenendo comunque buoni risultati.

### 4.1 Dati generali della muratura

Per le seguenti calibrazioni delle molle utilizzate nel modello, si è preso come riferimento la pubblicazione “Cyclic behaviour of brick masonry walls” (di G. Magenes e G. M. Calvi). In essa è presentata un’indagine del comportamento sismico di *strutture esistenti in muratura* attraverso test di taglio e compressione.

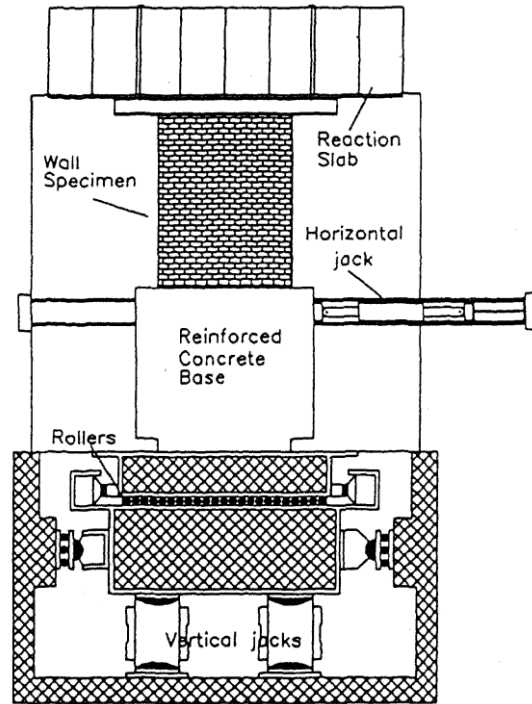
Nell’articolo sono presenti quattro diversi cicli isteretici corrispondenti a quattro diverse prove eseguite in laboratorio su muri aventi le caratteristiche di murature esistenti, con larghezza di  $w=1.50\text{m}$ , spessore di  $t=0.38\text{m}$  e altezza variabile (due provini hanno altezza di  $h=2.00\text{m}$  e due con  $h=3.00\text{m}$ ). Inoltre, per ogni muro con altezza diversa si hanno due differenti sotto casi in base al carico verticale agente ( $\sigma=1.20\text{MPa}$  oppure  $\sigma=0.40\text{MPa}$ ).

Gli unici parametri della muratura presenti nell’articolo sono i seguenti (gli altri parametri che verranno presentati nel proseguo del presente elaborato, si sono ricavati dal confronto tra i dati sperimentali delle prove e quelli numerici del modello):

test type	n. of specimens	mean (MPa)	c.o.v.
compression on brick $f_b$	28	19.72	8.82%
splitting on brick $f_{mt}$	29	1.26	20.28%
compression on mortar $f_m$	15	4.33	1.84%
splitting on mortar $f_{mt}$	14	0.66	8.44%
mod. of rupt. on mortar $f'_{mt}$	15	1.59	3.47%
direct tension on mortar joint $f_{jt}$	13	0.073	10.53%
compression on masonry $f_u$	5	7.92	20.2%
$E$	4	2991	15.1%

Figura 4-1: tabella con parametri di resistenza del provino (da Magenes et Calvi)

I test (distruttivi) sono stati eseguiti come in figura 4-2: la forza verticale (costante) è stata applicata prima della forza orizzontale ciclica e nel provino è stata bloccata ogni possibile rotazione (condizioni di doppio pendolo in sommità).



*Figura 4-2: schema dei test distruttivi in laboratorio (da Magenes et Calvi)*

OSS. Nel modello numerico analizzato nella tesi si è deciso di non inserire vincoli in sommità (ovvero si è trattato il muro come mensola, incastrato alla base) per tenere in conto anche del possibile ribaltamento: si sono ottenuti così dei risultati analoghi a quelli di laboratorio nei due casi con carichi verticali elevati (ovvero nel caso di pannelli tozzi in cui la rottura avviene per taglio-fessurazione diagonale) mentre negli altri due casi si hanno cicli isteretici diversi in quanto si ottiene una tipologia di rottura (per ribaltamento) non tenuta in conto dalle prove.



Di seguito si rappresentano le varie prove ottenute in laboratorio sulle quali ci si è basati per la taratura dei parametri della muratura esistente, utilizzati nel presente elaborato di tesi:

- Muro MI1,  $h=2.00\text{m}$  e  $\sigma_m=1.20\text{MPa}$ : la rottura individuata da questa prova di laboratorio è del tipo taglio-fessurazione diagonale.

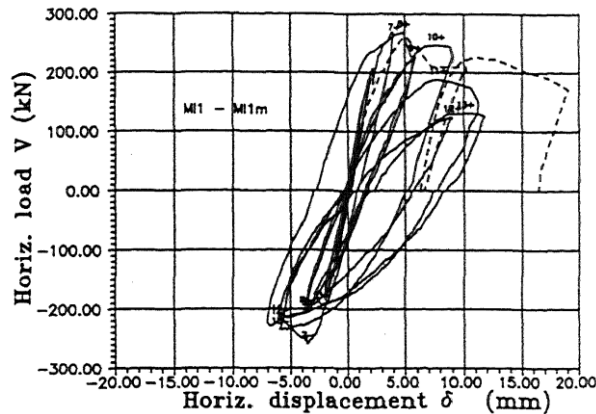


Figura 4-3: legame taglio alla base-scorrimento in sommità del muro MI1 analizzato in laboratorio (da Magenes et Calvi)

- Muro MI2,  $h=2.00\text{m}$  e  $\sigma_m=0.40\text{MPa}$ : la rottura individuata da questa prova di laboratorio è del tipo taglio-scorrimento, con fessure nei giunti di malta alla base del provino. Da questa prova, si è ottenuto un coefficiente di attrito che varia tra 0.57 e 0.65. Come detto precedentemente, nel modello numerico si è ricavata una rottura per ribaltamento del maschio murario.

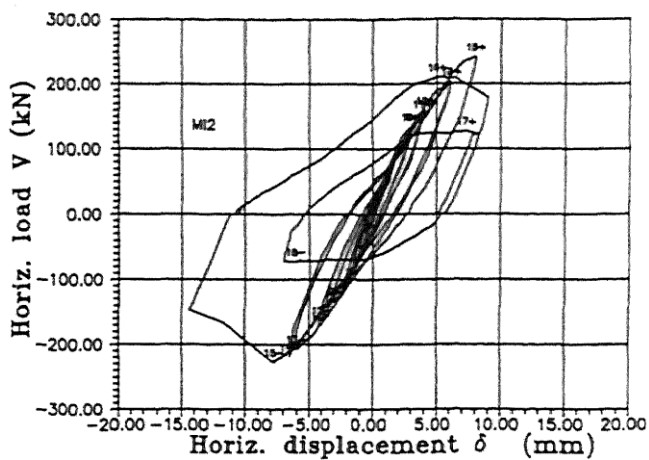


Figura 4-4: legame taglio alla base-scorrimento in sommità del muro MI2 analizzato in laboratorio (da Magenes et Calvi)

- Muro MI3,  $h=3.00\text{m}$  e  $\sigma_m=1.20\text{MPa}$ : la rottura individuata da questa prova di laboratorio è del tipo taglio-fessurazione diagonale.

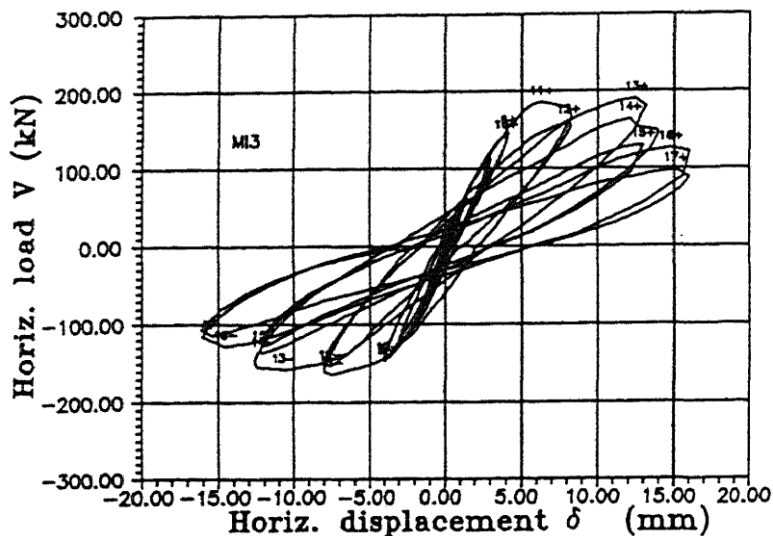


Figura 4-5: legame taglio alla base-scorrimento in sommità del muro MI3 analizzato in laboratorio (da Magenes et Calvi)

- Muro MI4,  $h=3.00\text{m}$  e  $\sigma_m=0.40\text{MPa}$ : la rottura individuata da questa prova di laboratorio è del tipo taglio-fessurazione diagonale. Come detto precedentemente, nel modello numerico si è ricavata una rottura per ribaltamento del maschio murario.

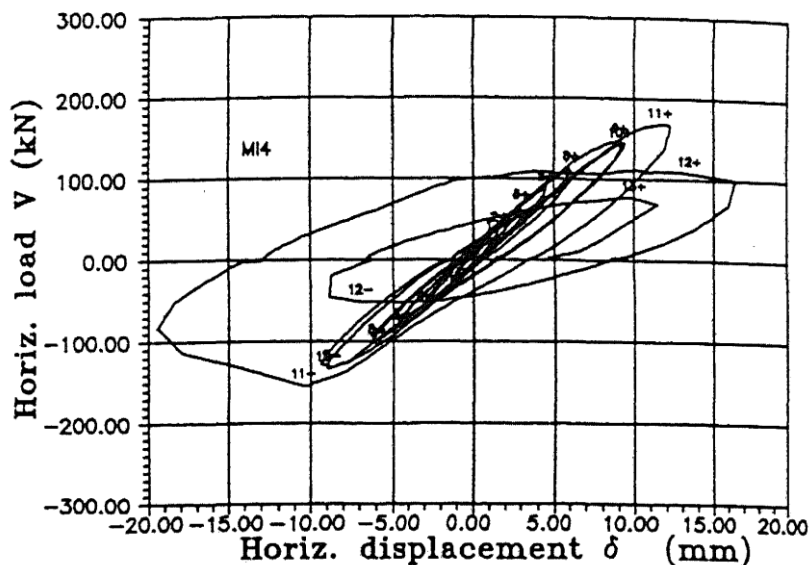


Figura 4-6: legame taglio alla base-scorrimento in sommità del muro MI4 analizzato in laboratorio (da Magenes et Calvi)

## EFFETTI DEL RINFORZO DI SOLAI IN LEGNO NEL MIGLIORAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA – MODELLAZIONE NUMERICA DELLE PARETI

---

Si sono, quindi, ottenuti i seguenti parametri per le caratteristiche della muratura esistente utilizzati per tutti gli esempi e casi studio del presente elaborato di tesi:

resist media a compressione della muratura	$f_u$	-7.92	Mpa
resist a trazione della muratura	$f_t$	0.1	Mpa
mod elast normale muratura (a $\sigma=0,33f_u$ )	E	2910	Mpa
deform ultima compressione= $3*\epsilon_{cy}$	$\epsilon_{cu}$	$3*\epsilon_{cy}$	adim
deform ultima trazione= $1,5*\epsilon_{ty}$	$\epsilon_{tu}$	$1,5*\epsilon_{ty}$	adim

resist media a taglio a compressione nulla	$\tau_0$	0.1	Mpa
mod elast tangenziale muratura	G	875	Mpa
20%*G	$G_t$	175	Mpa
coeff di coesione	c	0.2	Mpa
coeff di attrito	$\phi$	0.5	adim
peso specifico muratura	w	24	KN/m <sup>3</sup>

Alcuni di questi parametri sono stati presi coerentemente a quanto è riportato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (tabella C8A.2.1) e letteratura (P.Cirone, 2011).

Il peso specifico della muratura è stato preso elevato considerando la presenza di intonaci e pacchetti termici vari.

## 4.2 Modellazione e simulazioni numeriche

OpenSees è un software di tipo Open Source che permette di creare applicazioni agli elementi finiti per simulare la risposta di sistemi strutturali e geotecnici soggetti all'azione sismica e ad altre sollecitazioni.

Nel caso in esame tutte le strutture sono state modellate con elementi monodimensionali di tipo truss a comportamento lineare e non lineare, e di tipo beam a comportamento elastico per simulare il fuoripiano delle pareti murarie perpendicolari al sisma.

Nello specifico, per la muratura nel piano si sono presi i seguenti elementi:

- truss infinitamente rigidi, per tutti gli elementi della parete che svolgono i compiti di dare la geometria al macroelemento e scaricare i carichi verticali agenti direttamente sulle molle assiali;
- truss con una certa legge costitutiva isteretica (denominati "Hysteretic Material" da "OpenSees Command Language Manual" S. Mazzoni, F. McKenna, M.H. Scott, G.L. Fenves, et al. 2007), per tutti gli elementi del macroelemento che svolgono il compito di deformarsi, di rompersi e di caratterizzare la risposta del muro (molle assiali, trasversali e diagonali). Per questi Hysteretic Material, la calibrazione è stata effettuata replicando numericamente la prova sperimentale e confrontando i risultati in termini di cicli forza spostamento. Questo comando è usato per costruire un materiale con legge isteretica bilineare uniassiale che permette di considerare il pinching per forza e deformazione, il danno in funzione della duttilità e dell'energia dissipata, e il degrado di resistenza in funzione della duttilità. I parametri da calibrare sono quelli che definiscono le curve riportate in figura sottostante. Altri parametri consentono di tener conto dei degradi. Per la definizione di tutti i parametri e approfondimenti, si rimanda al manuale del software (S. Mazzoni, F. McKenna, M.H. Scott, G.L. Fenves, et al., "OpenSees Command Language Manual", 2007).

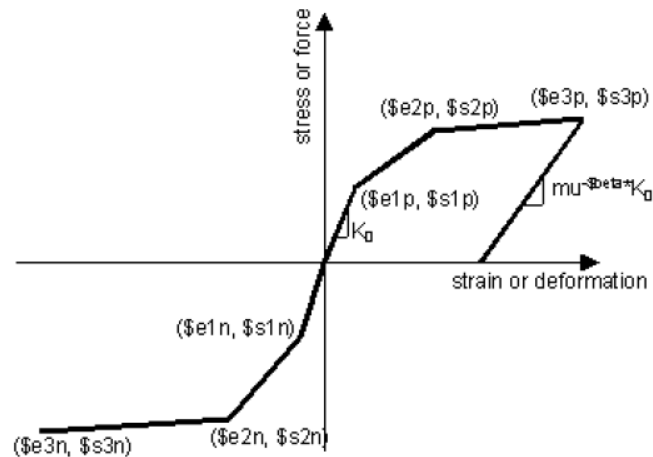


Figura 4-7: Definizione del modello Hysteretic Material nel manuale OpenSees (da S. Mazzoni, F. McKenna, et al.)

#### 4.2.1 Truss infinitamente rigidi

Per la modellazione di questi elementi, si sono utilizzati degli elementi elastici monodimensionali con rigidezza elevata, di modo che le deformazioni della muratura siano dovute solamente agli elementi “molla” che analizzeremo nei paragrafi successivi.

Nel modello si sono inseriti, quindi, i seguenti parametri:

```
# truss di MURATURA
set truss 0
set E 5.0e12
uniaxialMaterial Elastic $truss $E
```

### 4.3 Calibrazione molle maschio murario

#### 4.3.1 Calibrazione molle assiali

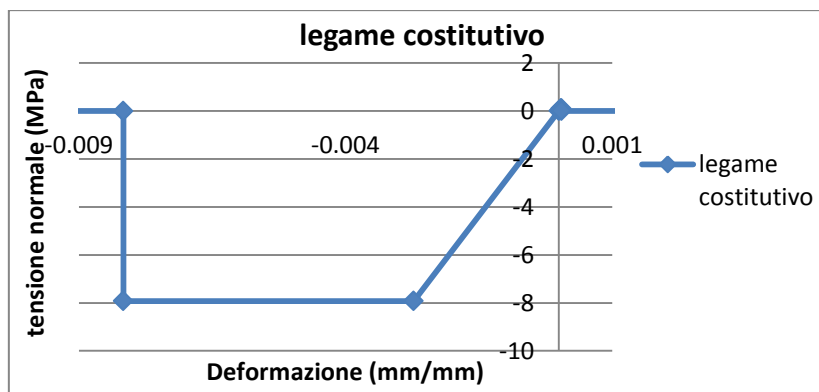
Per la calibrazione di questa tipologia di molle ci si è riferito a “Manuale Teorico 3DMacro” del Gruppo Sismica S.R.L. già citato nei capitoli precedenti. Esse sono state dimensionate per i meccanismi di rottura a presso-flessione e ribaltamento.

Per mezzo di una procedura implementata per mezzo di un foglio di calcolo Excel, si sono ricavati tutti i vari parametri poi inseriti nel modello in funzione delle caratteristiche meccaniche e geometriche del singolo maschio murario.

Si è ottenuto, quindi:

- legame  $\sigma$ - $\epsilon$  delle molle assiali:

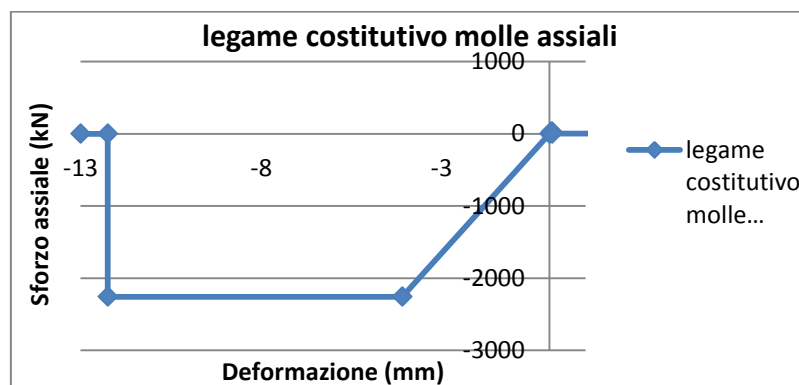
$\sigma_c$	-7.92	Mpa
$\sigma_t$	0.1	Mpa
E	2910	Mpa
$\epsilon_{cy}$	-0.003	adim
$\epsilon_{cu}$	-0.008	adim
$\epsilon_{ty}$	0.00003	adim
$\epsilon_{tu}$	0.00005	adim



## EFFETTI DEL RINFORZO DI SOLAI IN LEGNO NEL MIGLIORAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA – MODELLAZIONE NUMERICA DELLE PARETI

- legame F-s delle molle assiali (valori inseriti nel modello utilizzato):

Molle		
t	380	mm
$\lambda=w/2$	750	mm
A molla	285000	mm <sup>2</sup>
Fcu	-2257.2	kN
Ftu	28.5	kN
Ucu	-12.247	mm
Ucy	-4.082	mm
Uty	0.052	mm
Utu	0.0773	mm



Come si evince dal legame costitutivo soprariportato, la muratura (e quindi le molle assiali) hanno bassissima resistenza a trazione e un'elevata resistenza a compressione.

## CALIBRAZIONE MOLLE DELLA MURATURA

Nel modello si sono inseriti, quindi, i seguenti parametri:

```
#molle verticali
set mollavert 3
set Fpp 28500.0
set Upy 0.051546392
set Fppu 28600.0
set Upu 0.077319588
set Fultp 0.0
set Uultp 0.1
set Fpc -2257200.0
set Ucy -4.082474227
set Fpcu -2257300.0
set Ucu -12.24742268
set Fultc 0.0
set Uultc -13.0
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0

uniaxialMaterial Hysteretic $mollavert $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp $Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2
```

Per considerare il taglio massimo per il ribaltamento del singolo maschio murario, si è calcolato il taglio ultimo e momento ultimo dalla semplice formula dell'equilibrio alla rotazione del pannello murario in un nodo alla base.

Si è ricavato quanto segue (questo è il caso della prova MI4):

### VALORI REALI DEL RIBALTAMENTO DEL PANNELLO

Pppannello	-41.04	kN
Ntot	-269.04	kN
w	1500	mm
t	380	mm
$\sigma_0$	-0.472	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>c</sub>	-7.92	N/mm <sup>2</sup>
Mult	-187.633	kNm
Tult	-62.544	kN
Mult con resist traz	-230.383	kNm
Tult con resist traz	-76.794	kN

I seguenti, invece, sono i valori ultimi che ci si aspetta di ritrovare nel modello:

### RIBALT MODELLO

Mult con resist traz	-244.53	kNm
Tult con resist traz	-81.51	kN



Come si può osservare dalle tabelle sopra rappresentate, il modello non considera la reazione di compressione eccentrica (sono state inserite solo due molle assiali in corrispondenza dei nodi alla base), la quale diminuirebbe il  $T_{ult}$  (quindi il modello è approssimato). Si nota, infatti, che il taglio ultimo del modello è superiore del taglio ultimo reale di 5 kN (e quindi la parete del modello resiste maggiormente rispetto alla parete reale).

Per una maggiore realistica del modello, si sarebbe potuto inserire un maggior numero di molle alla base, ognuna con un'area di influenza diversa. Non è stato fatto ciò per diminuire l'onere computazionale del modello e perché comunque i risultati ottenuti non si discostano eccessivamente dalla realtà.

#### 4.3.2 Calibrazione molle diagonali

Per la calibrazione di questa tipologia di molle ci si è riferito a “Manuale Teorico 3DMacro” del Gruppo Sismica S.R.L. già citato nei capitoli precedenti. Esse saranno dimensionate per il meccanismo di rottura a taglio-fessurazione diagonale.

Si è, inoltre, considerato l'articolo di Magenes e Calvi il quale sostiene: “*Nel caso di rottura per taglio, si suppone che nell'elemento abbiano luogo deformazioni taglianti plastiche -come illustrato in figura sottostante- in cui viene posto un limite alla deformazione angolare  $\vartheta = \psi + \gamma$  (chord rotation), oltre il quale la resistenza si annulla. La deformazione angolare  $\vartheta$  è espressa come somma della deformazione flessionale  $\psi$  e di quella a taglio  $\gamma$ . [...] si assume che il limite  $\vartheta_u$  sia pari allo 0.5% dell'altezza del maschio murario*”.

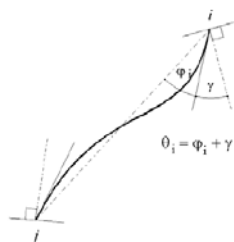


Figura 4-8: deformazioni angolari pertinenti all'estremo i di un elemento “beam-column” (da Magenes et Calvi)

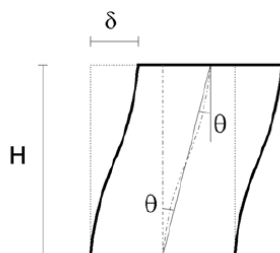


Figura 4-9: in una prova a taglio su pannello murario in cui si mantiene il parallelismo delle basi, si ha che:  $\vartheta_i = \vartheta_j = \vartheta = \delta/H$  (da Magenes et Calvi)

Per mezzo di una procedura implementata per mezzo di un foglio di calcolo Excel, si sono ricavati tutti i vari parametri poi inseriti nel modello in funzione delle caratteristiche meccaniche e geometriche del singolo maschio murario.

Come detto in precedenza, per la valutazione del taglio ultimo di progetto si è adottato il Criterio di Turnsek-Cacovic in funzione del carico verticale P agente nel pannello e della geometria dello stesso. Dato che s’inseriscono due molle diagonali per pannello, il carico verticale è stato calcolato come somma del carico esterno (nel modello finale sarà quello dovuto al solaio) con la metà del peso del maschio murario. Inoltre, come già detto nei capitoli precedenti, si è tenuto conto per mezzo di un coefficiente correttivo “b” della geometria del pannello, ovvero se il maschio è snello ( $b=1.5$ ) o tozzo ( $b=1.0$ ), con i vari sottocasi intermedi.

A titolo di esempio, si riporta la determinazione delle molle diagonali nella prova MI3:

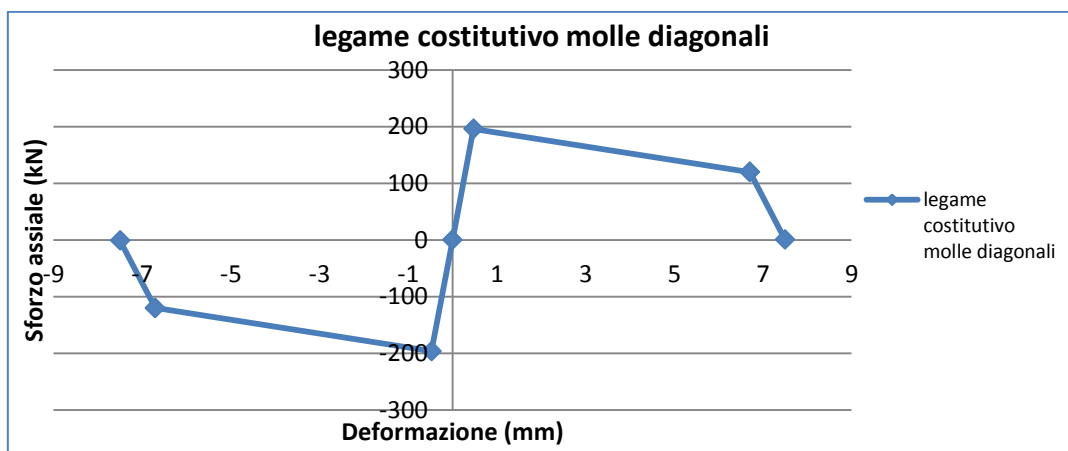
CRITERIO ALLA CACOVIC		
coeff b	1.5	adim
At	570000	mm <sup>2</sup>
$\tau_0$	0.1	Mpa
$\phi$	0.5	adim
$\tau_k$	0.1	Mpa
Tk	57	kN
Tu(P)	175.501	kN

**EFFETTI DEL RINFORZO DI SOLAI IN LEGNO NEL MIGLIORAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA – MODELLAZIONE NUMERICA DELLE PARETI**

Molle diagonali ambo reagenti		
G	875	Mpa
Gt	175	Mpa
$\delta y$	1.056	mm
angolo diag	1.107	rad
allung molla y	0.472	mm
num molle diagonali	2	
Kel	415625	N/mm
Ksoft	83125	N/mm
Fy	196.216	kN
$\theta u$ (deform ang ultima)	0.005	
allung ult molla	6.708	mm
Fu	120	kN

da Magenes-Calvi 0,5%\*H

Il legame F-s di queste molle sarà, quindi, del tipo:



Nel modello (sempre per il caso MI3) si sono inseriti, quindi, i seguenti parametri:

```
#molle diagonali
set molladiag 1
set Fpp 196215.825
set Upy [expr 0.472098226/$l_diag]
set Fppu 120000.26425
set Upu [expr 6.708203932/$l_diag]
set Fultp 1000.0
set Uultp [expr 7.5/$l_diag]
set Fpc -196215.825
set Ucy [expr -0.472098226/$l_diag]
set Fpcu -120000.26425
set Ucu [expr -6.708203932/$l_diag]
set Fultc -1000.0
set Uultc [expr -7.5/$l_diag]
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0
set beta 0.8

uniaxialMaterial Hysteretic $molladiag $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp $Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 $beta
```

Si è inserito il parametro “beta=0.8”, indice di danno della muratura: infatti, appena la muratura inizia a fessurare, ci sarà un degrado di resistenza (il valore “0.8” si è ricavato ad hoc di modo che i risultati da modello coincidano con quelli della prova sperimentale). Il danneggiamento entrerà in gioco solo dopo che il taglio agente avrà superato il valore di picco del legame costitutivo della muratura, ovvero appena essa inizierà a fessurarsi.

#### 4.3.3 Calibrazione molle trasversali

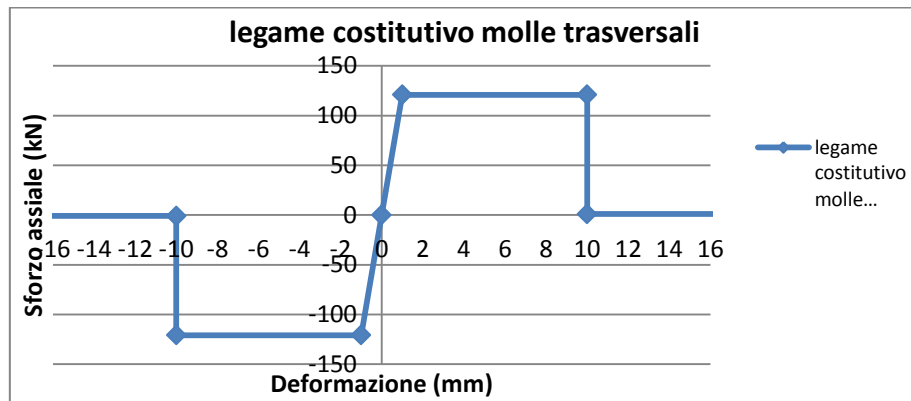
Per la calibrazione di questa tipologia di molle ci si è riferito a “Manuale Teorico 3DMacro” del Gruppo Sismica S.R.L. già citato nei capitoli precedenti. Esse saranno dimensionate per il meccanismo di rottura a taglio-scorrimento.

Come detto in precedenza, per la valutazione del taglio ultimo di progetto si è adottato il Criterio di resistenza di Mohr-Coulomb in funzione del carico verticale  $P$  agente nel pannello, della geometria dello stesso e di vari parametri della muratura (quali il coefficiente di attrito e la coesione). Dato che s’inseriscono due molle trasversali per pannello, il carico verticale è stato calcolato come somma del carico esterno (nel modello finale sarà quello dovuto al solaio) con l’intero peso del maschio murario. L’area di influenza della singola molla, però, è stata presa come metà dell’area di base del maschio murario.

A titolo di esempio, si riporta la determinazione delle molle trasversali della prova MI2:

ATTRITO MOHR COULOMB		
coesione $c$	0.2	N/mm <sup>2</sup>
$A_m$	570000	mm <sup>2</sup>
coeff attrito $\phi$	0.5	
$P_{Pparete}$	27.36	kN
$P_m$	255.36	kN
num molle	2	
$T_m(P)$	120.84	kN
$\delta$ max	10	mm

Le molle trasversali seguiranno, dunque, la seguente legge F-s:



Nel modello (sempre per il caso MI2) si sono inseriti, quindi, i seguenti parametri:

```
#molle orizzontali
set mollaoriz 2
set Fpp 128250.0
set Upy [expr 0.370285714/$l_orizz]
set Fppu 64125.0
set Upu [expr 16.05/$l_orizz]
set Fultp 0.0
set Uultp [expr 17.05/$l_orizz]
set Fpc -128250.0
set Ucy [expr -0.370285714/$l_orizz]
set Fpcu -64125.0
set Ucu [expr -16.05/$l_orizz]
set Fultc 0.0
set Uultc [expr -17.05/$l_orizz]
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0

uniaxialMaterial Hysteretic $mollaoriz $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp $Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2
```

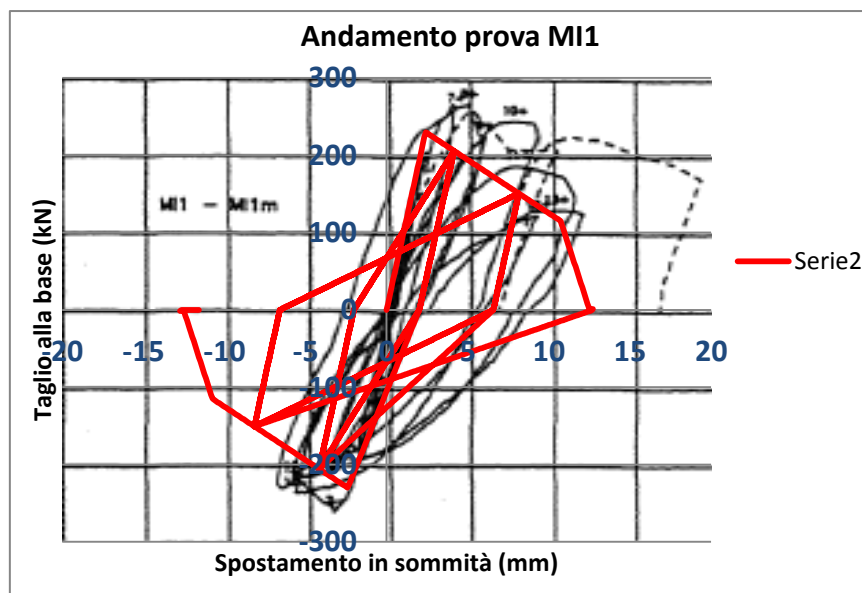
Per le molle trasversali si è deciso di inserire due molle con legge costitutiva simmetrica. Altrimenti, si sarebbe potuto inserire un'unica molla con caratteristiche resistenti “doppie”.

OSS. Si sarebbe potuta assegnare una legge costitutiva in funzione del carico P agente nel modello, ovvero “collegare” la risposta delle molle trasversali (dovuta all’attrito di Mohr-Coulomb) alla reazione agente nelle molle assiali. Infatti, qualora le molle assiali fossero in trazione, la muratura resisterebbe poco a taglio-scorrimento (le NTC08 indicano che la resistenza in questo caso può essere assunta pari alla coesione della sola malta). Anche per questo motivo, oltre che per il già citato motivo del collasso per ribaltamento, sarebbe stato opportuno inserire un letto di molle assiali alla base del singolo maschio murario. Come già descritto, ciò non è stato fatto per diminuire l’onere computazionale.

#### 4.3.4 Validazione del singolo maschio murario

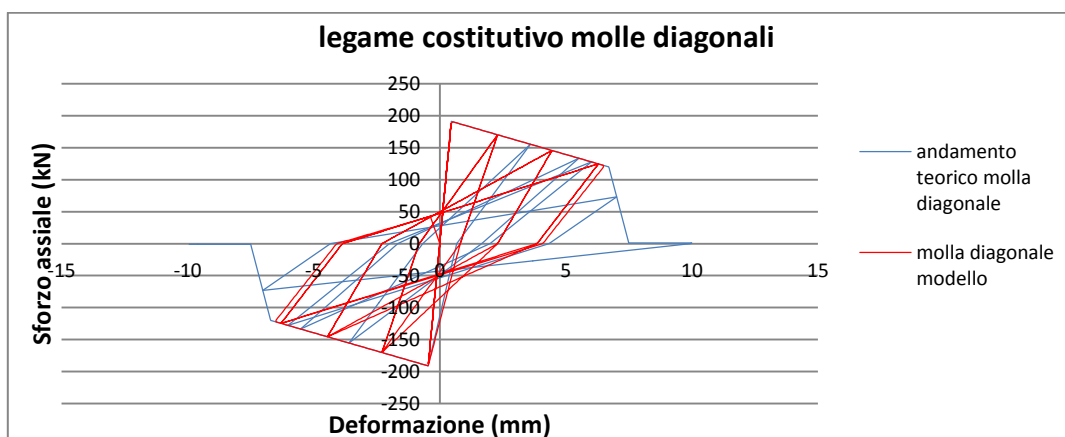
Di seguito, si confrontano i risultati dei modelli dei maschi murari (per mezzo di un'analisi ciclica) con i relativi casi delle prove sperimentali già descritte precedentemente. Per ogni prova, si è analizzata la risposta della singola molla per determinare la tipologia di rottura del maschio (si riporta per semplicità il grafico della sola molla che entra in crisi).

##### 4.3.4.1 Muro MI1 ( $h=2.00m$ e $\sigma_m=1.20MPa$ ):



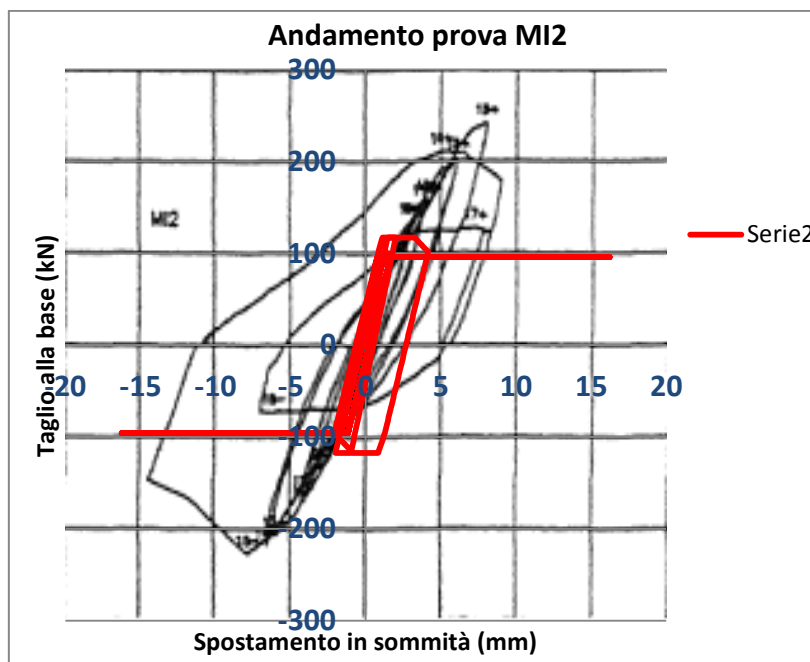
Si nota che il muro così modellato ha un comportamento molto simile alla prova sperimentale. Come notato sperimentalmente, anche nel modello numerico il muro raggiunge la rottura per taglio-fessurazione diagonale.

Di seguito, si nota (linea rossa) l'andamento delle molle diagonali del modello in confronto con l'andamento previsto in fase di calibrazione (linea blu).



Come si evince dal grafico sopra riportato, il maschio così progettato si rompe per fessurazione diagonale.

4.3.4.2 Muro MI2 ( $h=2.00m$  e  $\sigma_m=0.40MPa$ )



Si nota come in questo caso la rottura del modello numerico avvenga per ribaltamento mentre quella ricavata sperimentalmente avveniva per taglio-scorrimento alla base. Ciò è dovuto al fatto che sono stati utilizzati vincoli diversi per le due prove: in laboratorio si



## EFFETTI DEL RINFORZO DI SOLAI IN LEGNO NEL MIGLIORAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA – MODELLAZIONE NUMERICA DELLE PARETI

---

è usato un sistema incastro-doppio pendolo mentre nel modello numerico si è preso un sistema incastro-estremo libero, in quanto si è voluto considerare anche il possibile ribaltamento del pannello.

Si nota, inoltre, che la parte “elastica” è molto simile tra i due casi.

La rottura della parete modellata era stata comunque prevista giacché si era calcolato come taglio ultimo (inferiore sia al taglio ultimo per fessurazione-diagonale che per il taglio-scorrimento):

### RIBALT TEORICO MODELLO

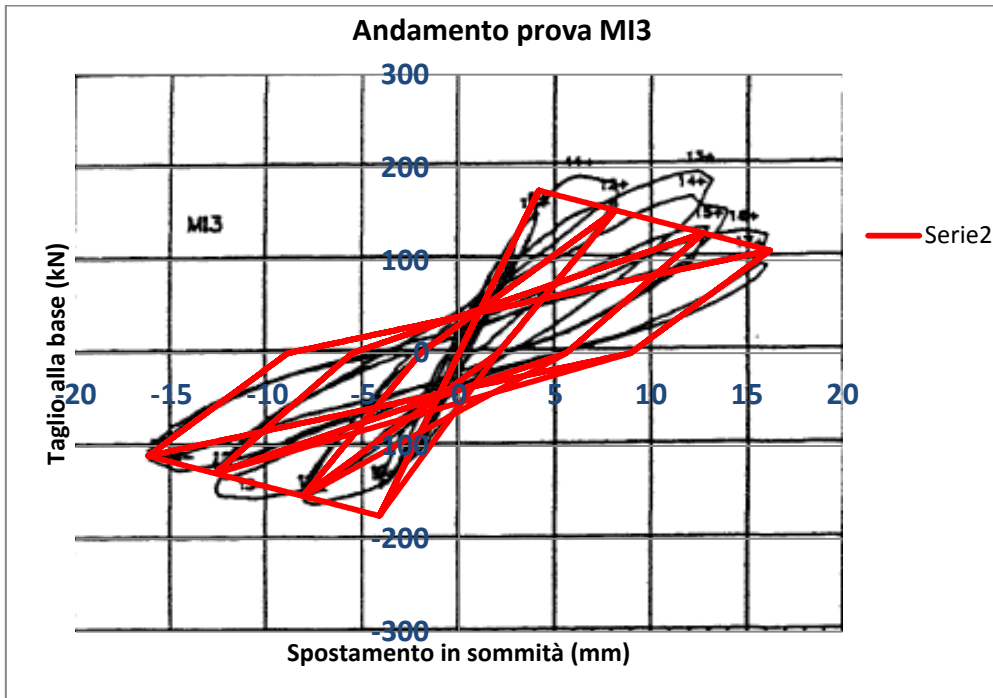
Mult senza resist traz	-191.52	kNm
Tult senza resist traz	-95.76	kN
Mult con resist traz	-234.27	kNm
Tult con resist traz	-117.135	kN

Dal modello, infatti, si è ricavato come valore di taglio alla base (valori molto simili a quelli teorici calcolati):

### RIBALT CALCOLATO DA MODELLO

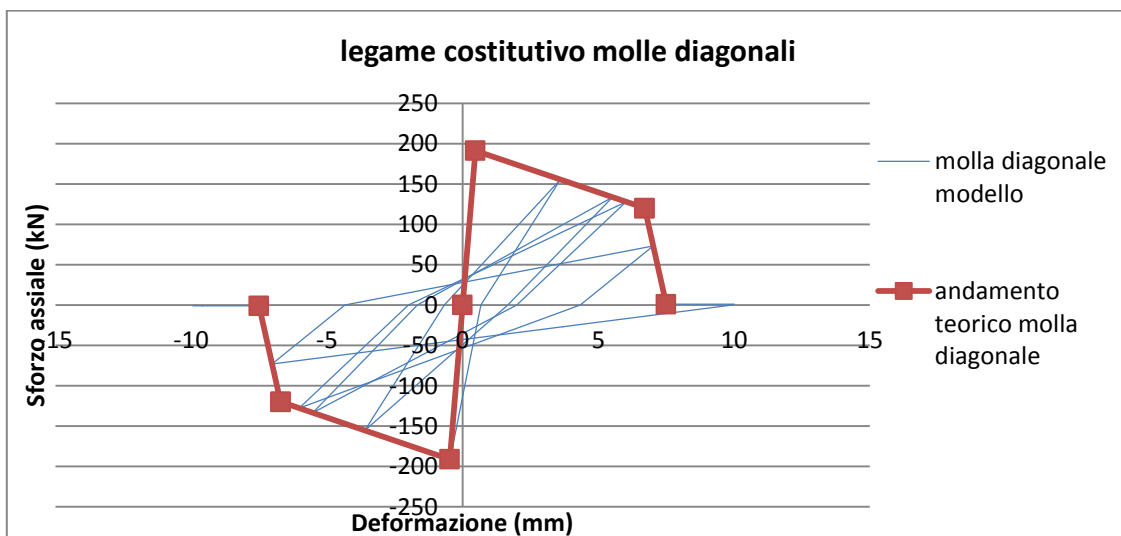
Tult con resist traz	-117.238	kN
Tult senza resist traz	-95.7841	kN

4.3.4.3 Muro MI3 ( $h=3.00m$  e  $\sigma_m=1.20MPa$ )



Si nota che il muro così modellato ha un comportamento molto simile alla prova sperimentale. Come notato sperimentalmente, anche nel modello numerico il muro raggiunge la rottura per taglio-fessurazione diagonale.

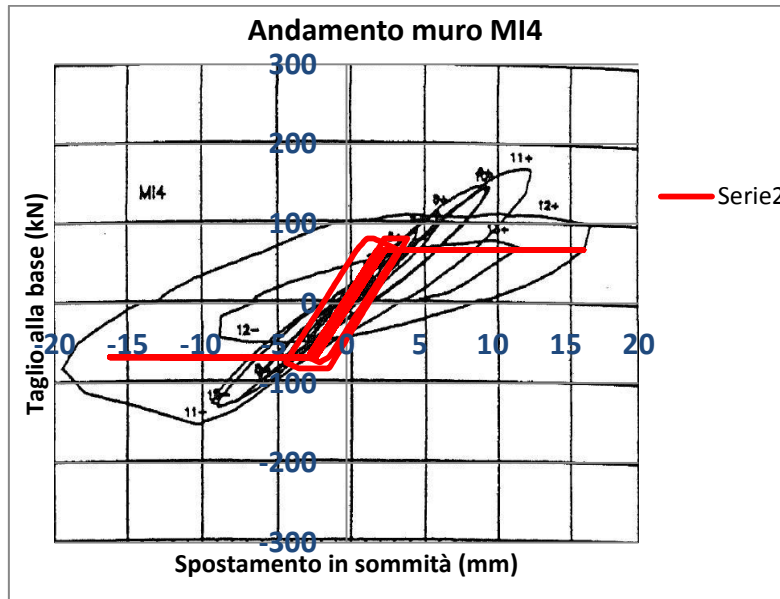
Di seguito, si nota (linea blu) l'andamento delle molle diagonali del modello in confronto con l'andamento previsto in fase di calibrazione (linea rossa).



Come si evince dal grafico sopra riportato, il maschio così progettato si rompe per fessurazione diagonale.

OSS. Dato che questo è il caso di un muro di altezza 3.00m, larghezza 1.50m e spessore 0.38m, esso verrà poi adottato per il modello di edificio più grande. In seguito si farà anche un confronto tra l'energia dissipata dal caso sperimentale e l'energia dissipata dal modello numerico, il tutto per convalidare maggiormente il modello pensato.

**4.3.4.4 Muro MI4 ( $h=3.00m$  e  $\sigma_m=0.40MPa$ )**



Si nota anche in questo caso come la rottura del modello numerico avvenga per ribaltamento mentre quella ricavata sperimentalmente avveniva per taglio-scorrimento alla base (analogamente al caso MI2 per un motivo di vincoli alle estremità).

**RIBALT TEORICO MODELLO**

Mult senza resist traz	-201.78	kNm
Tult senza resist traz	-67.26	kN
Mult con resist traz	-244.53	kNm
Tult con resist traz	-81.51	kN

Dal modello, infatti, si è ricavato come valore di taglio alla base (valori molto simili a quelli teorici calcolati):

**RIBALT CALCOLATO DA MODELLO**

Tult con resist traz	-81.5732	kN
Tult senza resist traz	-67.2712	kN

4.3.4.5 Confronto smorzamento del muro MI3

Nel presente paragrafo, si vuole validare la modellazione numerica attraverso un confronto tra valori di smorzamento col caso sperimentale. Nell'analisi ciclica si sono individuati degli spostamenti simili a quelli della prova sperimentale, in modo tale da avere dei cicli confrontabili. Dapprima si determina, quindi, lo smorzamento  $v$  di ogni mezzo ciclo del modello numerico, attraverso la formula:

$$v = \frac{E_d}{2 * \pi * E_p}$$

In cui:

- $E_d$  = energia dissipata, area racchiusa all'interno delle curve di un mezzo ciclo;
- $E_p$  = energia potenziale, area ottenuta dalla formula  $\frac{(spost\ max)*(forza\ max)}{2}$ .

Si è calcolato, quindi, per il modello numerico:

**CALCOLO SMORZAMENTO EQUIVALENTE**

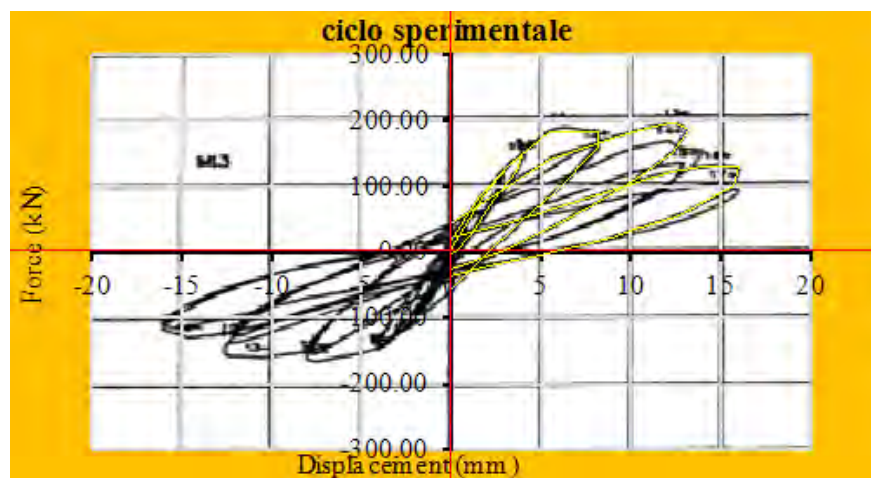
MEZZO CICLO	calcolo Ed			calcolo Ep				smorzamento
	step	Ed tot	Ed half cycle	step	disp	Force	Ep	v
0	123	4.29	0.00	73	4.16	175.36	364.74	0.00%
1	222	9.49	5.20	173	-4.16	-175.36	364.74	0.23%
2	323	10.98	1.48	273	4.16	175.36	364.74	0.06%
3	422	12.69	1.71	373	-4.16	-175.36	364.74	0.07%
4	523	14.17	1.48	473	4.16	175.36	364.74	0.06%
5	622	15.89	1.71	573	-4.16	-175.36	364.74	0.07%
6	819	623.73	607.84	721	8.15	153.99	627.78	15.42%
7	1014	1320.47	696.74	917	-8.15	-153.99	627.78	17.67%
8	1211	1632.95	312.48	1113	8.15	153.99	627.78	7.93%
9	1406	1940.46	307.51	1309	-8.15	-153.99	627.78	7.80%
10	1603	2252.94	312.48	1505	8.15	153.99	627.78	7.93%
11	1798	2560.45	307.51	1701	-8.15	-153.99	627.78	7.80%
12	2105	3675.96	1115.51	1952	12.73	129.51	824.29	21.55%
13	2410	4852.10	1176.14	2258	-12.73	-129.51	824.29	22.72%
14	2717	5578.79	726.69	2564	12.73	129.51	824.29	14.04%

**EFFETTI DEL RINFORZO DI SOLAI IN LEGNO NEL MIGLIORAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA – MODELLAZIONE NUMERICA DELLE PARETI**

15	3022	6298.96	720.17	2870	-12.73	-129.51	824.29	13.91%
16	3329	7025.65	726.69	3176	12.73	129.51	824.29	14.04%
17	3634	7745.82	720.17	3482	-12.73	-129.51	824.29	13.91%
18	4025	9079.04	1333.22	3830	16.22	110.81	898.90	23.62%
19	4414	10431.45	1352.41	4220	-16.22	-110.81	898.90	23.96%
20	4805	11424.38	992.93	4610	16.22	110.81	898.90	17.59%
21	5194	12410.80	986.42	5000	-16.22	-110.81	898.90	17.47%
22	5585	13403.73	992.93	5390	16.22	110.81	898.90	17.59%
23	5974	14390.14	986.42	5780	-16.22	-110.81	898.90	17.47%

Le righe in verde sono state quindi confrontate con i valori dei cicli corrispondenti alla prova sperimentale.

Per mezzo di Autocad, si è calcolato il valore dello smorzamento equivalente di questi cicli sperimentali, ottenendo:



*Figura 4-10: ciclo isteretico sperimentale della prova MI3; in giallo i quattro mezzicicli oggetto di analisi.*

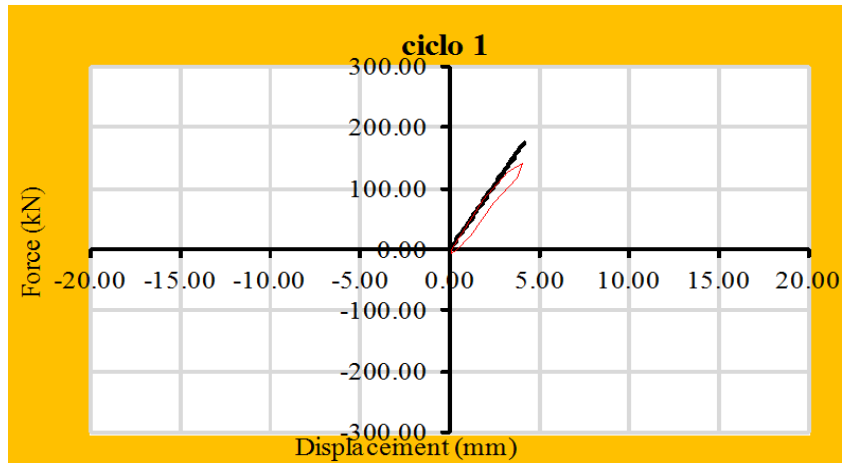


Figura 4-11: mezzo ciclo "0"; in rosso la curva sperimentale, in nero il risultato numerico

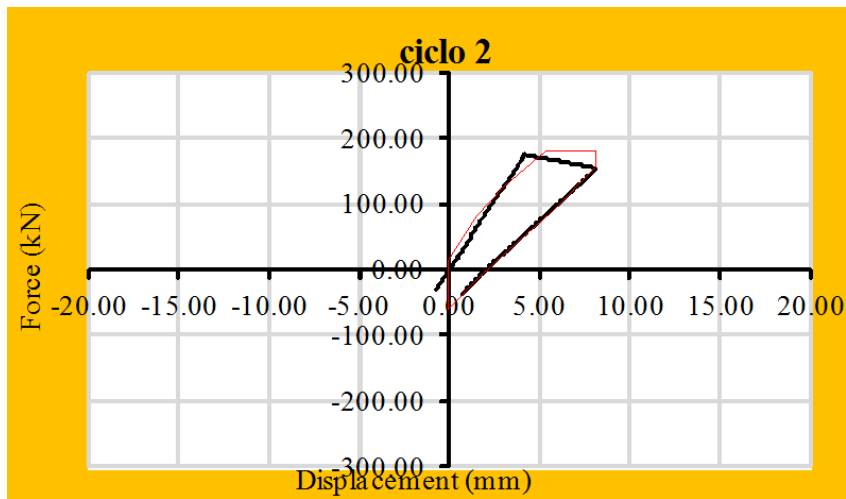


Figura 4-12: mezzo ciclo "6"; in rosso la curva sperimentale, in nero il risultato numerico

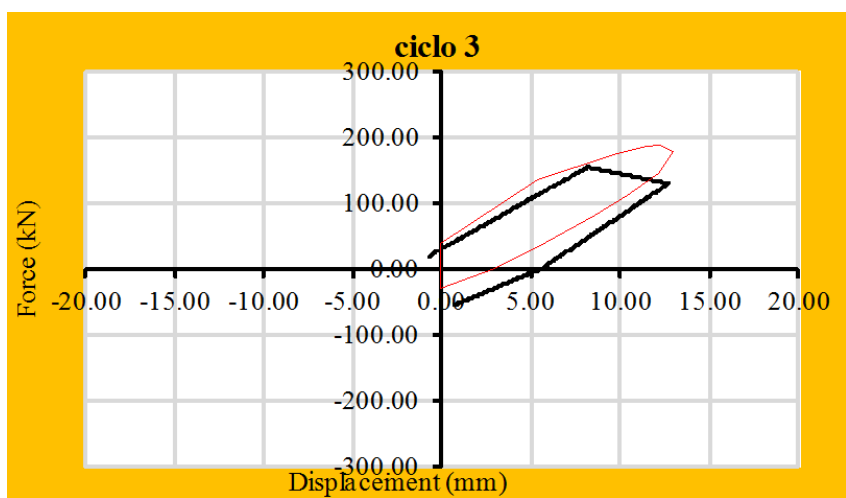


Figura 4-13: mezzo ciclo "12"; in rosso la curva sperimentale, in nero il risultato numerico

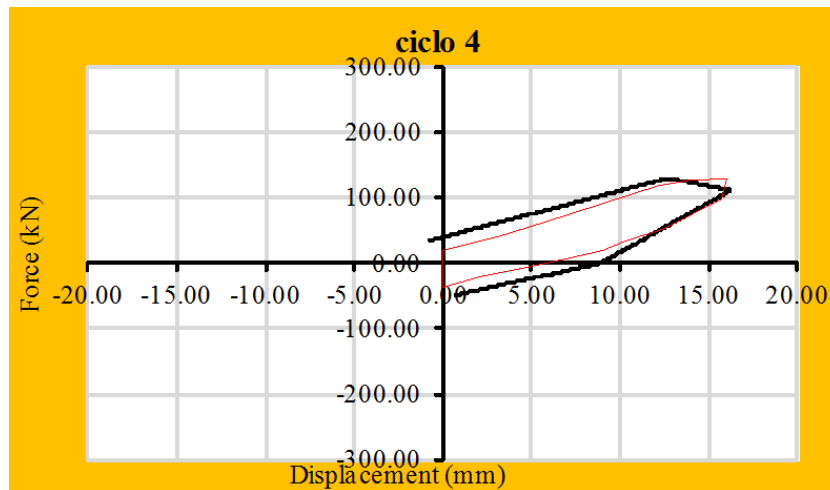


Figura 4-14: mezzo ciclo "18"; in rosso la curva sperimentale, in nero il risultato numerico

Infine, dal confronto tra risultati numerici con quelli sperimentali si evince che lo smorzamento equivalente per i quattro mezzi cicli oggetto di analisi è simile, ovvero:

MEZZO CICLO	Smorzamento v MODELLO	Smorzamento v SPERIMENTALE
0	0.00%	5.26%
6	15.42%	15.06%
12	21.55%	18.06%
18	23.62%	20.15%

Da un'analisi dei risultati appena trovati, quindi, il modello numerico ha risultati simili alla prova sperimentale e il modello creato è stato ritenuto accettabile.

#### 4.4 Calibrazione molle fascia di piano

Come da §4.5.4 “Organizzazione Strutturale” delle NTC’08: *“I pannelli murari sono considerati resistenti anche alle azioni orizzontali quando hanno una lunghezza non inferiore a 0,3 volte l’altezza di interpiano; essi svolgono funzione portante, quando sono sollecitati prevalentemente da azioni verticali, e svolgono funzione di controvento, quando sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali. Ai fini di un adeguato comportamento statico e dinamico dell’edificio, tutte le pareti devono assolvere, per quanto possibile, sia la funzione portante sia la funzione di controventamento.”*

Per questo motivo, si sono modellate le fasce di piano come pareti che resistono ai carichi orizzontali e al solo peso proprio (il solaio scarica tutti i carichi verticali direttamente sui pannelli murari portanti).



*Figura 4-15: esempi di danni in fasce di piano dovuti a sisma in edifici esistenti in muratura semplice*

Le fasce di piano *“sono elementi deformabili della parete collocate tra due aperture verticali. Il loro contributo nella resistenza sismica di una parete è notevole e può essere preso in considerazione solo se all’interno della fascia stessa è presente un elemento in grado di resistere a trazione (cordolo, tirante, architrave bene ammorsata, ecc.)”* (M. Vinci, 2014).

Per questo secondo motivo, si è deciso di considerare la presenza di tiranti in acciaio: essi, come vedremo, sono stati dimensionati dimodoché il taglio che le fasce di piano riescono a sopportare sia maggiore del taglio ultimo per fessurazione diagonale dei



pannelli murari portanti. In tal modo, si vuole concentrare la rottura della struttura solo sulla rottura dei singoli maschi murari.

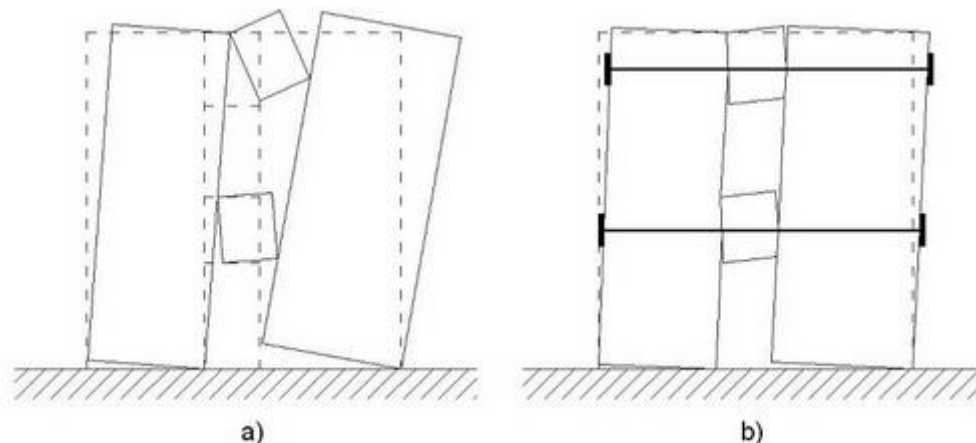


Figura 4-16: comportamento della parete con fasce di piano senza (a) e con (b) resistenza e rigidità flessionale (da edificiinmuratura.it)

Come si evince dalla figura 4-16, nel caso in cui non si considera la resistenza e rigidità flessionale della fascia, si attivano meccanismi di ribaltamento dei maschi nel piano.

Per le molle utilizzate per simulare la fascia di piano, si è deciso di riadattare le formule teoriche per le molle del maschio, cambiando, però, le caratteristiche di resistenza per il carattere ortotropo della muratura.

In accordo al §7.8.2.2.4 delle NTC08 “Travi in Muratura”: “La verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, in presenza di azione assiale orizzontale nota, viene effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali. Qualora l’azione assiale non sia nota dal modello di calcolo (ad es. quando l’analisi è svolta su modelli a telaio con l’ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano), ma siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli), i valori delle resistenze possono essere assunti non superiori ai valori di seguito riportati ed associati ai meccanismi di rottura per taglio o per pressoflessione.”

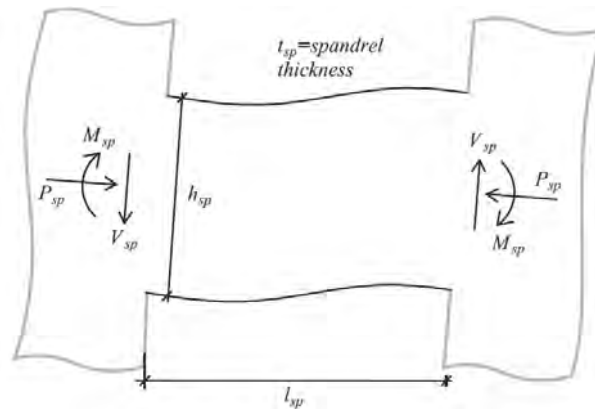


Figura 4-17: sollecitazioni agenti sulla fascia di piano (spandrel).

La resistenza a taglio  $V_t$  di travi di accoppiamento in muratura ordinaria in presenza di un cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alle estremità, può essere calcolata in modo semplificato come:

$$V_t = h t f_{vd0}$$

dove:

- $h$  è l'altezza della sezione della trave;
- $f_{vd0} = f_{vkd0}/\gamma_M$  è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione.

Il massimo momento resistente, associato al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutato come

$$M_{ult} = H_p * \frac{h}{2} * \left[ 1 - \frac{H_p}{0,85 f_{hd} \times h \times t} \right]$$

Dove

- $H_p$  è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore  $0,4f_{hd} * h_t$ ;
- $f_{hd} = f_{hk}/\gamma_M$  è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Per il valore di  $f_{hk}$  ci si è riferiti a valori realistici: in molti testi viene attribuito il valore del 50% della resistenza a compressione verticale (intuitivamente, la resistenza a compressione orizzontale sarà inferiore a quella verticale in quanto non ci sarà l'effetto di "incatenamento" dei vari mattoni e la compressione sarà parallela ai letti di malta).

La resistenza a taglio, associata a tale meccanismo, può essere calcolata come

$$V_p = 2 \frac{M_{ult}}{l}$$

Dove

- $l$  è la luce libera della trave in muratura.

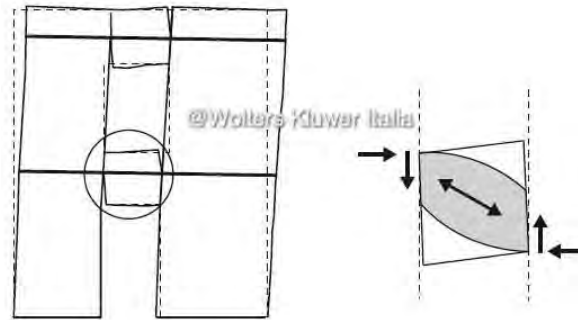


Figura 4-18: Sollecitazioni di pressoflessione agenti sulla fascia di piano e andamento tensioni (possibile rottura per fessurazione diagonale).

Il valore della resistenza a taglio per l'elemento trave in muratura ordinaria è assunto pari al minimo tra  $V_t$  e  $V_p$ .

#### 4.4.1 Valutazione tiranti

Come precedentemente scritto nel capitolo 2.7, i tiranti costituiscono un'ottima tecnica di consolidamento per incrementare la resistenza di una parete nel proprio piano.

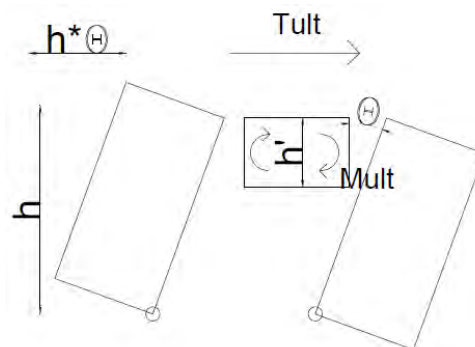


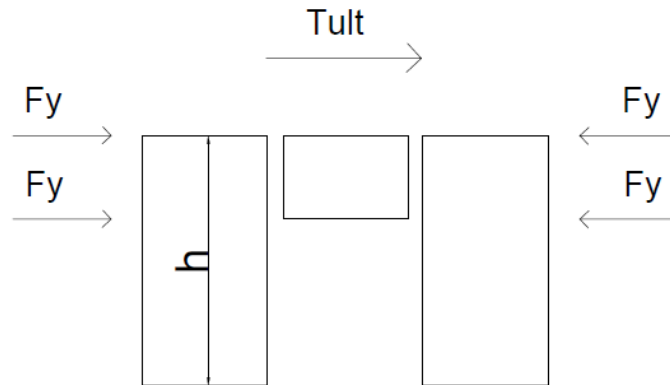
Figura 4-19: il ribaltamento dei pannelli murari (con  $T_{ult}$ ) è impedito dai tiranti

## CALIBRAZIONE MOLLE DELLA MURATURA

Per il dimensionamento dei tiranti da inserire, si adotta il Principio dei Lavori Virtuali. Basandoci sulla figura soprariportata, si ricava:

$$(T_{ult} * h) * \vartheta = 2 * M_{ult} * \vartheta$$

Infine, ci si riconduce a:



*Figura 4-20: pannello con tiranti inseriti alle estremità dello spandrel.*

Si ottiene, quindi, uguagliando  $M_{ult}=h' * F_y$ :

$$(T_{ult} * h) = 2 * h' * F_y$$

A titolo di esempio, si riporta il foglio Excel con i risultati del dimensionamento dei tiranti ottenuti per il caso studio un edificio di  $13.5 \times 10 \text{ m}^2$  che verrà analizzato in seguito:

T ultimo pannello	87,065	kN	Taglio ultimo minimo calcolato in precedenza (tra fessurazione diagonale e ribaltamento)
$F_y = T_u * H / (2 * H')$	130,5975	kN	
$F_y, \text{min per fila}$	130,5975	kN	
$A_{\text{min per fila}}$	474,9	mm <sup>2</sup>	
num tiranti per fila	1		
$f_{yd}$	275	Mpa	
$\Phi \text{ min}$	24,58986498	mm	
<b><math>\Phi \text{ progetto}</math></b>	<b>26</b>	<b>mm</b>	
$A \text{ sing fila}$	530,9291585	mm <sup>2</sup>	
$A_{\text{tot}}$	1061,858317	mm <sup>2</sup>	
$F_y \text{ trefoli tot}$	292,0110372	kN	
$F_y \text{ trefoli per fila}$	146,0055186	kN	

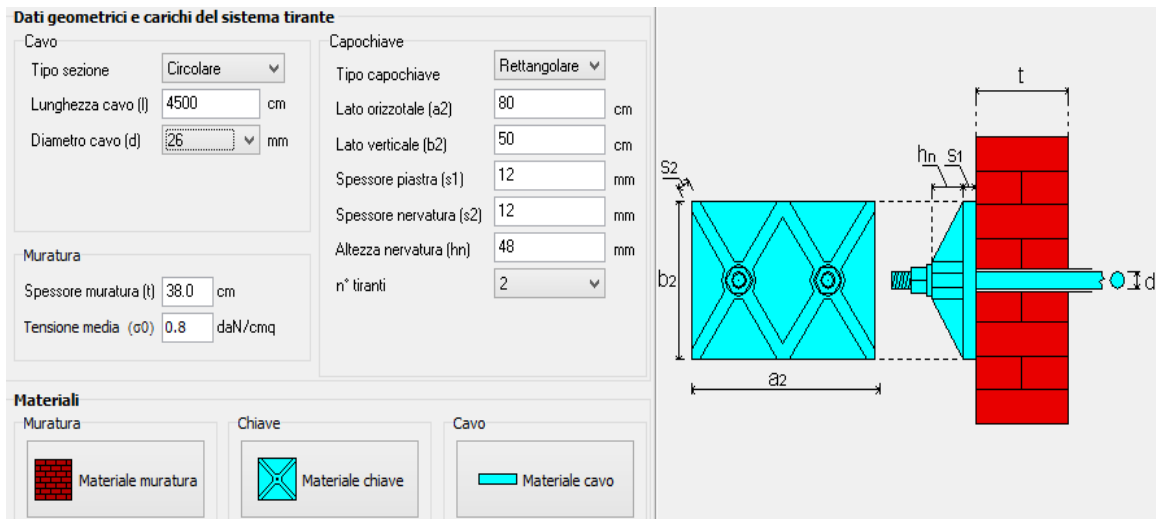


Figura 4-21: dimensionamento tiranti e capochiave da programma di edifici in muratura.it

Nel modello numerico, per considerare la presenza dei tiranti, verranno inserite delle forze esterne di valore  $F_y$  (pari alla resistenza a snervamento dei tiranti) affinché le “molle orizzontali spandrel” che vedremo nei capitoli successivi, rimangano sempre compresse. Inoltre, con queste forze verranno dimensionate le “molle diagonali e verticali spandrel” come se fossero delle forze di compressione che agevolano (per mezzo dell’attrito) le resistenze a taglio delle fasce di piano.

OSS: Ricapitolando, le forze che entrano in gioco nel modello numerico per le fasce di piano sono:

- peso proprio della fascia di piano;
- forze orizzontali  $F_y$  date dai tiranti.

4.4.2 Calibrazione molle orizzontali spandrel

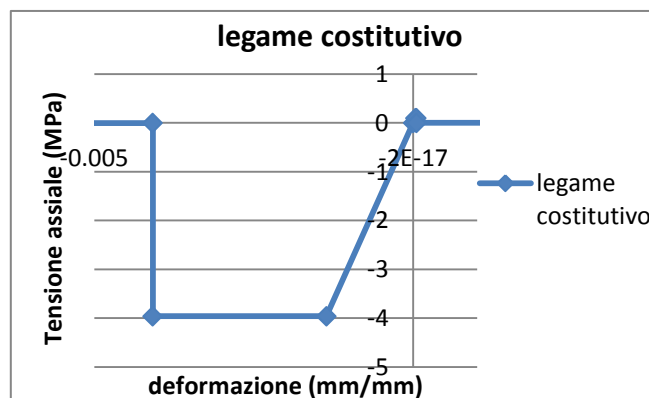
Esse saranno dimensionate per il meccanismo di rottura a presso-flessione.

Come detto nel capitolo 4.4, per la resistenza a compressione della muratura in direzione orizzontale  $f_h$  si assume il 50% della resistenza a compressione in direzione verticale ( $f_u$ ). Quindi, si hanno i seguenti valori di resistenza per le fasce di piano:

Fasce di piano			
$f_h=50\%*f_u$	$f_{hd}$	-3,96	Mpa
$\phi$ tiranti	$\phi$	26	mm
A singola tiranti	A	530,9291585	mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	$f_{yd}$	275	Mpa
forza da applicare nel modello	F	146005,5186	N

Le “molle orizzontali spandrel” sono state tarate per tenere in conto del comportamento flessionale della fascia di piano (e, quindi, per la compressione e per la trazione dell’elemento). Analogamente al caso delle “molle assiali” del maschio murario (con resistenza a compressione dimezzata), si ricavano i seguenti valori per la legge costitutiva che sono stati poi inseriti nel modello:

$\sigma_c$	-3,96	Mpa
$\sigma_t$	0,1	Mpa
E	2910	Mpa
$\epsilon_{cy}$	-0,0014	adim
$\epsilon_{cu}$	-0,0041	adim
$\epsilon_{ty}$	0,00003	adim
$\epsilon_{tu}$	0,00005	adim



## EFFETTI DEL RINFORZO DI SOLAI IN LEGNO NEL MIGLIORAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA – MODELLAZIONE NUMERICA DELLE PARETI

Da questi valori, si sono ricavati i seguenti dati F-s poi implementati nel modello numerico:

molle parte compressa		
t	380	mm
$\lambda (=h/2)$	500	mm
A infl molla	190000	mm <sup>2</sup>
Fcu	-752,4	kN
Ucu	-6,116	mm
Ucy	-2,039	mm

molle parte tesa		
t	380	mm
$\lambda (=h/2)$	500	mm
A infl molla	190000	mm <sup>2</sup>
Ftu	19000	kN
Utu	0,077	mm
Uty	0,051	mm

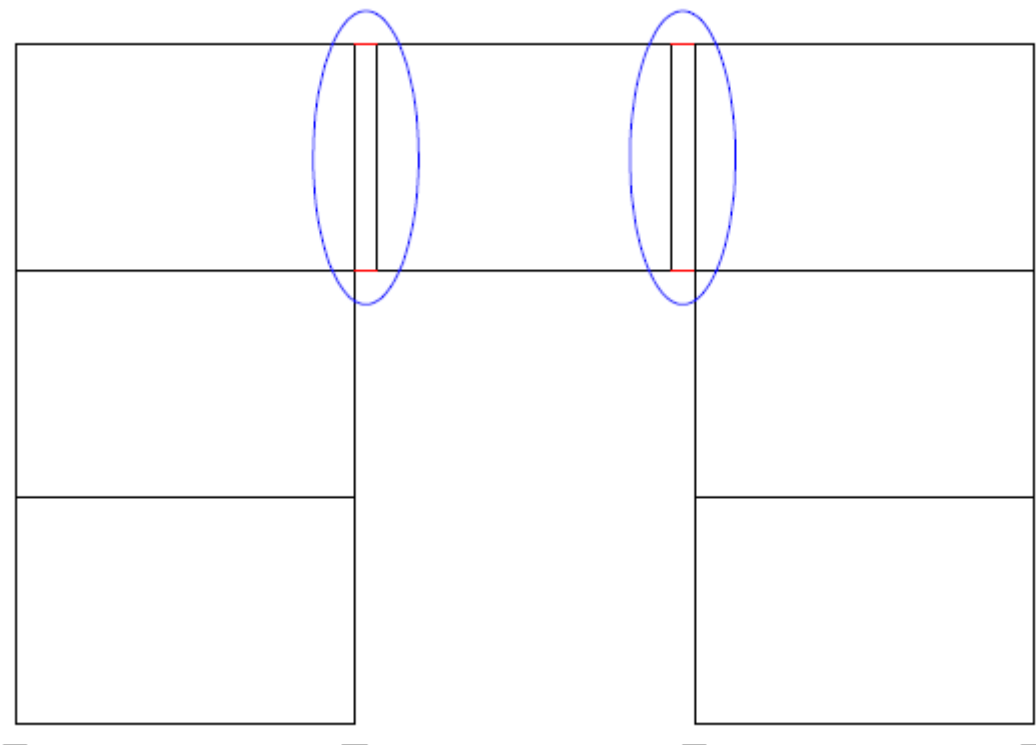
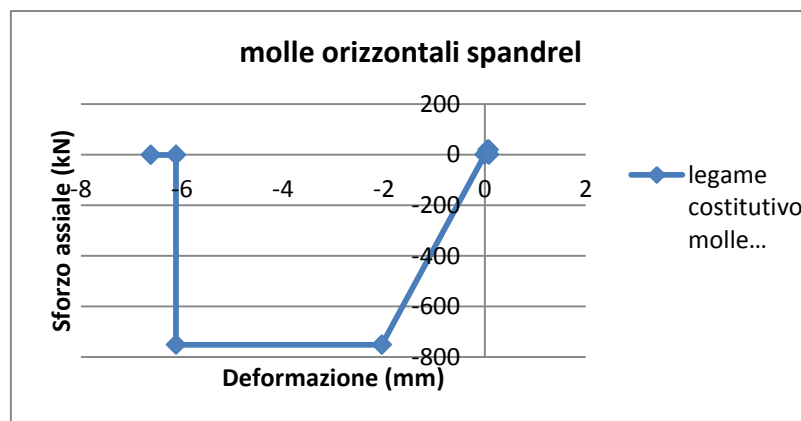


Figura 4-22: in rosso, le molle orizzontali spandrel

Nel modello si sono inseriti, quindi, i seguenti parametri:

```
#molle orizzontali spandrel
set mollaorizspand 4
set Fpp 19000.0921
set Upy 0.151477663
set Fppu 21000.0921
set Upu 0.177216495
set Fultp 0.0
set Uultp 15.177216495
set Fpc -752400.0
set Ucy -2.038515464
set Fpcu -752500.0
set Ucu -6.115546392
set Fultc 0.0
set Uultc -6.615546392
set pinchX 0
set pinchY 0
set damage1 0
set damage2 0

uniaxialMaterial Hysteretic $mollaorizspand $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp $Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2
```

Anche in questo caso, come nel caso dei singoli maschi murari, le fasce di piano potrebbero andare in crisi per ribaltamento. Come si vede dalla tabella sottostante, però, grazie all’inserimento dei tiranti questa modalità di rottura è molto improbabile che avvenga giacché il taglio ultimo così ricavato è molto elevato:

f <sub>yd</sub>	275	Mpa
Atot tiranti	1061,858	mm <sup>2</sup>
Fsnerv tiranti	292,011	kN
0.4f <sub>hd</sub> *h*t	601,92	kN
H <sub>p</sub>	292,011	kN
h	1000	mm
t	380	mm
<b>Mu</b>	<b>146,039</b>	<b>kNm</b>
l	1498	mm
<b>Vult=2*Mu/l</b>	<b>194,978</b>	<b>kN</b>

#### 4.4.3 Calibrazione molle diagonali spandrel

Esse saranno dimensionate per il meccanismo di rottura a taglio-fessurazione diagonale. Si passa ora alla calibrazione delle “molle diagonali spandrel”. Anche in questo caso, come nel caso delle molle diagonali tarate per il singolo maschio murario, si utilizza il metodo di Turnsek-Cacovic. In questo caso, però, le molle vengono tarate considerando come carico agente sulla fascia di piano, le forze dovute ai due tiranti  $F_y$  le quali comprimono la fascia e aumentano così la resistenza a taglio-fessurazione diagonale.



## EFFETTI DEL RINFORZO DI SOLAI IN LEGNO NEL MIGLIORAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA – MODELLAZIONE NUMERICA DELLE PARETI

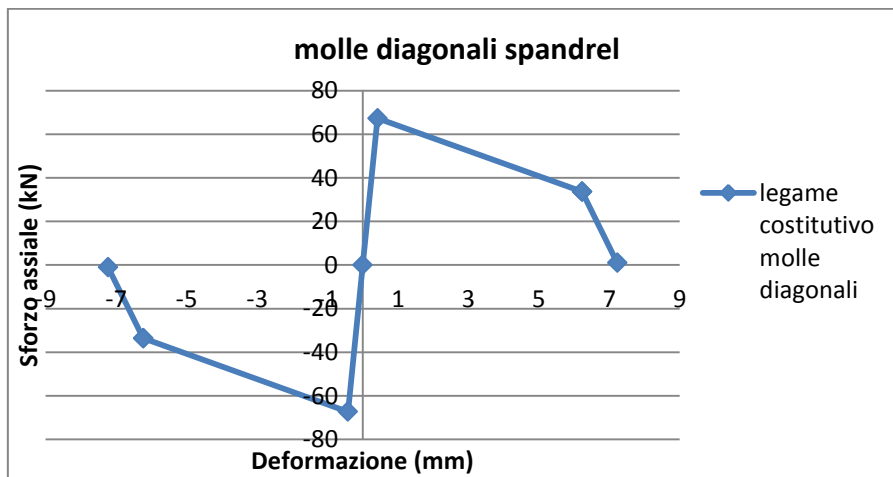
Analogamente al pannello murario portante, si ricava il taglio ultimo a taglio fessurazione diagonale pari a:

CRITERIO ALLA CACOVIC		
coeff b	1	adim
At	380000	mm <sup>2</sup>
$\tau_0$	0,1	Mpa
$\phi$	0,5	adim
$\tau_k$	0,1	Mpa
Tk	38	kN
Ftiranti	292,011	kN
Tu(P)	111,984	kN

Si ricavano, quindi, i seguenti risultati per le molle diagonali:

Molle diagonali ambo reagenti		
G	875	Mpa
Gt	175	Mpa
$\Delta y$	0,505	mm
angolo diag	0,589	rad
allung molla y	0,42	mm
num molle diagonali	2	
Kel	240336,321	N/mm
Ksoft	48067,264	N/mm
Fy	67,322	kN
$\gamma_u$ (deform ang ultima)	0,005	
allung ult molla	6,23	mm
Fu	33,661	kN
Ksoft, reale	5793,718	N/mm

Il legame F-s di queste molle sarà, quindi, del tipo:



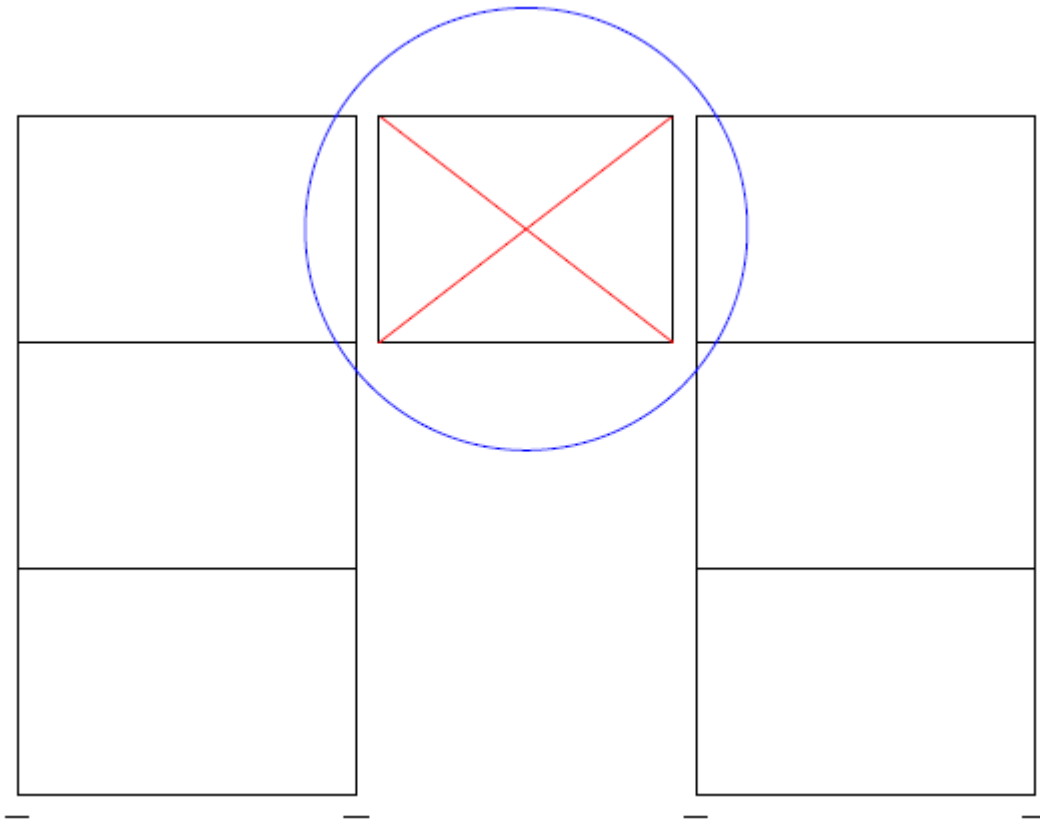


Figura 4-23: in rosso, le molle diagonali spandrel

Nel modello si sono inseriti, quindi, i seguenti parametri:

```
#molle diagonali l_diagspan
set molladiagspand 5
set Fpp 67321.6749
set Upy [expr 0.419611437/$l_diagspan]
set Fppu 33660.83745
set Upu [expr 6.229496419/$l_diagspan]
set Fultp 1000.0
set Uultp [expr 7.229496419/$l_diagspan]
set Fpc -67321.6749
set Ucy [expr -0.419611437/$l_diagspan]
set Fpcu -33660.83745
set Ucu [expr -6.229496419/$l_diagspan]
set Fultc -1000.0
set Uultc [expr -7.229496419/$l_diagspan]
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0
set beta 0.8

uniaxialMaterial Hysteretic $molladiagspand $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp $Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 $beta
```

Anche in questo caso, si è inserito il parametro “beta=0.8” il quale è indice di danno della muratura: infatti, appena la fascia di piano inizia a fessurare, ci sarà un degrado di resistenza (il valore “0.8” si è ricavato ad hoc di modo che i risultati da modello coincidano con quelli della la prova sperimentale). Il danneggiamento entrerà in gioco solo dopo che il taglio agente avrà superato il valore di picco del legame costitutivo della muratura, ovvero appena essa inizierà a fessurarsi.

**4.4.4 Calibrazione molle verticali spandrel**

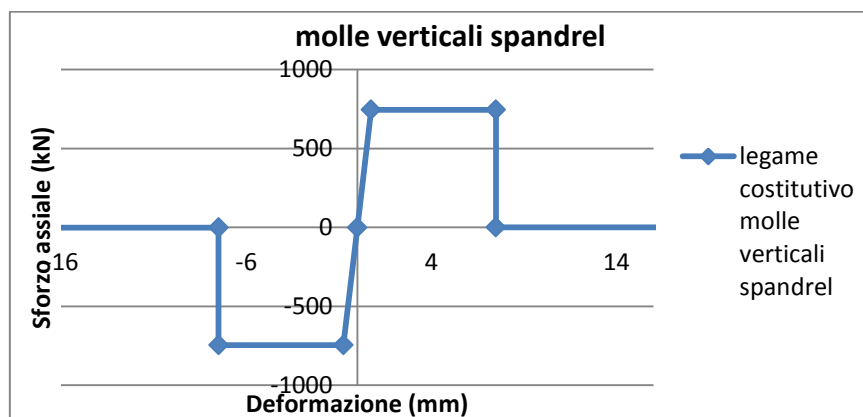
Esse saranno dimensionate per il meccanismo di rottura a taglio-scorrimento.

Per la taratura di queste molle si è utilizzato, come per il caso delle molle trasversali del maschio murario, l'attrito alla Mohr-Coulomb nella quale entrano in gioco le forze  $F_y$  dei tiranti come forze di compressione. La resistenza a taglio in senso verticale è stata maggiorata tramite un coefficiente giacché la muratura resiste molto bene a taglio scorrimento in senso verticale, considerando anche un effetto di "incatenamento" tra i vari mattoni.

Il taglio ultimo per scorrimento è stato ricavato come:

ATTRITO MOHR COULOMB		
coesione c	0,2	N/mm <sup>2</sup>
Am	380000	mm <sup>2</sup>
coeff attrito phi	0,5	
Ftiranti	146,006	kN
Pm	146,006	kN
coeff maggiorativo per taglio verticale	10	
num molle	2	
<b>Tm(P)</b>	<b>745,014</b>	<b>kN</b>
delta max	7,49	mm

Le molle verticali spandrel seguiranno, dunque, la seguente legge F-s:



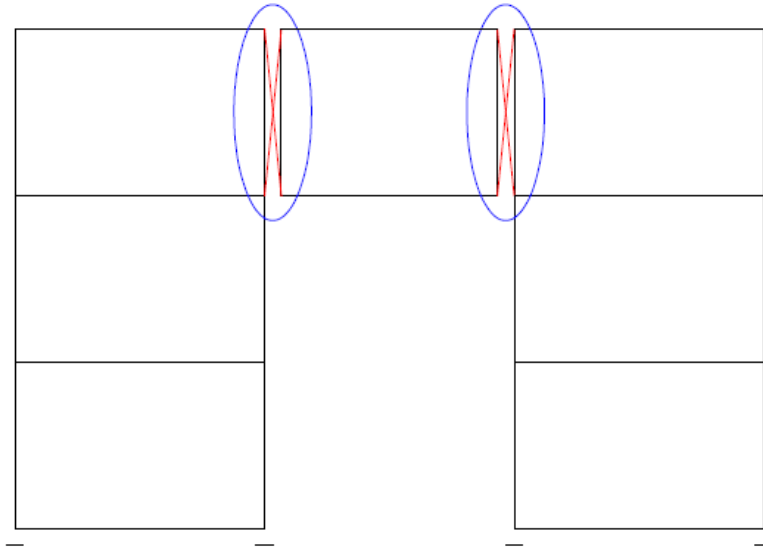


Figura 4-24: in rosso, le molle verticali spandrel

Nel modello si sono inseriti, quindi, i seguenti parametri:

```
#molle verticali 1_vertspan
set mollavertspan 6
set Fpp 745013.7964
set Upy [expr 0.749/$1_vertspan]
set Fppu 745113.7964
set Upu [expr 7.49/$1_vertspan]
set Fultp 0.0
set Uultp [expr 8.0/$1_vertspan]
set Fpc -745013.7964
set Ucy [expr -0.749/$1_vertspan]
set Fpcu -745113.7964
set Ucu [expr -7.49/$1_vertspan]
set Fultc 0.0
set Uultc [expr -8.0/$1_vertspan]
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0

uniaxialMaterial Hysteretic $mollavertspan $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp $Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2
```

Per le molle verticali spandrel si è deciso di inserire due molle con legge costitutiva simmetrica. Altrimenti, si sarebbe potuto inserire un'unica molla con caratteristiche resistenti “doppie”.

OSS. Come già scritto nella presente tesi per le molle trasversali del maschio murario, anche in questo caso si sarebbe potuta assegnare una legge costitutiva in funzione del carico P agente nel modello, ovvero “collegare” la risposta delle molle verticali spandrel (dovuta all’attrito di Mohr-Coulomb) alla reazione agente nelle molle orizzontali spandrel (per presso-flessione). Si sarebbe inoltre potuto aumentare il numero di molle orizzontali spandrel per avere una migliore precisione sul numero di molle in trazione e in compressione. Ciò non è stato fatto per diminuire l’onere computazionale del modello.

#### 4.5 Calibrazione beam per il fuori piano

Per la calibrazione dei beam fuori-piano, si fa riferimento alle formule delle NTC'08 per il momento ultimo delle murature nel fuori piano. La seguente modellazione di questi beam è, dunque, cautelativa ma comunque necessaria per avere un'ulteriore resistenza della muratura e minori spostamenti del solaio.

Questi elementi saranno inseriti in corrispondenza dei nodi laterali del solaio non vincolati dai due muri laterali resistenti al sisma e saranno tarati, quindi, in base alla loro area di influenza. Di conseguenza, più il solaio è discretizzato, più il modello sarà realistico giacché ci saranno diversi beam che contribuiscono alla resistenza nel fuori piano.

Dalle NTC'08 (capitolo 7.8.2.2.3 *“Pressoflessione fuori piano”*) si ha che: *“Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete è calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a  $0,85 f_d$  e trascurando la resistenza a trazione della muratura.”*

Di conseguenza, si ottiene la seguente formula (simile alla verifica a pressoflessione nel piano, in cui si è sostituito lo spessore “t” alla larghezza “l”):

$$M_{ult} = \left( t^2 * l * \frac{\sigma_0}{2} \right) * \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0.85 * f_d} \right)$$

Dove:

- $M_{ult}$ : è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
- l: è la larghezza complessiva alla parete (inclusiva della zona tesa);
- t: è lo spessore della zona compressa della parete;
- $\sigma_0$ : è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ( $\sigma_0=P/(lt)$ , con P forza assiale agente positiva se di compressione). Se P è di trazione,  $M_{ult}=0$ ;
- $f_d=f_k/\gamma_M$ : è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Dopo aver calcolato il valore del momento ultimo della parete in muratura, si è passati, quindi, alla taratura dei parametri che saranno inseriti nel modello.

Per le caratteristiche inerziali da inserire nel modello, si valuta la rigidezza del sistema come se fosse una mensola (incastrata alla base e libera in sommità) con un momento esterno applicato pari a  $M_{ult}$ :

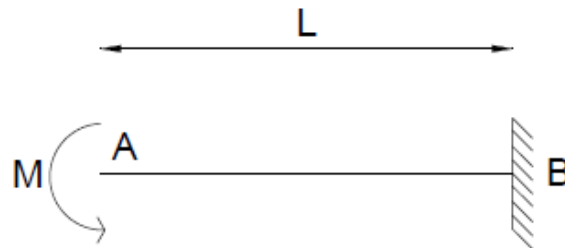
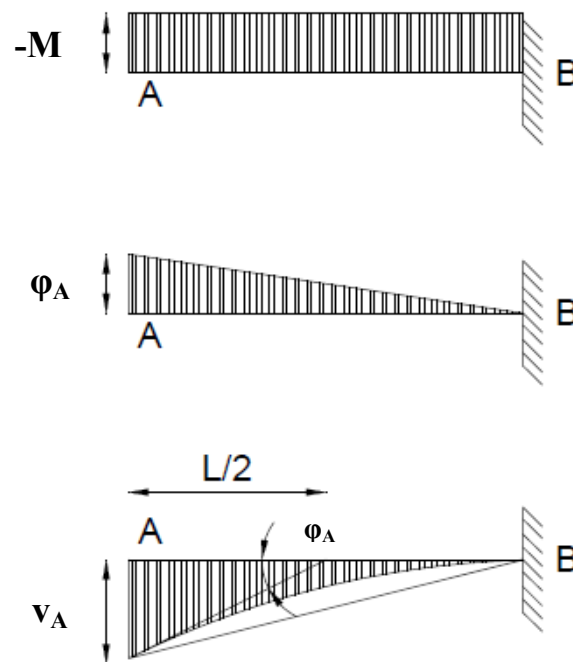


Figura 4-25: schema utilizzato per la rigidezza dei beam assegnati al modello

La struttura è perciò isostatica e, dunque, il diagrammi dei momenti è costante.

I valori di  $v_A$  e  $\varphi_A$  possono essere ricavati dal Principio dei Lavori Virtuali, ottenendo quindi i seguenti risultati:



ovvero:

$$\varphi_A = \frac{M * l}{E * I} \quad e \quad v_A = \frac{M * l^2}{2 * E * I}$$

## EFFETTI DEL RINFORZO DI SOLAI IN LEGNO NEL MIGLIORAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA – MODELLAZIONE NUMERICA DELLE PARETI

Infine, si è ricavato il valore del momento di inerzia  $I$  (unica incognita) da inserire nel modello tale per cui con il momento ultimo ricavato precedentemente tramite le Norme Tecniche, si raggiunga uno spostamento ultimo della muratura fuori piano  $v_A$  pari a  $\varphi_A * h$  dove  $h$ =altezza del muro (3m) e  $\varphi_A$ =deformazione angolare ultima assunta pari allo 0.1%.

Per il calcolo del carico verticale agente, si è considerato metà peso proprio del muro non portante (lungo 5m ma preso con una lunghezza di influenza pari 2.5m), supponendo che al centro del muro vi sia una fascia di piano alta 1m e lunga 1.5m. Essendo il muro non portante, non è stato calcolato alcun carico verticale aggiuntivo dovuto al solaio, trascurando così l'effetto dell'ingranamento sugli spigoli della scatola muraria.

Dunque, sono stati ricavati i seguenti valori:

t	380	mm
l metà parete (l di influenza)	2500	mm
$\sigma_0$	0.032	N/mm <sup>2</sup>
$f_k$	7.92	N/mm <sup>2</sup>
Mu	5820053.583	Nmm
E	2910	N/mm <sup>2</sup>
$\vartheta_u$ (deform ang ultima)	0.001	
h altezza	3000	mm
v spost ultimo fuori piano	3.00	mm
I=momento d'inerzia	3000027620	mm <sup>4</sup>
Tu	1.940	kN

Da “*OpenSees Command Language Manual*” (di S. Mazzoni, F. McKenna, M.H. Scott, G.L. Fenves, et al. 2007), si è scelto di utilizzare come materiale: “*Elastic Beam Column Element*”, ovvero i beam per il fuori piano della muratura sono stati modellati come elastici lineari. Per la definizione di tutti i parametri e approfondimenti sul materiale scelto, si rimanda al manuale del software.

Nel modello si sono inseriti, quindi, i seguenti parametri:

```
#beam per il fuori piano
set I 3000027620.0
element elasticBeamColumn 240000 50001 50002 1.0 2910.0 1.0 1.0 $I $I $transfTag
element elasticBeamColumn 250000 80001 80002 1.0 2910.0 1.0 1.0 $I $I $transfTag
# element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $G $J $Iy $Iz $transfTag
```

OSS. L'ipotesi che il beam per il fuori piano rimanga in campo elastico è sicuramente un'approssimazione soprattutto perché esso continuerà a deformarsi per qualsiasi valore di spostamento del solaio.

Ciò è accettabile in quanto è stata prevista la presenza di tiranti anche per i muri non portanti i quali daranno una resistenza a trazione aggiuntiva non considerata nella formula da Normativa. Inoltre, come si vedrà nei casi studio del presente elaborato, si è notato che questi beam per il fuori piano avranno uno spostamento in sommità di molto inferiore allo spostamento limite per il ribaltamento del pannello nel fuori piano (pari a circa metà dello spessore).



## 5 TIPOLOGIE DI RINFORZO DEI SOLAI E MODELLAZIONE

In questo capitolo verranno analizzate brevemente le tipologie di rinforzi di solai in legno utilizzate poi nel seguito del presente elaborato.

Per una trattazione più dettagliata riguardo la modellazione del solaio e per un maggior numero di tipologie di rinforzo, si rimanda all'elaborato di tesi di M. Tonon dal titolo: *“Effetti del rinforzo di solai in legno nel miglioramento sismico di edifici esistenti in muratura - modellazione numerica dei solai”*.

Nella presente tesi si è voluto studiare il comportamento della muratura considerando in particolare due diverse tipologie di consolidamento di solai lignei, comunemente utilizzate nelle ristrutturazioni di edifici storici, i quali si diversificano per il grado di irrigidimento che conferiscono al solaio stesso:

- Solaio rinforzato con doppio tavolato in legno a 45°;
- Solaio rinforzato con soletta in calcestruzzo armato.

Si sono scelte queste tipologie di rinforzo per rappresentare i due casi limite, ovvero la stessa struttura verrà analizzata sia con solaio flessibile (col tavolato in legno a 45°) che con solaio rigido (con soletta in calcestruzzo). Per le tipologie di solaio con rigidità intermedie si rimanda nuovamente al già citato elaborato di M. Tonon.

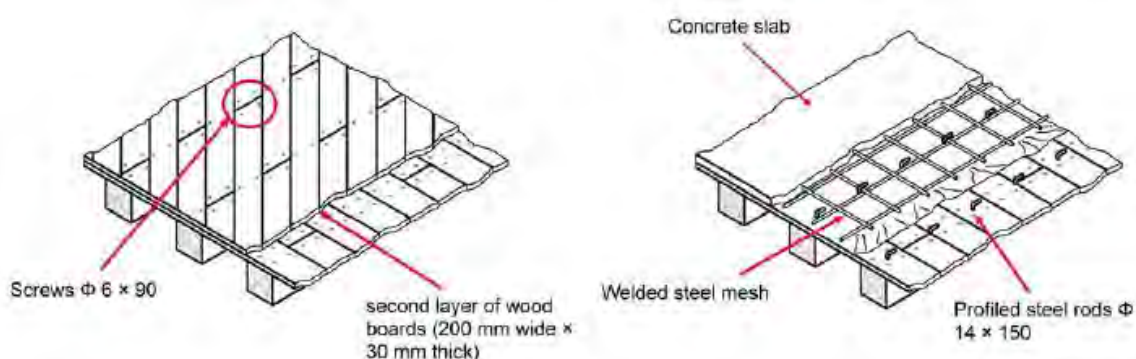


Figura 5-1: le due tipologie di consolidamento analizzate (da Piazza, Baldessari et al.)

Per entrambe queste due tipologie di consolidamento si sono valutate le rispettive caratteristiche riproducendone il comportamento, confrontandosi con delle prove

cicliche effettuate dall'Università di Trento (Piazza, Baldessari e Tomasi, 2008: *"The Role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings"*).

OSS. Come si vedrà in seguito, entrambe le tipologie di rinforzo rendono il solaio abbastanza rigido. Si rimanda nuovamente all'elaborato di tesi di M. Tonon per lo studio di solai più flessibili.

### 5.1 Calibrazione dei solai

La modellazione dei solai viene effettuata con l'ausilio del programma Opensees in cui si è schematizzato il solaio di dimensioni in pianta di 5,00X4,00 m suddividendolo in moduli rettangolari di lati 2,5X1,5 m realizzati tramite truss infinitamente rigidi (già analizzati nei capitoli precedenti). Ogni modulo è caratterizzato da una molla diagonale a cui sono state attribuite le caratteristiche del solaio studiato.

Il solaio così definito è stato vincolato tramite l'applicazione di due cerniere nei nodi alle estremità del lato di lunghezza maggiore di 5,00 m così da riprodurre fedelmente le condizioni di vincolo della prova sperimentale.

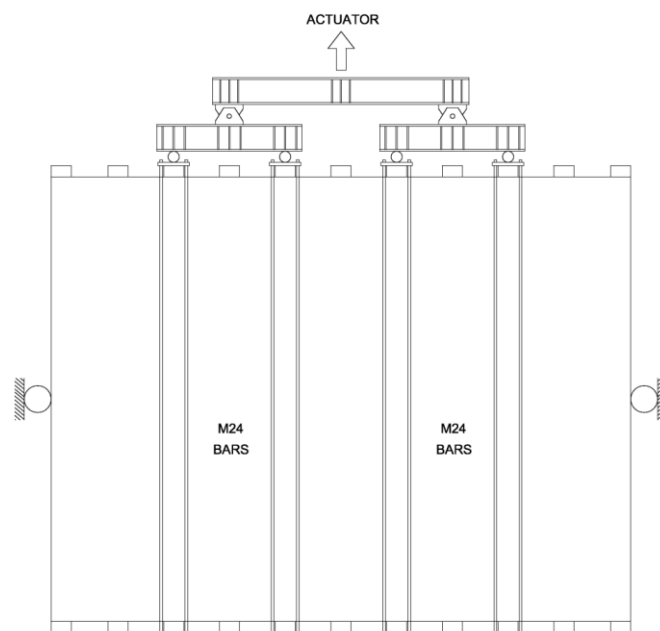


Figura 5-2: schema della prova sperimentale (da Piazza, Baldessari et al.)

Il comportamento della specifica tipologia di solaio è stato attribuito alle molle diagonali le quali sono state definite attraverso una subroutine che definisce il ciclo di Peanching4. I valori del ciclo di Peanching4 sono stati definiti a partire dai dati della prova sperimentale in modo tale che le molle siano in grado di riprodurre il più fedelmente possibile il comportamento del solaio osservato nella prova sperimentale.

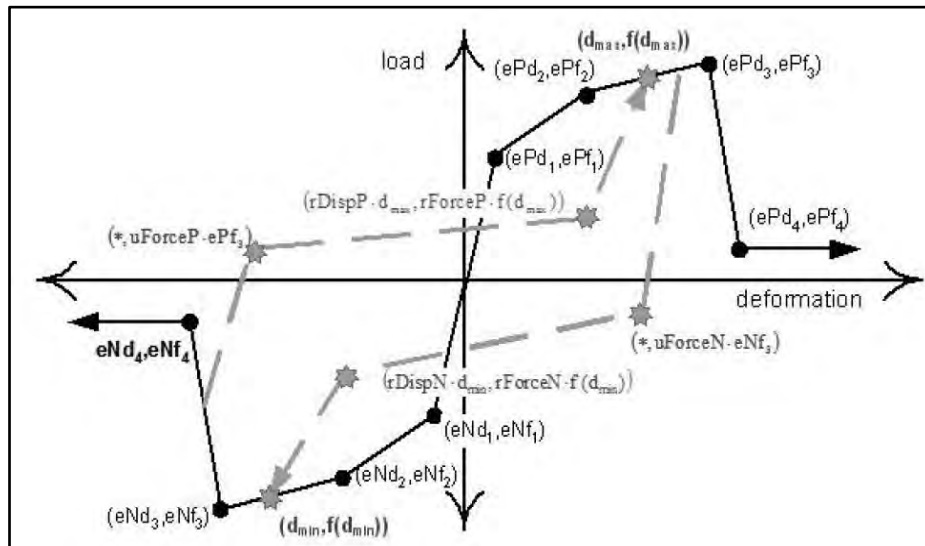


Figura 5-3: Definizione del modello Pinching4 (da S.Mazzoni et al.)

Questo elemento, preso dal manuale OpenSees (S. Mazzoni et al., 2007) è stato utilizzato per la caratterizzazione delle molle del solaio. Esso è stato scelto perché permette la modellazione di materiali che rappresentano una risposta carico-spostamento “pinched” e che mostrano un degrado di resistenza e di rigidezza sotto carichi ciclici, come nei solai trattati.

## 5.2 Brevi cenni sul solaio con doppio tavolato a 45°

Questo primo metodo di consolidazione del solaio consiste nella realizzazione di una soletta lineare mediante la posa di un ulteriore tavolato, composto da tavole aventi sezione 20x3 cm, disposto a 45° rispetto la direzione longitudinale della travatura esistente. La connessione tra i due tavolati è stata realizzata mediante viti  $\phi 6 \times 90$  mm: sono state utilizzate due viti per ogni intersezione tra tavole appartenenti ai due diversi livelli di tavolato.

Nella tabella sottostante sono riportate sinteticamente tutte le caratteristiche geometriche e dei materiali utilizzati nella realizzazione di questa tipologia di solaio.

Beam		Simple boards	
n.	11	n.	80
Material	GL24c	Material	C22
E	11,6 GPa	E	10 GPa
Section	18x18 cm <sup>2</sup>	Section	20x3 cm <sup>2</sup>
Span	50 cm	Length	60-160 cm
Floor dim.	5,2x4,2 m <sup>2</sup>	Total area	5,2x4,2 m <sup>2</sup>
Boards connections		4 nails $\phi 2,8 \times 80$ mm / beam	
<b>Floor reinforcement - second boards</b>			
n.	64		
Material	C22		
E	10 GPa		
Section	20x3 cm <sup>2</sup>		
Length	50-290 cm		
Laying	45°		
Total area	5,2x4,2 m <sup>2</sup>		
Connections	2 screws $\phi 6 \times 90$ mm / board / beam		
<b>Tie-beam reinforcement</b>			
Parallel to load	Element dim.	80x5x3860 mm	
	Material	Fe430	
	E	210 GPa	
	Position	external beam	
	Connections	screws $\phi 10 \times 160$ / 30 cm	
Orthogonal to load	Test	monotonic and cyclic test	
	Element dim.	75x5x5200 mm	
	Material	Fe430	
	E	210 GPa	
	Position	end of floor	
Connections	screws $\phi 10 \times 160$ / beam		
Test	cyclic test		

Figura 5-4: Tabella riassuntiva delle caratteristiche del solaio rinforzato con tavolato 45° (da Piazza, Baldessari et al.)

### 5.2.1 Prova sperimentale solaio

Dalla prova sperimentale dell'Università di Trento, si è studiato il seguente ciclo isteretico della tipologia di solaio in analisi, il quale rappresenta la relazione tra forza applicata e il corrispondente spostamento in mezzera del solaio:

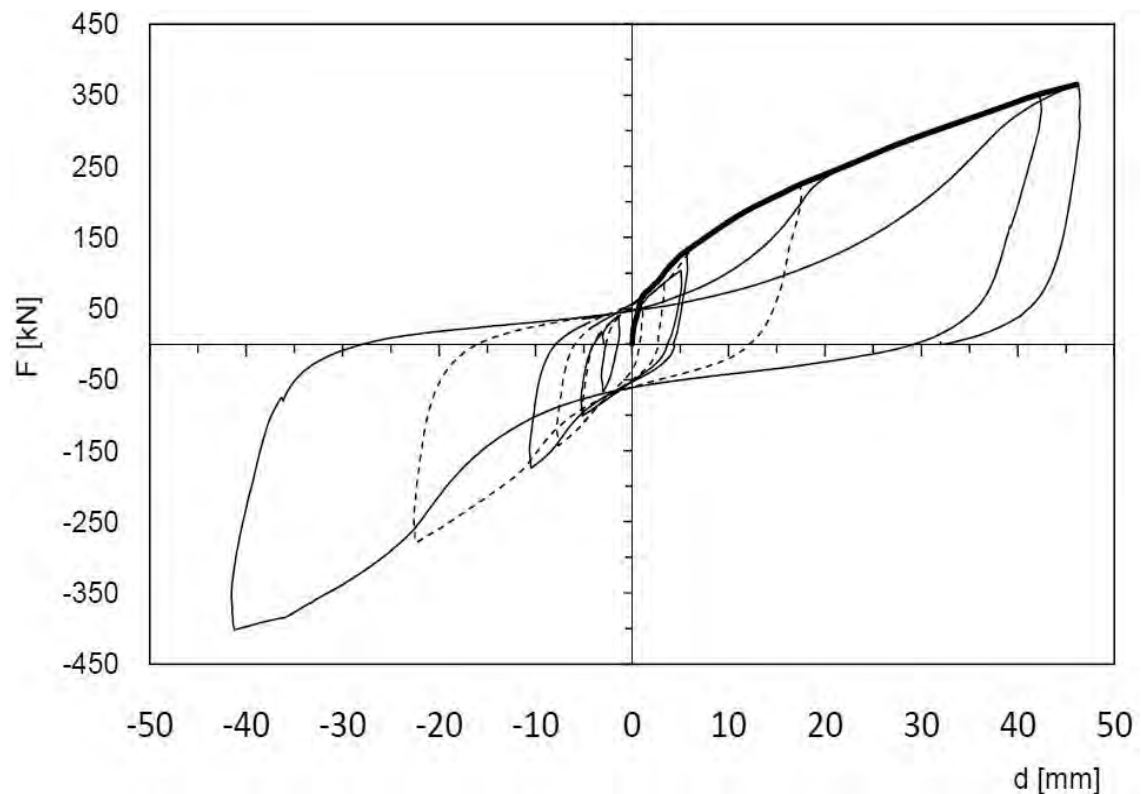


Figura 5-5: Ciclo di carico-spostamento della prova sperimentale del solaio rinforzato con tavolato a 45° (da Piazza, Baldessari et al.)

### 5.2.2 Modello Numerico del solaio

Come anticipato, i valori caratterizzanti le molle del modello numerico sono stati definiti a partire dai dati ottenuti dalla prova sperimentale.

Per la modellazione delle molle diagonali del solaio, sono stati tarati così i seguenti parametri per mezzo del programma Excel (il ciclo sperimentale non ha un comportamento simmetrico perciò si sono analizzati i due singoli cicli):

CICLO POSITIVO			
VALORI SPERIMENTALI		VALORI OPENSEES	
$\Delta x$	F	$\Delta I$	$\Delta N$
0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	80.00	1.25	32.02
12.00	190.00	7.50	76.04
46.00	370.00	28.74	148.07
55.00	30.00	34.36	12.01

CICLO NEGATIVO			
VALORI SPERIMENTALI		VALORI OPENSEES	
$\Delta x$	F	$\Delta I$	$\Delta N$
0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	80.00	1.25	32.02
12.00	190.00	7.50	76.04
46.00	370.00	28.74	148.07
55.00	30.00	34.36	12.01

Per la definizione del comportamento del solaio vengono infine definiti i valori rappresentanti il ciclo di Pinching, ottenuti considerando un comportamento del solaio il più vicino possibile a quello derivante dalla prova sperimentale.

CICLO DI PINCHING4			
rDispP	0.37	rDispN	0.24
rForceP	0.27	rForceN	0.25
uForceP	-0.07	uForceN	-0.03

Per mezzo di questi parametri, inseriti nel calcolatore, si sono ottenuti i risultati visibili dalla figura 5-6: il modello del solaio appena descritto (curva rossa) è rappresentativo sia qualitativamente che quantitativamente del comportamento del solaio della prova sperimentale.

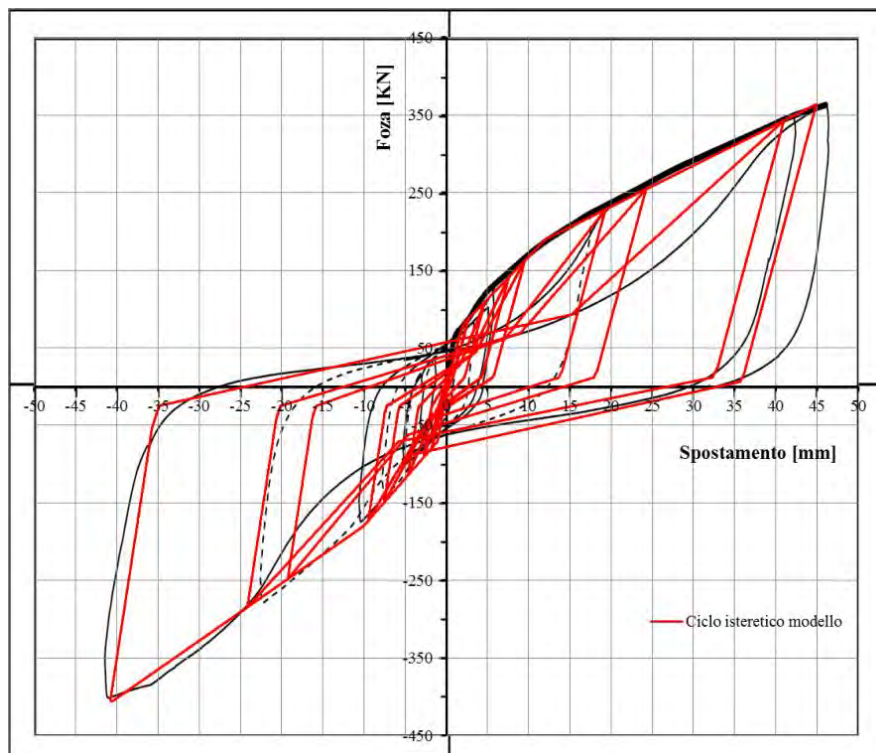


Figura 5-6: Ciclo isteretico del modello del solaio con tavolato a 45°

### 5.3 Brevi cenni sul solaio con soletta in c.a.

Questa tipologia di rinforzo del solaio è una delle prime adottate in ordine cronologico e si basa sul metodo proposto da Turrini e Piazza (1983) consistente nella realizzazione di una soletta di calcestruzzo armato al di sopra dell'assito esistente.

Di seguito, è riportato un breve riassunto dell' tipologia di rinforzo adottata nella prova. La soletta di calcestruzzo è di spessore di 5 cm e viene collegata alle travi componenti il solaio tramite barre di acciaio edile oppure, di recente utilizzo, mediante connettori di tipo piolo/rampone di diverse fattezze e produzioni. Per completare l'opera è necessario ancorare la soletta alla muratura esistente disponendo barre in acciaio edile B450C di diametro 16 mm in parte annegate nel getto di calcestruzzo n parte infisse nel muro con angolazione negativa di 45°. In particolare l'infissione nella muratura avviene previa foratura della muratura stessa con riempimento di malta bi-componente ad alta resistenza.

Le caratteristiche del solaio in esame sono riportate nella seguente tabella riassuntiva.

Beam		Simple boards	
n.	11	n.	80
Material	GL24c	Material	C22
E	11,6 GPa	E	10 GPa
Section	18x18 cm <sup>2</sup>	Section	20x3 cm <sup>2</sup>
Span	50 cm	Length	60-160 cm
Floor dim.	5,2x4,2 m <sup>2</sup>	Total area	5,2x4,2 m <sup>2</sup>
Boards connections		4 nails ø2,8x80 mm / beam	
Floor reinforcement - concrete slab			
Layers		3	
Material		Rck 30	
E		30 GPa	
Thickness		5 cm	
Total area		5,2x4,2 m <sup>2</sup>	
Connections		bars B450C ø14 / 20-30 cm	
Distribute reinforcement		B450C ø 6, 20x20 cm	
Tie-beam reinforcement			
Parallel to load	Element dim.	3 ø14	
	Material	B450C	
	Position	external beam	
	Test	monotonic and cyclic test	
Orthogonal to load	Element dim.	3 ø14	
	Material	B450C	
	Position	end of floor	
	Test	monotonic and cyclic test	

Figura 5-7: Tabella riassuntiva delle caratteristiche del solaio rinforzato con soletta in c.a. (da Piazza, Baldessari et al.)

### 5.3.1 Prova sperimentale solaio

Dalla prova sperimentale dell'Università di Trento, si è studiato il seguente ciclo isteretico della tipologia di solaio in analisi, il quale rappresenta la relazione tra forza applicata e il corrispondente spostamento in mezzeria del solaio:

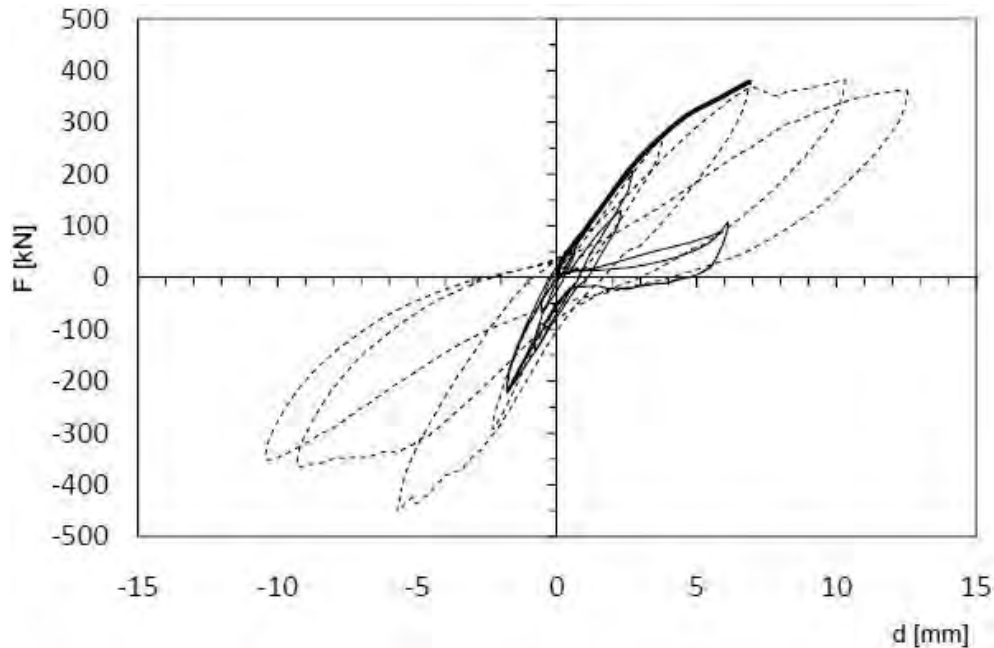


Figura 5-8: Ciclo di carico-spostamento della prova sperimentale del solaio rinforzato con soletta in calcestruzzo armato (da Piazza, Baldessari et al.)

Come si può osservare dal grafico questa tipologia di consolidazione del solaio risulta essere più rigida della precedente con rinforzo con tavolato a 45°.

### 5.3.2 Modello Numerico del solaio

Come anticipato, i valori caratterizzanti le molle del modello numerico sono stati definiti a partire dai dati ottenuti dalla prova sperimentale. Per un miglior dettaglio della modellazione numerica del solaio, si rimanda alla già citata tesi di M.Tonon.

Per la modellazione delle molle diagonali del solaio, sono stati tarati così i seguenti parametri per mezzo del programma Excel (il ciclo sperimentale non ha un comportamento simmetrico perciò si sono analizzati i due singoli cicli):



**EFFETTI DEL RINFORZO DI SOLAI IN LEGNO NEL MIGLIORAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA – MODELLAZIONE NUMERICA DELLE PARETI**

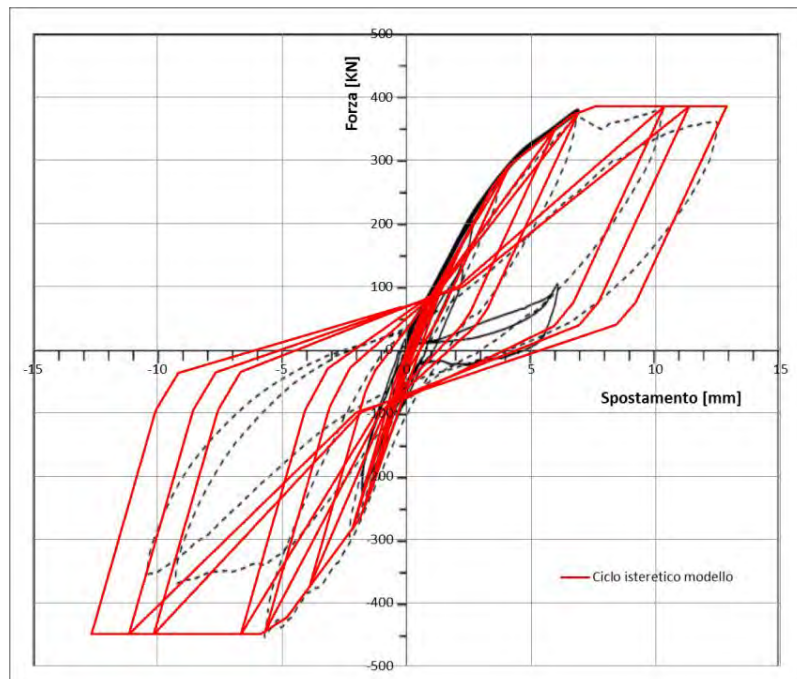
CICLO POSITIVO			
VALORI SPERIMENTALI		VALORI OPENSEES	
$\Delta x$	F	$\Delta I$	$\Delta N$
0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	43.00	0.31	17.21
3.70	280.00	2.31	112.05
7.00	385.00	4.37	154.08
12.50	385.00	7.81	154.08

CICLO NEGATIVO			
VALORI SPERIMENTALI		VALORI OPENSEES	
$\Delta x$	F	$\Delta I$	$\Delta N$
0.00	0.00	0.00	0.00
-0.30	-43.00	-0.19	-17.21
-1.50	-250.00	-0.94	-100.05
-5.20	-450.00	-3.25	-180.09
-10.50	-450.00	-6.56	-180.09

Per la definizione del comportamento del solaio vengono infine definiti i valori rappresentanti il ciclo di Pinching, ottenuti considerando un comportamento del solaio il più vicino possibile a quello derivante dalla prova sperimentale.

CICLO DI PINCHING4			
rDispP	0.2	rDispN	0.18
rForceP	0.26	rForceN	0.22
uForceP	-0.11	uForceN	-0.1

Per mezzo di questi parametri, inseriti nel calcolatore, si sono ottenuti i risultati visibili nella figura 5-9: il modello del solaio appena descritto (curva rossa) è rappresentativo sia qualitativamente che quantitativamente del comportamento del solaio della prova sperimentale.



*Figura 5-9: Ciclo isteretico del modello del solaio con tavolato a 45°*

## 6 ESEMPIO PARETE DI 4.5m NEL PIANO X-Y

Nel presente paragrafo, si presenta la modellazione di un muro di lunghezza 4.5m (nel piano) comprensivo di due maschi murari di lunghezza 1.5m e altezza 3m cadauno, collegati in sommità da una fascia di piano di lunghezza di 1.5m e altezza 1m. Si è prevista, infatti, la presenza di un'apertura di altezza 2m (per un'eventuale finestra o porta).

Per questo esempio, si è eseguita un'analisi di tipo Push-over con uno spostamento massimo in sommità pari a 20mm (valore limite del collasso del maschio murario).

Nel proseguo della presente tesi, questo modulo (maschio + fascia di piano + maschio) sarà ripetuto per tutta la lunghezza del muro.

Per questo esempio, ci si è rifatti alla prova sperimentale MI3 già vista nei capitoli precedenti. Come carico verticale agente nei nodi dei soli maschi murari (si veda figura sottostante), si è preso come da prova una compressione di  $\sigma_m=1.20\text{MPa}$ , pari a 342KN su ogni nodo. A questo carico esterno è stato sommato il peso proprio del singolo maschio e un'aliquota del peso proprio della fascia di piano.

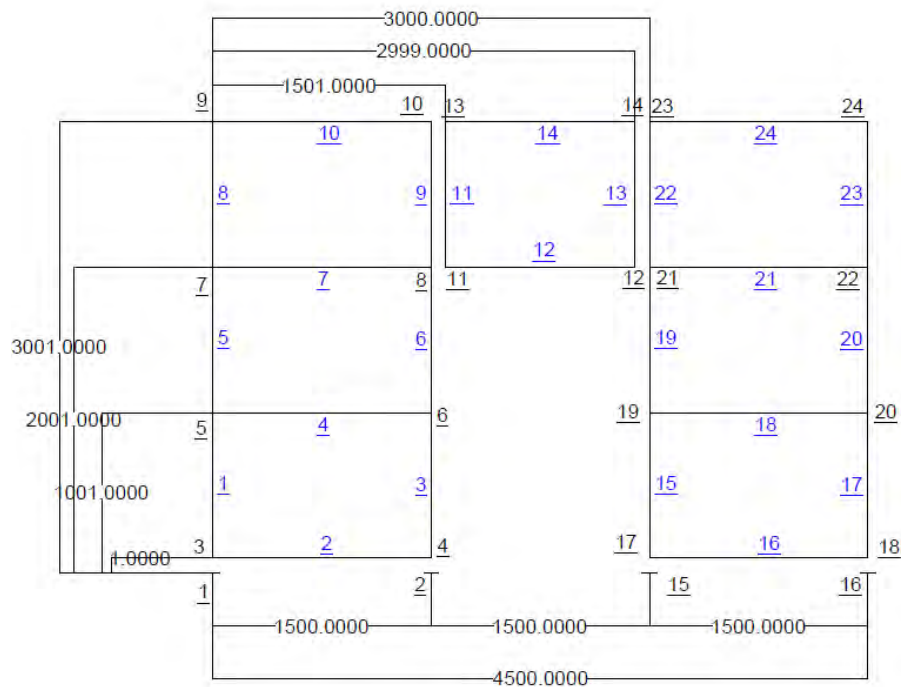


Figura 6-1: Macromodello utilizzato per l'esempio; in nero, la numerazione dei nodi e le quote (in mm); in blu, la numerazione dei truss infinitamente rigidi inseriti nel modello.

Per un motivo puramente di programmazione, è stato creato un distacco infinitesimale tra i blocchi (maschio/fascia di piano) e tra maschio e vincoli. Ciò è stato fatto per consentire l'inserimento delle molle assiali (le molle trasversali hanno comunque un angolo molto piccolo). Analogamente, la fascia di piano è stata ridotta in lunghezza di 1mm per parte per poter inserire le rispettive molle di collegamento con i due maschi murari.

In figura 6-2, si sono rappresentate le molle implementate nell'esempio. Esse hanno i seguenti colori:

- molle assiali in azzurro;
- molle trasversali in verde;
- molle diagonali in blu;
- molle verticali spandrel in viola;
- molle orizzontali spandrel in nero;
- molle diagonali spandrel in rosso.

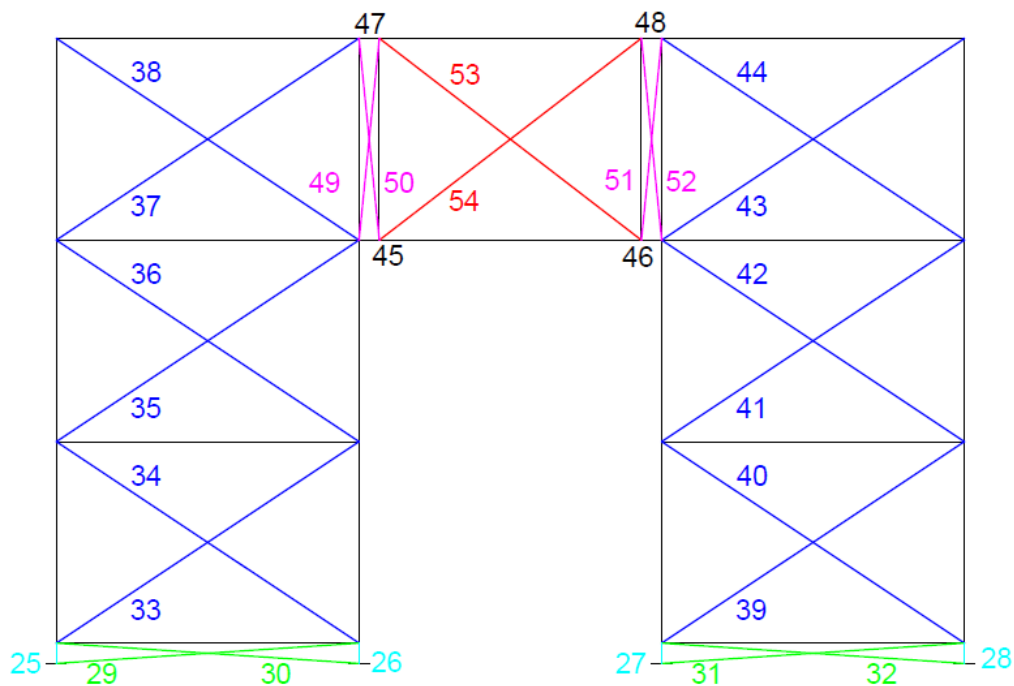


Figura 6-2: molle implementate nel modello

## ESEMPIO PARETE DI 4.5m NEL PIANO X-Y

OSS. La numerazione di tutti i nodi e di tutti gli elementi servirà, come vedremo, sia per la modellazione che per i file di output del programma con i quali si potrà osservare (mediante foglio di calcolo) la tipologia di rottura e il comportamento dell'intero muro.

In questo capitolo, per semplicità, non si mostreranno i dati di input inseriti per la modellazione delle singole molle (comunque già presenti nei capitoli precedenti).

Dal capitolo 6.1 verrà rappresentato lo "sfruttamento" della singola molla del singolo elemento per mezzo di grafici Excel. Tutto ciò si farà solo per quest'esempio per una migliore chiarezza espositiva (nei successivi saranno rappresentati solo i grafici più caratteristici).

La muratura è stata modellata con i seguenti parametri di resistenza (valori ricavati dalle prove sperimentali viste nei capitoli precedenti per murature esistenti):

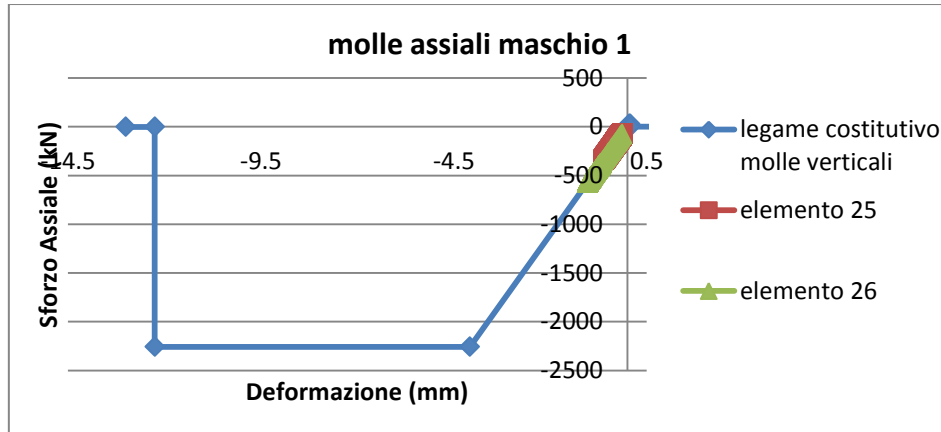
resist media a compressione della muratura	fu	-7.92	Mpa
resist a trazione della muratura	ft	0.1	Mpa
mod elast normale muratura (a $\sigma=0,33fu$ )	E	2910	Mpa
deform ultima compressione= $3*\epsilon_{cy}$	$\epsilon_{cu}$	$3*\epsilon_{cy}$	adim
deform ultima trazione= $1,5*\epsilon_{ty}$	$\epsilon_{tu}$	$1,5*\epsilon_{ty}$	adim

resist media a taglio a compressione nulla	$\tau_0$	0.1	Mpa
mod elast tangenziale muratura	G	875	Mpa
$20\%*G$	$G_t$	175	Mpa
coeff di coesione	c	0.2	Mpa
coeff di attrito	$\phi$	0.5	adim
peso specifico muratura	w	24	kN/m3

fasce di piano			
fhd= $50\%*fu$	fhd	-3.96	Mpa
$\phi$ tiranti	$\phi$	16	mm
A singola tiranti	A	201.0619298	mm2
fyd	fyd	275	Mpa
forza da applicare nel modello	F	55292.0307	N

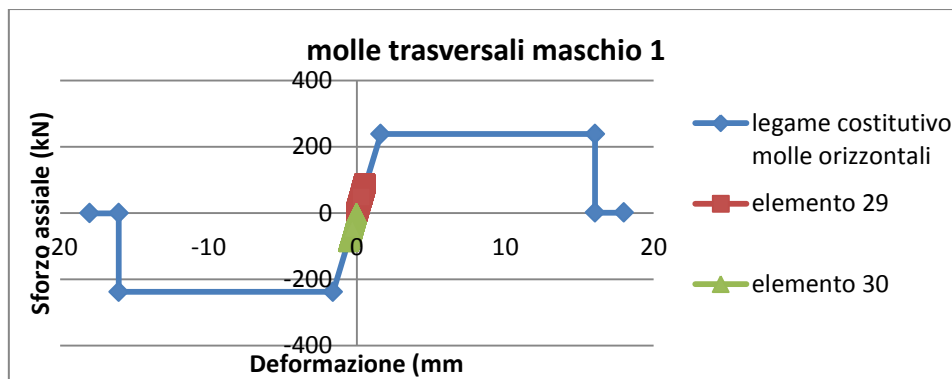
## 6.1 Molle Maschio Primo

- Molle assiali:



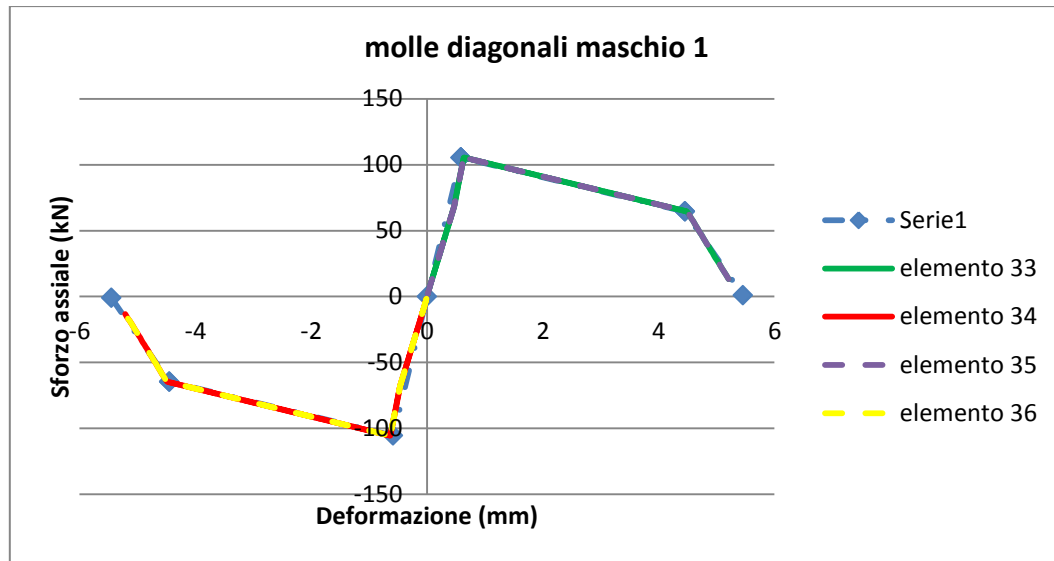
Da questo grafico Forza assiale-spostamento si evince che le molle di quest'elemento rimangono sempre compresse e in ramo elastico, ovvero non c'è rottura per pressoflessione né per ribaltamento.

- Molle trasversali:



Da questo grafico Forza assiale-spostamento si evince che le molle di quest'elemento rimangono in ramo elastico, ovvero non c'è rottura per taglio-scorrimento.

- Molle diagonali:



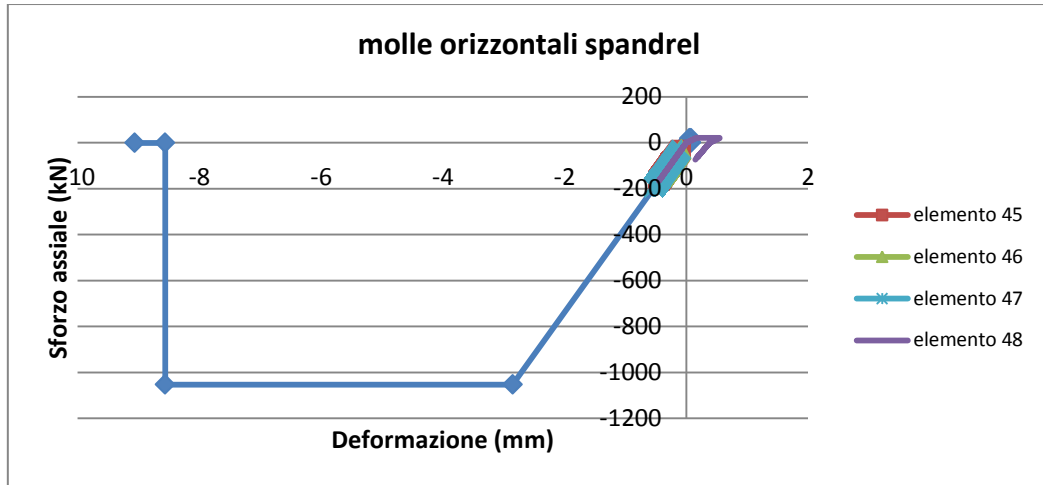
Da questo grafico Forza assiale-spostamento si evince che le molle diagonali sono entrate in crisi, ovvero il maschio primo si fessura diagonalmente (si ha rottura per taglio-fessurazione diagonale).

OSS. Si è notato che le molle diagonali delle zone di intersezione fra maschi murari e fasce di accoppiamento rimangono nel ramo elastico.

Nel capitolo 6.4, esse saranno denominate “molle diagonali superiori” e verranno modellate con elementi elastici per diminuire l’onere computazionale del modello.

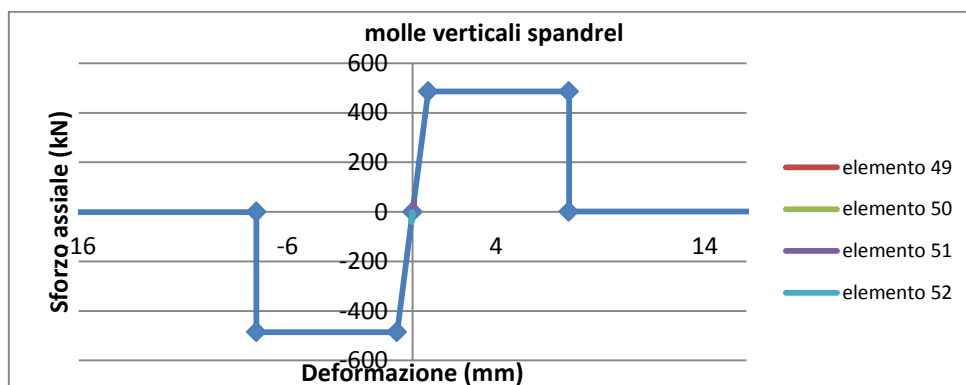
## 6.2 Molle Fascia di Piano

- Molle orizzontali spandrel:



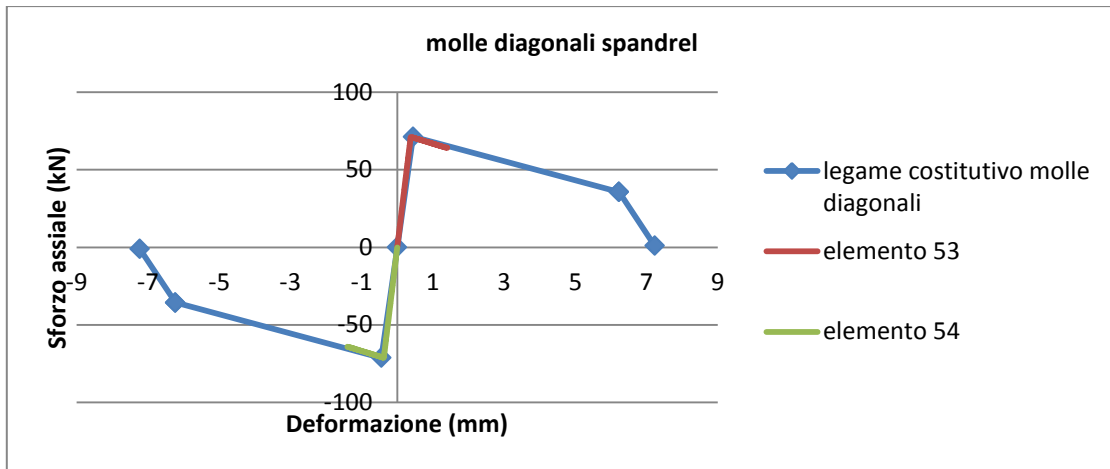
Da questo grafico Forza assiale-spostamento si evince che le molle orizzontali spandrel sono entrate in crisi, ovvero lo spandrel si rompe per trazione nell'elemento 48, ovvero il taglio dovuto al sisma supera la forza di snervamento dei trefoli. Il tratto discendente della curva viola in figura, significa che l'elemento continua a resistere a compressione.

- Molle verticali spandrel:



Da questo grafico Forza assiale-spostamento si evince che le molle di quest'elemento rimangono ampiamente in ramo elastico, ovvero non c'è rottura per taglio-scorrimento tra maschi e fascia di piano.

- Molle diagonali spandrel:



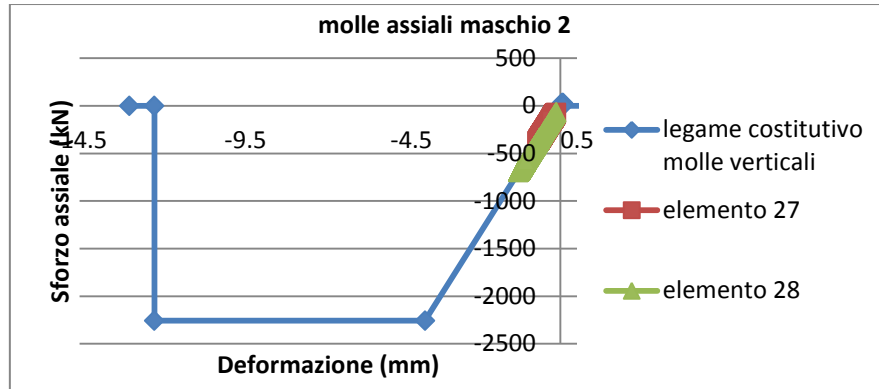
Da questo grafico Forza assiale-spostamento si evince che le molle diagonali spandrel hanno iniziato a fessurare ma non hanno raggiunto la rottura.

OSS. Da questi grafici delle “molle spandrel” si intuisce che i tiranti sono dimensionati in modo ottimale dato che entrano in crisi contemporaneamente sia i maschi murari (come osservato nel capitolo precedente e come vedremo nel capitolo successivo) che la fascia di piano.



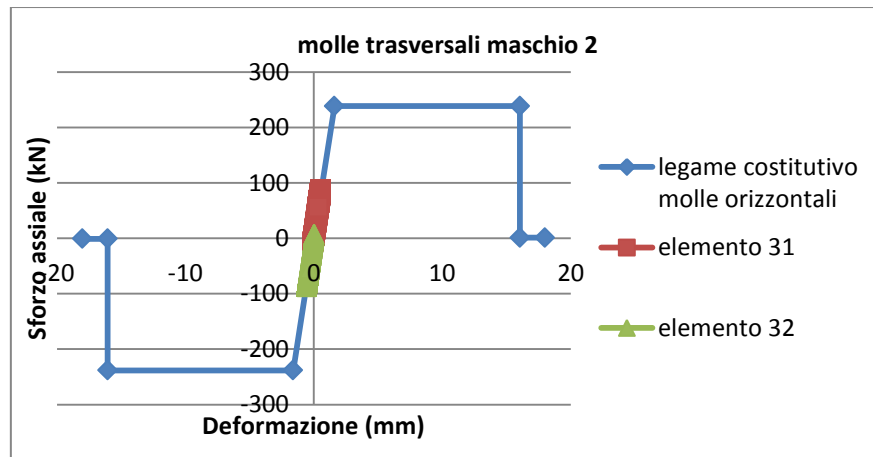
### 6.3 Molle Maschio Secondo

- Molle assiali:



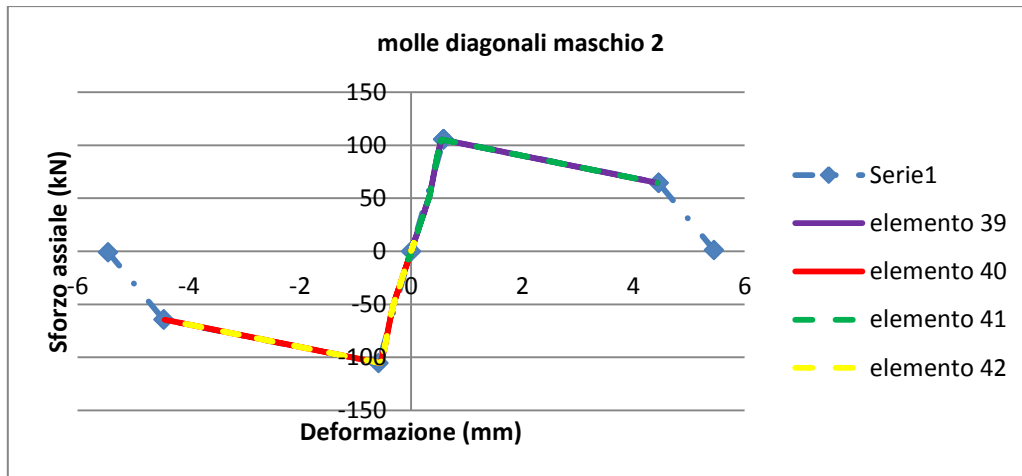
Da questo grafico Forza assiale-spostamento si evince che le molle di quest'elemento rimangono sempre compresse e in ramo elastico, ovvero non c'è rottura per pressoflessione né per ribaltamento, analogamente al "maschio primo".

- Molle trasversali:



Da questo grafico Forza assiale-spostamento si evince che le molle di quest'elemento rimangono in ramo elastico, ovvero non c'è rottura per taglio-scorrimento, analogamente al "maschio primo".

- Molle diagonali:



Da questo grafico Forza assiale-spostamento si evince che le molle diagonali sono entrate in crisi, ovvero il maschio secondo si fessura diagonalmente (si ha rottura per taglio-fessurazione diagonale).

OSS. Dal confronto tra questo grafico e quello del “maschio primo” si nota il fatto che il maschio 1 si fessura diagonalmente prima in quanto ha degli spostamenti maggiori: ciò è dovuto al fatto che il taglio agente sulla fascia di piano è maggiore della resistenza a snervamento dei tiranti inseriti e lo spandrel si fessura.

Ciò si è potuto osservare solo perché l’analisi è di tipo pushover. Se si fosse eseguita un’analisi diversa (ad esempio un’analisi ciclica), le molle diagonali dei maschi si sarebbero comportate allo stesso modo.

### 6.4 Calibrazione molle diagonali superiori elastiche

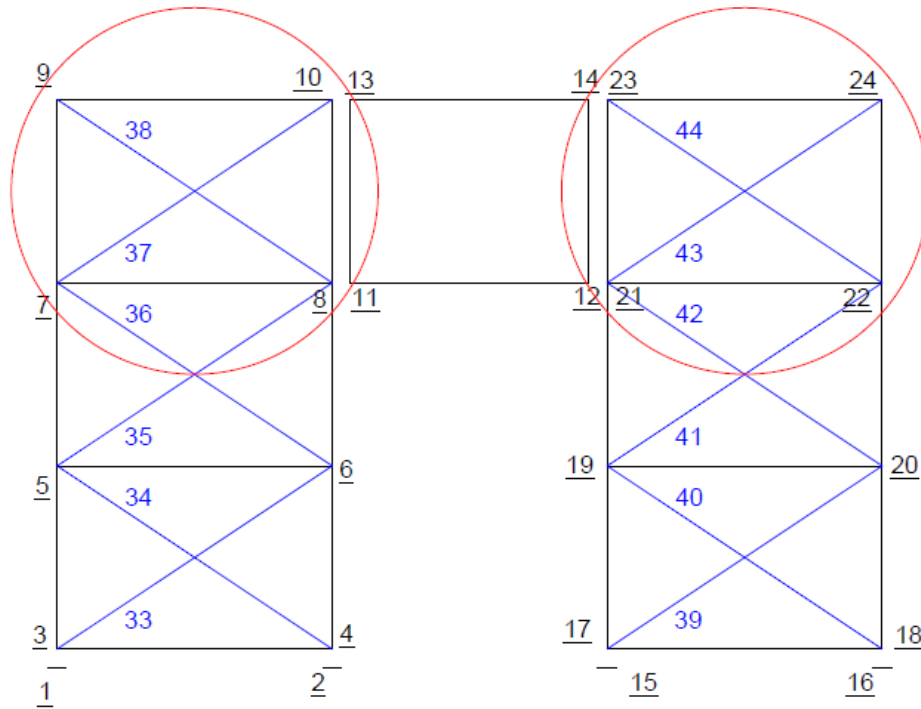
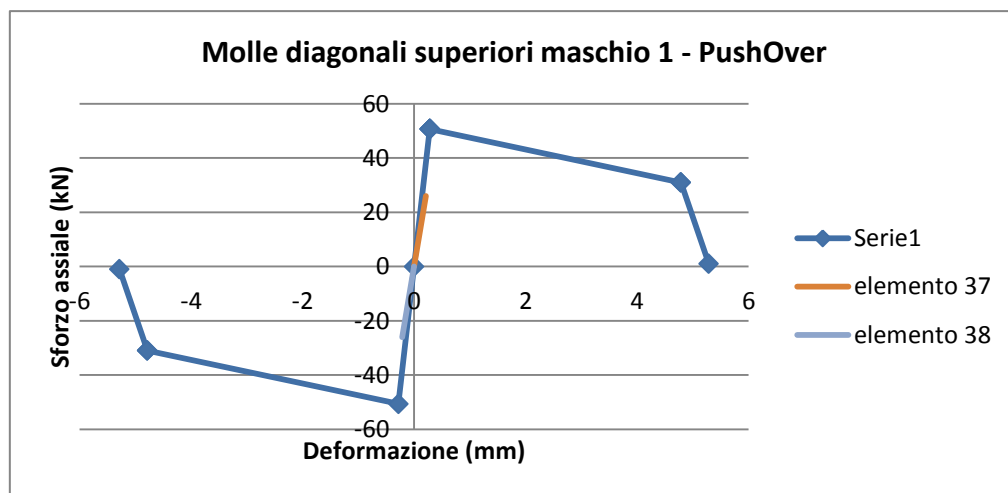


Figura 6-3: cerchiare in rosso, molle diagonali superiori analizzate nel presente paragrafo

Dai risultati dell’analisi Pushover dell’esempio si è notato, inoltre, che le molle diagonali della parte superiore dei maschi murari in figura sopra rimangono sempre nel ramo elastico.

Infatti si sono ottenuti come risultati per le molle diagonali superiori i seguenti:

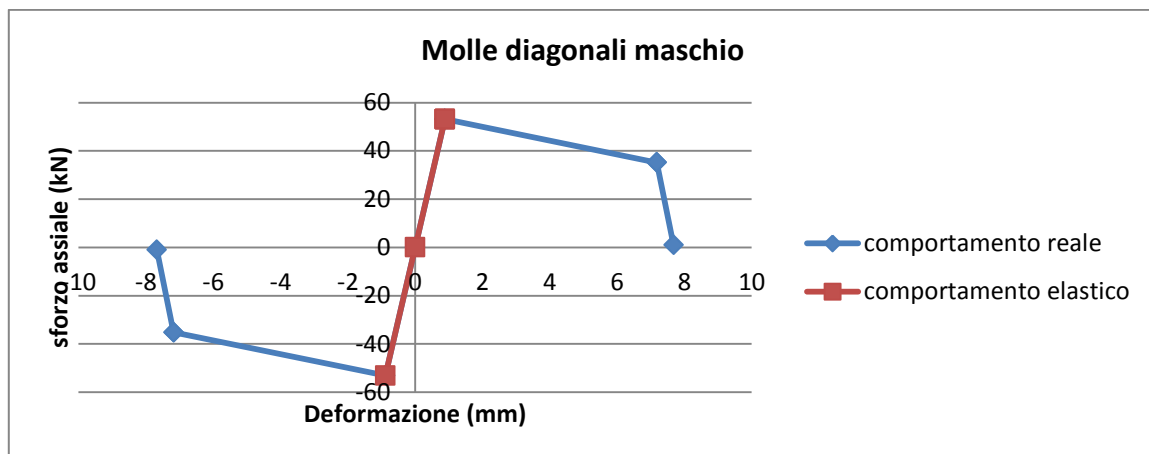


Come precedentemente affermato, si nota dal grafico soprastante che entrambe le molle diagonali delle zone di intersezione fra maschi murari e fasce di accoppiamento rimangono in campo elastico.

Ciò ha riscontri anche nella realtà in quanto la maggior parte delle strutture in muratura che collassano per taglio-fessurazione diagonale denotano la formazione di fessure solo nella parte centrale delle pareti.

Per questo motivo, per ridurre ulteriormente l'onere computazionale del modello implementato dal programma di calcolo OpenSees, si è deciso di inserire per le molle diagonali "superiori" un legame costitutivo elastico.

Le molle sono state tarate con un legame costitutivo del tipo in figura (linea rossa) di modo che seguano il tratto elastico delle altre molle:



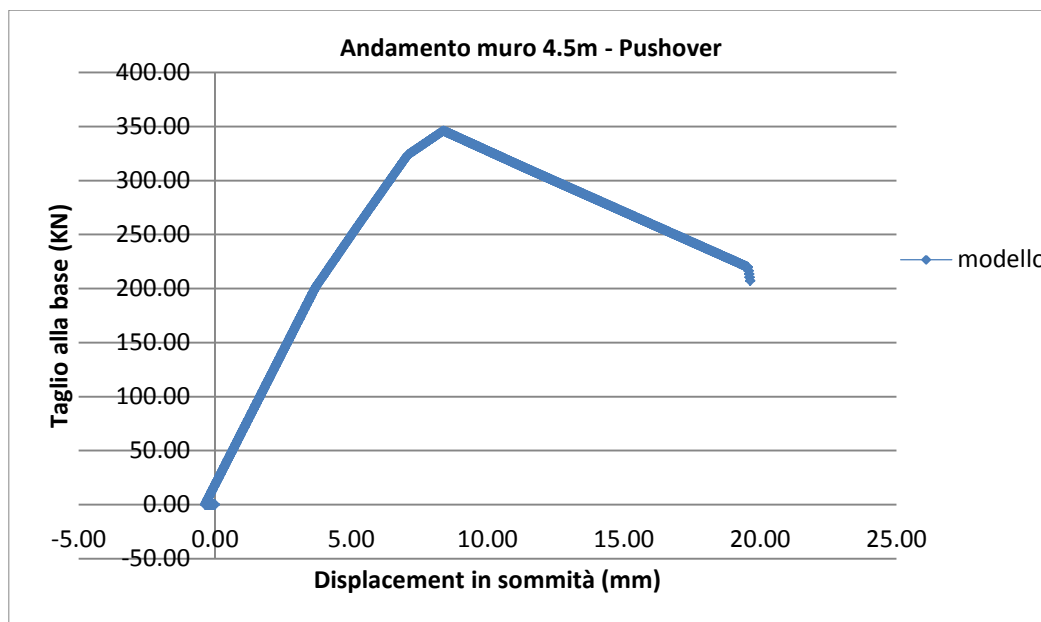
Nel modello queste molle sono state inserite nel seguente linguaggio:

```
#molle diagonali ELASTICHE
set molladiag_elast 9
set Kel 91282774.94
uniaxialMaterial Elastic $molladiag_elast $Kel
```

Nel prosieguo della presente tesi (anche per gli esempi successivi) si utilizzerà questa tipologia di materiale per le molle diagonali superiori di tutti maschi murari (controllando comunque che le molle rimangano all'interno del range elastico).

## 6.5 Comportamento globale della parete

Di seguito si riporta il grafico Taglio-spostamento dell'intero muro di 4.5m. Nel grafico è presente in ascissa lo spostamento in sommità (ci si è riferiti al nodo 24 del “maschio primo”) e in ordinata il taglio alla base, preso come somma di tutte le reazioni in X dei nodi alla base di entrambi i maschi murari.



Dal grafico si nota che gli spostamenti della prima parte della curva sono negativi. Questo dipende dal fatto che si sono inserite nel modello delle forze di compressione  $F_y$  dovute ai trefoli, le quali deformano le molle orizzontali dello spandrel.

Un'altra osservazione che si può fare riguardo a questi risultati, è che la forza di taglio massima che può essere sopportata dal muro analizzato è all'incirca pari alla somma delle forze ultime di taglio-fessurazione diagonale dei due maschi murari. Infatti, si è ricavato:

<b>2 x Taglio ultimo singolo maschio (valore calcolato)</b>	351.0015	kN
<b>Tmax alla base (valore ricavato da modello)</b>	345.84	kN

Da ciò si osserva che il modello implementato è affidabile in quanto i valori teorici e quelli numerici si discostano di poco (presumibilmente per il fatto che in realtà la fascia di piano non è infinitamente rigida ma bensì si deforma).

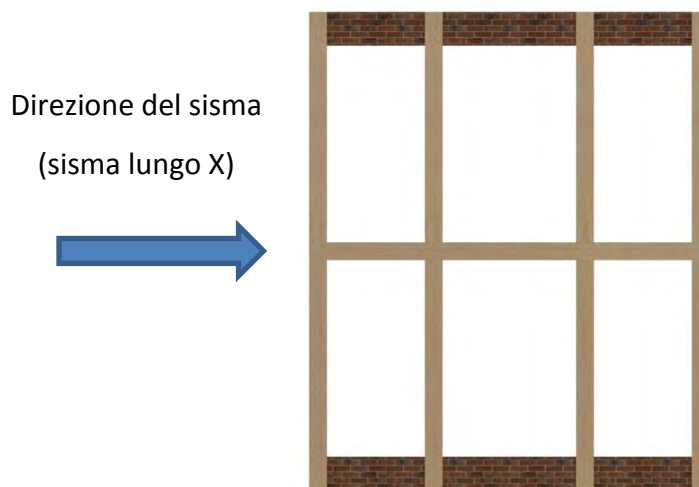
## 7 CASO STUDIO 1: EDIFICIO DI PIANTA 4.5x5m

Nel presente paragrafo, si presenta la modellazione di un piccolo edificio di pianta 4.5x5m con due muri laterali di lunghezza 4.5m (entrambi i muri con ai lati due maschi murari collegati da una fascia di piano, come nell'esempio precedente) e il solaio in legno ad un'altezza di 3m.

Il presente caso studio è stato analizzato in due modi in base alla tipologia di rinforzo del solaio:

- Solaio rinforzato con doppio tavolato in legno a 45°;
- Solaio rinforzato con soletta in calcestruzzo armato.

Inoltre, i carichi verticali assegnati sono stati ricavati per mezzo di un'analisi dei carichi con una combinazione di carico sismico come da NTC'08. I due muri laterali sono entrambi paralleli all'asse X, asse lungo il quale si sono applicate le sollecitazioni da sisma.



*Figura 7-1: pianta dell'edificio e direzione sisma*

Quindi, sono stati tarati dei beam con caratteristiche meccaniche e di resistenza (già analizzate nel capitolo 4.5) per considerare anche la presenza di pareti parallele all'asse Y nel fuori-piano della muratura che riducono gli spostamenti del solaio.

Nell'esempio, sono state assegnate le masse sismiche in corrispondenza dei nodi del solaio e in sommità dei maschi, in modo da applicare un'unica analisi di tipo Time-History.

## EFFETTI DEL RINFORZO DI SOLAI IN LEGNO NEL MIGLIORAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA – MODELLAZIONE NUMERICA DELLE PARETI

L'edificio analizzato ha la seguente geometria:

Geometria singolo muro		
h altezza muro	3000	mm
w larghezza singolo pannello	1500	mm
spessore	380	mm
num maschi murari	2	
l lunghezza totale muro	4500	mm
num nodi massa sismica	4	
num nodi angolo	2	
num nodi centrali	2	
altezza spandrel	1000	mm
larghezza spandrel	1500	mm
num spandrel nel muro	1	
num muri	2	

Geometria solaio		
lunghezza singolo pannello	1500	mm
larghezza singolo pannello del solaio	2500	mm
lunghezza solaio	4500	mm
larghezza solaio	5000	mm
num nodi angolo	4	
num nodi laterali muro	4	
num nodi laterali solaio	2	
num nodi centrali	2	

Per il caso in esame, si sono presi i seguenti valori di resistenza della muratura (valori ricavati dalle prove sperimentali viste nei capitoli precedenti per murature esistenti):

resist media a compressione della muratura	$f_u$	-7.92	Mpa
resist a trazione della muratura	$f_t$	0.1	Mpa
mod elast normale muratura (a $\sigma=0,33f_u$ )	E	2910	Mpa
deform ultima compressione= $3*\epsilon_{cy}$	$\epsilon_{cu}$	$3*\epsilon_{cy}$	adim
deform ultima trazione= $1,5*\epsilon_{ty}$	$\epsilon_{tu}$	$1,5*\epsilon_{ty}$	adim

resist media a taglio a compressione nulla	$\tau_0$	0.1	Mpa
mod elast tangenziale muratura	G	875	Mpa
$20\%*G$	$G_t$	175	Mpa
coeff di coesione	c	0.2	Mpa
coeff di attrito	$\phi$	0.5	adim
peso specifico muratura	w	24	kN/m <sup>3</sup>

Per le fasce di piano si sono utilizzati, invece, i seguenti valori (i tiranti sono stati dimensionati col metodo precedentemente definito):

Fasce di piano			
$f_{hd}=50\%*f_u$	fhd	-3.96	Mpa
$\Phi$ tiranti	$\Phi$	18	mm
Atiranti	A	254.4690049	mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	$f_{yd}$	275	Mpa
num forze	n	2	
forza da applicare nel modello	F	69978.97636	N

## 7.1 Geometria della parete e del solaio

Di seguito si riportano le figure 7-2 e 7-3 della parete inserita nel modello:

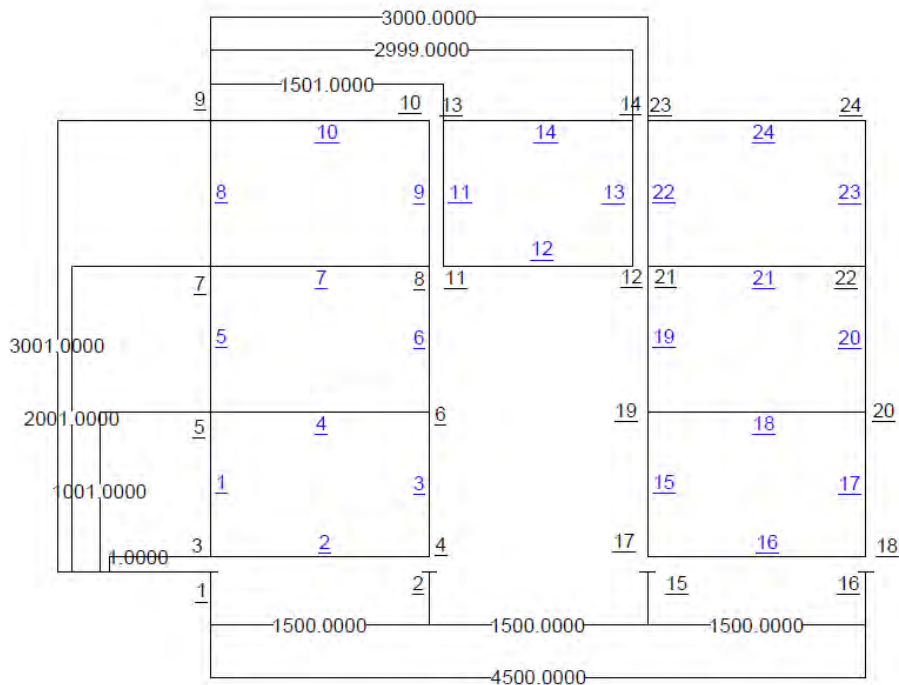


Figura 7-2: Macromodello utilizzato per l'esempio

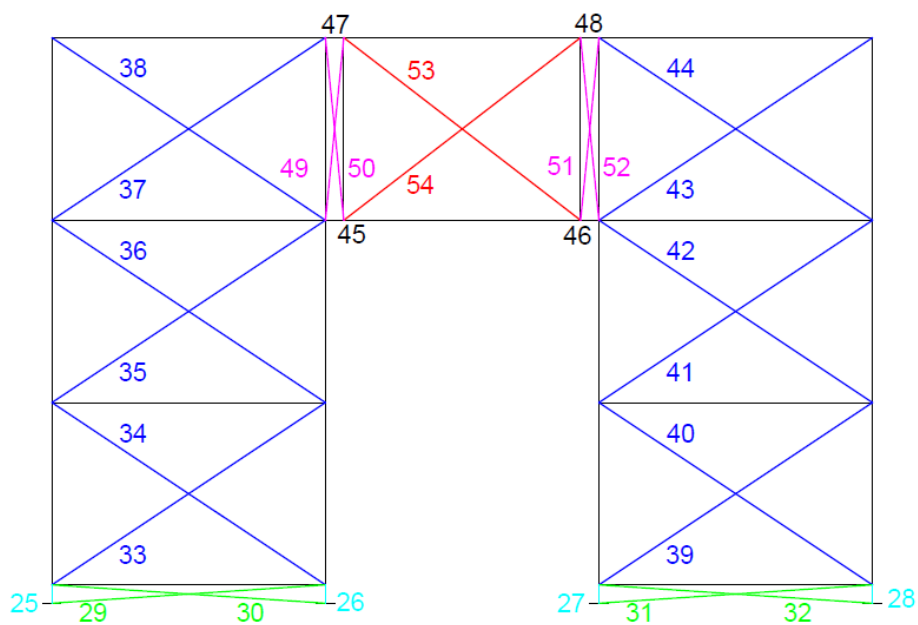


Figura 7-3: molle implementate nel modello



## EFFETTI DEL RINFORZO DI SOLAI IN LEGNO NEL MIGLIORAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA – MODELLAZIONE NUMERICA DELLE PARETI

In figura 7-4 si riporta le dimensioni, la numerazione dei nodi, la numerazione dei truss infinitamente rigidi e quella degli elementi molla del solaio.

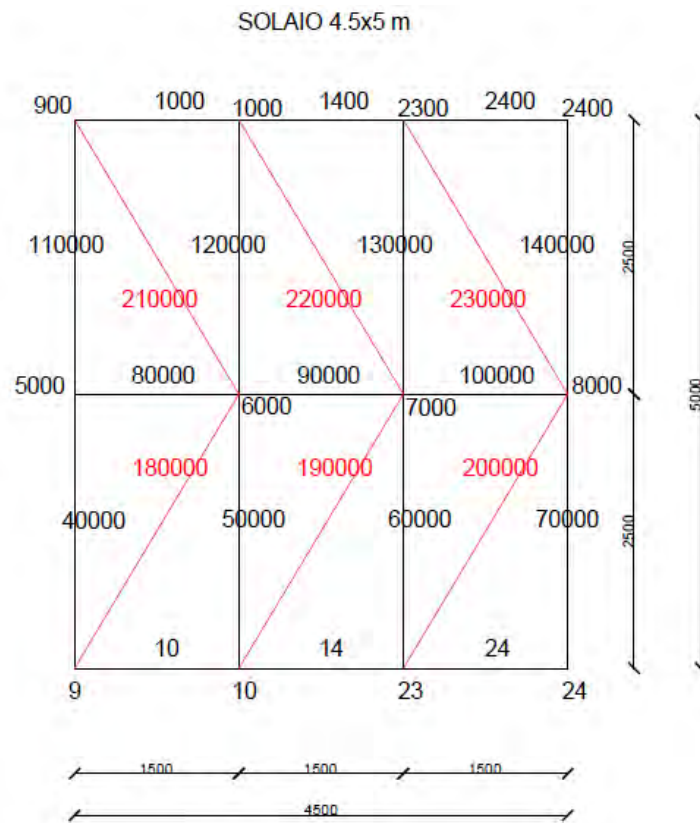


Figura 7-4: discretizzazione del solaio

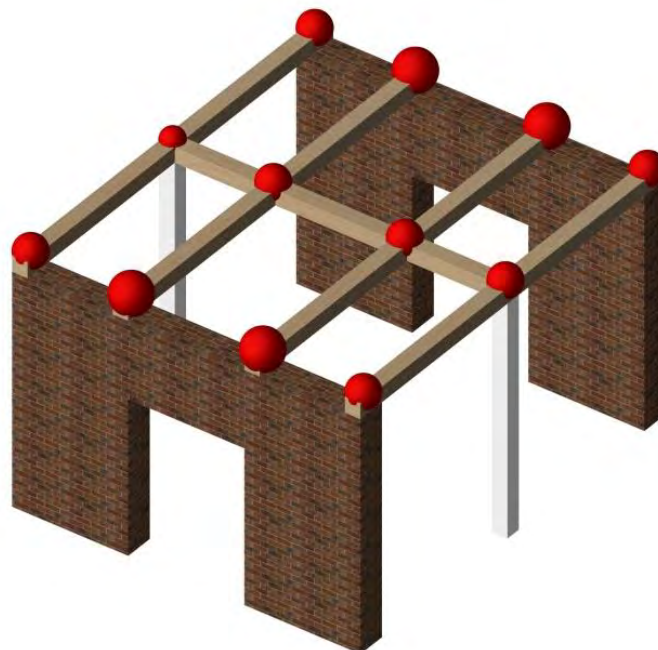


Figura 7-5: immagine 3D dell'edificio in analisi

## 7.2 Modello Time-History

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 l'esempio trattato 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. Infatti, per le NTC'08 (§ 7.3.5 "Risposta alle diverse componenti dell'azione sismica ed alla variabilità spaziale del moto"): *"Se la risposta viene valutata mediante analisi dinamica con integrazione al passo, in campo lineare o non lineare, le due componenti accelerometriche orizzontali (e quella verticale, ove necessario) sono applicate simultaneamente a formare un gruppo di accelerogrammi e gli effetti sulla struttura sono rappresentati dai valori medi degli effetti più sfavorevoli ottenuti dalle analisi, se si utilizzano almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi, dai valori più sfavorevoli degli effetti, in caso contrario. In nessun caso si possono adottare meno di tre gruppi di accelerogrammi"*.

La legislatura italiana ed europea, come riportato in precedenza, 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, si utilizzerà un unico accelerogramma per il caso studio 1 di edificio di pianta 4.5x5m, e tre accelerogrammi per il caso studio 2 di edificio di pianta 13.5x10m.

Gli accelerogrammi utilizzati sono stati ricavati come segue.

### 7.2.1 Accelerogrammi usati

Per fare ciò si è utilizzato il programma SIMQKE\_GR e, in base a quanto definito dall'Eurocodice 8 (§ 3.2.3.1.2 "Accelerogrammi teorici"), si è supposto terreno di tipo A, zona sismica 1 ( $a_g = 0,35\text{ g}$ ) e un coefficiente di smorzamento pari a  $\xi = 5\%$ . Si è utilizzata una durata del sisma di 20 secondi.

Normativa: OPCM 3274	
Seismic Zone	Spectrum Type
<input checked="" type="radio"/> 1 $a_g=0,35\text{g}$	<input checked="" type="radio"/> Horiz. <input type="radio"/> Vertical
<input type="radio"/> 2 $a_g=0,25\text{g}$	<input type="radio"/> SLU <input type="radio"/> SLD
<input type="radio"/> 3 $a_g=0,15\text{g}$	<input checked="" type="radio"/> Elastic
<input type="radio"/> 4 $a_g=0,05\text{g}$	
Ground Type	Ampl. factor
<input checked="" type="radio"/> A $S_s = 1$	$\gamma$ 1,2
<input type="radio"/> B,C,E $TB = 0,15$	Damping Coeff.
<input type="radio"/> D $TC = 0,4$	$\xi$ 5 %
<input type="radio"/> D $TD = 2$	
SIMQKE	
TS 0,02	$\xi$ NCYCLE 1
TL 4	$\xi$ AGMX 0,42 g
TRISE 2	$\xi$ NPA 3
TLVL 10	$\xi$ IIX 1235
DUR 20	$\xi$ AMOR 0,05

Figura 7-6: file di input inseriti nel programma SIMQKE-GR

Si è ricavato il seguente spettro elastico:

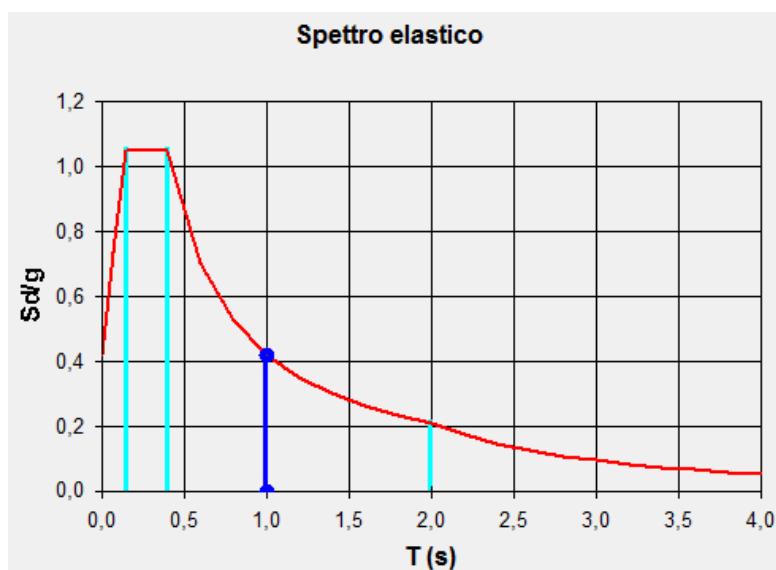


Figura 7-7: spettro elastico ricavato da programma SIMQKE-GR

I tre accelerogrammi ricavati da questi dati (per questo esempio si è utilizzato solo il primo accelerogramma, mentre per gli esempi dei capitoli successivi si sono adottati tutti e tre) sono i seguenti:

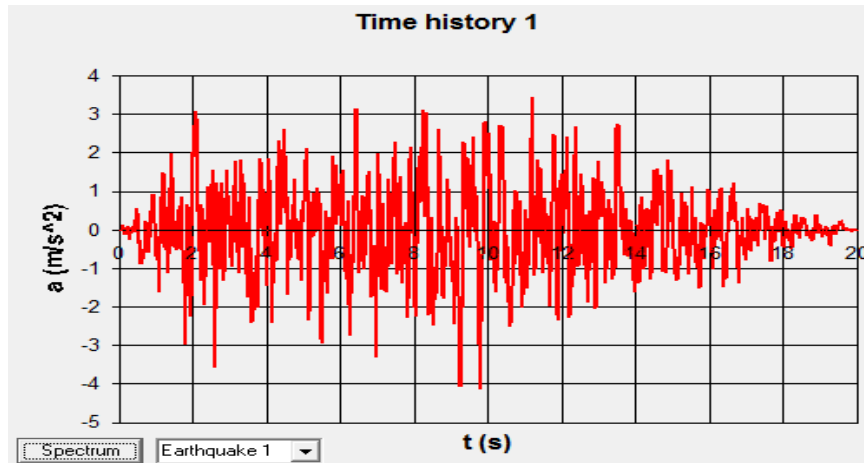


Figura 7-8: grafico della TH-1 da SIMQKE-GR

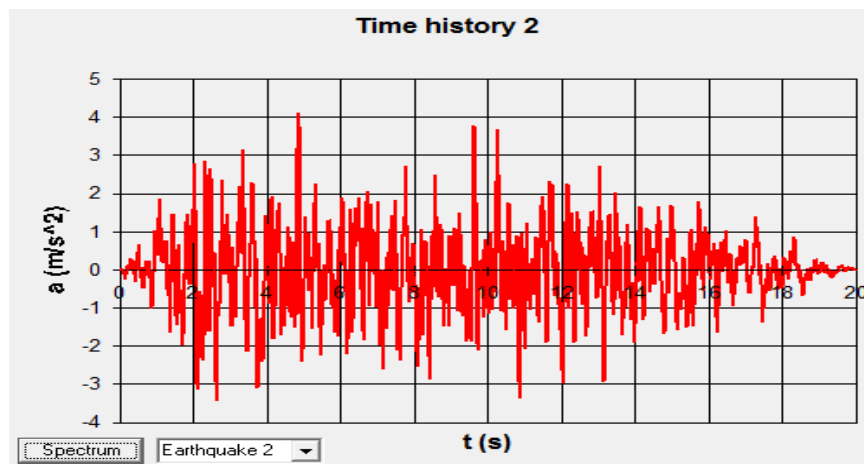


Figura 7-9: grafico della TH-2 da SIMQKE-GR

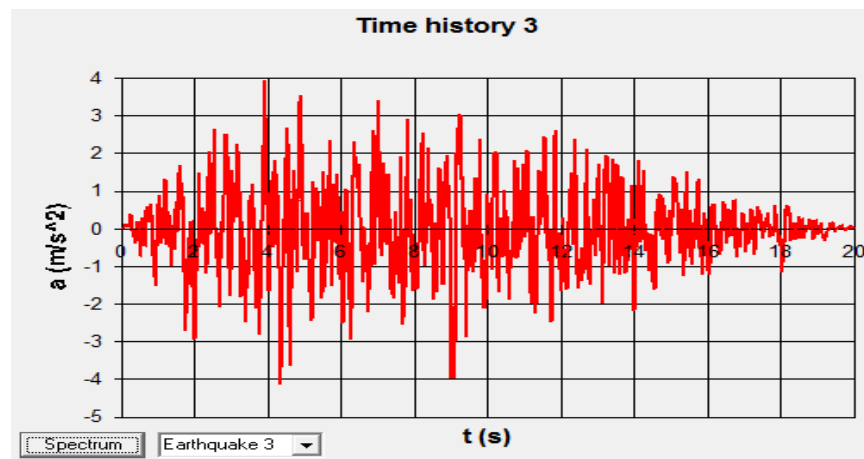


Figura 7-10: grafico della TH-3 da SIMQKE-GR

### 7.3 Caso studio 1a: edificio 4.5x5m con solaio flessibile

#### 7.3.1 Analisi dei carichi e masse sismiche

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (§3.2.4, “Combinazione dell’azione sismica con le altre azioni”) affermano che: “Gli effetti dell’azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} * Q_{kj}$$

Dove i valori dei coefficienti  $\Psi_{2j}$  sono riportati nella Tabella 2.5.1”.

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 7-11: tabella 2.5.1 delle NTC08 – valori dei coefficienti di combinazione.

Dalla tabella soprastante si è preso, quindi, come massa sismica la somma dei pesi permanenti e il 30% del carico da calpestio (che per Normativa è pari a  $Q_{k1}=2\text{KN/m}^2$ ).

Dati generali		
$\gamma$ muratura	24	kN/m <sup>3</sup>
g	9.806	m/sec <sup>2</sup>
massa muratura	2.447481	t/m <sup>3</sup>

Pesi solaio		
q calpestio	2	kN/m <sup>2</sup>
$\Psi_{2j}$ calpestio	0.3	
peso solaio1	3	kN/m <sup>2</sup>
massa solaio1+calpestio	0.367122	t/m <sup>2</sup>

## EFFETTI DEL RINFORZO DI SOLAI IN LEGNO NEL MIGLIORAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA – MODELLAZIONE NUMERICA DELLE PARETI

Si è considerato, inoltre, per il valore della massa sismica in corrispondenza dei nodi della muratura anche la massa di metà muro (quindi, massa di metà maschio murario + massa della fascia di piano).

Si sono ottenute, dunque, le seguenti aliquote di massa per i nodi d'angolo e per i nodi centrali della muratura (denominati "nodi laterali muratura"):

Massa da muratura		
metà area singolo maschio murario	2250000	mm2
area spandrel	1500000	mm2
spessore muri	380	mm
volume muratura afferente nodi angolo	0.4275	m3
volume muratura afferente nodi laterali	0.7125	m3
massa muratura nodi angolo	1.046298185	t
massa muratura nodi laterali muro	1.743830308	t

Le aliquote di area del solaio afferenti ai diversi nodi del modello, sono:

Massa da solai (PP+calpestio)		
area solaio totale	22.5	m2
area solaio afferente nodi angolo	0.9375	m2
area solaio afferente nodi laterali muro	1.875	m2
area solaio afferente nodi laterali solaio	1.875	m2
area solaio afferente nodi centrali solaio	3.75	m2

Infine si sono sommate le masse così ricavate, ottenendo:

Massa solaio + calpestio + muratura			
massa nodi angolo	m_ang	1.390475	t
massa nodi laterali muro	m_lat_mur	2.432184	t
massa nodi laterali solaio	m_lat_sol	0.688354	t
massa solaio nodi centrali	m_centr	1.376708	t

Naturalmente, poiché nella presente tesi si vuole analizzare la resistenza di un edificio esistente al sisma in un'unica direzione, nel modello saranno inserite queste masse sono in direzione del sisma (ovvero in direzione X).

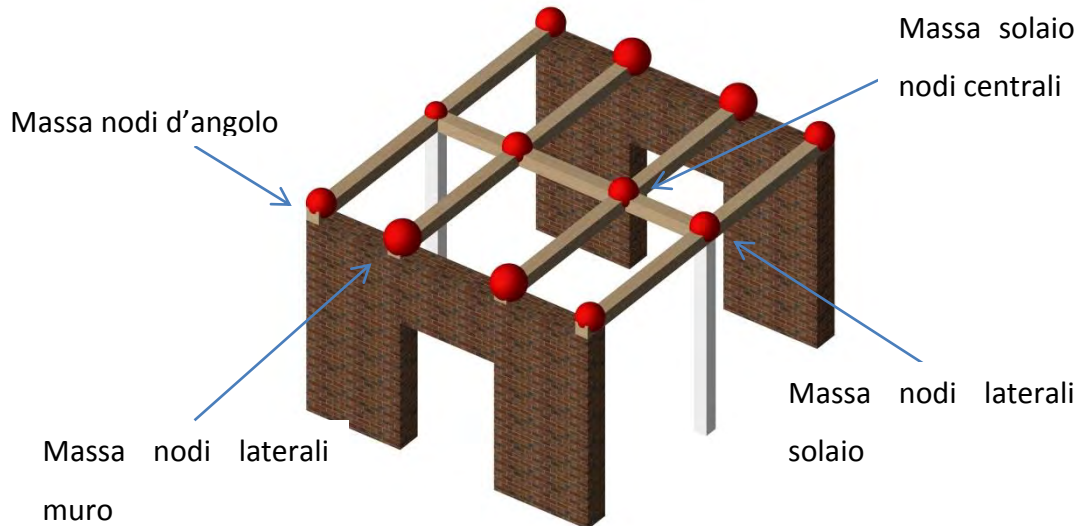


Figura 7-12: nomenclatura dei nodi

Questi valori sono stati in seguito inseriti nel modello come segue:

```

#-----
#definizione variabili massa di piano
set g          9806.0
set m_ang     1.390475219
set m_lat_mur 2.432184377
set m_lat_sol 0.688354069
set m_centra 1.376708138

#-----
#applicazione delle masse

mass 9      $m_ang  0.0  0.0  0.0  0.0  0.0;
mass 10     $m_lat_mur 0.0  0.0  0.0  0.0  0.0;
mass 23     $m_lat_mur 0.0  0.0  0.0  0.0  0.0;
mass 24     $m_ang  0.0  0.0  0.0  0.0  0.0;
.....
mass 50000  $m_lat_sol 0.0  0.0  0.0  0.0  0.0;
mass 60000  $m_centra 0.0  0.0  0.0  0.0  0.0;
mass 70000  $m_centra 0.0  0.0  0.0  0.0  0.0;
mass 80000  $m_lat_sol 0.0  0.0  0.0  0.0  0.0;
.....
mass 900    $m_ang  0.0  0.0  0.0  0.0  0.0;
mass 1000   $m_lat_mur 0.0  0.0  0.0  0.0  0.0;
mass 2300   $m_lat_mur 0.0  0.0  0.0  0.0  0.0;
mass 2400   $m_ang  0.0  0.0  0.0  0.0  0.0;

```

Inoltre, per l'analisi Time-History saranno assegnate delle forze puntuali verticali agenti sui nodi superiori dei maschi murari (oltre alle già citate forze orizzontali dovute all'inserimento dei trefoli). Esse sono state ricavate con lo stesso procedimento per aree di influenza osservato in precedenza per le masse, con alcune differenze:

- si assegna l'intero peso proprio del muro (e non più solo metà massa del maschio murario);



## EFFETTI DEL RINFORZO DI SOLAI IN LEGNO NEL MIGLIORAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA – MODELLAZIONE NUMERICA DELLE PARETI

- la forza verticale assegnata per i nodi d'angolo calcolata in questo modo (con le aree di influenza) è stata maggiorata considerando l'effetto di "incatenamento" che si ha con il muro perpendicolare (quello non portante). Per questo motivo, la forza ricavata precedentemente è stata sommata al peso proprio di metà muro perpendicolare (considerando il peso dell'altra metà di muro come una forza verticale aggiuntiva al nodo d'angolo dell'altra parete).

Questo secondo punto è stato reso necessario in quanto dal modello si è notato che i maschi tendevano a ribaltare (cosa non verosimile anche per la presenza, appunto, delle pareti perpendicolari).

Si sono ottenute di conseguenza le seguenti forze verticali, inserite nel modello:

CARICHI per nodo solaio + calpestio + muratura				
PP muro (maschi+fasce)			95.76	kN
PP solaio+calpestio			112.5	kN
Ptot struttura			304.02	kN
Pmuro laterale			85.5	kN
P nodi angolo	set	P_vert_ang	-110835	N
P nodi centrali	set	P_vert_centr	-50670	N

Questi valori sono stati inseriti nel modello come segue:

```

pattern Plain 2 Linear {

#definizione carichi
set P_vert_ang      -110835.0
set P_vert_centr    -50670.0

#trefoli
set Fy_pos  124407.0691
set Fy_neg  -124407.0691

load 9      0.0      $P_vert_ang      0.0  0.0  0.0  0.0;
load 8      $Fy_pos  0.0      $P_vert_centr  0.0  0.0  0.0  0.0;
load 10     $Fy_pos  $P_vert_centr  0.0  0.0  0.0  0.0;
load 23     $Fy_neg  $P_vert_centr  0.0  0.0  0.0  0.0;
load 24     0.0      $P_vert_ang      0.0  0.0  0.0  0.0;
load 21     $Fy_neg  0.0      0.0      0.0  0.0  0.0;
load 900    0.0      $P_vert_ang      0.0  0.0  0.0  0.0;
load 800    $Fy_pos  0.0      0.0  0.0  0.0  0.0;
load 1000   $Fy_pos  $P_vert_centr  0.0  0.0  0.0  0.0;
load 2300   $Fy_neg  $P_vert_centr  0.0  0.0  0.0  0.0;
load 2400   0.0      $P_vert_ang      0.0  0.0  0.0  0.0;
load 2100   $Fy_neg  0.0      0.0  0.0  0.0  0.0;

}

```

### 7.3.2 Time History

Per l'analisi seguente, si è considerato un unico accelerogramma (TH\_1) già analizzato nel capitolo 7.2.1.

Nel modello si è inserito il seguente linguaggio di calcolo per l'analisi Time-History:

```
#TIME HISTORY

loadConst -time 0.0;           # hold gravity constant and restart time
set Tol 5.0e-2;                # convergence tolerance for test
set Niter 100;                 # numero massimo di iterazioni Newton

wipeAnalysis;                 # clear previously-define analysis parameters
constraints Plain;            # how it handles boundary conditions
numberer Plain;               # renumber dof's to minimize band-width (optimization), if you want to
system BandGeneral;          # how to store and solve the system of equations in the analysis

test NormDispIncr $Tol $Niter 0 ;
#test NormUnbalance $Tol $Niter 0 ;
#test EnergyIncr $Tol $Niter 0 ;

algorithm Newton;
integrator Newmark 0.5 0.25

# define damping
# ----- damp K e M -----
set xDamp 0.02;                # 2% damping ratio
set lambda1 [eigen 1];         # eigenvalue mode 1
set omega1 [expr pow($lambda1,0.5)];

set offset 4;                  # due hZ più del 1o modo
set omega2 [expr ($omega1/6.28+$offset)*6.28] ;
puts "1a frequenza =[expr $omega1/6.28]"; # plotta la prima frequenza....
puts "2a frequenza =[expr $omega2/6.28]"; # plotta la seconda frequenza....

set alphaM [expr ($omega1*$omega2*2*$xDamp)/($omega1+$omega2) ] ;

set betaKcurr 0.0;             # K-proportional damping; +beatKcurr*KCurrent
set betaKcomm [expr (2*$xDamp)/($omega1+$omega2) ] ;

puts "alphaM = $alphaM"
puts "betaKcomm = $betaKcomm"

set betaKinit 0.;              # initial-stiffness proportional damping + beatKinit*Kini

# define damping
rayleigh $alphaM $betaKcurr $betaKinit $betaKcomm; # RAYLEIGH damping
# -----

analysis Transient
set AccelX "Series -dt 0.01 -filePath SIMQKE1.th -factor 1.16";

pattern UniformExcitation 4000 1 -accel $AccelX;

set DtAnalysis 0.001
set TmaxAnalysis 25
set Nsteps [expr int($TmaxAnalysis/$DtAnalysis)];
analyze $Nsteps $DtAnalysis

puts "Analisi completata"
```

Il valore cerchiato in rosso in figura è il coefficiente amplificativo dell'accelerazione utilizzata nel modello.

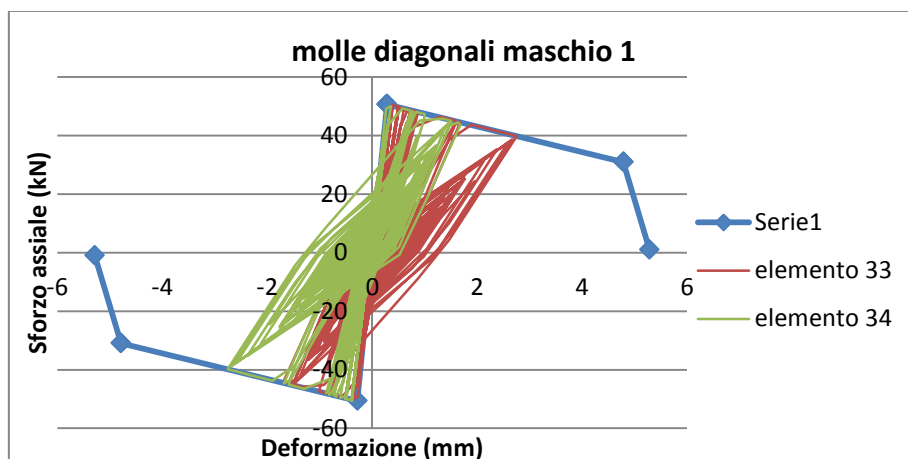
Tutto ciò permette di ricavare la PGA (Peak Ground Acceleration) di progetto per i diversi casi in analisi.

### 7.3.3 Comportamento globale della parete

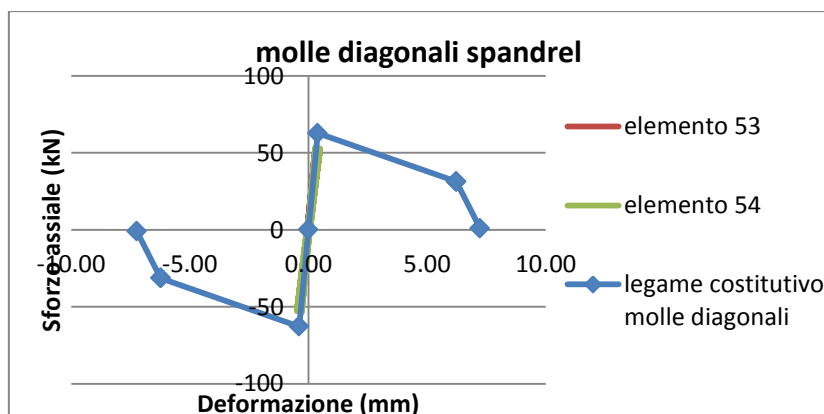
In seguito all'analisi Time-History, si è osservato che il modello analizzato entra in crisi per una PGA superiore a 1.16 g. Per una PGA superiore, il modello non arriva a convergenza giacché il maschio si rompe per taglio-fessurazione diagonale.

Si riportano i seguenti grafici dell'andamento delle molle (per semplicità vengono riportati i grafici più caratteristici):

- molle diagonali dei maschi murari (dal grafico si nota che queste molle vanno in crisi, ovvero il maschio murario si rompe per fessurazione diagonale se sollecitato da un sisma con PGA=1.16 g):

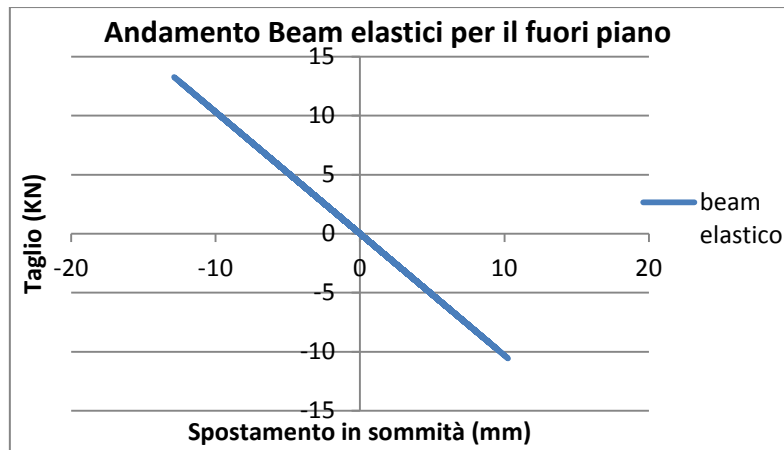


- molle diagonali della fascia di piano (dal grafico si nota che queste molle vengono molto sollecitate ma rimangono sempre in campo elastico):



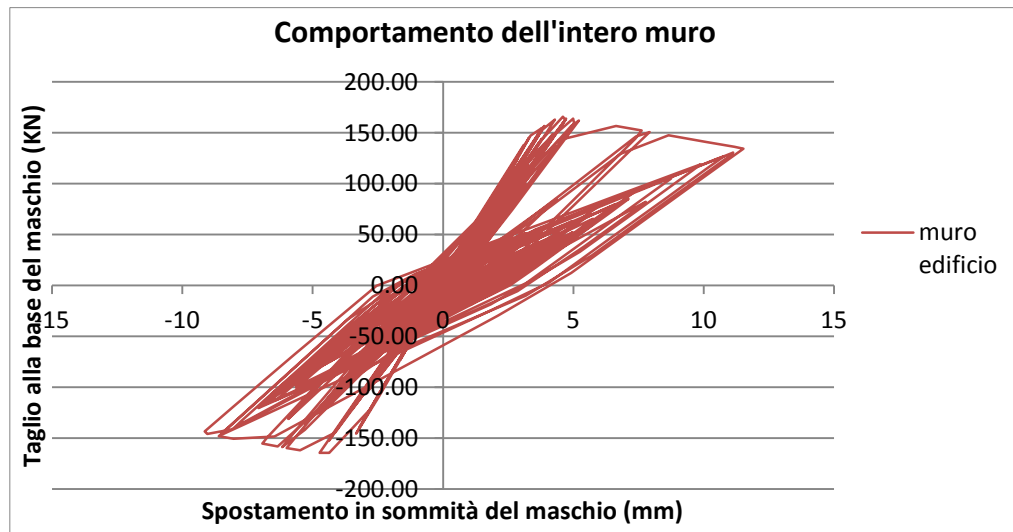
OSS: Dai grafici sopra, si deduce che i tiranti sono stati dimensionati in modo corretto affinché avvenga prima la rottura per taglio fessurazione diagonale del maschio rispetto alla rottura della fascia di piano.

- Elementi beam per il fuori-piano: come si osserva dal grafico sottostante, i beam elastici dimensionati per dare un'ulteriore rigidità nel fuori-piano hanno uno spostamento massimo di 13.27 mm. Questo valore è ritenuto accettabile in quanto lo spostamento ultimo per il ribaltamento fuori dal piano della muratura è pari a metà dello spessore (ovvero pari a 160 mm). L'andamento è il seguente:



OSS. Tutti gli altri elementi sono rimasti in ramo elastico, ovvero non sono avvenute altre tipologie di rottura nel maschio murario. Per una migliore chiarezza espositiva, questi elementi non vengono riportati nel presente elaborato.

Di seguito si riporta il grafico F-s del muro dell'esempio trattato (i due muri hanno ottenuto, com'era da aspettarsi perché simmetrici, risultati analoghi):

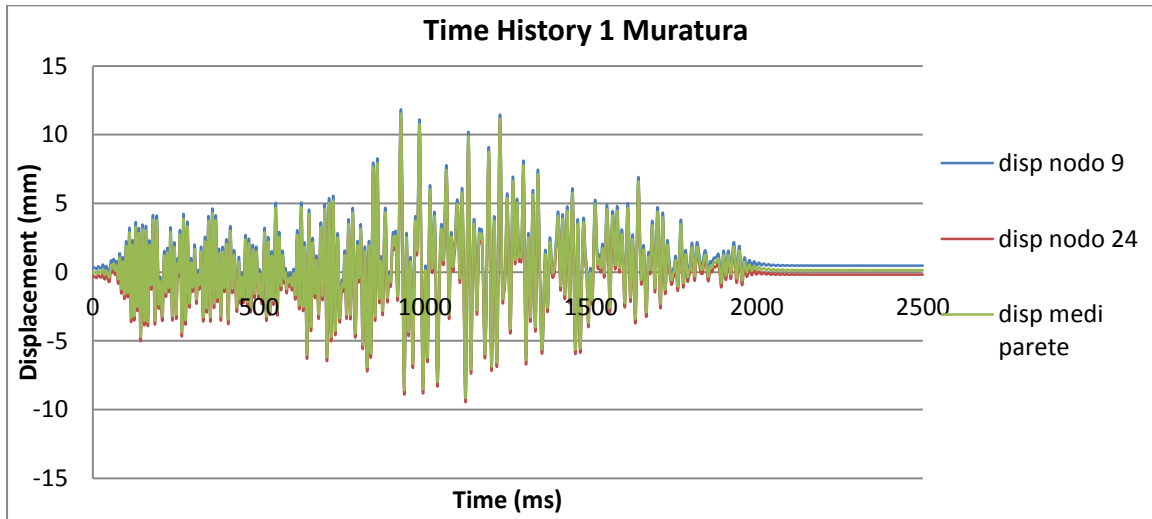


Dal grafico riportato sopra si nota che la parete non è rimasta nel ramo elastico e, quindi, contribuisce anch'essa alla dissipazione energetica del sisma.

Confrontando il taglio massimo ricavato dal modello con quello calcolato per la verifica a taglio fessurazione diagonale (per i due maschi della parete) si osserva che i risultati sono molto simili:

$T_{\max}$ modello	165.90	kN
$T_{\max}$ design	168.522	kN

Si riporta, inoltre, il grafico della “storia” degli spostamenti in sommità del muro. Esso avviene tra 0 e 20 sec: nel modello si è voluto indagare il comportamento del muro fino 25 sec, volendo osservare come si comporta la muratura anche negli istanti successivi.



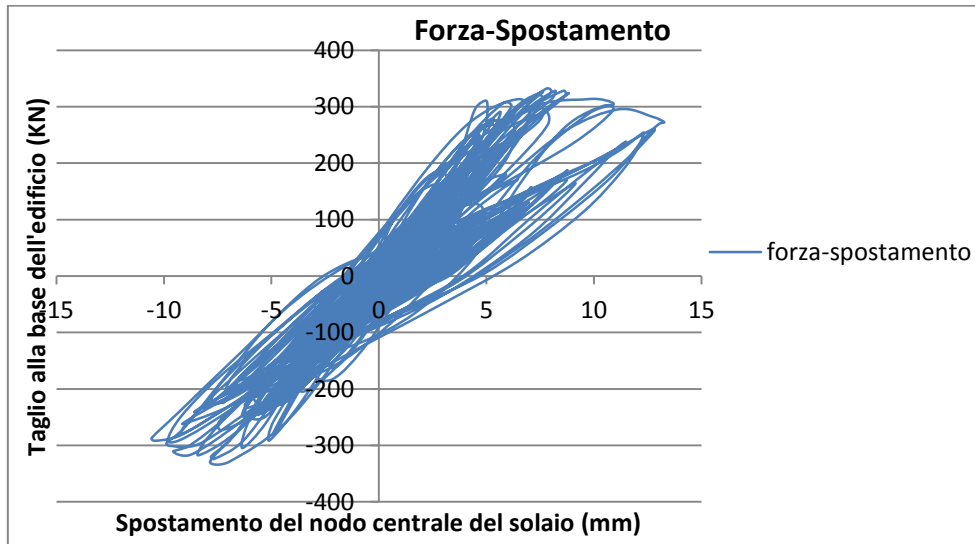
Si può notare che gli spostamenti massimi del muro (per una PGA di 1.16 g) sono inferiori al limite massimo del singolo maschio:

disp max modello	11.53	mm
disp max design	16.05	mm

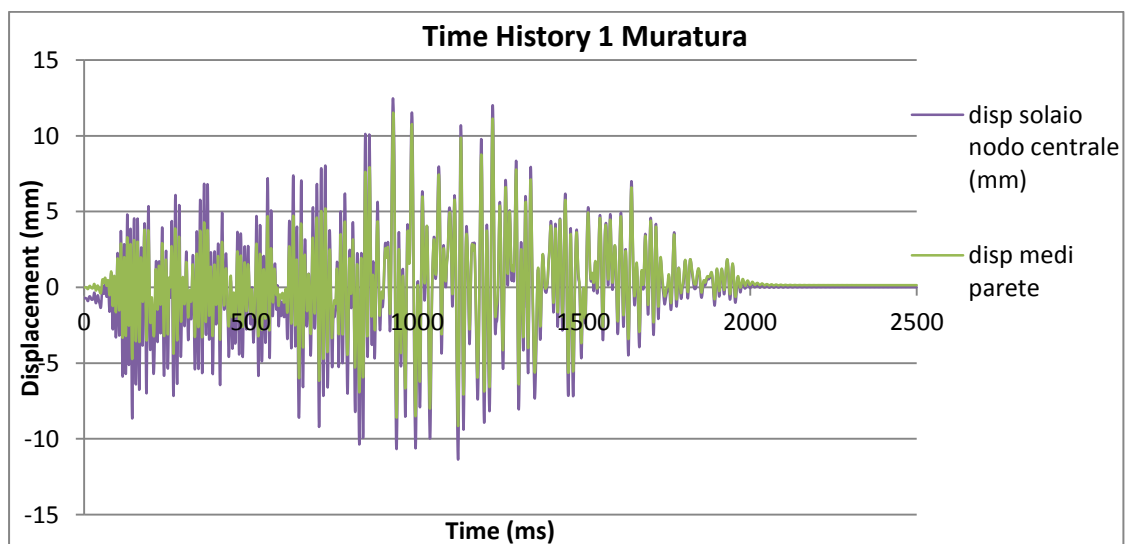
Per una PGA superiore, il modello non arriva a convergenza giacché il maschio si rompe per taglio-fessurazione diagonale.

OSS. Nel grafico si sono rappresentati gli spostamenti nell’asse parallelo a quello del sisma dei nodi agli estremi del muro. Essi si discostano in quanto nel modello si sono inserite delle forze orizzontali costanti dovute ai trefoli: per questo motivo si è inserito nel grafico anche l’andamento degli spostamenti medi della parete (rappresenta il reale spostamento del muro).

Di seguito, si riporta il grafico in cui in ascissa si riporta lo spostamento del nodo centrale del solaio in [mm] e in ordinata è presente il taglio alla base dell'intero edificio in [kN] (come somma dei tagli dei due muri):



Di seguito, si rappresentano gli spostamenti del nodo centrale del solaio (in viola) e gli spostamenti della parete (in verde):



Si può osservare che inizialmente il solaio ha spostamenti più elevati rispetto a quelli dei muri (perché più flessibile). In seguito, però, la parete inizia a fessurare e ad avere una rigidità simile a quella del solaio fino a ottenere spostamenti paragonabili a quelli del nodo centrale.

## 7.4 Caso studio 1b: edificio 4.5x5m con solaio rigido

### 7.4.1 Analisi dei carichi e masse sismiche

Si è calcolato un nuovo valore di massa sismica, considerando l'aumento di peso proprio del solaio dovuto dall'introduzione della soletta di 5cm di calcestruzzo rispetto al caso studio 1a. La tipologia di rinforzo del solaio in legno con soletta in calcestruzzo è stata definita precedentemente nel capitolo 5.3.

Dati generali		
$\gamma$ muratura	24	kN/m <sup>3</sup>
$g$	9.806	m/sec <sup>2</sup>
massa muratura	2.447481	t/m <sup>3</sup>

Pesi solaio		
$q$ calpestio	2	kN/m <sup>2</sup>
$\Psi_2$ calpestio	0.3	
peso solaio	4.25	kN/m <sup>2</sup>
massa solaio+calpestio	0.4946	t/m <sup>2</sup>

Seguendo lo stesso procedimento trattato nel caso studio 1a precedente, si sono ricavati i seguenti valori di massa sismica, in seguito inseriti nel modello:

massa solaio 5 + calpestio + muratura			
Massa nodi angolo	$m_{ang}$	1.51	t
Massa nodi laterali muro	$m_{lat\_mur}$	2.671	t
massa nodi laterali solaio	$m_{lat\_sol}$	0.927	t
massa solaio nodi centrali	$m_{centr}$	1.855	t

Naturalmente, poiché nella presente tesi si vuole analizzare la resistenza di un edificio esistente al sisma in un'unica direzione, nel modello saranno inserite queste masse solo in direzione del sisma (ovvero in direzione X).



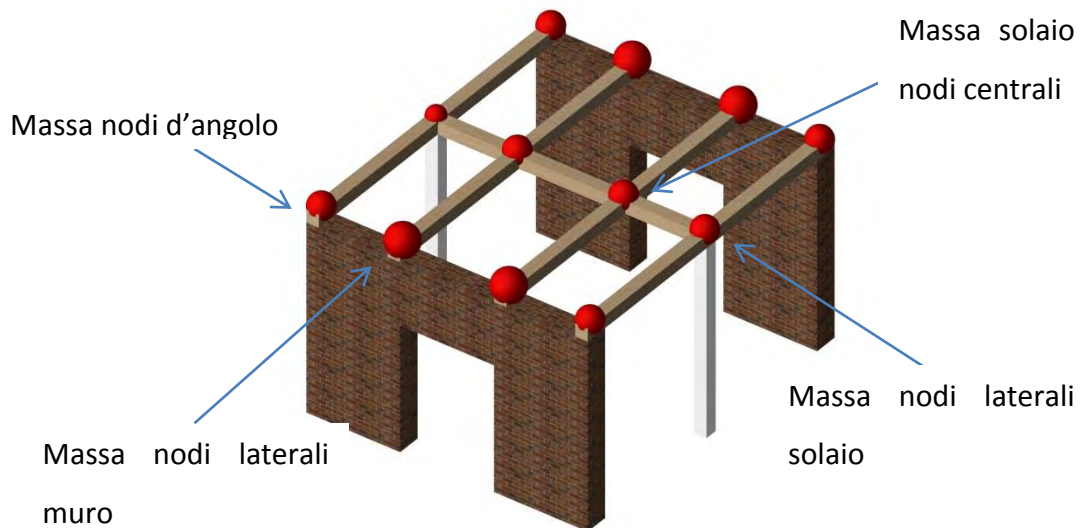


Figura 7-13: nomenclatura dei nodi

Per l'analisi delle forze verticali, si è seguito il medesimo procedimento ricavato nel caso studio 1a, ottenendo:

CARICHI per nodo solaio 5+ calpestio + muratura			
PP muro (maschi+fasce)			95.76 kN
PP solaio+calpestio (senza phi)			140.625 kN
Ptot struttura			332.145 kN
Pmuro laterale			102.6 kN
P nodi angolo	set	P_vert_ang	-130278.75 N
P nodi centrali	set	P_vert_centra	-55357.5 N

## 7.4.2 Time History

Per l'analisi seguente, si è considerato un unico accelerogramma (TH\_1) già analizzato nel capitolo 7.2.1.

Nel modello si è inserito il seguente linguaggio di calcolo per l'analisi Time-History:

```
#TIME HISTORY

loadConst -time 0.0;           # hold gravity constant and restart time
set Tol 5.0e-2;                # convergence tolerance for test
set Niter 100;                 # numero massimo di iterazioni Newton

wipeAnalysis;                  # clear previously-define analysis parameters
constraints Plain;             # how it handles boundary conditions
numberer Plain;                # renumber dof's to minimize band-width (optimization), if you want to
system BandGeneral;           # how to store and solve the system of equations in the analysis

test NormDispIncr $Tol $Niter 0 ;
#test NormUnbalance $Tol $Niter 0 ;
#test EnergyIncr $Tol $Niter 0 ;

algorithm Newton;
integrator Newmark 0.5 0.25

# define damping
# ----- damp K e M -----
set xDamp 0.02;                # 2% damping ratio
set lambda1 [eigen 1];         # eigenvalue mode 1
set omega1 [expr pow($lambda1,0.5)];

set offset 4;                  # due hZ più del 1o modo
set omega2 [expr ($omega1/6.28+$offset)*6.28] ;
puts "1a frequenza =[expr $omega1/6.28]"; # plotta la prima frequenza....
puts "2a frequenza =[expr $omega2/6.28]"; # plotta la seconda frequenza....

set alphaM [expr ($omega1*$omega2*2*$xDamp)/($omega1+$omega2) ] ;

set betaKcurr 0.0;              # K-proportional damping; +beatKcurr*KCurrent
set betaKcomm [expr (2*$xDamp)/($omega1+$omega2) ] ;

puts "alphaM = $alphaM"
puts "betaKcomm = $betaKcomm"

set betaKinit 0.;              # initial-stiffness proportional damping + beatKinit*Kini

# define damping
rayleigh $alphaM $betaKcurr $betaKinit $betaKcomm; # RAYLEIGH damping
# -----

analysis Transient
set AccelX "Series -dt 0.01 -filePath SIMQKE1.th -factor 1.02";

pattern UniformExcitation 4000 1 -accel $AccelX;

set DtAnalysis 0.001
set TmaxAnalysis 25
set Nsteps [expr int($TmaxAnalysis/$DtAnalysis)];
analyze $Nsteps $DtAnalysis

puts "Analisi completata"
```

Il valore cerchiato in rosso in figura è il coefficiente amplificativo dell'accelerazione utilizzata nel modello.

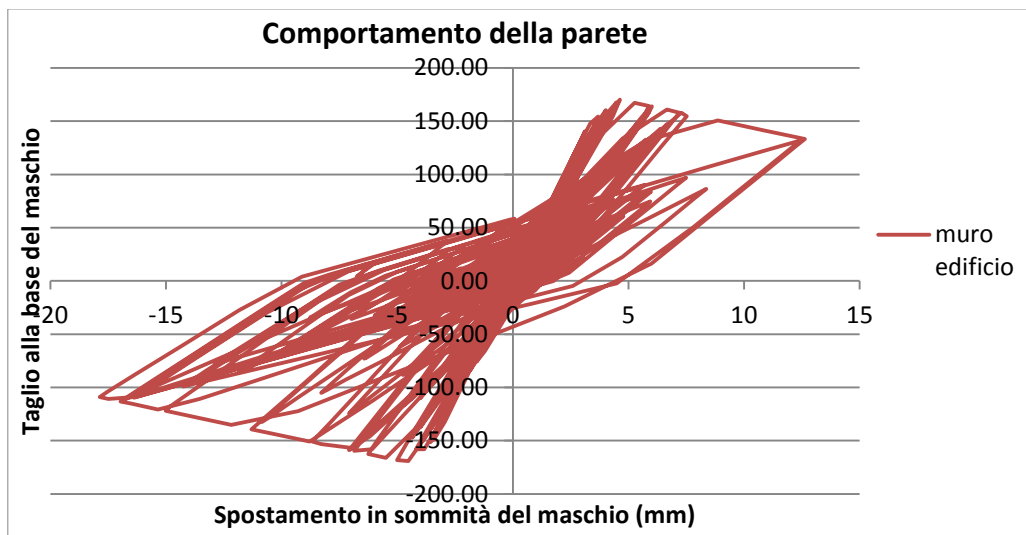
Tutto ciò permette di ricavare la PGA (Peak Ground Acceleration) di progetto per i diversi casi in analisi.

### 7.4.3 Comportamento globale della parete

In seguito all'analisi Time-History, si è osservato che il modello analizzato entra in crisi per una PGA superiore a 1.02 g. Per una PGA superiore, il modello non arriva a convergenza giacché il maschio si rompe per taglio-fessurazione diagonale.

Per questo caso studio 1b, non si riportano i grafici dell'andamento delle molle per una migliore chiarezza espositiva (le molle che vanno in crisi sono le molle diagonali della pareti murarie).

Di seguito si riporta il grafico F-s del muro dell'esempio trattato (i due muri hanno ottenuto, com'era da aspettarsi perché simmetrici, risultati analoghi):

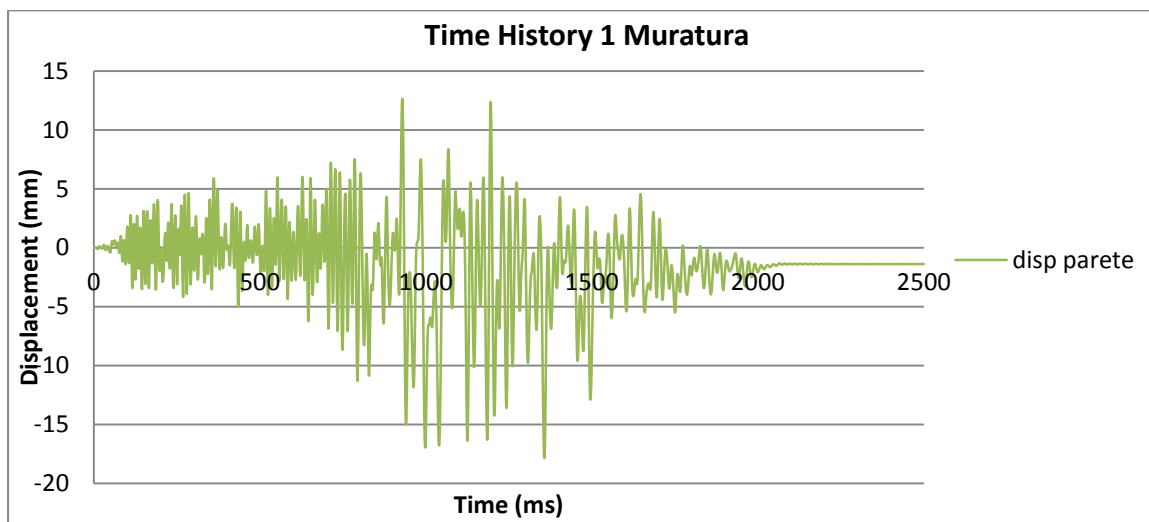


Dal grafico riportato sopra si nota che la parete non è rimasta nel ramo elastico e, quindi, contribuisce anch'essa alla dissipazione energetica del sisma.

Confrontando il taglio massimo ricavato dal modello con quello calcolato per la verifica a taglio fessurazione diagonale (per i due maschi della parete) si osserva che i risultati sono molto simili:

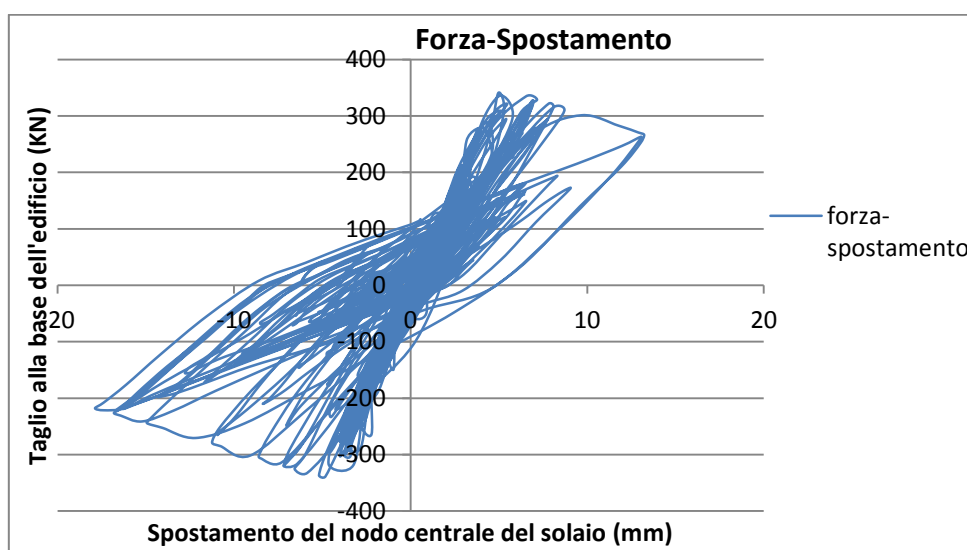
Tmax modello	170.20	kN
Tmax design	172.6982	kN

Si riporta, inoltre, il grafico della “storia” degli spostamenti in sommità del muro. Esso avviene tra 0 e 20 sec: nel modello si è voluto indagare il comportamento del muro fino 25 sec, volendo osservare come si comporta la muratura anche negli istanti successivi.

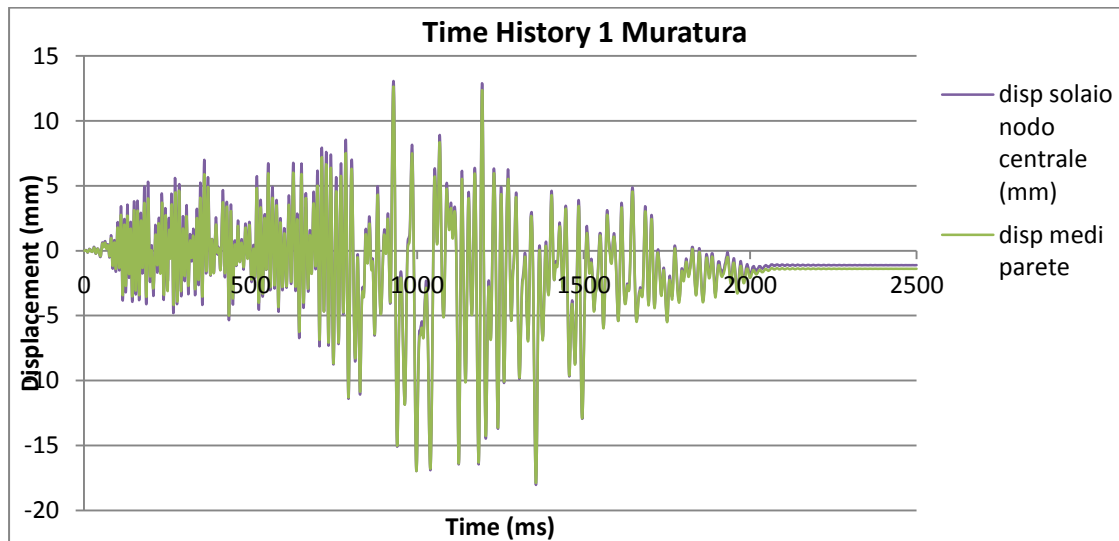


Per una PGA superiore, il modello non arriva a convergenza giacché il maschio si rompe per taglio-fessurazione diagonale.

Di seguito, si riporta il grafico in cui in ascissa si riporta lo spostamento del nodo centrale del solaio in [mm] e in ordinata è presente il taglio alla base dell'intero edificio in [KN] (come somma dei tagli dei due muri):



Di seguito, si rappresentano gli spostamenti del nodo centrale del solaio (in viola) e gli spostamenti della parete (in verde):



Si può notare come gli spostamenti del nodo centrale del solaio e quelli delle pareti laterali siano molto simili. Ciò è dovuto al fatto che il solaio in legno rinforzato con soletta in calcestruzzo ha una rigidezza elevata, tale da far compiere i medesimi spostamenti a pareti e solaio.

## 7.5 Conclusioni caso studio 1

Di seguito si presenta il confronto dell'andamento degli spostamenti di pareti e solaio al variare della PGA.

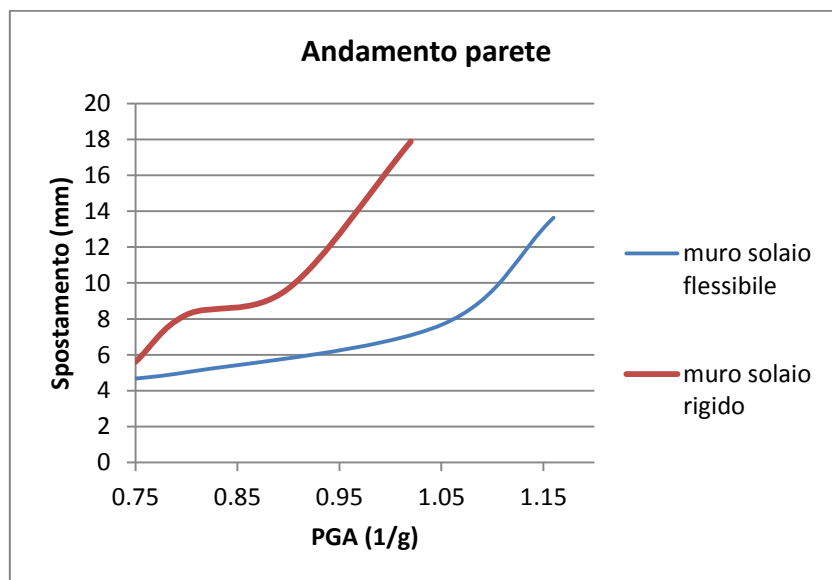


Figura 7-14: Andamento medio delle pareti per le due tipologie di solaio

Analizzando ciò che mostra il grafico precedente, si nota con interesse che, nel caso di solaio flessibile, le pareti sono sollecitate dal sisma in maniera minore rispetto al caso con solaio rigido, ovvero si fessureranno per valori di PGA più elevate.

Il collasso nel caso di consolidamento con soletta in calcestruzzo avviene per valori di PGA leggermente più bassi: i consolidamenti con tavolato a 45° collassano per accelerazioni più elevate, sintomo di una maggior, seppur lieve, capacità dissipativa.

In figura 7-15, si rappresenta l'andamento degli spostamenti del nodo centrale del solaio al variare della PGA per le due diverse tipologie di rinforzo.

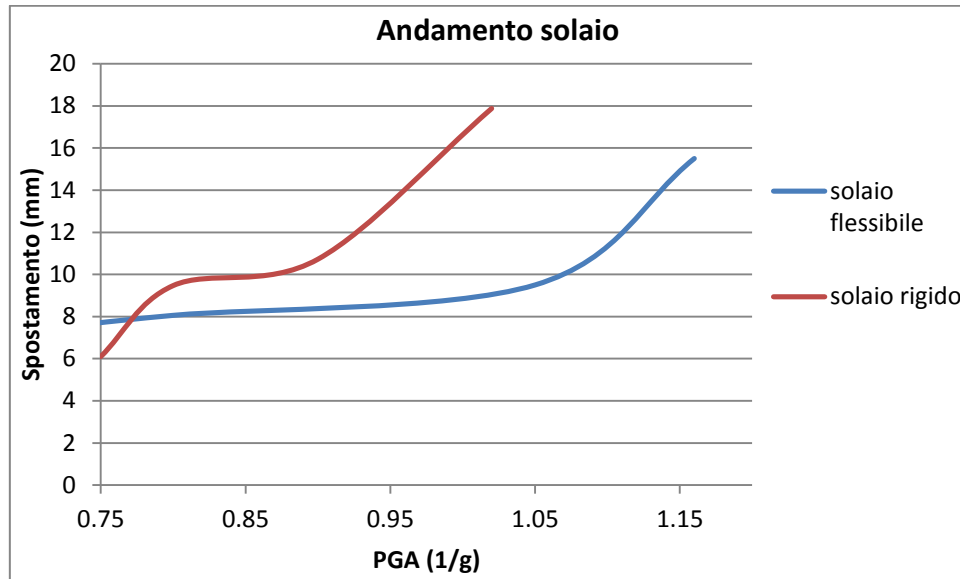


Figura 7-15: Andamento medio del solaio nei due casi analizzati

Anche in questo caso si nota come il solaio con tavolato a 45° collassa a valori più elevati di accelerazione di picco.

Di seguito si rappresenta l'andamento della massima differenza degli spostamenti tra il nodo centrale del solaio e le pareti laterali al variare dell'accelerazione di picco.

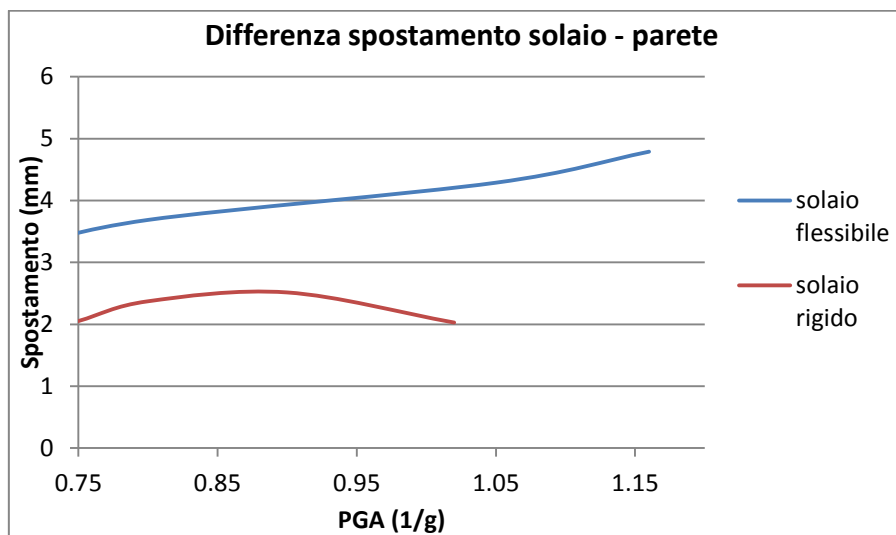


Figura 7-16: Andamento medio del solaio nei due casi analizzati

Si nota subito che per entrambi i casi 1a e 1b la differenza tra spostamenti del solaio e spostamenti della parete rimane pressoché costante al variare della PGA. Tuttavia, la differenza degli spostamenti nel caso 2a è più elevata rispetto a quella del caso 2b, sintomo della minore rigidità del solaio.

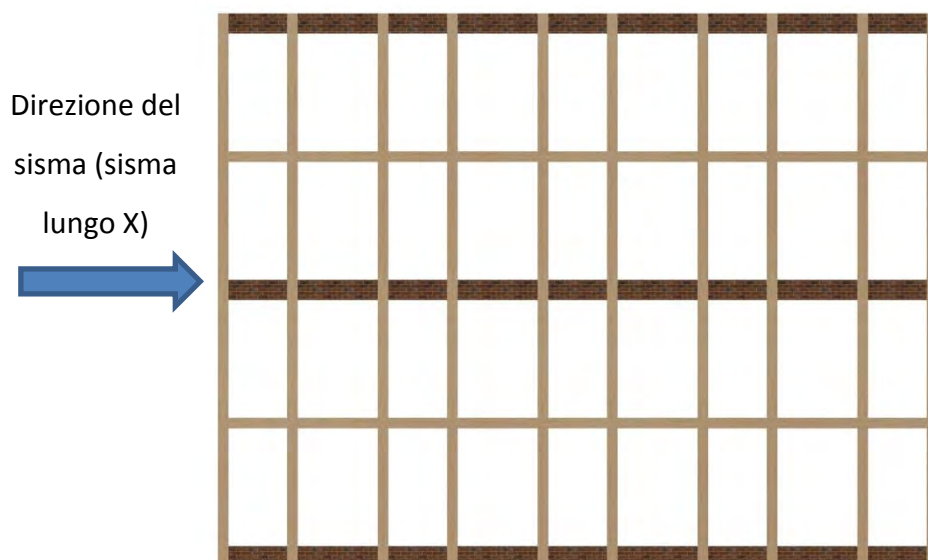
## 8 CASO STUDIO 2: EDIFICIO DI PIANTA 13.5x10m CON TRE MURI

Nel presente paragrafo, si presenta la modellazione di un edificio di pianta 13.5x10m con due pareti laterali e una parete centrale di lunghezza 13.5m (ogni muro avrà la medesima geometria, lo stesso numero di maschi -cinque- e di fasce di piano -quattro-, ma diverse caratteristiche di resistenza in quanto diversi sono i carichi verticali tra muro centrale e muri laterali) e il solaio in legno ad un'altezza di 3m.

Anche nel presente "caso studio 2", l'edificio è stato analizzato in due modi in base alla tipologia di rinforzo del solaio:

- Solaio rinforzato con doppio tavolato in legno a 45°;
- Solaio rinforzato con soletta in calcestruzzo armato.

I carichi verticali assegnati sono stati ricavati per mezzo di un'analisi dei carichi con una combinazione di carico sismico come da NTC'08. Le tre pareti sono parallele all'asse X, asse lungo il quale si sono applicate le sollecitazioni da sisma.



*Figura 8-1: pianta dell'edificio e direzione sisma*

Quindi, sono stati tarati dei beam con caratteristiche meccaniche e di resistenza (già analizzate nel capitolo 4.5) per considerare anche la presenza di pareti parallele all'asse Y nel fuori-piano della muratura che riducono gli spostamenti del solaio.



## EFFETTI DEL RINFORZO DI SOLAI IN LEGNO NEL MIGLIORAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA – MODELLAZIONE NUMERICA DELLE PARETI

Nell'esempio, sono state assegnate le masse sismiche in corrispondenza dei nodi del solaio e in sommità dei maschi, in modo da applicare un'unica analisi di tipo Time-History.

L'edificio analizzato ha la seguente geometria:

Geometria singolo muro			Geometria solaio		
h altezza muro	3000	mm	lunghezza singolo pannello	1500	mm
w larghezza singolo pannello muratura	1500	mm	larghezza singolo pannello solaio in legno	2500	mm
spessore	380	mm	lunghezza solaio	13500	mm
num maschi murari	5		larghezza solaio	10000	mm
l lunghezza totale muro	13500	mm	num nodi angolo	4	
num nodi massa sismica	10		num nodi laterali muro	16	
num nodi angolo	2		num nodi laterali solaio	6	
num nodi centrali	8		num nodi laterali solaio su muro/i centrale/i	2	
altezza fasce di piano	1000	mm	num nodi centrali (senza muro centrale)	16	
larghezza spandrel	1500	mm	num nodi centrali su muro/i centrale/i	8	
num spandrel nel muro	4				
num muri	3				

Per il caso in esame, si sono presi i seguenti valori di resistenza della muratura (valori ricavati dalle prove sperimentali viste nei capitoli precedenti per murature esistenti):

resist media a compressione della muratura	fu	-7.92	Mpa
resist a trazione della muratura	ft	0.1	Mpa
mod elast normale muratura (a $\sigma=0,33f_u$ )	E	2910	Mpa
deform ultima compressione= $3*\epsilon_{cy}$	$\epsilon_{cu}$	$3*\epsilon_{cy}$	adim
deform ultima trazione= $1,5*\epsilon_{ty}$	$\epsilon_{tu}$	$1,5*\epsilon_{ty}$	adim
resist media a taglio a compressione nulla	$\tau_0$	0.1	Mpa
mod elast tangenziale muratura	G	875	Mpa
20%*G	Gt	175	Mpa
coeff di coesione	c	0.2	Mpa
coeff di attrito	$\phi$	0.5	adim
peso specifico muratura	w	24	kN/m <sup>3</sup>

## CASO STUDIO 2: EDIFICIO DI PIANTA 13.5x10m CON TRE MURI

---

Per le fasce di piano si sono utilizzati, invece, i seguenti valori (i tiranti sono stati dimensionati col metodo precedentemente definito):

Fasce di piano			
fhd=50%*fu	fhd	-3.96	Mpa
φ tiranti	φ	26	mm
A singola tiranti	A	530.929	mm <sup>2</sup>
fyd	fyd	275	Mpa
forza da applicare nel modello	F	146005.519	N

## 8.1 Geometria della parete e del solaio

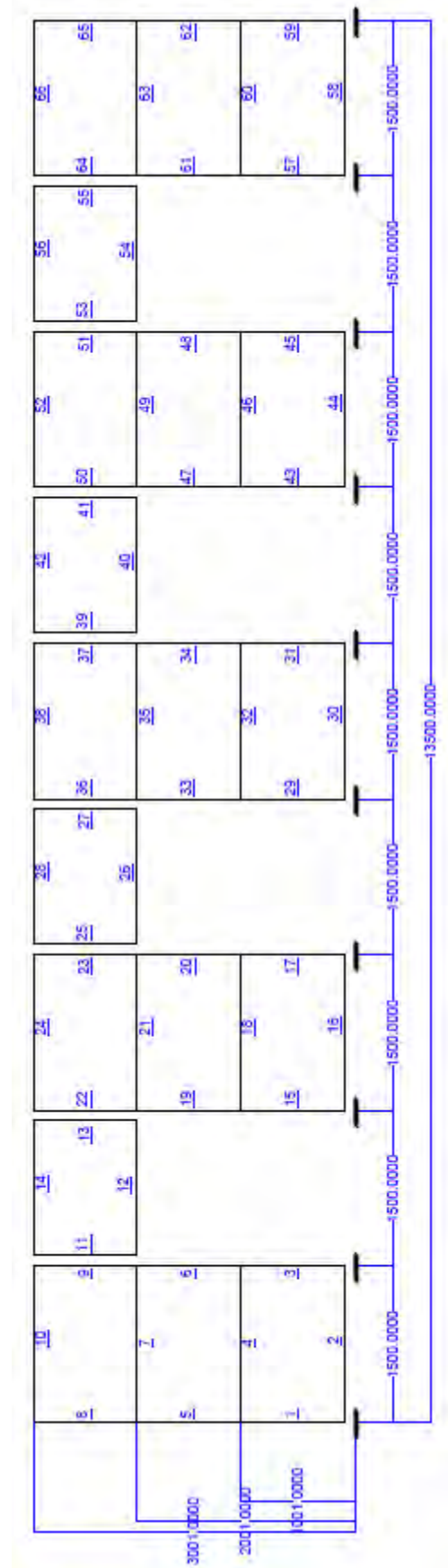


Figura 8-2: Qui a lato, si rappresentano le quote della parete di 13.5 m, la numerazione dei nodi e la numerazione dei truss infinitamente rigidi (in verde) inseriti nel modello di OpenSees.

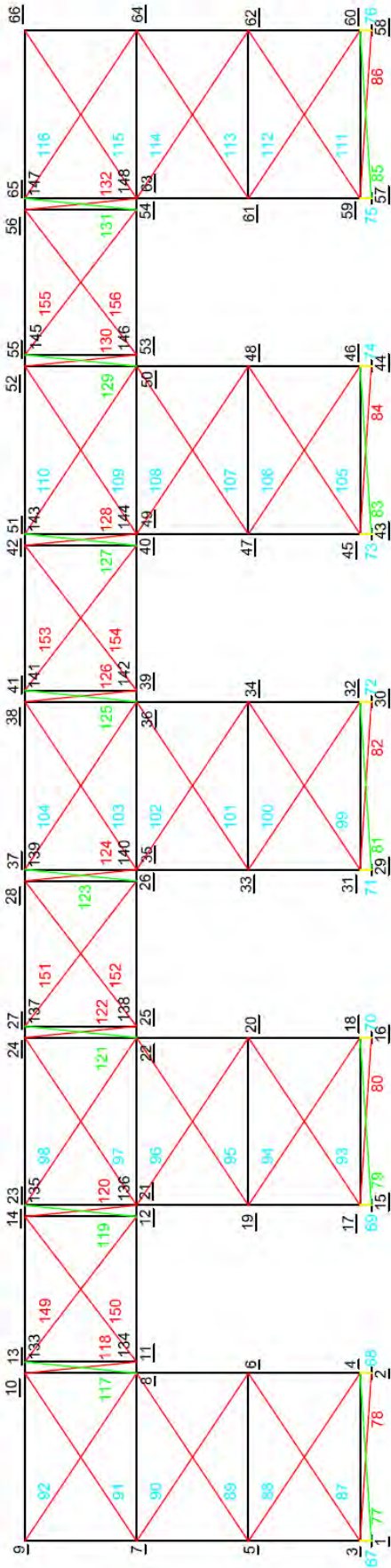


Figura 8-3: Qui a lato, si rappresenta la numerazione delle molle (sia dei maschi che delle fasce di piano) e la numerazione dei nodi inseriti nel modello di OpenSees.

## EFFETTI DEL RINFORZO DI SOLAI IN LEGNO NEL MIGLIORAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA – MODELLAZIONE NUMERICA DELLE PARETI

In figura 8-4 si riportano le dimensioni, la numerazione dei nodi, la numerazione dei truss infinitamente rigidi e quella degli elementi molla del solaio.

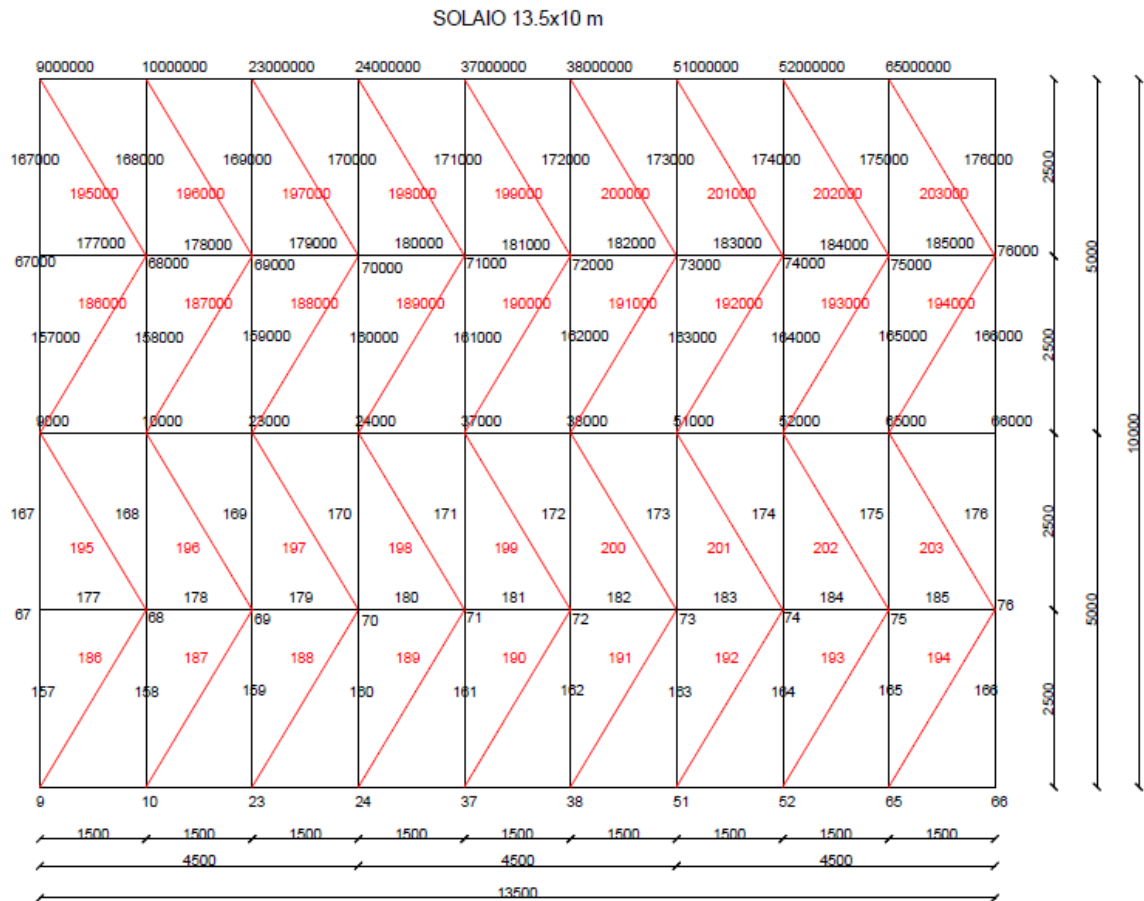


Figura 8-4: discretizzazione del solaio in analisi

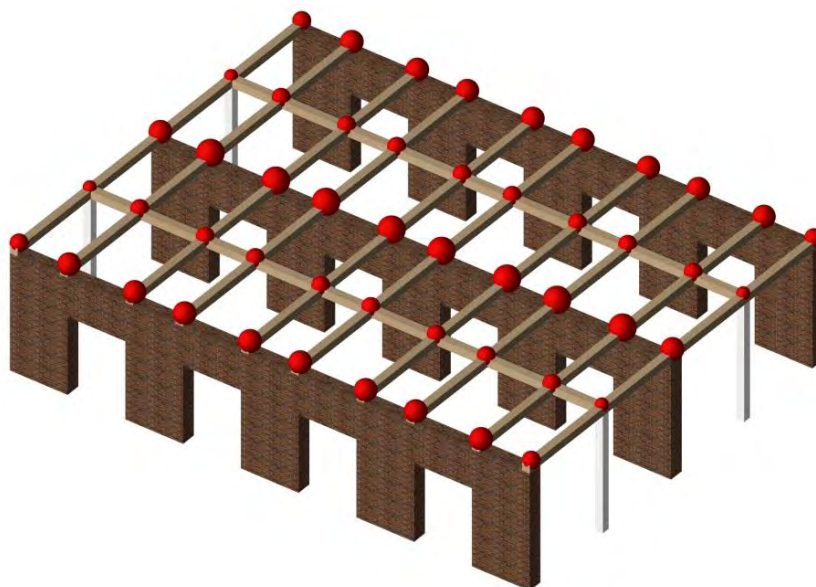


Figura 8-5: immagine 3D dell'edificio

## 8.2 Caso studio 2a: edificio di pianta 13.5x10m con solaio flessibile

### 8.2.1 Analisi dei carichi e masse sismiche

Come nel caso studio 1, si è ricavato:

Dati generali		
$\gamma$ muratura	24	kN/m <sup>3</sup>
g	9.806	m/sec <sup>2</sup>
massa muratura	2.447481	t/m <sup>3</sup>

Pesi solaio		
q calpestio	2	kN/m <sup>2</sup>
$\Psi_j$ calpestio	0.3	
peso solaio1	3	kN/m <sup>2</sup>
massa solaio1+calpestio	0.367122	t/m <sup>2</sup>

massa solaio 1 + calpestio + muratura			
massa nodi angolo	set	m_lat_murlat	1.390 t
massa nodi laterali muro	set	m_cent_murlat	2.432 t
massa nodi laterali solaio	set	m_lat_SOL	0.688 t
massa nodi centrali solaio	set	m_cent_SOL	1.377 t
massa nodi centrali su muro centrale	set	m_cent_murcentr	3.121 t
massa nodi laterali solaio su muro centrale	set	m_lat_murcentr	1.735 t

Le masse sismiche sono state inserite nel calcolatore come segue:

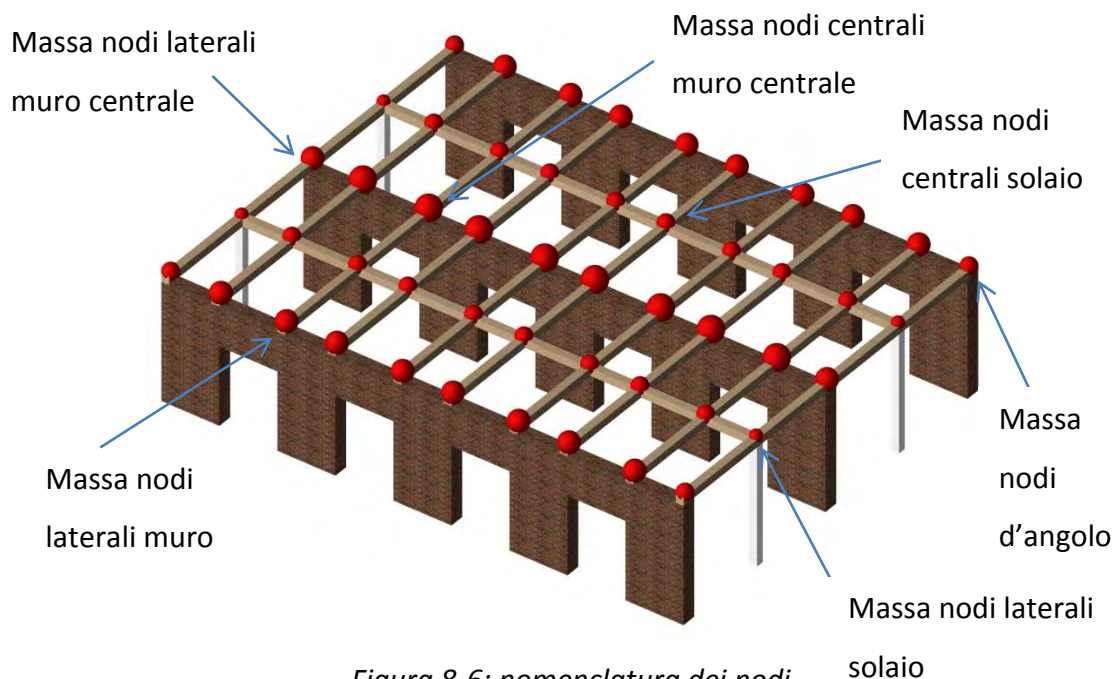


Figura 8-6: nomenclatura dei nodi

# EFFETTI DEL RINFORZO DI SOLAI IN LEGNO NEL MIGLIORAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA – MODELLAZIONE NUMERICA DELLE PARETI

Questi valori sono stati in seguito inseriti nel modello come segue:

```
#-----
#definizione variabili massa di piano
set m_lat_murlat      1.390475219
set m_centra_murlat  2.432184377
set m_lat_SOL        0.688354069
set m_centra_SOL     1.376708138
set m_centra_murcentr 3.120538446
set m_lat_murcentr   1.734652254

#-----
# applicazione delle masse
# MURO 0_LATERALE
mass 9      $m_lat_murlat      0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 10     $m_centra_murlat   0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 23     $m_centra_murlat   0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 24     $m_centra_murlat   0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 37     $m_centra_murlat   0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 38     $m_centra_murlat   0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 51     $m_centra_murlat   0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 52     $m_centra_murlat   0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 65     $m_centra_murlat   0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 66     $m_lat_murlat      0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;

#MURO 1_CENTRALE (MASSE DIVERSE)
mass 9000   $m_lat_murcentr    0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 10000  $m_centra_murcentr 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 23000  $m_centra_murcentr 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 24000  $m_centra_murcentr 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 37000  $m_centra_murcentr 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 38000  $m_centra_murcentr 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 51000  $m_centra_murcentr 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 52000  $m_centra_murcentr 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 65000  $m_centra_murcentr 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 66000  $m_lat_murcentr    0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;

#MURO 2_LATERALE
mass 9000000 $m_lat_murlat      0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 10000000 $m_centra_murlat   0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 23000000 $m_centra_murlat   0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 24000000 $m_centra_murlat   0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 37000000 $m_centra_murlat   0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 38000000 $m_centra_murlat   0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 51000000 $m_centra_murlat   0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 52000000 $m_centra_murlat   0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 65000000 $m_centra_murlat   0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 66000000 $m_lat_murlat      0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;

#SOLAIO 1
mass 67     $m_lat_SOL        0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 68     $m_centra_SOL     0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 69     $m_centra_SOL     0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 70     $m_centra_SOL     0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 71     $m_centra_SOL     0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 72     $m_centra_SOL     0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 73     $m_centra_SOL     0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 74     $m_centra_SOL     0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 75     $m_centra_SOL     0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 76     $m_lat_SOL        0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;

#SOLAIO 2
mass 67000  $m_lat_SOL        0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 68000  $m_centra_SOL     0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 69000  $m_centra_SOL     0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 70000  $m_centra_SOL     0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 71000  $m_centra_SOL     0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 72000  $m_centra_SOL     0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 73000  $m_centra_SOL     0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 74000  $m_centra_SOL     0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 75000  $m_centra_SOL     0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
mass 76000  $m_lat_SOL        0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
```

## CASO STUDIO 2: EDIFICIO DI PIANTA 13.5x10m CON TRE MURI

Saranno assegnate, inoltre, delle forze puntuali verticali agenti sui nodi superiori dei maschi murari (oltre alle già citate forze orizzontali dovute all'inserimento dei tiranti). Esse sono state ricavate con lo stesso procedimento per aree di influenza osservato in precedenza per le masse, con alcune differenze:

- si assegna l'intero peso proprio del muro (e non più solo metà massa del maschio murario);
- la forza verticale assegnata per i nodi d'angolo calcolata in questo modo (con le aree di influenza) è stata maggiorata considerando l'effetto di "incatenamento" che si ha con il muro perpendicolare (quello non portante). Per questo motivo, la forza ricavata precedentemente è stata sommata al peso proprio di metà muro perpendicolare (considerando il peso dell'altra metà di muro come una forza verticale aggiuntiva al nodo d'angolo dell'altra parete).

Questo secondo punto è stato reso necessario in quanto dal modello si è notato che i maschi tendevano a ribaltare (cosa non verosimile anche per la presenza, appunto, delle pareti perpendicolari).

Si sono ottenute di conseguenza le seguenti forze verticali, inserite nel modello:

CARICHI per nodo solaio 1 + calpestio + muratura			
PP muro (maschi+fasce)		259.92	kN
PP solaio+calpestio (senza phi)		675	kN
Ptot struttura		1454.76	kN
Pmuro asse z per pareti laterali		85.5	kN
Pmuro asse z per parete centrale		171	kN
P nodi angolo pareti laterali	P_vert_ang_murlat	-112440	N
P nodi centrali pareti laterali	P_vert_cent_murlat	-53880	N
P nodi angolo parete centrale	P_vert_ang_murcentr	-224880	N
P nodi centrali parete centrale	P_vert_cent_murcentr	-107760	N

OSS. Dato che si hanno carichi diversi tra muri laterali e muro centrale, si sono calcolate due tipologie diverse di molle diagonali e trasversali (in quanto esse variano in funzione del carico verticale). Le molle assiali che sono funzione solo delle caratteristiche meccaniche della muratura, restano invariate.



## EFFETTI DEL RINFORZO DI SOLAI IN LEGNO NEL MIGLIORAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA – MODELLAZIONE NUMERICA DELLE PARETI

Poiché i carichi verticali sono diversi, varia anche la resistenza a taglio ultimo del singolo muro. Per questo motivo si sarebbero dovuti calcolare due differenti tipologie di tiranti per muri laterali e muro centrale. Per una migliore chiarezza espositiva e per diminuire l'onere computazionale del modello (giacché si sarebbero dovute calcolare due diverse tipologie di molla per ogni elemento della fascia di piano) si è preferito l'utilizzo della stessa quantità di armatura per tutti e tre i muri.

I tiranti sono stati, quindi, calcolati per il taglio ultimo del muro centrale, valore di taglio più elevato.

T ult pann	83.94	kN
$F_y = T_u * H / (2 * H')$	125.91	kN
$F_{y, \text{min}}$ per fila	125.91	kN
$A_{\text{min}}$ per fila	457.855	mm <sup>2</sup>
num tiranti per fila	1	
$f_{yd}$	275	Mpa
$\phi_{\text{min}}$	24.145	mm
$\phi_{\text{progetto}}$	26	mm
$A_{\text{sing}}$ fila	530.929	mm <sup>2</sup>
$A_{\text{tot}}$	1061.858	mm <sup>2</sup>
$F_y$ tiranti tot	292.011	kN
$F_y$ tiranti per fila	146.006	kN

## CASO STUDIO 2: EDIFICIO DI PIANTA 13.5x10m CON TRE MURI

Questi valori sono stati inseriti nel modello come segue:

```
#definizione carichi (INSERIRE ALTRI CARICHI PER IL MURO CENTRALE)
set P_vert_ang_murlat -112440.0
set P_vert_centr_murlat -53880.0
set P_vert_ang_murcentr -224880.0
set P_vert_centr_murcentr -107760.0

#trefoli
set Fy_pos 146005.5186
set Fy_neg -146005.5186

#CARICHI MURO 0_LATERALE
load 9 $Fy_pos $P_vert_ang_murlat 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 7 $Fy_pos 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 10 0.0 $P_vert_centr_murlat 0.0 0.0 0.0 0.0;

load 23 0.0 $P_vert_centr_murlat 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 24 0.0 $P_vert_centr_murlat 0.0 0.0 0.0 0.0;

load 37 0.0 $P_vert_centr_murlat 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 38 0.0 $P_vert_centr_murlat 0.0 0.0 0.0 0.0;

load 51 0.0 $P_vert_centr_murlat 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 52 0.0 $P_vert_centr_murlat 0.0 0.0 0.0 0.0;

load 65 0.0 $P_vert_centr_murlat 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 66 $Fy_neg $P_vert_ang_murlat 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 64 $Fy_neg 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;

#####CARICHI MURO 1_CENTRALE
load 9000 $Fy_pos $P_vert_ang_murcentr 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 7000 $Fy_pos 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 10000 0.0 $P_vert_centr_murcentr 0.0 0.0 0.0 0.0;

load 23000 0.0 $P_vert_centr_murcentr 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 24000 0.0 $P_vert_centr_murcentr 0.0 0.0 0.0 0.0;

load 37000 0.0 $P_vert_centr_murcentr 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 38000 0.0 $P_vert_centr_murcentr 0.0 0.0 0.0 0.0;

load 51000 0.0 $P_vert_centr_murcentr 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 52000 0.0 $P_vert_centr_murcentr 0.0 0.0 0.0 0.0;

load 65000 0.0 $P_vert_centr_murcentr 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 66000 $Fy_neg $P_vert_ang_murcentr 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 64000 $Fy_neg 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;

#####CARICHI MURO 2_LATERALE
load 9000000 $Fy_pos $P_vert_ang_murlat 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 7000000 $Fy_pos 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 10000000 0.0 $P_vert_centr_murlat 0.0 0.0 0.0 0.0;

load 23000000 0.0 $P_vert_centr_murlat 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 24000000 0.0 $P_vert_centr_murlat 0.0 0.0 0.0 0.0;

load 37000000 0.0 $P_vert_centr_murlat 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 38000000 0.0 $P_vert_centr_murlat 0.0 0.0 0.0 0.0;

load 51000000 0.0 $P_vert_centr_murlat 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 52000000 0.0 $P_vert_centr_murlat 0.0 0.0 0.0 0.0;

load 65000000 0.0 $P_vert_centr_murlat 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 66000000 $Fy_neg $P_vert_ang_murlat 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 64000000 $Fy_neg 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
)
```

## 8.2.2 Analisi Time-History

Per l'analisi seguente, si sono considerati i tre accelerogrammi analizzati nel capitolo 7.2.1.

Nel modello, sarà inserito il seguente linguaggio per l'analisi Time-History:

```

#TIME HISTORY

loadConst -time 0.0;          # hold gravity constant and restart time
set Tol 5.0e-2;              # convergence tolerance for test
set Niter 100;               # numero massimo di iterazioni Newton

wipeAnalysis;               # clear previously-define analysis parameters
constraints Plain;          # how it handles boundary conditions
numberer Plain;            # renumber dof's to minimize band-width (optimization), if you want to
system BandGeneral;        # how to store and solve the system of equations in the analysis

test NormDispIncr $Tol $Niter 0 ;
#test NormUnbalance $Tol $Niter 0 ;
#test EnergyIncr $Tol $Niter 0 ;

algorithm Newton;
integrator Newmark 0.5 0.25

# define damping
# ----- damp K e M -----
set xDamp 0.02;              # 2% damping ratio
set lambda1 [eigen 1];      # eigenvalue mode 1
set omega1 [expr pow($lambda1,0.5)];

set offset 4;               # due hZ più del lo modo
set omega2 [expr ($omega1/6.28+$offset)*6.28] ;
puts "1a frequenza =[expr $omega1/6.28]"; # plotta la prima frequenza.....
puts "2a frequenza =[expr $omega2/6.28]"; # plotta la seconda frequenza.....

set alphaM [expr ($omega1*$omega2*2*$xDamp)/($omega1+$omega2)] ;

set betaKcurr 0.0;          # K-proportional damping; +beatKcurr*KCurrent
set betaKcomm [expr (2*$xDamp)/($omega1+$omega2)] ;

puts "alphaM = $alphaM"
puts "betaKcomm = $betaKcomm"

set betaKinit 0.;          # initial-stiffness proportional damping + beatKinit*Kini

# define damping
rayleigh $alphaM $betaKcurr $betaKinit $betaKcomm; # RAYLEIGH damping
# -----

analysis Transient
set AccelX "Series -dt 0.01 -filePath SIMQKE1.th -factor 1.0";
pattern UniformExcitation 4000 1 -accel $AccelX;

set DtAnalysis 0.001
set TmaxAnalysis 25
set Nsteps [expr int($TmaxAnalysis/$DtAnalysis)];
analyze $Nsteps $DtAnalysis

puts "Analisi completata"

set finishTime [clock clicks -milliseconds];
set timeSeconds [expr ($finishTime-$startTime)/1000];
set timeMinutes [expr ($timeSeconds/60)];
set timeHours [expr ($timeSeconds/3600)];
set timeMinutes [expr ($timeMinutes - $timeHours*60)];
set timeSeconds [expr ($timeSeconds - $timeMinutes*60 - $timeHours*3600)];
puts "\n-----";
#puts "\a";
puts "TOTAL TIME TAKEN $timeHours:$timeMinutes:$timeSeconds";

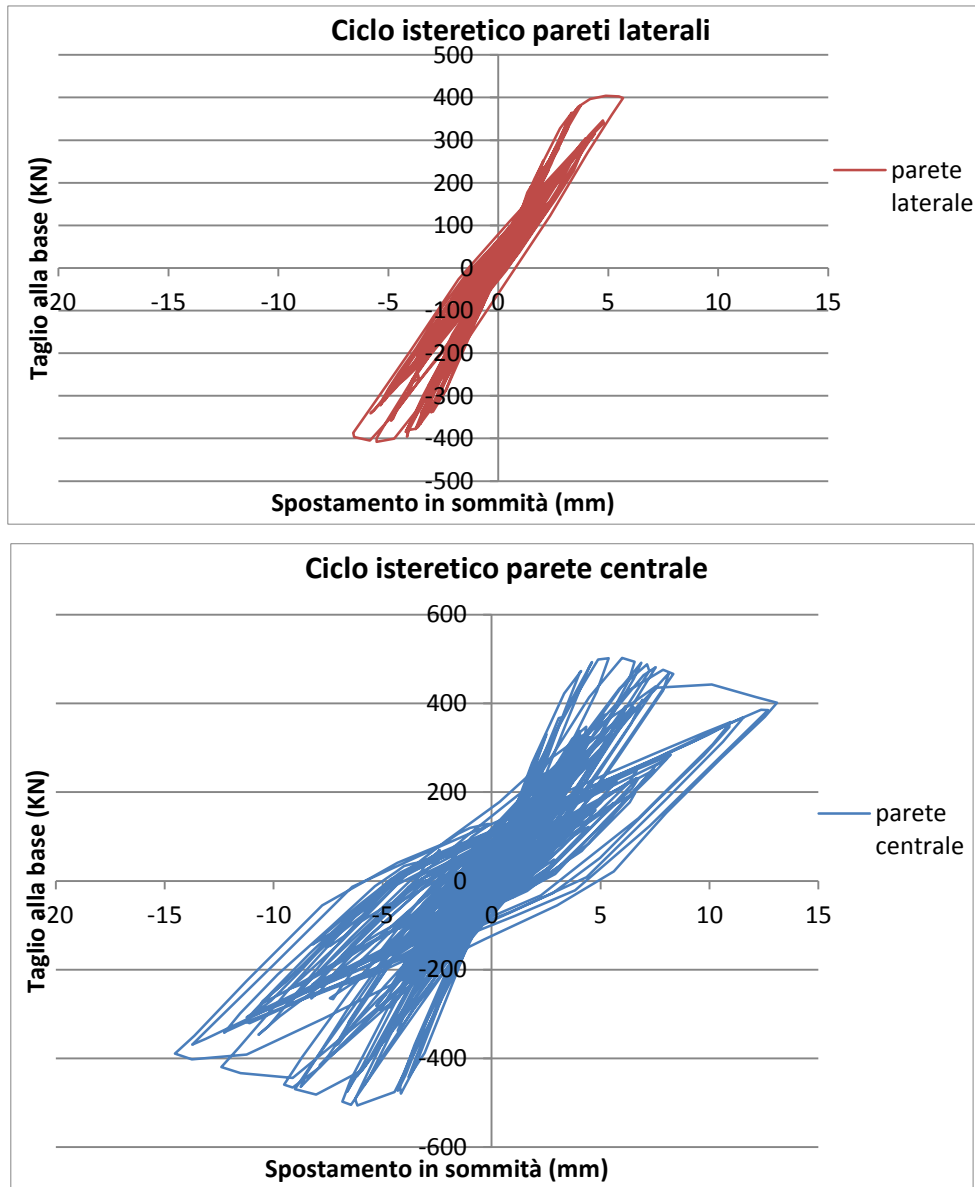
```

In figura precedente, cerchiato in rosso, c'è il nome dell'accelerogramma inserito nel modello: si cambierà volta per volta per l'analisi di tutti e tre i casi.

8.2.2.1 Time History – TH1

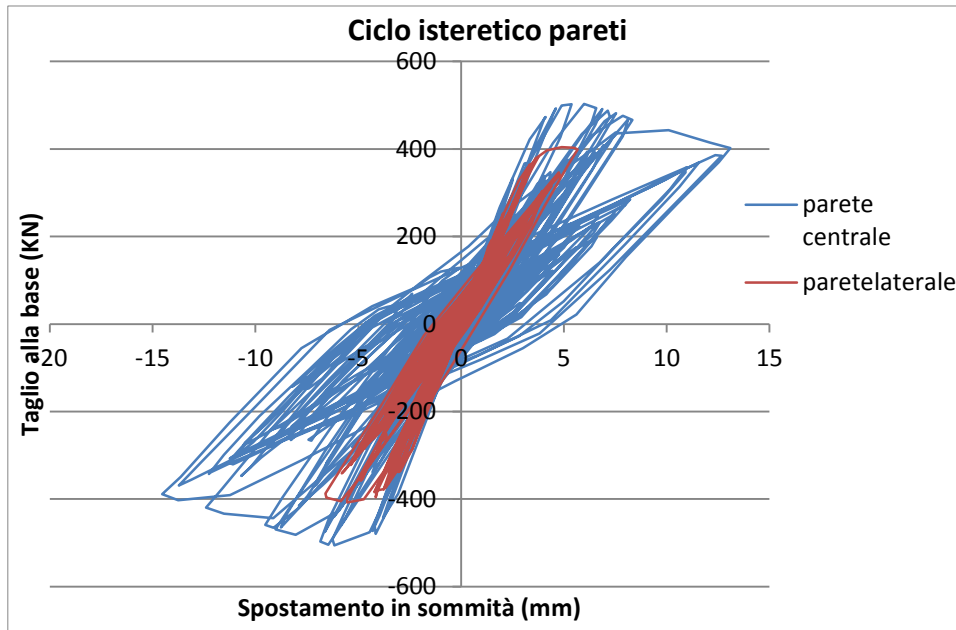
Per questo accelerogramma TH1, il caso studio entra in crisi per un'accelerazione di picco PGA superiore all'1.0 g.

Si riportano di seguito i cicli isteretici delle pareti analizzate nel modello:



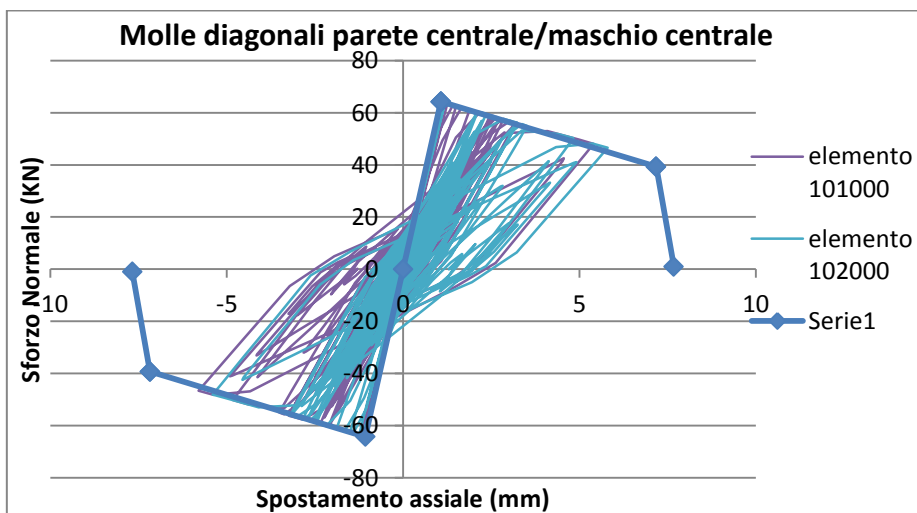
Dai grafici soprariportati si può notare come le sollecitazioni sismiche gravino maggiormente sul muro centrale: esso, infatti, è il più sollecitato ed è quello che entrerà in crisi. Si può notare che, mentre le pareti laterali hanno poca dissipazione energetica dato che rimangono pressoché in campo elastico (in seguito si osserverà il comportamento delle molle), il muro centrale entra abbondantemente in campo plastico.

Dal successivo grafico si può notare quanto appena affermato: l'area racchiusa dalla linea blu è molto più ampia di quella racchiusa dalla linea rossa.



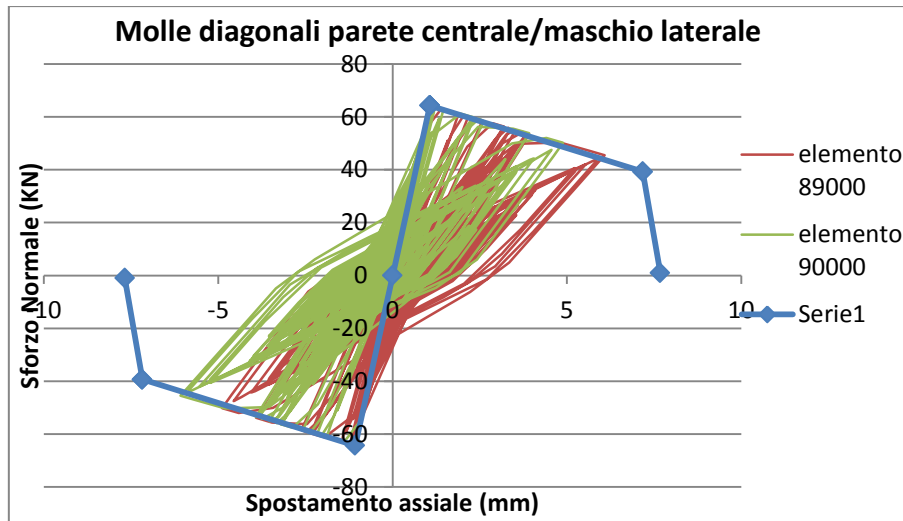
Di seguito, si passa ad analizzare il comportamento delle molle più sollecitate, al fine di analizzare la tipologia di rottura raggiunta. Non si riportano i grafici di ogni elemento per una migliore chiarezza espositiva dell'elaborato.

- Molle diagonali della parete centrale/maschio centrale:



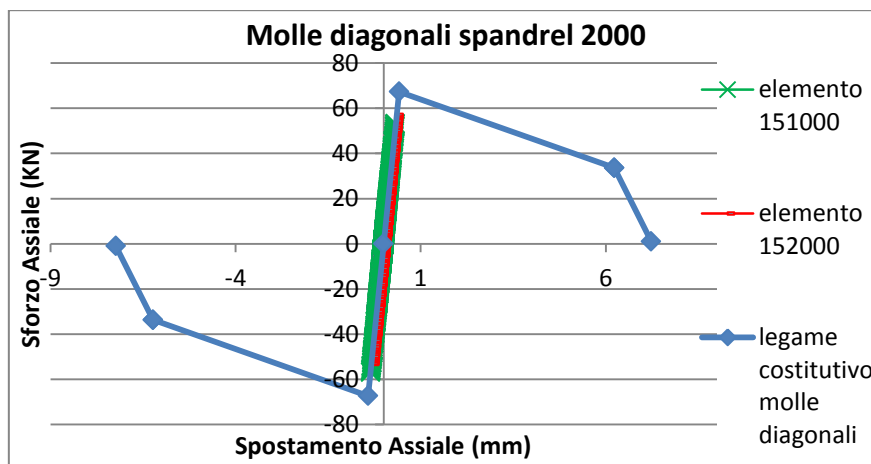
Come si denota dal grafico, queste molle saranno quelle che si romperanno. Da ciò si deduce che l'edificio entra in crisi per taglio-fessurazione diagonale della parete centrale.

- Molle diagonali della parete centrale/maschio laterale:



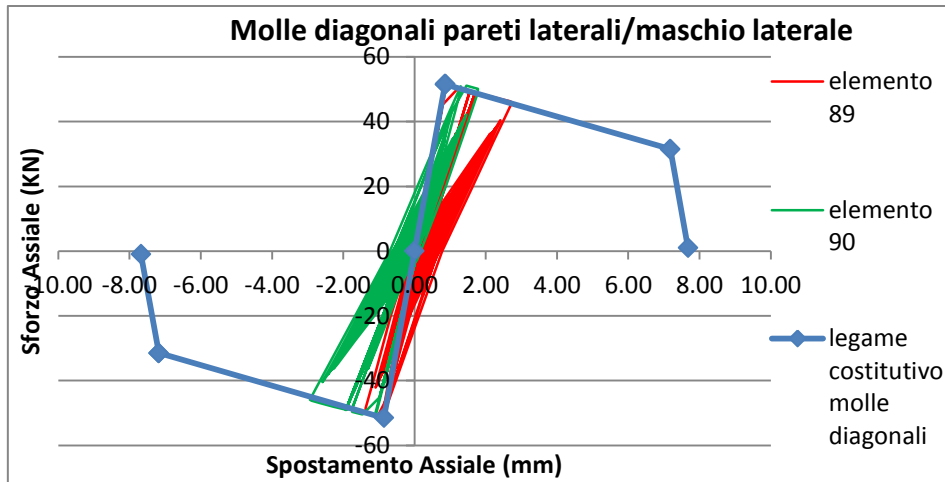
Si nota come anche queste molle entrano in crisi: ciò è significativo del fatto che le fasce di piano e i trefoli inseriti collegano efficacemente tutti i maschi della parete, facendoli lavorare tutti allo stesso modo.

- Molle diagonali spandrel della parete centrale:



Si nota che le fasce di piano del muro centrale non fessurano poiché le molle diagonali spandrel rimangono sempre nel ramo elastico. Ciò significa che i tiranti sono stati dimensionati ottimamente, giacché queste molle vengono sfruttate quasi fino al limite elastico, senza però superarlo.

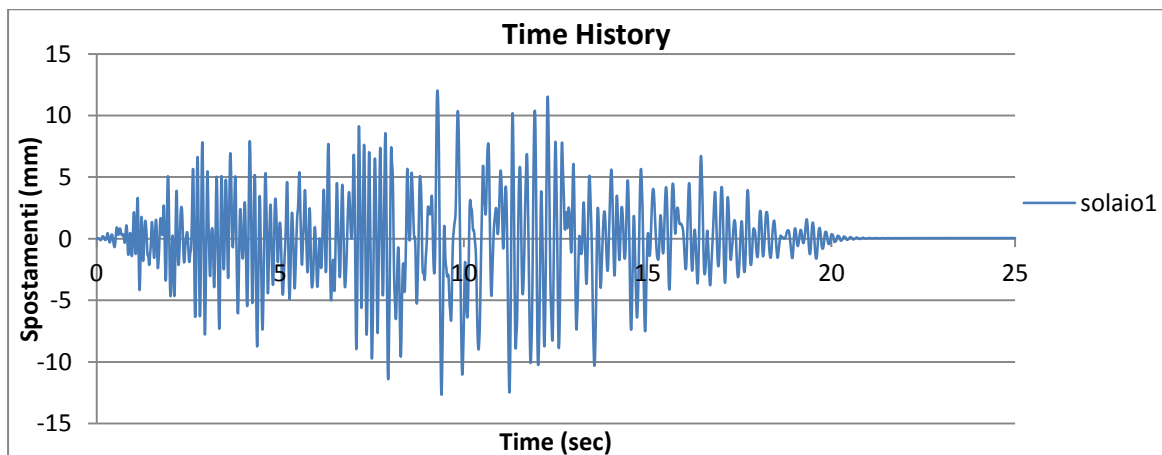
- Molle diagonali delle pareti laterali/maschio laterale:



Si nota, come già affermato, che i muri laterali iniziano a fessurarsi diagonalmente (superano il limite elastico) ma non raggiungono la rottura: prima, infatti, si romperà il muro centrale.

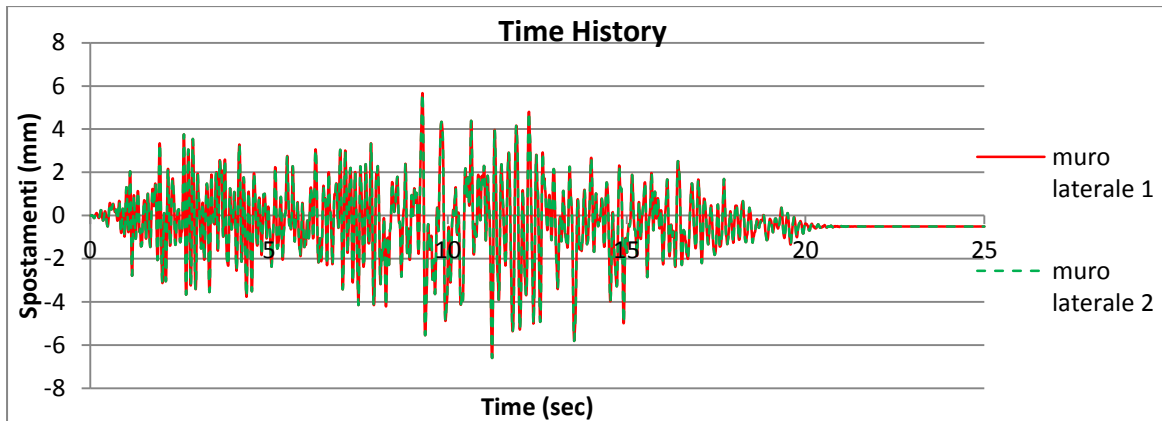
Infine, si è analizzata la storia degli spostamenti di solaio, muri laterali e muro centrale:

- Spostamenti solaio:



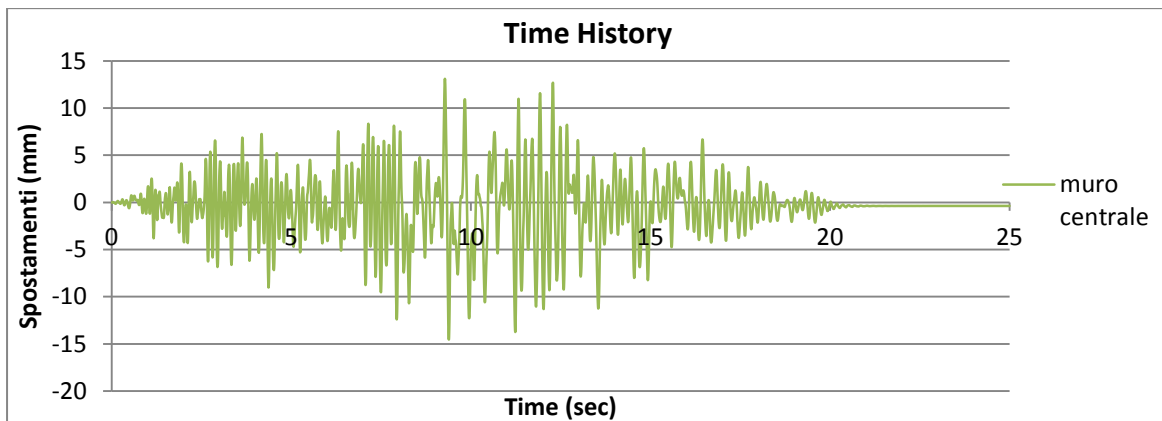
Lo spostamento massimo del nodo centrale del solaio (tra parete laterale e muro centrale) è pari a 12.66 mm.

- Spostamenti muri laterali:



Si osserva, come prevedibile per simmetria, che i due muri laterali si comportano allo stesso modo. Essi si spostano al massimo di 6.59 mm. Si può notare come rimanga una deformazione residua pari a 0.27 mm per la fessurazione della parete.

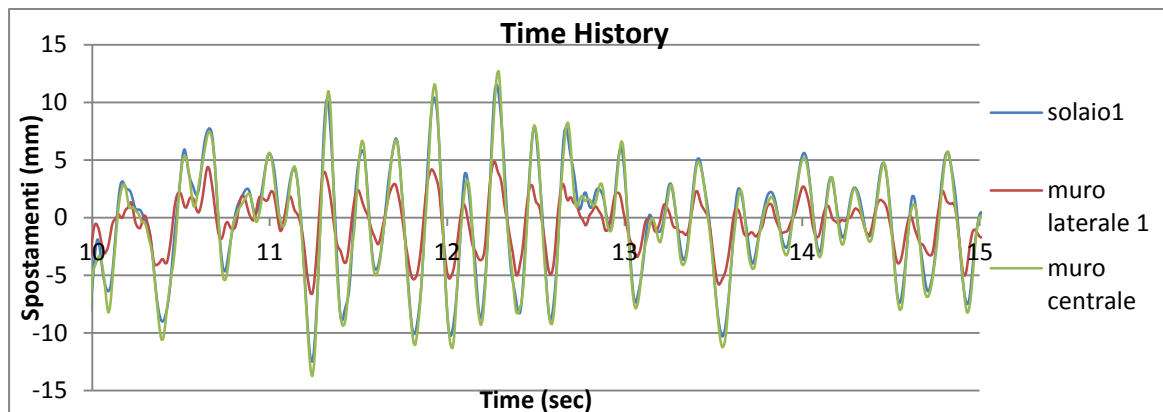
- Spostamenti muro centrale:



Lo spostamento massimo del muro centrale è pari a 14.54 mm. Si può notare ancora una deformazione residua di 0.52 mm dovuta alla fessurazione della parete.



- Confronto tra i vari spostamenti (in un periodo tra 10 e 15 sec):



Si può notare come gli spostamenti del solaio e del muro centrale siano molto simili, mentre quelli delle pareti laterali siano più bassi degli altri.

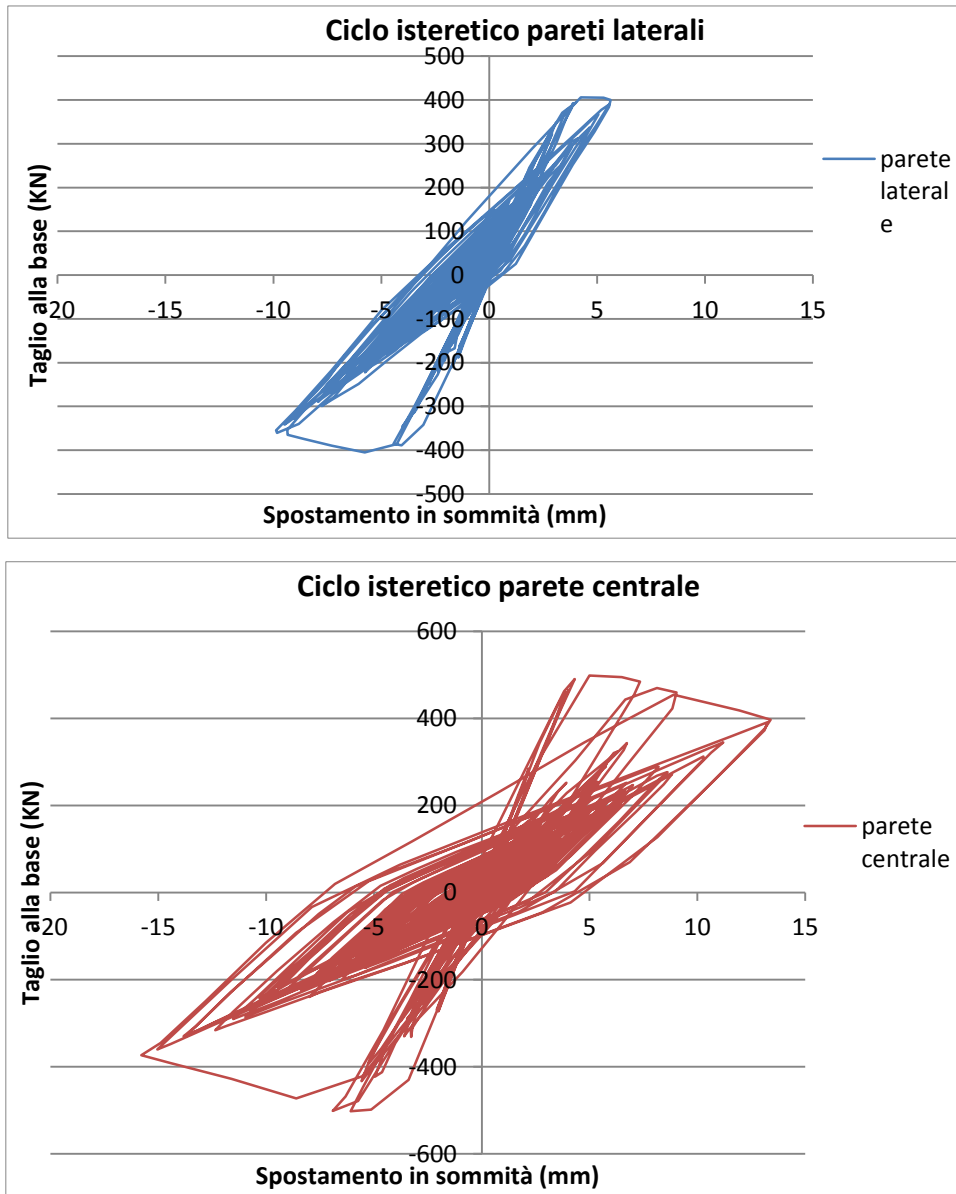
Questo grafico, inoltre, comprova che la tipologia di solaio analizzata è flessibile in quanto gli spostamenti delle pareti laterali e quelli del muro centrale sono molto diversi (anche se comunque mantengono gli stessi versi). Ad esempio, da un solo rapido confronto tra gli spostamenti di picco (6.59 mm dei muri laterali contro i 14.54 mm della parete centrale) si denota una differenza di più del doppio degli spostamenti.

OSS. Ci aspetteremo che questa differenza di spostamenti sia molto meno pronunciata nel caso di solaio rigido (caso studio 2b).

8.2.2.2 Time History – TH2

Per questo accelerogramma TH2, il caso studio entra in crisi per un'accelerazione di picco PGA superiore allo 0.95 g.

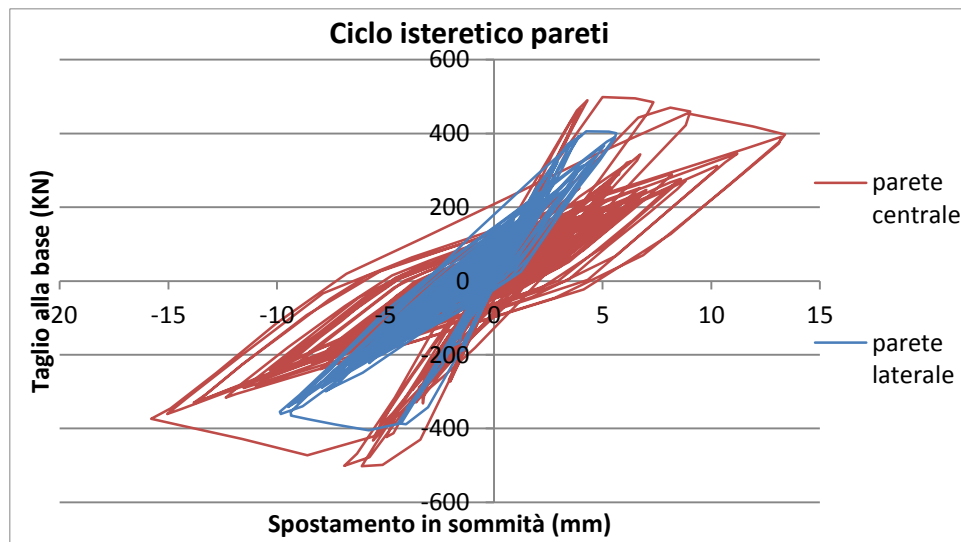
Si riportano di seguito i cicli isteretici delle pareti analizzate nel modello:



Dai grafici soprariportati si può notare come le sollecitazioni sismiche gravino maggiormente sul muro centrale: esso, infatti, è il più sollecitato ed è quello che entrerà in crisi. Si può notare che, mentre le pareti laterali hanno poca dissipazione energetica dato che rimangono pressoché in campo elastico (in seguito si osserverà il

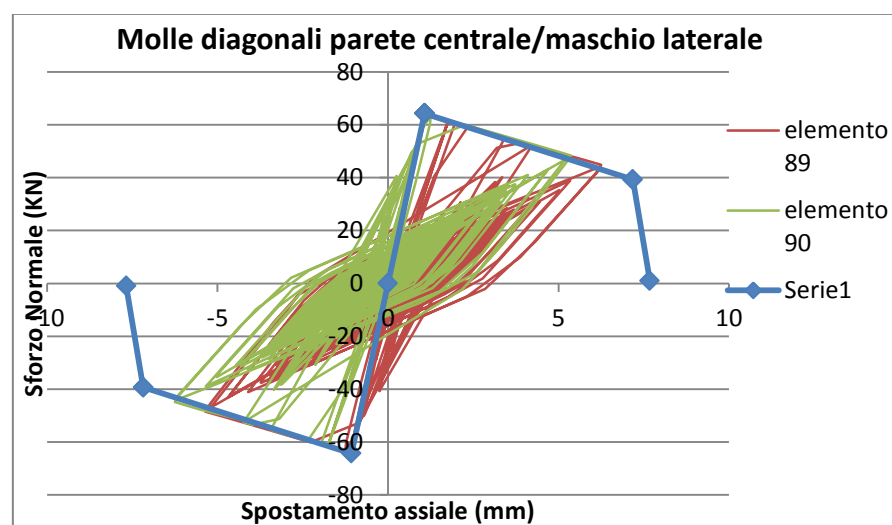
comportamento delle molle), il muro centrale entra abbondantemente in campo plastico.

Dal successivo grafico si può notare quanto appena affermato: l'area racchiusa dalla linea rossa è molto più ampia di quella racchiusa dalla linea blu.



Di seguito, si passa ad analizzare il comportamento delle molle più sollecitate, al fine di analizzare la tipologia di rottura raggiunta. Non si riportano i grafici di ogni elemento per una migliore chiarezza espositiva dell'elaborato.

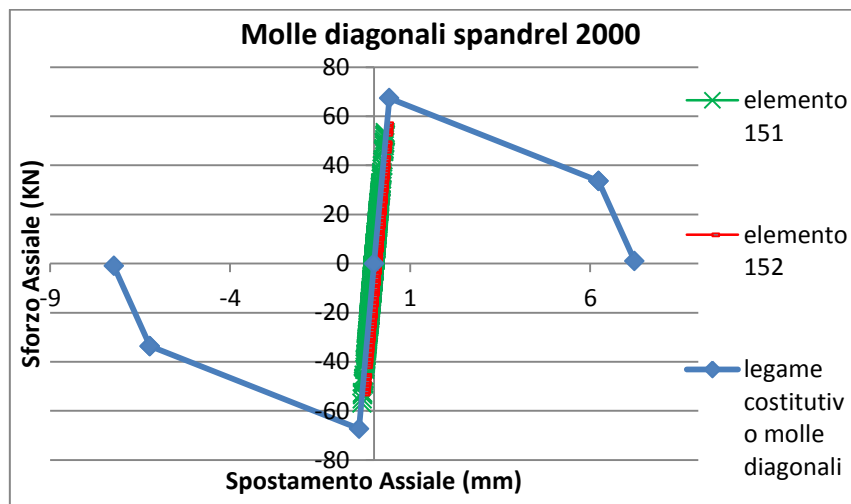
- Molle diagonali della parete centrale/maschio laterale:



Come si denota dal grafico, queste molle saranno quelle che si romperanno. Da ciò si deduce che l'edificio entra in crisi per taglio-fessurazione diagonale della parete centrale.

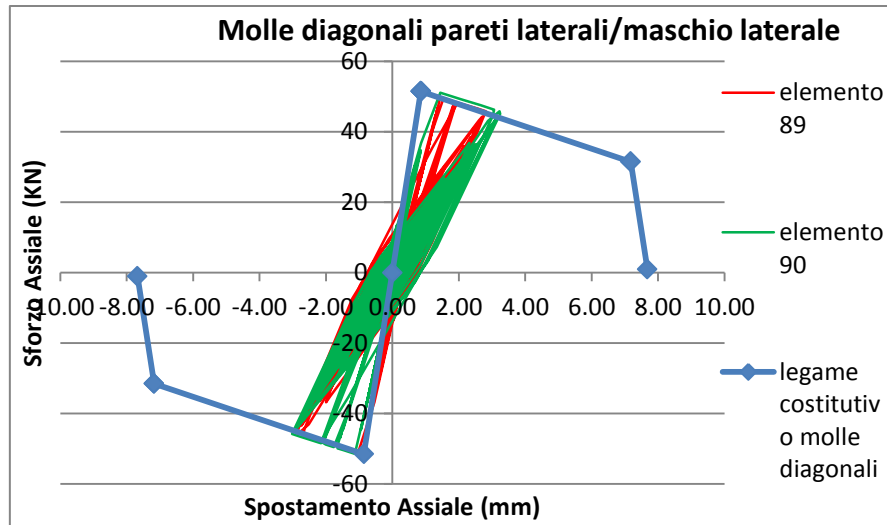
OSS. Si è visto dallo studio delle altre molle diagonali della parete centrale che tutte entrano in crisi (tranne naturalmente le molle diagonali superiori che rimangono nel ramo elastico): ciò è significativo del fatto che le fasce di piano e i tiranti inseriti collegano efficacemente tutti i maschi della parete, facendoli lavorare tutti allo stesso modo.

- Molle diagonali spandrel della parete centrale:



Si nota che le fasce di piano del muro centrale non fessurano poiché le molle diagonali spandrel rimangono sempre nel ramo elastico. Ciò significa che i tiranti sono stati dimensionati ottimamente, giacché queste molle vengono sfruttate quasi fino al limite elastico, senza però superarlo.

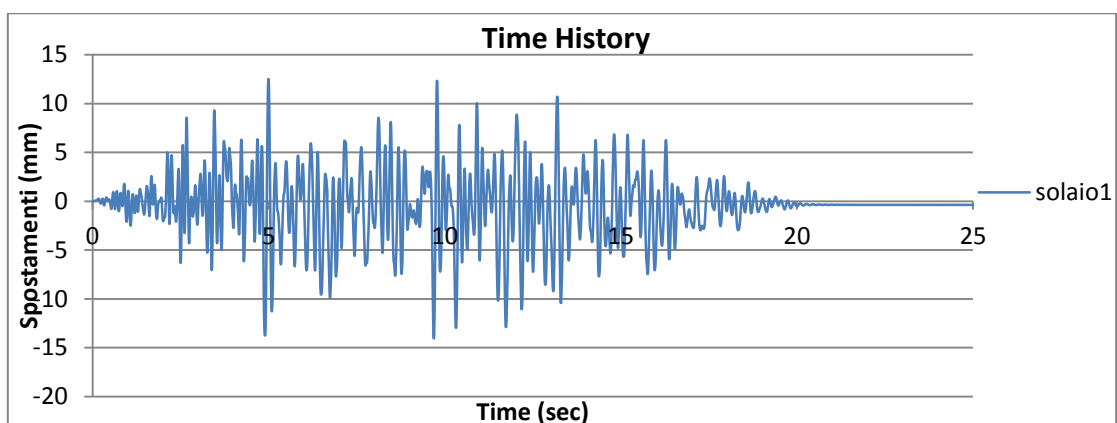
- Molle diagonali delle pareti laterali/maschio laterale:



Si nota, come già affermato, che i muri laterali iniziano a fessurarsi diagonalmente (superano il limite elastico) ma non raggiungono la rottura: prima, infatti, si romperà il muro centrale.

Infine, si è analizzata la storia degli spostamenti di solaio, muri laterali e muro centrale:

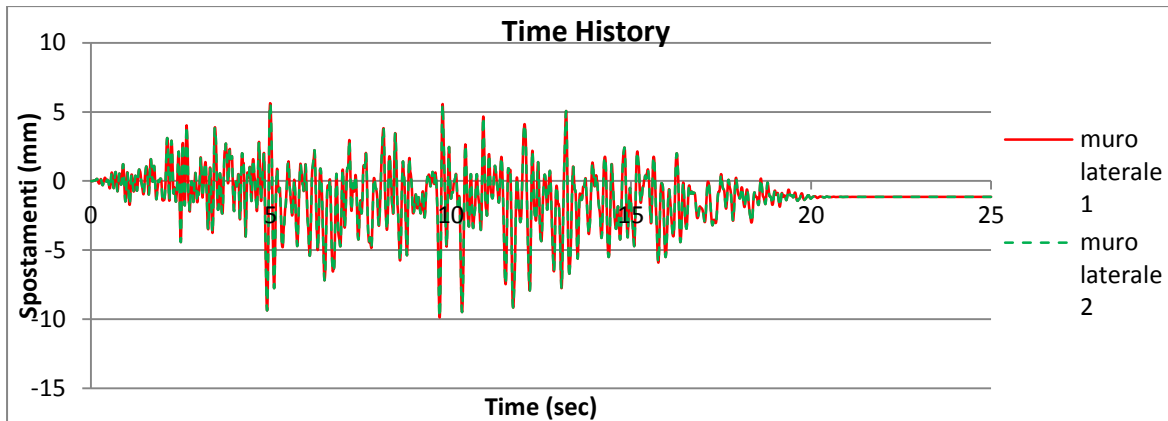
- Spostamenti solaio:



Lo spostamento massimo del nodo centrale del solaio (tra parete laterale e muro centrale) è pari a 14.06 mm.

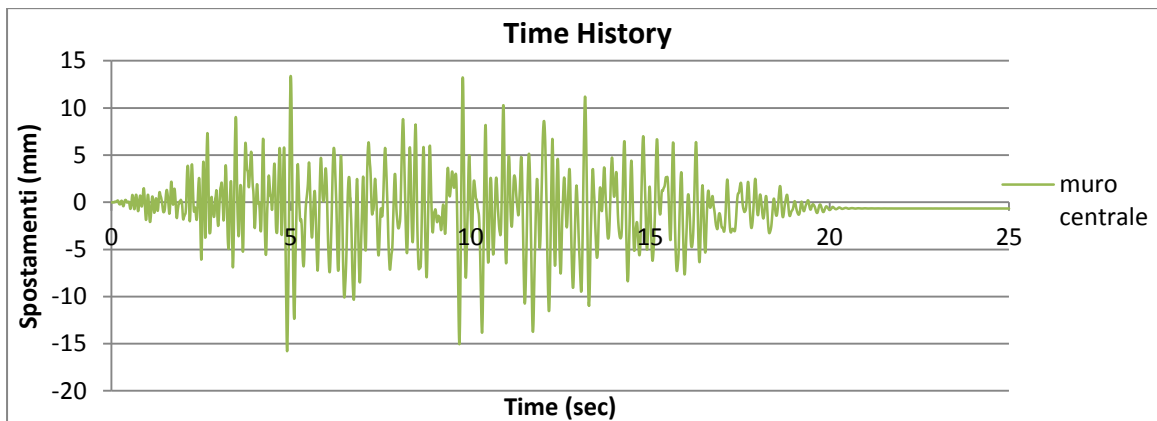
## CASO STUDIO 2: EDIFICIO DI PIANTA 13.5x10m CON TRE MURI

- Spostamenti muri laterali:



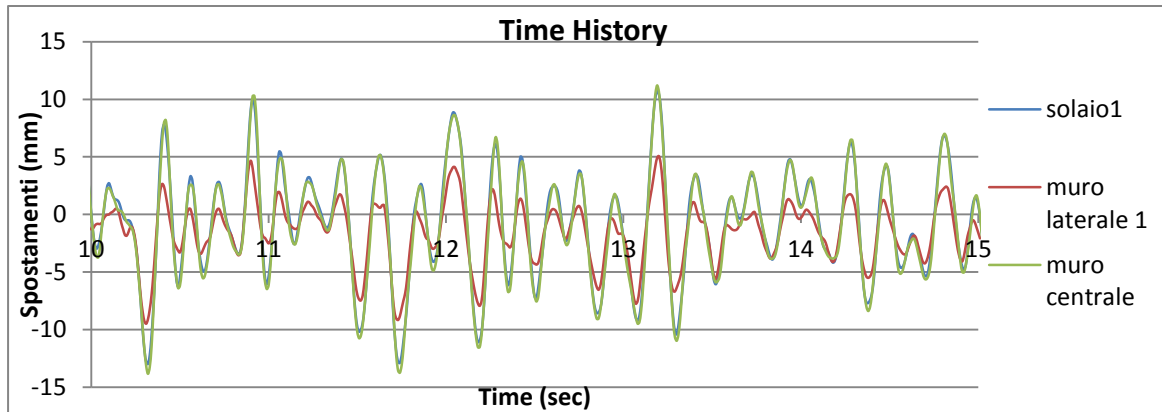
Si osserva, come prevedibile per simmetria, che i due muri laterali si comportano allo stesso modo. Essi si spostano al massimo di 9.87 mm. Si può notare come rimanga una deformazione residua pari a 0.85 mm per la fessurazione della parete.

- Spostamenti muro centrale:



Lo spostamento massimo del muro centrale è pari a 15.69 mm. Si può notare ancora una deformazione residua di 0.68 mm dovuta alla fessurazione della parete.

- Confronto tra i vari spostamenti (in un periodo tra 10 e 15 sec):



Analogamente alla TH1, si può notare come gli spostamenti del solaio e del muro centrale siano molto simili, mentre quelli delle pareti laterali siano più bassi degli altri.

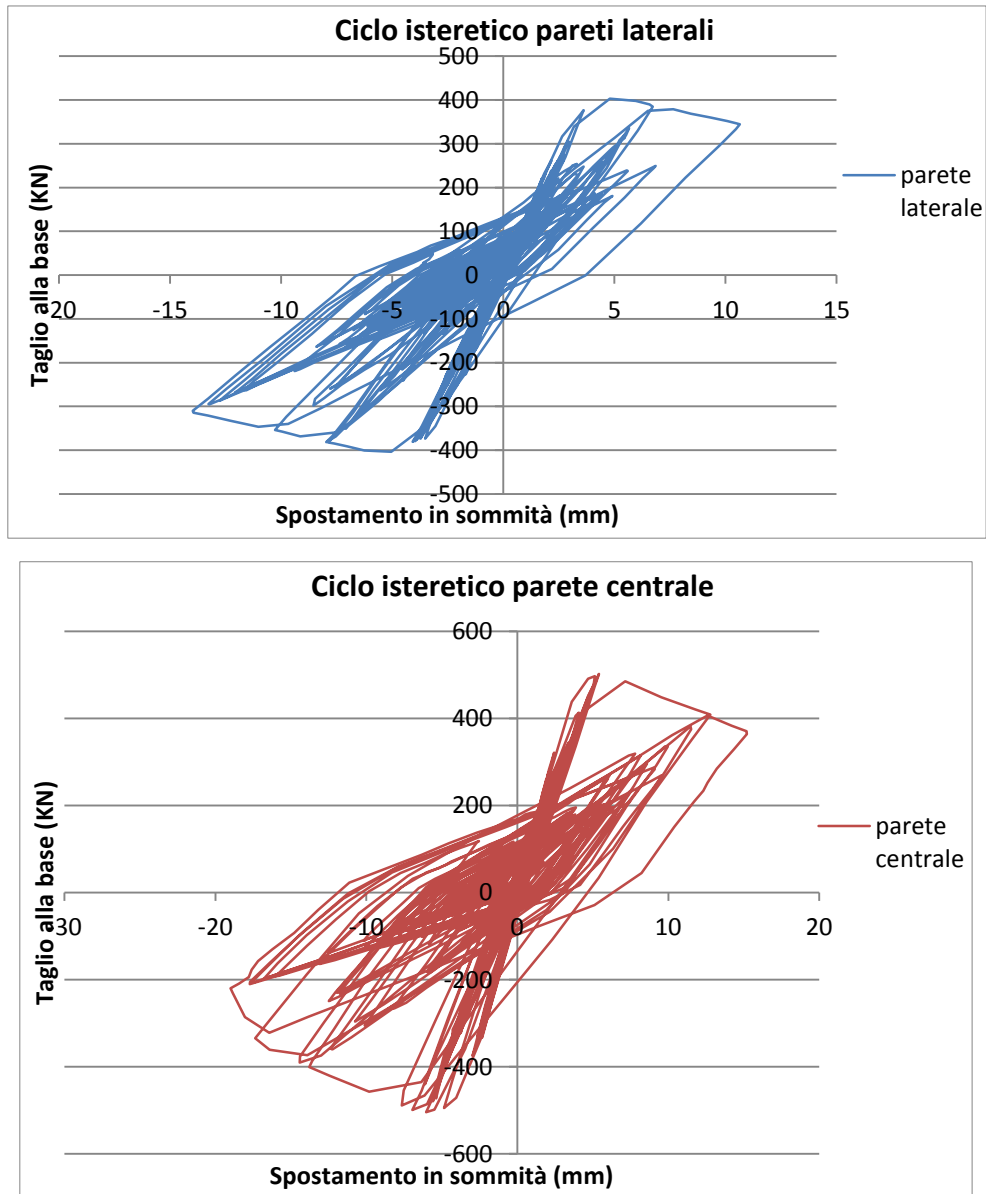
Questo grafico, inoltre, comprova che la tipologia di solaio analizzata è flessibile in quanto gli spostamenti delle pareti laterali e quelli del muro centrale sono molto diversi (anche se comunque mantengono gli stessi versi). Ad esempio, da un solo rapido confronto tra gli spostamenti di picco (9.87 mm dei muri laterali contro i 15.69 mm della parete centrale) si denota una differenza degli spostamenti (inferiore rispetto a quella riscontrata nella TH1).

OSS. Ci aspetteremo che questa differenza di spostamenti sia molto meno pronunciata nel caso di solaio rigido (caso studio 2b).

8.2.2.3 Time History – TH3

Per questo accelerogramma TH3, il caso studio entra in crisi per un'accelerazione di picco PGA superiore allo 0.95 g.

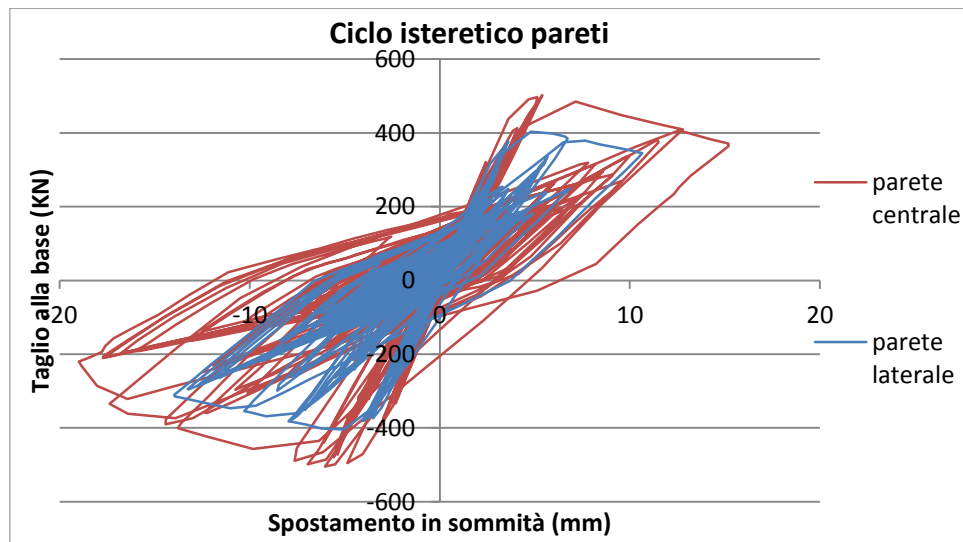
Si riportano di seguito i cicli isteretici delle pareti analizzate nel modello:



Dai grafici soprariportati si può notare come tutti e tre i muri siano sollecitati dal sisma. Si osserva che, in questo caso anche le pareti laterali aiutino la dissipazione energetica dato che anch'esse seguono una traiettoria più ampia rispetto ai casi precedenti. Il muro centrale è anche in questo caso in campo plastico.

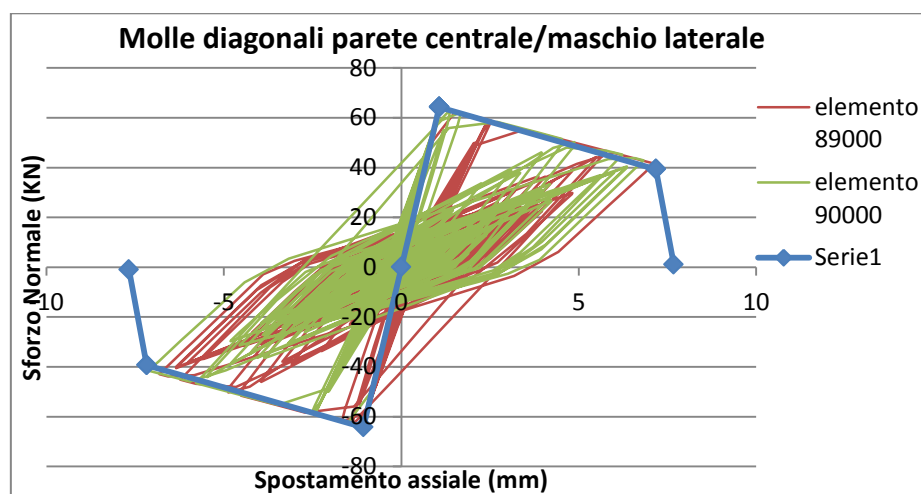


Dal successivo grafico si può notare quanto appena affermato: l'area racchiusa dalla linea rossa è ancora più ampia di quella racchiusa dalla linea blu, però in questo caso si nota che la dissipazione energetica dei muri laterali non può essere trascurata.



Di seguito, si passa ad analizzare il comportamento delle molle più sollecitate, al fine di analizzare la tipologia di rottura raggiunta. Non si riportano i grafici di ogni elemento per una migliore chiarezza espositiva dell'elaborato.

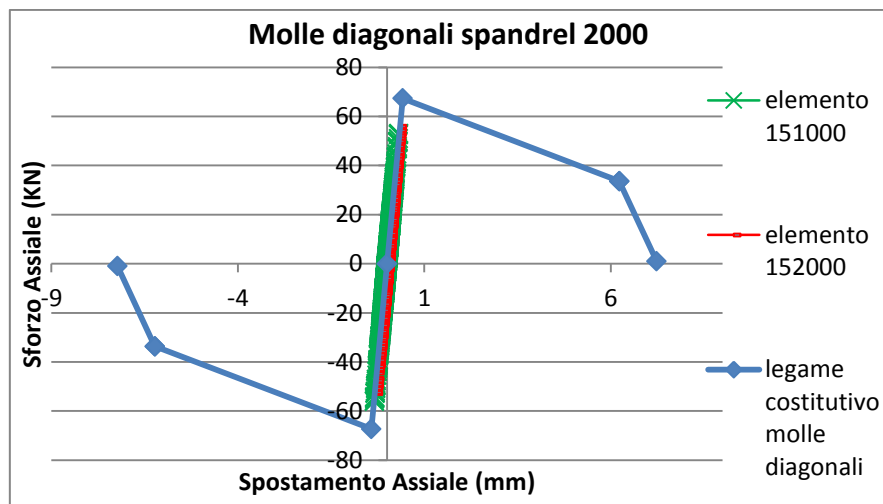
- Molle diagonali della parete centrale/maschio laterale:



Come si denota dal grafico, queste molle saranno quelle che si romperanno. Da ciò si deduce che l'edificio entra in crisi per taglio-fessurazione diagonale della parete centrale. Si capisce che si è raggiunto il punto limite oltre il quale la muratura perde notevolmente di resistenza e avviene la rottura.

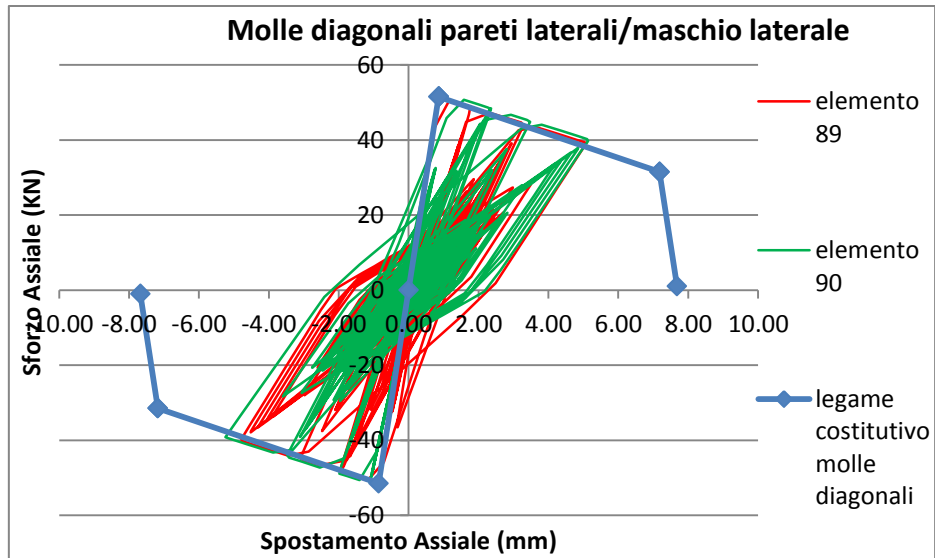
OSS. Si è visto dallo studio delle altre molle diagonali della parete centrale che tutte entrano in crisi (tranne naturalmente le molle diagonali superiori che rimangono nel ramo elastico): ciò è significativo del fatto che le fasce di piano e i tiranti inseriti collegano efficacemente tutti i maschi della parete, facendoli lavorare tutti allo stesso modo.

- Molle diagonali spandrel della parete centrale:



Si nota che le fasce di piano del muro centrale non fessurano poiché le molle diagonali spandrel rimangono sempre nel ramo elastico. Ciò significa che i tiranti sono stati dimensionati ottimamente, giacché queste molle vengono sfruttate quasi fino al limite elastico, senza però superarlo.

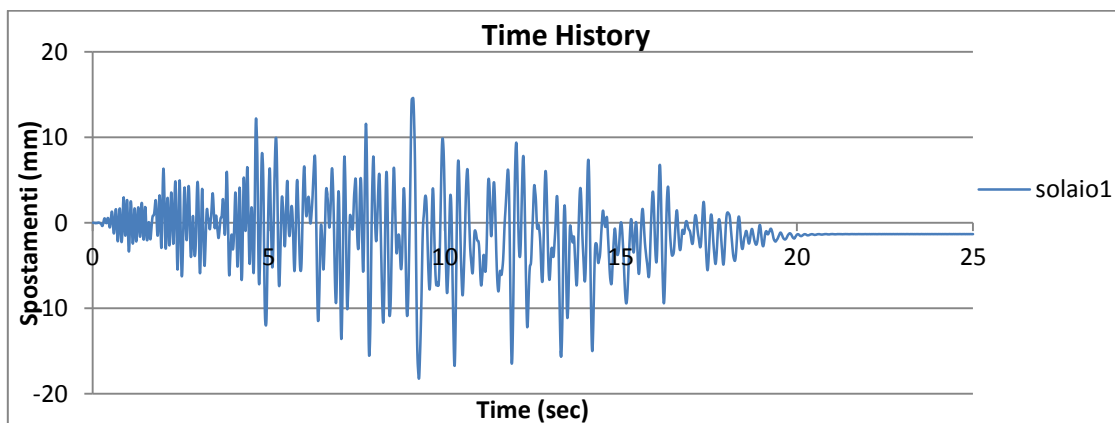
- Molle diagonali delle pareti laterali/maschio laterale:



Si nota, come già affermato, che i muri laterali si fessurano diagonalmente, superando il limite elastico in un modo più pronunciato rispetto alle Time-History precedenti.

Infine, si è analizzata la storia degli spostamenti di solaio, muri laterali e muro centrale:

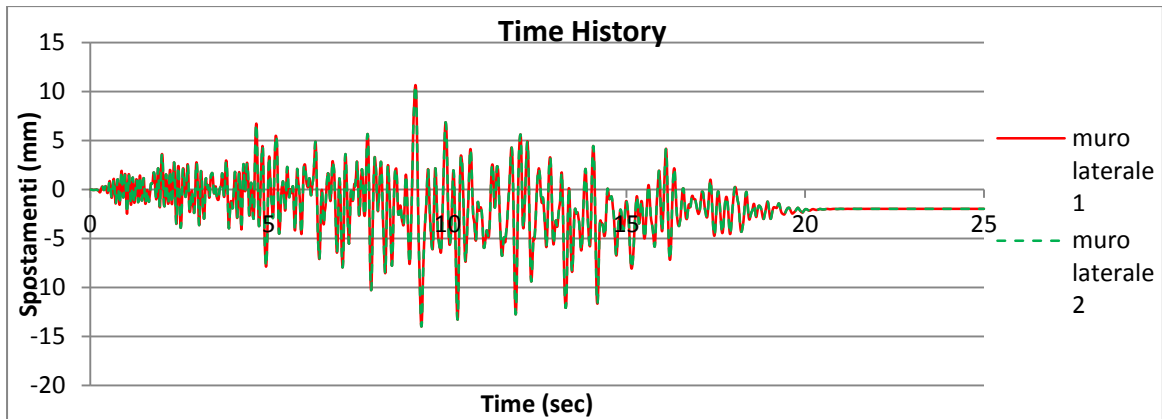
- Spostamenti solaio:



Lo spostamento massimo del nodo centrale del solaio (tra parete laterale e muro centrale) è pari a 18.24 mm.

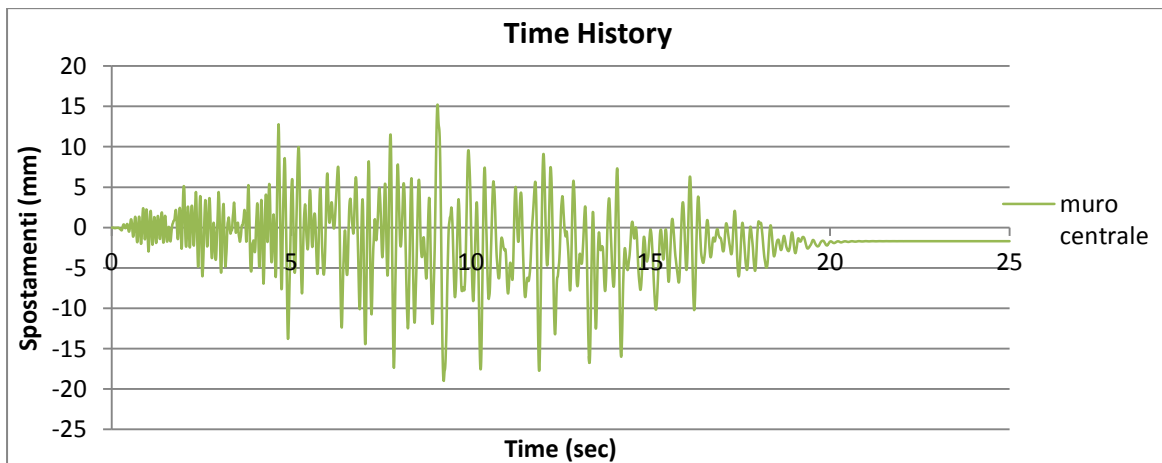
## CASO STUDIO 2: EDIFICIO DI PIANTA 13.5x10m CON TRE MURI

- Spostamenti muri laterali:



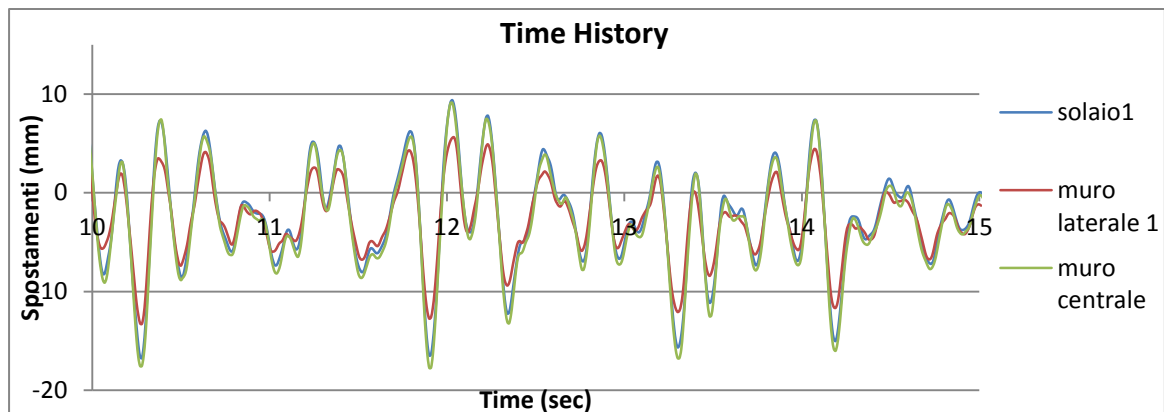
Si osserva, come prevedibile per simmetria, che i due muri laterali si comportano allo stesso modo. Essi si spostano al massimo di 13.98 mm. Si può notare come rimanga una deformazione residua pari a 1.65 mm per la fessurazione della parete.

- Spostamenti muro centrale:



Lo spostamento massimo del muro centrale è pari a 18.99 mm. Si può notare ancora una deformazione residua di 1.76 mm dovuta alla fessurazione della parete.

- Confronto tra i vari spostamenti (in un periodo tra 10 e 15 sec):



Analogamente alla TH1 e alla TH2, si può notare come gli spostamenti del solaio e del muro centrale siano molto simili, mentre quelli delle pareti laterali siano più bassi degli altri, anche se in un modo meno pronunciato dei casi precedenti. Ciò si deve dal fatto che nell'intervallo analizzato, i muri laterali si sono già fessurati e quindi hanno diminuito la loro rigidità, causando così maggiori spostamenti.

OSS. Ci aspetteremo che questa differenza di spostamenti sia meno pronunciata nel caso di solaio rigido (caso studio 2b).

### 8.2.3 Considerazioni del caso studio 2a

Nel presente paragrafo, si valuta l'andamento degli spostamenti di muri laterali, muro centrale e solaio al variare della PGA, fino al valore di accelerazione di picco ultima ricavata precedentemente. I valori di spostamento e di accelerazione di picco (calcolati per ogni accelerogramma utilizzato) sono stati poi mediati al fine di ottenere l'andamento medio dell'elemento analizzato. In seguito, gli andamenti medi di questo caso studio saranno confrontati con i corrispondenti valori del caso studio con solaio rigido.

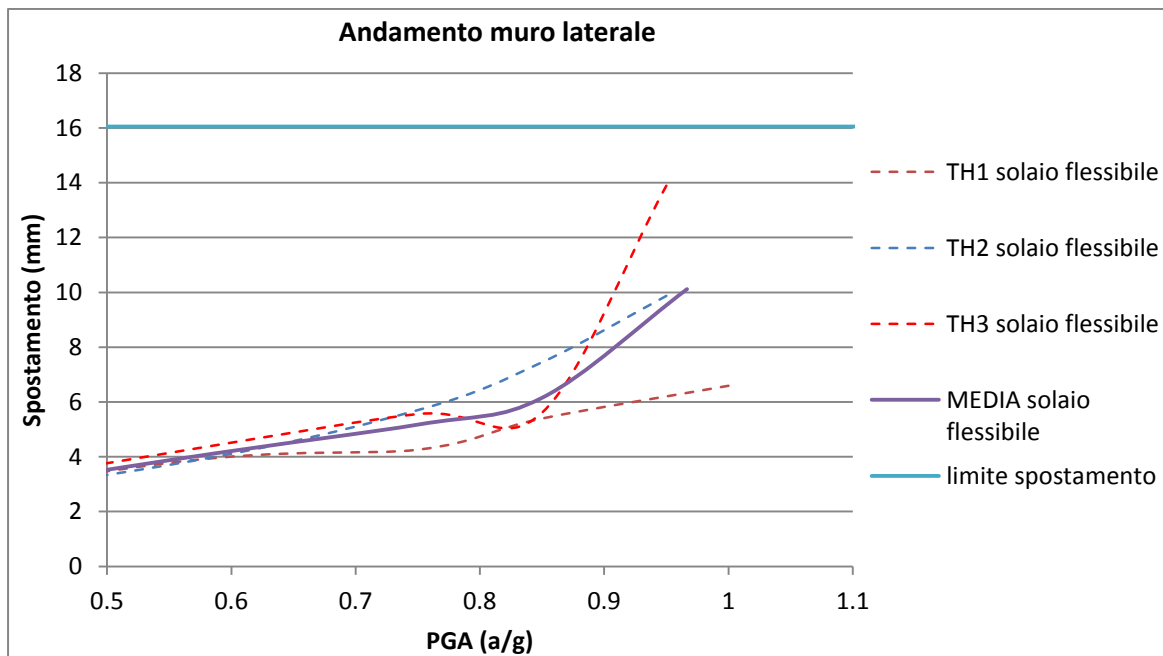


Figura 8-7: Andamento dei muri laterali per i 3 accelerogrammi e andamento medio

Analizzando ciò che mostra la figura 8-7, si nota nuovamente come i maschi laterali vengano poco sollecitati dal sisma. Infatti, essi hanno spostamenti molto al di sotto dei limiti studiati.

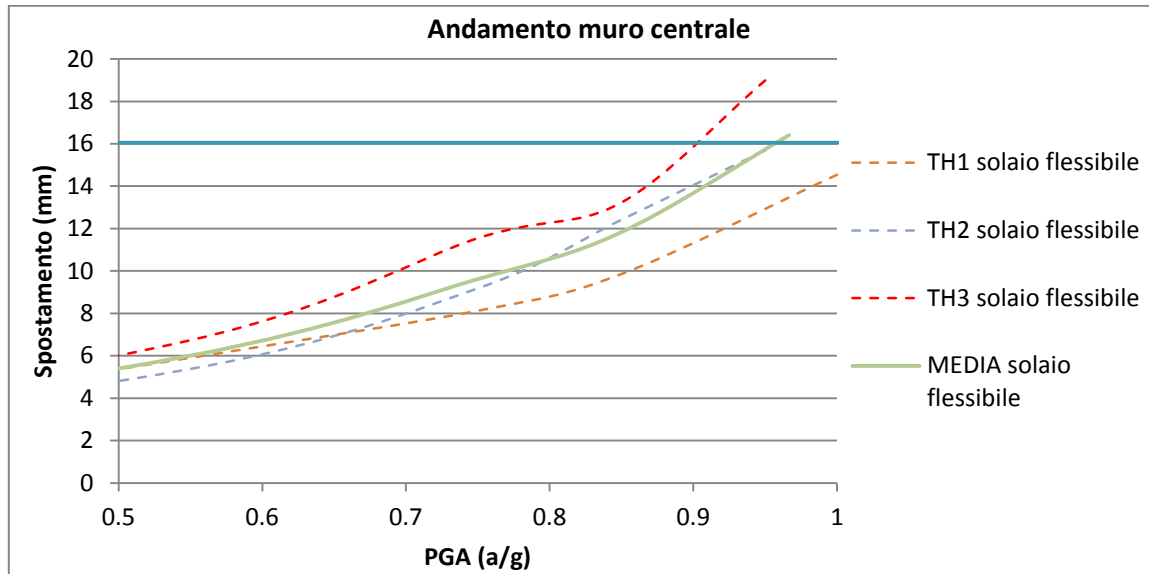


Figura 8-8: Andamento del muro centrale per i 3 accelerogrammi e andamento medio

In figura 8-8 viene confermato quanto detto in precedenza, cioè si nota la capacità del solaio flessibile di resistere a PGA elevate senza collassare, dissipando energia prima di trasferirla ai muri laterali.

Si nota, infatti, che la parete centrale ha spostamenti molto più elevati dei muri laterali, spostamenti che superano quelli limite per la rottura.

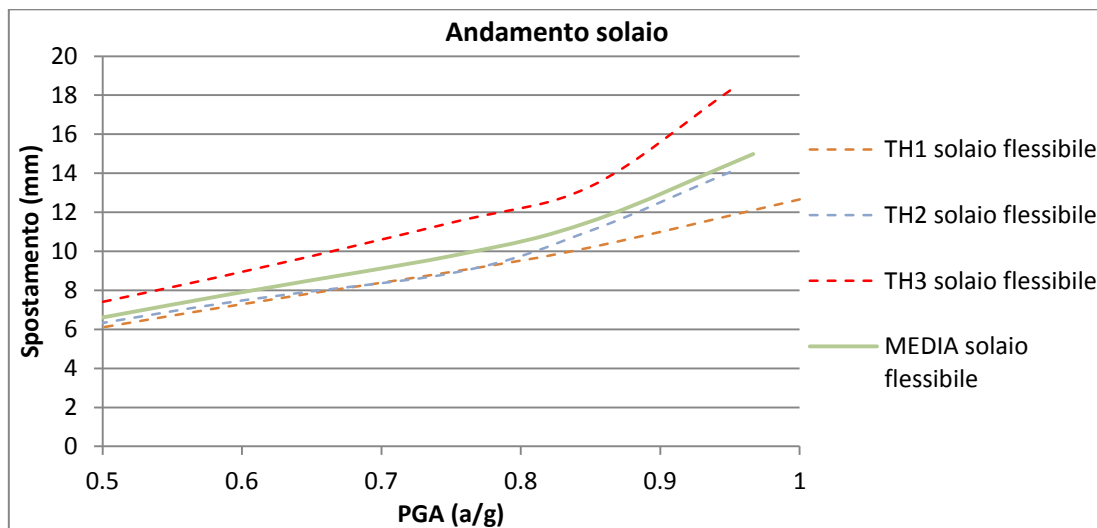


Figura 8-9: Andamento del solaio per i 3 accelerogrammi e andamento medio

Dalla figura 8-9 si nota come gli spostamenti del solaio (nel nodo centrale) siano poco più bassi rispetto agli spostamenti del muro centrale.

#### 8.2.4 Riepilogo dei risultati del caso studio 2a

Si è osservato nel presente caso studio 2a di un edificio esistente con solaio flessibile che:

- La tipologia di rottura raggiunta dalla struttura è di tipo taglio-fessurazione diagonale della parete centrale per ogni TH analizzata;
- Si sono notate significative differenze di spostamento tra muro centrale e muri laterali, sintomo della poca rigidità del solaio;
- In due delle tre analisi TH si è notato che i muri laterali erano poco sollecitati dal sisma, ovvero si deformavano poco e avevano un comportamento pressoché elastico;
- Le molle diagonali superiori dei singoli maschi sono rimaste sempre nel ramo elastico, come previsto;
- Le fasce di piano e i tiranti inseriti sono stati dimensionati in modo corretto affinché le pareti resistessero fino al taglio ultimo dei singoli maschi murari (le fasce di piano sono rimaste sempre nel ramo elastico senza fessurarsi).



### 8.3 Caso studio 2b: edificio di pianta 13.5x10m con solaio rigido

#### 8.3.1 Analisi dei carichi e masse sismiche

Come nel caso studio 2a, si è ricavato:

Dati generali		
$\gamma$ muratura	24	kN/m <sup>3</sup>
g	9.806	m/sec <sup>2</sup>
massa muratura	2.447481	t/m <sup>3</sup>

Pesi solaio		
q calpestio	2	kN/m <sup>2</sup>
$\Psi_{2j}$ calpestio	0.3	
peso solaio5	4.25	kN/m <sup>2</sup>
massa solaio5+calpestio	0.494595	t/m <sup>2</sup>

massa solaio 5 + calpestio + muratura			
massa solaio nodi angolo	m_lat_murlat	1.51	t
massa solaio nodi laterali muro	m_centr_murlat	2.671	t
massa solaio nodi laterali solaio	m_lat_SOL	0.927	t
massa solaio nodi centrali solaio	m_centr_SOL	1.855	t
massa solaio nodi centrali su muro centrale	m_centr_murcentr	3.599	t
massa solaio nodi laterali solaio su muro centrale	m_lat_murcentr	1.974	t

Le masse sismiche sono state inserite nel calcolatore come segue:

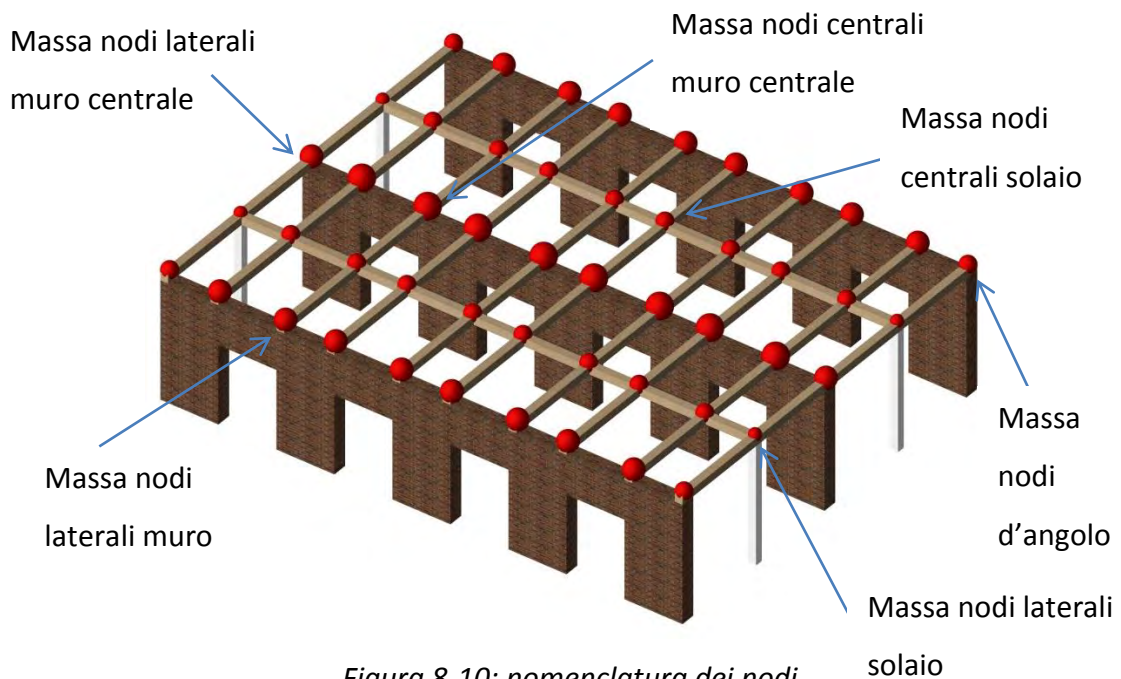


Figura 8-10: nomenclatura dei nodi

## CASO STUDIO 2: EDIFICIO DI PIANTA 13.5x10m CON TRE MURI

---

Si sono ottenute di conseguenza le seguenti forze verticali, inserite nel modello:

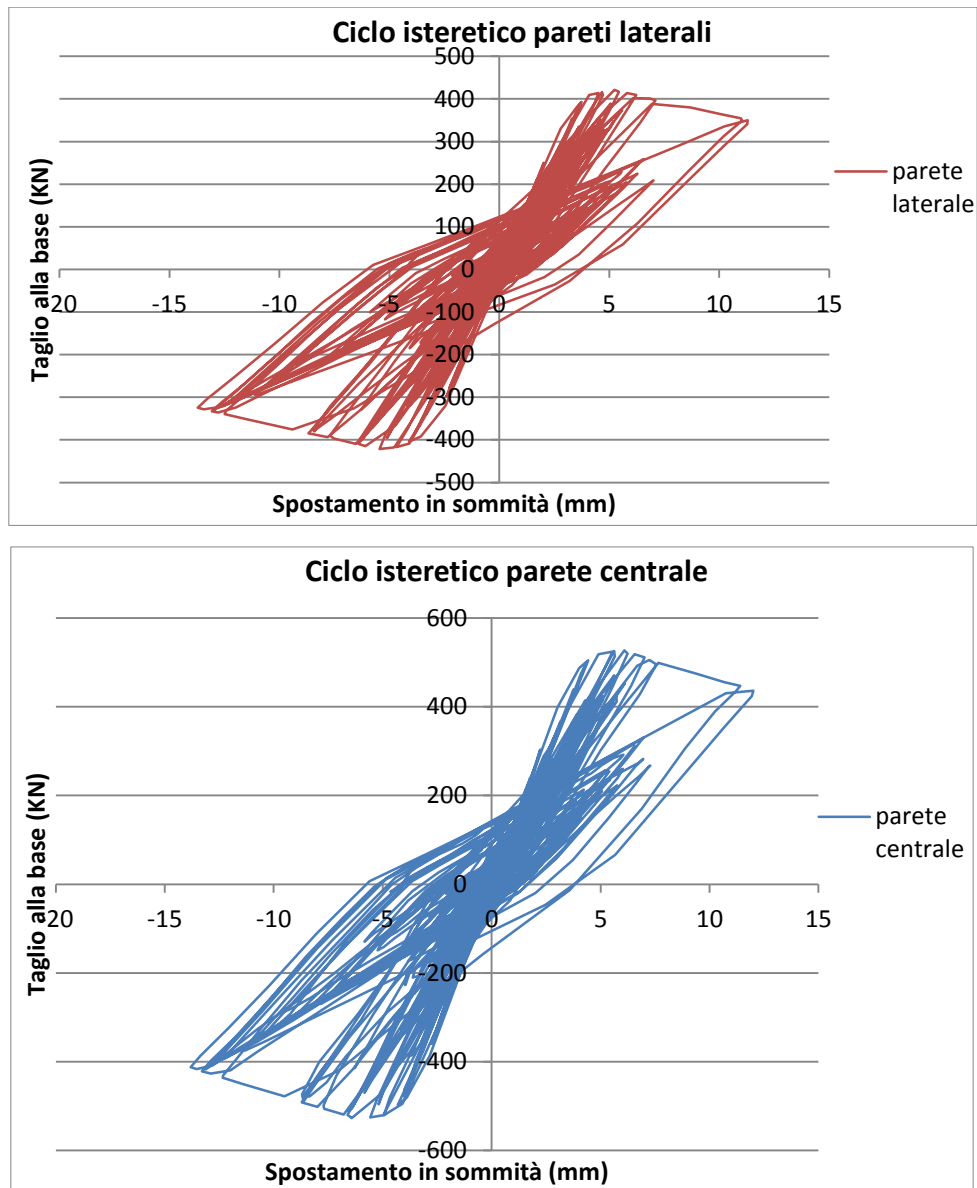
CARICHI per nodo solaio 5+ calpestio + muratura			
PP muro (maschi+fasce)		259.92	kN
PP solaio+calpestio		843.75	kN
Ptot struttura		1623.51	kN
Pmuro asse z per pareti laterali		85.5	kN
Pmuro asse z per parete centrale		171	kN
P nodi angolo pareti laterali	P_vert_ang_murlat	-115565	N
P nodi centrali pareti laterali	P_vert_centr_murlat	-60130	N
P nodi angolo parete centrale	P_vert_ang_murcentr	-231130	N
P nodi centrali parete centrale	P_vert_centr_murcentr	-120260	N

### 8.3.2 Time History

#### 8.3.2.1 Time History – TH1

Per questo accelerogramma TH1, il caso studio entra in crisi per un'accelerazione di picco PGA superiore allo 0.8 g.

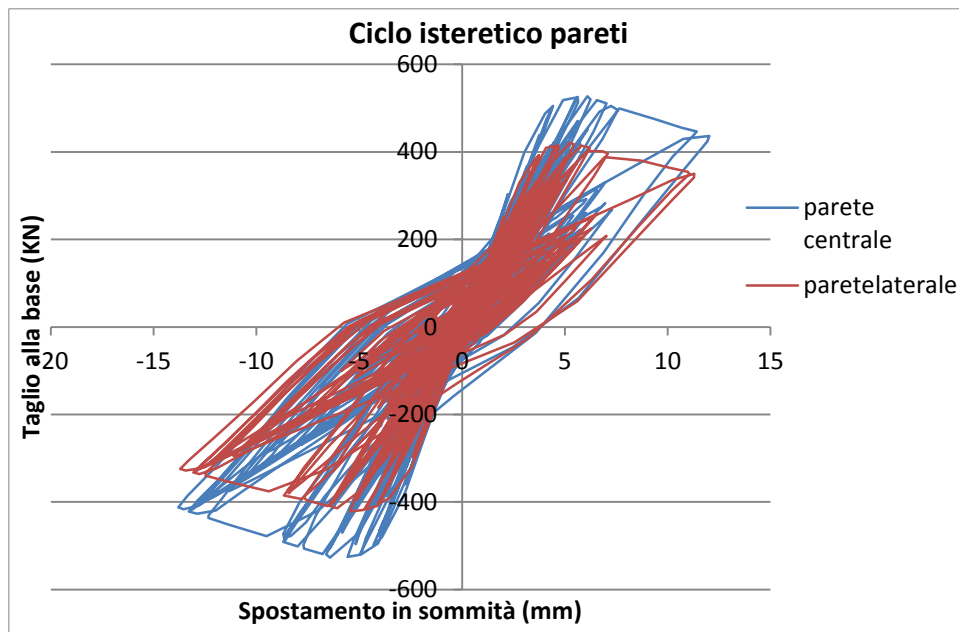
Si riportano di seguito i cicli isteretici delle pareti analizzate nel modello:



Dai grafici soprariporati si può notare come le sollecitazioni sismiche gravino in egual modo sia sulle pareti laterali che sul muro centrale. Si può notare in questo caso studio con solaio rigido che tutti i muri vengono “sfruttati” appieno, fessurandosi. Si ha, quindi,

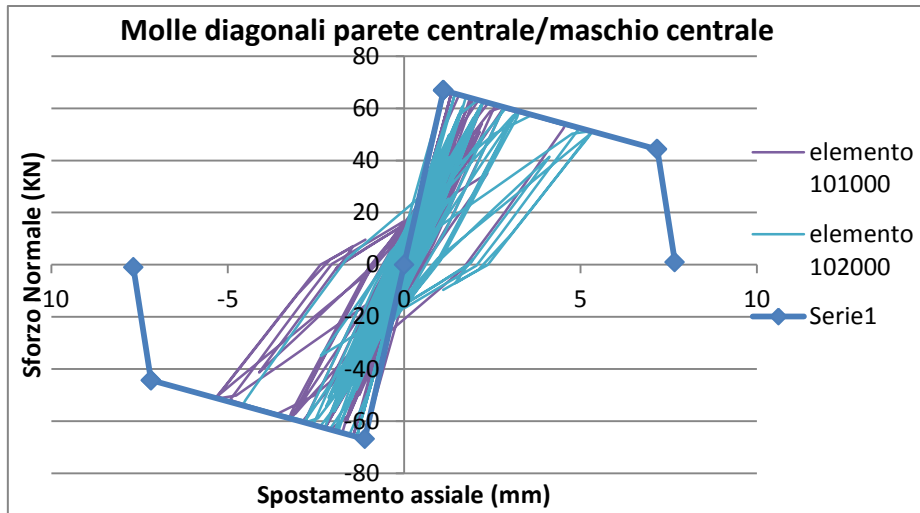
una maggiore dissipazione energetica da parte delle pareti (ma una minore dissipazione da parte del solaio rigido) dato che tutti i muri entrano abbondantemente in campo plastico (in seguito si osserverà il comportamento delle molle).

Dal successivo grafico si può notare quanto appena affermato: le pareti entrano in campo plastico (le pareti laterali, come si nota, hanno una minore resistenza a taglio-fessurazione diagonale dato che sopportano carichi verticali inferiori).



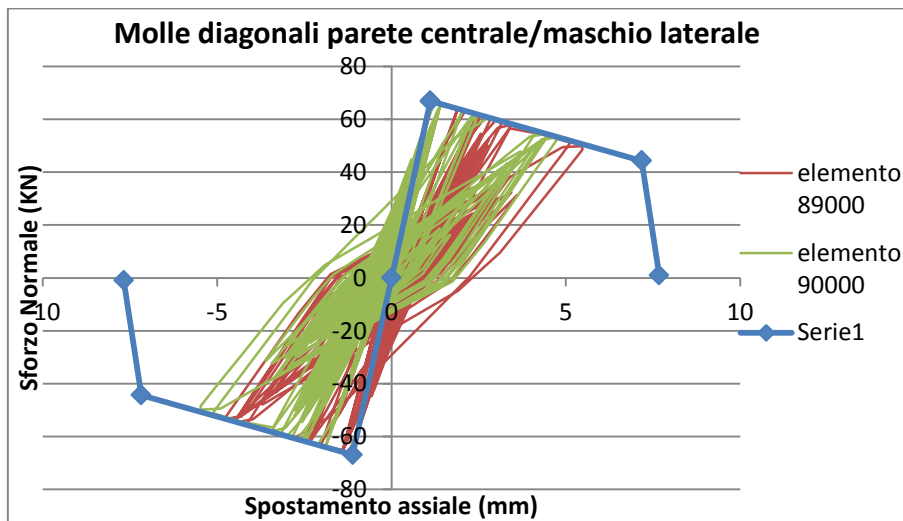
Di seguito, si passa ad analizzare il comportamento delle molle più sollecitate, al fine di analizzare la tipologia di rottura raggiunta. Non si riportano i grafici di ogni elemento per una migliore chiarezza espositiva dell'elaborato.

- Molle diagonali della parete centrale/maschio centrale:



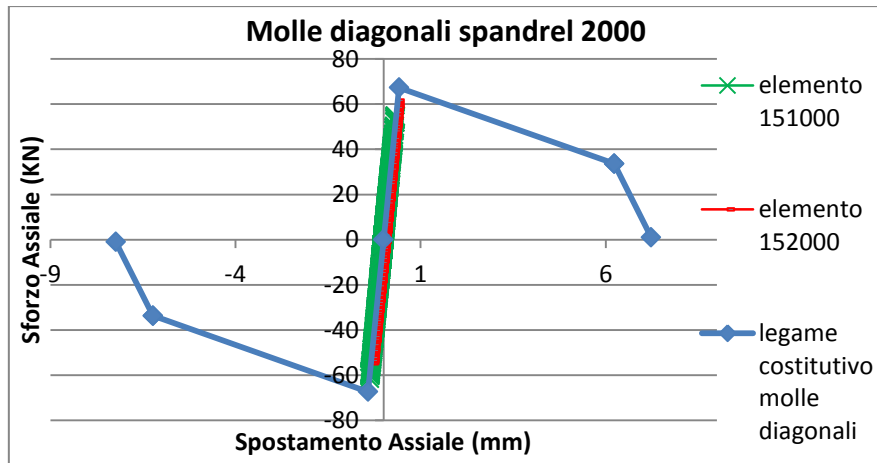
Come si denota dal grafico, queste molle saranno quelle che si romperanno. Da ciò si deduce che la parete centrale entra in crisi per taglio-fessurazione diagonale.

- Molle diagonali della parete centrale/maschio laterale:



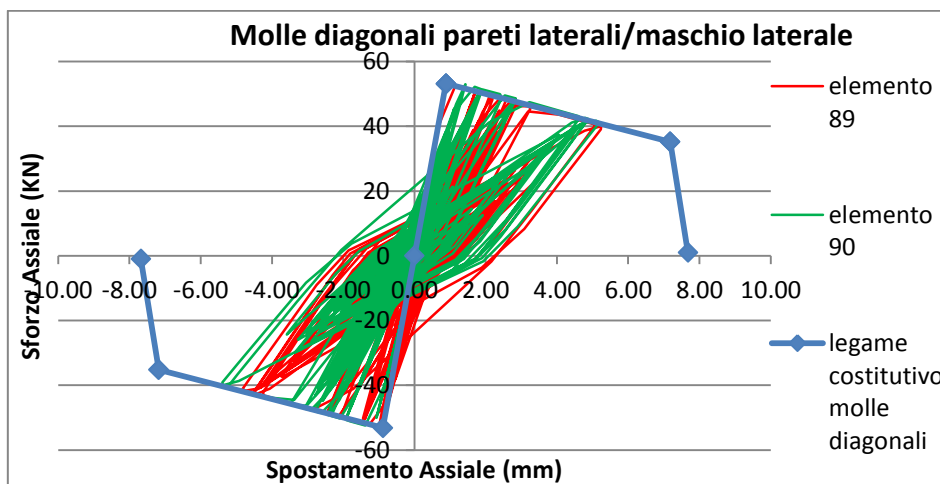
Si nota come anche queste molle entrano in crisi (in maniera quasi analoga al maschio centrale analizzato prima): ciò è significativo del fatto che le fasce di piano e i tiranti inseriti collegano efficacemente tutti i maschi della parete, facendoli lavorare tutti allo stesso modo.

- Molle diagonali spandrel della parete centrale:



Si nota che le fasce di piano del muro centrale non fessurano poiché le molle diagonali spandrel rimangono sempre nel ramo elastico. Ciò significa che i tiranti sono stati dimensionati ottimamente, giacché queste molle vengono sfruttate quasi fino al limite elastico, senza però superarlo.

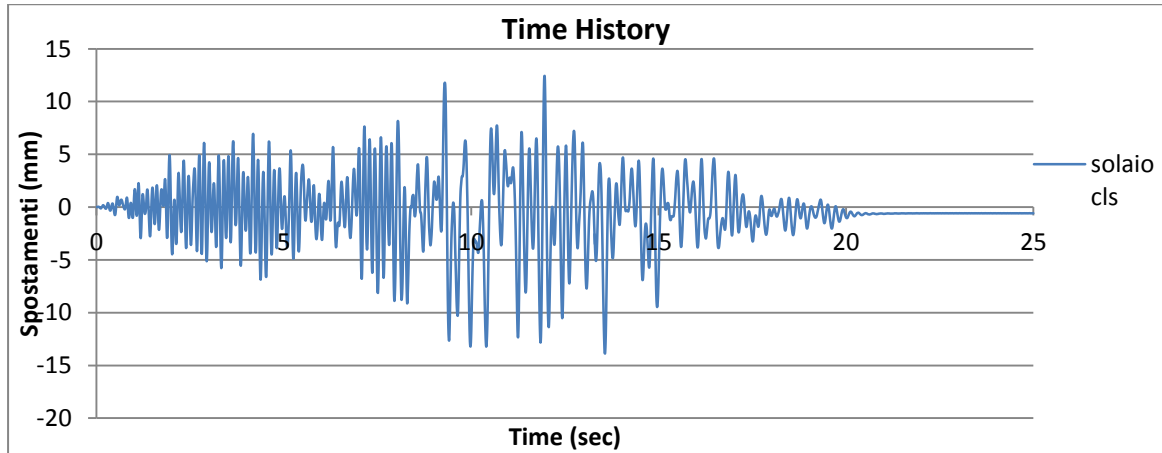
- Molle diagonali delle pareti laterali/maschio laterale:



Si nota, come già affermato, che anche le pareti laterali entrano in crisi e si fessurano diagonalmente in maniera del tutto analoga al muro centrale. Si capisce che nel caso analizzato il solaio distribuisce le sollecitazioni da sisma su tutte le pareti, "sfruttandole" tutte allo stesso modo.

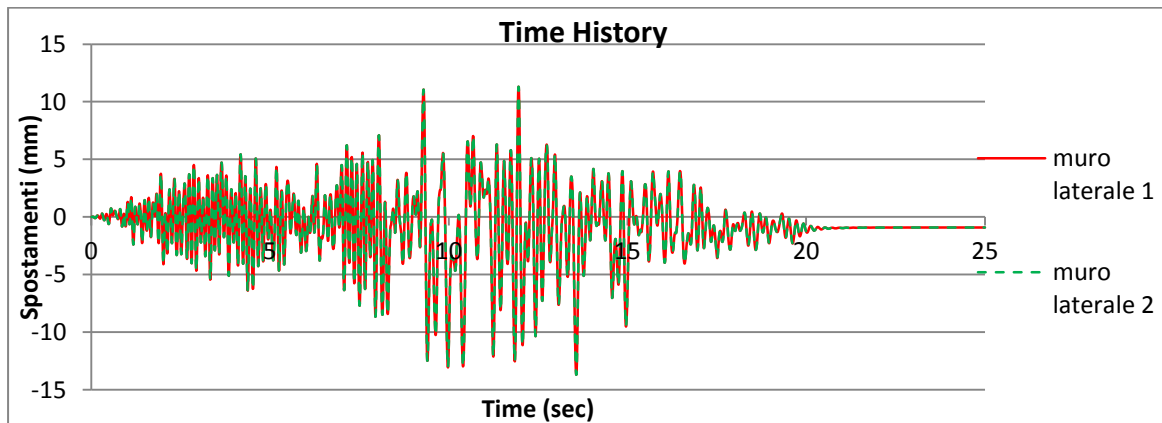
Infine, si è analizzata la storia degli spostamenti di solaio, muri laterali e muro centrale:

- Spostamenti solaio:



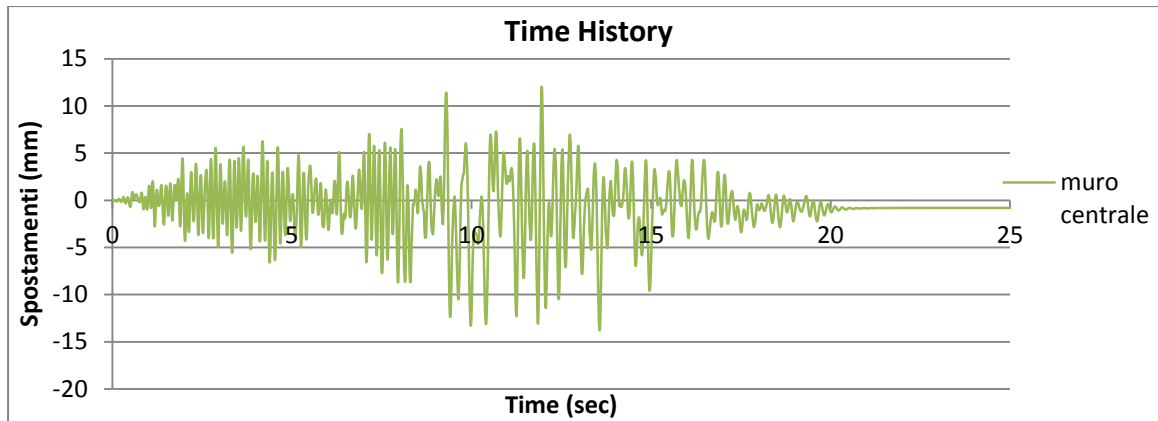
Lo spostamento massimo del nodo centrale del solaio (tra parete laterale e muro centrale) è pari a 13.88 mm.

- Spostamenti muri laterali:



Si osserva, come prevedibile per simmetria, che i due muri laterali si comportano allo stesso modo. Essi si spostano al massimo di 13.71 mm (rispetto ai 6.59 mm del caso studio precedente). Si può notare come rimanga una deformazione residua pari a 0.93 mm per la fessurazione della parete.

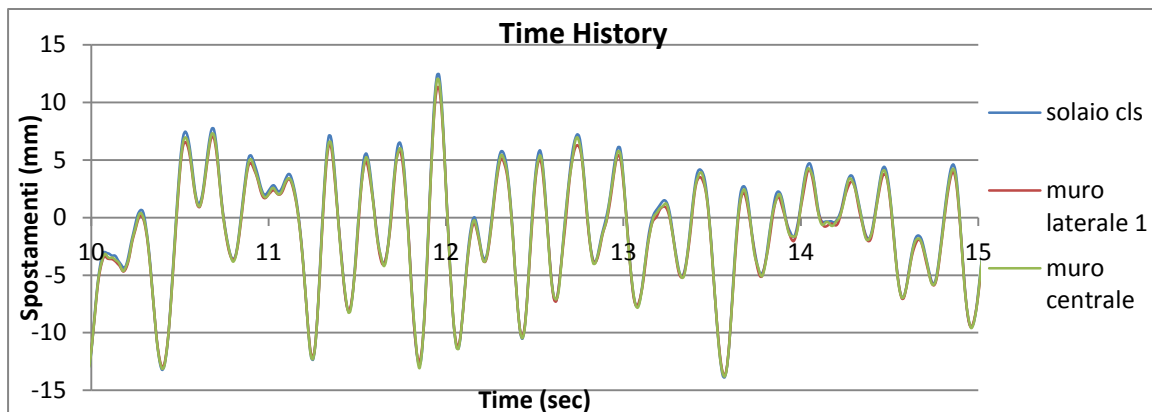
- Spostamenti muro centrale:



Lo spostamento massimo del muro centrale è pari a 13.81 mm, molto simile allo spostamento massimo ottenuto per il solaio e per le pareti laterali. Si può notare ancora una deformazione residua di 0.82 mm dovuta alla fessurazione della parete.



- Confronto tra i vari spostamenti (in un periodo tra 10 e 15 sec):



Si può notare come gli spostamenti del solaio e delle pareti siano quasi sovrapposti (non sono completamente sovrapposti perché in realtà il solaio non è infinitamente rigido ma bensì può deformarsi).

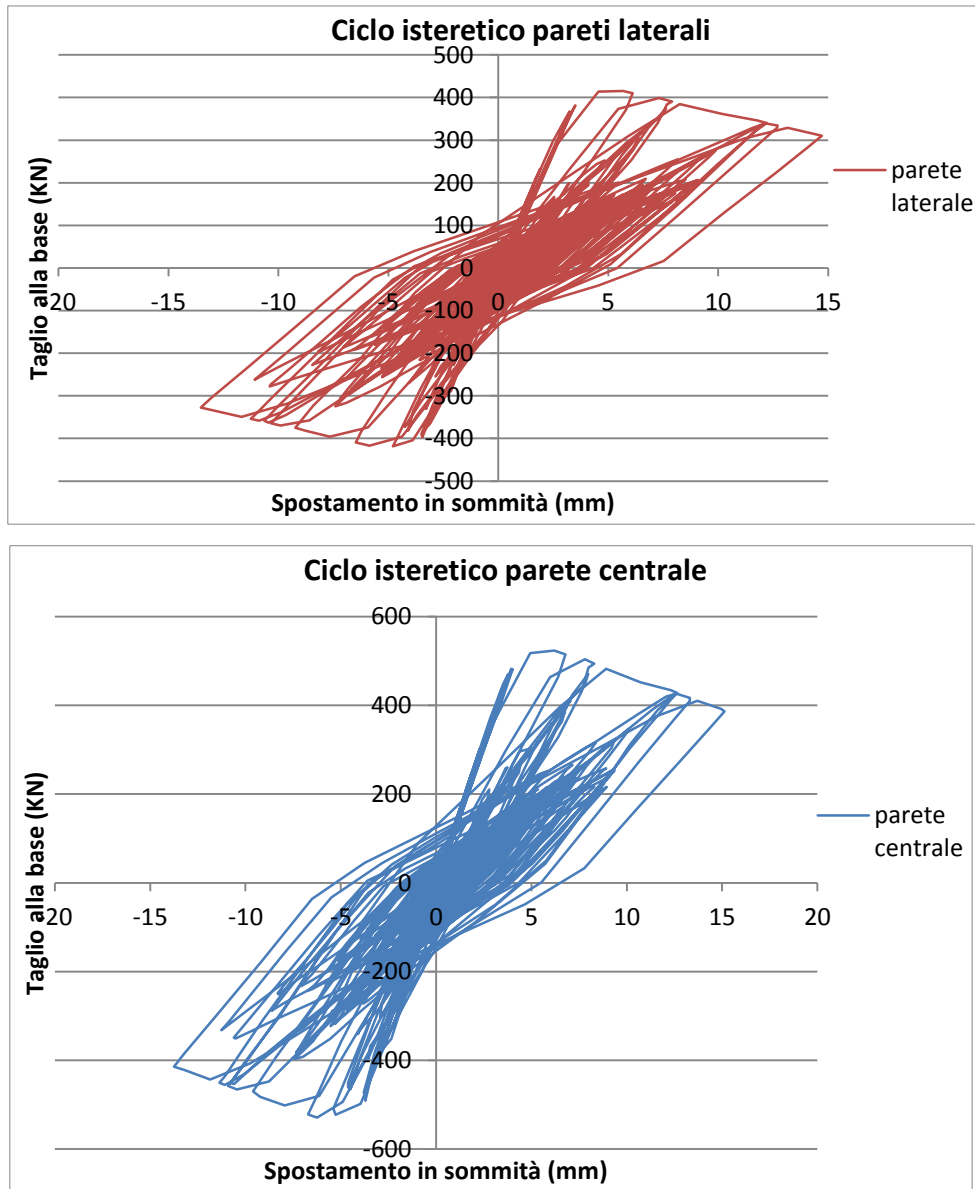
Questo grafico, inoltre, comprova che la tipologia di solaio analizzata è rigida in quanto gli spostamenti delle pareti laterali e quelli del muro centrale sono quasi identici. Ad esempio, da un solo rapido confronto tra gli spostamenti di picco (13.71 mm dei muri laterali contro i 13.81 mm della parete centrale) si denota una differenza risibile di un decimo di millimetro.

OSS. Si nota già una differenza rispetto al caso studio 2a in quanto in questo caso la rottura avviene su tutte le pareti (nel caso precedente avveniva, invece, solo nella parete centrale). Inoltre, in questo caso si nota come la struttura si muova tutta assieme con un piano rigido, con differenze massime di spostamento molto basse.

8.3.2.2 Time History – TH2

Per questo accelerogramma TH2, il caso studio entra in crisi per un'accelerazione di picco PGA superiore allo 0.85 g.

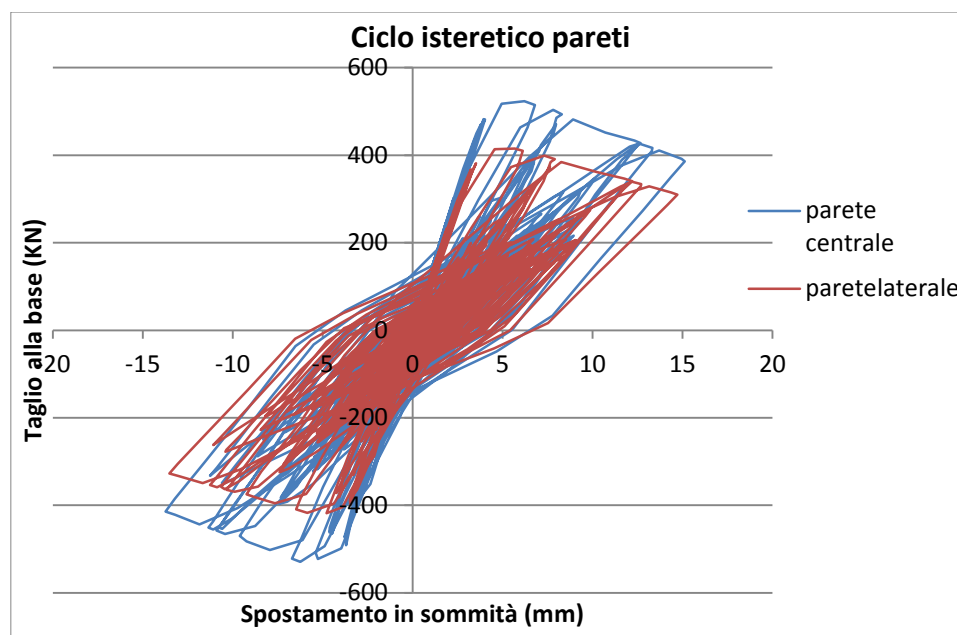
Si riportano di seguito i cicli isteretici delle pareti analizzate nel modello:



Dai grafici soprariportati si può notare come le sollecitazioni sismiche gravino in egual modo sia sulle pareti laterali che sul muro centrale. Si può notare che in questo caso studio con solaio rigido, tutti i muri vengono "sfruttati" appieno, fessurandosi. In questo caso si ha una maggiore dissipazione energetica dato che tutti i muri entrano

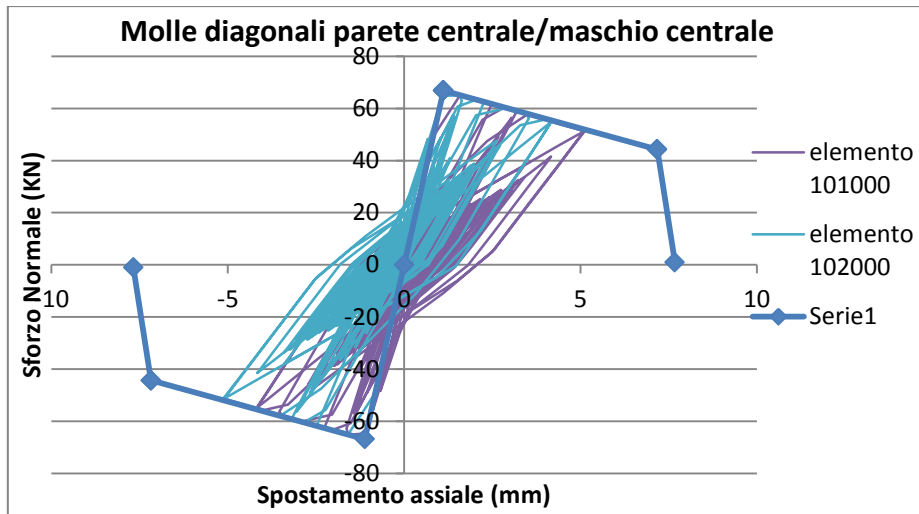
abbondantemente in campo plastico (in seguito si osserverà il comportamento delle molle).

Dal successivo grafico si può notare quanto appena affermato: le pareti entrano tutte in campo plastico (le pareti laterali, come si nota, hanno una minore resistenza a taglio-fessurazione diagonale dato che sopportano carichi verticali inferiori).



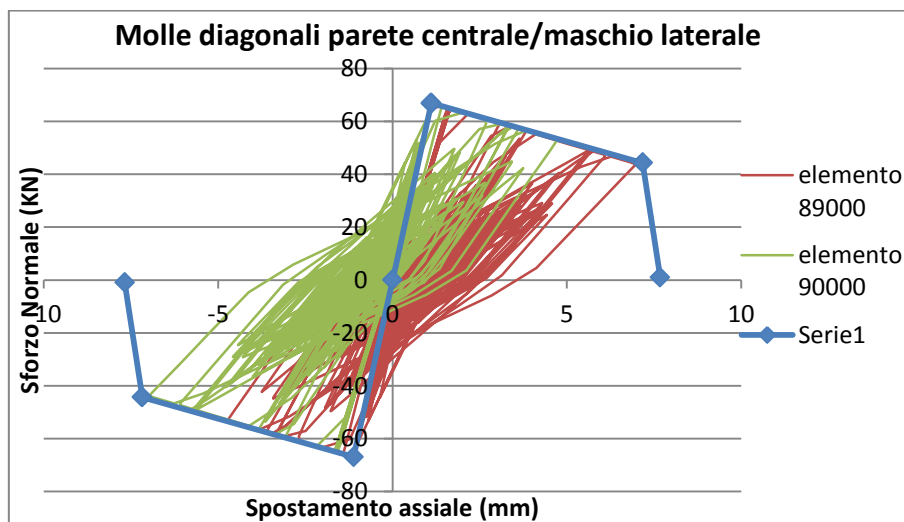
Di seguito, si passa ad analizzare il comportamento delle molle più sollecitate, al fine di analizzare la tipologia di rottura raggiunta. Non si riportano i grafici di ogni elemento per una migliore chiarezza espositiva dell'elaborato.

- Molle diagonali della parete centrale/maschio centrale:



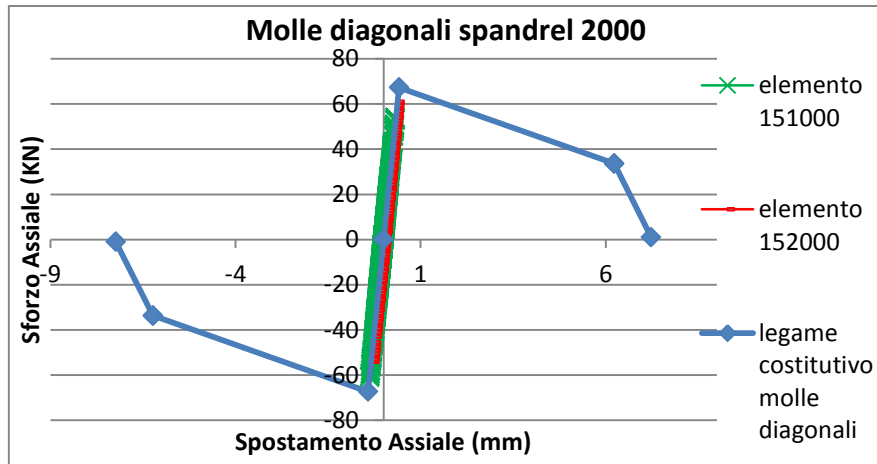
Come si denota dal grafico, queste molle saranno quelle che si romperanno. Da ciò si deduce che la parete centrale entra in crisi per taglio-fessurazione diagonale.

- Molle diagonali della parete centrale/maschio laterale:



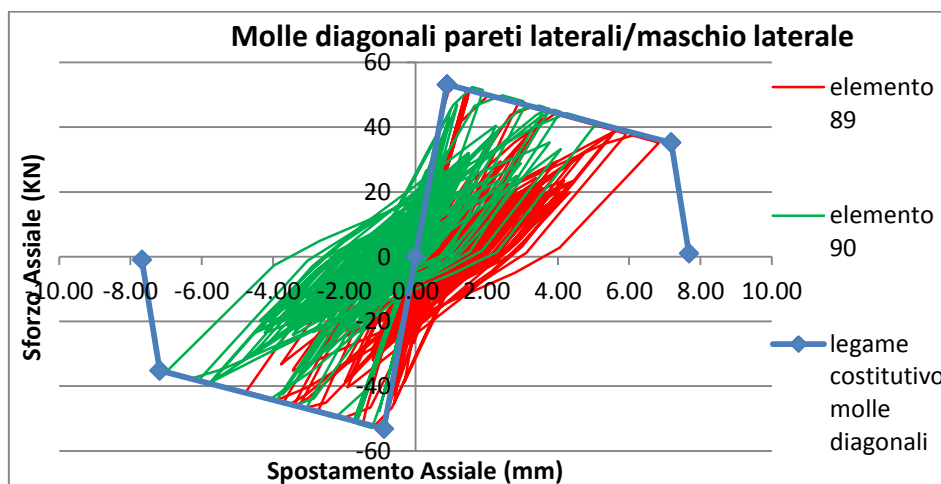
Si nota come anche queste molle entrano in crisi con spostamenti di poco maggiori rispetto al maschio centrale analizzato prima: ciò è significativo del fatto che le fasce di piano e i tiranti inseriti collegano efficacemente tutti i maschi della parete, facendoli lavorare tutti allo stesso modo.

- Molle diagonali spandrel della parete centrale:



Si nota che le fasce di piano del muro centrale non fessurano poiché le molle diagonali spandrel rimangono sempre nel ramo elastico. Ciò significa che i tiranti sono stati dimensionati ottimamente, giacché queste molle vengono sfruttate quasi fino al limite elastico, senza però superarlo.

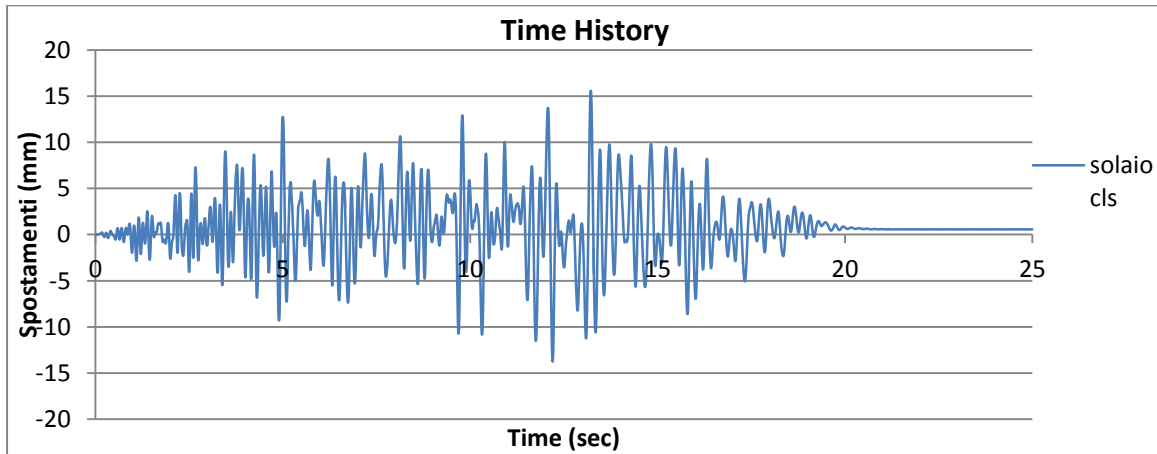
- Molle diagonali delle pareti laterali/maschio laterale:



Si nota, come già affermato, che anche le pareti laterali entrano in crisi e si fessurano diagonalmente in maniera del tutto analoga al muro centrale. Si capisce che nel caso analizzato il solaio rigido distribuisce le sollecitazioni da sisma su tutte le pareti, “sfruttandole” tutte allo stesso modo.

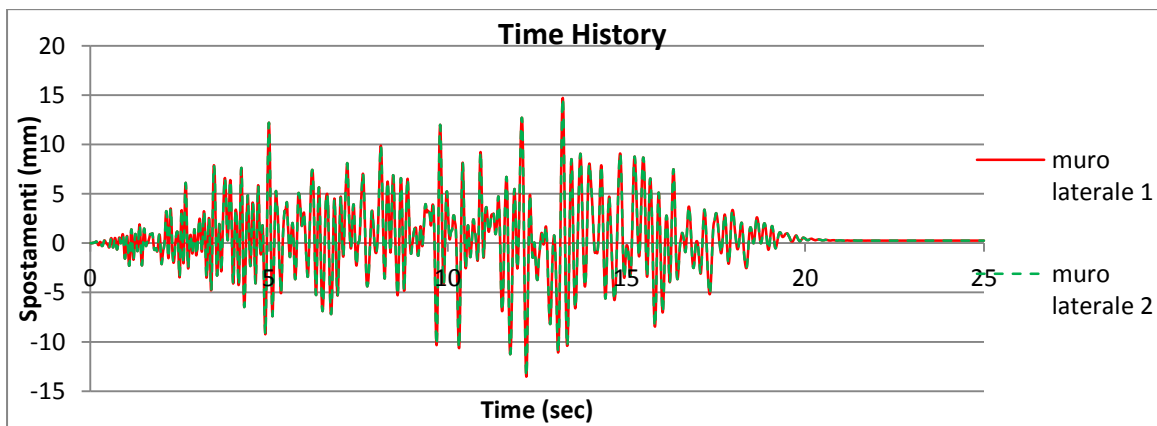
Infine, si è analizzata la storia degli spostamenti di solaio, muri laterali e muro centrale:

- Spostamenti solaio:



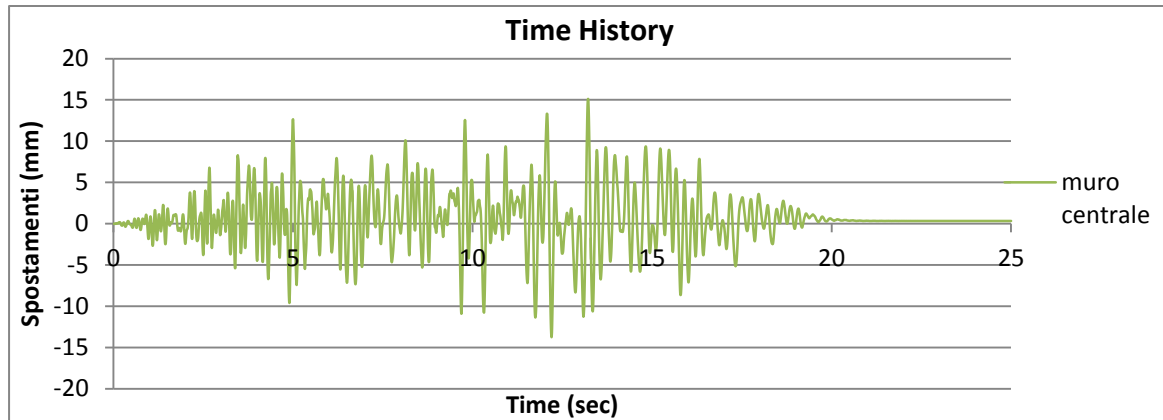
Lo spostamento massimo del nodo centrale del solaio (tra parete laterale e muro centrale) è pari a 15.57 mm.

- Spostamenti muri laterali:



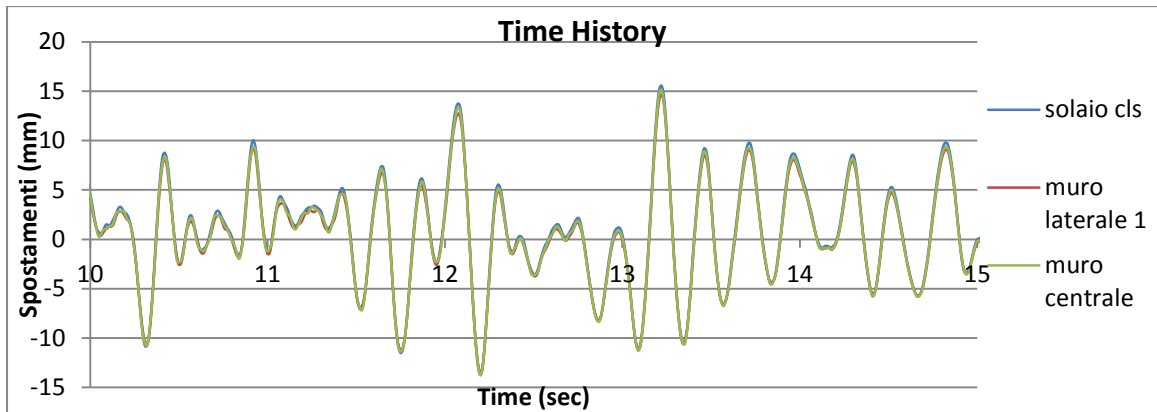
Si osserva, come prevedibile per simmetria, che i due muri laterali si comportano allo stesso modo. Essi si spostano al massimo di 14.71 mm. Si può notare come rimanga una deformazione residua pari a 0.27 mm per la fessurazione della parete.

- Spostamenti muro centrale:



Lo spostamento massimo del muro centrale è pari a 15.21 mm, molto simile allo spostamento massimo ottenuto per il solaio e per le pareti laterali. Si può notare ancora una deformazione residua di 0.33 mm dovuta alla fessurazione della parete.

- Confronto tra i vari spostamenti (in un periodo tra 10 e 15 sec):



Si può notare come gli spostamenti del solaio e delle pareti siano quasi sovrapposti (non sono completamente sovrapposti perché in realtà il solaio non è infinitamente rigido ma bensì può deformarsi).

Questo grafico, inoltre, comprova che la tipologia di solaio analizzata è rigida in quanto gli spostamenti delle pareti laterali e quelli del muro centrale sono quasi identici. Ad esempio, da un solo rapido confronto tra gli spostamenti di picco (14.71 mm dei muri laterali contro i 15.21 mm della parete centrale) si denota una differenza risibile di qualche decimo di millimetro.

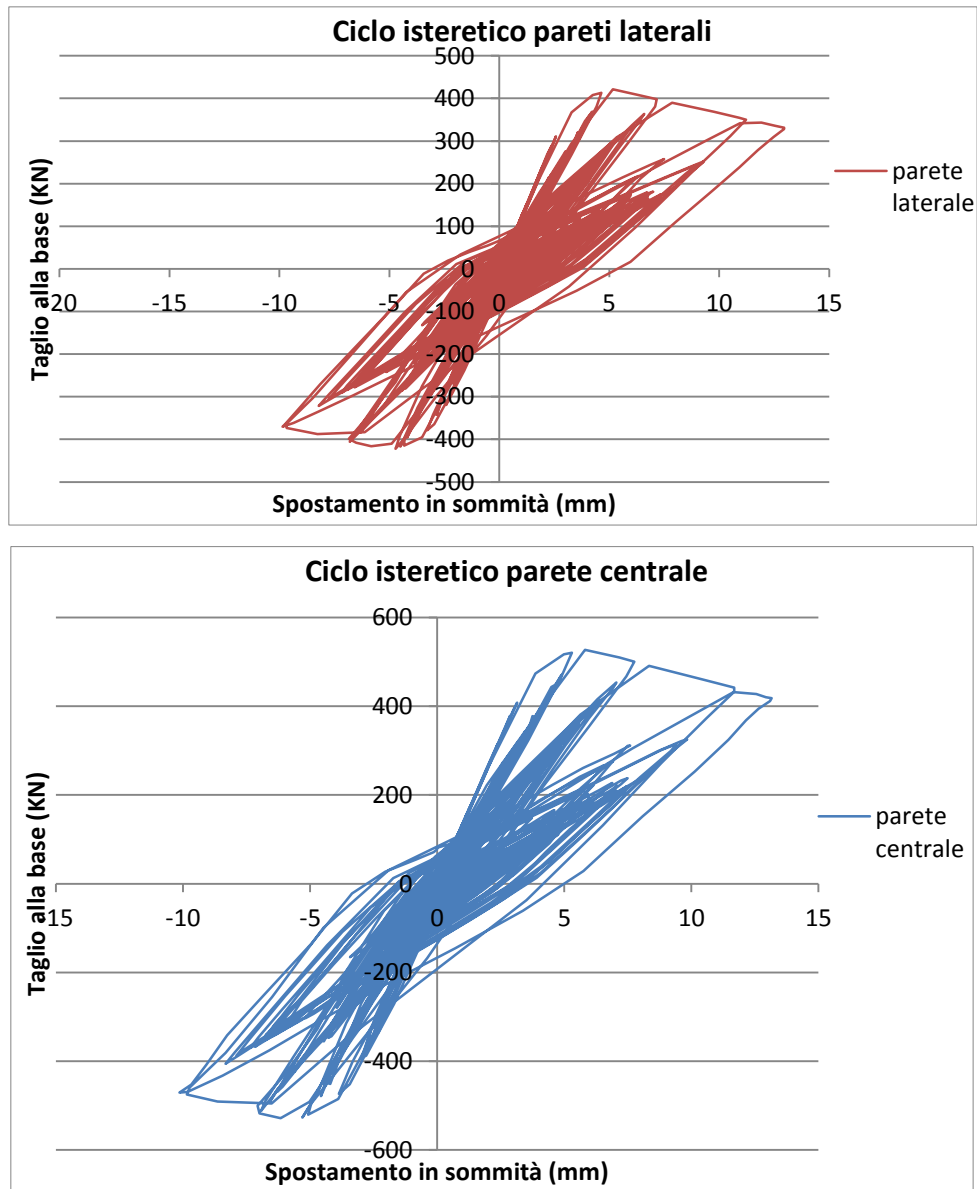
OSS. Si nota già una differenza rispetto al caso studio 2a con solaio flessibile, in quanto in questo caso la rottura avviene su tutte le pareti (nel caso studio precedente avveniva, invece, solo nella parete centrale). Inoltre, in questo caso si nota come la struttura si muova tutta assieme con un piano rigido, con differenze massime di spostamento molto basse.



8.3.2.3 Time History – TH3

Per questo accelerogramma TH3, il caso studio entra in crisi per un'accelerazione di picco PGA superiore allo 0.75 g.

Si riportano di seguito i cicli isteretici delle pareti analizzate nel modello:

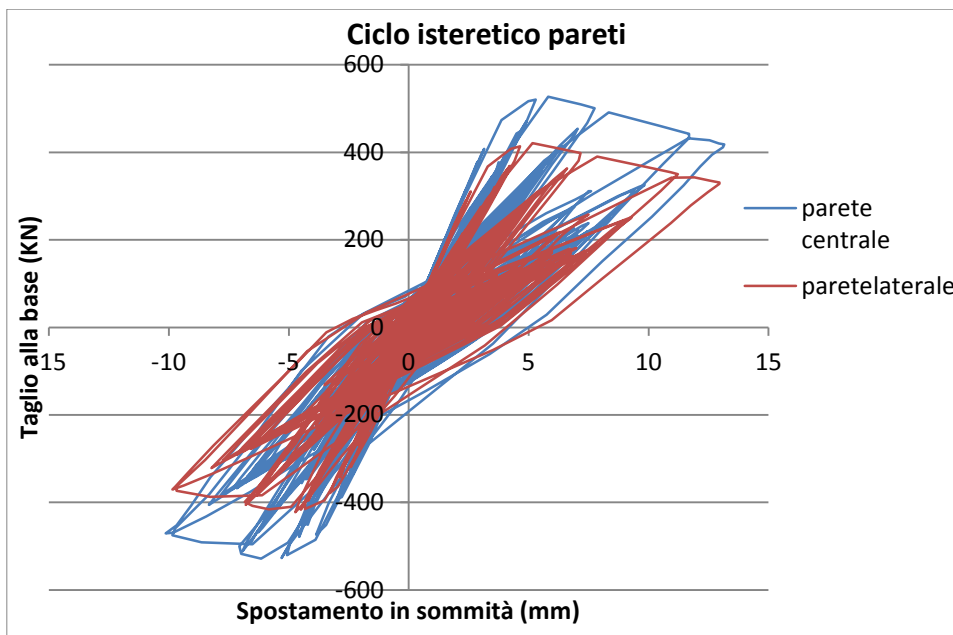


Dai grafici soprariportati si può notare nuovamente come le sollecitazioni sismiche gravino in egual modo sia sulle pareti laterali che sul muro centrale. Si può notare che in questo caso studio con solaio rigido, tutti i muri vengono "sfruttati" appieno, fessurandosi. In questo caso si ha una maggiore dissipazione energetica dato che tutti i

## CASO STUDIO 2: EDIFICIO DI PIANTA 13.5x10m CON TRE MURI

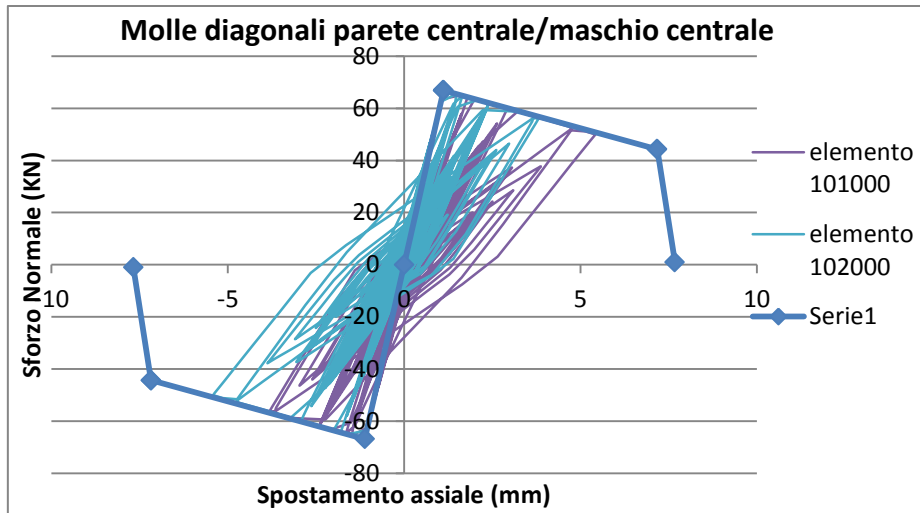
muri entrano abbondantemente in campo plastico (in seguito si osserverà il comportamento delle molle).

Dal successivo grafico si può notare quanto appena affermato: le pareti entrano in campo plastico (le pareti laterali, come si nota, hanno una minore resistenza a taglio-fessurazione diagonale dato che sopportano carichi verticali inferiori).



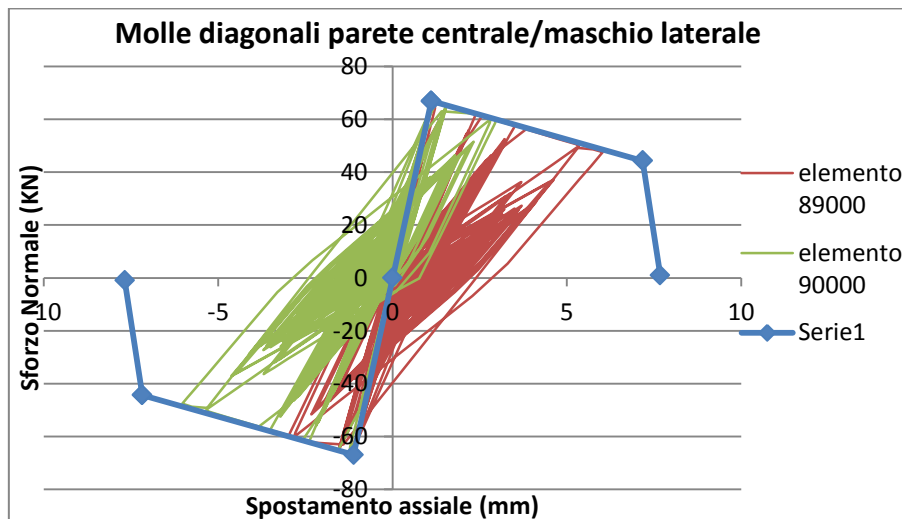
Di seguito, si passa ad analizzare il comportamento delle molle più sollecitate, al fine di analizzare la tipologia di rottura raggiunta. Non si riportano i grafici di ogni elemento per una migliore chiarezza espositiva dell'elaborato.

- Molle diagonali della parete centrale/maschio centrale:



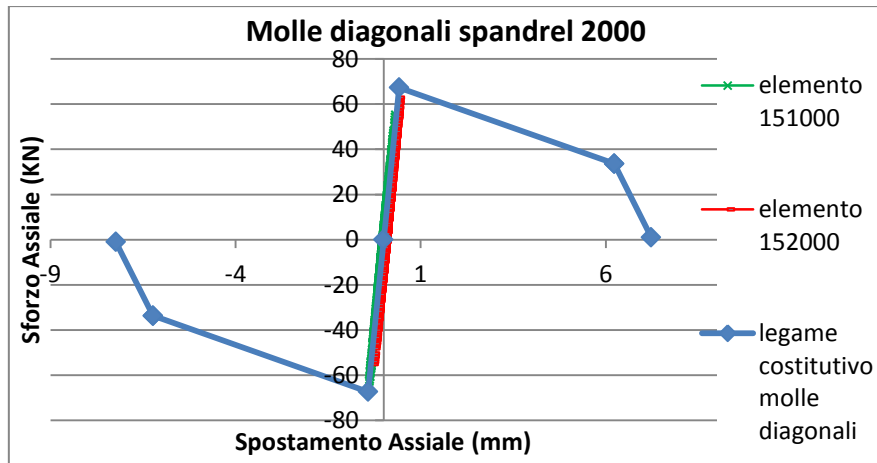
Come si denota dal grafico, queste molle saranno quelle che si romperanno. Da ciò si deduce che la parete centrale entra in crisi per taglio-fessurazione diagonale.

- Molle diagonali della parete centrale/maschio laterale:



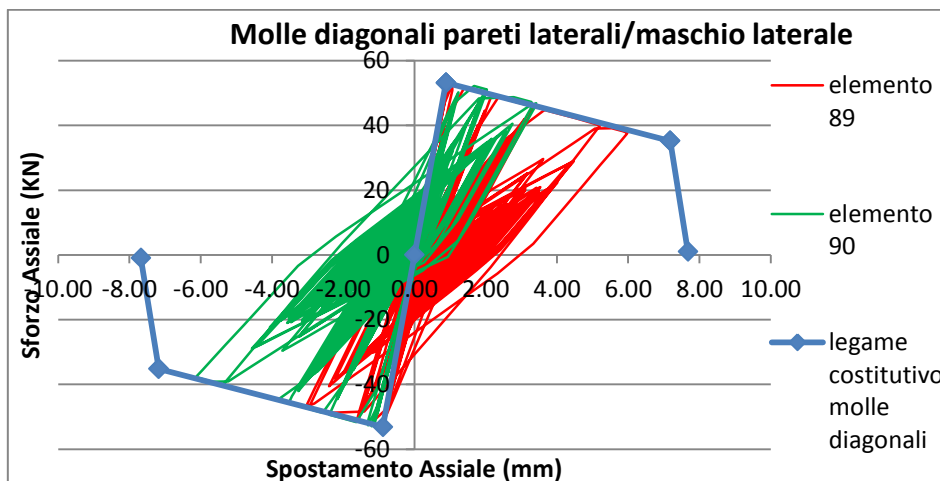
Si nota come anche queste molle entrano in crisi (in maniera quasi analoga al maschio centrale analizzato prima): ciò è significativo del fatto che le fasce di piano e i tiranti inseriti collegano efficacemente tutti i maschi della parete, facendoli lavorare tutti allo stesso modo.

- Molle diagonali spandrel della parete centrale:



Si nota che le fasce di piano del muro centrale non fessurano poiché le molle diagonali spandrel rimangono sempre nel ramo elastico. Ciò significa che i tiranti sono stati dimensionati ottimamente, giacché queste molle vengono sfruttate quasi fino al limite elastico, senza però superarlo.

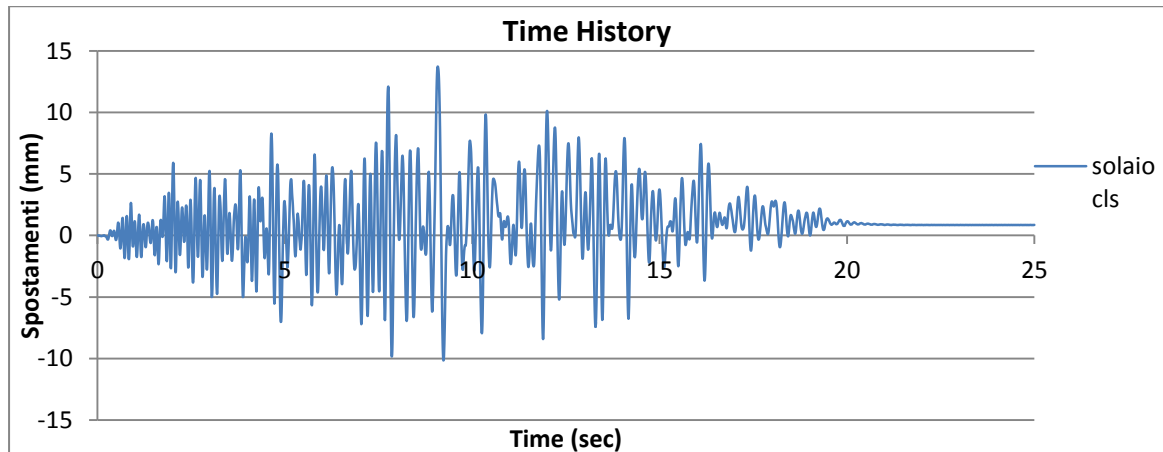
- Molle diagonali delle pareti laterali/maschio laterale:



Si nota, come già affermato, che anche le pareti laterali entrano in crisi e si fessurano diagonalmente in maniera del tutto analoga al muro centrale. Si capisce che nel caso analizzato il solaio rigido distribuisce le sollecitazioni da sisma su tutte le pareti, “sfruttandole” tutte allo stesso modo.

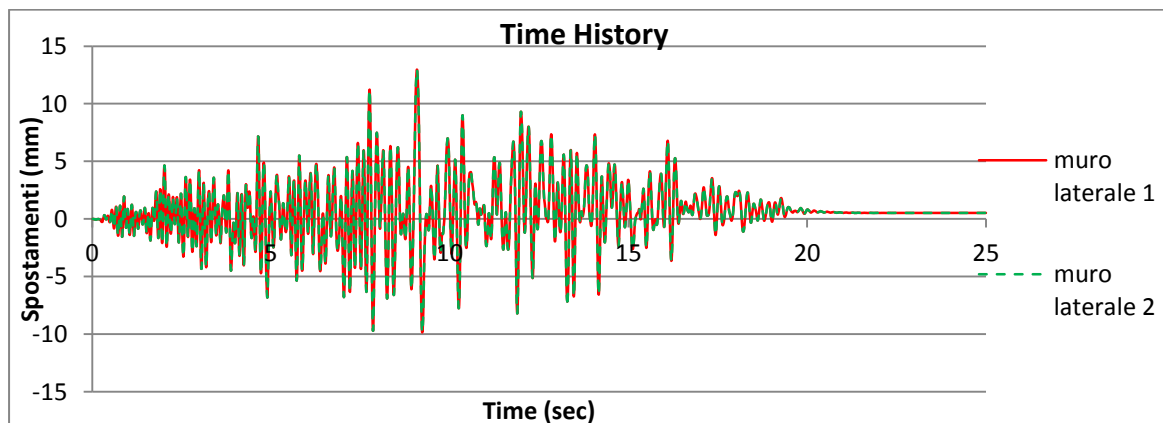
Infine, si è analizzata la storia degli spostamenti di solaio, muri laterali e muro centrale:

- Spostamenti solaio:



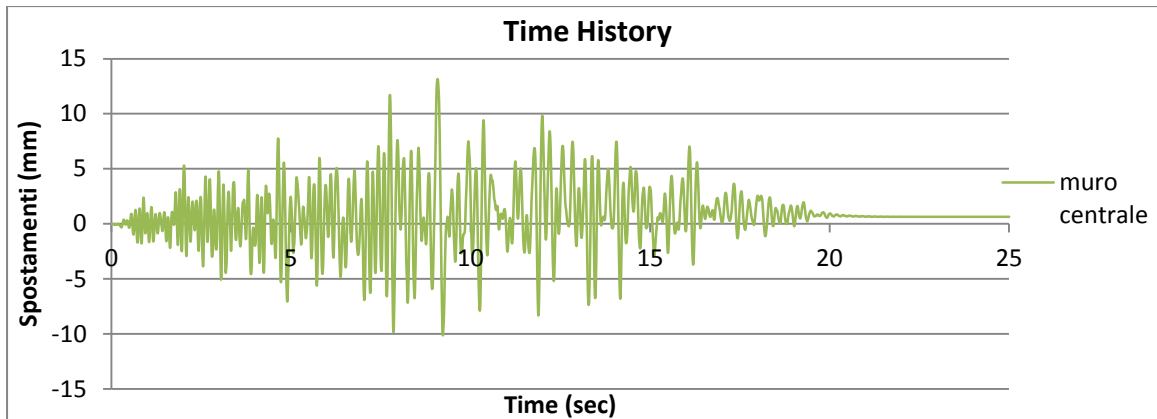
Lo spostamento massimo del nodo centrale del solaio (tra parete laterale e muro centrale) è pari a 13.72 mm.

- Spostamenti muri laterali:



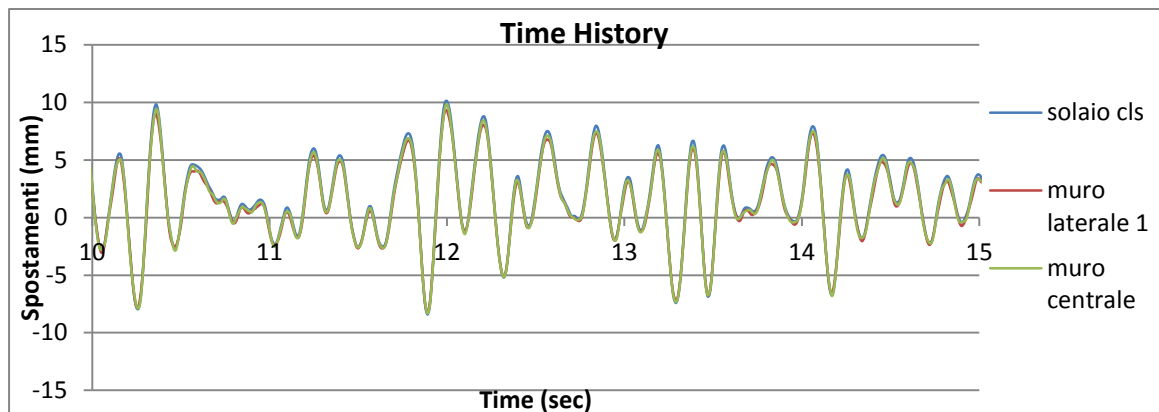
Si osserva, come prevedibile per simmetria, che i due muri laterali si comportano allo stesso modo. Essi si spostano al massimo di 12.95 mm. Si può notare come rimanga una deformazione residua pari a 0.51 mm per la fessurazione della parete.

- Spostamenti muro centrale:



Lo spostamento massimo del muro centrale è pari a 13.16 mm, molto simile allo spostamento massimo ottenuto per il solaio e per le pareti laterali. Si può notare ancora una deformazione residua di 0.64 mm dovuta alla fessurazione della parete.

- Confronto tra i vari spostamenti (in un periodo tra 10 e 15 sec):



Si può notare come gli spostamenti del solaio e delle pareti siano quasi sovrapposti (non sono completamente sovrapposti perché in realtà il solaio non è infinitamente rigido ma bensì può deformarsi).

Questo grafico, inoltre, comprova che la tipologia di solaio analizzata è rigida in quanto gli spostamenti delle pareti laterali e quelli del muro centrale sono quasi identici. Ad esempio, da un solo rapido confronto tra gli spostamenti di picco (12.95 mm dei muri laterali contro i 13.16 mm della parete centrale) si denota una differenza risibile di qualche decimo di millimetro.

OSS. Come già osservato in precedenza, anche in questo esempio si denota una differenza rispetto al caso studio 2a con solaio flessibile in quanto in questo caso la rottura avviene su tutte le pareti (nel caso studio precedente avveniva, invece, solo nella parete centrale). Inoltre, in questo caso si nota come la struttura si muova tutta assieme con un piano rigido, con differenze massime di spostamento molto basse.

### 8.3.3 Considerazioni del caso studio 2b

Nel presente paragrafo, si valuta l'andamento degli spostamenti di muri laterali, muro centrale e solaio al variare della PGA, fino al valore di accelerazione di picco ultima ricavata precedentemente. I valori di spostamento e di accelerazione di picco (calcolati per ogni accelerogramma utilizzato) sono stati poi mediati al fine di ottenere l'andamento medio dell'elemento analizzato. In seguito, gli andamenti medi di questo caso studio saranno confrontati con i corrispondenti valori del caso studio con solaio flessibile.

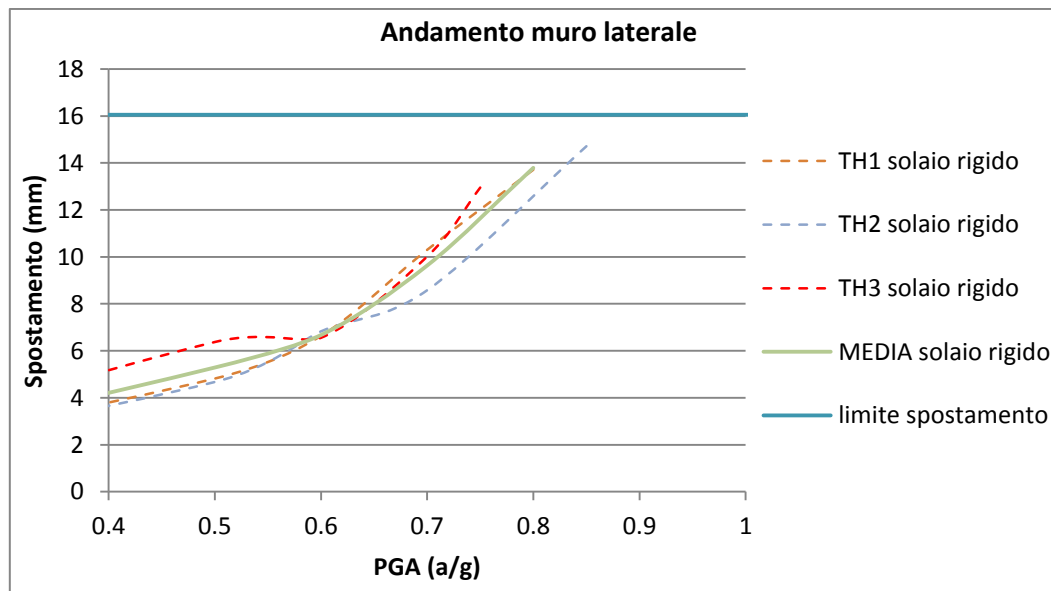


Figura 8-11: Andamento dei muri laterali per i 3 accelerogrammi e andamento medio

Analizzando ciò che mostra la figura 8-11, si nota nuovamente come i maschi laterali vengano sollecitati dal sisma, raggiungendo anch'essi spostamenti vicini a quelli limite studiati.



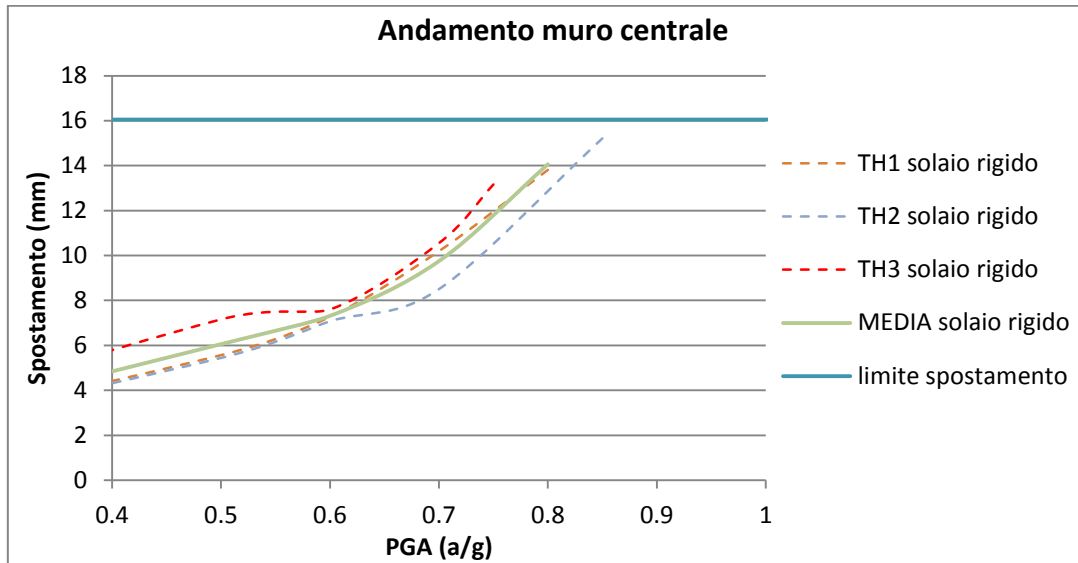


Figura 8-12: Andamento del muro centrale per i 3 accelerogrammi e andamento medio

In figura 8-12 è confermato quanto detto in precedenza, cioè si nota che gli spostamenti del muro centrale siano molto simili a quelli delle pareti laterali: ciò dipende dalla elevata rigidità del solaio in calcestruzzo, la quale non permette una elevata dissipazione energetica del sisma.

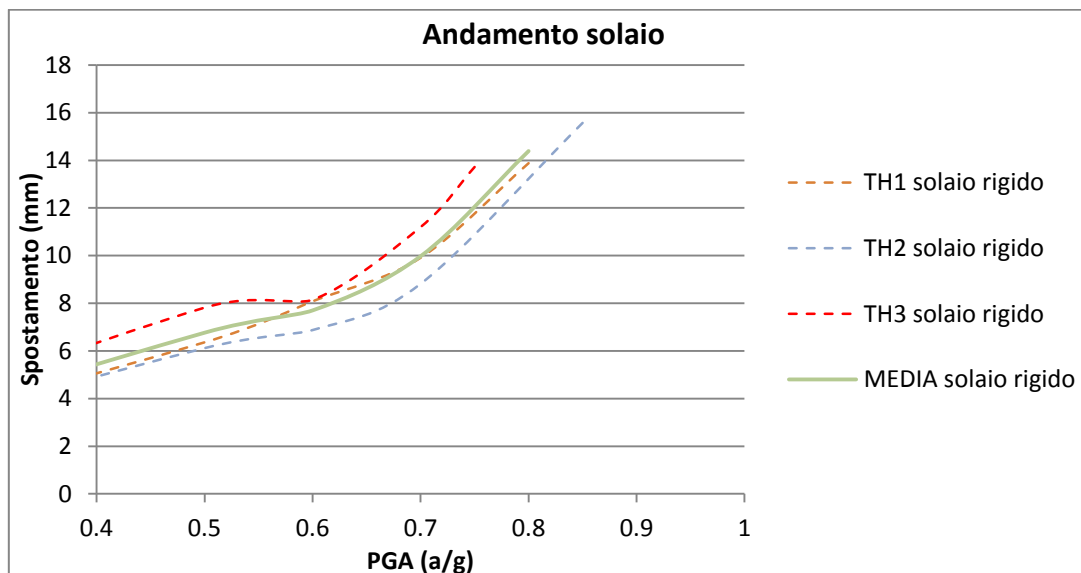


Figura 8-13: Andamento del solaio per i 3 accelerogrammi e andamento medio

Dalla figura 8-13 si nota che gli spostamenti del solaio (nel nodo centrale) siano molto simili agli spostamenti delle pareti.

#### 8.3.4 Riepilogo dei risultati del caso studio 2b

Si è osservato nel presente caso studio 2b di un edificio esistente con solaio rigido che:

- La tipologia di rottura raggiunta dalla struttura è di tipo taglio-fessurazione diagonale sia delle pareti laterali che di quella centrale per ogni TH analizzata;
- Si sono notate basse differenze di spostamento tra muro centrale e muri laterali, sintomo dell'elevata rigidità del solaio;
- In tutte le analisi TH si è notato che i muri laterali e la parete centrale fessuravano, ovvero si deformavano molto;
- Le molle diagonali superiori dei singoli maschi sono rimaste sempre nel ramo elastico anche in questo caso studio, come previsto;
- Le fasce di piano e i tiranti inseriti sono stati dimensionati in modo corretto affinché le pareti resistessero fino al taglio ultimo dei singoli maschi murari (le fasce di piano sono rimaste sempre nel ramo elastico senza fessurarsi).

## 8.4 Conclusioni del caso studio 2

Di seguito si riporta un confronto tra i due casi studio 2a e 2b appena esaminati considerando quattro fattori: modalità di collasso, differenza di spostamenti tra pareti laterali e parete centrale, PGA di rottura ricavate dalle diverse analisi, confronto tra andamento dei grafici PGA-spostamento medi per muri laterali, parete centrale e solaio.

Per quanto riguarda le modalità di collasso, si è ottenuto:

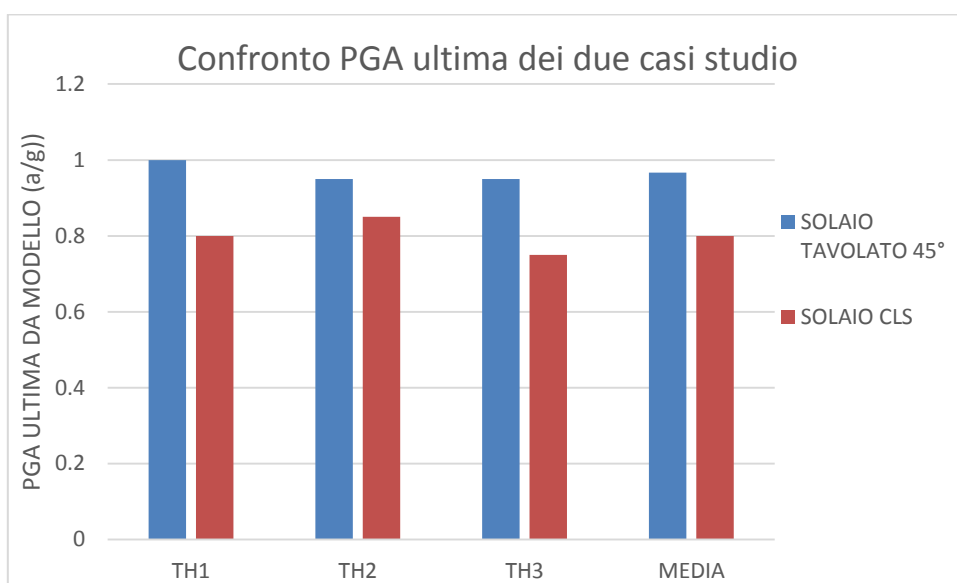
- Nel caso 2a di struttura con solaio flessibile, si ha una rottura della parete centrale per taglio fessurazione diagonale mentre le altre pareti iniziano a fessurarsi ma non collassano;
- Nel caso 2b di struttura con solaio rigido, si ha una rottura contemporanea delle pareti laterali e della parete centrale per taglio fessurazione diagonale.

Per quanto riguarda la differenza di spostamento tra pareti laterali e parete centrale, si è ottenuto:

- Nel caso studio 2a di struttura con solaio flessibile, si hanno differenze di spostamento elevate, ovvero le pareti laterali si spostano molto meno rispetto alla parete centrale;
- Nel caso studio 2b di struttura con solaio rigido, si hanno differenze di spostamento molto più basse, ovvero le pareti laterali hanno spostamenti simili a quelli della parete centrale.

## CASO STUDIO 2: EDIFICIO DI PIANTA 13.5x10m CON TRE MURI

Per quanto riguarda la valutazione delle PGA ultime dei due diversi casi, si osserva che le PGA di rottura ricavate nel caso di solaio flessibile sono più elevate rispetto a quelle con solaio in calcestruzzo. Ciò è dovuto al fatto che l'aumento di peso del solaio dovuto alla soletta di calcestruzzo aumenta la resistenza a taglio ultima della struttura (quindi, essa resiste a un taglio maggiore rispetto al caso con solaio consolidato con il solo tavolato a 45°) ma aumenta anche la massa sismica inserita nel modello. Per questo motivo, la struttura con solaio in calcestruzzo collassa per un'accelerazione di picco al suolo minore dell'altro caso.



OSS. Le accelerazioni di picco così ricavate sono molto alte per ambo i casi studio. Ciò è dovuto al fatto che la struttura è molto semplice (a un singolo piano).

Per il confronto dell'andamento degli spostamenti di muri laterali, muro centrale e solaio al variare della PGA, in questo capitolo si utilizzano i valori medi ricavati in precedenza.

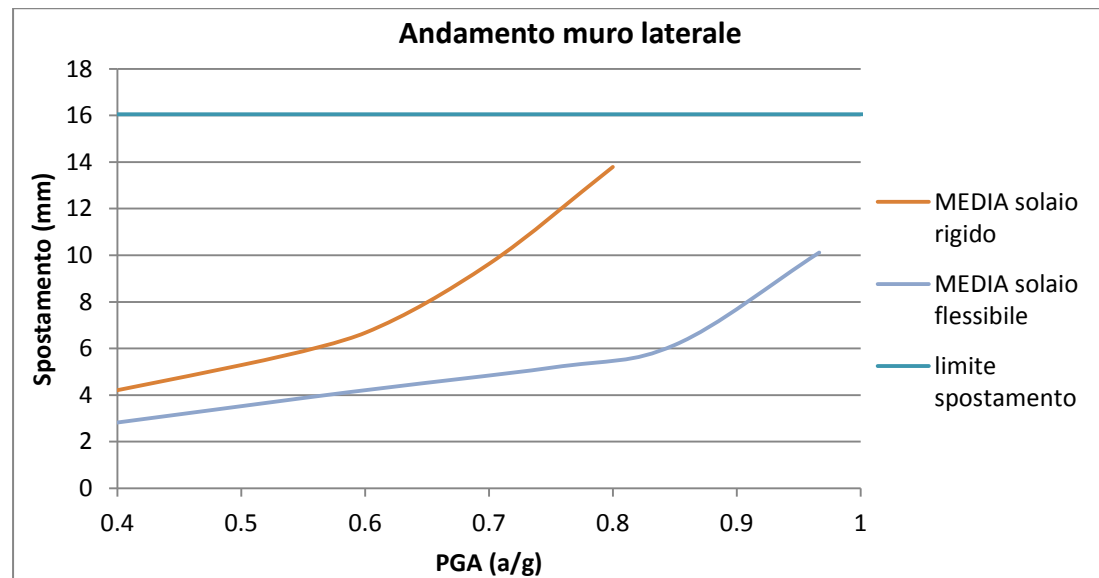


Figura 8-14: Andamento medio dei muri laterali per i due casi studio

Analizzando ciò che mostra la figura 8-14, si nota con interesse che, nel caso di solaio flessibile, i muri laterali sono sollecitati dal sisma in maniera minore rispetto al caso con solaio rigido. Come già affermato, le pareti laterali del solaio con tavolato a 45° difficilmente si romperanno per prime (cosa che non si può di certo dire per il caso con solaio in calcestruzzo).

Il collasso nel caso di consolidamento con soletta in calcestruzzo avviene per valori di PGA leggermente più bassi: i consolidamenti con tavolato a 45° collassano, quindi, per accelerazioni più elevate.

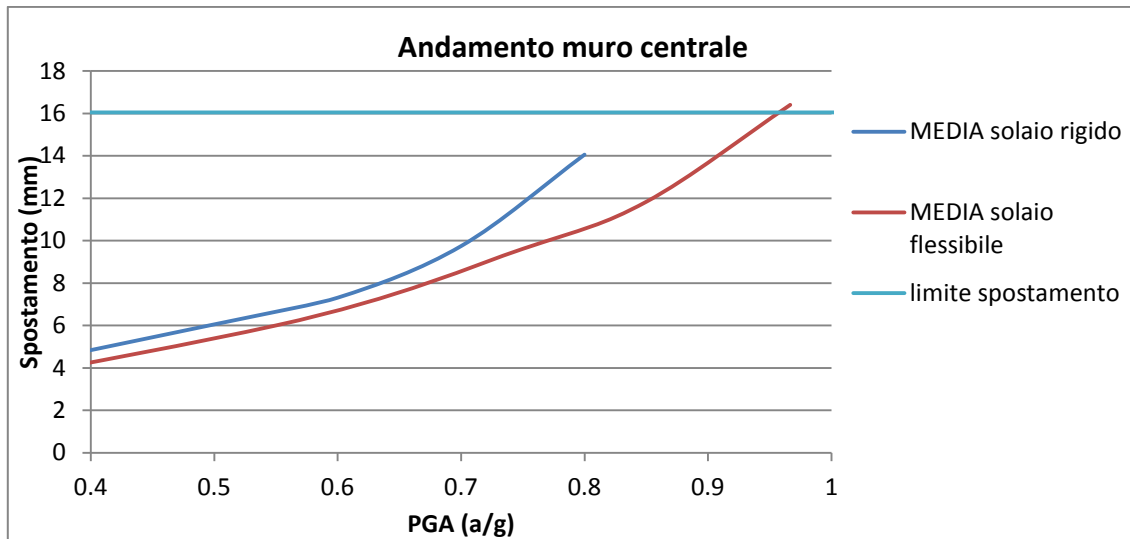


Figura 8-15: Andamento medio del muro centrale per i due casi studio

In figura 8-15 viene confermato quanto detto in precedenza, cioè si nota la capacità del solaio più flessibile di resistere a PGA più elevate senza collassare e dissipando energia prima di trasferirla alle pareti.

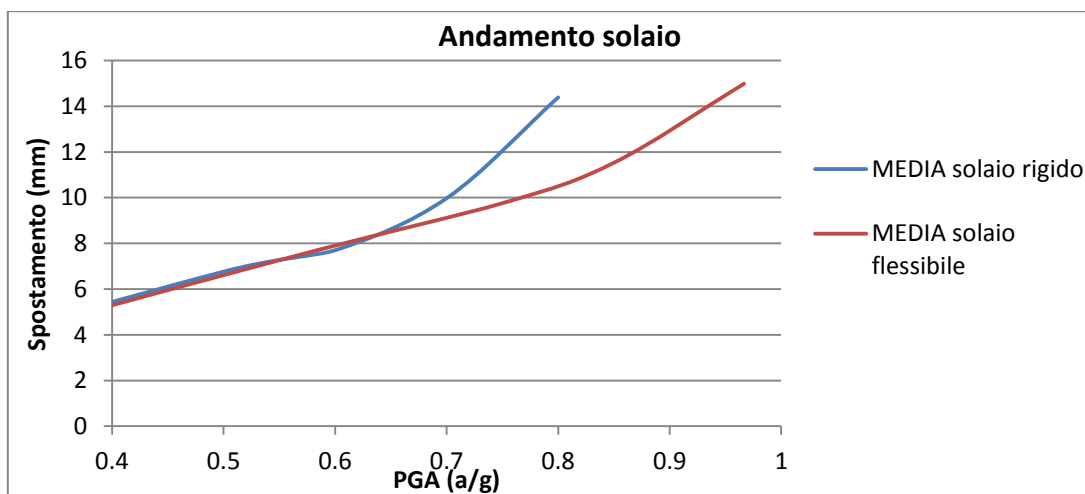


Figura 8-16: Andamento medio del solaio per i due casi studio

In figura 8-16 si rappresenta l'andamento degli spostamenti del nodo centrale dei due solai al variare della PGA per i due casi studio analizzati. Come si può osservare i due solai hanno un andamento quasi uguale per PGA basse. Successivamente, però, si nota come il solaio con tavolato a 45° collassa a valori più elevati di accelerazione di picco (come precedentemente affermato).

Infine, di seguito si riporta l'andamento della differenza di spostamento tra il nodo centrale del solaio con le pareti dei casi studio 2a e 2b.

Ci si è riferiti sempre ai valori mediati tra i tre accelerogrammi.

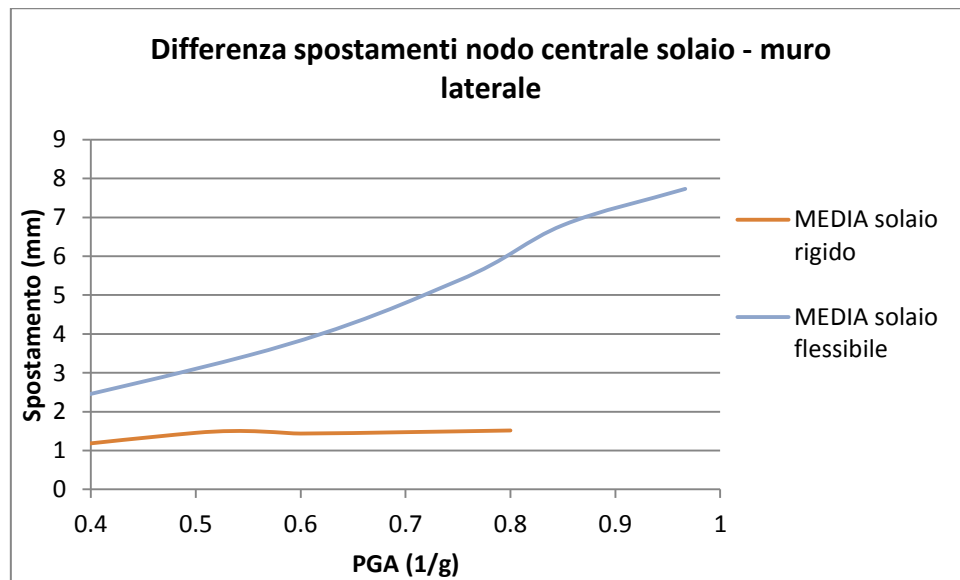


Figura 8-17: Differenza di spostamenti tra solaio e muri laterali

Si può notare, come già affermato, che nel caso di solaio flessibile si hanno diversi spostamenti tra il nodo centrale solaio e muro laterale. Nel caso studio 2b, invece, si nota come le differenze di spostamenti siano molto basse e costanti.

In figura 8-18 si raffigura lo spostamento differenziale tra il nodo centrale del solaio e la parete centrale.

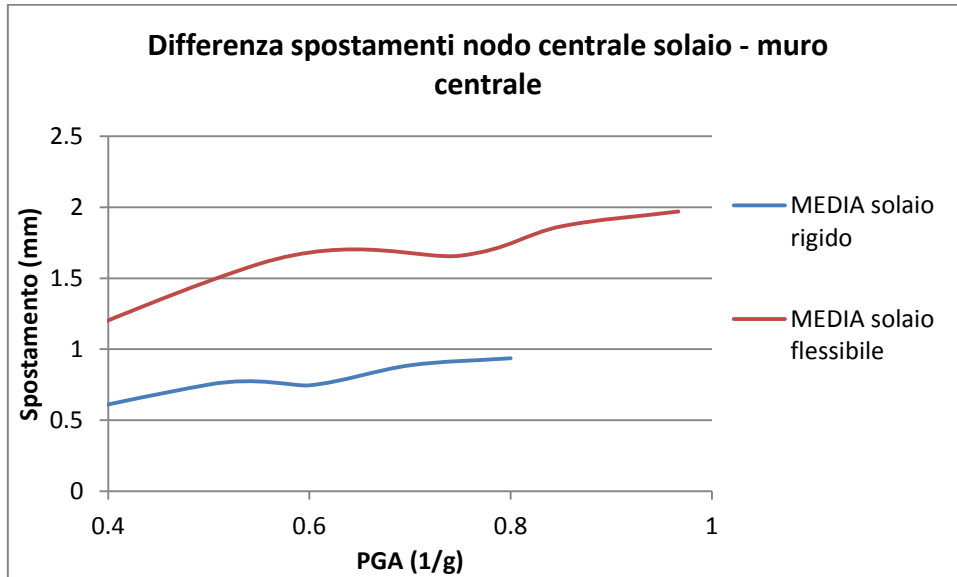


Figura 8-18: Differenza di spostamenti tra solaio e muro centrale

Si nota subito che per entrambi i casi 2a e 2b la differenza rimane pressoché costante al variare della PGA.

Tuttavia, la differenza degli spostamenti nel caso 2a è più elevata rispetto a quella del caso 2b, sintomo della minore rigidità del solaio.

OSS. Come affermato in precedenza nel capitolo 5, le due tipologie di rinforzo trattate nel presente elaborato sono entrambe rigide. Infatti, come osservato da tesi precedenti (A. Lonardi, 2015), anche il solaio in legno rinforzato con tavolato a 45° è molto rigido. Si rimanda quindi alla tesi di M. Tonon per l'utilizzo di solai più flessibili.



## 9 CONCLUSIONI

### 9.1 Breve riepilogo della modellazione trattata

In primo luogo, si sono modellate le molle del singolo maschio murario in funzione delle diverse modalità di collasso dello stesso. Gli elementi sono stati calibrati nel modo seguente:

- Le molle assiali del singolo maschio murario sono state modellate in modo da considerare la rottura per pressoflessione;
- Le molle trasversali del singolo maschio murario sono state modellate in modo da considerare la rottura per taglio-scorrimento alla base per mezzo della teoria di Coulomb;
- Le molle diagonali del singolo maschio murario sono state modellate in modo da considerare la rottura per taglio-fessurazione diagonale per mezzo della teoria di Turnsek-Cacovic. Per diminuire l'onere computazionale del modello, le molle diagonali superiori del maschio murario sono state modellate con un elemento elastico (si è controllato caso per caso che esse non superassero il limite elastico).

Iterativamente e cercando di ottenere i risultati ottenuti da prove di laboratorio, si sono ottenute così le caratteristiche di resistenza per edifici esistenti in muratura, utilizzate in seguito nei modelli.

In seconda istanza, si sono modellate le molle della fascia di piano in modo del tutto analogo alle molle del maschio murario (considerando le stesse possibili modalità di rottura).

Si sono, inoltre, dimensionati i tiranti da inserire nell'edificio esistente in modo tale da raggiungere dapprima il taglio ultimo dei singoli maschi murari (ovvero, i tiranti permettono alla struttura di non ribaltarsi e alle fasce di rimanere in campo elastico). Questi sono stati in seguito inseriti nel modello come forze puntuali uguali e opposte pari alla forza limite di snervamento dei trefoli inseriti. Esse permettono così alle "molle orizzontali spandrel" di non essere mai in trazione e aumentano le resistenze della fascia

## CONCLUSIONI

---

di piano sia per quanto riguarda la rottura a taglio fessurazione diagonale delle “molle diagonali spandrel” sia per quanto riguarda la rottura a taglio scorrimento delle “molle verticali spandrel”.

Successivamente, si sono dimensionati i beam per il fuori-piano della muratura utilizzando il momento ultimo dato dalle NTC'08. Essi sono stati inseriti nel piano perpendicolare al sisma in corrispondenza dei nodi di bordo del solaio, per considerare un'ulteriore aggiunta di resistenza allo spostamento del solaio.

Nell'analisi dei carichi e delle masse sismiche, si sono considerate le combinazioni di carico sismiche come da Normativa.

Per le masse sismiche si sono considerati i seguenti carichi:

- Il carico dovuto al peso proprio del solaio (in base alla diversa tipologia di solaio trattata);
- Il 30% del carico da calpestio (come da Norme Tecniche per le Costruzioni);
- La metà del peso proprio della muratura.

Queste masse sono state inserite in ogni nodo del solaio in funzione dell'area di influenza (l'aliquota di massa delle pareti murarie, naturalmente, è stata assegnata solo ai nodi che collegano solaio e maschi murari). Esse sono state, quindi, inserite nel modello solo in direzione del sisma, ovvero nella direzione parallela alle pareti (direzione X).

Per i carichi verticali assegnati ai nodi superiori delle pareti murarie si sono considerati:

- Il carico dovuto al peso proprio del solaio (in base alla diversa tipologia di solaio trattata);
- Il 30% del carico da calpestio (come da Norme Tecniche per le Costruzioni);
- La totalità del peso proprio della muratura;
- Per i nodi d'angolo delle pareti in muratura si è considerata un'aggiunta di carico verticale dovuta al peso proprio di parte del muro nella direzione perpendicolare alla parete considerata, tenendo in conto del realistico “incatenamento” delle pareti nell'angolo (essa eviterà che avvenga il ribaltamento del muro).

In sede di modellazione, sono stati inseriti i seguenti vincoli:

- Vincoli di tipo incastro per tutti i nodi alla base (sia per le pareti murarie che per i beam per il fuori piano);
- Vincoli di tipo carrello per tutti i nodi delle pareti murarie in direzione perpendicolare al muro (altrimenti si avevano problemi nel passaggio dal 2D al 3D per la presenza dei truss i quali danno resistenza solo nel piano);
- Vincoli di tipo carrello per tutti i nodi dei solai in direzione perpendicolare al solaio (altrimenti si avevano problemi nel passaggio dal 2D al 3D per la presenza dei truss i quali danno resistenza solo nel piano);
- I nodi di collegamento tra solaio e parete non sono stati vincolati;
- Nei nodi di collegamento tra solaio e beam per il fuori piano sono stati inseriti degli “equal dof” che permettono di collegare degli elementi beam con gli elementi truss. Con questo comando, si assegnano gli stessi spostamenti del solaio ai beam per il fuori piano.

In seguito, si sono eseguite delle analisi cicliche e analisi Pushover per la modellazione delle pareti nel piano, assegnando gli spostamenti ai nodi superiori delle pareti. Per un’ulteriore validazione del modello utilizzato, si sono confrontati i valori di smorzamento del modello con dei cicli isteretici di una maschio murario con la stessa geometria.

Infine, si è passati a delle analisi di tipo Time History per i casi studio degli edifici in tre dimensioni.

### 9.2 Considerazioni finali

Dal presente elaborato di tesi, in base ai risultati ottenuti dai diversi casi studio si è evinto che:

- Tra le due tipologie di rinforzo di solai lignei analizzate, il consolidamento migliore per le tipologie di edificio studiate è quello per mezzo di un tavolato ligneo inclinato di 45°. Esso, infatti, ha ottenuto risultati migliori sia per i valori di accelerazione ultima di picco, sia per quanto riguarda gli spostamenti di solaio, muri laterali e muro centrale, i quali, a parità di PGA, sono sempre inferiori a quelli del caso di rinforzo con soletta in calcestruzzo;
- Un aumento di rigidezza dell'orizzontamento migliora l'effetto scatolare della struttura (ovvero tutte le pareti si spostano allo stesso modo) ma può implicare, come nel caso analizzato di soletta in calcestruzzo, un aumento di peso e, quindi, di massa sismica. Tutto ciò può essere sia favorevole alla struttura in quanto l'aumento del carico verticale aumenta la resistenza a taglio delle pareti, sia sfavorevole in quanto un aumento di massa sismica comporta un aumento di spostamenti nel caso di sisma;
- Dal caso studio 2 si è osservato che nel caso di consolidamento con tavolato a 45°, il solaio dissipa energia e che le pareti laterali si spostano meno rispetto alla parete centrale;
- L'introduzione di tiranti aumenta la resistenza della parete nel proprio piano giacché rende le fasce di piano più resistenti: esse permettono il comportamento "a telaio" del muro, con una migliore distribuzione dei carichi orizzontali su tutti i maschi. I tiranti, inoltre, evitano che zone critiche come le fasce di piano possano fessurare (e quindi rompersi) prima dei maschi, evitando così un prematuro collasso strutturale.

Infine, si possono trarre le seguenti valutazioni in riferimento alla modellazione a macroelementi:

- Il comportamento della singola molla riproduce fedelmente il comportamento della muratura esistente, in base a un confronto con prove sperimentali di provini aventi le stesse dimensioni e carichi;
- La modellazione scelta può essere migliorata (si veda capitolo 9.3) in quanto non tiene conto di possibili rotture nel fuori piano della muratura;
- Si sono ottenuti risultati che potrebbero riprodurre le reali modalità di collasso sismico. Infatti, si è osservato che la rottura avviene sempre per taglio fessurazione diagonale nella zona centrale del maschio murario, risultato spesso riscontrato in strutture in muratura a seguito di un sisma.

Per questi motivi, la modellazione analizzata è ritenuta affidabile e con molti margini di miglioramento.

### 9.3 Sviluppi futuri

In questo capitolo si presentano alcune proposte per il miglioramento del presente elaborato di tesi (alcuni dei seguenti punti saranno trattati nella tesi di M. Tonon *“Effetti del rinforzo di solai in legno nel miglioramento sismico di edifici esistenti in muratura - modellazione numerica dei solai”*):

- Migliore discretizzazione del solaio in modo tale da inserire un maggior numero di masse per rendere il tutto il più realistico possibile;
- In seguito a una migliore discretizzazione del solaio si può, inoltre, aumentare il numero di beam per il fuori piano delle pareti non portanti e perpendicolari al sisma;
- Analizzare casi studio con solai con diverse rigidzze rispetto ai casi studio trattati nel presente elaborato (ad esempio utilizzando un solaio con tavolato semplice flessibile);
- Modellazione di un edificio a due piani;
- Studio delle connessioni tra solaio e parete murarie;
- Ampliare il tema del fuori piano, inserendo dei beam nelle pareti portanti, ovvero nelle pareti parallele al sisma;
- Modellazione delle molle delle pareti non portanti (e relative masse nelle altre direzioni) di modo da poter studiare il problema anche con sisma nelle altre direzioni;
- ...



## RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- G. Magenes e G.M. Calvi, "Cyclic Behaviour of Brick Masonry Walls", 1992;
- Piazza, Baldessari e Tomasi, "The Role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings", 2008;
- tesi di dottorato di C. Baldessarri, "In-plane behaviour of differently refurbished timber floors", 2010;
- M. Vinci, "I tiranti in acciaio nel calcolo delle costruzioni in muratura", Dario Flaccovio editore, 2014;
- F. Graziotti, G. Magenes, A. Penna, "Experimental cyclic behaviour of stone masonry spandrels", 2012;
- K. Beyer, "Peak and residual strengths of brick masonry spandrels", 2012;
- G. Magenes, G.M. Calvi, "In-Plane seismic response of brick masonry walls";
- S. Caddemi, I. Calì, F. Cannizzaro, P. Colajanni, B. Pantò, G. Ricciardi, "Un approccio innovativo per la modellazione degli edifici in muratura intelaiata. Applicazione ad un caso di studio";
- S. Mazzoni, F. McKenna, M.H. Scott, G.L. Fenves, et al., "OpenSees Command Language Manual", 2007;
- "Manuale teorico" da programma "3DMacro-il software per le murature";
- M. Tomazevic, M. Lutman, L. Petkovic, "Seismic behavior of masonry walls: experimental simulation";
- tesi di L. De Tomasi, "Modelli numerici per l'analisi sismica di edifici in muratura con solai lignei", 2014;
- tesi di dottorato di B. Pantò "La modellazione sismica degli edifici in muratura – Un approccio innovativo su un macro-elemento spaziale";
- "Norme Tecniche per le Costruzioni 2008";
- "Circ. esplicativa NTC 2008 n° 617" del 02\_02\_2009;
- "Eurocodice 1: Basi di calcolo ed azioni sulle strutture";
- "Eurocodice 6: Progettazione delle strutture di muratura";



- L. Boscotrecase, F. Piccarreta, “Edifici in muratura in zona sismica”;
- M. Boscolo Bielo, “Progettazione antisismica con le NTC”;
- P. Cirone, “Restauro strutturale delle murature”.

**INDICE DELLE FIGURE**

Figura 2-1: Effetto del diverso grado di accoppiamento fornito dalle travi di muratura sulla distribuzione dei momenti: fasce flessibili (a), intermedie (b) e rigide (c) (Tomažević, 1999)..... 13

Figura 2-2: Influenza delle connessioni tra gli elementi..... 15

Figura 2-3: Esempio di collasso per ribaltamento..... 16

Figura 2-4: Esempio di collasso per flessione verticale..... 16

Figura 2-5: Diversa risposta sismica degli edifici in muratura ..... 17

Figura 2-6: Esempi di rottura per fessurazione diagonale, flessione, scorrimento ..... 18

Figura 2-7: Tipi di comportamento di un pannello; (a) snello; (b) tozzo..... 19

Figura 2-8: Meccanismi di collasso nel piano: pressoflessione (a), taglio-fessurazione diagonale (b), taglio-scorrimento (c)..... 20

Figura 2-9 : Pannello caricato da sforzo normale eccentrico e forza orizzontale ..... 21

Figura 2-10: Meccanismi di ribaltamento nel piano: (a) globale da blocco rigido; (b) e (c) parziali. .... 22

Figura 2-11: rottura per taglio-fessurazione diagonale di edifici esistenti in muratura ..... 23

Figura 2-12: rottura per taglio-scorrimento di edifici esistenti in muratura..... 27

Figura 2-13: Comportamento nel piano della parete senza e con tiranti..... 30

Figura 2-14: Comportamento fuori piano della parete con e senza tiranti..... 31

Figura 3-1: Il macro-elemento di base per la modellazione della muratura: (a) configurazione indeformata; (b) configurazione deformata (“Manuale teorico”) ..... 34

Figura 3-2: Interazione tra un pannello e gli elementi limitrofi mediante letti di molle (“Manuale teorico”) ..... 35

Figura 3-3: Pannello (“Manuale teorico”) ..... 35

Figura 3-4: molle trasversali e molle a scorrimento (“Manuale teorico”) ..... 36

Figura 3-5: Muratura modellata mediante una mesh di macro-elementi (“Manuale teorico”)..... 37

Figura 3-6: Modellazione di un prototipo di parete mediante due differenti mesh: discretizzazione della parete (S. Caddemi, I. Calì et al.)..... 38

Figura 3-7: Simulazione dei meccanismi di collasso nel piano di un pannello murario: (a) rottura per schiacciamento/ribaltamento; (b) rottura a taglio per fessurazione diagonale; (c) rottura a taglio per scorrimento. (S. Caddemi, I. Calì et al.)..... 38

Figura 3-8: Legame costitutivo elasto-plastico (“Manuale teorico”)..... 42

Figura 3-9: Legame utilizzato per il comportamento assiale/flessionale della muratura. (“Manuale teorico”) ..... 42

Figura 3-10: Legame elastoplastico di tipo fratturante (a) materiale non fratturato; (b) materiale fratturato. (“Manuale teorico”) ..... 43

Figura 3-11: Legame costitutivo e parametri caratteristici delle molle flessionali di interfaccia (“Manuale teorico”).....	44
Figura 3-12: Procedura di concentrazione delle caratteristiche della muratura alle molle delle interfacce (“Manuale teorico”).....	44
Figura 3-13: Equivalenza tra il modello continuo e il modello discreto per la determinazione delle rigidzze $K_p$ (“Manuale teorico”) .....	45
Figura 3-14: Fessure per trazione in una muratura regolare caricata ortogonalmente ai ricorsi (“Manuale teorico”).....	47
Figura 3-15: Rottura a trazione per scorrimento lungo i giunti di malta (“Manuale teorico”).....	47
Figura 3-16: Schema di carico di un pannello murario (“Manuale teorico”).....	49
Figura 3-17: Rappresentazione dello stato tensionale nel piano di Mohr (“Manuale teorico”) .....	49
Figura 3-18: Pannello soggetto a una forza tagliante (“Manuale teorico”).....	51
Figura 3-19: Definizione del parametro di compressione media per un pannello (“Manuale teorico”).....	52
Figura 3-20: Legame attribuito alle molle diagonali; (a) legame carico spostamento; (b) ciclo isteretico, a sforzo normale nullo (“Manuale teorico”).....	53
Figura 3-21: Equivalenza a taglio tra il modello continuo e il modello discreto (“Manuale teorico”).....	53
Figura 3-22: Deformazioni nel sistema continuo e discreto (“Manuale teorico”).....	54
Figura 3-23: Dominio alla Coulomb incrudente nel piano $N, \zeta$ (“Manuale teorico”).....	57
Figura 3-24: Legame $\zeta - \varepsilon$ a $N$ costante e $\alpha$ variabile (“Manuale teorico”) .....	58
Figura 3-25: Scorrimento lungo i giunti di malta (“Manuale teorico”).....	59
Figura 3-26: Schema meccanico del comportamento a scorrimento dell’interfaccia, limitatamente al caso piano (“Manuale teorico”).....	60
Figura 3-27: Aree di influenza delle molle a scorrimento nel piano (“Manuale teorico”).....	60
Figura 3-28: Cinematica a scorrimento dell’interfaccia (“Manuale teorico”).....	62
Figura 4-1: tabella con parametri di resistenza del provino (da Magenes et Calvi).....	63
Figura 4-2: schema dei test distruttivi in laboratorio (da Magenes et Calvi) .....	64
Figura 4-3: legame taglio alla base-scorrimento in sommità del muro MI1 analizzato in laboratorio (da Magenes et Calvi).....	65
Figura 4-4: legame taglio alla base-scorrimento in sommità del muro MI2 analizzato in laboratorio (da Magenes et Calvi).....	65
Figura 4-5: legame taglio alla base-scorrimento in sommità del muro MI3 analizzato in laboratorio (da Magenes et Calvi).....	66
Figura 4-6: legame taglio alla base-scorrimento in sommità del muro MI4 analizzato in laboratorio (da Magenes et Calvi).....	66

## INDICE DELLE FIGURE

---

Figura 4-7: Definizione del modello Hysteretic Material nel manuale OpenSees (da S. Mazzoni, F. McKenna, et al.) .....	69
Figura 4-8: deformazioni angolari pertinenti all'estremo i di un elemento "beam-column" (da Magenes et Calvi) .....	73
Figura 4-9: in una prova a taglio su pannello murario in cui si mantiene il parallelismo delle basi, si ha che: $\theta_i = \theta_j = \theta = \delta/H$ (da Magenes et Calvi) .....	74
Figura 4-10: ciclo isteretico sperimentale della prova MI3; in giallo i quattro mezzi cicli oggetto di analisi .....	85
Figura 4-11: mezzo ciclo "0"; in rosso la curva sperimentale, in nero il risultato numerico .....	86
Figura 4-12: mezzo ciclo "6"; in rosso la curva sperimentale, in nero il risultato numerico .....	86
Figura 4-13: mezzo ciclo "12"; in rosso la curva sperimentale, in nero il risultato numerico .....	86
Figura 4-14: mezzo ciclo "18"; in rosso la curva sperimentale, in nero il risultato numerico .....	87
Figura 4-15: esempi di danni in fasce di piano dovuti a sisma in edifici esistenti in muratura semplice .....	88
Figura 4-16: comportamento della parete con fasce di piano senza (a) e con (b) resistenza e rigidezza flessionale (da edificiinmuratura.it) .....	89
Figura 4-17: sollecitazioni agenti sulla fascia di piano (spandrel) .....	90
Figura 4-18: Sollecitazioni di pressoflessione agenti sulla fascia di piano e andamento tensioni (possibile rottura per fessurazione diagonale) .....	91
Figura 4-19: il ribaltamento dei pannelli murari (con $T_{ult}$ ) è impedito dai tiranti .....	91
Figura 4-20: pannello con tiranti inseriti alle estremità dello spandrel .....	92
Figura 4-21: dimensionamento tiranti e capochiave da programma di edificiinmuratura.it .....	93
Figura 4-22: in rosso, le molle orizzontali spandrel .....	95
Figura 4-23: in rosso, le molle diagonali spandrel .....	98
Figura 4-24: in rosso, le molle verticali spandrel .....	100
Figura 4-25: schema utilizzato per la rigidezza dei beam assegnati al modello .....	102
Figura 5-1: le due tipologie di consolidamento analizzate (da Piazza, Baldessari et al.) .....	105
Figura 5-2: schema della prova sperimentale (da Piazza, Baldessari et al.) .....	106
Figura 5-3: Definizione del modello Pinching4 (da S. Mazzoni et al.) .....	107
Figura 5-4: Tabella riassuntiva delle caratteristiche del solaio rinforzato con tavolato 45° (da Piazza, Baldessari et al.) .....	108
Figura 5-5: Ciclo di carico-spostamento della prova sperimentale del solaio rinforzato con tavolato a 45° (da Piazza, Baldessari et al.) .....	109
Figura 5-6: Ciclo isteretico del modello del solaio con tavolato a 45° .....	110
Figura 5-7: Tabella riassuntiva delle caratteristiche del solaio rinforzato con soletta in c.a. (da Piazza, Baldessari et al.) .....	111

Figura 5-8: Ciclo di carico-spostamento della prova sperimentale del solaio rinforzato con soletta in calcestruzzo armato (da Piazza, Baldessari et al.).....	112
Figura 5-9: Ciclo isteretico del modello del solaio con tavolato a 45°.....	113
Figura 6-1: Macromodello utilizzato per l'esempio; in nero, la numerazione dei nodi e le quote (in mm); in blu, la numerazione dei truss infinitamente rigidi inseriti nel modello. ....	114
Figura 6-2: molle implementate nel modello .....	115
Figura 6-3: cerchiato in rosso, molle diagonali superiori analizzate nel presente paragrafo.....	123
Figura 7-1: pianta dell'edificio e direzione sisma .....	126
Figura 7-2: Macromodello utilizzato per l'esempio .....	128
Figura 7-3: molle implementate nel modello .....	128
Figura 7-4: discretizzazione del solaio .....	129
Figura 7-5: immagine 3D dell'edificio in analisi .....	129
Figura 7-6: file di input inseriti nel programma SIMQKE-GR .....	132
Figura 7-7: spettro elastico ricavato da programma SIMQKE-GR.....	132
Figura 7-8: grafico della TH-1 da SIMQKE-GR.....	133
Figura 7-9: grafico della TH-2 da SIMQKE-GR.....	133
Figura 7-10: grafico della TH-3 da SIMQKE-GR.....	133
Figura 7-11: tabella 2.5.I delle NTC08 – valori dei coefficienti di combinazione.....	134
Figura 7-12: nomenclatura dei nodi .....	136
Figura 7-13: nomenclatura dei nodi .....	145
Figura 7-14: Andamento medio delle pareti per le due tipologie di solaio .....	150
Figura 7-15: Andamento medio del solaio nei due casi analizzati .....	151
Figura 7-16: Andamento medio del solaio nei due casi analizzati .....	151
Figura 8-1: pianta dell'edificio e direzione sisma .....	152
<i>Figura 8-2: Qui a lato, si rappresentano le quote della parete di 13.5 m, la numerazione dei nodi e la numerazione dei truss infinitamente rigidi (in verde) inseriti nel modello di OpenSees.....</i>	<i>155</i>
<i>Figura 8-3: Qui a lato, si rappresenta la numerazione delle molle (sia dei maschi che delle fasce di piano) e la numerazione dei nodi inseriti nel modello di OpenSees. ....</i>	<i>156</i>
Figura 8-4: discretizzazione del solaio in analisi.....	157
Figura 8-5: immagine 3D dell'edificio .....	157
Figura 8-6: nomenclatura dei nodi .....	158
Figura 8-7: Andamento dei muri laterali per i 3 accelerogrammi e andamento medio .....	182
Figura 8-8: Andamento del muro centrale per i 3 accelerogrammi e andamento medio.....	183
Figura 8-9: Andamento del solaio per i 3 accelerogrammi e andamento medio .....	183
Figura 8-10: nomenclatura dei nodi .....	185
Figura 8-11: Andamento dei muri laterali per i 3 accelerogrammi e andamento medio .....	208

## INDICE DELLE FIGURE

---

Figura 8-12: Andamento del muro centrale per i 3 accelerogrammi e andamento medio .....	209
Figura 8-13: Andamento del solaio per i 3 accelerogrammi e andamento medio.....	209
Figura 8-14: Andamento medio dei muri laterali per i due casi studio.....	213
Figura 8-15: Andamento medio del muro centrale per i due casi studio .....	214
Figura 8-16: Andamento medio del solaio per i due casi studio.....	214
Figura 8-17: Differenza di spostamenti tra solaio e muri laterali .....	215
Figura 8-18: Differenza di spostamenti tra solaio e muro centrale .....	216