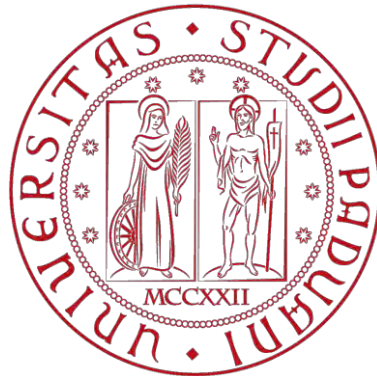


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA



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

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

**EFFETTI DEL CONSOLIDAMENTO DEI SOLAI LIGNEI
SULLA RISPOSTA SISMICA DI EDIFICI IN MURATURA**

Studente: ANDREA LONARDI matr. 1039547

Relatore: Prof. Ing. ROBERTO SCOTTA

Correlatore: Ing. LUCA POZZA

ANNO ACCADEMICO 2014/2015

Indice

Introduzione	1
1 Risposta sismica degli edifici in muratura.....	3
1.1 Comportamento degli elementi verticali.....	3
1.2 Comportamento elementi orizzontali	5
2 Metodi di consolidamento dei solai lignei.....	7
2.1 Generalità.....	7
2.2 Solaio consolidato con soletta in calcestruzzo	8
2.3 Solaio consolidato con doppio tavolato incrociato.....	9
2.4 Solaio consolidato con profili sottili in acciaio	11
2.5 Tipologie di solaio considerate	12
3 Richiami a edificio monopiano.....	15
4 Effetti su edificio a due piani.....	27
4.1 Ipotesi di base	27
4.2 Geometria e carichi del caso di studio	28
4.3 Schema statico.....	35
4.4 Modello ad elementi finiti	37
4.5 Obiettivo dell'elaborato	38
4.6 Prova push-over.....	42
4.7 Time history.....	51
4.8 Confronto energetico	67
4.9 Smorzamento equivalente.....	78
5 Effetti su edificio con eccentricità	85
5.1 Ipotesi di base	85
5.2 Geometria e carichi del caso di studio	85
5.3 Modello ad elementi finiti	86
5.4 Time-History.....	89

5.5	Considerazioni.....	99
6	Effetti su edificio con iperstaticità	103
6.1	Ipotesi di base	103
6.2	Geometria e carichi del caso di studio	103
6.3	Modello ad elementi finiti	104
6.4	Time-History	106
6.5	Considerazioni.....	115
7	Rigidezze solai/muri.....	117
8	Bibliografia.....	123

Introduzione

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

Le opere eseguite nel corso degli anni, hanno avuto come obiettivo il consolidamento statico delle strutture per 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 cinematici fuori piano, problematica ricorrente che si è manifestata in numerosi edifici colpiti dai recenti eventi sismici.

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

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

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

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

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

Il lavoro di tesi di seguito esposto analizzerà un edificio a due piani a pianta rettangolare caratterizzato da differenti rigidità dei diaframmi orizzontali. Il comportamento globale dell'edificio sottoposto ad azione sismica verrà studiato mediante analisi statiche non lineari (Push-Over) e analisi dinamiche non lineari con impiego di accelerogrammi (Time-History).

L'intero lavoro di tesi si basa su delle analisi e studi preliminari sulle tecniche di modellazione della muratura e dei solai lignei riportati nella tesi di De Tomasi Luca dal titolo "*Modelli numerici per l'analisi sismica di edifici in muratura con solai lignei*".

1 Risposta sismica degli edifici in muratura

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

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

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

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

1.1 Comportamento degli elementi verticali

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

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

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

- Ribaltamento
- Ribaltamento composto
- Flessione verticale
- Flessione orizzontale

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

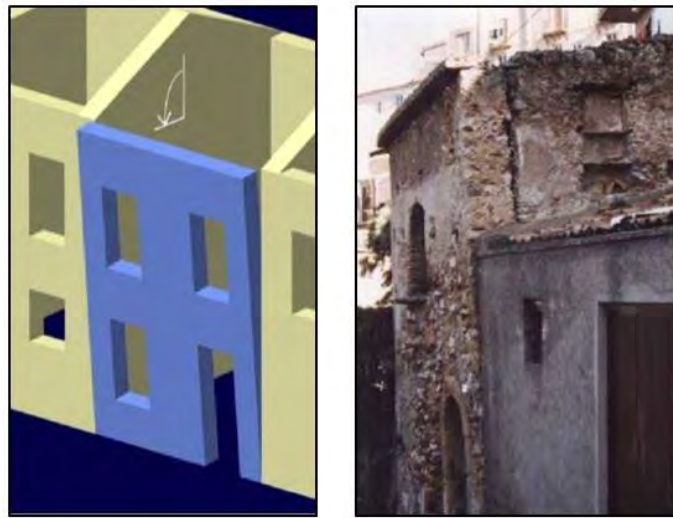


Figura 1-1: Esempio di collasso per ribaltamento

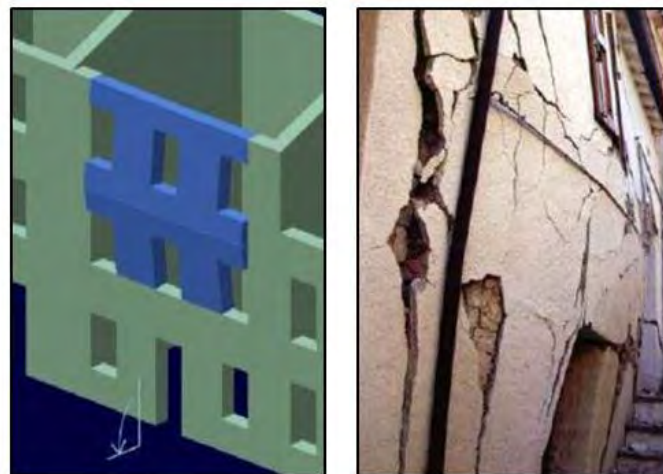


Figura 1-2: Esempio di collasso per flessione verticale

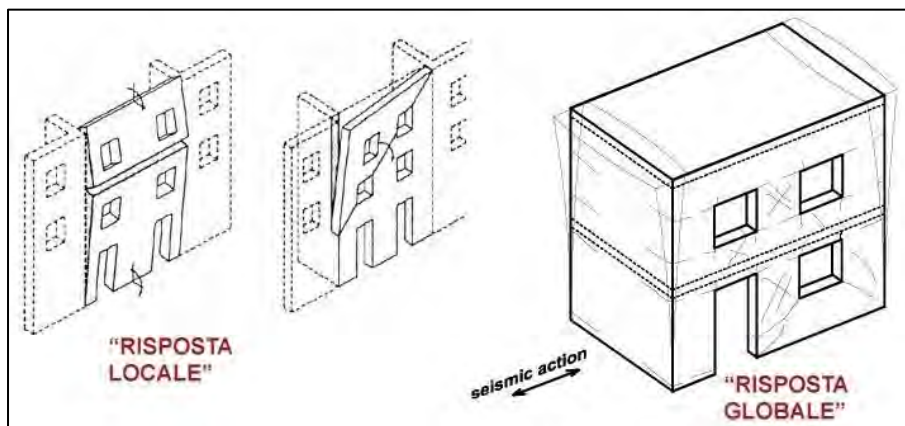


Figura 1-3: Diversa risposta sismica degli edifici in muratura

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

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

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

- Fessurazione diagonale
- Rottura per flessione
- Scorrimento



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

1.2 Comportamento elementi orizzontali

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

- Solai rigidi
- Solai flessibili

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

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

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

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

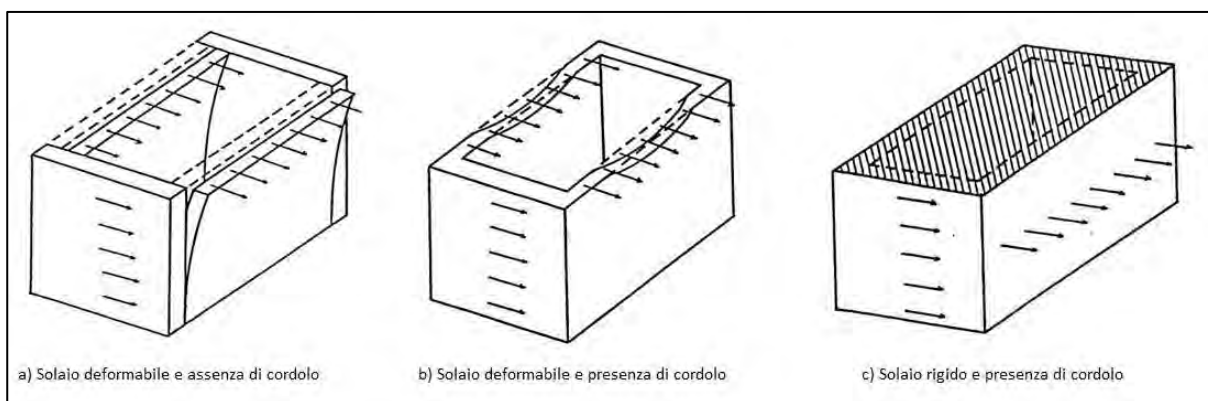


Figura 1-5: Influenza delle connessioni tra gli elementi

2 Metodi di consolidamento dei solai lignei

2.1 Generalità

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2.2 Solaio consolidato con soletta in calcestruzzo

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

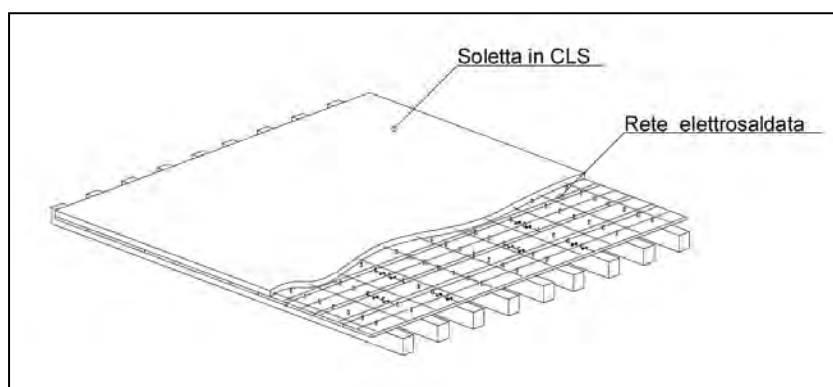


Figura 2-1: Solaio con soletta in CLS

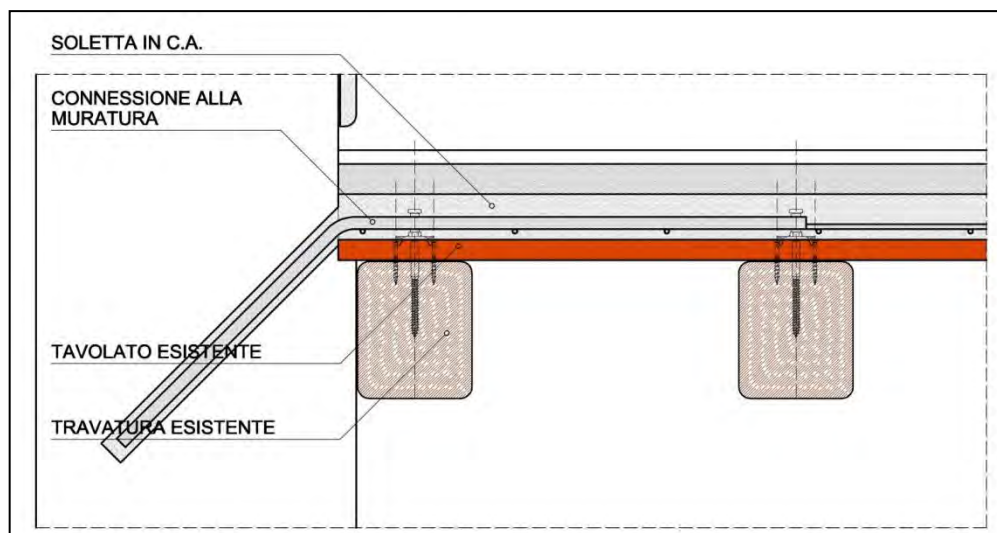


Figura 2-2: Sezione tipo solaio consolidato con soletta in CLS

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

2.3 Solaio consolidato con doppio tavolato incrociato

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

Il primo tavolato viene disposto al di sopra dell'assito esistente e collegato alla sottostante travatura mediante viti autofilettanti in acciaio specifiche per le strutture in legno; quindi si procede alla posa di un piatto di acciaio perimetrale di sezione 100*5 mm fissato anch'esso alle travature mediante apposite viti in acciaio, su cui si saldano le barre di ancoraggio in acciaio edile di collegamento alla struttura esistente; queste vengono infisse nella muratura previa foratura della stessa e in seguito il foro viene saturato con malta bi-componente ad alta resistenza; infine si procede alla posa del secondo tavolato ortogonalmente al primo e collegato a questo con viti metalliche con maglia tale da rendere i due tavolati collaboranti. Le barre d'acciaio di collegamento vengono infisse nel muro perimetrale con inclinazione negativa a evitare eventuali sfilamenti.

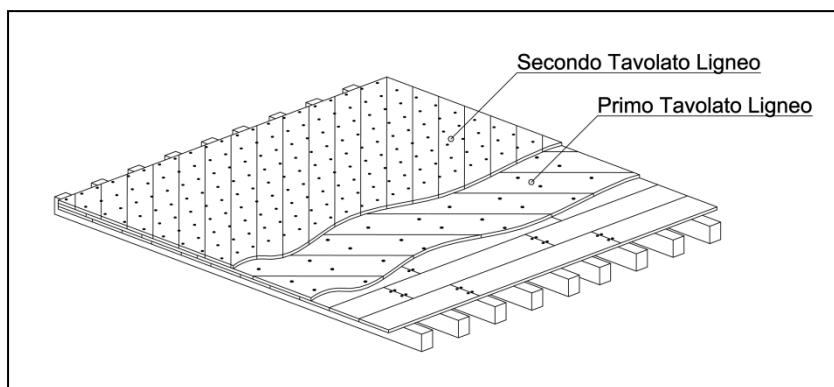


Figura 2-3: Solaio consolidato con doppio tavolato incrociato

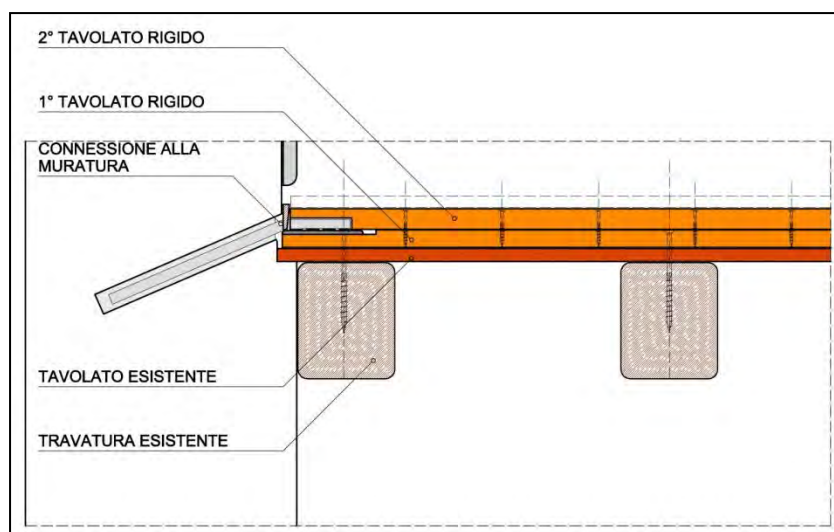


Figura 2-4: Sezione tipo consolidato con doppio tavolato incrociato

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

2.4 Solaio consolidato con profili sottili in acciaio

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

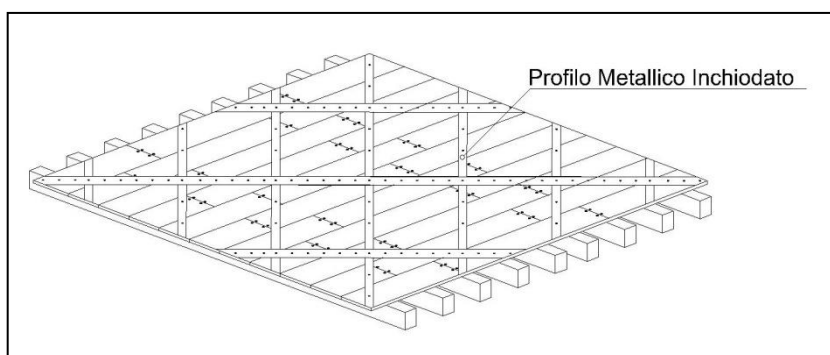


Figura 2-5: Solaio consolidato con profili metallici

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

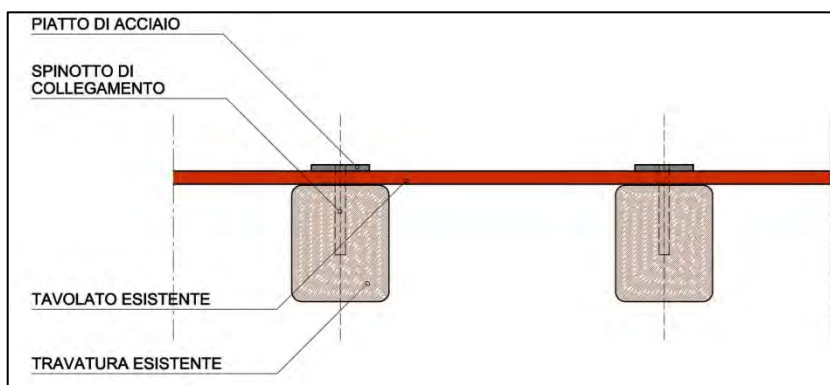


Figura 2-6: Sezione trasversale solaio consolidato con profili metallici

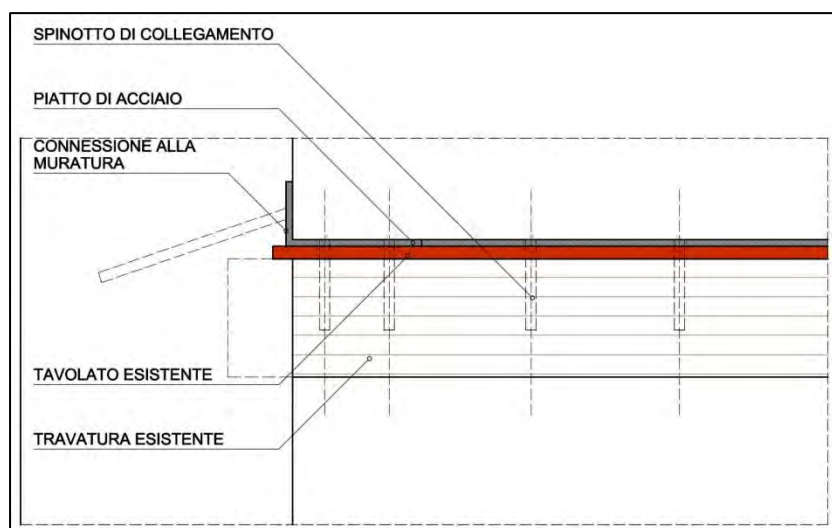


Figura 2-7: Sezione longitudinale solaio consolidato con profili metallici

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

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

2.5 Tipologie di solaio considerate

Il comportamento sismico dell'edificio in muratura in esame è stato valutato al variare di quattro diverse tipologie di solaio ligneo. Per quanto riguarda le caratteristiche tecniche e meccaniche delle diverse tipologie di solaio considerate, si fa riferimento al capitolo precedente, dove si sono riportati i valori sperimentali definiti dalle indagini condotte dall'Università di Trento [3]-[4] su varie tipologie di consolidamento. Si sono considerati i seguenti tipi di solaio:

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

2.5.1 Solaio ligneo non consolidato

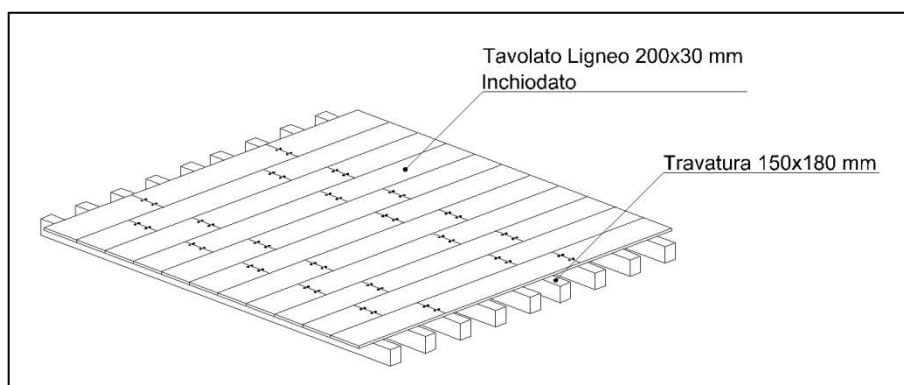


Figura 2-8: Stratigrafia solaio ligneo non consolidato

Trattasi di solaio a semplice orditura non consolidato composto da:

- Travature lignee sezione 150*180 mm a interasse 500 mm;
- Tavolato semplice inchiodato alle travature, sezione 200*30mm;

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

2.5.2 Solaio consolidato con doppio tavolato incrociato

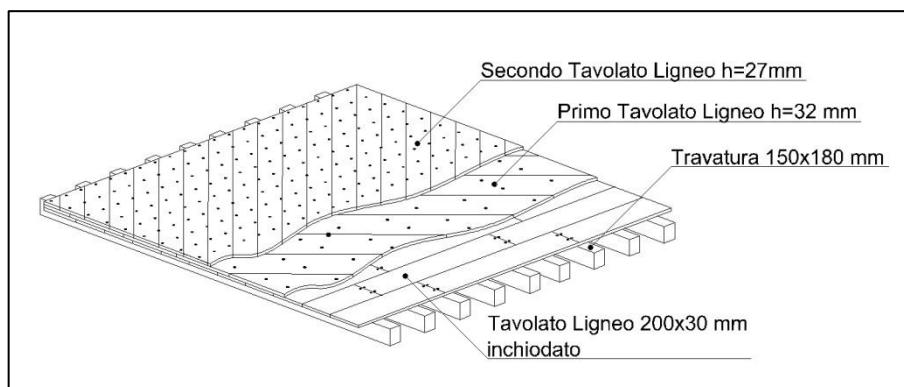


Figura 2-9: Stratigrafia solaio consolidato con doppio tavolato

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

- Travature lignee sezione 150*180 mm a interasse 500 mm;
- Tavolato semplice inchiodato alle travature, sezione 200*30mm;
- Primo tavolato ligneo spessore 32mm avvitato alle travature e disposto a 45° rispetto le stesse;
- Secondo tavolato ligneo spessore 27mm fittamente avvitato al primo e ortogonale allo stesso;

2.5.3 Solaio consolidato con profili sottili in acciaio

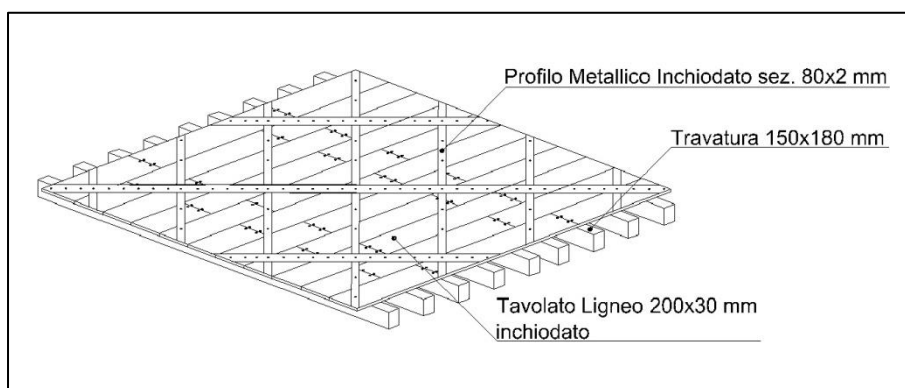


Figura 2-10: Stratigrafia solaio consolidato con strisce metalliche

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

- Travature lignee sezione 150*180 mm a interasse 500 mm;
- Tavolato semplice inchiodato alle travature, sezione 200*30mm;

Profili metallici sottili sezione 80*2mm disposti a graticcio inchiodati all'assito esistente.

2.5.4 Solaio consolidato mediante soletta in CLS

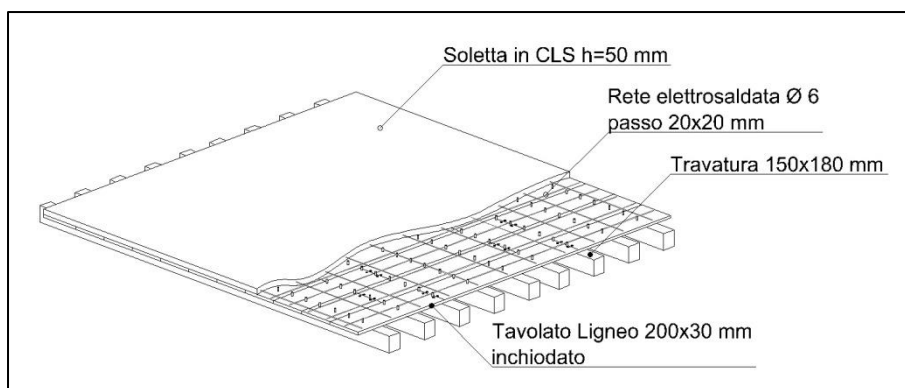


Figura 2-11: Stratigrafia solaio consolidato tramite soletta in CLS

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

- Travature lignee sezione 150*180 mm a interasse 500 mm;
- Tavolato semplice inchiodato alle travature, sezione 200*30mm;
- Soletta in C.A. spessore 50 mm armata con rete elettrosaldada $\phi 6$ passo 20*20cm;

3 Richiami a edificio monopiano

Il lavoro che si andrà ad eseguire in seguito, poggia le sue fondamenta sugli studi preliminari riportati nell'elaborato di De Tomasi Luca *“Modelli numerici per l'analisi sismica di edifici in muratura con solai lignei”*.

Nel testo richiamato viene presentato lo studio di un fabbricato ad un solo piano al variare del solaio utilizzato, con l'accorgimento di sottoporre il modello a carichi di un edificio a due piani, così da preparare la strada a quanto si vedrà in seguito.

Il caso di edificio monopiano racchiude tutte le analisi preliminari che si sono effettuate per ottenere una corretta modellazione utile a determinare i risultati che si otterranno in questo elaborato, per cui funge da una sorta di calibrazione del modello.

Si è ipotizzato di lavorare con i maschi murari soggetti a sforzi normali tali da indurre il collasso per sola pressoflessione e quindi uno schema statico di mensola incastrata alla base. Tali ipotesi verranno ampiamente richiamate ed approfondite nei capitoli successivi.

Le operazioni preliminari atte a fornire la corretta modellazione numerica, hanno portato a utilizzare elementi beam a fibre per i maschi murari in modo da poter visualizzare il comportamento elasto-plastico tipico della muratura, mentre per i solai si sono utilizzate delle molle in grado di ricreare il ciclo isteretico che caratterizza la risposta alle azioni sismiche di un solaio. Si è fatta agire la sollecitazione sismica nella sola direzione resistente dei maschi, così da ben visualizzarne il comportamento.

Si sono effettuate delle prove di tipo Push-Over e di tipo Time-Histroy al variare della PGA (Peak Ground Acceleration) per avere un primo riscontro su quanto si andrà a valutare in seguito e si riporta ciò che si è ottenuto:

3.1 Analisi tipo Push-Over

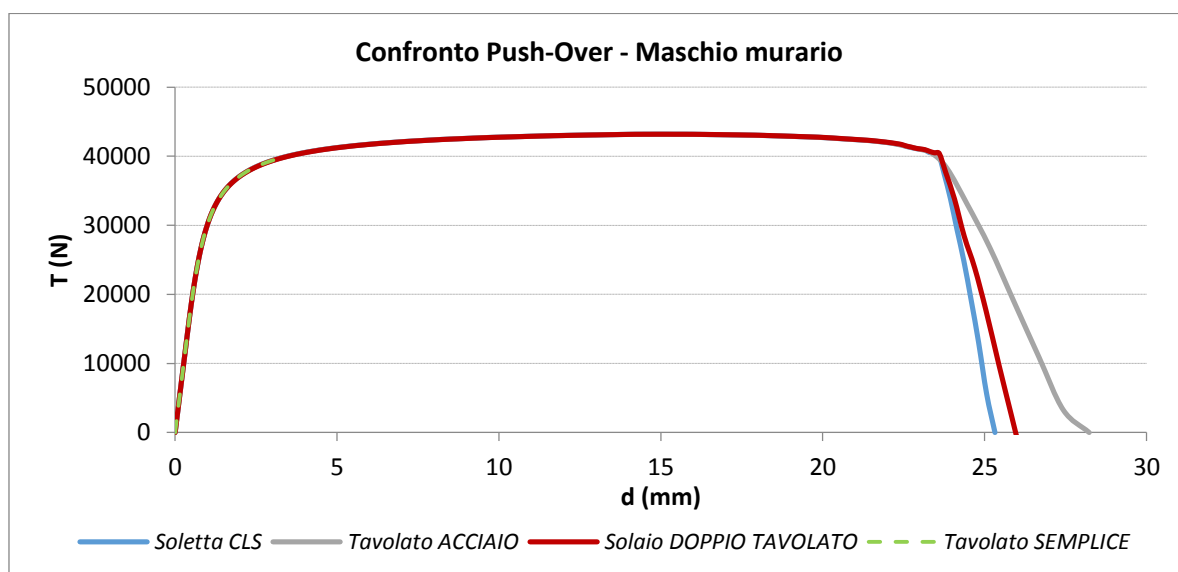


Figura 3-1 Confronto tra le curve di Push-Over del singolo maschio murario

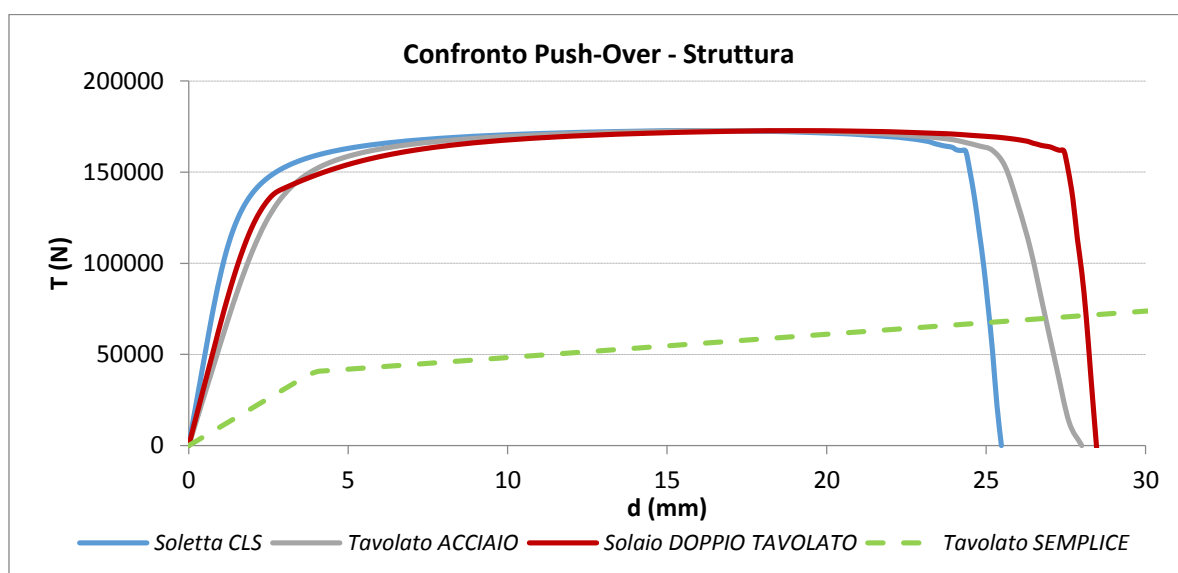


Figura 3-2 Confronto tra le curve di Push-Over di tutta la struttura

Si evidenzia che:

- Tutti e tre gli interventi portano ad un concreto aumento di rigidezza nel piano del solaio nei confronti del solaio ligneo non consolidato;
- Dal grafico in *Figura 3-2 Confronto tra le curve di Push-Over di tutta la struttura* si nota una differenza, se pur minima, di spostamento del nodo centrale tra i tre diversi consolidamenti. Questo indica una leggera deformazione nel piano dei solai consolidati tramite doppio tavolato incrociato e profili sottili in acciaio rispetto al consolidamento tramite soletta in calcestruzzo che risulta quindi completamente indeformabile.

3.2 Analisi tipo Time-Histroy

Si è sviluppata l'analisi dinamica non lineare per quantificare l'energia dissipata dal sistema maschi e solai e capire più nello specifico il comportamento della struttura al variare dell'azione al terreno e del solaio utilizzato.

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

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

Nei capitoli successivi si mostreranno in maniera approfondita i passaggi che si sono eseguiti per determinare le accelerazioni da applicare alla struttura, di seguito invece si riportano i primi risultati ottenuti per il modello monopiano, utili a poter fare delle prime considerazioni.

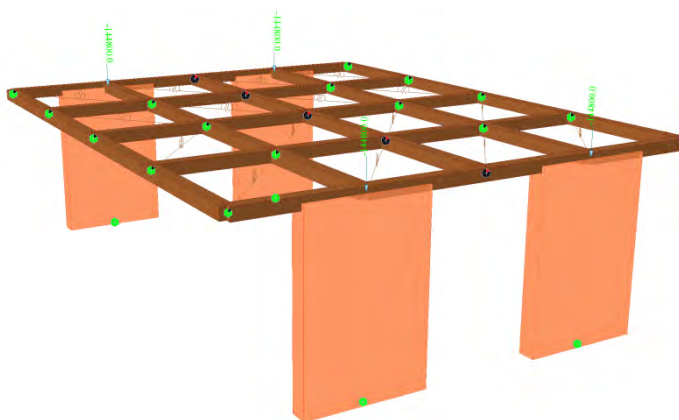


Figura 3-3 Modello monopiano utilizzato

3.2.1 Solaio ligneo non consolidato

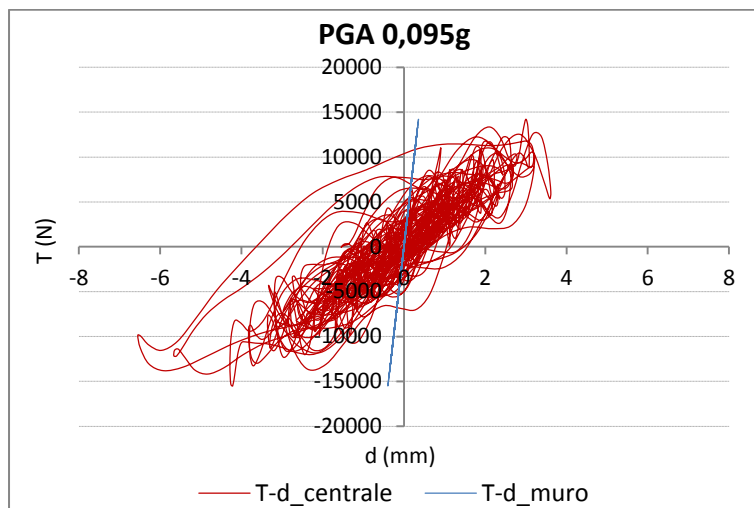


Figura 3-4 Taglio maschio-spostamenti a livello piano PGA 0,095g

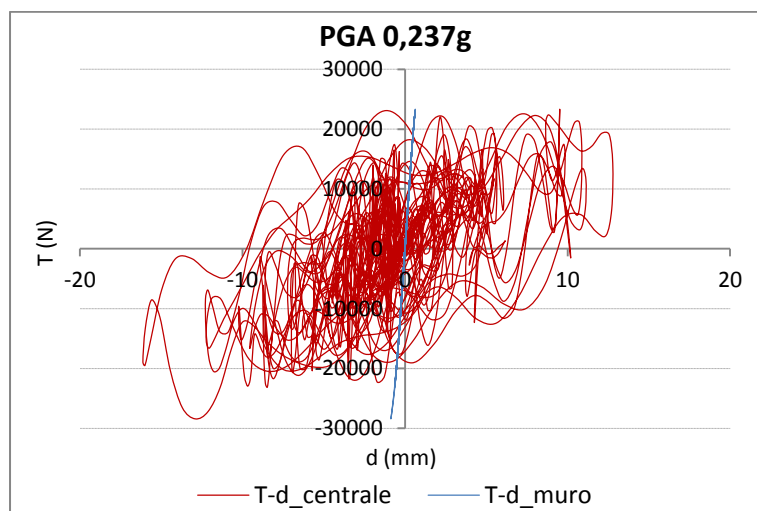


Figura 3-5 Taglio maschio-spostamenti a livello piano PGA 0,237g

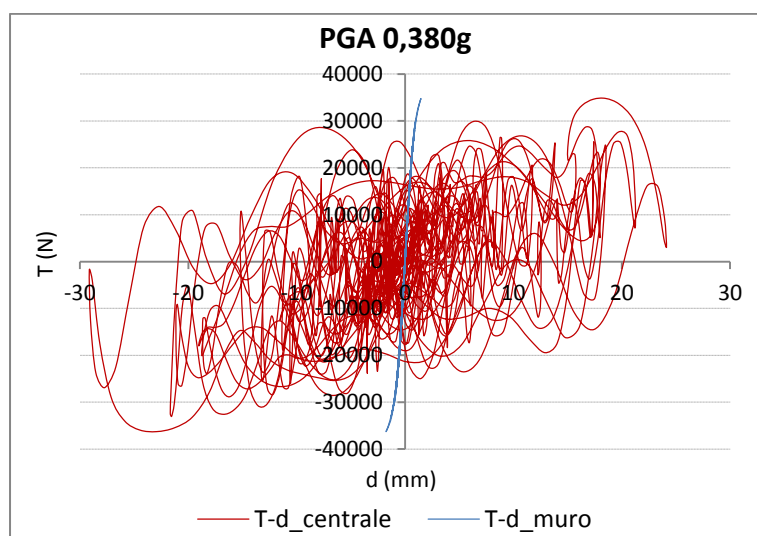


Figura 3-6 Taglio maschio-spostamenti a livello piano PGA 0,380g

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

Sulla base di quanto sopra riportato emerge una buona capacità dissipativa del solaio non consolidato che riesce a sopportare accelerazioni ben maggiori rispetto a quella di progetto, riuscendo a mantenere operativi i maschi portanti, imponendo di fermare l'analisi solo per raggiungendo dello spostamento massimo fuori piano della muratura ortogonale (assunto pari a 40 mm).

3.2.2 Solaio consolidato con doppio tavolato incrociato

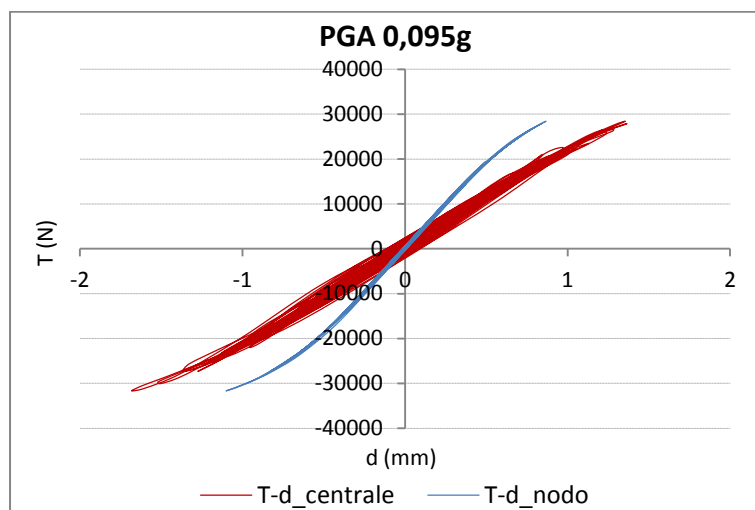


Figura 3-7 Taglio maschio-spostamenti a livello piano PGA 0,095g

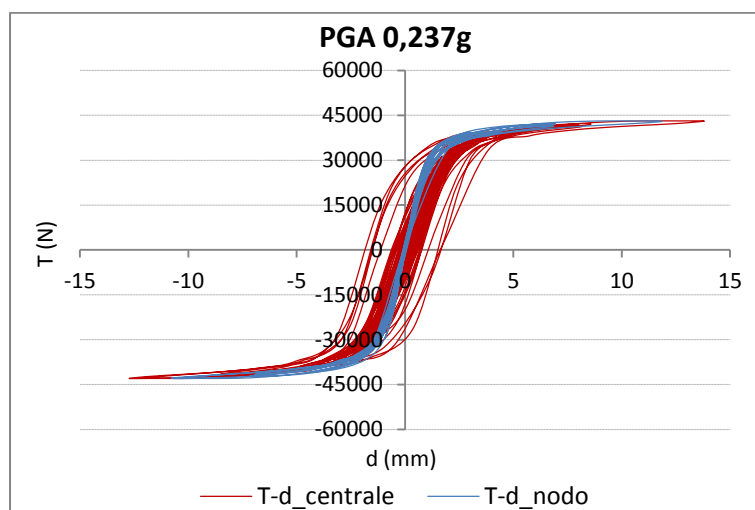


Figura 3-8 Taglio maschio-spostamenti a livello piano PGA 0,237g

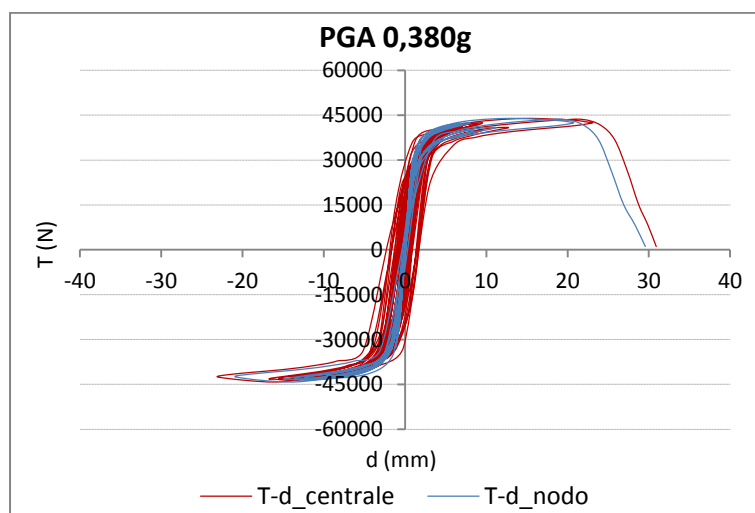


Figura 3-9 Taglio maschio-spostamenti a livello piano PGA 0,380g

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

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

Dalle considerazioni appena emerge che il consolidamento con doppio tavolato ligneo porta ad irrigidire di molto il solaio semplice, facendo notare un minore contributo alla capacità dissipativa globale del sistema rispetto al solaio ligneo non consolidato.

3.2.3 Solaio consolidato con profili sottili in acciaio

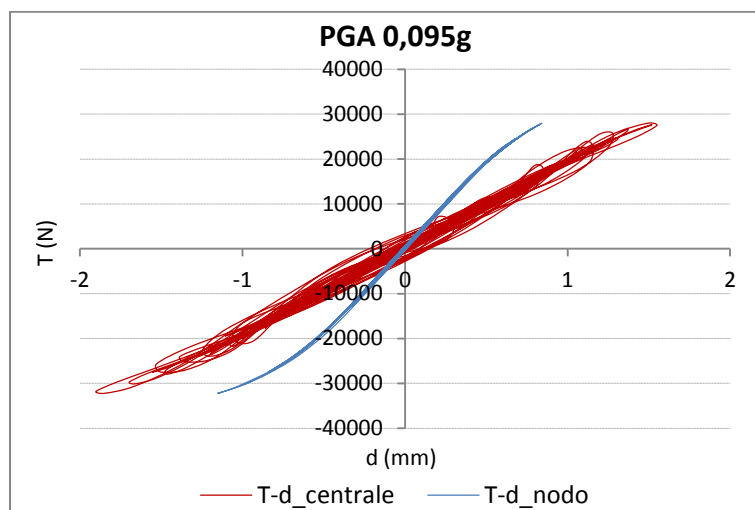


Figura 3-10 Taglio maschio-spostamenti a livello piano PGA 0,095g

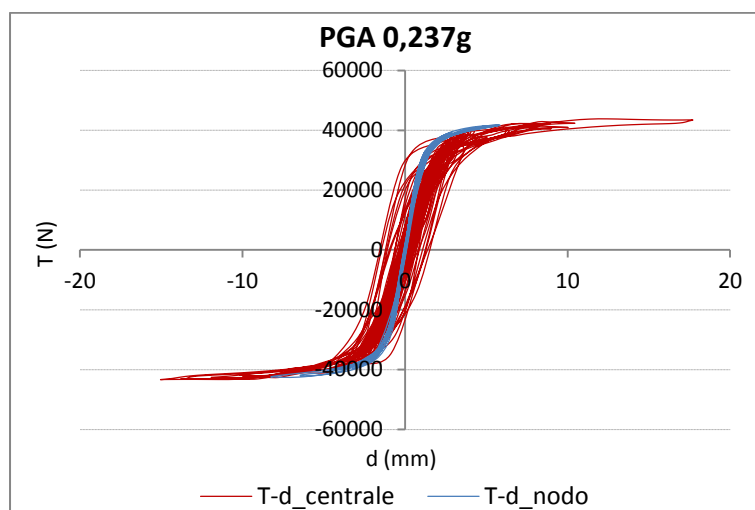


Figura 3-11 Taglio maschio-spostamenti a livello piano PGA 0,237g

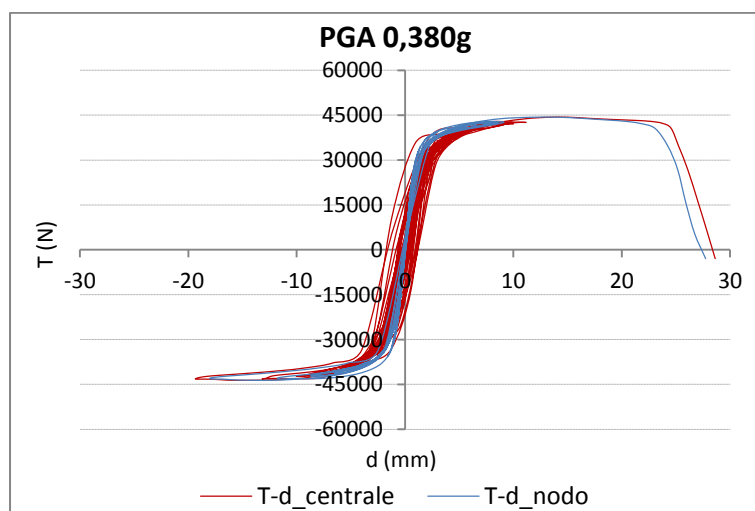


Figura 3-12 Taglio maschio-spostamenti a livello piano PGA 0,380g

Il consolidamento con profili in acciaio mostra risultati molto simili a quelli ottenuti per il consolidamento con doppio tavolato ligneo per cui le considerazioni sono circa le stesse fatte in precedenza. La rottura avviene alla stessa $PGA=0,380g$ del consolidamento precedentemente illustrato questo conferma l'uguaglianza dei risultati dei due interventi.

Come il consolidamento con doppio tavolato ligneo, sembra si possa affermare che questo metodo di recupero dei solai porti ad irrigidire molto il piano orizzontale e quindi ad apportare un basso contributo alla capacità dissipativa del sistema rispetto al solaio ligneo non consolidato.

3.2.4 Solaio consolidato con soletta in calcestruzzo

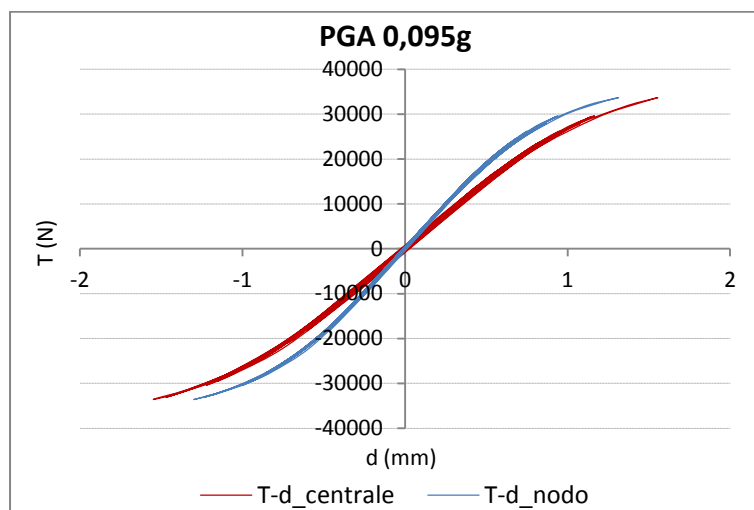


Figura 3-13 Taglio maschio-spostamenti a livello piano PGA 0,095g

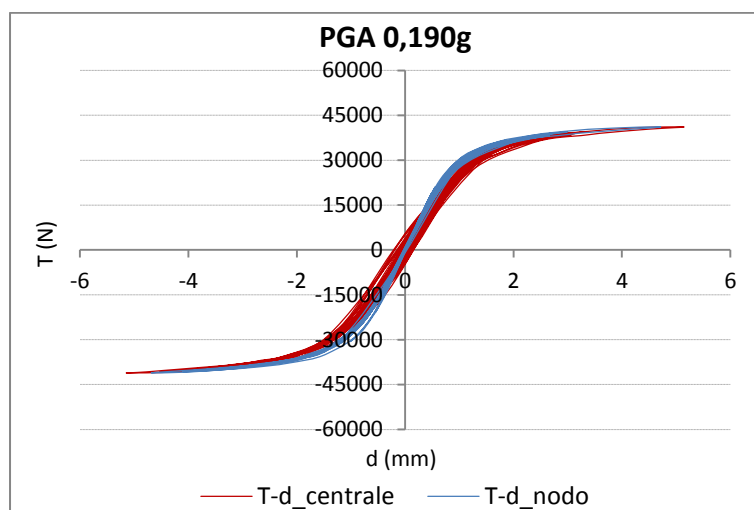


Figura 3-14 Taglio maschio-spostamenti a livello piano PGA 0,190g

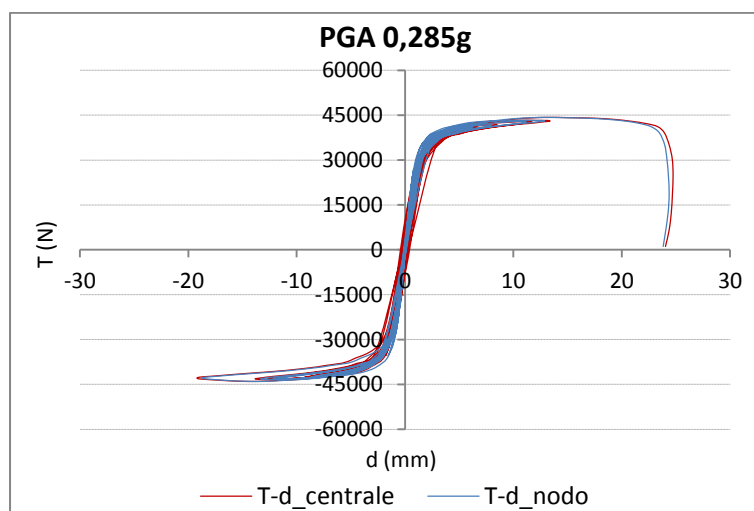


Figura 3-15 Taglio maschio-spostamenti a livello piano PGA 0,285g

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

Questo comportamento risulta essere estremamente dannoso per i maschi murari che entrano in campo plastico già ad accelerazioni molto basse e di conseguenza arrivano a rottura per sollecitazioni inferiori alle massime raggiunte con gli altri interventi. Infatti, come riportato dal grafico in *Figura 3-15 Taglio maschio-spostamenti a livello piano PGA 0,285g* si ha rottura del pannello murario per un $PGA=0,285g$ diversamente le altre tipologie di consolidamento portano ad rottura del maschio ad una $PGA=0,380g$, il solaio ligneo non consolidato a pari sollecitazione lascia invece ancora ampia capacità di resistenza al maschio stesso.

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

4 Effetti su edificio a due piani

La maggior parte degli edifici in muratura ad uso abitativo realizzati nel corso degli anni, presentano generalmente strutture a due o più piani, con maschi che vanno dalla fondazione alla copertura senza rilevanti interruzioni. Si è così deciso di affrontare il problema della risposta sismica, al variare del metodo di consolidamento, analizzando un edificio a due piani.

Sono definite in seguito le ipotesi su cui basa l'analisi che si andrà ad effettuare, nonché la geometria del caso studiato, i carichi in gioco, lo schema statico utilizzato e la modellazione numerica eseguita per ottenere i risultati cercati.

4.1 Ipotesi di base

Le valutazioni che si andranno a fare di seguito si basano su alcune ipotesi di fondamentale importanza:

- Comportamento a pressoflessione: la resistenza a taglio di un elemento in muratura dipende in maniera diretta dallo sforzo di compressione che su di esso agisce. Lo sforzo normale determinato dai carichi agenti porta ad affermare con sicurezza che la resistenza a taglio dell'elemento è fornita dalla resistenza massima a compressione degli elementi che compongono l'aggregato murario, si ha così che il collasso del maschio è causato dal raggiungimento della tensione massima di compressione in una zona ristretta della base. Se l'azione normale è in grado di garantire un certo accoppiamento fra i letti di malta e il materiale lapideo/murario, si può affermare che la forzante di taglio riesce a far ruotare il maschio attorno ad un punto alla base, così da indurre un collasso per pressoflessione. Tale tipo di collasso ha la caratteristica di essere poco dissipativo, a differenza di una rottura per fessurazione diagonale e richiede una modellazione non lineare, per esempio quella a fibre come già riportato in "Modelli numerici per l'analisi sismica di edifici in muratura con solai lignei" De Tomasi Luca (si utilizza il programma ad elementi finiti MidasGEN);

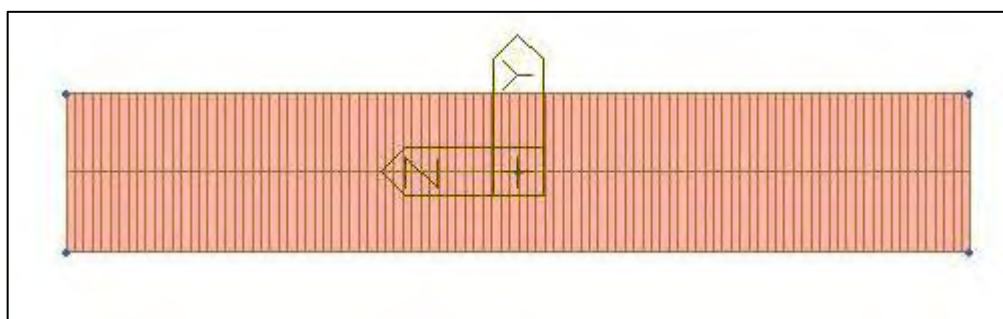


Figura 4-1 Divisione in fibre del maschio murario in MidasGEN

- Schema statico di mensola incastrata alla base: il metodo di collasso visto in precedenza può essere indotto più facilmente se è possibile schematizzare il maschio murario come una

mensola incastrata alla base e quindi libera di muoversi in sommità. Per poter riscontrare queste disposizioni a livello reale, è possibile ipotizzare la presenza di fasce di piano che non siano in grado di resistere a grossi sforzi normali nella direzione della forza di taglio sismica agente e quindi di comportarsi come bielle.

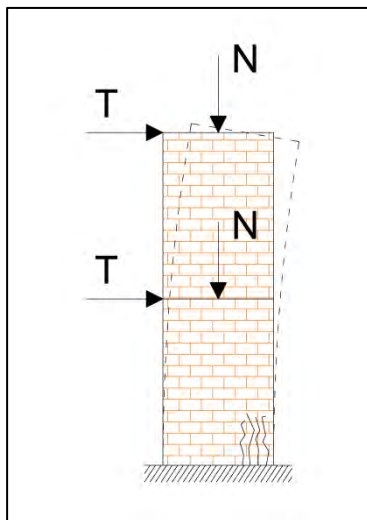


Figura 4-2 Schema statico di mensola incastrata alla base

4.2 Geometria e carichi del caso di studio

Sulla base dei buoni risultati ottenuti per il modello monopiano precedente (si ricorda che i maschi venivano sollecitati da sforzo normale pari a circa quello di due piani) si è deciso di affrontare la modellazione di due piani disponendo un piano primo identico al piano terra, rispettando così l'abituale modalità costruttiva riscontrabile nel panorama architettonico italiano.

Si dispone quindi di un fabbricato a due piani, di superficie 80 m^2 l'uno e altezza totale di 6 m.

Al netto delle aperture riscontrabili in facciata, si distinguono quattro maschi murari che saranno la base delle nostre analisi.

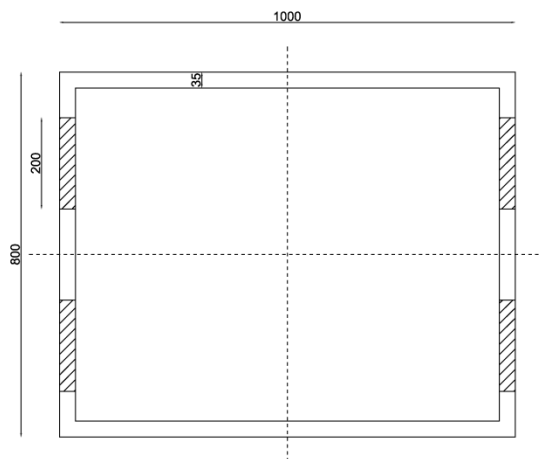


Figura 4-3 Pianta fabbricato

4.2.1 Carichi permanenti

Per ipotizzare una corretta distribuzione delle masse e quindi dei pesi che gravano sui maschi murari, si è considerata, secondo il tipo di solaio, una stratigrafia differente.

La differenziazione appena fatta è necessaria poiché il consolidamento con soletta in calcestruzzo porta a un leggero aumento delle masse in gioco rispetto agli altri casi di consolidamento utilizzati, è quindi importante tenerne in considerazione al fine di confrontare correttamente i risultati che si otterranno. Si ha in definitiva:

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

I carichi permanenti appena visti riguardano il tipo di solaio utilizzato, è poi da considerare il carico non indifferente fornito dalla muratura, per cui si è considerato un peso di volume pari a:

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

il quale, moltiplicato per il volume del maschio, fornisce un nuovo carico permanente indispensabile a definire lo sforzo normale sui maschi stessi e definisce anche una parte di massa che sarà messa in movimento dal sisma.

4.2.2 Carichi accidentali

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

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

Esso va coefficientato, per la combinazione sismica da normativa[7]-[8] impiegata per stati limite ultimi e di esercizio, con il termine $\psi_{21} = 0,3$. Si ha quindi che la combinazione di azioni agenti sulla struttura è data da:

$$E + G_1 + \psi_{21}Q_{k1}$$

Dove:

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

4.2.3 Azione assiale

È necessario focalizzare l'attenzione a questo tipo di carico in quanto è di fondamentale importanza ai fini della risposta sismica della struttura.

Richiamando la teoria di Magenes [5]-[6], e quanto riportato in “*Modelli numerici per l’analisi sismica di edifici in muratura con solai lignei*” De Tomasi Luca, lo sforzo normale agente su di un maschio murario è determinante al fine di prevedere quale sia il metodo di collasso più probabile, per cui è necessario calcolare correttamente il valore di questa azione. Per fare ciò si considera che al singolo maschio murario sia applicato il peso del solaio secondo l’area d’influenza che gli compete e il peso proprio del maschio stesso.

Operando in questo modo la struttura verticale del caso di studio sarà composta da due maschi posti uno sopra l’altro e sottoposti entrambi alla stessa azione assiale in corrispondenza del collegamento tra maschio murario e solaio. Nasce così alla base del maschio al piano terra uno sforzo normale doppio rispetto al maschio del piano primo, situazione che influenza notevolmente la risposta della struttura all’azione di taglio (in questo caso azione sismica).

Data la distinzione sottolineata al paragrafo 4.2.1 *Carichi permanenti*, si necessita di differenziare l’azione assiale a seconda che si analizzi il solaio consolidato con soletta in calcestruzzo o gli altri tipi di solaio studiati, si ha quindi:

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

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

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

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

Operando seguendo l'elenco sopra riportato, si determina lo sforzo normale da assegnare ai maschi calcolando in maniera separata l'azione assiale alla base del maschio di piano terra e alla base del maschio di piano primo. Considerando lo sforzo normale totale afferente al piano terra dato dall'elenco sopra riportato e quello afferente al piano primo, si nota che i due sforzi normali calcolati sono circa uno il doppio dell'altro, per cui si è deciso di utilizzare lo sforzo normale alla base del maschio di piano terra e ripartirlo equamente sui due maschi. In questo modo si ha che entrambi i maschi sono soggetti alla stessa azione, ma il maschio di piano terra risentirà di uno sforzo normale doppio, il quale sarà determinante ai fini del comportamento della struttura all'azione tagliante.

Si riporta uno specchietto riassuntivo che mostra come si è raggiunto lo sforzo normale da applicare sui maschi dove si identifica con:

	<i>Indicazioni generiche</i>
	<i>Solaio non consolidato o consolidato con doppio tavolato incrociato o profili in acciaio</i>
	<i>Solaio consolidato con soletta in cls</i>

Tabella 4-a Legenda

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

Tabella 4-b Peso maschio murario

SOLAIO PIANO TERRA		
L_1	10	m
L_2	8	m
A	80	m
g_{solaio}	3,00	kN/m^2
q	2,00	kN/m^2
ψ	0,30	-
PESO	288,00	kN

Tabella 4-c Peso solaio piano terra con solaio non consolidato o consolidato con doppio tavolato o profili in acciaio

SOLAIO PIANO PRIMO		
L_1	10	m
L_2	8	m
A	80	m
g_{solaio}	3,00	kN/m^2
PESO	240,00	kN

Tabella 4-d Peso solaio piano primo con solaio non consolidato o consolidato con doppio tavolato o profili in acciaio

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

Tabella 4-e Sforzo normale piano terra con solaio non consolidato o consolidato con doppio tavolato o profili in acciaio

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

Tabella 4-f Sforzo normale piano primo con solaio non consolidato o consolidato con doppio tavolato o profili in acciaio

SOLAIO PIANO TERRA		
L ₁	10	m
L ₂	8	m
A	80	m
g _{solaio}	4,00	kN/m ²
q	2,00	kN/m ²
ψ	0,30	-
PESO	368,00	kN

Tabella 4-g Peso solaio piano terra consolidato con soletta in cls

SOLAIO PIANO PRIMO		
L ₁	10	m
L ₂	8	m
A	80	m
g _{solaio}	4,00	kN/m ²
PESO	320,00	kN

Tabella 4-h Peso solaio piano primo consolidato con soletta in cls

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

Tabella 4-i Sforzo normale piano terra consolidato con soletta in cls

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

Tabella 4-j Sforzo normale piano primo consolidato con soletta in cls

In definitiva si ha quindi, come già riportato:

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

- $N = \frac{171,05}{2} = 85,50 \text{ kN}$ per solaio consolidato con soletta in calcestruzzo;

4.2.4 Massa sismica

Per affrontare analisi sismica che verrà presentata in seguito, si necessita di quantificare la massa della struttura che viene coinvolta dall'accelerazione agente alla base del fabbricato, per cui si analizzano le masse che saranno poste a livello dei due solai.

Si utilizza la seguente distribuzione di masse:

- **PIANO TERRA:**
 - 100,0% della massa del solaio piano terra;
 - 50,0 % della massa dei maschi al piano terra (metà superiore);
 - 50,0 % della massa dei maschi al piano primo (metà inferiore);
 - 60,0 % della massa delle murature di tamponamento avendo considerato un tamponamento lordo pari a tutta la parete ortogonale al sisma;
- **PIANO PRIMO:**
 - 100,0% della massa del solaio piano primo;
 - 50,0 % della massa dei maschi al piano primo (metà superiore);

Tamponamento perpendicolare al sisma		
h	3	m
b	10	m
t	0,35	m
V	10,5	m ³

Tabella 4-k Volume tamponamento in muratura

SOLAIO PIANO TERRA				
Elemento	Massa totale (N/g)	n° elementi	%	Massa afferente (N/g)
Maschio murario piano terra	3,83	4	50,0	7,67
Solaio piano terra	29,21	1	100,0	29,21
Maschio murario piano primo	3,83	4	50,0	7,67
Tamponamento	19,17	2	60,0	23,00
TOTALE				67,54

Tabella 4-l Massa solaio piano terra con solaio non consolidato o consolidato con doppio tavolato o profili in acciaio

SOLAIO PIANO PRIMO				
Elemento	Massa totale (N/g)	n° elementi	%	Massa afferente (N/g)
Solaio piano primo	24,34	1	100,0	24,34
Maschio murario piano primo	3,83	4	50,0	7,67
TOTALE				32,00

Tabella 4-m Massa solaio piano primo con solaio non consolidato o consolidato con doppio tavolato o profili in acciaio

SOLAIO PIANO TERRA				
Elemento	Massa totale (N/g)	n° elementi	%	Massa afferente (N/g)
Maschio murario piano terra	3,83	4	50,0	7,67
Solaio piano terra	37,32	1	100,0	37,32
Maschio murario piano primo	3,83	4	50,0	7,67
Tamponamento	19,17	2	60,0	23,00
TOTALE				75,65

Tabella 4-n Massa solaio piano terra consolidato con soletta in cls

SOLAIO PIANO PRIMO				
Elemento	Massa totale (N/g)	n° elementi	%	Massa afferente (N/g)
Solaio piano primo	32,45	1	100,0	32,45
Maschio murario piano primo	3,83	4	50,0	7,67
TOTALE				40,12

Tabella 4-o Massa solaio piano primo consolidato con soletta in cls

Si ha quindi:

- $m = 99,54 \text{ N/g} = 99,54 \text{ t}$ con $g = 9861 \text{ mm/s}^2$ per solaio non consolidato o consolidato con doppio tavolato o profili in acciaio;
- $m = 115,77 \text{ N/g} = 115,77 \text{ t}$ con $g = 9861 \text{ mm/s}^2$ per solaio consolidato con soletta in cls;

4.3 Schema statico

Date le dimensioni in pianta del fabbricato oggetto di studio, si è ipotizzato che i solai poggino su quattro maschi laterali portanti e su di un pilastro in corrispondenza del centro del solaio stesso, il quale ha poca rilevanza in termini di rigidità rispetto ai maschi murari e che quindi non viene considerato nella risposta sismica, ma aiuta a ridistribuire i carichi del solaio assorbendo, assieme ai maschi frontali, la metà dei carichi provenienti dallo stesso.

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

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

Le regole progettuali fornite da Magenes [5]-[6], per quanto riguarda le modalità di collasso della muratura, stabiliscono, come già affermato, una relazione diretta tra lo sforzo normale agente e la risposta a azioni trasversali che l'elemento in muratura è in grado di fornire. In questo modo si possono definire dei limiti di sforzo normale applicabile al maschio murario tali per cui il collasso

avvenga per presso-flessione, fessurazione diagonale o scorrimento. Come già presentato in “*Modelli numerici per l’analisi sismica di edifici in muratura con solai lignei*” De Tomasi Luca, quando si è in presenza di sforzi normali tali da indurre il collasso per pressoflessione, si avrà che l’elemento murario è in grado di sopportare tutte quelle sollecitazioni che inducono alla base un momento minore del limite massimo, definito come momento resistente ultimo, pari a:

$$M_U = N \cdot e;$$

Dove:

- M_U momento resistente ultimo;
- N sforzo normale agente;
- $e = \frac{b}{2} - \frac{a}{2}$ eccentricità dello sforzo normale rispetto l’asse dell’elemento, dove:
 - b larghezza di base del maschio murario;
 - $a = \frac{N}{(k f_{cd} t)}$ larghezza della zona compressa, con:
 - $k = 0,85$ coefficiente;
 - $f_{cd} = 3 \text{ MPa}$ resistenza a compressione della muratura;
 - t spessore dell’elemento murario;

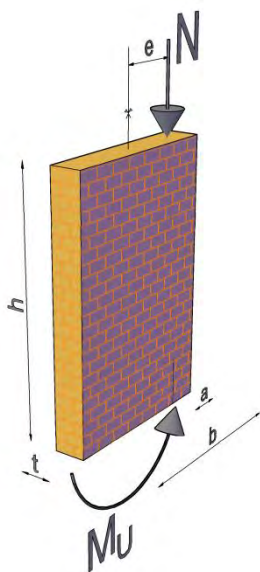


Figura 4-4 Geometria del maschio in muratura

Come si evince dalle relazioni sopra riportate, il comportamento del maschio non dipende dall’altezza dell’elemento, ma solo dallo sforzo normale agente e dalle dimensioni in pianta. Per questo motivo è possibile affermare che la risposta di maschi di altezze differenti è uguale se è uguale lo sforzo normale che viene ad essi applicato. È comunque da sottolineare che tali considerazioni possono essere ritenute corrette solo all’interno dei limiti di validità delle relazioni di Magenes [5]-[6], limiti che definiscono una certa proporzionalità tra le geometrie degli elementi esaminati.

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

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

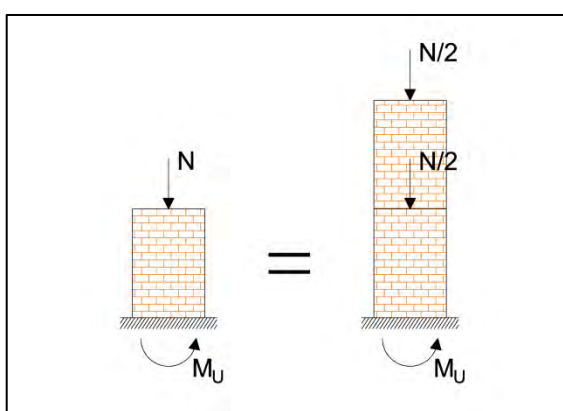


Figura 4-5 Uguaglianza del momento resistente ultimo

Le considerazioni appena fatte sono importanti in quanto permettono di avere un solido strumento teorico (relazioni di Magenes [5]-[6]) utile per confermare o meno i risultati che fornirà la modellazione numerica.

4.4 Modello ad elementi finiti

Per eseguire l'analisi necessaria a determinare la risposta sismica ricercata, si è fatto uso di una modellazione ad elementi finiti del tipo già discusso in "Modelli numerici per l'analisi sismica di edifici in muratura con solai lignei" De Tomasi Luca, vincolando i maschi incastrandoli alla base mentre tutto il sistema di maschi e solai è lasciato libero di muoversi solo in direzione del sisma, così da alleggerire il peso computazionale e meglio visualizzare il comportamento globale nella direzione del sisma.

Date le caratteristiche geometriche della struttura, la disposizione delle aperture e quindi delle fasce di piano, si optato ad una schematizzazione di quattro maschi che sorreggono i solai. Il singolo solaio è quindi collegato ai maschi in quattro nodi i quali hanno la fondamentale funzione di trasferire lo sforzo di taglio che il solaio non riesce a dissipare ai maschi stessi, sottoponendoli quindi ad un'azione tagliante.

In definitiva si ha:

- Per solaio non consolidato, consolidamento con doppio tavolato e consolidamento con profili in acciaio:
 - $N = 75,50 \text{ kN}$ sforzo normale da applicare ai maschi;
 - $m = 99,54 \text{ t}$ massa sismica totale;
- Per solaio consolidato con soletta in calcestruzzo:
 - $N = 85,50 \text{ kN}$ sforzo normale da applicare ai maschi;
 - $m = 115,77 \text{ t}$ massa sismica totale;

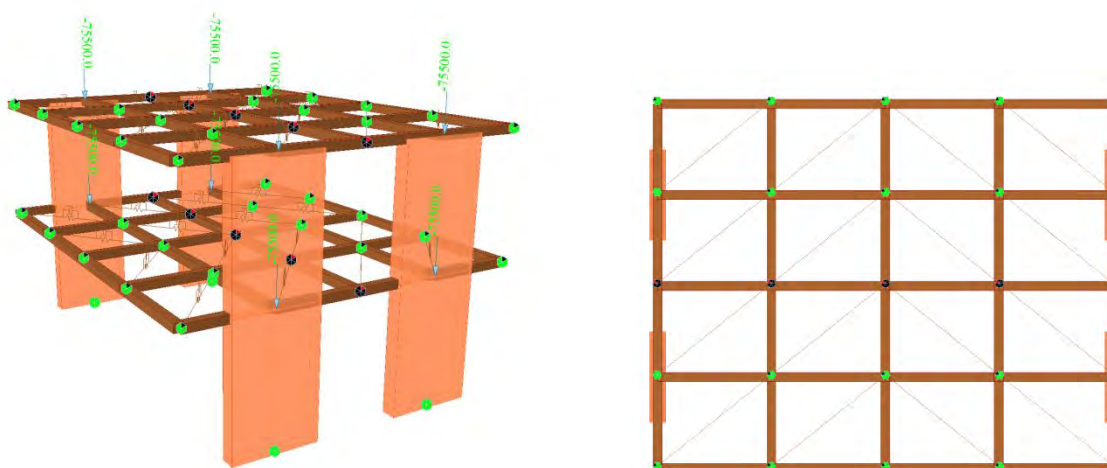


Figura 4-6 Modello utilizzato in MidasGEN

4.5 Obiettivo dell'elaborato

Per valutare l'influenza che il tipo di solaio utilizzato esercita sul comportamento globale della struttura, si opera con analisi di tipo Push-Over e di tipo Time-Histroy.

La prova di Push-Over da più che altro indicazioni in merito alla capacità del modello numerico di rappresentare la plasticizzazione caratteristica di un elemento in muratura, senza riuscire a dare informazioni sufficienti a quantificare la capacità dissipativa dei solai utilizzati.

Il metodo che meglio consente di visualizzare l'obiettivo alla base dell'elaborato, poiché riesce a quantificare numericamente il contributo di capacità dissipativa dei solai fornendo gli strumenti più realistici e affinati, è quello di un'analisi non lineare al passo meglio conosciuta come analisi Time-Histroy.

Per quantificare il contributo di capacità dissipativa, dal punto di vista energetico, che un solaio è in grado di fornire, si è operato nel seguente modo:

- Determinazione della forzante orizzontale F che farebbe collassare il maschio se non ci fosse dissipazione da parte di solaio e muratura, ($q=1$), si suppone solaio rigido;

- Determinazione dell'accelerazione associata alla forza F e alla massa m che viene mossa dall'accelerazione stessa, ($a = \frac{F}{m}$);
- Amplificazione dell'accelerazione iniziale fino ad ottenere un set di accelerogrammi che possa mostrare il graduale comportamento della struttura;
- Identificazione dell'accelerazione che porta al collasso la struttura;
- Quantificazione della capacità dissipativa del solaio andando a vedere di quante volte si è dovuta amplificare l'accelerazione di partenza per raggiungere il collasso;

È molto importante porre l'attenzione su come si determina la forza F che farebbe collassare il maschio se non ci fosse dissipazione da parte di solaio e muratura, poiché non è di immediata intuizione.

Come già spiegato nel paragrafo 4.2.4 Schema statico, la resistenza ultima di un maschio murario soggetto a sforzi normali che lo fanno collassare per presso-flessione, è da attribuirsi alla capacità di sopportare momenti minori del momento resistente ultimo già descritto, per cui, si cerca di determinare la forza di taglio F necessaria a indurre tale momento alla base del maschio.

Per fare ciò si opera seguendo quello che la normativa impone nel caso di analisi statica lineare [7]-[8]:

$$F_i = \frac{F_h z_i W_i}{\sum_j z_j W_j}$$

Dove:

- F_i è la forza da applicare alla massa i -esima;
- W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente della massa i e della massa j ;
- z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j ;
- $F_h = S_d(T_1)W\lambda/g$; con:
 - $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;
 - W è il peso complessivo della costruzione;
 - λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_c$, pari a 1,00 in tutti gli altri casi;
 - g è l'accelerazione di gravità;

In questo modo si determinano le forze che agiscono a livello dei solai, in base alla massa della costruzione e all'altezza alla quale sono poste. Considerando che:

- La massa applicabile a livello del primo solaio è circa due volte quella applicabile al secondo solaio;

- La quota di applicazione della massa a livello del primo solaio è la metà rispetto a quella del secondo solaio;

Si ottiene che le due forze da applicare a livello dei solai sono in sostanza uguali.

Questo comporta che la forza F derivante dall'analisi sopra vista fa sì che alla base del maschio al piano terra nasca un momento pari a:

$$M = F_{pt}h_{pt} + F_{pp}h_{pp}$$

Dove:

- F_{pt} Forza agente a livello del primo solaio;
- F_{pp} Forza agente a livello del secondo solaio;
- h_{pt} Quota del primo solaio;
- h_{pp} Quota del secondo solaio;

Se ora, come si è detto, $F = F_{pt} = F_{pp}$ e $h_{pp} = 2h_{pt}$, si avrà che alla base del maschio agisce un momento pari a $M = 3Fh_{pt}$ e un taglio $T = 2F$.

Con le relazioni sopra viste si è determinato il momento agente alla base del maschio e si è messo in evidenza come esso venga generato, si può quindi calcolare quale sia la forza che applicata ai maschi crei alla base le condizioni di collasso. Sapendo che il momento resistente ultimo dipende esclusivamente dallo sforzo normale, si può risalire al valore della forza che fa collassare il maschio operando in maniera inversa:

$$F_C = \frac{M_{U,pt}}{3h_{pt}}$$

Dove:

- F_C forza di collasso;
- $M_{U,pt}$ momento resistente ultimo piano terra;
- h_{pt} quota del primo solaio;

Arrivati a questo punto è semplice determinare l'accelerazione di partenza, cioè quella che in condizioni elastiche porterebbe al collasso del singolo maschio, e deriva da:

$$S_d(T_1) = \frac{2F_C \cdot n}{m}$$

Dove:

- $S_d(T_1)$ è l'accelerazione che crea nel maschio un taglio pari a $2F$, dalla quale, tramite il periodo proprio T_1 , si determinerà la PGA che la genera;

- n numero di maschi murari interessati a resistere alla forza di taglio alla base;
- m è la massa di tutta la struttura, in quanto è tutta la massa che genera nel maschio al piano terra le sollecitazioni che lo fanno crollare;

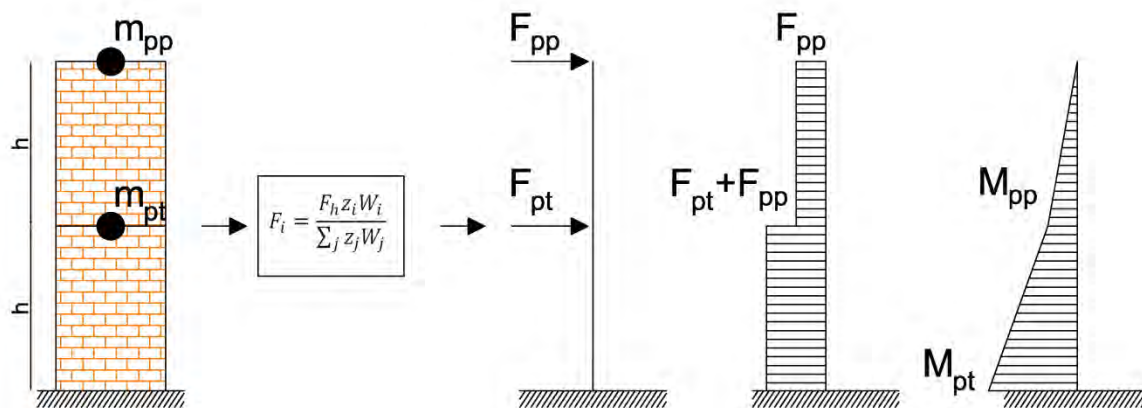


Figura 4-7 Schema riassuntivo per determinare M

In seguito si evidenzieranno meglio i passaggi per arrivare alla PGA di partenza.

4.6 Analisi Push-Over

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

Tale tipo di analisi consiste nell'applicare carichi statici crescenti monotoni o ciclici applicando il controllo in spostamenti. Alla struttura viene applicata una distribuzione di forze orizzontali proporzionali al primo modo di vibrare (distribuzione triangolare) rappresentativa fino a snervamento, oppure costanti che ben rappresentano il comportamento a rottura. Il controllo della soluzione eseguito sugli spostamenti invece che sulle forze permette di controllare il comportamento della struttura anche dopo lo snervamento e la massima resistenza potendo quindi analizzare il ramo di softening della curva carico-spostamento.

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

Si riportano di seguito i risultati ottenuti dalle prove di Push-Over analizzando lo sforzo di taglio alla base del maschio di piano terra e di quello totale della struttura, messi a confronto rispettivamente con lo spostamento del nodo in sommità del maschio e del nodo centrale del solaio.

L'analisi è stata compiuta in controllo di spostamenti imponendo al nodo centrale del solaio superiore una traslazione di 70 mm in direzione del sisma.

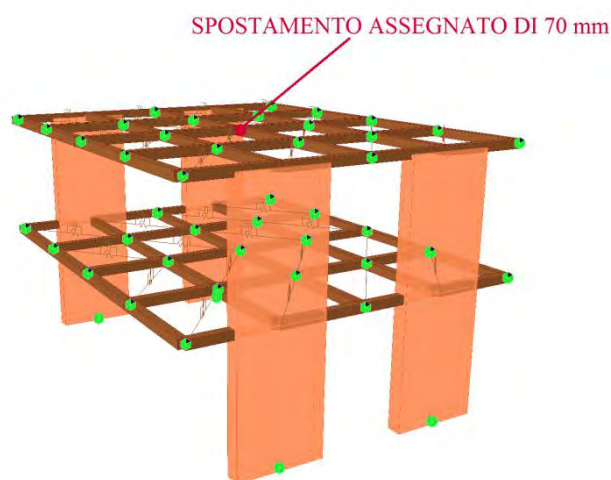


Figura 4-8 Punto di applicazione dello spostamento

Dalle relazioni analitiche viste per il metodo di collasso del maschio murario e dalla modellazione effettuata in “*Modelli numerici per l’analisi sismica di edifici in muratura con solai lignei*” De Tomasi Luca, ci si aspetta che il maschio murario di piano terra rompa per pressoflessione raggiungendo una resistenza massima di circa:

- $M_U = 126,00 \text{ kNm}$ per solaio non consolidato o consolidato con doppio tavolato o strip in acciaio;
- $M_U = 138,00 \text{ kNm}$ per solaio consolidato con soletta in cls;

La quale porta al raggiungimento dello spostamento massimo indicato da normativa pari al $0,7 \div 0,8 \%$ dell’altezza del maschio, quindi circa $21 \div 24 \text{ mm}$.

Al momento resistente ultimo di $M_U = 126,00 \text{ kNm}$ corrisponde, per le relazioni già presentate, un taglio pari a:

$$T = 2F_C = 2 \frac{M_U}{3h_1} = 2 \cdot \frac{126,00}{3 \cdot 3,00} = 28,00 \text{ kN}$$

Mentre a $M_U = 138,00 \text{ kNm}$ corrisponde un taglio pari a $T = 30,60 \text{ kN}$.

Quindi, quando si vanno a rappresentare le curve di Push-Over ottenute dalla modellazione numerica, non si utilizzerà il momento resistente ultimo ma bensì i tagli appena determinati.

4.6.1 Solaio ligneo non consolidato

Si riportano i risultati ottenuti dalla prova di Push-Over.

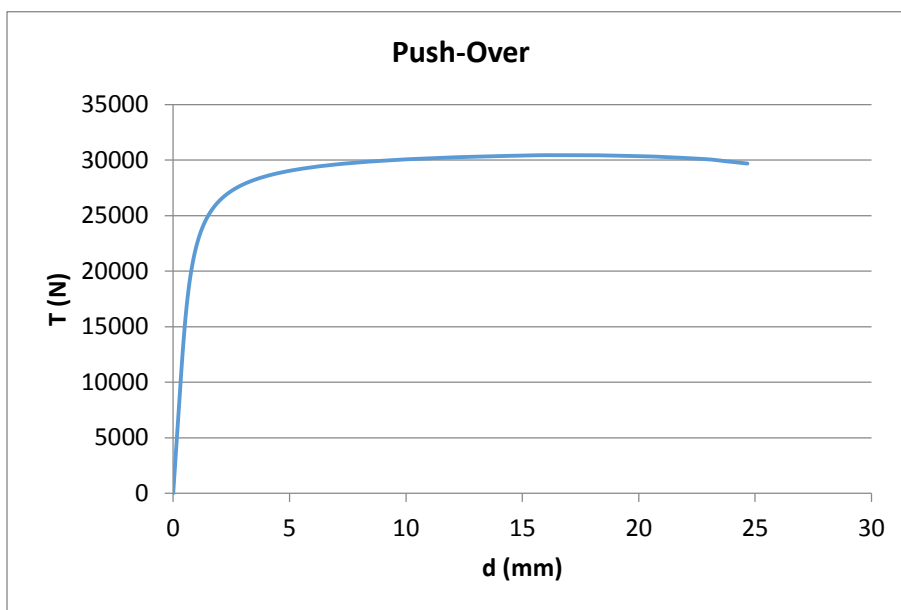


Figura 4-9 Taglio singolo maschio-spostamento nodo in sommità al maschio

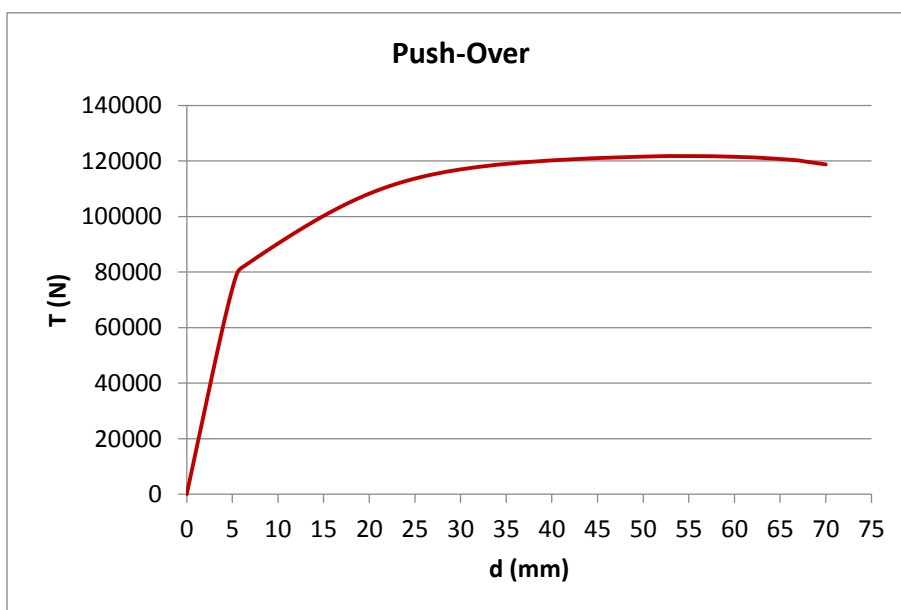


Figura 4-10 Taglio totale struttura-spostamento nodo centrale solaio superiore

Dalla prova di Push-Over su solaio ligneo non consolidato, si può immediatamente notare come esso non porti a rottura del maschio per raggiungimento della resistenza massima a pressoflessione, gli spostamenti del nodo centrale si dissociano completamente da quelli del nodo in sommità al maschio murario. Sembra quindi si possa affermare che tale tipo di solaio sia in grado di compiere grandi spostamenti senza riuscire a trasferire al maschio gli sforzi di taglio e gli spostamenti sufficienti per indurlo al collasso. Si nota come il singolo maschio raggiunga i valori di taglio determinati con la teoria, ma non arriva al collasso.

4.6.2 Solaio consolidato con doppio tavolato incrociato

Si riportano i risultati ottenuti dalla prova di Push-Over.

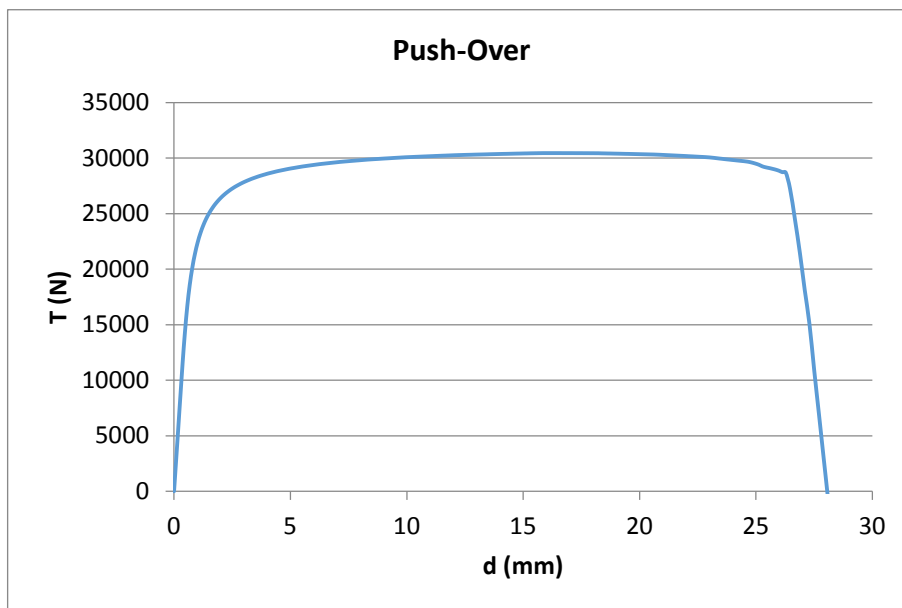


Figura 4-11 Taglio singolo maschio-spostamento nodo in sommità al maschio

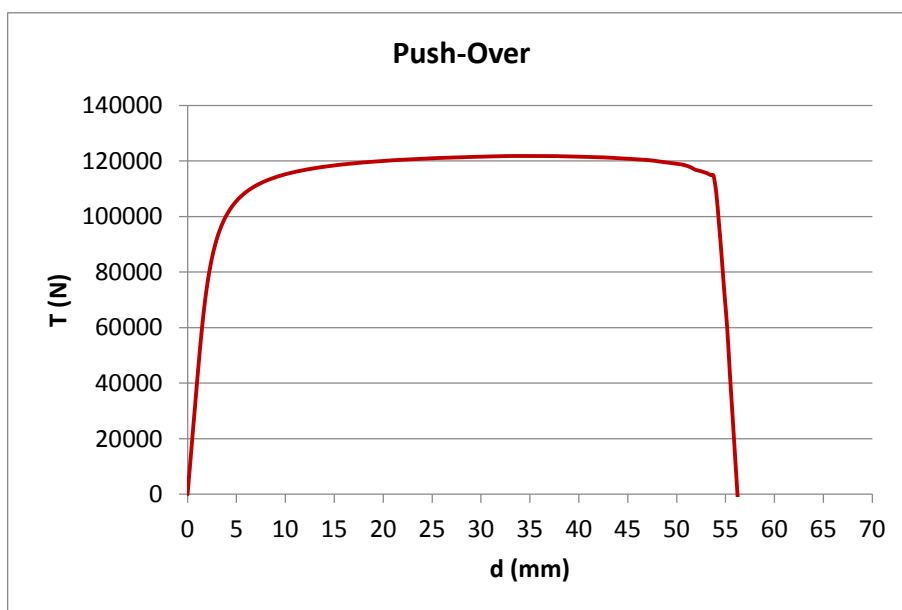


Figura 4-12 Taglio totale struttura-spostamento nodo centrale solaio superiore

Il consolidamento con doppio tavolato incrociato mostra un comportamento totalmente differente rispetto a quanto riscontrato per il tavolato semplice, si nota infatti come esso sia in grado di portare a collasso il maschio il quale raggiunge il valore di resistenza ultima in corrispondenza dello spostamento massimo imposto da normativa.

Tale tipo di comportamento porta ad affermare che il metodo di consolidamento considerato tende ad irrigidire molto il solaio realizzato con solo tavolato semplice.

Si può notare come il maschio si comporti in maniera corretta per il tipo di analisi non lineare che si sta studiando, poiché esso presenta una risposta elastica fin tanto che gli spostamenti rimangono sotto ai $2,5 \div 3 \text{ mm}$, mentre successivamente si nota un netto incrudimento del materiale che fa sì che il maschio riesca a raggiungere spostamenti dell'ordine dei 20 mm senza collassare, queste considerazioni connotano una certa duttilità del maschio, in grado di raggiungere spostamenti abbastanza elevati entrando in campo plastico.

4.6.3 Solaio consolidato con profili sottili in acciaio

Si riportano i risultati ottenuti dalla prova di Push-Over.

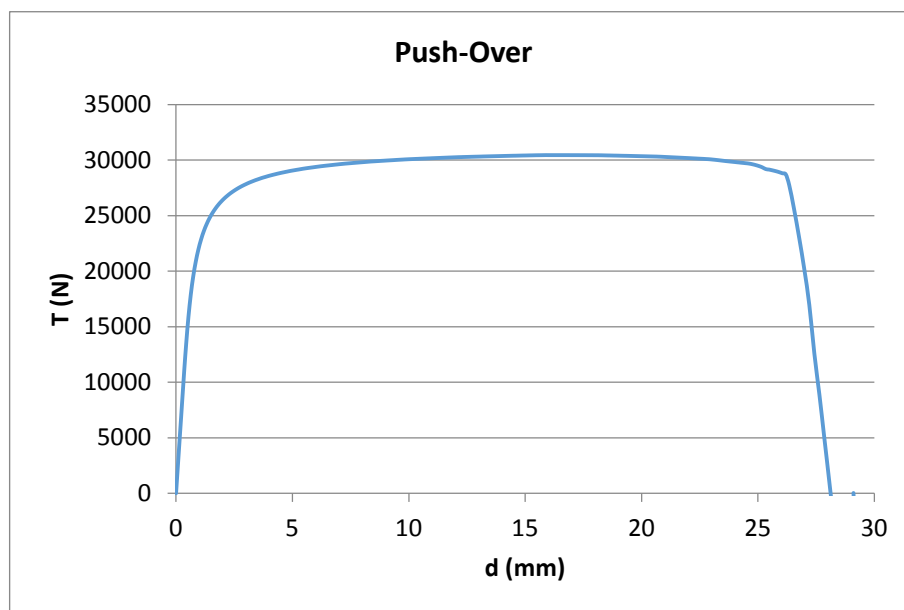


Figura 4-13 Taglio singolo maschio-spostamento nodo in sommità al maschio

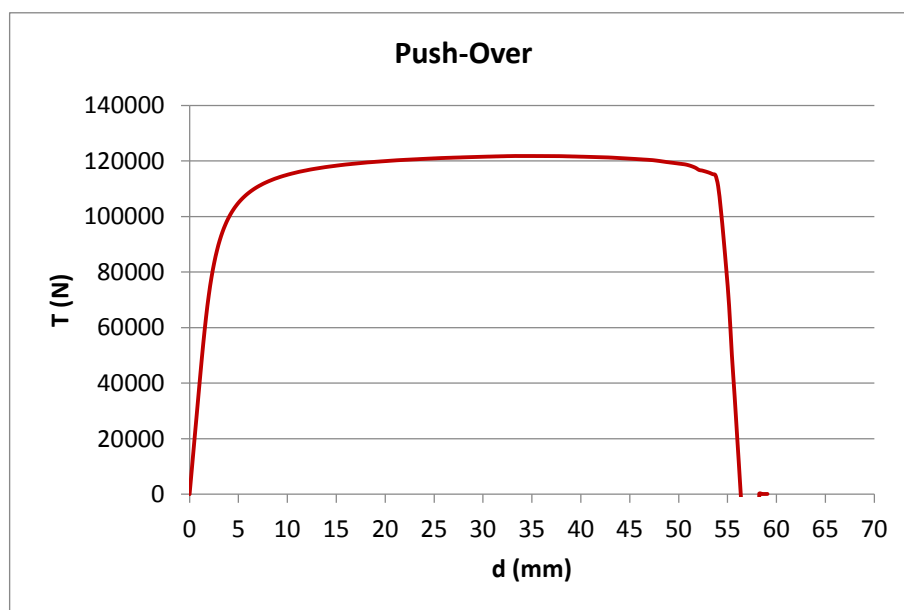


Figura 4-14 Taglio totale struttura-spostamento nodo centrale solaio superiore

Questo metodo di consolidamento non si differenzia in maniera sostanziale dall'utilizzo di doppio tavolato incrociato, si nota, infatti, che il solaio riesce a trasferire al maschio lo sforzo di taglio sufficiente a farlo collassare.

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

solo tavolato semplice facendo sì che il maschio in muratura entri in campo plastico per spostamenti del solaio molto minori rispetto al solaio non consolidato.

4.6.4 Solaio consolidato con soletta in calcestruzzo

Si riportano i risultati ottenuti dalla prova di Push-Over.

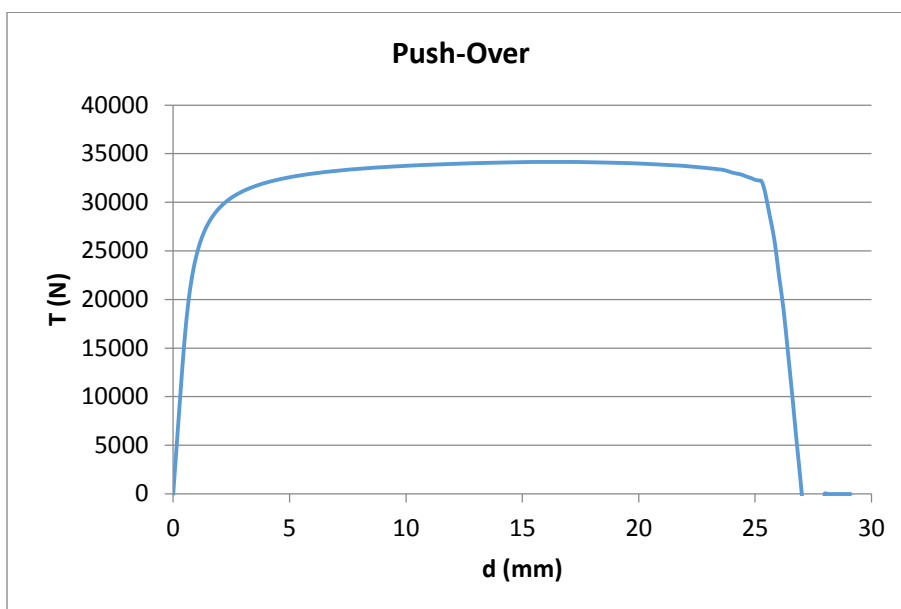


Figura 4-15 Taglio singolo maschio-spostamento nodo in sommità al maschio

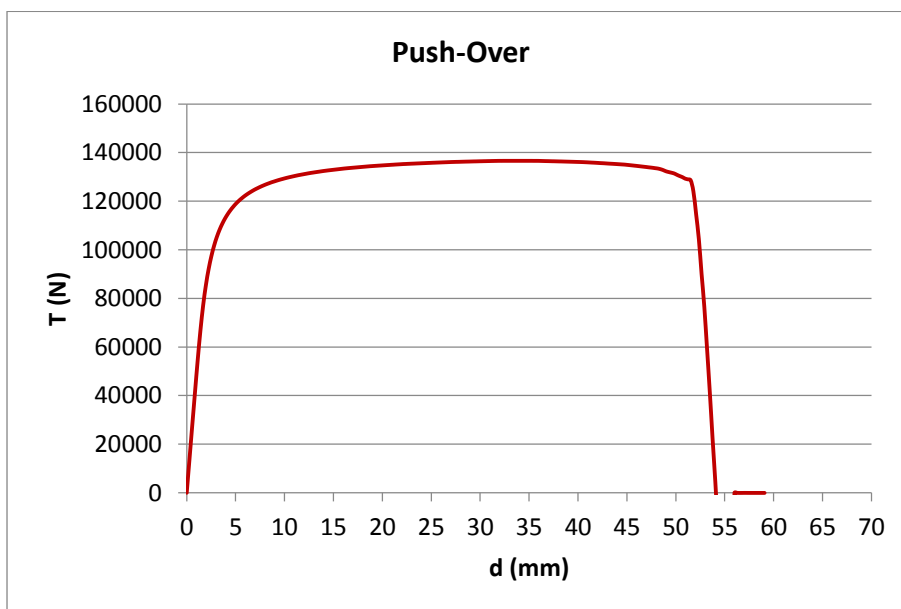


Figura 4-16 Taglio totale struttura-spostamento nodo centrale solaio superiore

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

I grafici sopra riportati mostrano circa lo stesso comportamento del consolidamento con profili metallici e doppio tavolato ligneo, si vede quindi come il maschio riesca ad entrare in campo plastico e collapsare per i valori di taglio e spostamento già più volte riportati.

4.6.5 Confronto tra le diverse tipologie di solaio

Si riportano i confronti tra risultati ottenuti dalla prova di Push-Over.

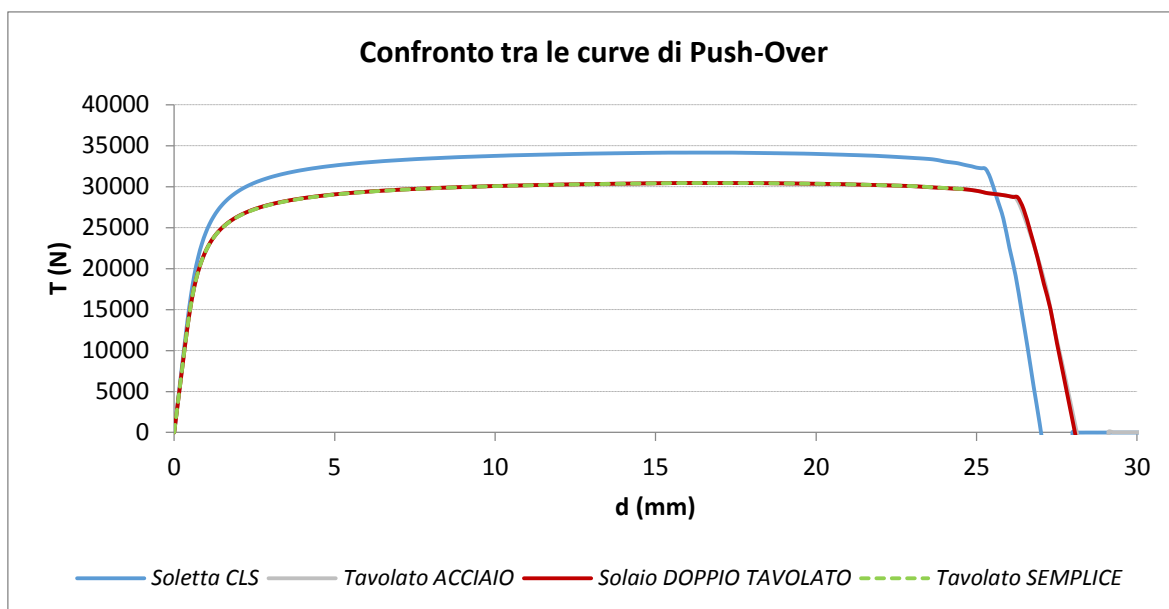


Figura 4-17 Confronto taglio singolo maschio-spostamento nodo in sommità al maschio

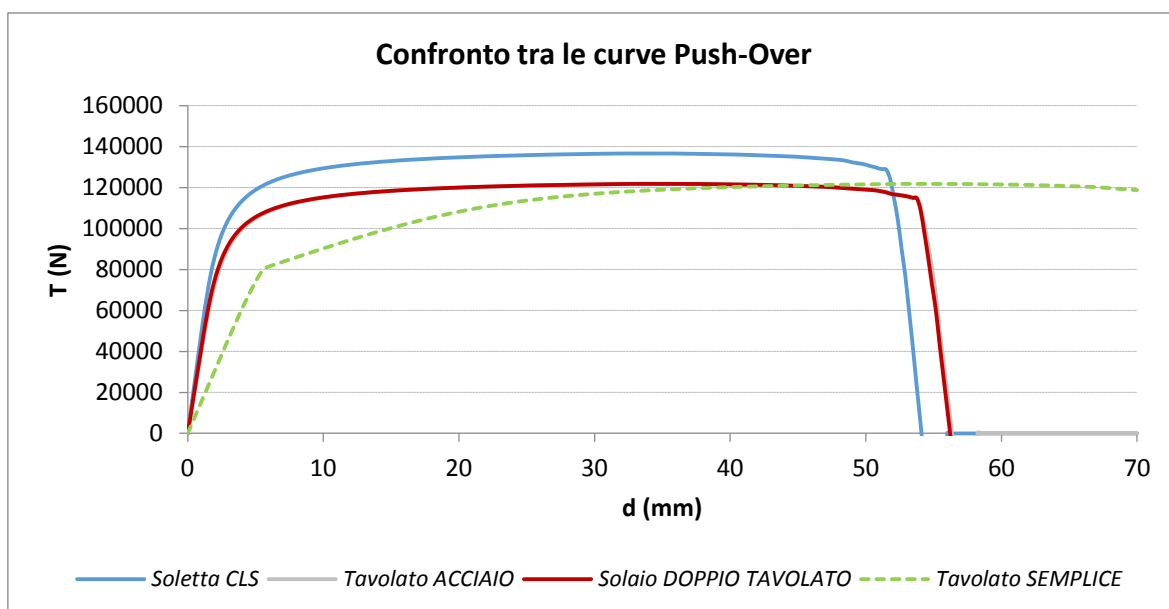


Figura 4-18 Confronto taglio totale struttura-spostamento nodo centrale solaio superiore

Dopo aver visto il comportamento a Push-Over caso per caso, si riporta di seguito il confronto tra tutte le tipologie di consolidamento utilizzato, che non fanno che altro che confermare le osservazioni già discusse.

Si ricorda che la prova è effettuata imponendo al nodo centrale del solaio uno spostamento di 70 mm e sulla base di ciò si può osservare come il solo solaio non consolidato riesca a raggiungere tale spostamento senza portare il maschio a collasso, gli altri tipi di consolidamento portano tutti a rompere il maschio alla stessa forza di taglio calcolata con la teoria (circa $28,0\text{ kN}$ e $30,5\text{ kN}$) e uno spostamento di $21 \div 24\text{ mm}$, in perfetta sintonia con la teoria di Magnes [5]-[6] e gli spostamenti massimi imposti da normativa.

Una lieve differenza si può notare quando si considera lo spostamento del nodo centrale in relazione al taglio totale che agisce alla base della struttura, dove si può vedere come il consolidamento fatto con soletta in calcestruzzo sembra essere il primo che porta al collasso dei maschi raggiungendo uno spostamento di piano pari a quello del collasso del singolo maschio.

Per il consolidamento con doppio tavolato ligneo e con profili metallici, si nota come il comportamento globale della struttura porti al collasso per la stessa forza di taglio vista anche per il consolidamento con soletta in calcestruzzo, ma si raggiungano spostamenti leggermente maggiori prima che avvenga il collasso.

Tali spostamenti non sono comunque molto rilevanti e quindi è possibile confermare quanto detto in precedenza in merito alla rigidità dei solai consolidati e cioè che si possano considerare tutti interventi che incrementano di molto la capacità di trasferire la sollecitazione sismica ai maschi murari.

Il solaio non consolidato merita una citazione a parte poiché si nota come esso non riesca a far entrare in campo plastico il maschio murario per gli spostamenti imposti al nodo centrale, la sommità dell'elemento in muratura arriva a spostarsi di soli 5 mm raggiungendo comunque una forza di taglio attorno ai $28,00\text{ kN}$, ma restando praticamente in campo lineare. Volendo ottenere il collasso del maschio, bisognerebbe fare in modo che il nodo centrale del solaio si sposti più dei 70 mm imposti, ma ciò comporterebbe la visione di un caso che differisce in maniera negativa rispetto ad un caso reale in quanto gli stessi spostamenti del nodo centrale si trasferirebbero sul maschio frontale. Il maschio frontale si ritroverebbe a dover sopportare una richiesta di spostamento troppo elevata rispetto alla propria capacità; si raggiungerebbe così il collasso fuori piano per ribaltamento, meccanismo di rottura da evitare a tutti gli effetti.

4.7 Analisi 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 è l'analisi dinamica non lineare, comunemente denominata Time History, poiché si cerca di ricreare la risposta della struttura sottoposta ad azione variabile nel tempo.

Si parla di analisi non lineare poiché 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 eseguire questo tipo di analisi si richiede 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.

La normativa [7]-[8] impone che si debba utilizzare un set di almeno 7 accelerogrammi che sollecitino la struttura, così da poter mediare i risultati ottenuti e ottenere quindi la risposta più credibile dal caso esaminato, si sono quindi presi in considerazione 6 accelerogrammi artificiali e 1 naturale, i quali saranno la base delle analisi al passo che si andranno a valutare.

Ricordando che l'obiettivo dell'elaborato è di determinare la capacità dissipativa di un solaio all'interno di edifici in muratura, diventa di fondamentale importanza chiarire come si è operato, utilizzando la prova di Time-History, al fine di quantificare questa capacità dissipativa.

4.7.1 Accelerogramma di partenza

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

1. Determinazione del periodo proprio della struttura: si utilizza un'analisi di tipo frequenziale, a seconda del tipo di solaio esaminato. La rigidità di solaio è in grado infatti di far variare i modi di vibrare della struttura, per cui si nota una certa differenza tra edificio con solaio flessibile ed edificio con solaio rigido, indipendentemente dal tipo di rinforzo utilizzato.
 - a. $T_1 = 0,40$ s per solaio flessibile;
 - b. $T_1 = 0,36$ s per solaio rigido;
2. Determinazione della forza di taglio necessaria a far collassare il maschio murario: secondo il metodo di collasso previsto (collasso della muratura per presso-flessione alla base del maschio) si valuta l'azione che porta alla rottura.

Dai concetti già espressi, si ricorda che il collasso della muratura avviene per il raggiungimento del momento resistente ultimo, il quale è generato dalla combinazione di una forza di taglio in corrispondenza del primo solaio e di una al secondo solaio, che, come si è visto, possono essere assunte uguali. Si va quindi a determinare quale sia questa forza.

- $F_C = \frac{M_U}{3h_1} = \frac{126}{3 \cdot 3} = 14,00 \text{ kN}$ per solaio non consolidato, consolidamento con doppio tavolato e consolidamento con profili in acciaio;
- $F_C = \frac{M_U}{3h_1} = \frac{138}{3 \cdot 3} = 15,30 \text{ kN}$ per solaio consolidato con soletta in calcestruzzo;

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

- $S_d(T_1) = \frac{2F_C \cdot n}{m} = \frac{28,00 \cdot 4 \text{ kN}}{99,54 \text{ t}} = 0,114 \text{ g}$ per solaio non consolidato, consolidamento con doppio tavolato e consolidamento con nastri in acciaio;
- $S_d(T_1) = \frac{2F_C \cdot n}{m} = \frac{30,60 \cdot 4 \text{ kN}}{115,77 \text{ t}} = 0,105 \text{ g}$ per solaio consolidato con soletta in calcestruzzo;

Dal punto di vista teorico l'accelerazione appena determinata è quella che porterebbe a rottura il maschio murario, ma non si tratta di un'accelerazione applicata al terreno, bensì alla massa del fabbricato.

Si ha così che l'accelerazione trovata non è altro che l'amplificazione dell'accelerazione del terreno causata dal periodo proprio della struttura. Si necessita quindi di valutare quale sia l'accelerazione massima del terreno (PGA-Peak Ground Acceleration) in grado di fornire alla massa un'accelerazione tale da far collassare il maschio murario.

Per fare ciò si è utilizzato il programma *SIMQKE_GR*, si è supposto terreno di tipo A, zona sismica 1 ($a_g = 0,35 \text{ g}$), coefficiente di smorzamento $\xi = 2\%$ come da normativa, periodo $T_1 = 0,40 \text{ s}$ o $T_1 = 0,36 \text{ s}$ a seconda del tipo di solaio, fattore di struttura $q = 1$ così da non considerare dissipazioni preventive e si è modificato il valore di amplificazione γ fino ad ottenere un valore di accelerazione pari a quello cercato $S_d = 0,114 \text{ g}$ o $S_d = 0,105 \text{ g}$ a seconda del tipo di solaio.

Si è ottenuto così un valore di accelerazione al terreno leggermente diverso fra le due famiglie di solai, e, data la pochissima differenza, si è scelto di utilizzare l'accelerazione più alta, quindi pari a:

$$a_{max,terreno} = 0,038 \text{ g}$$

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

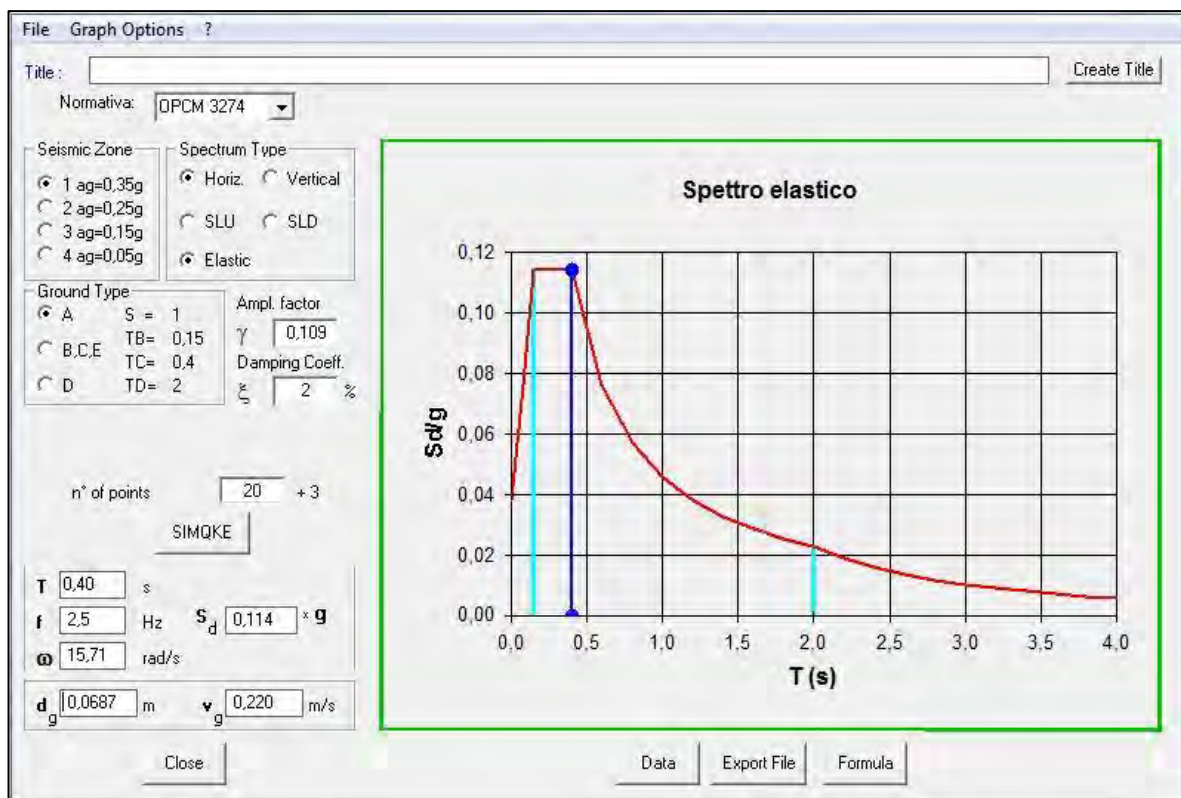


Figura 4-19 Estratto del programma SIMQKE_GR mostrante lo spettro di risposta elastico per solaio flessibile

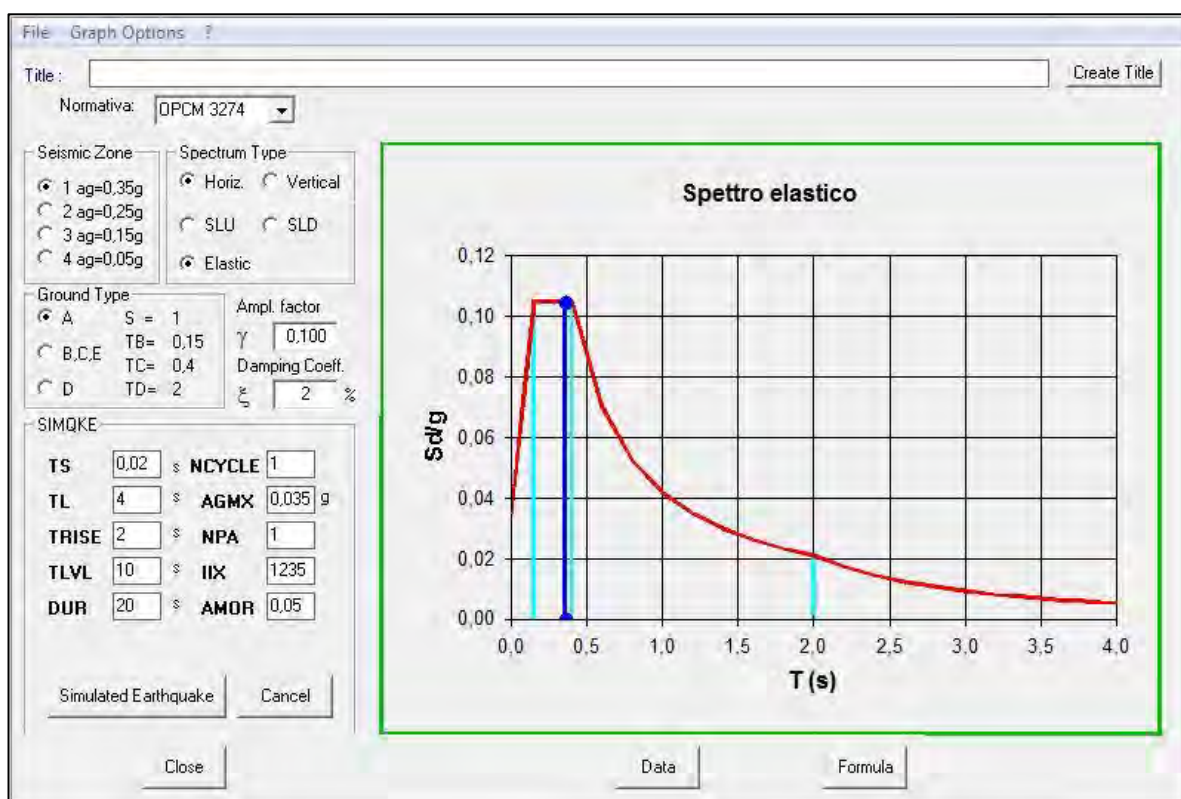


Figura 4-20 Estratto del programma SIMQKE_GR mostrandelo spettro di risposta elastico per solaio rigido

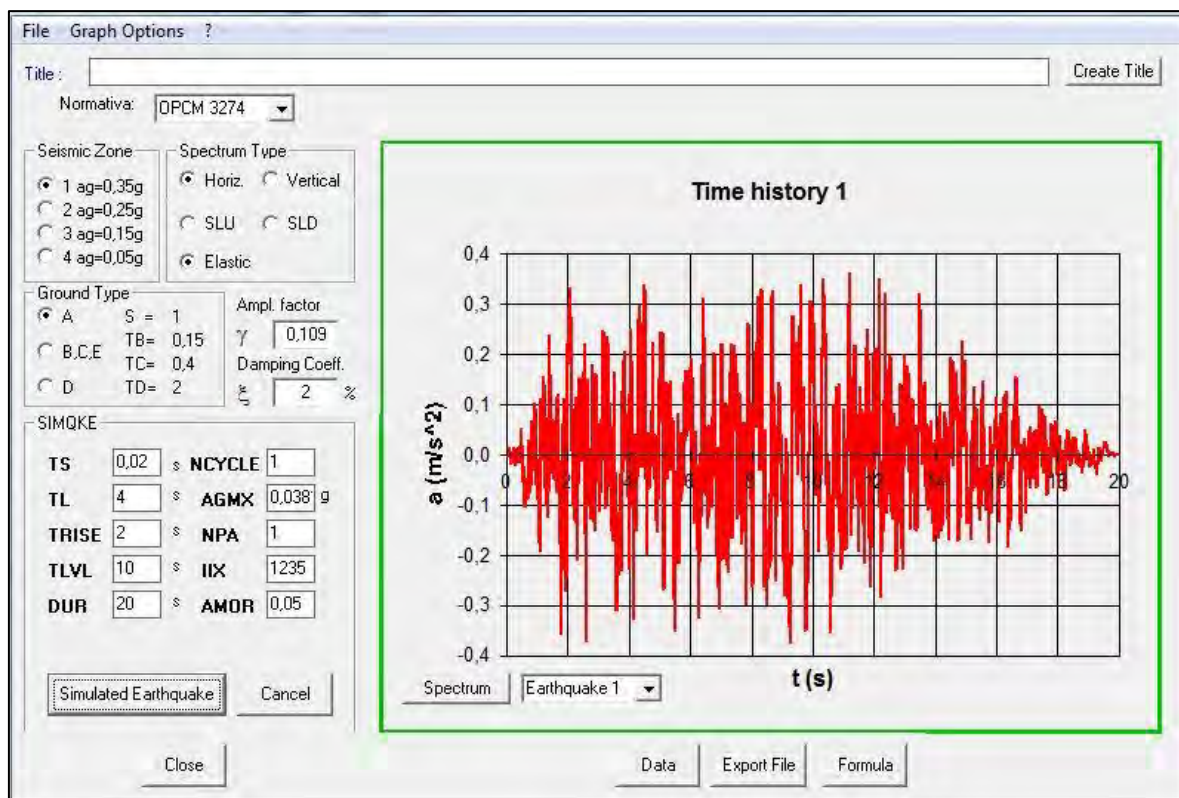


Figura 4-21 Estratto del programma SIMQKE_GR mostrante l'accelerogramma da utilizzare

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

- PGA 0,038 g accelerogramma di partenza;
- PGA 0,058 g;
- PGA 0,077 g;
- PGA 0,096 g;
- PGA 0,116 g;
- PGA 0,135 g;
- PGA 0,154 g;

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

Nel rispetto della normativa, si sono utilizzati 7 accelerogrammi di forma differente ma con la stessa PGA, in questo modo si è potuto mediare i risultati ottenuti che conseguentemente assumono maggiore attendibilità e credibilità. Di seguito si riportano gli accelerogrammi utilizzati relativamente alla PGA di partenza:

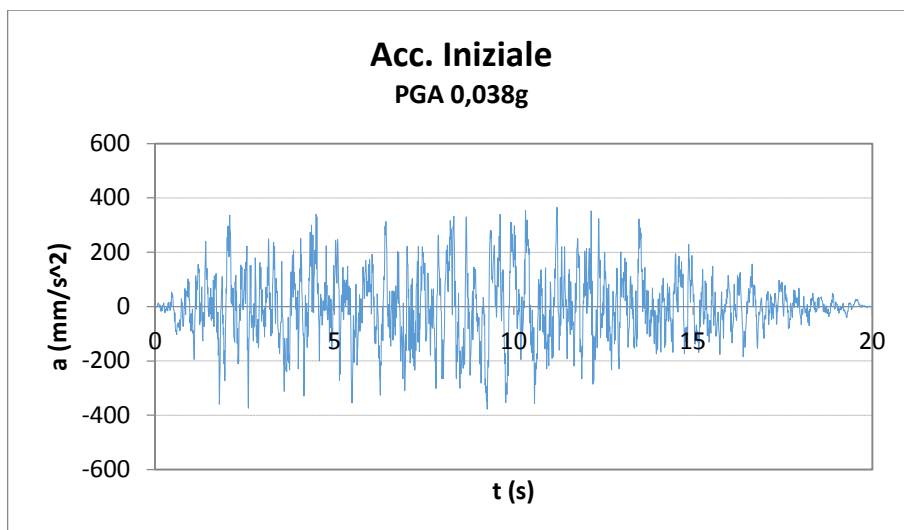


Figura 4-22 Accelerogramma Iniziale - Artificiale

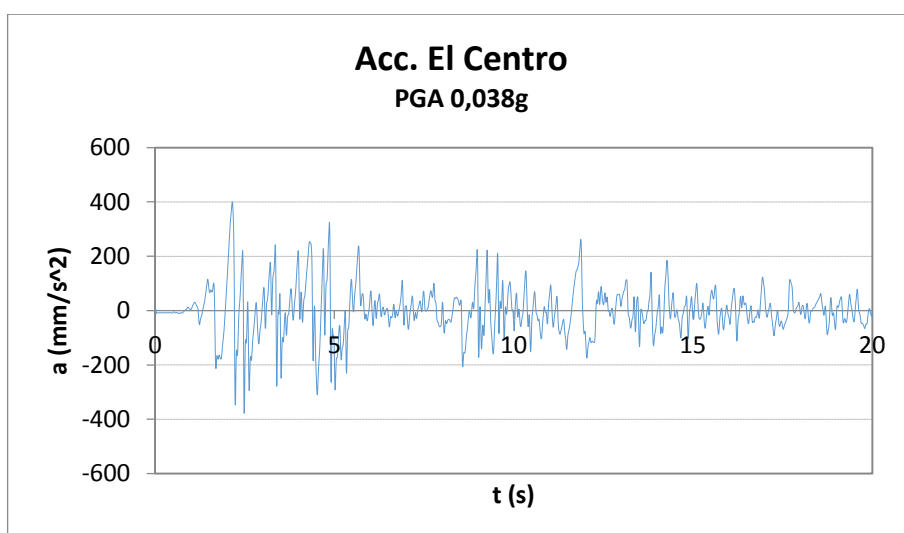


Figura 4-23 Accelerogramma El centro - Naturale

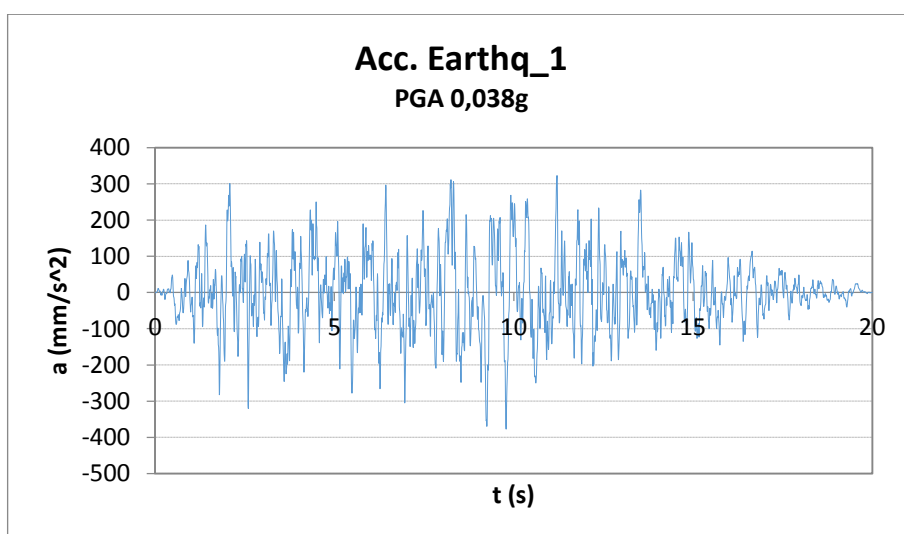


Figura 4-24 Accelerogramma Earthq_1 - Artificiale

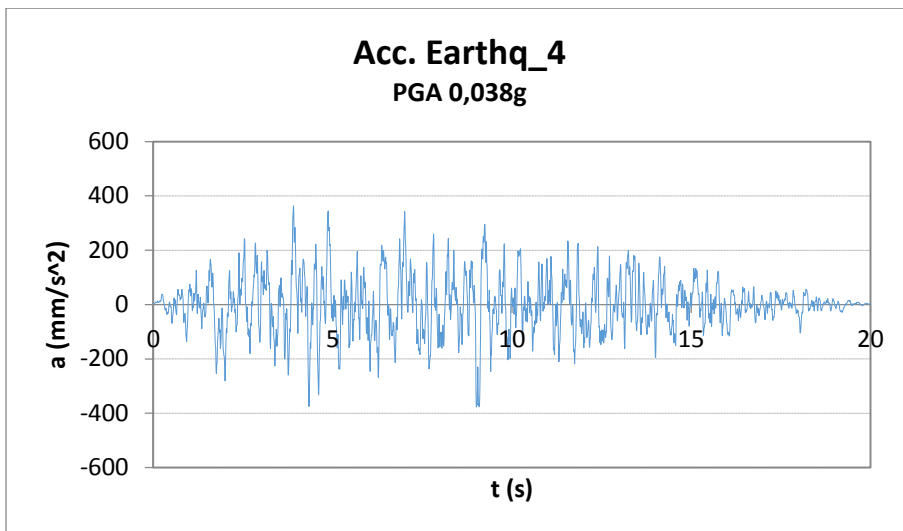


Figura 4-25 Accelerogramma Earthq4 - Artificiale

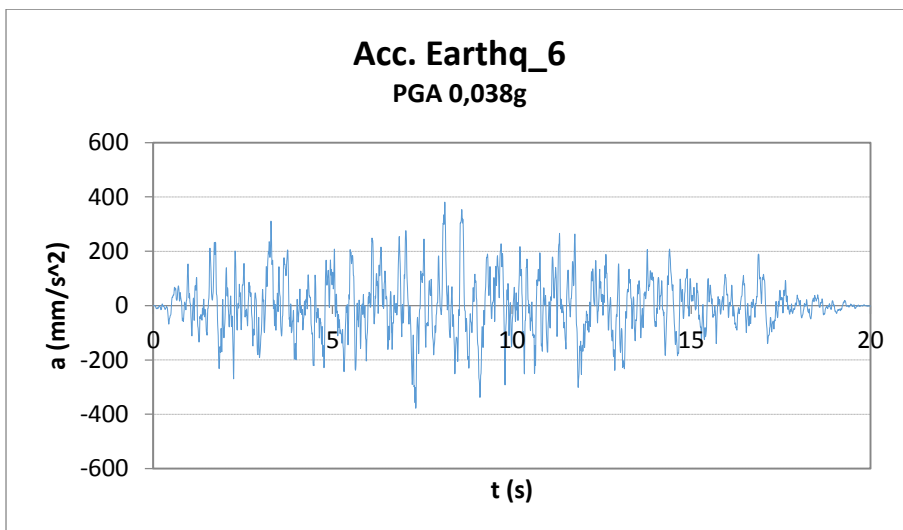


Figura 4-26 Accelerogramma Earthq_6 - Artificiale

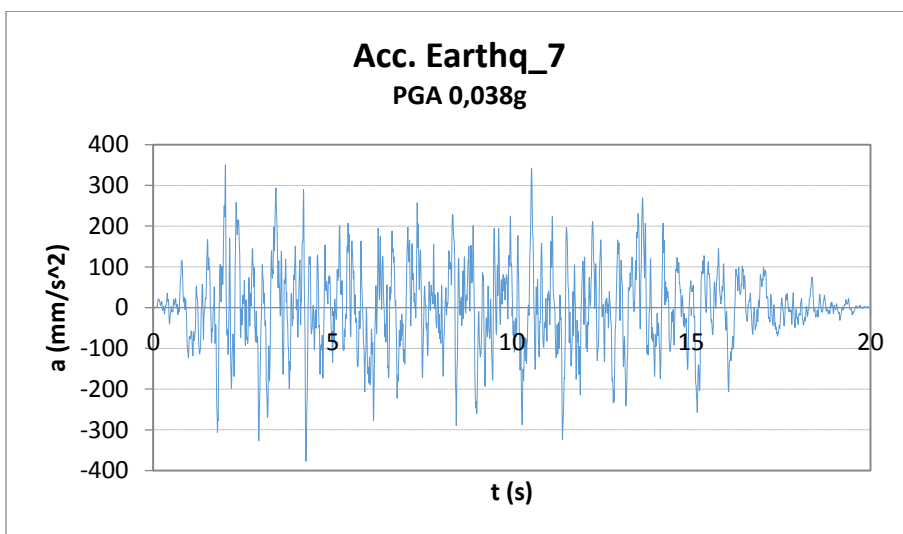


Figura 4-27 Accelerogramma Earthq_7 - Artificiale

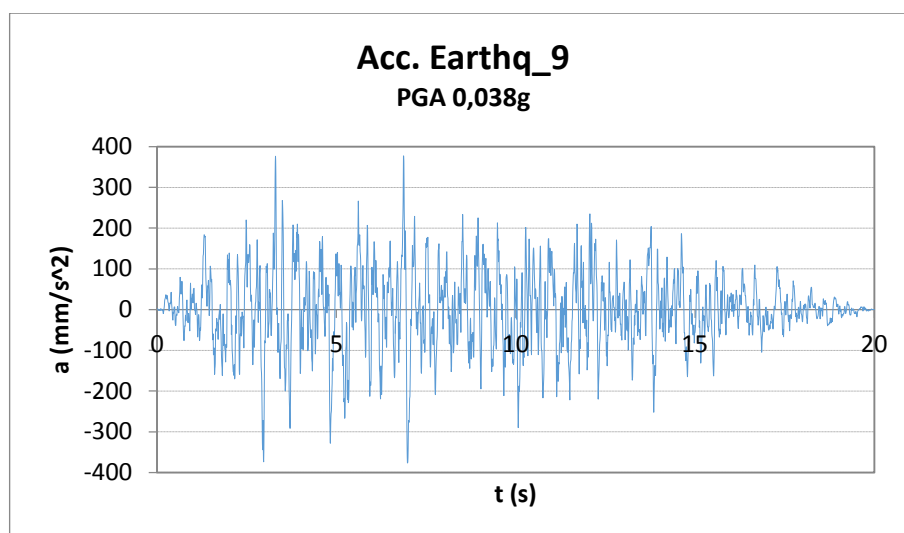


Figura 4-28 Accelerogramma Earthq_9 - Artificiale

4.7.2 Disposizione delle masse

Nell'analisi di tipo Time History, come in tutte le analisi sismiche, è di fondamentale importanza la distribuzione e la posizione delle masse che entrano in movimento.

Seguendo la geometria del fabbricato e la localizzazione dei carichi, si è deciso di disporre la massa nei cinque nodi centrali, così da far lavorare meglio le molle che simulano la rigidità dei solai, in particolare:

- SOLAIO NON CONSOLIDATO O CONSOLIDATO CON DOPPIO TAVOLATO LIGNEO O PROFILI IN ACCIAIO:
 - *PIANO TERRA:*
 - 8,44 N/g nei due nodi esterni;
 - 16,88 N/g nei tre nodi centrali;
 - *PIANO PRIMO:*
 - 4,00 N/g nei due nodi esterni;
 - 8,00 N/g nei tre nodi centrali;
- SOLAIO CONSOLIDATO CON SOLETTA IN CALCESTRUZZO:
 - *PIANO TERRA:*
 - 9,45 N/g nei due nodi esterni;
 - 18,91 N/g nei tre nodi centrali;
 - *PIANO PRIMO:*
 - 5,00 N/g nei due nodi esterni;
 - 10,00 N/g nei tre nodi centrali;

La massa sismica utilizzata è quella determinata in §4.2.4 *Massa sismica*, quindi diversa a seconda che si consideri il solaio consolidato con soletta in cls o con gli altri tipi di consolidamento.

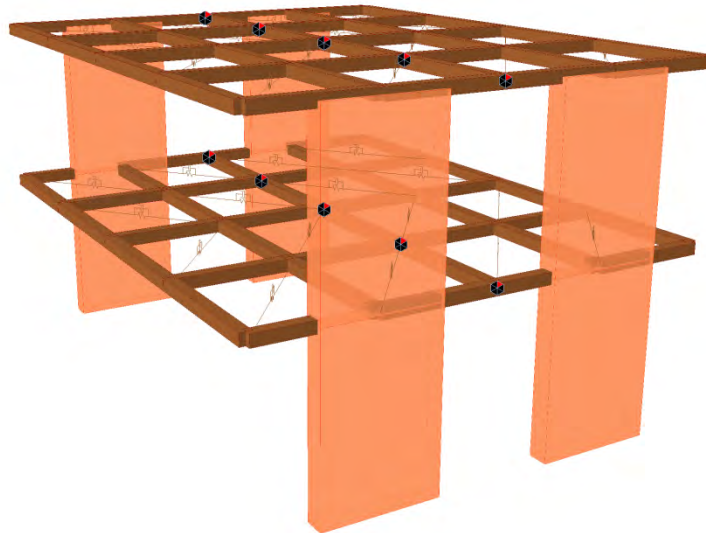


Figura 4-29 Disposizione delle masse

Si riportano in seguito i risultati ottenuti, valutando il taglio riscontrato alla base del maschio di piano terra e lo spostamento in sommità del maschio di primo piano unitamente con gli spostamenti del nodo centrale del solaio superiore.

Si ricorda che il taglio associato al momento resistente ultimo è dato da:

- $T = 2F_C = 2 \frac{M_U}{3h_1} = 2 \cdot \frac{126,00}{3 \cdot 3,00} = 28,00 \text{ kN}$ per solaio non consolidato o consolidato con doppio tavolato o con profili in acciaio;
- $T = 2F_C = 2 \frac{M_U}{3h_1} = 2 \cdot \frac{138,00}{3 \cdot 3,00} = 30,60 \text{ kN}$ per solaio consolidato con soletta in cls;

I risultati che seguono sono determinati con il solo accelerogramma iniziale.

Al fine di rendere più chiara ed efficace l'esposizione si riportano i grafici di Time-History della PGA iniziale, di quella di collasso e di una intermedia tra le due.

4.7.3 Solai ligneo non consolidato

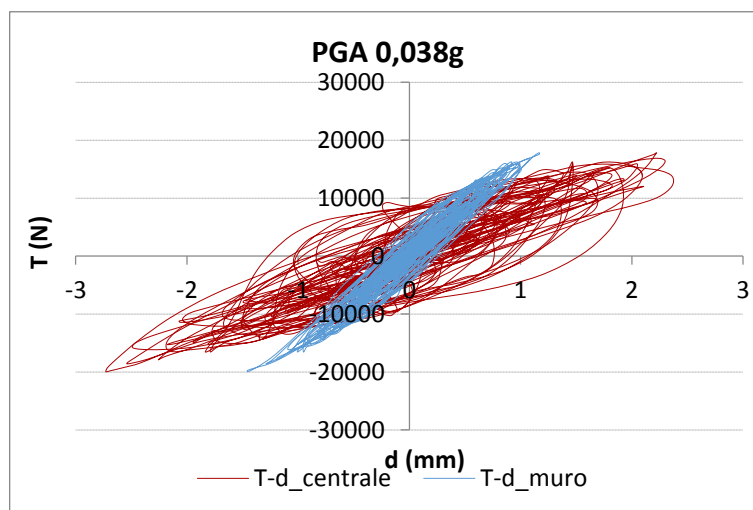


Figura 4-30 Taglio maschio piano terra-spostamenti a livello piano primo PGA 0,038g

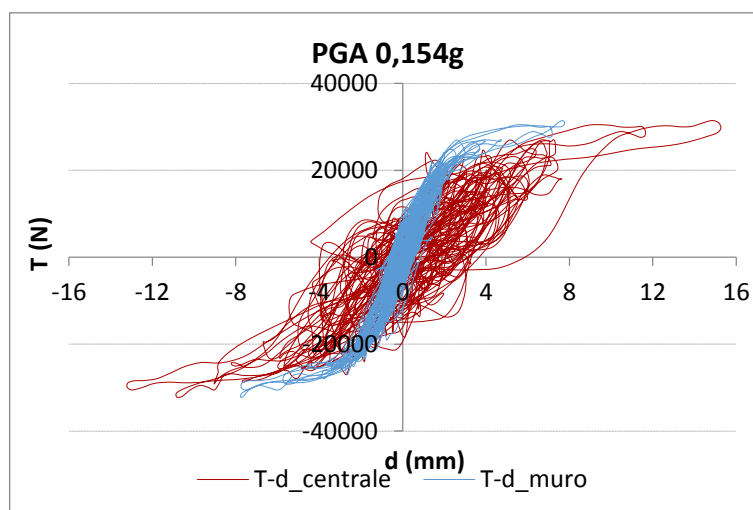


Figura 4-31 Taglio maschio piano terra-spostamenti a livello piano primo PGA 0,154g

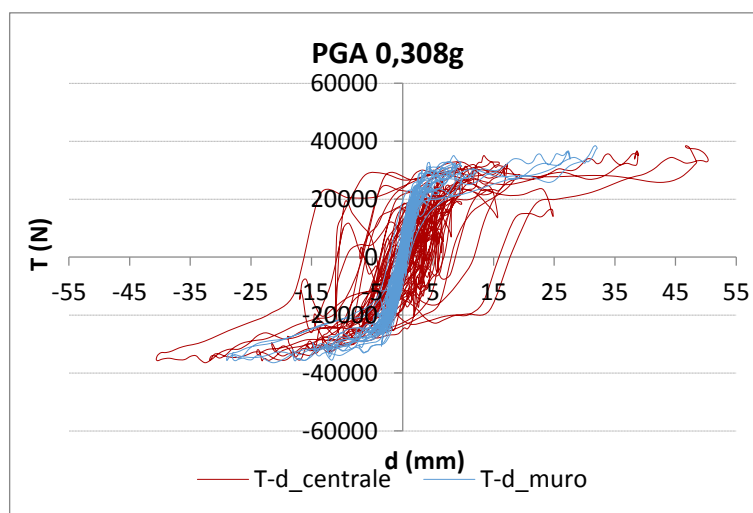


Figura 4-32 Taglio maschio piano terra-spostamenti a livello piano primo PGA 0,308g

L'analisi Time-History effettuata per la struttura con solaio ligneo semplice, non consolidato, fatta con le sole accelerazioni elencate al §4.7.1 *Accelerogramma di partenza*, ha messo in mostra come, alla PGA di 0,154g (ultimo valore determinato scalando la PGA iniziale) i maschi murari avessero ancora ampia capacità di spostamento. Per questo motivo si è amplificato l'accelerogramma iniziale fino a raggiungere la PGA di 0,308g, accelerazione in cui il solaio raggiunge spostamenti tali da indurre il collasso fuori piano della muratura ortogonale alla direzione del sisma.

Dai grafici sopra riportati si nota come il solaio e i maschi abbiano spostamenti tra loro molto differenti, indice di grande flessibilità del solaio stesso, il quale è in grado di trasferire agli elementi verticali forze di molto diminuite rispetto a quelle cui esso è soggetto.

È importante notare come i tagli raggiunti dal maschio rispecchino quanto determinato dal punto di vista teorico e che l'elemento murario entra in campo plastico non raggiungendo mai il collasso, il quale, come detto, avviene a causa dello spostamento fuori piano della muratura ortogonale all'azione del sisma.

Avendo riportato in questo caso lo spostamento del nodo del maschio al piano primo, è da sottolineare che esso può arrivare a muoversi fino a 40 - 45mm prima di collassare, poiché, rispettando le indicazioni da normativa, lo 0,7 - 0,8% dell'altezza totale (6 m) porta a tali valori.

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

4.7.4 Solaio consolidato con doppio tavolato incrociato

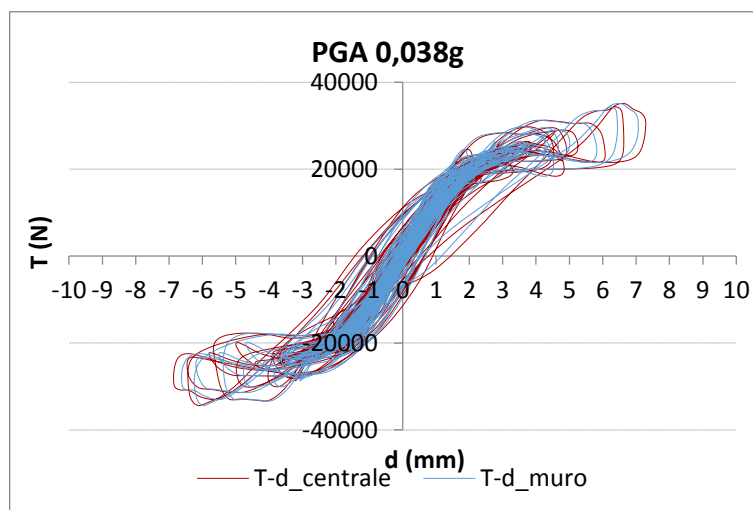


Figura 4-33 Taglio maschio piano terra-spostamenti a livello piano primo PGA 0,038g

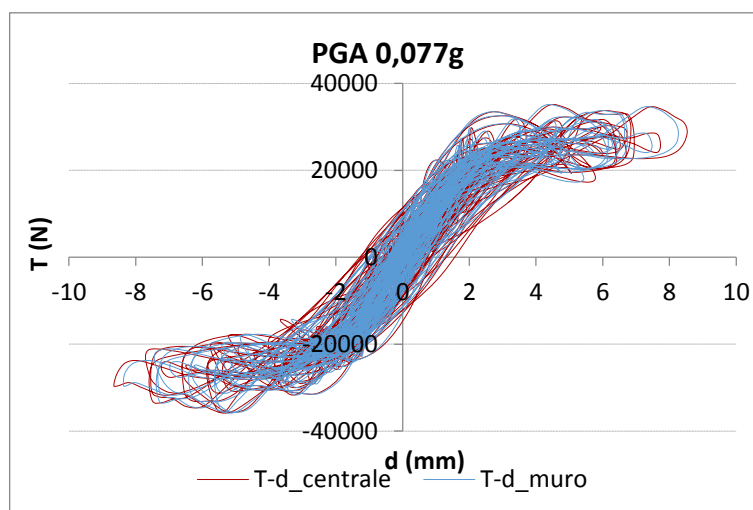


Figura 4-34 Taglio maschio piano terra-spostamenti a livello piano primo PGA 0,077g

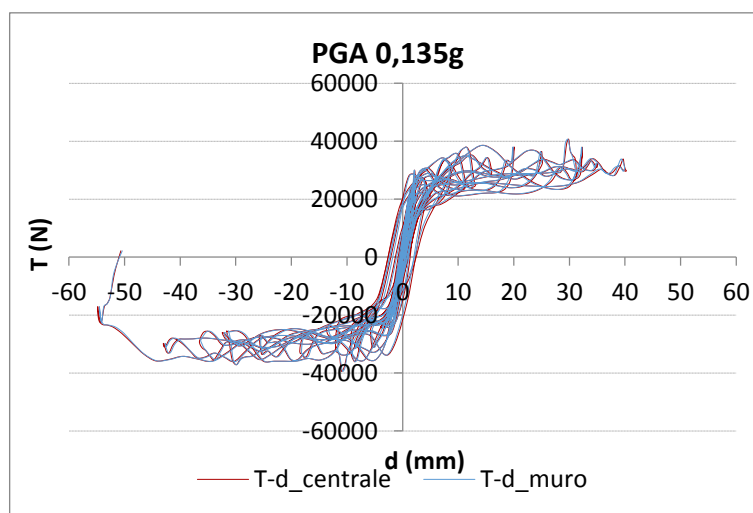


Figura 4-35 Taglio maschio piano terra-spostamenti a livello piano primo PGA 0,135g

A differenza di quanto visto per il solaio non consolidato, nel caso di consolidamento con doppio tavolato ligneo si nota subito come gli spostamenti del solaio e del maschio abbiano circa gli stessi valori. Tale considerazione porta a dire che il consolidamento considerato tende ad irrigidire molto la situazione di solaio semplice e si arriva infatti al collasso del maschio già alla PGA di 0,135g.

L'elemento murario raggiunge la completa plasticizzazione e porta al cedimento per i valori di spostamento e taglio già più volte riportati ($T = 28,00 \text{ kN}$, $\delta = 40 \div 45 \text{ mm}$), il solaio è quindi in grado di trasferire le forze ai maschi senza ridurre in maniera particolare la loro aliquota.

Si nota come la PGA intermedia di 0,077g presenti valori di spostamento più bassi rispetto a quelli della PGA iniziale, tale situazione può spiegarsi come una particolarità a livello computazionale e dovuta al fatto di aver considerato una sola forma di accelerogramma. Si vedrà in seguito come, utilizzando 7 accelerogrammi differenti, i risultati possano venire mediati e quindi superare questi "errori" del modello numerico.

Dalle considerazioni appena fatte sembra si possa affermare che il consolidamento con doppio tavolato incrociato porti ad irrigidire di molto il solaio semplice, facendo notare un limitato contributo alla capacità dissipativa globale del sistema.

4.7.5 Solaio consolidato con profili sottili in acciaio

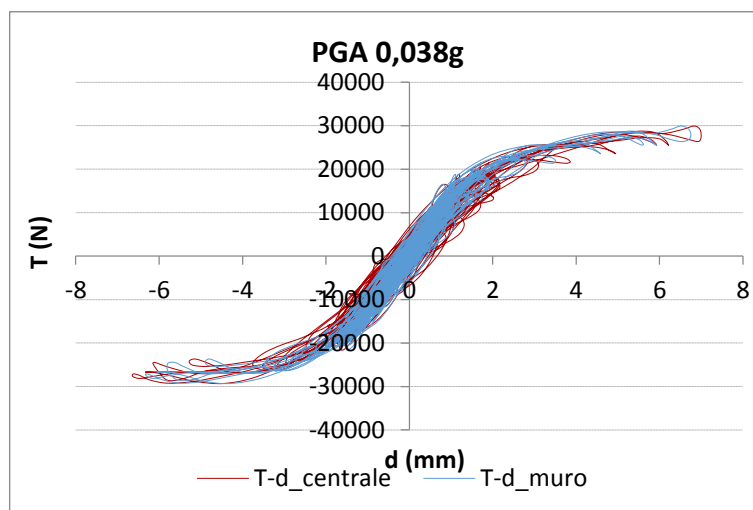


Figura 4-36 Taglio maschio piano terra-spostamenti a livello piano primo PGA 0,038g

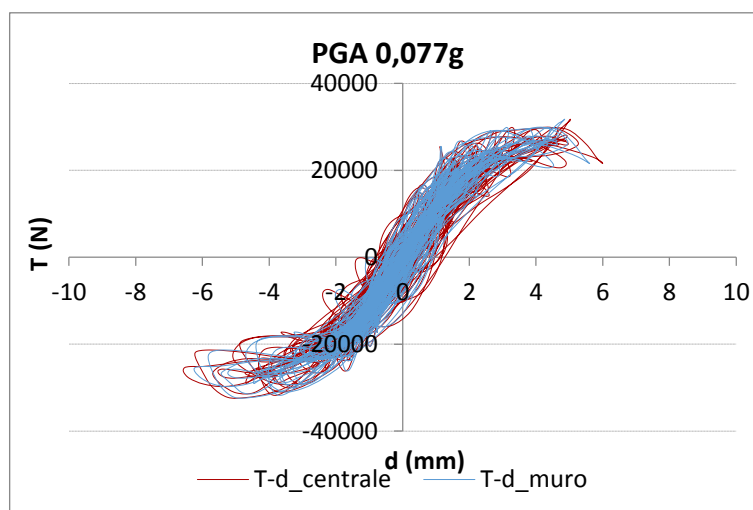


Figura 4-37 Taglio maschio piano terra-spostamenti a livello piano primo PGA 0,077g

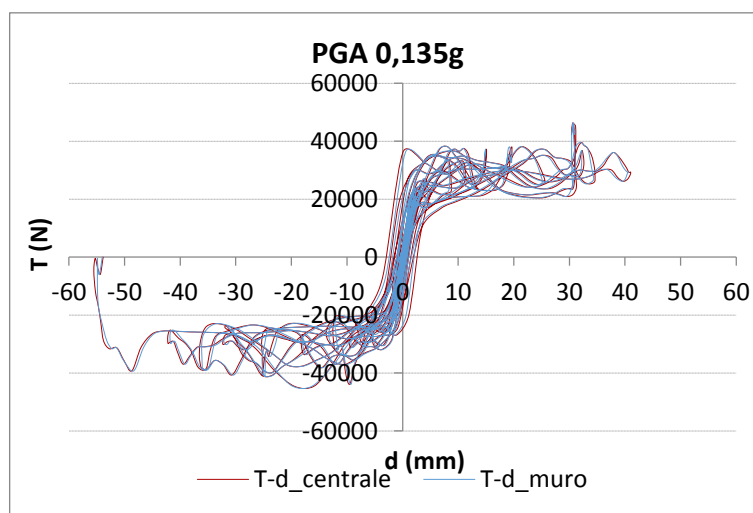


Figura 4-38 Taglio maschio piano terra-spostamenti a livello piano primo PGA 0,135g

Il consolidamento con profili in acciaio mostra risultati molto simili a quelli ottenuti per il consolidamento con doppio tavolato incrociato per cui le considerazioni sono circa le stesse.

Si nota la stessa particolarità riscontrata con la PGA 0,077g e risulta evidente il comportamento praticamente identico sia dal punto di vista dei tagli che degli spostamenti riscontrati.

Come il consolidamento con doppio tavolato incrociato, sembra si possa affermare che questo metodo di recupero dei solai porti ad irrigidire molto il piano orizzontale e quindi ad apportare un basso contributo alla capacità dissipativa del sistema.

4.7.6 Solaio consolidato con soletta in calcestruzzo

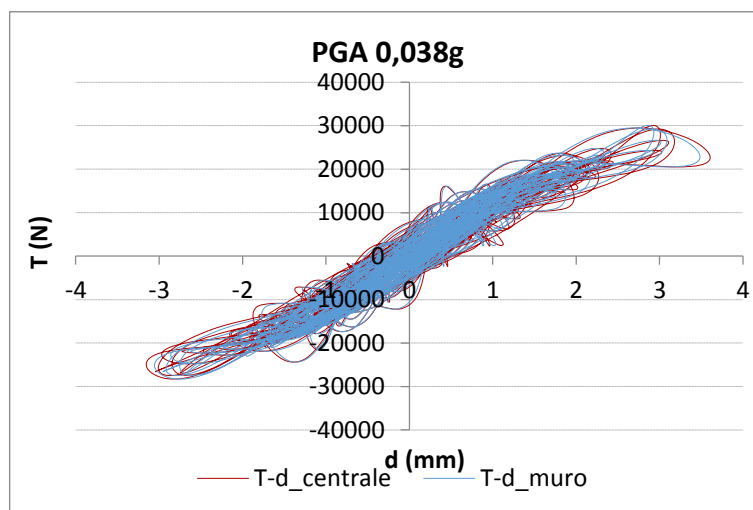


Figura 4-39 Taglio maschio piano terra-spostamenti a livello piano primo PGA 0,038g

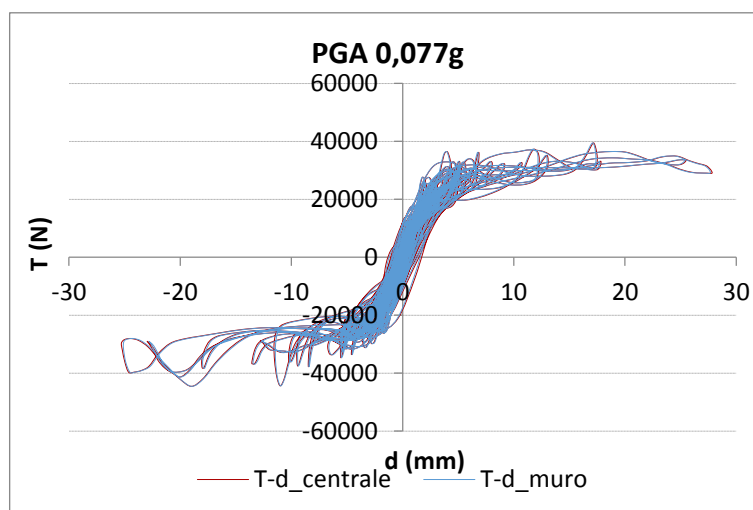


Figura 4-40 Taglio maschio piano terra-spostamenti a livello piano primo PGA 0,077g

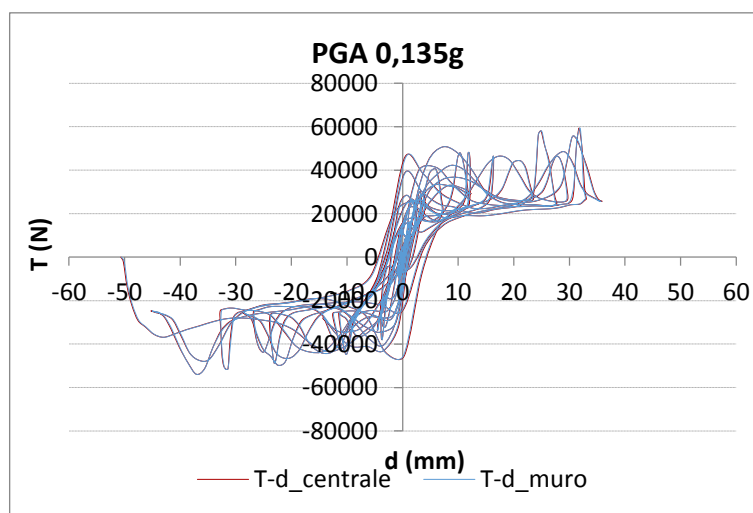


Figura 4-41 Taglio maschio piano terra-spostamenti a livello piano primo PGA 0,135g

Il consolidamento con soletta in calcestruzzo, tecnica molto usata negli ultimi anni, mostra ciò che ci si aspettava maggiormente.

Il comportamento riscontrato è simile a quanto già visto nelle precedenti tecniche di consolidamento a carattere rigido, il taglio nel maschio è leggermente più elevato, visti i carichi in gioco, a sostegno della teoria già espressa.

Anche in questo caso la capacità dissipativa del solaio sembra essere irrisoria considerato che gli spostamenti del solaio e quindi le forze, vengono direttamente trasferite alla muratura senza subire sostanziali diminuzioni.

4.8 Analisi energetica del sistema

Per quantificare l'energia che i solai riescono a dissipare prima di trasferirla ai maschi murari, è utile richiamare alcuni concetti teorico del calcolo energetico.

È interessante inquadrare e formulare il problema sismico in termini energetici, distinguendo nell'equazione differenziale del moto i vettori delle forze di deformazione relative alla struttura esistente e al tipo di solaio rispettivamente. In questo modo è possibile quantificare e confrontare i contributi di dissipazione energetica, verificando il contributo dei tipi di solai analizzati.

L'equazione differenziale che governa il moto di un sistema MDOF non lineare, eccitato alla base dal sisma, è riportata in forma matriciale in:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + \{F_r(t)\} + \{F_r^*(t)\} = -[M]\{r\}\{\ddot{x}_g(t)\} + \{F_s\}$$

Dove:

- $[M]$ è la matrice delle masse;
- $[C]$ è la matrice dello smorzamento viscoso che tiene conto della dipendenza della velocità dei meccanismi energetici dissipativi;
- $\{\ddot{x}(t)\}$, $\{\dot{x}(t)\}$ e $\{x(t)\}$ sono rispettivamente i vettori dell'accelerazione, della velocità e dello spostamento relativo rispetto alla base al tempo t ;
- $\{F_r(t)\}$ è il vettore delle forze di deformazione, al tempo t , generato dalle caratteristiche geometrico-inerziali e dal comportamento del materiale degli elementi strutturali esistenti;
- $\{F_r^*(t)\}$ è il vettore delle forze di deformazione, al tempo t , generato dalle caratteristiche geometrico-inerziali e dal comportamento del tipo di solaio analizzato;
- $\{r\}$ è il vettore che determina la direzione del sisma in input;
- $\{\ddot{x}_g(t)\}$ è il vettore dell'accelerazione alla base al tempo t ;
- $\{F_s\}$ è il vettore dei carichi statici applicati alla struttura, questi sono mantenuti costanti durante l'eccitazione sismica;

Integrando il lavoro di ogni contributo dell'equazione per compiere un incremento di spostamento $\{dx\}$ è facile giungere alla formulazione del bilancio energetico in termini relativi:

$$E_k^r(t) + E_{vd}(t) + E_a(t) + E_a^*(t) = E_{in}^r(t) + E_{st}(t)$$

dove:

- $E_k^r(t) = \frac{1}{2}\{\dot{x}(t)\}^T[M]\{\dot{x}(t)\}$ è l'energia cinetica relativa al tempo t ;
- $E_{vd}(t) = \int \{\dot{x}(t)\}^T [C]\{dx(t)\}$ è l'energia dissipata dal meccanismo viscoso dall'inizio del sisma al tempo t ;

- $E_a(t) = \int \{dx(t)\}^T \{F_r(t)\}$ è l'energia di deformazione degli elementi strutturali esistenti, dall'inizio del sisma al tempo t ;
- $E_a^*(t) = \int \{dx(t)\}^T \{F_r^*(t)\}$ è l'energia di deformazione dei solai utilizzati, dall'inizio del sisma al tempo t ;
- $E_{in}^r(t) = - \int \{dx(t)\}^T [M]\{r\}\{\ddot{x}_g(t)\}$ è l'energia in input relativa, dall'inizio del sisma al tempo t ;
- $E_{st}(t) = \int \{dx(t)\}^T \{F_s\}$ è il lavoro fatto dalle forze statiche applicate prima e mantenute costanti durante il sisma, dall'inizio del sisma al tempo t ;

L'energia di smorzamento viscoso cresce in maniera monotona durante l'evento sismico. L'energia di deformazione invece è fluttuante, ma è in genere crescente. Le fluttuazioni dell'energia di deformazione sono causate dalla parte di energia di deformazione elastica restituibile.

Infatti le energie di deformazione $E_a(t)$ e $E_a^*(t)$ rappresentano il totale dell'ammontare dell'energia che la struttura ha assorbito mediante deformazione elastica e anelastica degli elementi strutturali. Durante l'evento sismico le energie di deformazione possono essere rispettivamente suddivise in due contributi:

$$E_a(t) = E_{es}(t) + E_h(t)$$

$$E_a^*(t) = E_{es}^*(t) + E_h^*(t)$$

dove $E_{es}(t)$ e $E_{es}^*(t)$ sono la parte di energia di deformazione elastica restituibile al tempo t ; $E_h(t)$ l'energia dissipata mediante smorzamento isteretico dagli elementi strutturali esistenti e $E_h^*(t)$ è l'energia dissipata mediante smorzamento isteretico dei solai utilizzati.

Dopo la fine del sisma e ripristinate le condizioni di quiete, ad un istante t_r , il bilancio energetico si può riscrivere come segue:

$$E_{va}(t_r) + E_h(t_r) + E_h^*(t_r) = E_{in}^r(t_r) + E_{st}(t_r)$$

4.8.1 Discretizzazione dei contributi di energia

Il calcolo dei vari contributi energetici può essere effettuato, a partire dalle storie temporali di risposta (in termini di accelerazione, velocità, spostamenti e sollecitazioni) ottenute mediante analisi dinamiche non lineari al passo, riscrivendo in termini discreti i vari contributi energetici in precedenza esplicitati in termini integrali.

Solamente l'energia cinetica, essendo questa una quantità istantanea, può essere determinata direttamente. Tutti gli altri contributi di energia invece, richiedono l'integrazione nel dominio del

tempo. Molti schemi possono essere utilizzati per effettuare questa integrazione: utilizzando ad esempio il metodo dei trapezi le espressioni continue nel tempo dei vari contributi di energia possono essere discretizzate (utilizzando un passo temporale pari a Δt) come segue:

Energia di smorzamento viscoso:

$$E_{vd}(t) = E_{vd}(t - \Delta t) + \frac{1}{2}(\{\dot{x}(t - \Delta t)\} + \{\dot{x}(t)\})^T [C] (\{x(t)\} - \{x(t - \Delta t)\})$$

Energia di deformazione elasto-plastica della muratura:

$$E_a(t) = E_a(t - \Delta t) + \frac{1}{2}(\{x(t)\} - \{x(t - \Delta t)\})^T (\{F_r(t - \Delta t)\} + \{F_r(t)\})$$

Energia di deformazione elasto-plastica dei solai utilizzati:

$$E_a^*(t) = E_a^*(t - \Delta t) + \frac{1}{2}(\{x(t)\} - \{x(t - \Delta t)\})^T (\{F_r^*(t - \Delta t)\} + \{F_r^*(t)\})$$

Energia in input relativa:

$$E_{in}^r(t) = E_{in}^r(t - \Delta t) + \frac{1}{2}(\{x(t)\} - \{x(t - \Delta t)\})^T [M] \{r\} (\{\ddot{x}_g(t - \Delta t)\} + \{\ddot{x}_g(t)\})$$

Energia delle forze statiche:

$$E_{st}(t) = E_{st}(t - \Delta t) + (\{x(t)\} - \{x(t - \Delta t)\})^T \{F_s(t)\}$$

Occorre osservare come i termini di energia di deformazione elasto-plastica calcolati ad un istante t_r in cui il sistema ha raggiunto condizioni di quiete determinano, per il caso in esame, l'energia dissipata dalla muratura esistente mediante danneggiamento a compressione e l'energia dissipata dai solai. In pratica al tempo t_r l'energia elastica viene restituita al sistema.

$$E_a(t_r) = E_h(t_r)$$

$$E_a^*(t_r) = E_h^*(t_r)$$

4.8.2 Solaio ligneo non consolidato

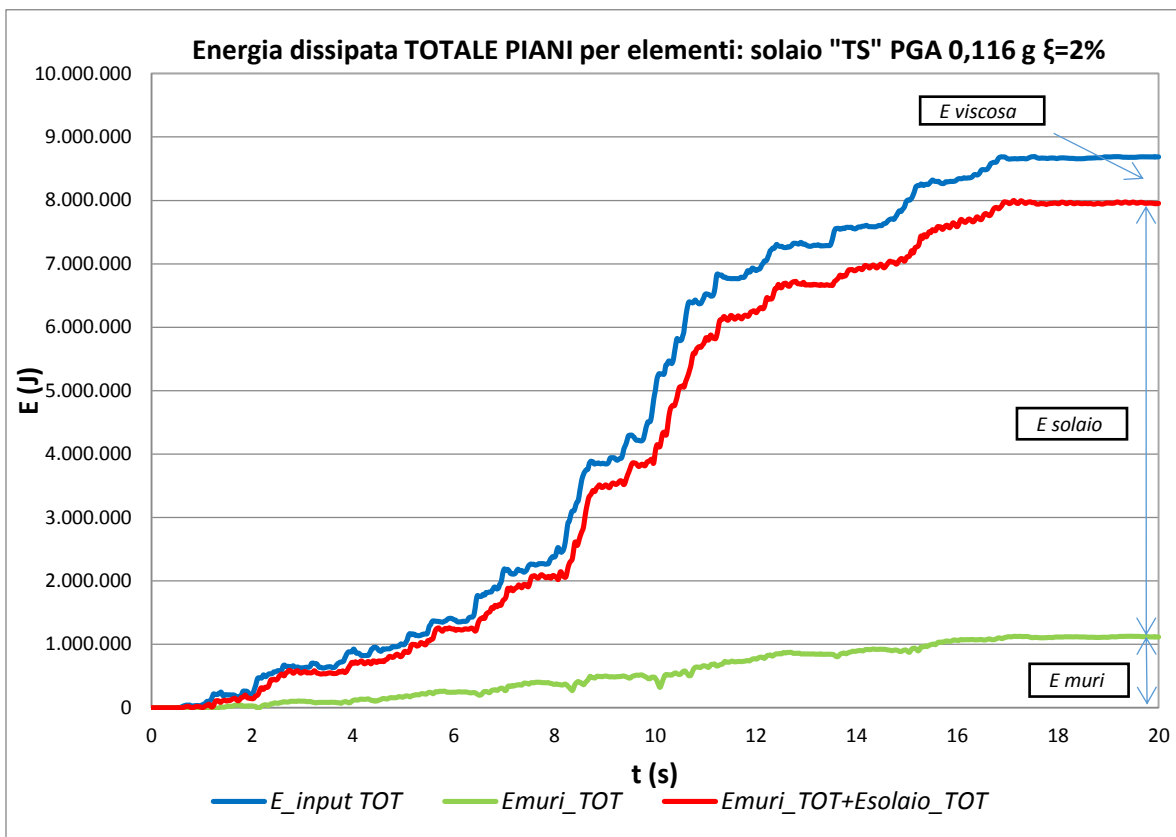


Figura 4-42 Energia del sistema per elementi - solaio non consolidato

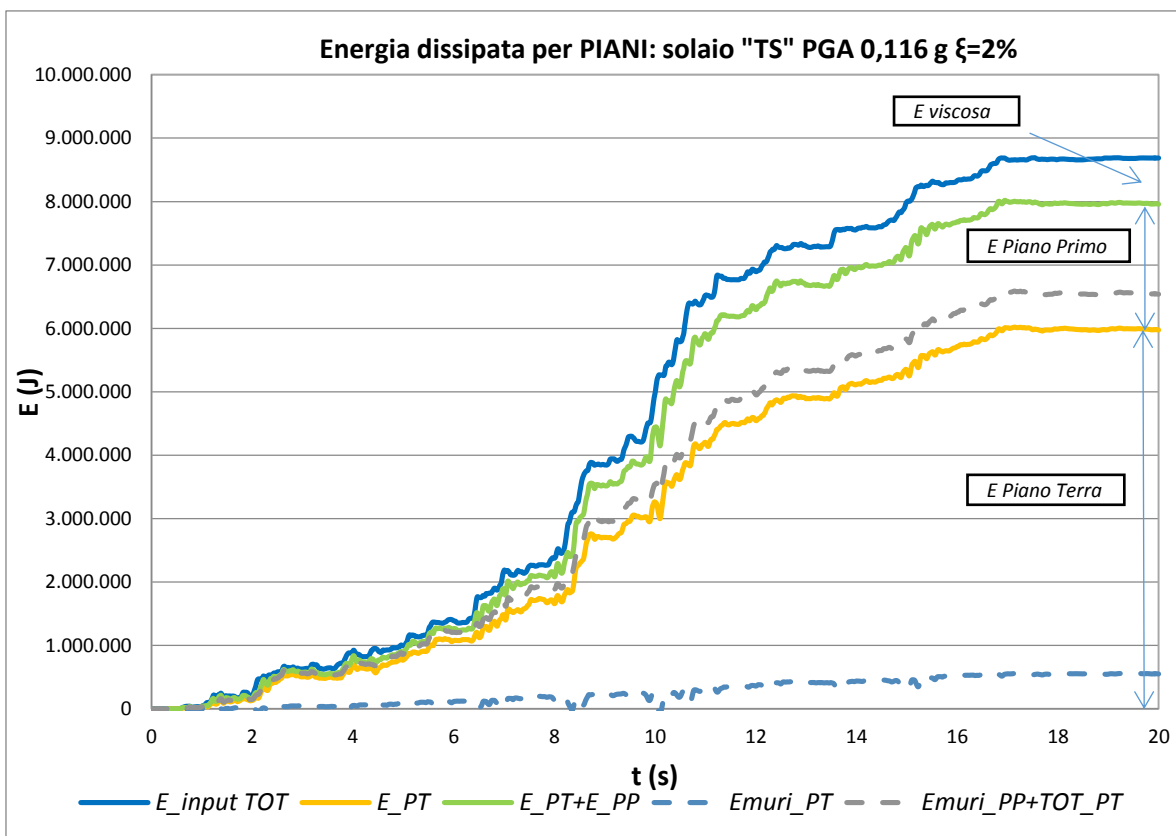


Figura 4-43 Energia del sistema per piani - solaio non consolidato

Andando a valutare i risultati ottenuti e rappresentati nei grafici precedenti, si può ben vedere in *Figura 4-42 Energia del sistema per elementi - solaio non consolidato*, come i solai contribuiscano alla dissipazione energetica per circa il 60% dell'energia in entrata mentre gli elementi in muratura lavorano dissipandone solamente il 10% circa.

La struttura, data dall'insieme di solai e muratura, riesce quindi a contribuire alla dissipazione del sistema per circa il 70% dell'energia causata dal sisma, il restante 30% è affidato agli effetti viscosi di cui si parlerà in seguito, sembra quindi si possa affermare quanto detto analizzando le prove di Push-Over e Time-History e cioè che il solaio non consolidato o tavolato semplice abbia buone capacità dissipative.

Entrando nel particolare si può valutare quello che mostra la *Figura 4-43 Energia del sistema per piani - solaio non consolidato*, dove si evince come il maggior contributo dissipativo sia da associare al solaio di piano terra, ciò è dovuto al fatto che la massa applicata a quest'orizzontamento è circa doppia rispetto a quella del piano superiore, quindi si hanno maggiori forze che sollecitano il solaio.

Un altro motivo per cui il solaio di piano terra sembra dissipare più energia rispetto al superiore è dato dallo schema statico utilizzato, infatti l'orizzontamento di piano terra trasferisce gli spostamenti a dei maschi che sono incastrati al terreno, quindi che si muovono solo nel nodo superiore. Il solaio al piano superiore, invece, trasferisce forze e spostamenti a dei maschi che hanno maggiori capacità di spostamento visto che si muovono in entrambi i nodi, si nota quindi una minor dissipazione dovuta a questi effetti dinamici.

4.8.3 Solaio consolidato con doppio tavolato incrociato

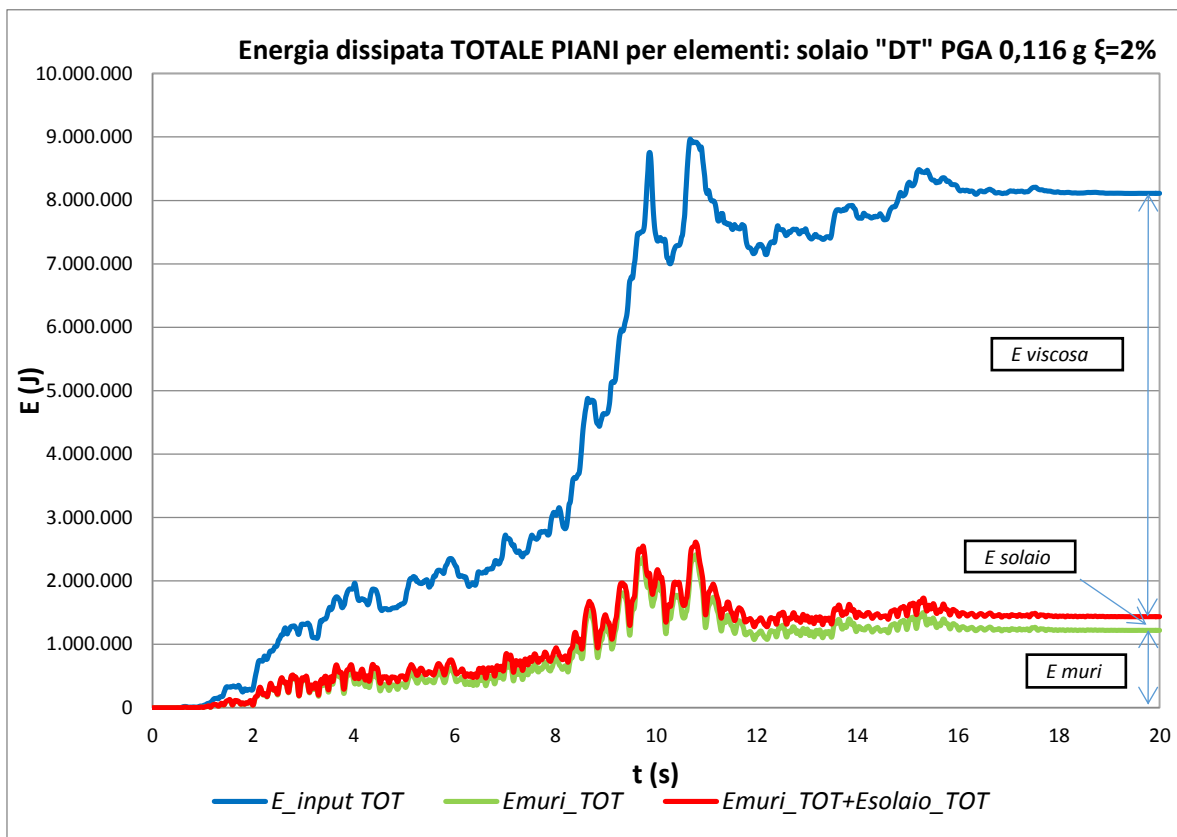


Figura 4-44 Energia del sistema per elementi - solaio consolidato con doppio tavolato ligneo

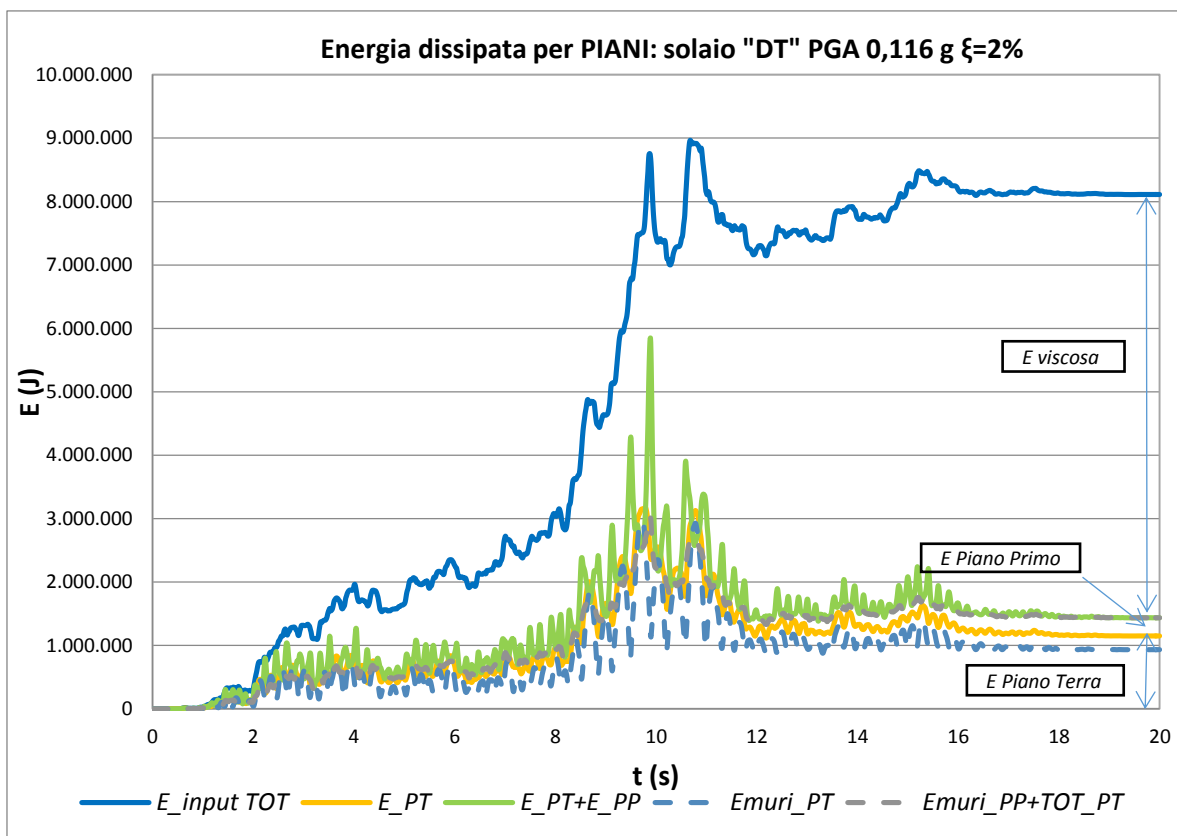


Figura 4-45 Energia del sistema per piani - solaio consolidato con doppio tavolato ligneo

A differenza di quanto visto con il solaio non consolidato, il consolidamento con doppio tavolato ligneo porta a risultati molto diversi.

La *Figura 4-44 Energia del sistema per elementi - solaio consolidato con doppio tavolato ligneo*, mette in mostra come l'energia dissipata dai solai sia molto bassa rispetto a quella che sono in grado di dissipare gli elementi murari. A livello di struttura totale si può notare che la dissipazione fornita è dell'ordine del 10% circa, molto più bassa rispetto a quella riscontrabile nel solaio semplice.

Per quanto riguarda la *Figura 4-45 Energia del sistema per piani - solaio consolidato con doppio tavolato ligneo*, si evidenzia quanto già detto per il caso di tavolato semplice e cioè che la dissipazione energetica, seppur bassa, sia affidata quasi totalmente al solaio di piano terra per i motivi descritti in precedenza.

Da quanto detto sembra si possa affermare che il consolidamento con doppio tavolato ligneo porta ad irrigidire il solaio in maniera importante, lasciando spazio a un contributo dissipativo non particolarmente rilevante.

4.8.4 Solaio consolidato con profili sottili in acciaio

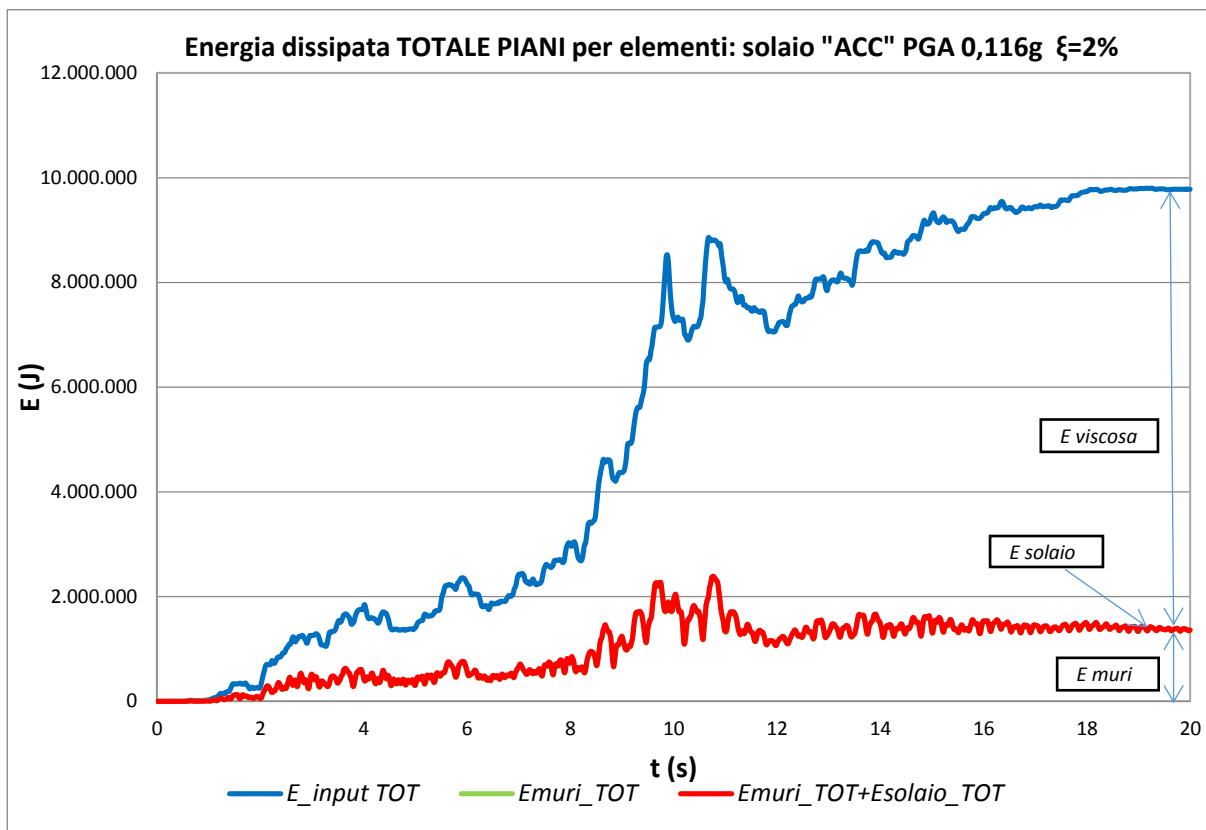


Figura 4-46 Energia del sistema per elementi - solaio consolidato con profili in acciaio

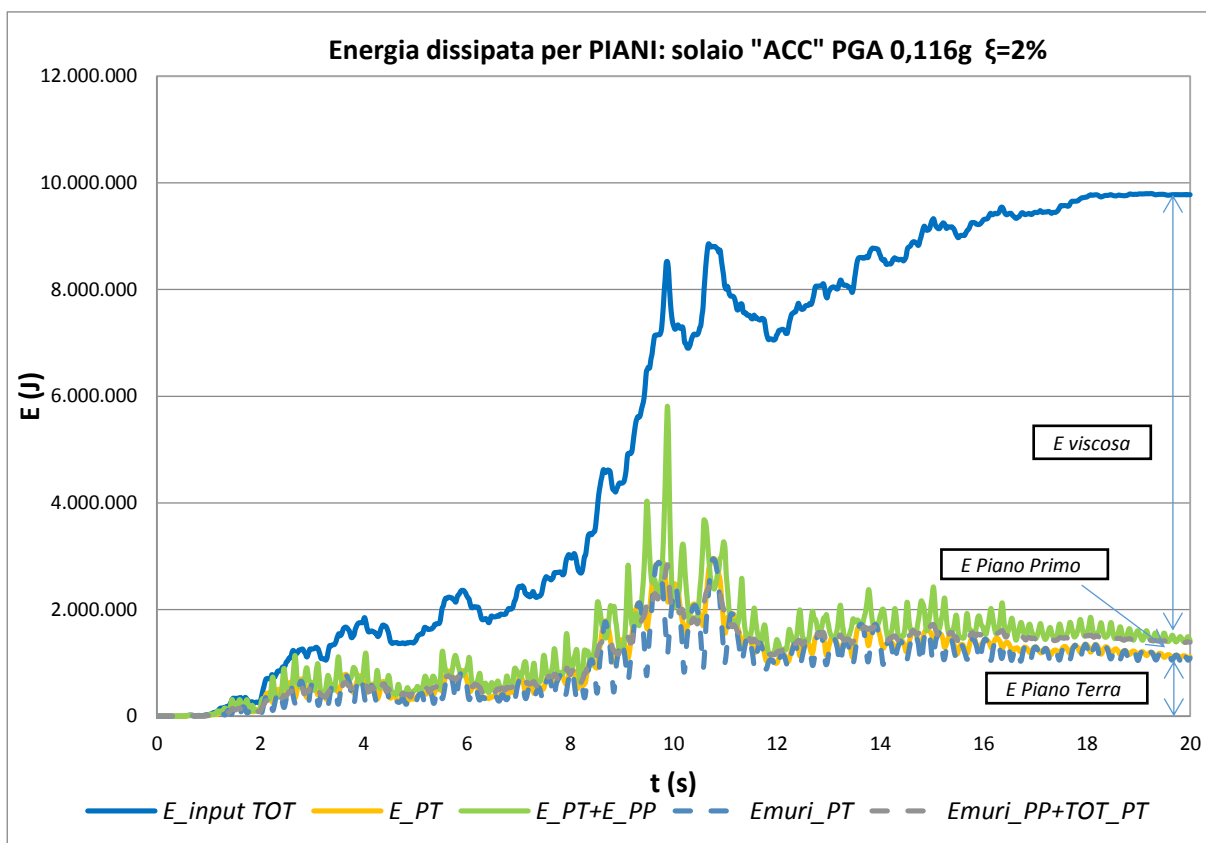


Figura 4-47 Energia del sistema per piani - solaio consolidato con profili in acciaio

Il consolidamento con profili in acciaio mostra un comportamento molto simile a quanto visto per il consolidamento con doppio tavolato ligneo, risultato che ci si aspettava dopo le valutazioni fatte con le prove di Push-Over e di Time-History.

La *Figura 4-46 Energia del sistema per elementi - solaio consolidato con profili in acciaio*, rende evidente come il contributo dissipativo da parte dei solai sia sostanzialmente nullo, si può dire con sicurezza che gli spostamenti e le forze che si generano nei solai vengono totalmente trasferite ai maschi murari.

Da quanto visto, il grado di dissipazione della struttura è completamente da attribuire agli elementi in muratura.

Anche in questo caso la *Figura 4-47 Energia del sistema per piani - solaio consolidato con profili in acciaio*, mostra lo stesso comportamento già richiamato per i casi precedenti, cioè che il contributo dissipativo viene maggiormente apportato dal piano terra.

4.8.5 Solaio consolidato con soletta in calcestruzzo

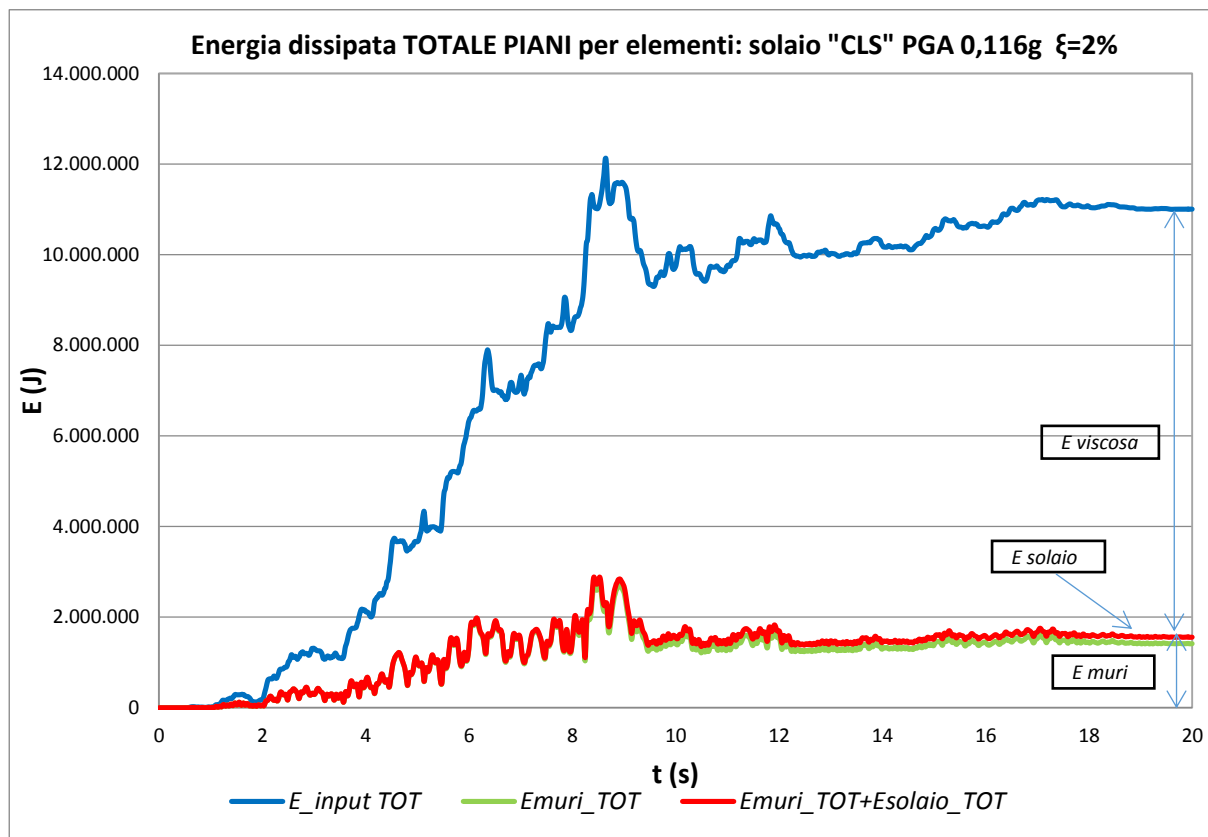


Figura 4-48 Energia del sistema per elementi - solaio consolidato con soletta in calcestruzzo

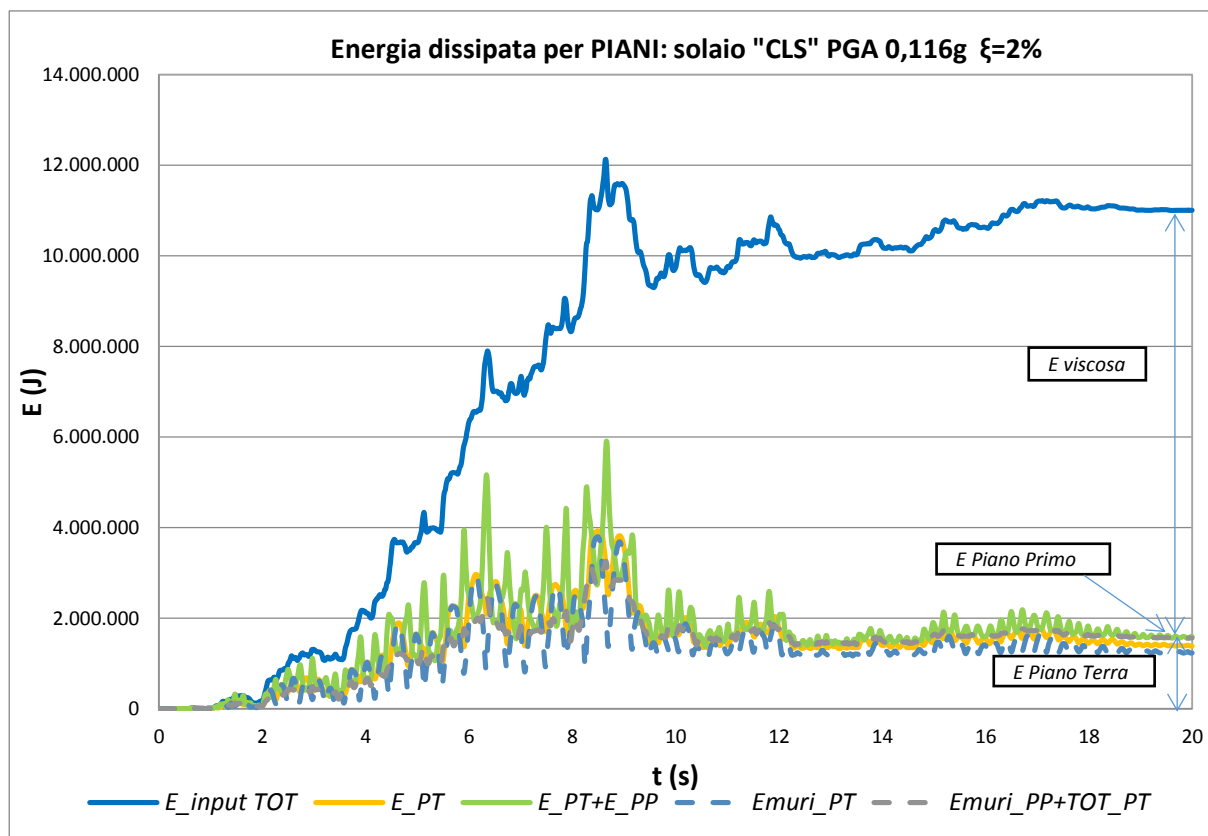


Figura 4-49 Energia del sistema per piani - solaio consolidato con soletta in calcestruzzo

La tecnica di consolidamento con soletta in calcestruzzo non mostra particolari differenze rispetto gli altri due casi di consolidamento rigido valutati.

4.9 Smorzamento equivalente

Quando si eseguono analisi sismiche di tipo lineare, siano esse statiche o dinamiche, i solai sono considerati infinitamente rigidi e l'azione sollecitante determinata con spettro di risposta ridotto tramite l'utilizzo del fattore di struttura q .

Tale fattore di struttura viene generalmente fornito dalla normativa [7]-[8] o si utilizzano valori determinati sulla base dell'esperienza ed è un termine che da indicazioni in merito alla dissipazione che una struttura è in grado di garantire; va quindi ad abbassare le forze sollecitanti e permette di eseguire un'analisi elastica lineare facilitando le operazioni e i costi.

Dopo aver valutato la risposta dei vari tipi di consolidamento all'azione sismica, con i mezzi già ampiamente descritti, si possono fare delle considerazioni importanti riguardo a ciò che lega la capacità dissipativa dei vari tipi di solaio con la quantificazione dell'azione sollecitante. Si cerca in pratica di determinare il fattore di struttura q per i vari casi descritti, il quale è direttamente collegato ad un altro termine che da indicazioni riguardo la capacità dissipativa, cioè lo smorzamento viscoso equivalente ξ .

Lo smorzamento viscoso equivalente è un termine che tiene conto della capacità dissipativa della struttura considerando gli effetti dissipativi dipendenti dall'isteresi (ossia il decadimento della resistenza dovuto agli effetti ciclici e/o dinamici), l'attrito interno del materiale, il fluido dove esso è inserito (aria), la tipologia strutturale nel senso geometrico del termine e il tipo di terreno di fondazione.

L'obiettivo che si vuole perseguire è quello di fornire un fattore di struttura o un valore di smorzamento equivalente che possano rappresentare bene il comportamento di un solaio dissipativo come quello di tavolato semplice. In questo modo sarebbe possibile compiere un'analisi elastica lineare (statica o dinamica) considerando i piani rigidi, ma tenendo conto del forte contributo dissipativo generato da quello che sarebbe in realtà un solaio flessibile.

Per trovare i due termini di cui si è detto, si è operato nel seguente modo:

- Fattore di struttura q :
 - Individuazione della PGA alla quale la struttura collassa;
 - Rapporto con la PGA iniziale, considerata come la PGA alla quale, in assenza di dissipazione, si dovrebbe avere il collasso;

$$q = \frac{PGA \text{ collasso}}{PGA \text{ iniziale}}$$

- Smorzamento viscoso equivalente ξ :

- Riferimento individuato nel solaio non consolidato, si considera di bloccare l'analisi alla PGA di 0,308g per raggiungimento dello spostamento massimo fuori piano da parte del solaio;
- Modifica progressiva del valore dello smorzamento utilizzato all'interno dei modelli numerici degli altri tipi di solaio fino a portare il collasso della struttura alla PGA di riferimento (0,308g), si determina così uno smorzamento maggiore di quello che era stato inizialmente imposto ($\xi = 2\%$);

Si riporta in seguito una tabellina riassuntiva.

PIANO TERRA							
TIPOLOGIA DI SOLAIO	k_1 Sperimentale (kN/mm)	PGA pre-rottura (a/g)	PGA rottura (a/g)	d_{max_solaio} (mm)	$d_{max_maschio}$ (mm)	q	$\xi\%$
TAVOLATO SEMPLICE	7,09	0,289	0,308	38,18	15,87	8,11	7,50
LEGNO + ACCIAIO	61,50	0,116	0,135	18,63	18,48	3,55	5,50
DOPPIO TAVOLATO	80,00	0,116	0,135	19,52	19,06	3,55	5,50
SOLETTA IN CLS	230,00	0,116	0,135	22,27	22,08	3,55	2,00

Tabella 4-p Fattore di struttura e smorzamento viscoso equivalente con spostamenti piano terra

PIANO PRIMO							
TIPOLOGIA DI SOLAIO	k_1 Sperimentale (kN/mm)	PGA pre-rottura (a/g)	PGA rottura (a/g)	d_{max_solaio} (mm)	$d_{max_maschio}$ (mm)	q	$\xi\%$
TAVOLATO SEMPLICE	7,09	0,289	0,308	50,37	28,99	8,11	7,50
LEGNO + ACCIAIO	61,50	0,116	0,135	38,89	38,57	3,55	5,50
DOPPIO TAVOLATO	80,00	0,116	0,135	39,82	39,38	3,55	5,50
SOLETTA IN CLS	230,00	0,116	0,135	47,05	46,90	3,55	2,00

Tabella 4-q Fattore di struttura e smorzamento viscoso equivalente con spostamenti piano primo

Da quanto ottenuto si può ben vedere come il fattore di struttura calcolato sia nettamente maggiore per il solaio semplice non consolidato, a rappresentare il grande contributo di dissipazione fornito dal solaio. I tre tipi di consolidamento mostrano invece uno stesso fattore di struttura, dato dal fatto che la rottura viene visualizzata alla stessa PGA, ma quanto appena esposto non è propriamente corretto, poiché dai valori ottenuti sugli spostamenti si può notare che per quanto riguarda il consolidamento con soletta in calcestruzzo, si è molto vicini alla situazione di collasso. Per il consolidamento con doppio tavolato incrociato e con profili sottili in acciaio, invece, si vede che alla PGA di pre-rottura si

avrebbe ancora capacità di spostamento, ciò significa che il consolidamento con soletta in calcestruzzo fa collassare il sistema prima degli altri due tipi di consolidamento. Questa osservazione è confermata da quanto determinato per il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente, il quale mostra la differenza citata. Per ottenere risultati più accurati si sarebbe dovuto aumentare il numero di PGA analizzate, a costo però di un maggior onere computazionale.

I risultati presentati nelle tabelle precedenti sono stati determinati con il solo utilizzo dell'accelerogramma denominato "Accelerogramma Inziale", per cui, al fine di rendere più attendibili i valori trovati, si è provveduto a calcolare la media di ciò che si ottiene dall'analisi effettuata anche con gli altri 6 tipi di accelerogramma visti al §4.7. *Accelerogramma di partenza*.

Per rappresentare meglio la situazione di rottura, si è aumentata leggermente la resistenza a compressione della muratura; in questo modo si riescono a rappresentare gli spostamenti anche dopo il valore fissato da normativa in 24 mm (es.: Consolidamento con doppio tavolato ligneo collasserebbe alla PGA di 0,135g e $f_{cd} = 3 \text{ MPa}$; portando $f_{cd} = 4 \text{ MPa}$ il collasso avviene alla PGA di 0,173g e si possono così vedere gli spostamenti anche dopo il limite di normativa di 24 mm).

Si riportano di seguito i grafici che rappresentano l'andamento dei sette accelerogrammi mediati, per snellezza di esposizione si mostrano i soli risultati ottenuti con gli spostamenti del maschio murario, le stesse modalità sono state utilizzate anche per mediare gli spostamenti del solaio.

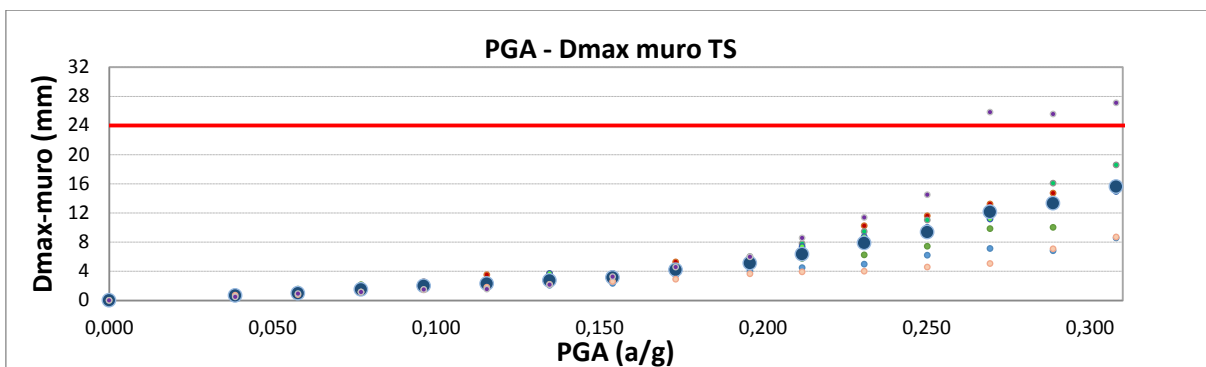


Figura 4-50 Media degli spostamenti per tavolato semplice

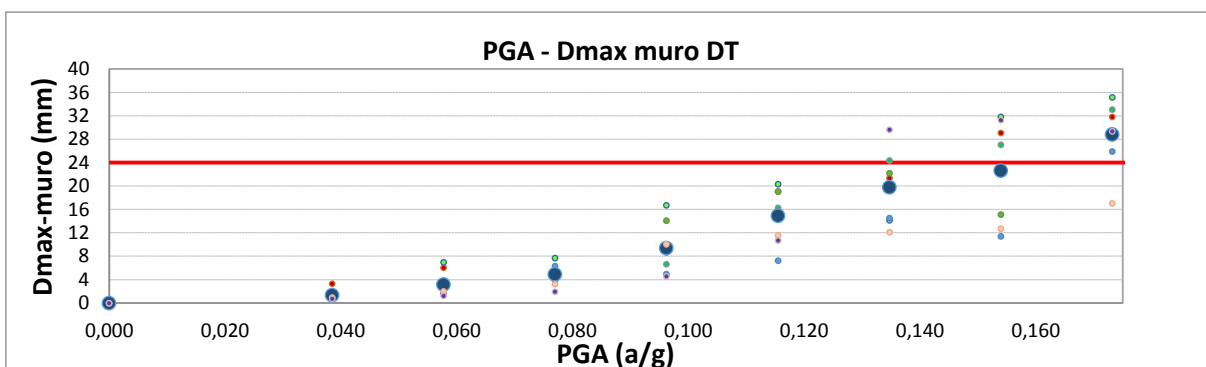


Figura 4-51 Media degli spostamenti per consolidamento con doppio tavolato

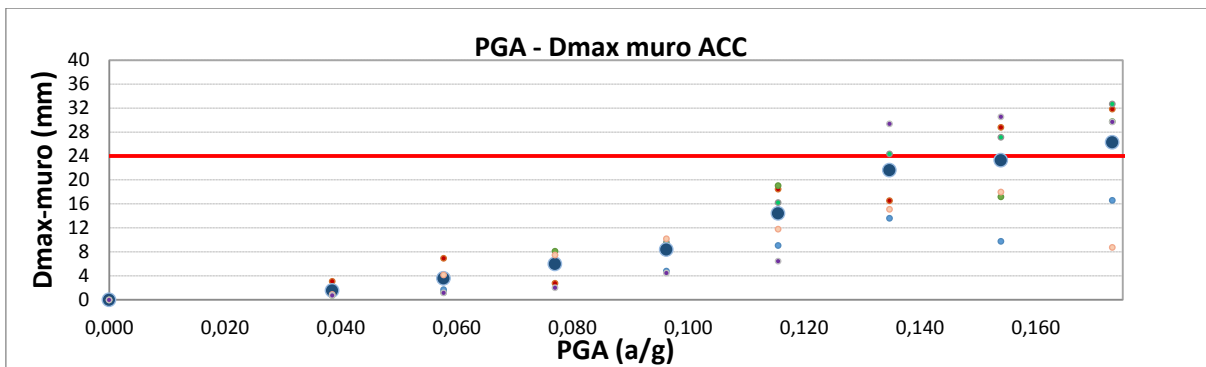


Figura 4-52 Media degli spostamenti per consolidamento con profili in acciaio

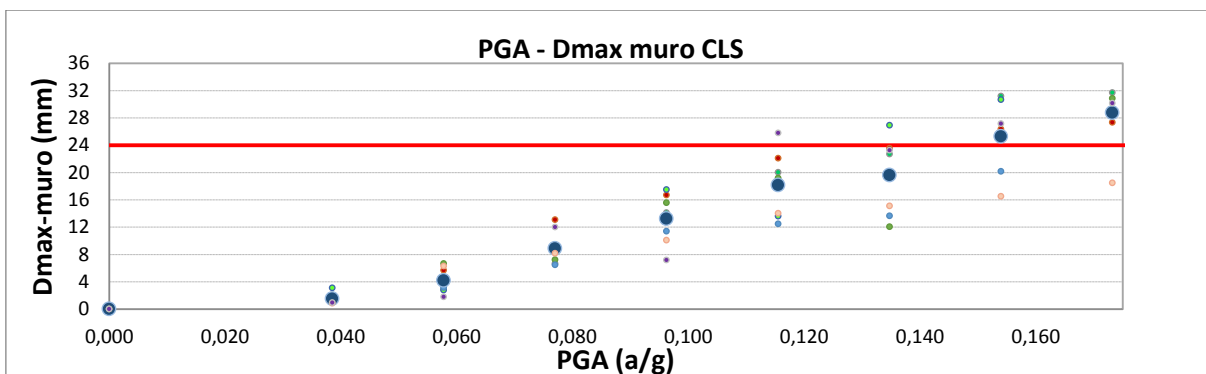


Figura 4-53 Media degli spostamenti per consolidamento con soletta in calcestruzzo

Si riportano di seguito le medie finali che ben rappresentano quanto mostrato in *Tabella 4-p Fattore di struttura e smorzamento viscoso equivalente con spostamenti piano terra* e *Tabella 4-q Fattore di struttura e smorzamento viscoso equivalente con spostamenti piano primo* attraverso lo spostamento raggiunto dal maschio al piano terra e la PGA corrispondente.

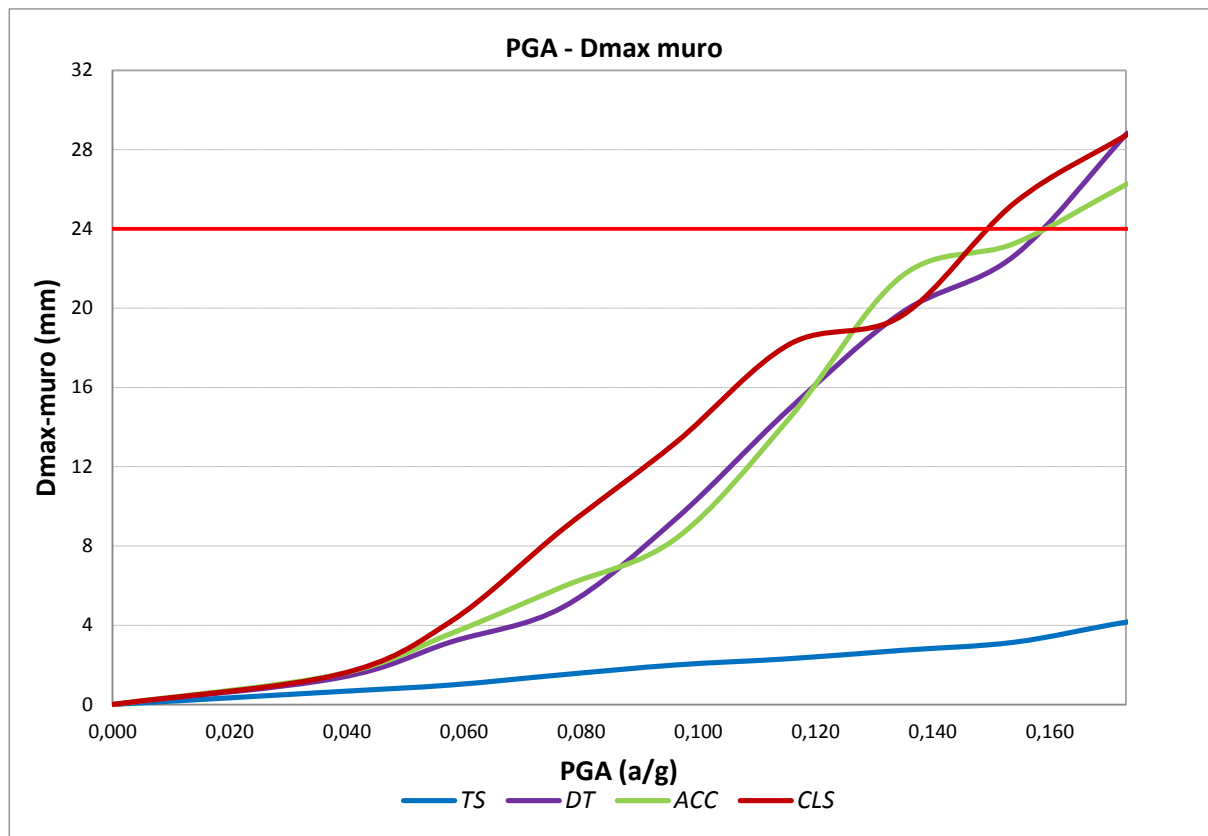


Figura 4-54 Confronto tra le medie ottenute da 7 accelerogrammi differenti per lo spostamento del maschio

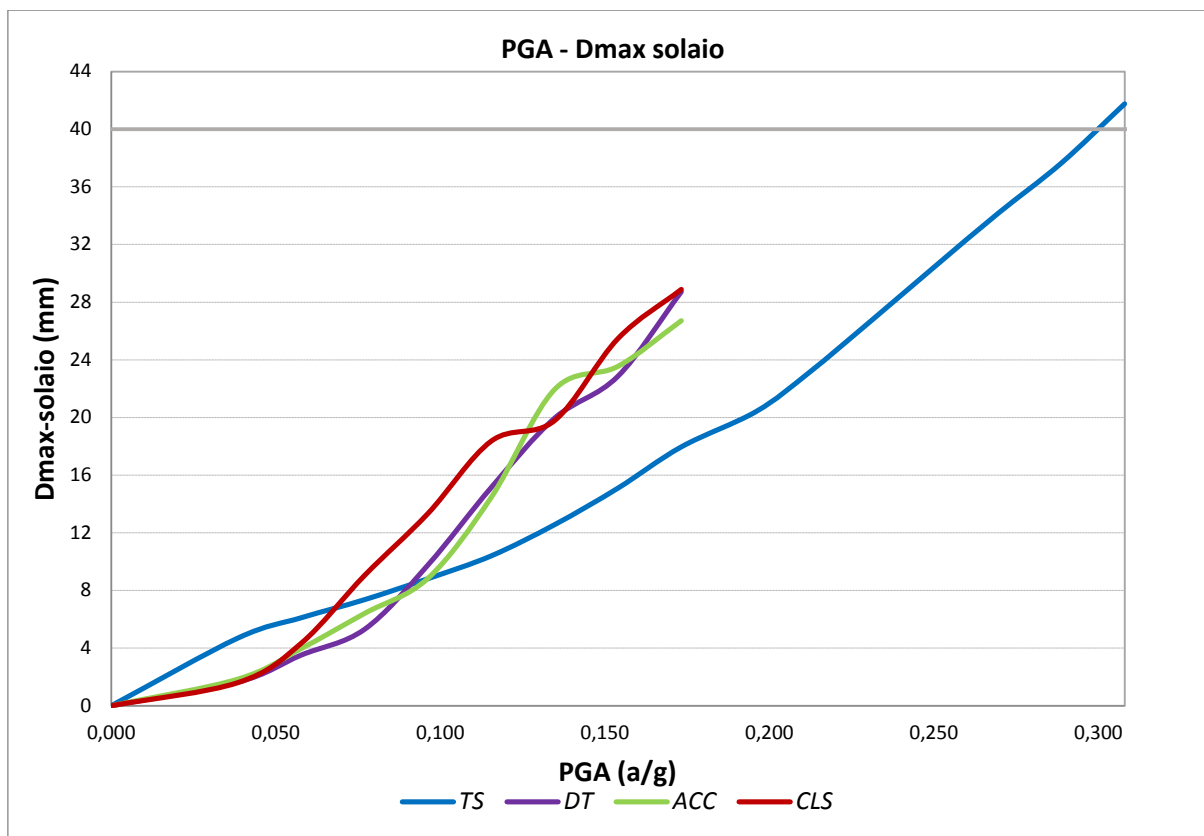


Figura 4-55 Confronto tra le medie ottenute da 7 accelerogrammi differenti per lo spostamento del solaio

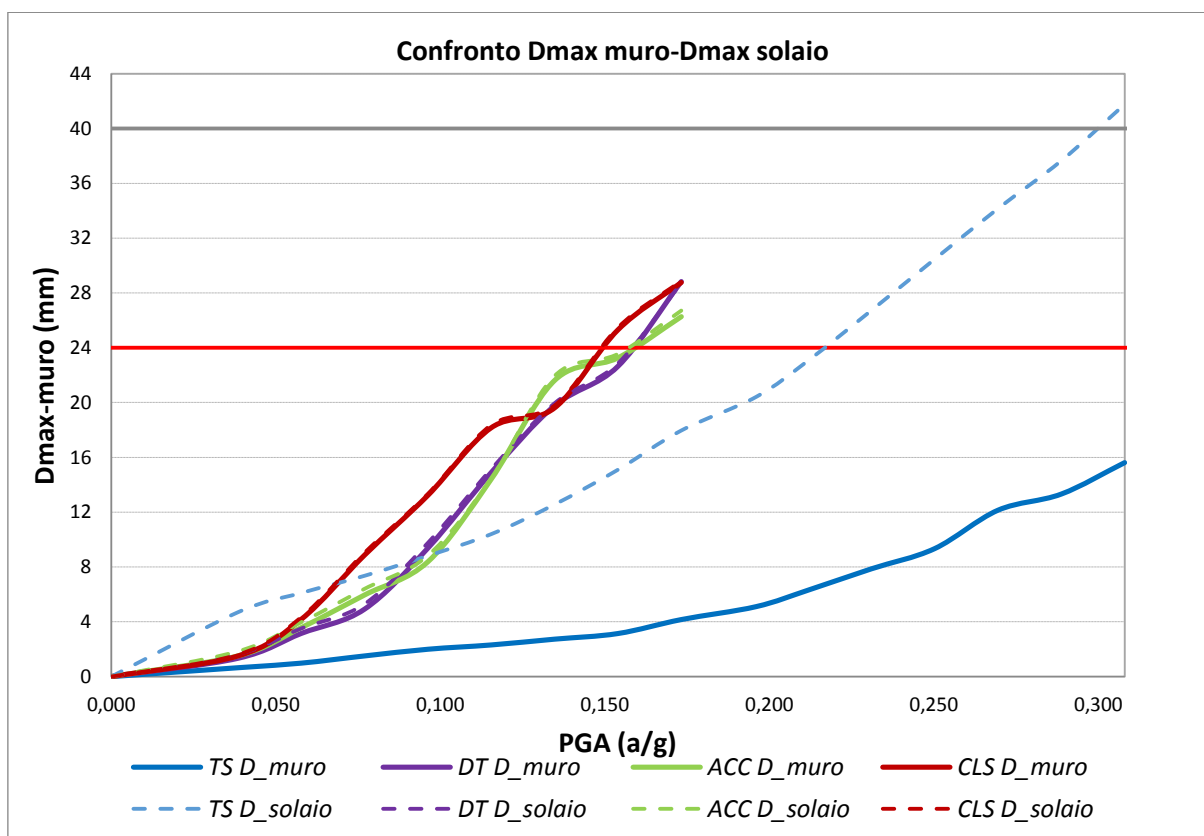


Figura 4-56 Confronto tra le medie ottenute da 7 accelerogrammi differenti per lo spostamento del solaio e del maschio

I grafici sopra riportati evidenziano in maniera netta ciò che già si era constatato con le analisi precedenti cioè la netta differenza tra solaio ligneo non consolidato e i solai consolidati.

Si evince come il maschio murario, nel caso di tavolato semplice, non raggiunge mai lo spostamento di 24 mm di collasso e l'analisi si ferma solo quando il solaio superiore raggiunge i 40 mm che provocano il ribaltamento fuori piano della muratura ortogonale alla direzione del sisma.

Dalla *Figura 4-56 Confronto tra le medie ottenute da 7 accelerogrammi differenti per lo spostamento del solaio e del maschio*, si può notare in maniera evidente il comportamento dei solai rigidi, i quali hanno spostamenti praticamente identici a quelli del maschio.

5 Effetti su edificio con eccentricità

Dopo aver analizzato l'effetto che i diversi tipi di consolidamento comportano su un edificio a due piani a pianta regolare, si è passato a vedere cosa essi comportano se introdotti in una struttura che presenta caratteristiche eccentriche.

Sulla base dei risultati ottenuti nel caso precedente, si presume che i solai consolidati, vista la maggiore rigidità rispetto al caso di solaio non consolidato, ruotino attorno ad un centro di taglio che non sarà più coincidente con il centro di massa del solaio (come invece accadeva nel caso di edificio simmetrico) determinando quindi una nuova sollecitazione di momento torcente che nasce a causa del disassamento stesso fra punto di applicazione della forza sismica e centro di rotazione del solaio.

Per quanto riguarda invece il solaio non consolidato, il quale sembra si possa affermare dai risultati precedenti che sia deformabile, ci si aspetta una redistribuzione di forze sui maschi in base all'area d'influenza che compete loro.

Questi presupposti saranno ora studiati attraverso la modellazione di una struttura che possa fornire le indicazioni sufficienti a confermare o meno quanto detto in precedenza.

5.1 Ipotesi di base

Le ipotesi alla base delle analisi che si porteranno a termine in seguito, sono le stesse utilizzate nel caso precedente, con alcuni accorgimenti, che si mostreranno in seguito, necessari per evidenziare i risultati ricercati:

- Comportamento a pressoflessione della muratura;
- Schema statico di mensola incastrata alla base;

5.2 Geometria e carichi del caso di studio

Per studiare un fabbricato in muratura che possa ben rappresentare un caso di pianta a geometria eccentrica, si è deciso di supporre la stessa geometria del caso di studio precedente, con una diversa distribuzione delle aperture su una delle facciate. Ne consegue che i maschi resistenti su un lato del fabbricato riducono le loro dimensioni, in particolare si è portato l'elemento murario da una larghezza di 2,00 m a 1,00 m.

La struttura è sempre costituita da due piani sovrapposti i quali trasferiscono gli stessi carichi visti nel caso precedente, per cui si ha:

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

A rigor di logica, avendo dimezzato la larghezza del maschio, si avrebbe anche una diminuzione dei carichi e quindi degli sforzi normali agenti, ma tale variazione non è tenuta in conto poiché, data la sua lieve entità, non influenza in alcun modo la risposta finale del fabbricato.

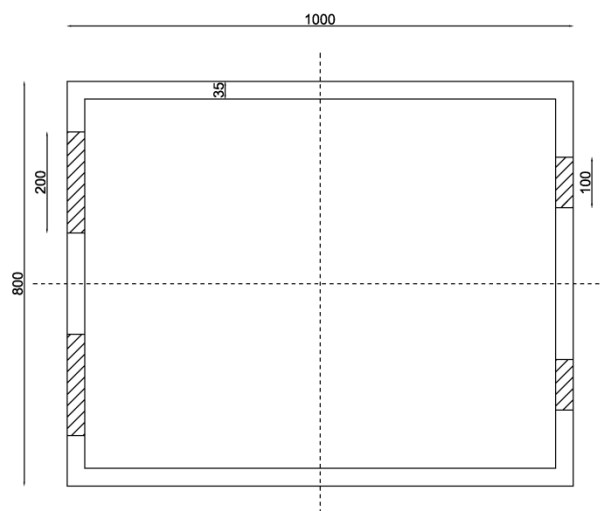


Figura 5-1 Pianta fabbricato eccentrico

5.3 Modello ad elementi finiti

Per eseguire l'analisi necessaria a determinare la risposta sismica ricercata, si è fatto uso di una modellazione ad elementi finiti del tipo già discusso in *“Modelli numerici per l'analisi sismica di edifici in muratura con solai lignei”* De Tomasi Luca, vincolando i maschi incastrandoli alla base. A differenza del modello simmetrico visto nel caso precedente, dove tutto il sistema di maschi e solai è lasciato libero di muoversi solo in direzione del sisma, il caso eccentrico presenta delle nuove condizioni di vincolo e di modellazione.

Quando si tratta lo studio di un edificio che presenti caratteristiche di eccentricità nei confronti delle azioni orizzontali, si deve tener conto della rotazione che il solaio compie a seconda della rigidezza che possiede nei confronti della struttura verticale che lo sorregge. Per questo motivo, nella modellazione, si vincola il solaio in modo tale che possa ruotare nel piano facendo così in modo che nasca un momento torcente.

Se si considera ora una modellazione simile a quella del caso precedente, con la sola differenza di avere su un lato i maschi larghi 1 m invece che 2 m *Figura 5-2*, si creano forti deformazioni nel piano debole dei maschi murari (spostamenti fuori piano) che falsano i risultati cercati, cioè quelli nel piano forte.

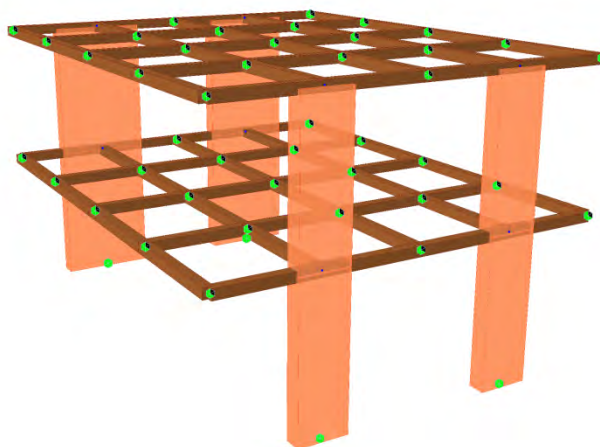


Figura 5-2 Modellazione eccentrica sulla base del caso simmetrico

Scartando la soluzione appena vista, si è pensato di dare risalto ai risultati cercati (quindi eliminando gli spostamenti fuori piano) modellando la struttura con solo due elementi verticali totali, raddoppiandone però lo spessore così da mantenere la stessa rigidezza che si avrebbe nella *Figura 5-2* e vincolando i maschi stessi con un appoggio scorrevole lungo l'asse debole.

In questo modo si otterrà che i maschi assorbiranno le forze derivanti dalla scomposizione del momento torcente senza flettere nel piano debole. La modellazione definitivamente utilizzata è rappresentata in *Figura 5-3*.

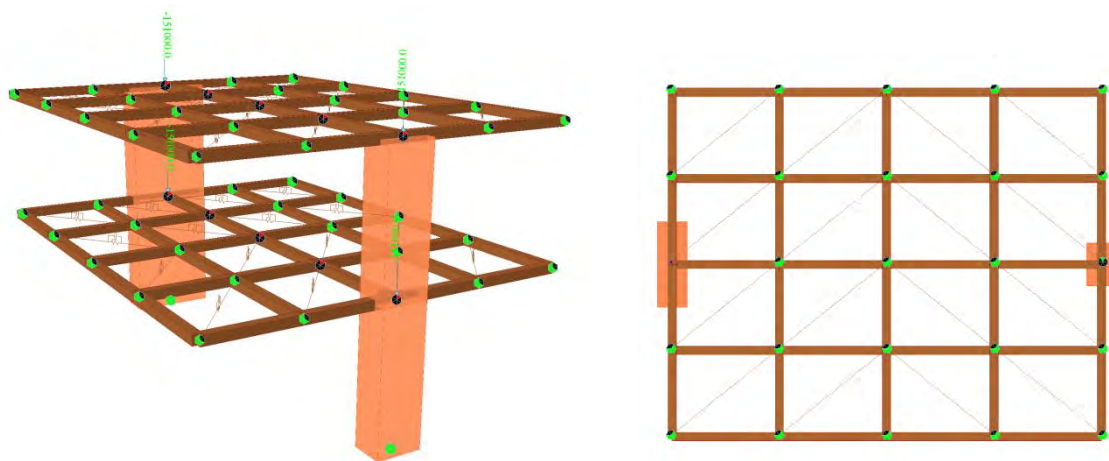


Figura 5-3 Modello eccentrico definitivo

La scelta di raddoppiare lo spessore del maschio, porta anche a raddoppiare lo sforzo normale a cui esso deve essere sollecitato, per cui si avrà che nel modello saranno applicati:

- $N = 151,00 \text{ kN}$ per solaio non consolidato, consolidamento con doppio tavolato e consolidamento con nastri in acciaio;
- $N = 171,00 \text{ kN}$ per solaio consolidato con soletta in calcestruzzo;

La massa applicata, per gli stessi motivi dello sforzo normale, rimane la stessa a quella del caso di edificio simmetrico, per cui:

- $m = 99,54 t$ per solaio non consolidato, consolidamento con doppio tavolato e consolidamento con nastri in acciaio;
- $m = 115,77 t$ per solaio consolidato con soletta in calcestruzzo;

Per completezza di esposizione si riporta il momento resistente ultimo dei maschi ora inseriti nel modello e determinato con le formule già viste; saranno utili nella definizione dell'accelerogramma di partenza:

- SOLAIO NON CONSOLIDATO O CONSOLIDATO CON DOPPIO TAVOLATO INCROCIATO O PROFILI SOTTILI IN ACCIAIO:
 - $M_{U,1m} = 99,90 kNm$;
 - $M_{U,2m} = 250,90 kNm$;
- SOLAIO CONSOLIDATO CON SOLETTA IN CALCESTRUZZO:
 - $M_{U,1m} = 105,47 kNm$;
 - $M_{U,2m} = 276,47 kNm$;

La prova Push-Over in questo caso non è stata eseguita data l'irregolarità della struttura e il poco significato che di conseguenza ricopre, si ritiene sia utile, come nel caso simmetrico, per fornire semplicemente dei confronti in merito alla calibrazione e alla bontà del modello.

Si passa direttamente all'analisi di tipo Time-History che rimane la più significativa per i risultati che si cercano.

5.4 Analisi Time-History

Per effettuare la prova è necessario, come nel caso precedente, determinare l'accelerogramma di partenza, il quale risulterà dalla capacità resistente del solo maschio da 1 m, essendo quello meno rigido e che crollerà per primo.

5.4.1 Accelerogramma di partenza

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

4. Determinazione del periodo proprio della struttura: si utilizza un'analisi di tipo frequenziale, a seconda del tipo di solaio esaminato. La rigidità di solaio è in grado infatti di far variare i modi di vibrare della struttura, per cui si nota una certa differenza tra edificio con solaio flessibile ed edificio con solaio rigido, indipendentemente dal tipo di rinforzo utilizzato.

- a. $T_1 = 0,85$ s per solaio flessibile;
- b. $T_1 = 0,83$ s per solaio rigido;

5. Determinazione della forza di taglio necessaria a far crollare il maschio murario: secondo il metodo di collasso previsto (collasso della muratura per presso-flessione alla base del maschio) si valuta l'azione che porta alla rottura.

Dai concetti già espressi, si ricorda che il collasso della muratura avviene per il raggiungimento del momento resistente ultimo, il quale è generato dalla combinazione di una forza di taglio in corrispondenza del primo solaio e di una al secondo solaio, che, come si è visto, possono essere assunte uguali. Si va quindi a determinare quale sia questa forza (si considera solo il maschio da 1 m come già riportato):

- $F_C = \frac{M_U}{3h_1} = \frac{99,90}{3 \cdot 3} = 11,10$ kN per solaio non consolidato, consolidamento con doppio tavolato e consolidamento con nastri in acciaio;
- $F_C = \frac{M_U}{3h_1} = \frac{105,90}{3 \cdot 3} = 11,71$ kN per solaio consolidato con soletta in calcestruzzo;

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

- $S_d(T_1) = \frac{2F_C \cdot n}{m} = \frac{22,20 \cdot 1 \text{ kN}}{99,54 \text{ t}} = 0,023$ g per solaio non consolidato, consolidamento con doppio tavolato e consolidamento con profili in acciaio;
- $S_d(T_1) = \frac{2F_C \cdot n}{m} = \frac{23,44 \cdot 1 \text{ kN}}{115,77 \text{ t}} = 0,021$ g per solaio consolidato con soletta in calcestruzzo;

Dal punto di vista teorico l'accelerazione appena determinata è quella che porterebbe a rottura il maschio murario da 1 m e spessore di 0,7 m, ma non si tratta di un'accelerazione applicata al terreno, bensì alla massa del fabbricato.

Si ha così che l'accelerazione trovata non è altro che l'amplificazione dell'accelerazione del terreno causata dal periodo proprio della struttura. Si necessita quindi di valutare quale sia l'accelerazione massima del terreno (PGA-Peak Ground Acceleration) in grado di fornire alla massa un'accelerazione tale da far collassare il maschio murario.

Per fare ciò si è utilizzato il programma *SIMQKE_GR*, si è supposto terreno di tipo A, zona sismica 1 ($a_g = 0,35 g$), coefficiente di smorzamento $\xi = 2\%$ come da normativa, periodo $T_1 = 0,83 s$ o $T_1 = 0,85 s$ a seconda del tipo di solaio, fattore di struttura $q = 1$ così da non considerare dissipazioni preventive e si è modificato il valore di amplificazione γ fino ad ottenere un valore di accelerazione pari a quello cercato $S_d = 0,023 g$ o $S_d = 0,021 g$ a seconda del tipo di solaio.

Si è ottenuto così un valore di accelerazione al terreno leggermente diverso fra le due famiglie di solai, e, data la pochissima differenza, si è scelto di utilizzare l'accelerazione più alta, quindi pari a:

$$a_{max,terreno} = 0,015 g$$

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

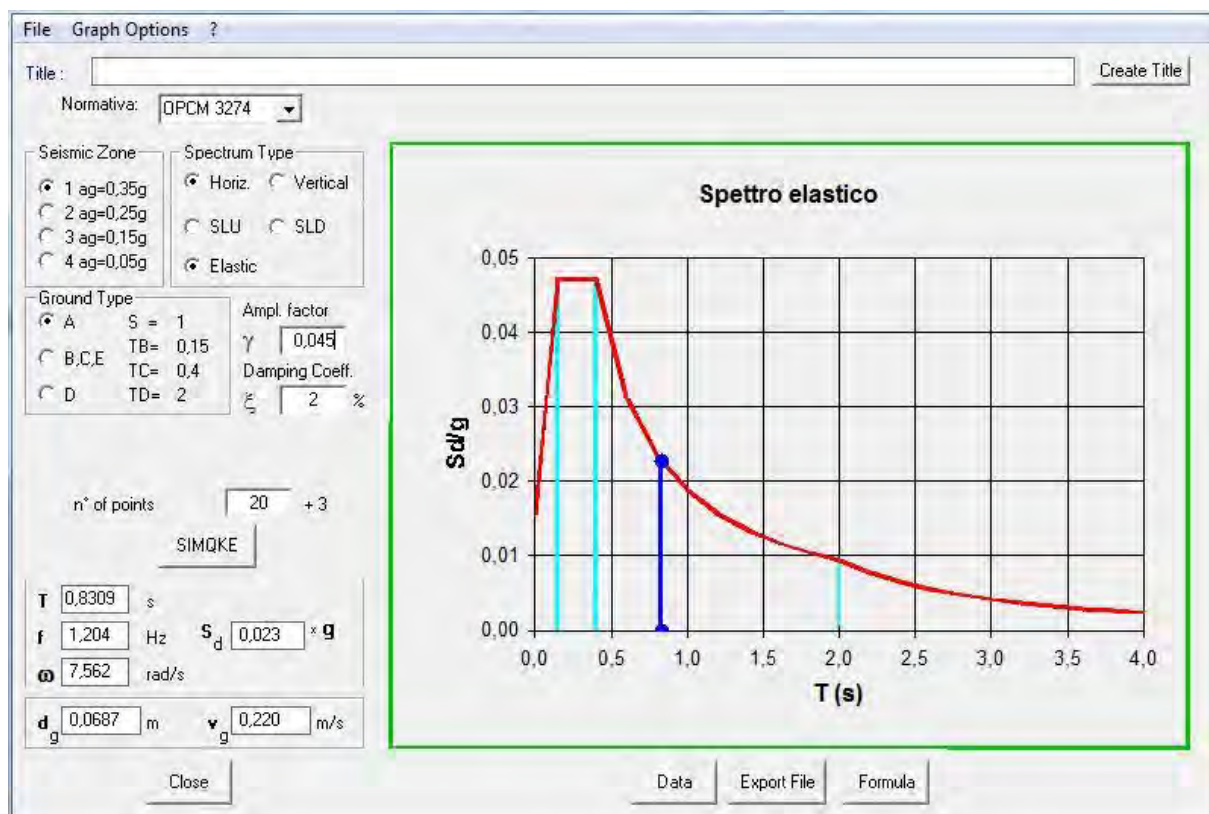


Figura 5-4 Estratto del programma *SIMQKE_GR* mostrante lo spettro di risposta elastico per solaio flessibile

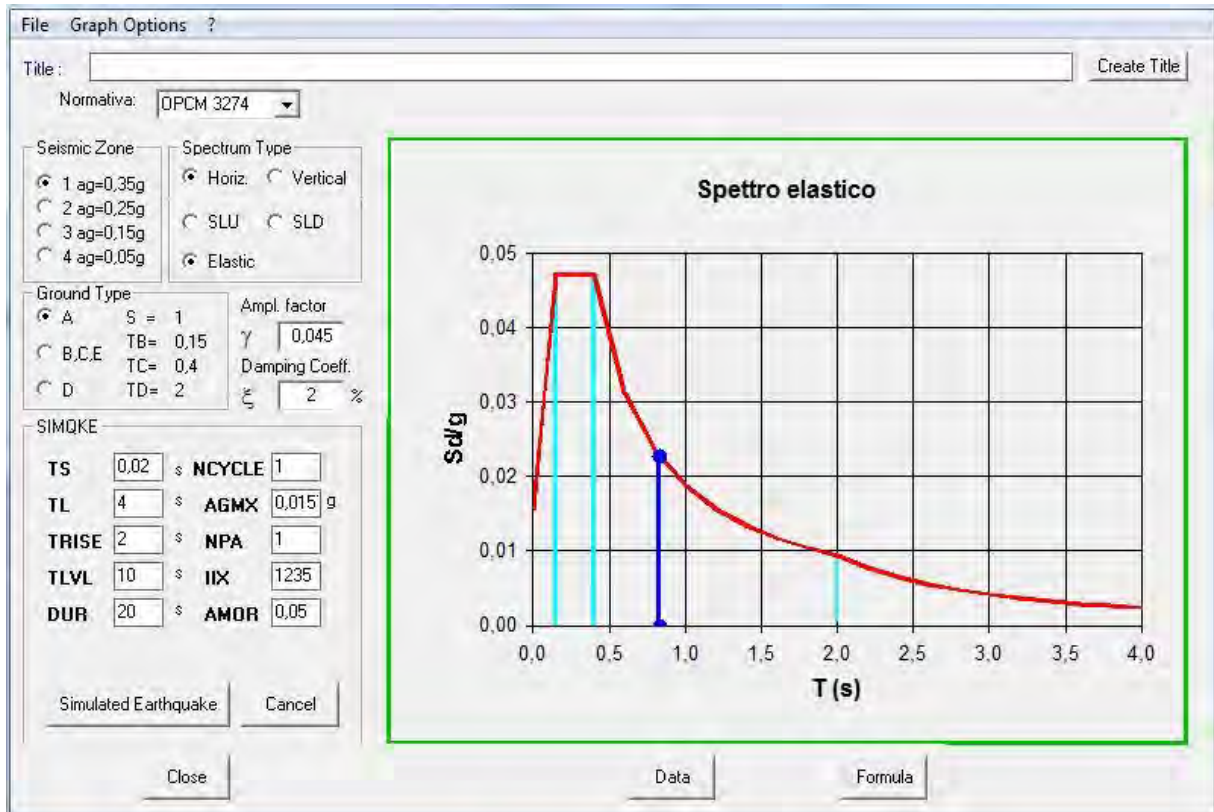


Figura 5-5 Estratto del programma SIMQKE_GR mostrantelo spettro di risposta elastico per solaio rigido

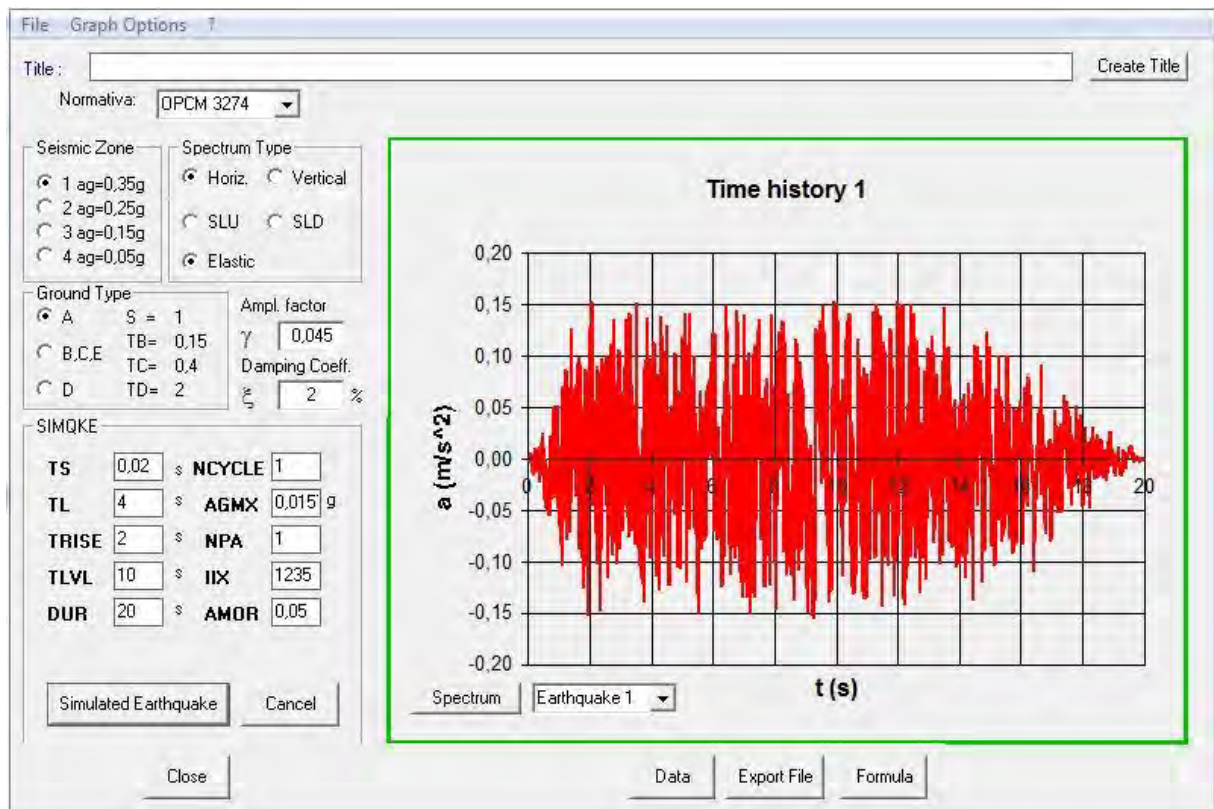


Figura 5-6 Estratto del programma SIMQKE_GR mostrante l'accelerogramma da utilizzare

L'accelerogramma determinato verrà moltiplicato fino a raggiungere 10 accelerogrammi che saranno utilizzati nell'analisi, si avrà quindi:

- PGA 0,015 g accelerogramma di partenza;
- PGA 0,021 g;
- PGA 0,028 g;
- PGA 0,043 g;
- PGA 0,056 g;
- PGA 0,070 g;
- PGA 0,084 g;
- PGA 0,096 g;
- PGA 0,112 g;
- PGA 0,126 g;

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

Nel rispetto della normativa, si sono utilizzati 7 accelerogrammi di forma differente ma con la stessa PGA, in questo modo si è potuto mediare i risultati ottenuti che conseguentemente assumono maggiore attendibilità e credibilità. Gli accelerogrammi utilizzati sono gli stessi riportati in §4.7.1 *Accelerogramma di partenza*, per cui non vengono nuovamente mostrati.

5.4.2 Disposizione delle masse

La disposizione delle masse utilizzata nel modello è la stessa già trattata per il caso simmetrico, come si può vedere anche in *Figura 5-3 Modello eccentrico definitivo*.

La massa sismica utilizzata è quella determinata in §4.2.4 *Massa sismica*, quindi diversa a seconda che si consideri il solaio consolidato con soletta in cls o con gli altri tipi di consolidamento.

Si riportano in seguito i risultati ottenuti, valutando il taglio riscontrato alla base del maschio di piano terra e lo spostamento in sommità del maschio stesso sia per l'elemento da 1 m che per quello da 2 m.

Si ricorda che il taglio associato al momento resistente ultimo è dato da:

- SOLAIO NON CONSOLIDATO O CONSOLIDATO CON DOPPIO TAVOLATO INCROCIATO O PROFILI SOTTILI IN ACCIAIO:

$$- T_{1m} = 2F_C = 2 \frac{M_{U,1m}}{3h_1} = 2 \cdot \frac{99,90}{3 \cdot 3,00} = 22,20 \text{ kN};$$

$$- T_{2m} = 2F_C = 2 \frac{M_{U,2m}}{3h_1} = 2 \cdot \frac{250,90}{3 \cdot 3,00} = 55,57 \text{ kN};$$

- SOLAIO CONSOLIDATO CON SOLETTA IN CALCESTRUZZO:

$$- T_{1m} = 2F_C = 2 \frac{M_{U,1m}}{3h_1} = 2 \cdot \frac{105,47}{3 \cdot 3,00} = 23,43 \text{ kN};$$

$$- T_{2m} = 2F_C = 2 \frac{M_{U,2m}}{3h_1} = 2 \cdot \frac{276,47}{3 \cdot 3,00} = 61,43 \text{ kN};$$

I risultati che seguono sono determinati con il solo accelerogramma iniziale.

Al fine di rendere più chiara ed efficace l'esposizione si riportano i grafici di Time-History della PGA 0,028 g (ritenuta più significativa della PGA iniziale) , di quella di collasso e di una intermedia tra le due.

5.4.3 Solaio ligneo non consolidato

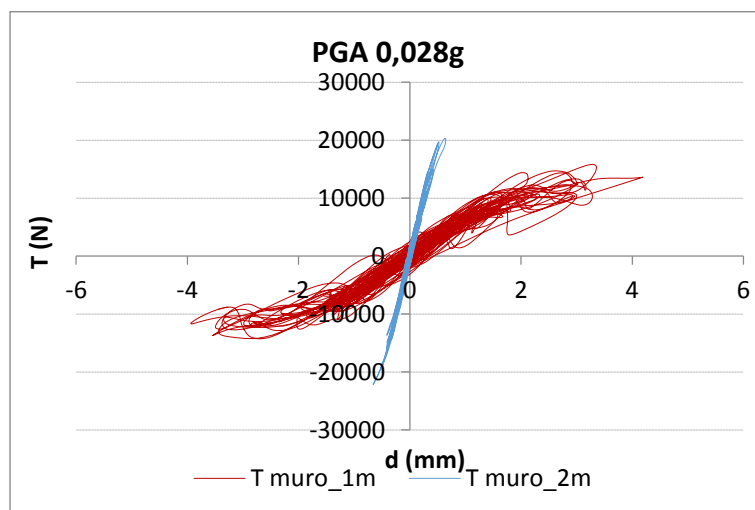


Figura 5-7 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,028g

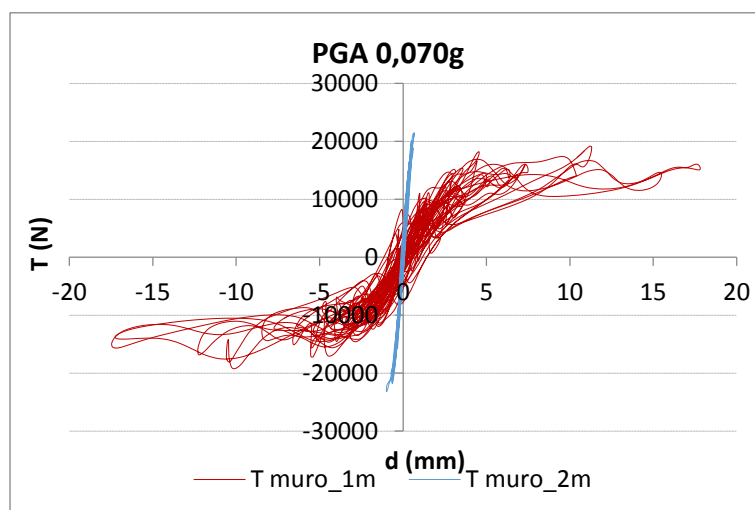


Figura 5-8 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,070g

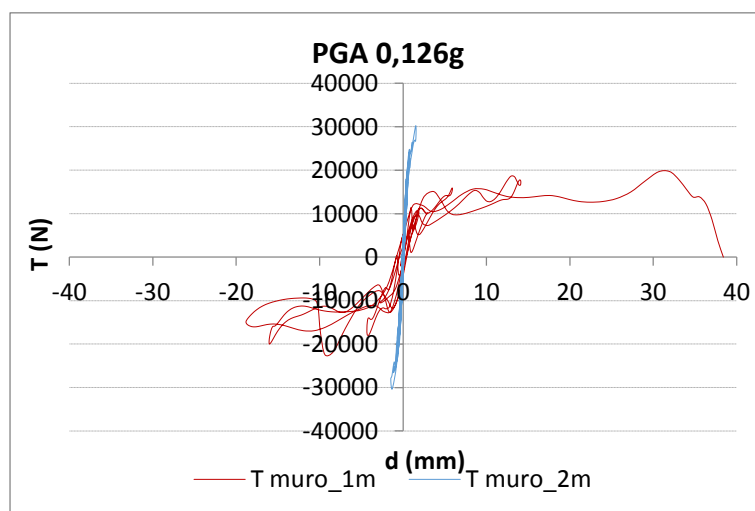


Figura 5-9 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,126g

5.4.4 Solaio consolidato con doppio tavolato incrociato

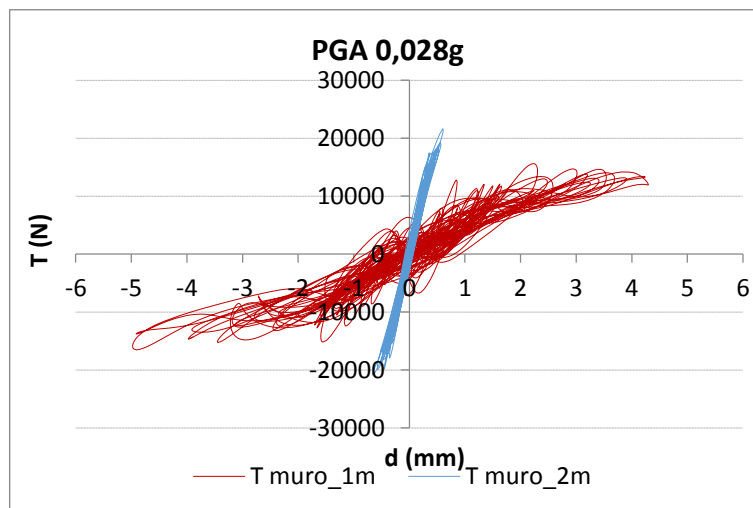


Figura 5-10 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,028g

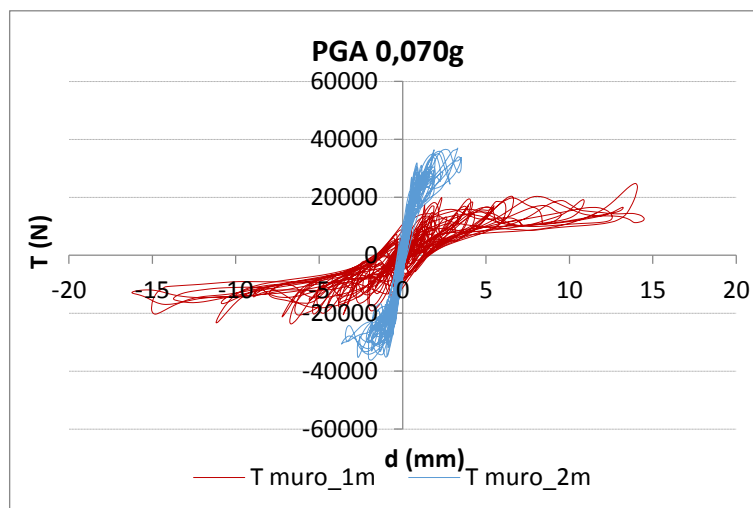


Figura 5-11 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,070g

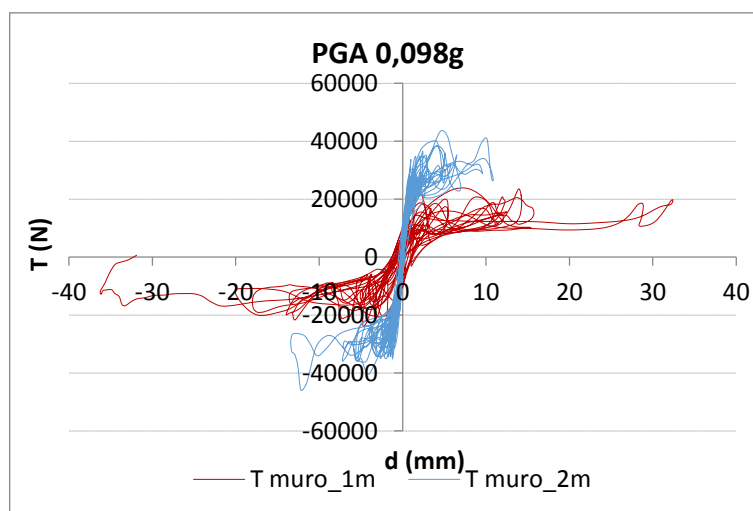


Figura 5-12 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,098g

5.4.5 Solaio consolidato con profili sottili in acciaio

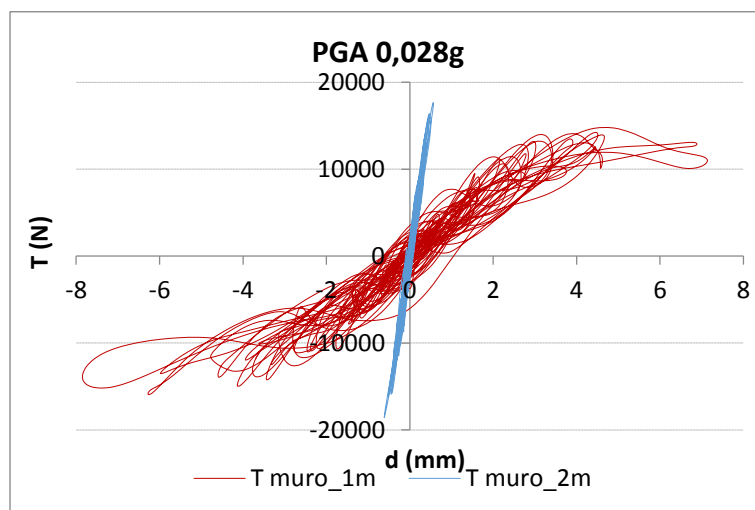


Figura 5-13 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,028g

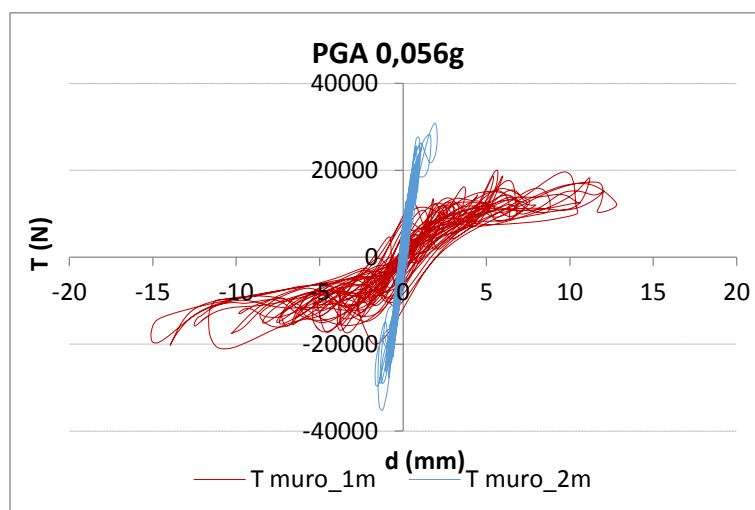


Figura 5-14 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,056g

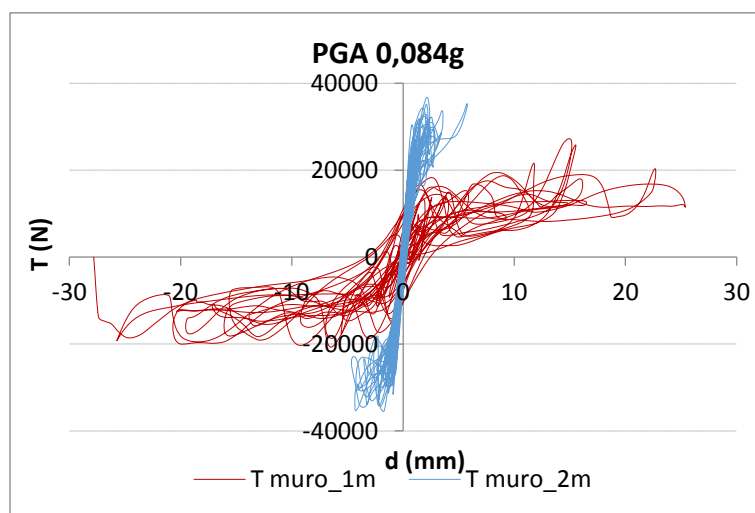


Figura 5-15 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,084g

5.4.6 Solaio consolidato con soletta in calcestruzzo

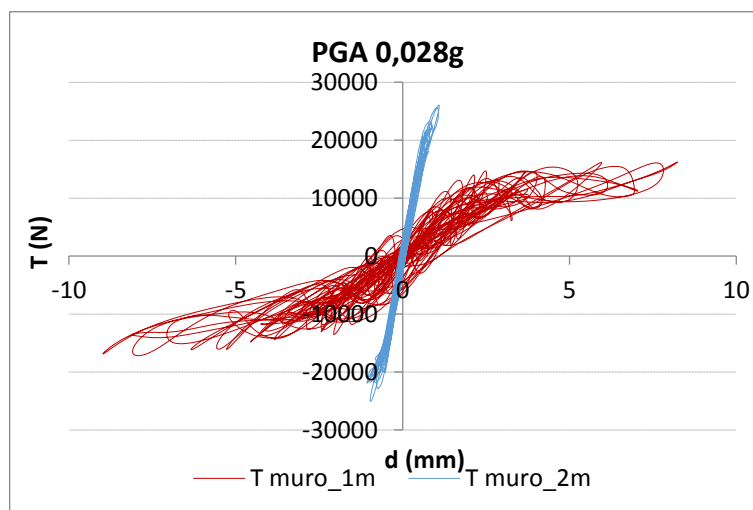


Figura 5-16 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,028g

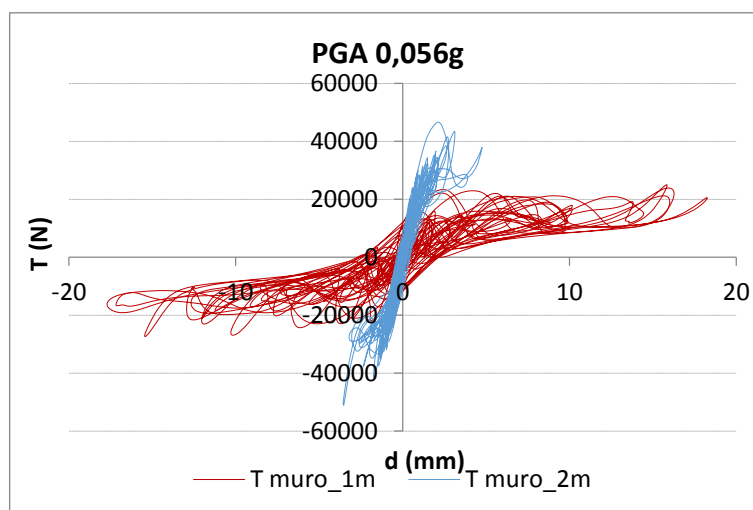


Figura 5-17 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,056g

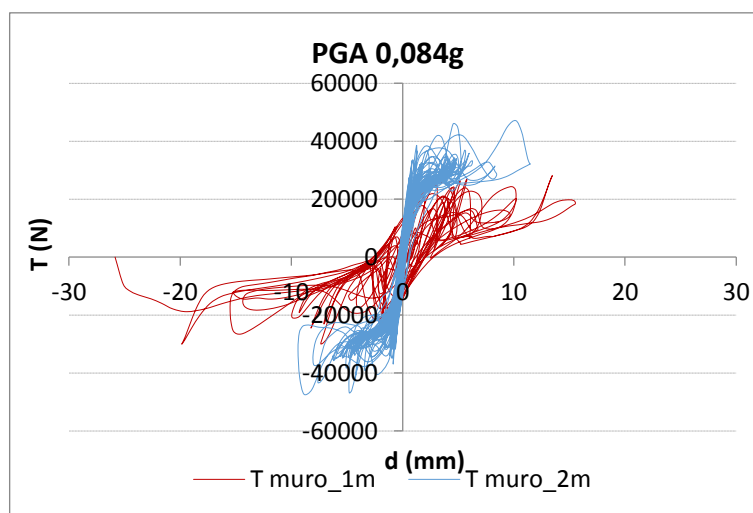


Figura 5-18 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,084g

L'analisi di Time-History per il caso di studio esaminato, porta sostanzialmente agli stessi risultati per ogni solaio utilizzato.

Si nota chiaramente come, indipendentemente dal solaio che si considera, il collasso avviene per raggiungimento dello spostamento massimo del maschio da 1 m, mentre il maschio da 2 m rimane praticamente integro entrando di poco in campo plastico.

Tale comportamento sembra connotare una forte capacità rotazionale del solaio, sia esso consolidato o meno, per cui tende a ruotare attorno al centro di taglio che si trova molto spostato verso il maschio più rigido.

Il collasso, essendo governato dal maschio più piccolo, avviene ad accelerazioni più basse rispetto al caso di edificio simmetrico, si conferma quindi quanto già si conosce a livello di risposta sismica, cioè che la regolarità delle strutture è uno dei fattori più importanti per una buona resistenza del fabbricato.

Mentre per i solai consolidati ci si aspettava un comportamento che tendesse a quello di un solaio rigido, è interessante osservare quanto accade per il solaio non consolidato. La risposta sismica attesa da questo tipo di solaio, poggiava sull'idea che le forze e gli spostamenti che nascevano all'interno dello stesso, si ridistribuivano sui maschi secondo l'area di influenza che compete loro, mentre invece si riscontra tutt'altro comportamento.

Il solaio ligneo non consolidato tende ad avere un comportamento rigido come quello evidenziato dai solai consolidati, il che significa che nelle condizioni di una struttura eccentrica come quella analizzata, esso non è in grado di dissipare grandi aliquote di energia come invece accadeva per il caso simmetrico.

5.5 Considerazioni

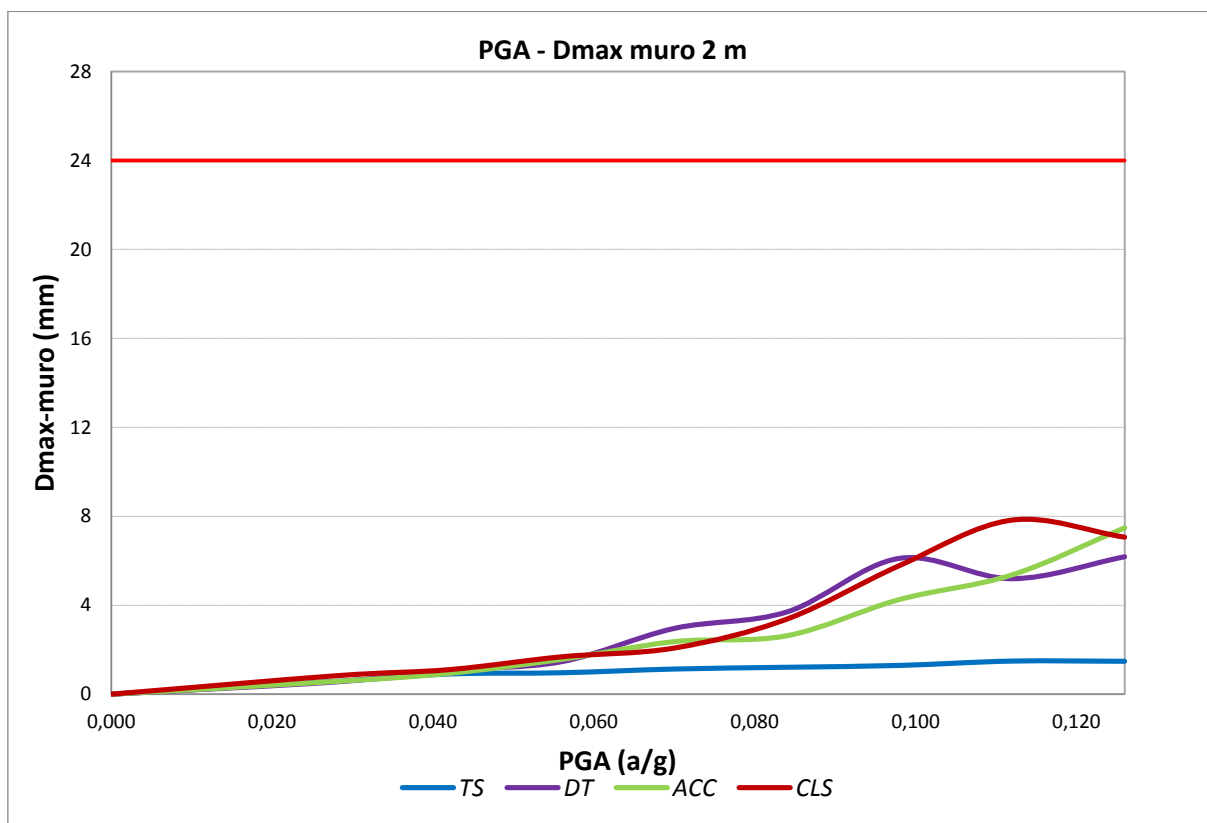


Figura 5-19 Confronto tra le medie ottenute da 7 accelerogrammi differenti per lo spostamento del maschio

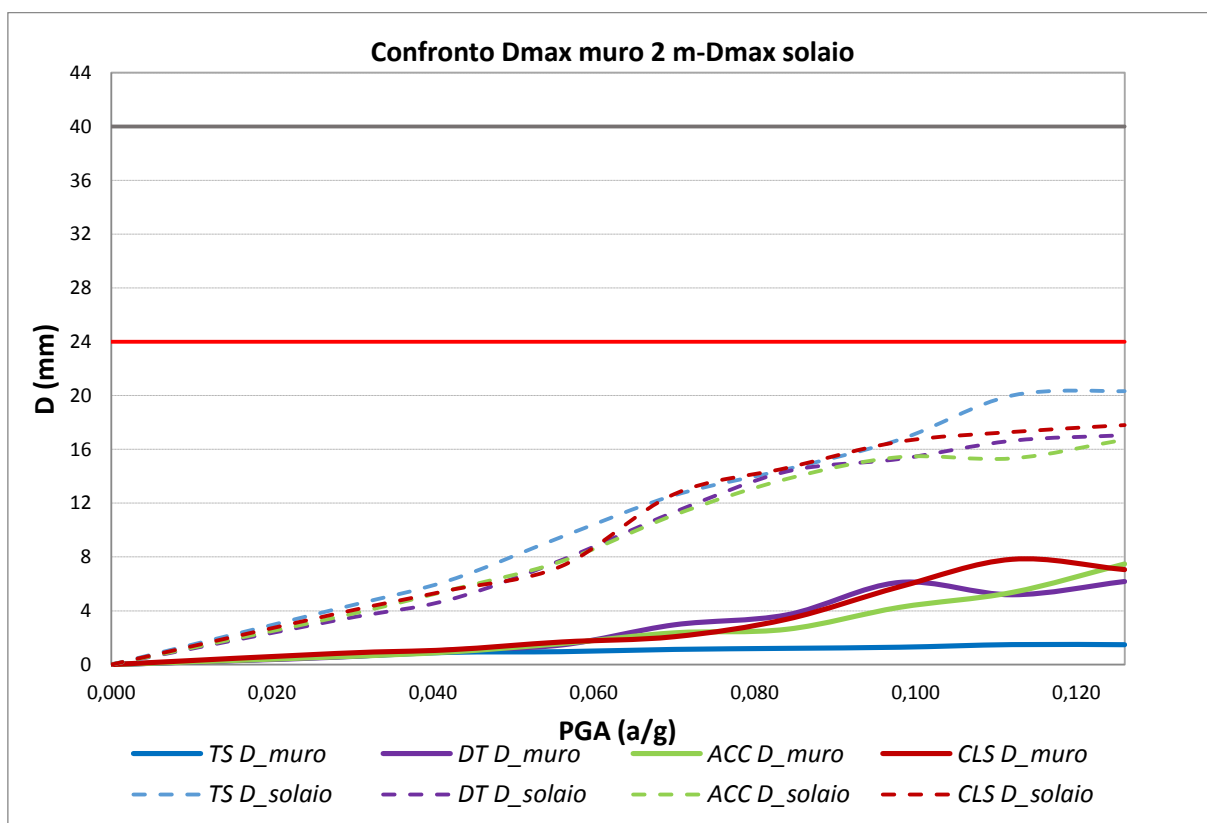


Figura 5-20 Confronto tra le medie ottenute da 7 accelerogrammi differenti per lo spostamento del solaio e del maschio

I grafici sopra riportati mettono chiaramente in evidenza quanto detto per il maschio da 2 m, infatti si nota come esso non raggiunga mai il collasso.

Una leggera differenza la si nota per quanto riguarda il tavolato semplice, che sembrerebbe indirizzare verso un comportamento dissipativo visto che a parità di PGA raggiunge spostamenti minori rispetto ai soli consolidati, ma quest'interpretazione decadrà non appena si valuteranno i risultati per il maschio più stretto.

In definitiva si può affermare che il maschio da 2 m, attirando a sé il centro di taglio, funge da fulcro per la rotazione del solaio, quindi la componente di forza che gli viene attribuita dalla scomposizione del momento torcente, è molto bassa.

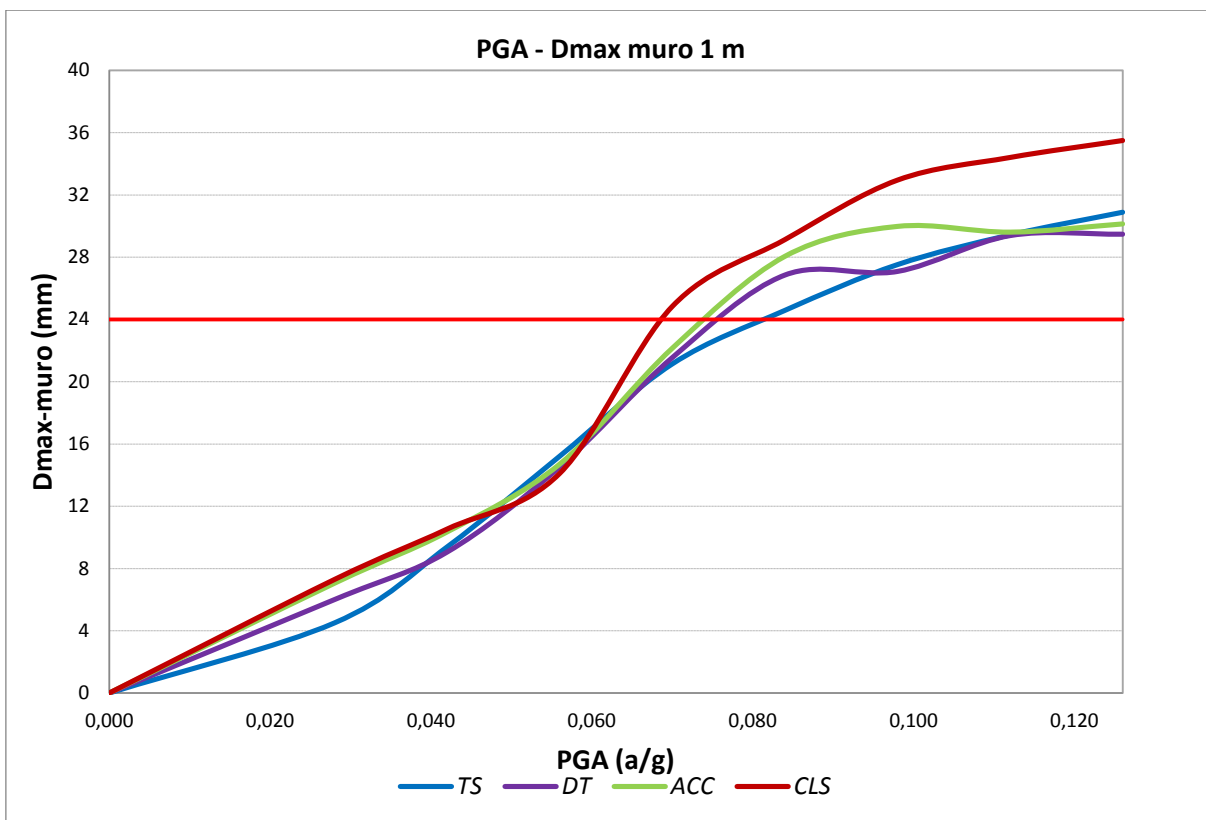


Figura 5-21 Confronto tra le medie ottenute da 7 accelerogrammi differenti per lo spostamento del maschio

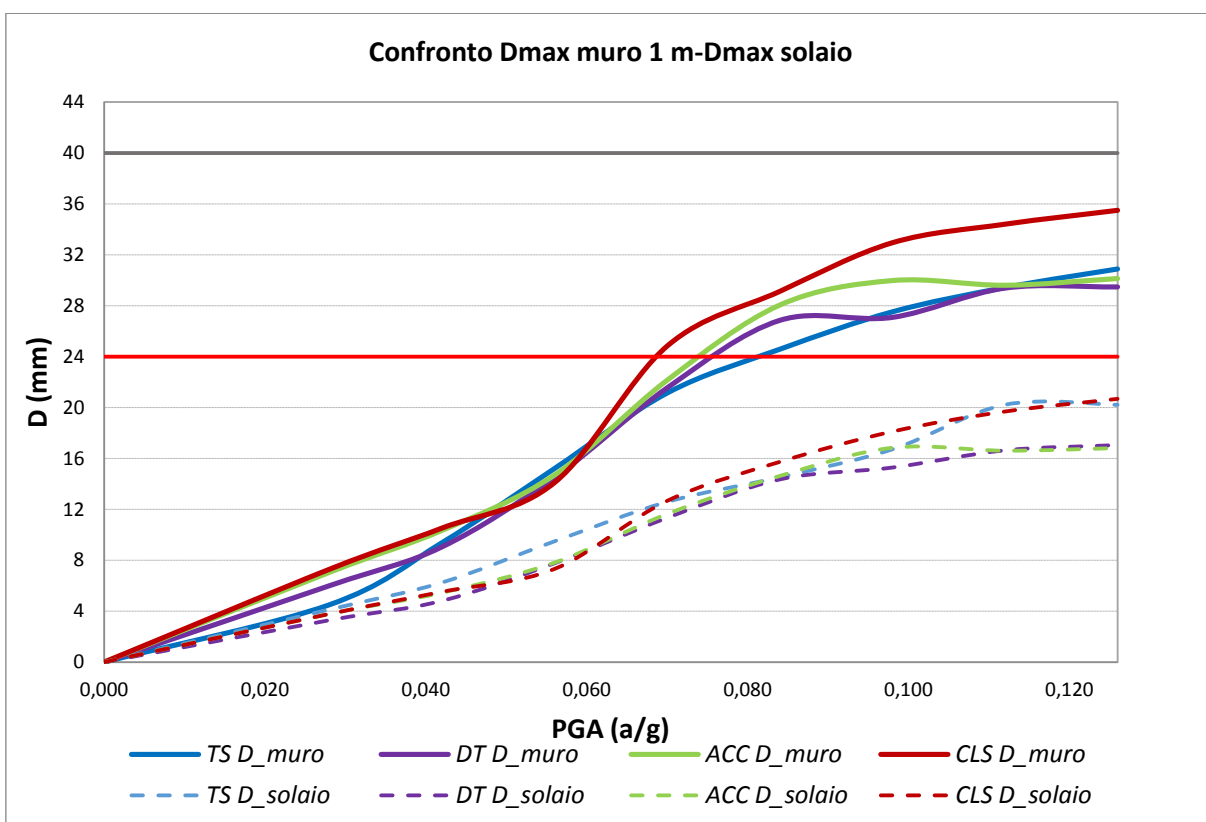


Figura 5-22 Confronto tra le medie ottenute da 7 accelerogrammi differenti per lo spostamento del solaio e del maschio

Come detto analizzando i grafici riferiti al maschio da 2 m, i risultati mostrati sopra fanno decadere la fragile ipotesi di poter considerare che il solaio non consolidato dissipi energia prima di trasferirla ai maschi.

Risulta evidente come il maschio da 1 m raggiunga il collasso molto presto indipendentemente dal tipo di solaio che si considera, una leggera differenza la si può notare confrontando il punto di rottura del solaio non consolidato e quello consolidato con soletta in calcestruzzo, ma risulta talmente lieve da non poter fornire un elemento rilevante tale da caratterizzarne un diverso comportamento.

In definitiva si può affermare che analizzando un caso di edificio eccentrico non si notano sostanziali differenze al variare del tipo di solaio e che tutti i solai considerati tendono a conferire rigidità al solaio nei confronti della muratura.

6 Effetti su edificio con iperstaticità

L'ultimo caso analizzato per valutare l'effetto che i diversi tipi di consolidamento provocano sulla risposta sismica delle strutture in muratura, riguarda una situazione iperstatica.

I casi studiati in precedenza sono entrambi isostatici, per cui la redistribuzione delle forze sui maschi avviene per equilibrio, mentre, operando con una situazione iperstatica, si dovrebbe avere una redistribuzione basata sulle rigidezze in gioco.

Con questo caso studio si cerca di valutare più in particolare l'aspetto fondamentale dell'elaborato, cioè capire quando un solaio può essere ritenuto sufficientemente rigido rispetto la struttura verticale che lo sorregge.

6.1 Ipotesi di base

Le ipotesi alla base delle analisi che si porteranno a termine in seguito, sono le stesse utilizzate nei casi precedenti, in questo modo si può anche effettuare un confronto più veritiero con i casi precedenti:

- Comportamento a pressoflessione della muratura;
- Schema statico di mensola incastrata alla base;

6.2 Geometria e carichi del caso di studio

Per studiare un fabbricato in muratura che possa ben rappresentare un caso di pianta iperstatica, si è deciso di supporre la stessa geometria del caso di studio simmetrico, con l'aggiunta di due maschi paralleli a quelli già presenti, che sorreggano il solaio nel centro.

Nei casi precedenti la zona centrale di solaio era sorretta da un pilastro il quale non aveva funzioni di resistenza alle forze di taglio, quindi non è mai stato considerato, ora invece la presenza di nuovi maschi permette di affidare tutto il peso del solaio alle murature.

Per quanto detto sopra è lecito supporre che tutti i maschi ora presenti siano soggetti allo stesso sforzo normale, conseguentemente si ha anche la stessa risposta alle azioni orizzontali.

La struttura è sempre costituita da due piani sovrapposti i quali trasferiscono gli stessi carichi visti nei casi precedenti, per cui si ha:

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

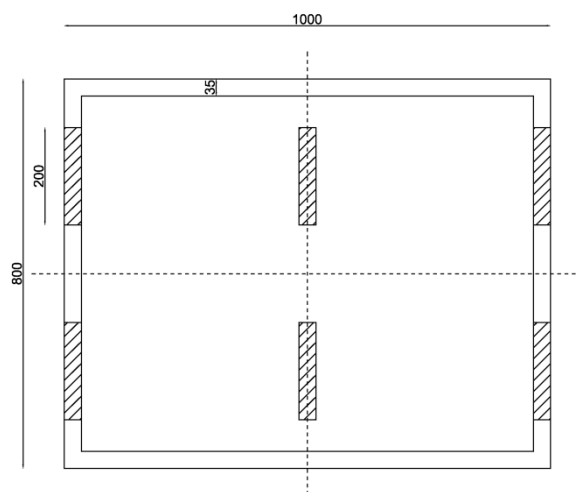


Figura 6-1 Pianta fabbricato iperstatico

6.3 Modello ad elementi finiti

Per eseguire l'analisi necessaria a determinare la risposta sismica ricercata, si è fatto uso di una modellazione ad elementi finiti del tipo già discusso in *“Modelli numerici per l'analisi sismica di edifici in muratura con solai lignei”* De Tomasi Luca, vincolando i maschi incastrandoli alla base mentre tutto il sistema di maschi e solai è lasciato libero di muoversi solo in direzione del sisma, così da alleggerire il peso computazionale e meglio visualizzare il comportamento globale nella direzione del sisma.

Date le caratteristiche geometriche della struttura, la disposizione delle aperture e quindi delle fasce di piano, si optato ad una schematizzazione di sei maschi che sorreggono i solai. Il singolo solaio è quindi collegato ai maschi in sei nodi i quali hanno la fondamentale funzione di trasferire lo sforzo di taglio che il solaio non riesce a dissipare ai maschi stessi, sottoponendoli quindi ad un'azione tagliante.

In definitiva si ha:

- Per solaio non consolidato, consolidamento con doppio tavolato e consolidamento con profili in acciaio:
 - $N = 75,50 \text{ kN}$ sforzo normale da applicare ai maschi;
 - $m = 99,54 \text{ t}$ massa sismica totale;
- Per solaio consolidato con soletta in calcestruzzo:
 - $N = 85,50 \text{ kN}$ sforzo normale da applicare ai maschi;
 - $m = 115,77 \text{ t}$ massa sismica totale;

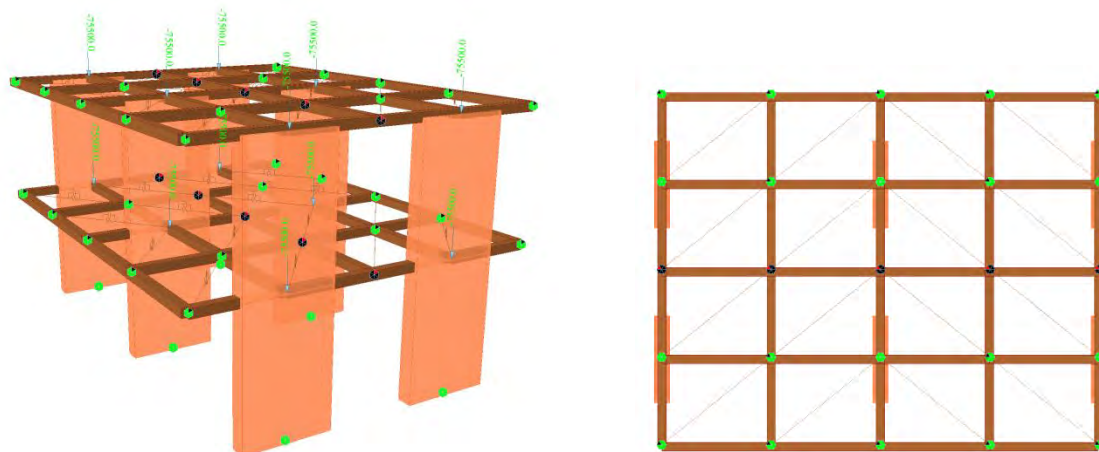


Figura 6-2 Modello iperstatico

Come per gli altri casi ci si aspetta che il maschio murario di piano terra rompa per pressoflessione raggiungendo una resistenza massima di circa:

- $M_U = 126,00 \text{ kNm}$ per solaio non consolidato o consolidato con doppio tavolato o strip in acciaio;
- $M_U = 138,00 \text{ kNm}$ per solaio consolidato con soletta in cls

Ai quali corrisponde:

- $T = 2F_C = 2 \frac{M_U}{3h_1} = 2 \cdot \frac{126,00}{3 \cdot 3,00} = 28,00 \text{ kN}$ per solaio non consolidato o consolidato con doppio tavolato o con profili in acciaio;
- $T = 2F_C = 2 \frac{M_U}{3h_1} = 2 \cdot \frac{138,00}{3 \cdot 3,00} = 30,60 \text{ kN}$ per solaio consolidato con soletta in cls;

6.4 Analisi Time-History

Per effettuare la prova è necessario, come nei casi precedenti, determinare l'accelerogramma di partenza, il quale risulterà dalla capacità resistente di sei maschi, essendo il numero di elementi che sopportano il taglio alla base.

6.4.1 Accelerogramma di partenza

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

7. Determinazione del periodo proprio della struttura: si utilizza un'analisi di tipo frequenziale, a seconda del tipo di solaio esaminato. La rigidezza di solaio è in grado infatti di far variare i modi di vibrare della struttura, per cui si nota una certa differenza tra edificio con solaio flessibile ed edificio con solaio rigido, indipendentemente dal tipo di rinforzo utilizzato.

- a. $T_1 = 0,31$ s per solaio flessibile;
- b. $T_1 = 0,29$ s per solaio rigido;

8. Determinazione della forza di taglio necessaria a far collassare il maschio murario: secondo il metodo di collasso previsto (collasso della muratura per presso-flessione alla base del maschio) si valuta l'azione che porta alla rottura.

Dai concetti già espressi, si ricorda che il collasso della muratura avviene per il raggiungimento del momento resistente ultimo, il quale è generato dalla combinazione di una forza di taglio in corrispondenza del primo solaio e di una al secondo solaio, che, come si è visto, possono essere assunte uguali. Si va quindi a determinare quale sia questa forza:

- $F_C = \frac{M_U}{3h_1} = \frac{126,00}{3 \cdot 3} = 14,00$ kN per solaio non consolidato, consolidamento con doppio tavolato e consolidamento con nastri in acciaio;
- $F_C = \frac{M_U}{3h_1} = \frac{138,00}{3 \cdot 3} = 15,30$ kN per solaio consolidato con soletta in calcestruzzo;

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

- $S_d(T_1) = \frac{2F_C \cdot n}{m} = \frac{28,00 \cdot 6}{99,54} = 0,171$ g per solaio non consolidato, consolidamento con doppio tavolato e consolidamento con profili in acciaio;
- $S_d(T_1) = \frac{2F_C \cdot n}{m} = \frac{30,60 \cdot 6}{115,77} = 0,161$ g per solaio consolidato con soletta in calcestruzzo;

Dal punto di vista teorico l'accelerazione appena determinata è quella che porterebbe a rottura il maschio, ma non si tratta di un'accelerazione applicata al terreno, bensì alla massa del fabbricato.

Si ha così che l'accelerazione trovata non è altro che l'amplificazione dell'accelerazione del terreno causata dal periodo proprio della struttura. Si necessita quindi di valutare quale sia

l'accelerazione massima del terreno (PGA-Peak Ground Acceleration) in grado di fornire alla massa un'accelerazione tale da far collassare il maschio murario.

Per fare ciò si è utilizzato il programma *SIMQKE_GR*, si è supposto terreno di tipo A, zona sismica 1 ($a_g = 0,35 g$), coefficiente di smorzamento $\xi = 2\%$ come da normativa, periodo $T_1 = 0,31 s$ o $T_1 = 0,29 s$ a seconda del tipo di solaio, fattore di struttura $q = 1$ così da non considerare dissipazioni preventive e si è modificato il valore di amplificazione γ fino ad ottenere un valore di accelerazione pari a quello cercato $S_d = 0,171 g$ o $S_d = 0,161 g$ a seconda del tipo di solaio.

Si è ottenuto così un valore di accelerazione al terreno leggermente diverso fra le due famiglie di solai, e, data la pochissima differenza, si è scelto di utilizzare l'accelerazione più alta, quindi pari a:

$$a_{max,terreno} = 0,058 g$$

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

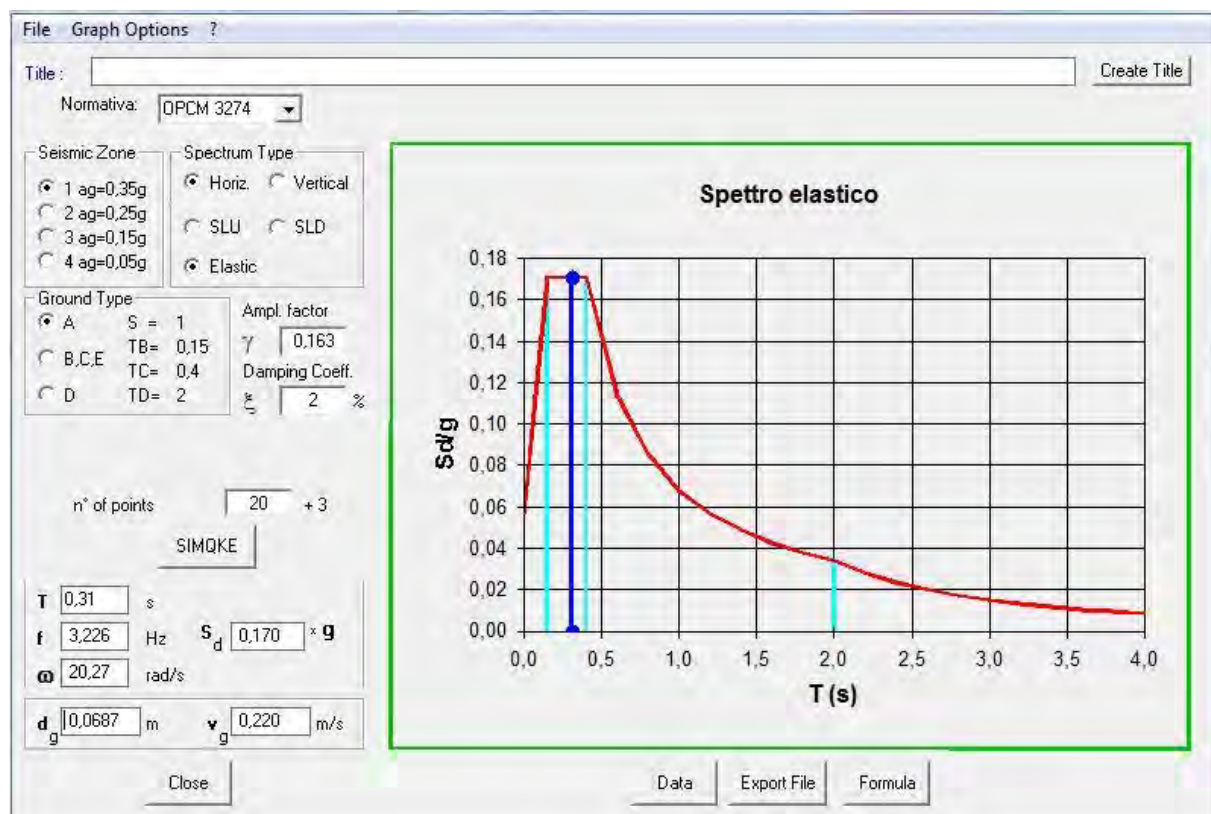


Figura 6-3 Estratto del programma *SIMQKE_GR* mostrante lo spettro di risposta elastico per solaio flessibile

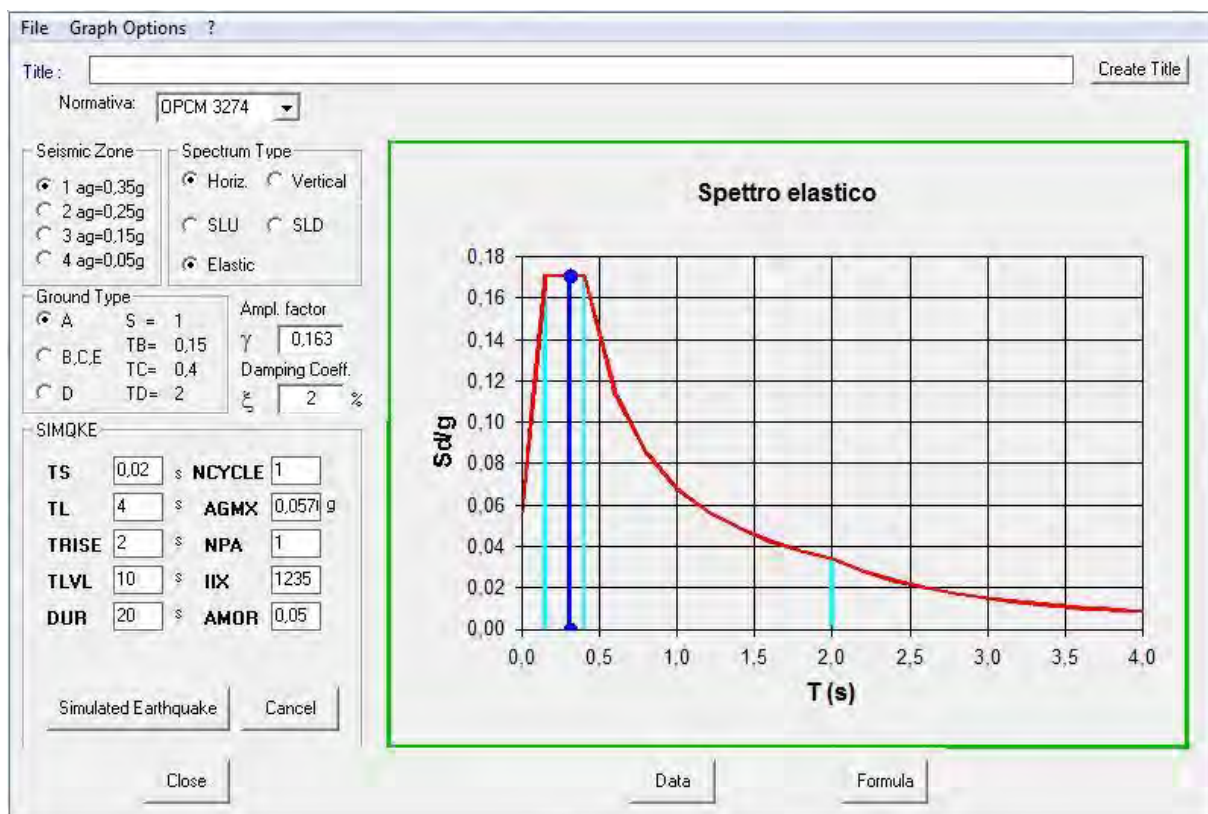


Figura 6-4 Estratto del programma SIMQKE_GR mostrantelo spettro di risposta elastico per solaio rigido

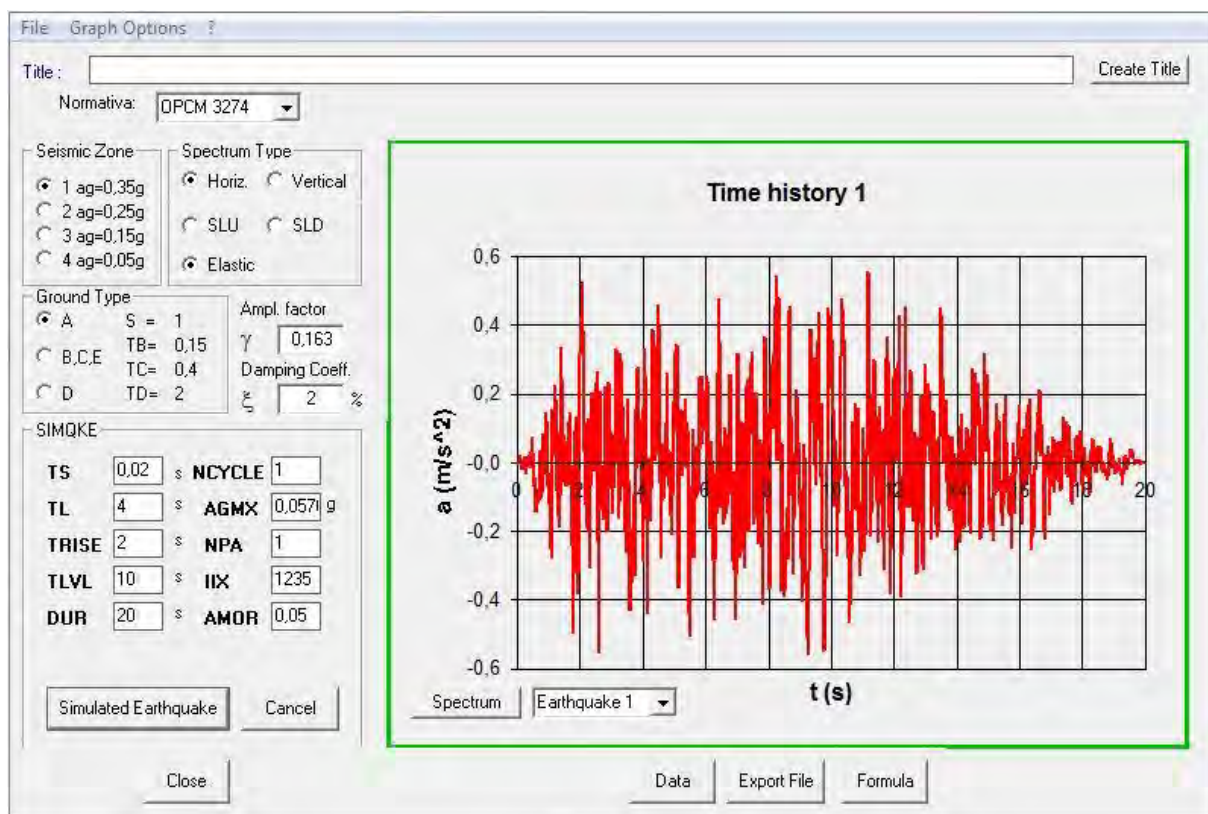


Figura 6-5 Estratto del programma SIMQKE_GR mostrante l'accelerogramma da utilizzare

L'accelerogramma determinato verrà moltiplicato fino a raggiungere 8 accelerogrammi che saranno utilizzati nell'analisi, si avrà quindi:

- PGA 0,058 g accelerogramma di partenza;
- PGA 0,087 g;
- PGA 0,116 g;
- PGA 0,145 g;
- PGA 0,174 g;
- PGA 0,203 g;
- PGA 0,232 g;
- PGA 0,261 g;

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

Nel rispetto della normativa, si sono utilizzati 7 accelerogrammi di forma differente ma con la stessa PGA, in questo modo si è potuto mediare i risultati ottenuti che conseguentemente assumono maggiore attendibilità e credibilità. Gli accelerogrammi utilizzati sono gli stessi riportati in §4.7.1 *Accelerogramma di partenza*, per cui non vengono nuovamente mostrati.

6.4.2 Disposizione delle masse

La disposizione delle masse utilizzata nel modello è la stessa già trattata per il caso simmetrico e per il caso eccentrico, come si può vedere anche in *Figura 6-2 Modello iperstatico*.

La massa sismica utilizzata è quella determinata in §4.2.4 *Massa sismica*, quindi diversa a seconda che si consideri il solaio consolidato con soletta in calcestruzzo o con gli altri tipi di consolidamento.

Si riportano in seguito i risultati ottenuti, valutando il taglio riscontrato alla base dei maschi laterali e del maschio centrale di piano terra con i rispettivi spostamenti in sommità.

Si ricorda che il taglio associato al momento resistente ultimo è dato da:

I risultati che seguono sono determinati con il solo accelerogramma iniziale.

Al fine di rendere più chiara ed efficace l'esposizione si riportano i grafici di Time-History della PGA iniziale, di quella di collasso e di una intermedia tra le due.

6.4.3 Solaio ligneo non consolidato

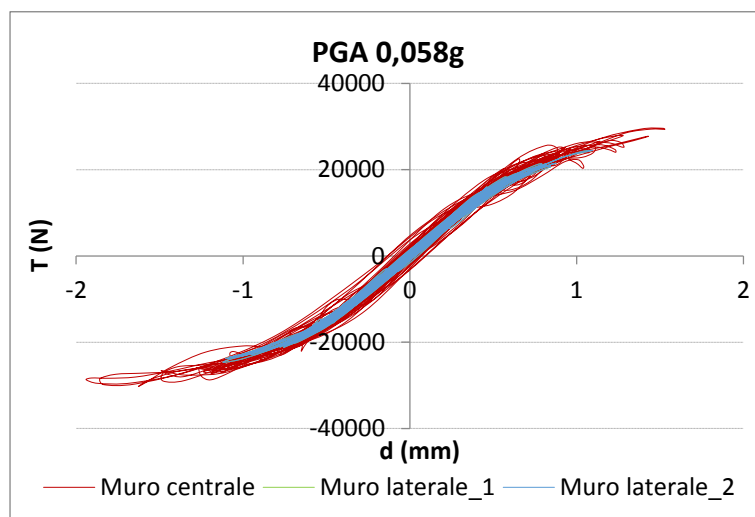


Figura 6-6 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,058g

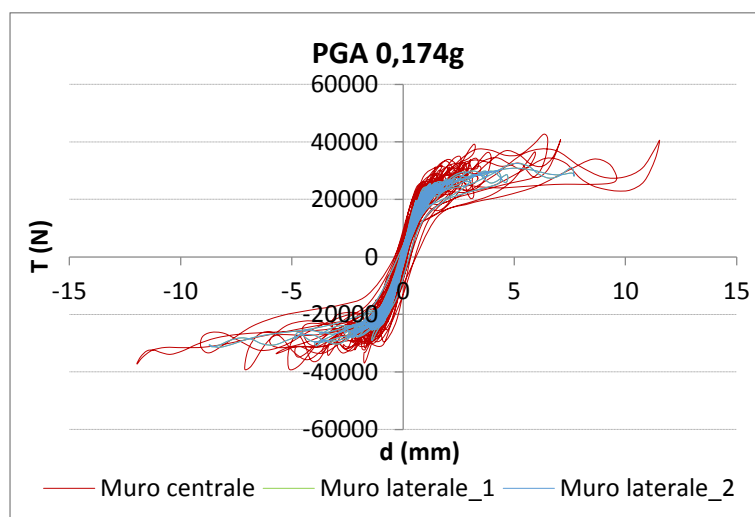


Figura 6-7 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,174g

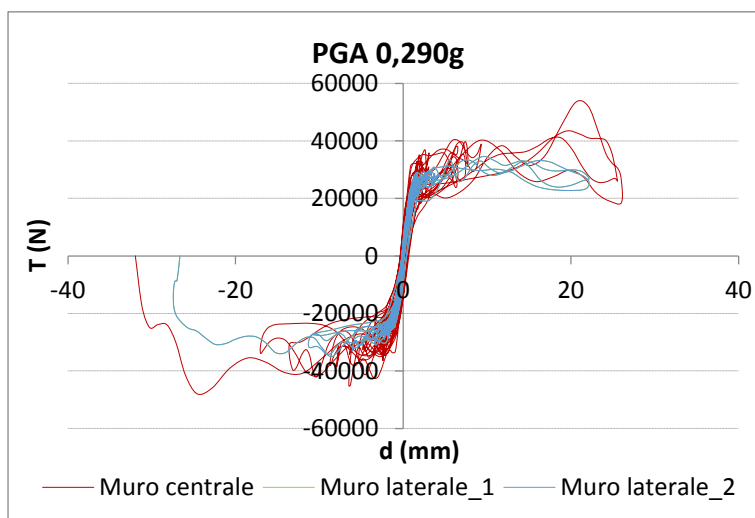


Figura 6-8 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,290g

6.4.4 Solaio consolidato con doppio tavolato incrociato

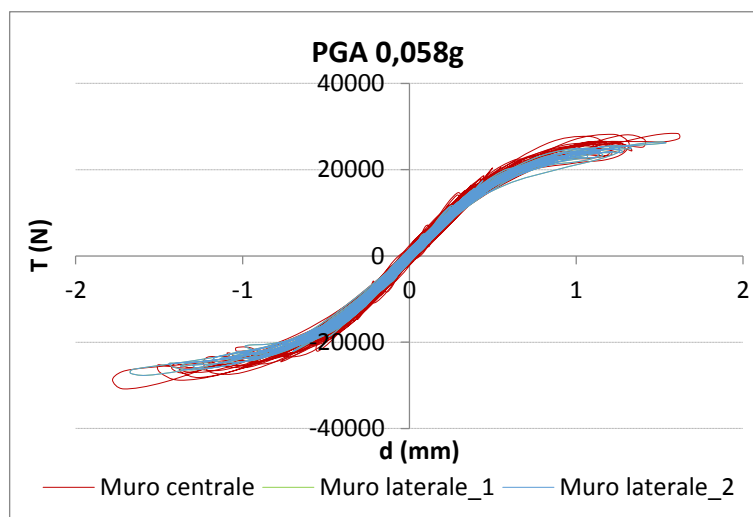


Figura 6-9 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,058g

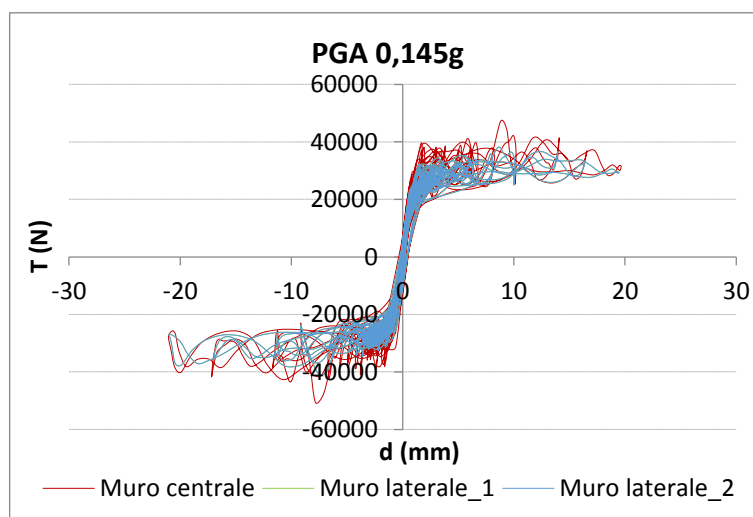


Figura 6-10 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,145g

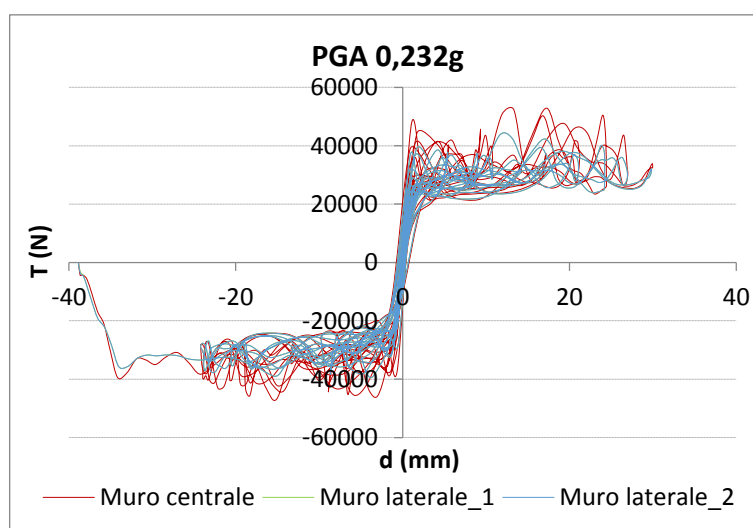


Figura 6-11 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,232g

6.4.5 Solaio consolidato con profili sottili in acciaio

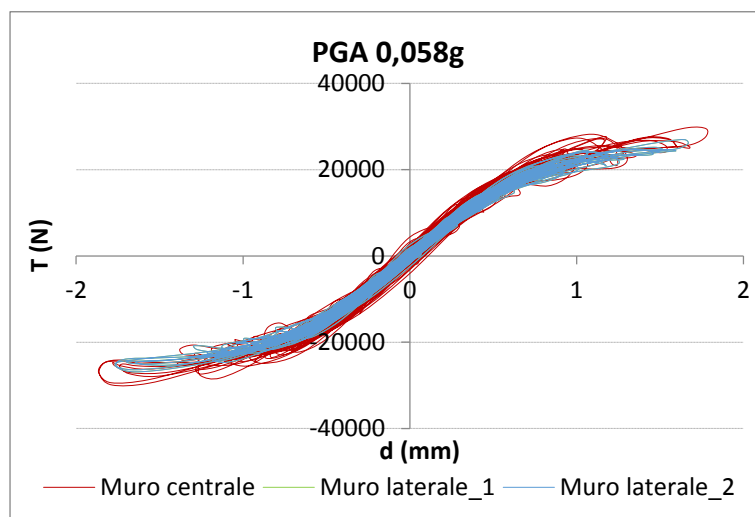


Figura 6-12 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,058g

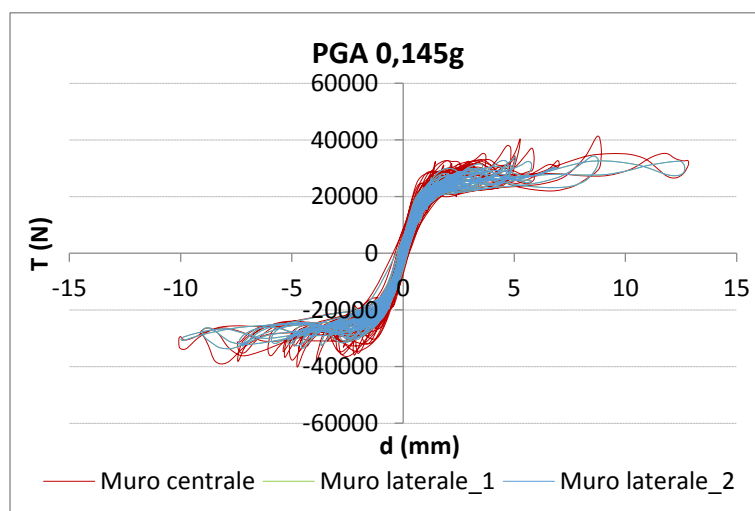


Figura 6-13 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,145g

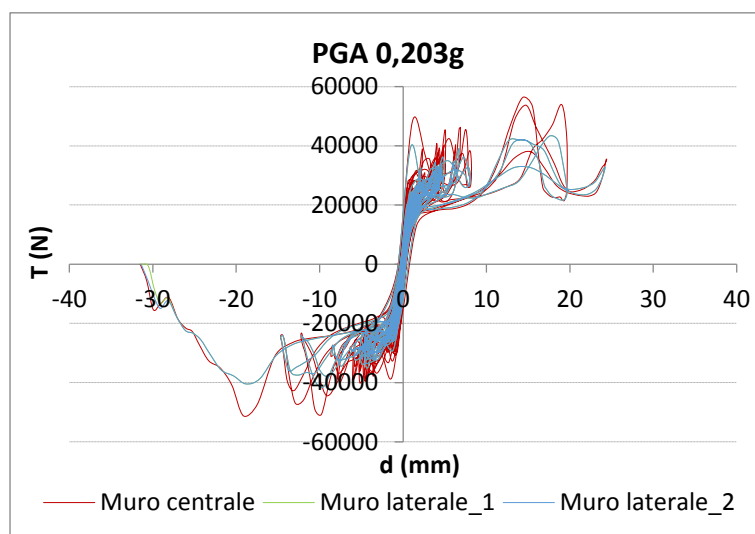


Figura 6-14 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,203g

6.4.6 Solaio consolidato con soletta in calcestruzzo

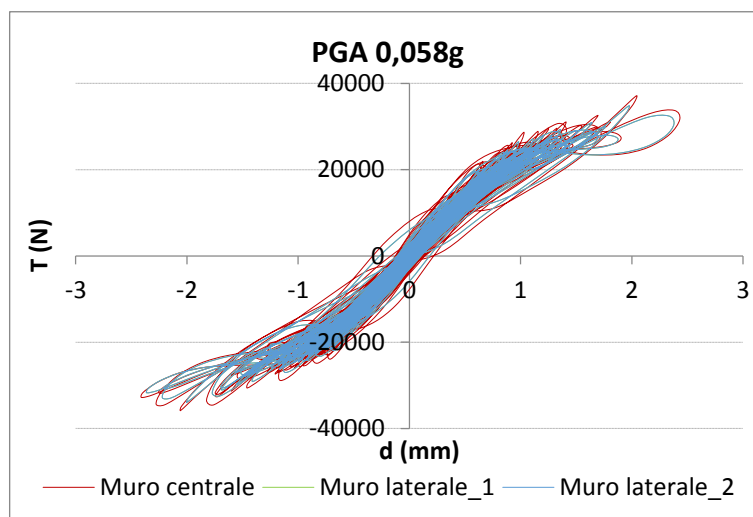


Figura 6-15 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,058g

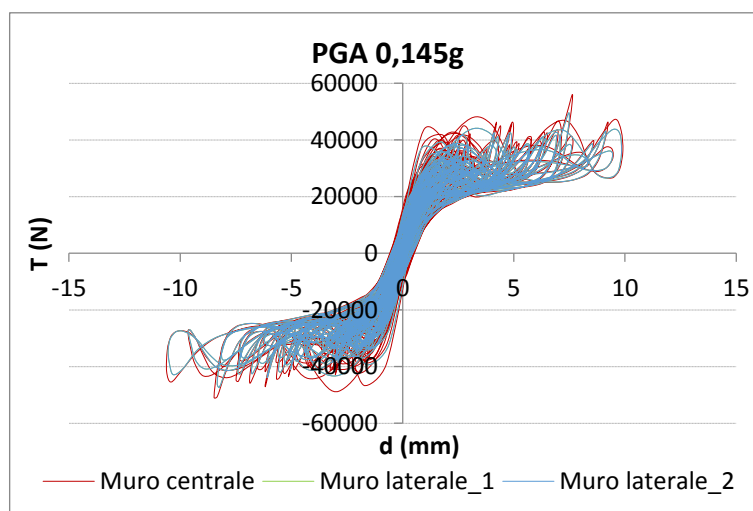


Figura 6-16 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,145g

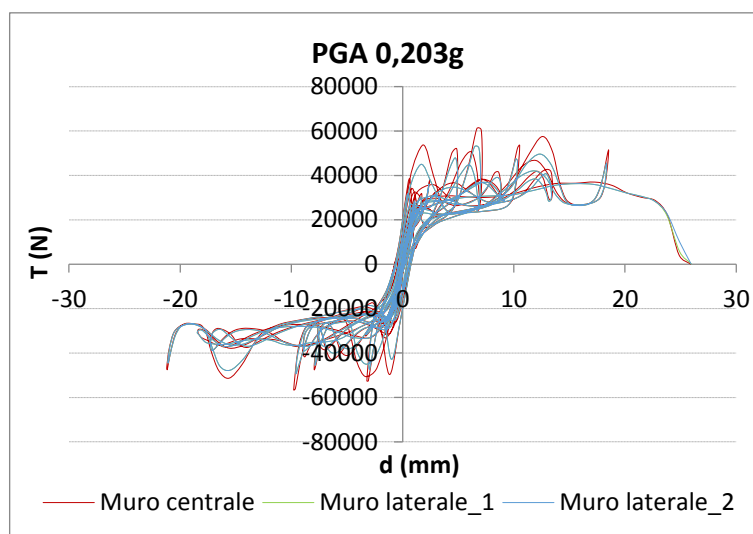


Figura 6-17 Taglio maschi piano terra-spostamenti a livello piano terra PGA 0,203g

Dopo aver portato a termine l'analisi di un caso simmetrico e un caso eccentrico, riscontrando risultati interessanti, l'analisi di Time-History per il caso di studio esaminato, porta a ulteriori importanti considerazioni.

Dallo studio di un caso iperstatico ci si aspetta di notare che i solai più rigidi siano in grado di trasferire a tutti i maschi gli stessi spostamenti e forze, i quali risponderanno in base alla loro rigidità, mentre per quanto riguarda il solaio più deformabile, ci si aspetta una ridistribuzione caratterizzata maggiormente dall'area d'influenza che compete al maschio stesso.

Valutando quanto i grafici soprastanti espongono, si può vedere come i maschi alla base vengano investiti dalla stessa forza e dagli stessi spostamenti per quanto concerne i solai consolidati, mentre il caso di solaio non consolidato mostra spostamenti leggermente più elevati per i maschi centrali, indice di una diversa distribuzione degli sforzi.

Il collasso, conseguentemente, sarà contemporaneo nel caso di solai rigidi, mentre sarà comandato dagli spostamenti del maschio centrale nel caso di solaio deformabile ma considerazioni più chiare ed esaustive possono essere fatte sulla base dei grafici successivi, maggiormente intuitivi nella visualizzazione dei risultati e soprattutto ottenuti dalla media di 7 accelerogrammi.

6.5 Considerazioni

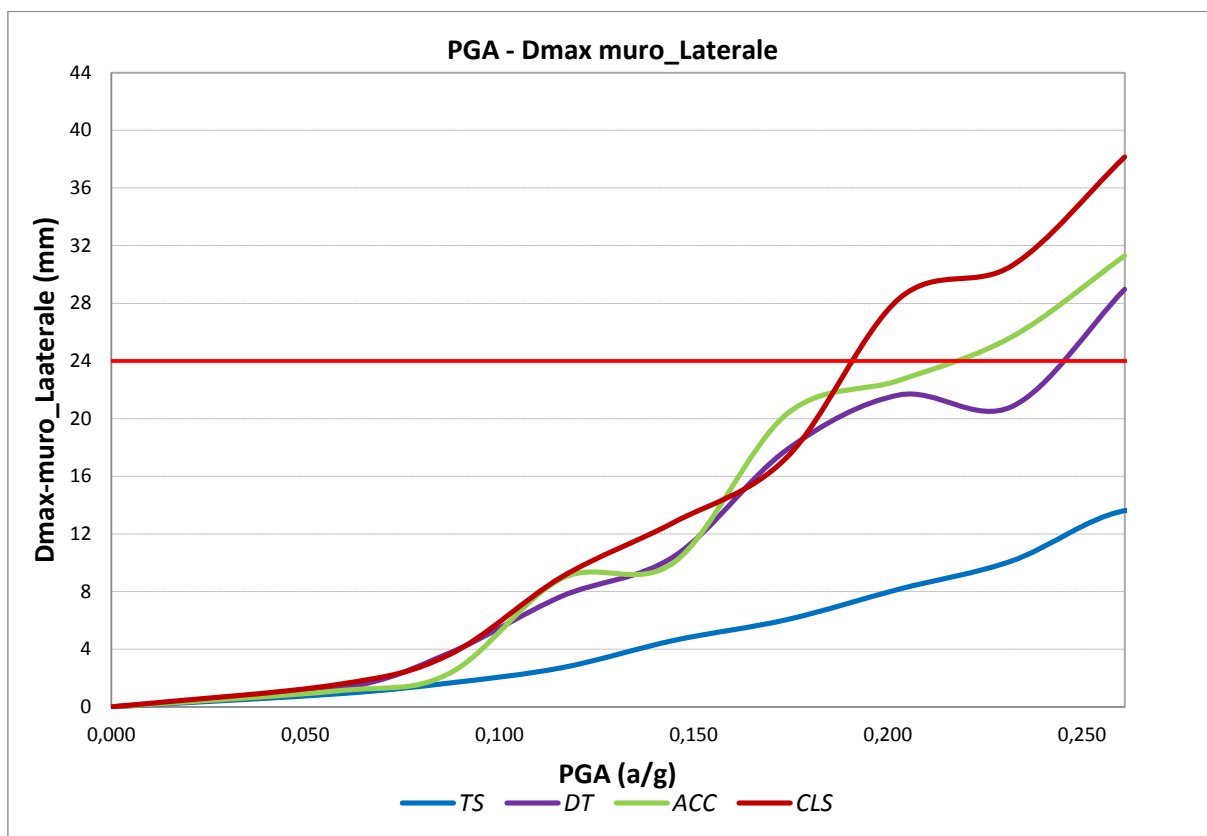


Figura 6-18 Confronto tra le medie ottenute da 7 accelerogrammi differenti per lo spostamento del maschio laterale

Analizzando ciò che mostra il grafico precedente, si nota con interesse come i maschi laterali vengano sollecitati da forze e quindi spostamenti inferiori nel caso di solaio non consolidato rispetto ai solai consolidati, ciò sembra caratterizzare un comportamento dissipativo al solaio considerato.

Il collasso avviene sempre prima per il consolidamento con soletta in calcestruzzo, mentre i consolidamenti con doppio tavolato incrociato e profili sottili in acciaio collassano a PGA leggermente più alte, sintomo di una maggior, seppur lieve, capacità dissipativa.

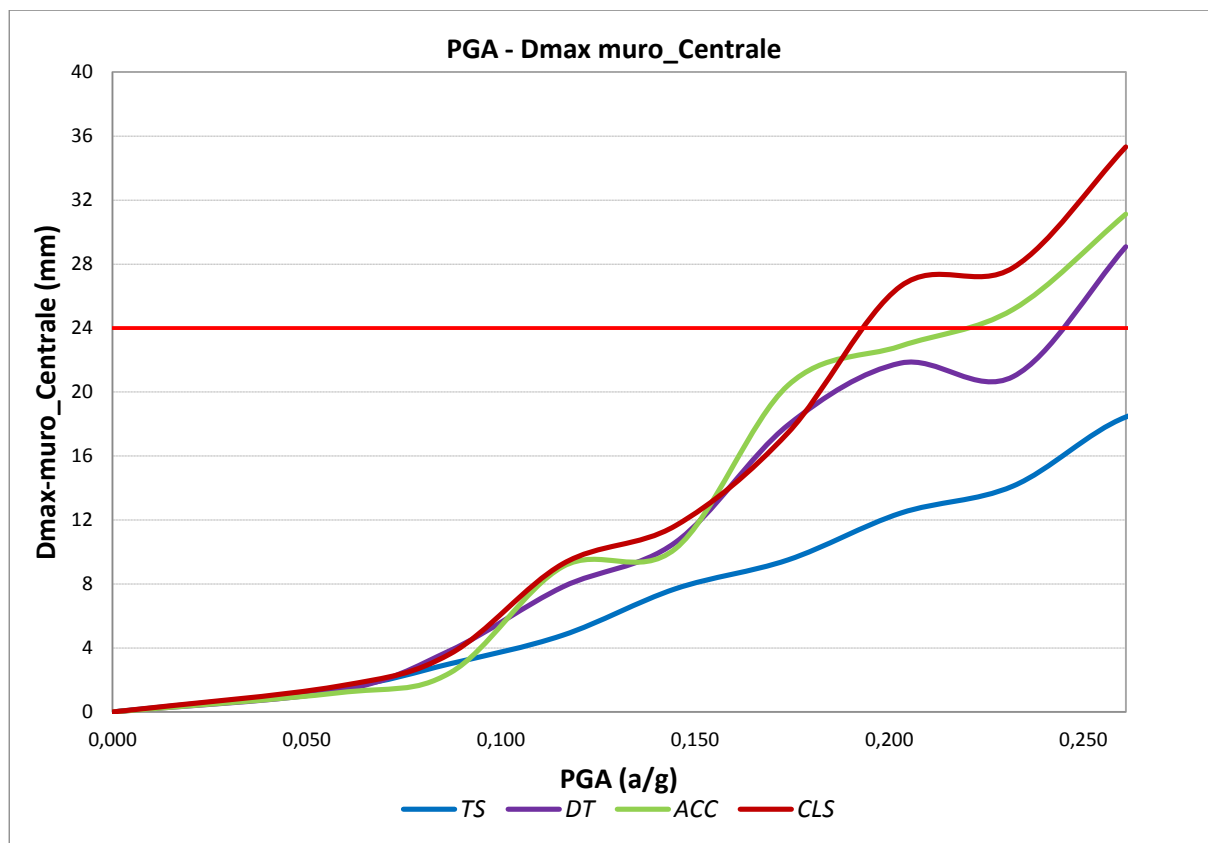


Figura 6-19 Confronto tra le medie ottenute da 7 accelerogrammi differenti per lo spostamento del maschio centrale

In questo grafico viene confermato quanto detto in precedenza, cioè si nota la capacità del solaio non consolidato di resistere a PGA più elevate senza collassare, dissipando energia prima di trasferirla ai maschi.

Il maschio centrale, se si confrontano gli spostamenti con la *Figura 6-18 Confronto tra le medie ottenute da 7 accelerogrammi differenti per lo spostamento del maschio laterale*, si nota che esso si muove leggermente di più rispetto a quello laterale, indice che conferma quanto supposto in merito a una redistribuzione delle forze basata sulle aree d'influenza per il solaio deformabile.

7 Rigidezze solai/muri

Il principale problema che affligge l'esame sulle risposte sismiche degli edifici, è quello di valutare la rigidezza degli orizzontamenti, i quali sono di fondamentale importanza per la redistribuzione delle forze sugli elementi verticali. Nella maggior parte dei casi, come consiglia anche la normativa [7]-[8], si considera il solaio come infinitamente rigido, ma è corretta questa affermazione? Sulla base dei risultati precedenti sembra non sia propriamente così, ma che si debba parlare invece di solaio sufficientemente rigido rispetto la struttura verticale in cui è inserito.

Dopo aver presentato i risultati ottenuti con le varie analisi eseguite, ci si pone quindi nell'ottica di fornire una formulazione semplice ed efficace per sintetizzare quanto sopra esposto.

Si è cercato di dare un'interpretazione numerica ai risultati ottenuti andando a confrontare la rigidezza a taglio dei solai e della muratura verticale sottostante per ogni caso analizzato.

Per determinare le rigidezze in gioco, si è utilizzata la stessa modellazione numerica vista in precedenza, applicando uno spostamento unitario nel nodo più indicativo e andando a misurare lo sforzo di taglio che si crea, sia per i solai che per la muratura. Per quanto riguarda i solai si è utilizzato lo schema di trave appoggiata con lo spostamento applicato nel centro della stessa;

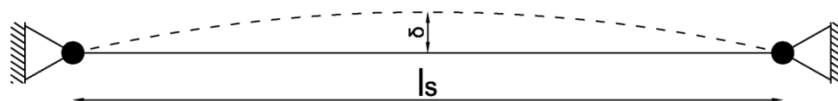


Figura 7-1 Schema statico utilizzato per il calcolo della rigidezza dei solai

Secondo il caso analizzato si ha però una luce diversa fra quelli che consideriamo come appoggi, infatti:

- Caso simmetrico: $l_s = 10,00 \text{ m}$;
- Caso eccentrico: $l_s = 10,00 \text{ m}$;
- Caso iperstatico: $l_s = 5,00 \text{ m}$;

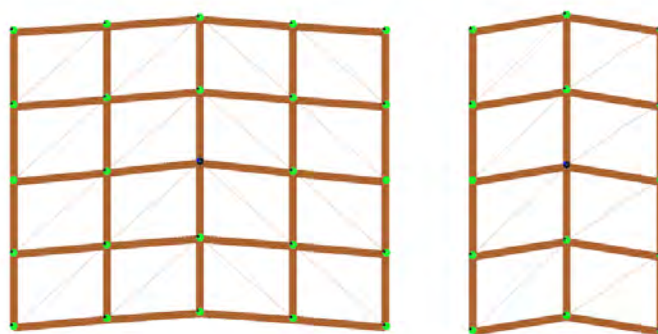


Figura 7-2 Modello MidasGEN per il calcolo della rigidezza dei solai

Per quanto riguarda invece la muratura, lo schema utilizzato per quantificare la rigidezza è quello solito di mensola incastrata alla base con lo spostamento applicato in sommità; si distinguono quindi due situazioni principali di cui determinare la rigidezza, si ha infatti:

- Maschio murario con $b = 2,00\text{ m}$;
- Maschio murario con $b = 1,00\text{ m}$;

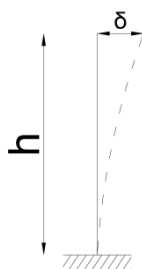


Figura 7-3 Schema statico utilizzato per il calcolo della rigidezza della muratura

È da sottolineare che si parla di rigidezza elastica, per questo motivo le prove vengono effettuate con uno spostamento di 0,1 mm, altrimenti applicando spostamenti di 1 mm in alcuni casi (per la rigidezza dei solai) si entra già in campo plastico.

Le analisi eseguite portano ai seguenti risultati:

	δ (mm)	F (N)	K (N/mm)
Maschio 1 m	0,1	987,9	9879
Maschio 2 m	0,1	8101,9	81019

Tabella 7-a Rigidezza del maschio murario

CASO SIMMETRICO E ECCENTRICO			
	δ (mm)	F (N)	K (N/mm)
TAVOLATO SEMPLICE	0,1	1093,9	10939
DOPPIO TAVOLATO	0,1	11048,0	110480
LEGNO + ACCIAIO	0,1	8721,9	87219
SOLETTA CLS	0,1	26362,9	263629

Tabella 7-b Rigidezze del caso simmetrico e eccentrico

CASO IPERSTATICO			
	δ (mm)	F (N)	K (N/mm)
TAVOLATO SEMPLICE	0,1	2176,3	21763
DOPPIO TAVOLATO	0,1	21006,9	210069
LEGNO + ACCIAIO	0,1	16751,3	167513
SOLETTA CLS	0,1	47332,2	473322

Tabella 7-c Rigidezze del caso iperstatico

Avendo determinato le rigidezze in gioco, si può ora determinare un coefficiente che metta in relazione solai e muratura attraverso un rapporto fra le rigidezze stesse, per cui si ha:

$$K_R = \frac{K_{SOLAIO}}{K_{MURO}}$$

A seconda che questo risulti maggiore o minore di uno si avrà l'indicazione di quale sia la rigidezza che prevale sull'altra, quindi valutare definitivamente quando si può dire che un solaio sia sufficientemente rigido rispetto la struttura nel quale è inserito. Si riporta quanto ottenuto:

CASO SIMMETRICO			
	K_{MURO} (N/mm)	K_{SOLAIO} (N/mm)	K_R
TAVOLATO SEMPLICE	81019	10939	0,14
DOPPIO TAVOLATO	81019	110480	1,36
LEGNO + ACCIAIO	81019	87219	1,08
SOLETTA CLS	81019	263629	3,25

Tabella 7-d Rapporto K_R per caso simmetrico

CASO ECCENTRICO			
	K_{MURO} (N/mm)	K_{SOLAIO} (N/mm)	K_R
TAVOLATO SEMPLICE	9879	10939	1,11
DOPPIO TAVOLATO	9879	110480	11,18
LEGNO + ACCIAIO	9879	87219	8,83
SOLETTA CLS	9879	263629	26,69

Tabella 7-e Rapporto K_R per caso eccentrico

CASO IPERSTATICO			
	K_{MURO} (N/mm)	K_{SOLAIO} (N/mm)	K_R
TAVOLATO SEMPLICE	81019	21763	0,27
DOPPIO TAVOLATO	81019	210069	2,59
LEGNO + ACCIAIO	81019	167513	2,07
SOLETTA CLS	81019	473322	5,84

Tabella 7-f Rapporto K_R per caso iperstatico

I risultati messi in luce nelle precedenti tabelle, mostrano in che modo le rigidezze dei solai si interfacciano con quelle dei maschi murari, connotando in maniera analitica quanto già visto all'interno dell'elaborato.

Analizzando il primo caso, edificio simmetrico, si può ben vedere come il tavolato semplice porti ad un rapporto K_R inferiore all'unità, il che sta a significare che il solaio ha rigidezza minore rispetto a quelli dei maschi, cosa che non avviene nel caso di edificio con eccentricità, mentre si ripresenta nel caso di studio iperstatico. Tale particolarità sta a significare che il tavolato semplice si comporta come

un solaio deformabile nel primo e nel terzo caso, mentre può identificarsi come un solaio rigido nel secondo caso.

Per la stessa ragione si può ben dire che i consolidamenti studiati tendono tutti ad irrigidire il solaio al punto tale da poterlo considerare più rigido delle murature.

Analizzando due casi simili quali l'edificio simmetrico e iperstatico, è possibile notare come nel secondo caso il rapporto K_R sia circa il doppio rispetto al primo, ciò significa, come ci si aspettava, che il grado vincolare influenza la rigidezza del solaio, a parità di consolidamento, infatti il rapporto K_R può essere visto anche come:

$$K_R = \frac{K_{SOLAIO}}{K_{MURO}} = \frac{GA/l_s}{GA/h}$$

Dove:

- G è il modulo elastico tangenziale del materiale;
- A è l'area dell'elemento interessato;
- l_s larghezza del solaio considerato;
- h altezza del maschio murario;

Perciò, dimezzando la dimensione l_s si raddoppia il rapporto K_R .

8 Conclusioni

Dopo aver descritto i risultati ottenuti in questo lavoro di tesi e le relative ipotesi di base e condizioni di validità, si riassumono di seguito le principali conclusioni:

- In un edificio a pianta simmetrica, quindi regolare, dove le rigidezze degli elementi verticali sono uguali per tutti, la risposta sismica del fabbricato migliora tendendo a non irrigidire il solaio, poiché esso sembra essere in grado di contribuire maggiormente alla dissipazione energetica globale attraverso i meccanismi dissipativi locali delle connessioni e dell'attrito tra i tavolati;
- In un edificio a pianta eccentrica, quindi irregolare, con schema statico di tipo isostatico per le lame sismo-resistenti, la differente rigidezza dei solai non influisce in maniera sostanziale sulla risposta sismica dell'intera struttura, infatti tutti i tipi di solaio analizzati conferiscono lo stesso comportamento all'edificio, senza notare le rilevanti differenze che si presentano per il caso a pianta simmetrica;
- **I rapporti determinati in cap. 7 Rigidezze solai/muri, mostrano bene quando sopra detto. A parità di solaio, infatti, la rigidezza degli elementi verticali che lo sorreggono influenza notevolmente il comportamento della struttura, per cui è possibile richiamare quanto già affermato, cioè che non è corretto connotare un solaio come rigido o non rigido senza prima aver considerato la struttura nel quale è inserito;**
- La miglior risposta la si ottiene con i casi simmetrici, ciò è giustificato dal fatto che il solaio viene investito perpendicolarmente alla direzione del tavolato, il quale tende quindi a comportarsi come un trave che può flettersi nel piano. Il sistema travi principali – tavolato, è un sistema non controventato, per cui il tavolato riesce a ruotare rispetto alla trave principale attorno alla connessione che li lega, per questo motivo riesce a compiere grandi spostamenti.

Si evidenzia infine che i risultati ottenuti sono validi sotto certe ipotesi semplificative di modellazione che potranno essere migliorate e approfondite in futuri sviluppi per ottenere risultati più precisi. In particolare:

- Per quanto concerne la modellazione dei solai, sarebbe opportuno effettuare una modellazione più particolareggiata, che tenga conto della forma dei diversi cicli che compiono i solai, considerando i successivi decrementi di rigidezza;
- Per la modellazione della muratura: in questo elaborato si è considerato il solo collasso per presso-flessione, sarebbe opportuno implementare modelli numerici in grado di rappresentare anche gli altri tipi di collasso;
- Per ulteriori considerazioni utili a confermare o meno quanto esplicito nell'elaborato, si potrebbero affrontare casi con diverse geometrie e carichi agenti;

9 Bibliografia

- [1] N. Gattesco, L. Macorini, F. Benussi: “Intervento sui solai lignei per l’adeguamento sismico di edifici storici con tecniche caratterizzate da elevata reversibilità”, PRIN 2006.
- [2] N. Gattesco, L. Macorini, F. Benussi: “Strengthening and stiffening ancient wooden floors with flat steel profiles”, Structural Analysis of Historical Constructions, New Delhi, 2006.
- [3] M. Piazza, C. Baldessari, R. Tomasi: “The role of in-plane floor stiffness in the seismic behavior of traditional buildings”, from the 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.
- [4] C. Baldessari, M. Piazza (tutor): “In-plane behaviour of differently refurbished timber floors”, 2010
- [5] G. Magenes, D. Bolognini, C. Braggio: “Metodi semplificati per l’analisi sismica non lineare di edifici in muratura”, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma 2000.
- [6] G. Magenes, G.M. Calvi: “In-Plane seismic response of brick masonry walls”, from Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 26, 1091-1112 (1997).
- [7] Ministero delle Infrastrutture, Ministero dell’Interno, Dipartimento di Protezione Civile: “Nuove Norme Tecniche Per Le Costruzioni, D.M. Infrastrutture 14 Gennaio 2008”.
- [8] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti: “Nuova Circolare Delle Norme Tecniche Per Le Costruzioni, Circolare 2 Febbraio 2009”.